



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	火山灰質地盤における杭基礎の耐震性評価技術および耐震補強技術に関する研究
Author(s)	江川, 拓也
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	甲第14234号
Issue Date	2020-09-25
DOI	https://doi.org/10.14943/doctoral.k14234
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/79953
Type	doctoral thesis
File Information	Takuya_Egawa.pdf



火山灰質地盤における杭基礎の
耐震性評価技術および耐震補強技術に関する研究

2020 年 9 月

江 川 拓 也

火山灰質地盤における杭基礎の耐震性評価技術および耐震補強技術に関する研究

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 本章の概要	1
1.2 研究の背景	1
1.2.1 北海道の火山灰質粗粒土の特徴	1
1.2.2 火山灰質粗粒土に関する海外の研究	11
1.2.3 北海道の火山灰質粗粒土地盤における杭基礎の挙動	12
1.2.4 道路橋杭基礎の地震被災事例と現状	17
1.3 研究の位置付けと本論文の構成	21
第 2 章 火山灰質地盤と砂地盤の液状化時の杭の水平地盤反力係数の低減傾向 の比較	23
2.1 本章の概要	23
2.2 遠心力模型実験概要	24
2.3 実験結果と考察	29
2.3.1 静的水平載荷実験による載荷点の荷重変位～関係	29
2.3.2 動的加振実験による地盤内過剰間隙水圧の挙動	31
2.3.3 液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度の評価	33
2.4 まとめ	48
第 3 章 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	51
3.1 本章の概要	51
3.2 遠心力模型実験概要	52
3.3 動的加振実験結果と考察	56
3.3.1 地盤内過剰間隙水圧の挙動	56
3.3.2 地盤の応答加速度と杭の曲げモーメントの挙動	58
3.4 杭の水平地盤反力係数の低減度の評価	60

3.5	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	64
3.6	まとめ	70
第4章	動的有効応力解析による火山灰質地盤の液状化挙動と杭基礎挙動の評価	73
4.1	本章の概要	73
4.2	動的有効応力解析のモデル化手法	74
4.2.1	解析モデルの基本設定	75
4.2.2	杭のモデル化の検討	75
4.2.3	地盤のモデル化の検討	77
4.3	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	81
4.4	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	85
4.5	まとめ	87
第5章	囲い型地盤改良による耐震補強効果の検討	89
5.1	本章の概要	89
5.2	遠心力模型実験概要	92
5.3	実験結果と考察	95
5.3.1	動的加振実験による地盤の応答挙動	96
5.3.2	動的加振実験による杭の応答挙動	100
5.3.3	杭の水平地盤反力係数の低減傾向	102
5.4	動的有効応力解析による対策効果の検証	105
5.5	まとめ	108
第6章	結論と今後の課題	111
参考文献		119
付 録	本研究で用いた遠心力载荷装置および模型杭	123
謝 辞		131

第 1 章 序論

1.1 本章の概要

第 1 章では、本研究の導入部として、研究の背景となった火山灰質土、特に、北海道の火山灰質粗粒土、ならびに、火山灰質粗粒土地盤における杭基礎挙動の実態と実務上の問題点および既往研究の総括、本研究の位置付けについて述べる。

1.2 研究の背景

1.2.1 北海道の火山灰質粗粒土の特徴

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(図 1.1)、火山灰質土の種類が多くその性質も多様である^{1), 2), 3)}。

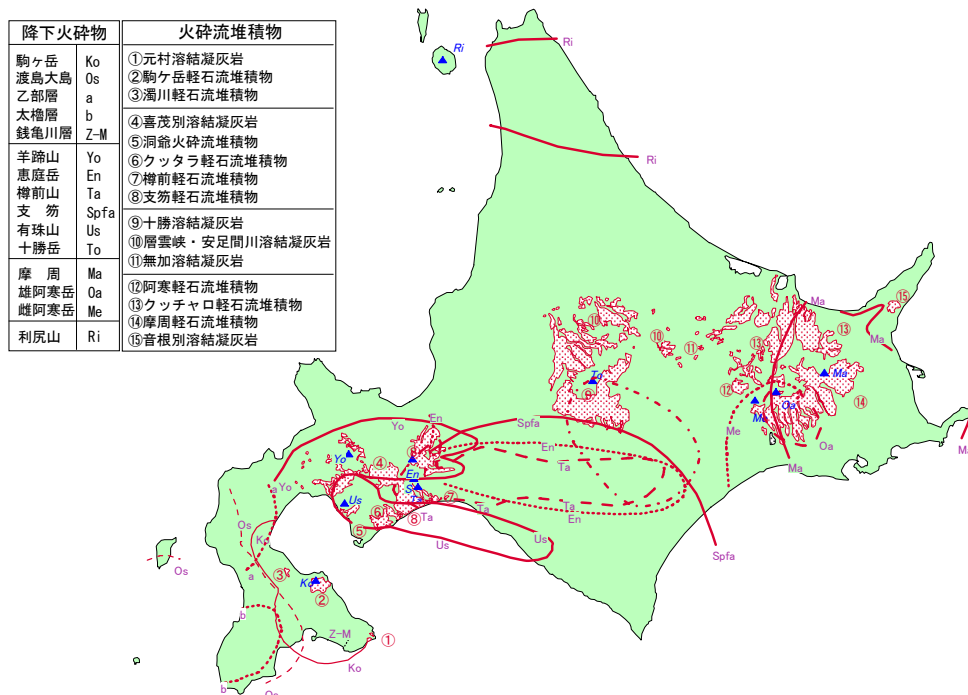


図 1.1 北海道の火砕流堆積物・降下火砕物分布図（参考文献 3 の図 2-1-2 に加筆）

火山灰質土は、火山灰質粗粒土と火山灰質細粒土に大別され、火山灰質粗粒土には、構成粒子が多孔質かつ脆弱（図 1.2）であることに起因する拘束圧下での粒子破碎や、堆積過程における溶結作用等によりやや固結した様相を呈するものもあり、その物理・力学特性は通常の砂質土とは異なる^{4), 5), 6)}。また、含有される細粒分は非塑性あるいは低塑性という特徴がある。

しかし、火山灰質粗粒土地盤における適切な設計法は確立しておらず、実務では、砂質土地盤に準じた N 値等に基づく設計法がそのまま適用されている。しかし、破碎性を有する火山灰質粗粒土の N 値は、標準貫入試験時に粒子破碎の影響を受けるとの指摘がある^{7), 8)}。

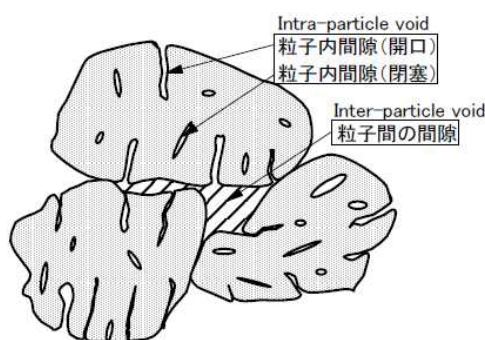


図 1.2 軽石を主体とする火山灰質粗粒土の粒子内間隙の模式図³⁾

図 1.3 に、北海道の火山灰質粗粒土の不攪乱試料の内部摩擦角 ϕ と N 値との関係を示す。

北海道の火山灰質粗粒土は、さらに降下軽石・降下スコリア、軽石流堆積物に大別されるが、拘束圧下で生じる軽石分の粒子破碎は ϕ を低下させる（図 1.4）が、駒ヶ岳降下軽石（Ko-d）を除けば、(a) 降下軽石・降下スコリアと砂質土の N 値～ ϕ 関係は良く一致しており、破碎性を有する降下軽石では ϕ に及ぼすセメンテーションの影響が少なくなることや、静的せん断だけではなく動的貫入により得られる N 値でも粒子破碎の影響が現れた結果、砂地盤と同等の結果になったものと考えられている⁹⁾。一方、(b) 軽石流堆積物（支笏軽石流堆積物 Spfl）では、 N 値が低くなるほど ϕ の値が降下軽石・降下スコリアや砂質土よりも高く現れ、固結の影響が顕著に現れたものと考えられている⁹⁾。

図 1.5 は、モールの応力円による破壊包絡線から求められた見かけの粘着力 c と N 値との関係であるが、図 1.4 のように破碎性火山灰質土のせん断強さを求めた場合、粘着成分を有するとは考えづらい不攪乱の降下軽石・降下スコリアでも c が現れるとされている。一方、固結の影響を有する Spfl では、 N 値が大きくなるほど c が増加している⁹⁾。

図 1.6 には、過去の地震で液状化が生じた降下軽石と軽石流堆積物の例として、摩周降下軽石 (Ma-l) と支笏軽石流堆積物 (Spfl) を示したが、Ma-l では大きな粒径の軽石が主体であることが分かり、Spfl では大きな粒径の軽石分はほぼ混入しておらず、砂分、細粒分が主体であることが分かる。

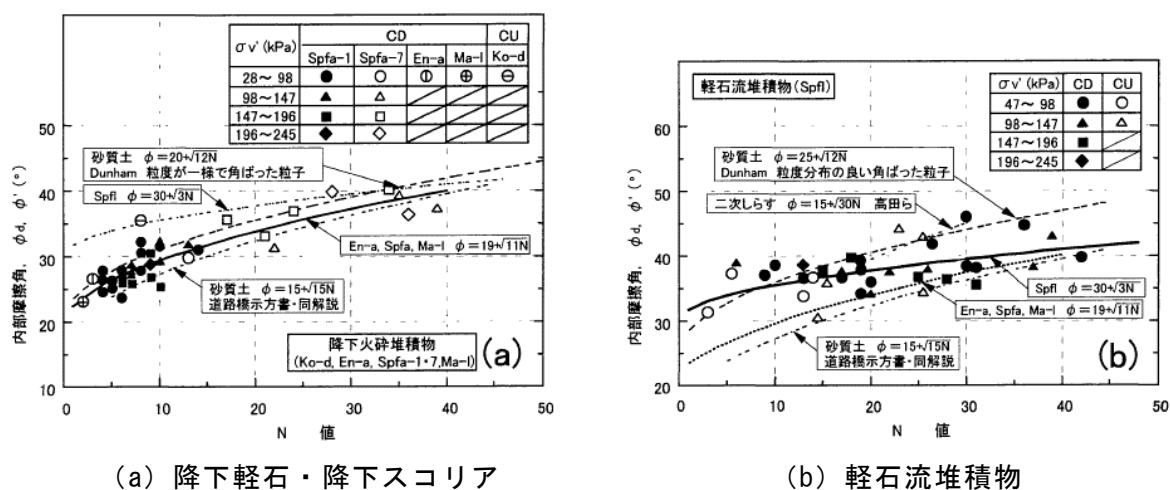


図 1.3 N 値と内部摩擦角 ϕ との関係⁹⁾

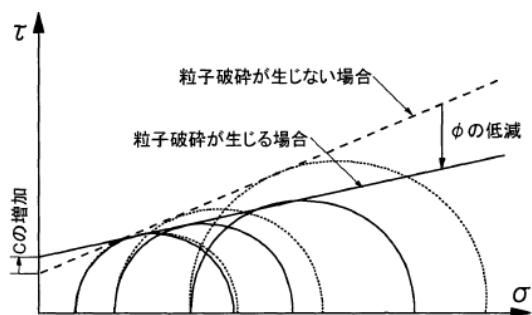


図 1.4 粒子破碎による破壊包絡線の変化⁹⁾

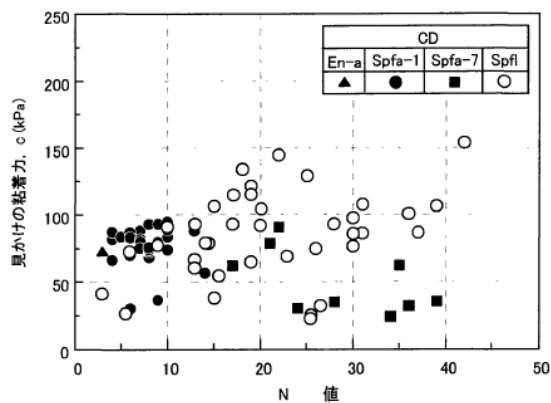


図 1.5 N 値と見かけの粘着力 c との関係⁹⁾



(a) 1994 年北海道東方沖地震で液状化した降下軽石（中標津町、摩周降下軽石 Ma-I）³⁾



(b) 2003 年十勝沖地震、2018 年北海道胆振東部地震で液状化した軽石流堆積物
（札幌市清田区美しが丘、支笏軽石流堆積物 SpfI）

図 1.6 過去の地震で液状化が生じた火山灰質粗粒土の例

図 1.7 は、図 1.8 に示す三浦ら⁶⁾の 75 μ m 以下の細粒分含有率の増加 ΔFC によって評価された降下軽石の排水・非排水三軸圧縮試験による粒子破砕量と有効平均主応力 p' との関係を示したものであるが、 ΔFC と p' との関係は排水条件に関係なく各採取地の試料毎に一義的である⁸⁾とされる。構成粒子を多孔質で脆弱な軽石を主体とする Ma-I では低い拘束圧下においても粒子破砕が生じ細粒分が増加していることが分かる。一方、この範囲の拘束圧下では Ko-d は非破砕性であり構成粒子が堅固であること、支笏降下軽石 (Spfa-1) はその中間的な破砕性を示すことが分かる。

以上のことから、火山灰質粗粒土地盤の N 値および c 、 ϕ はいずれも粒子破砕や固結の影響を受けるため、砂質土に準じた N 値に基づく相関式をそのまま適用できない現状にあるとされる。

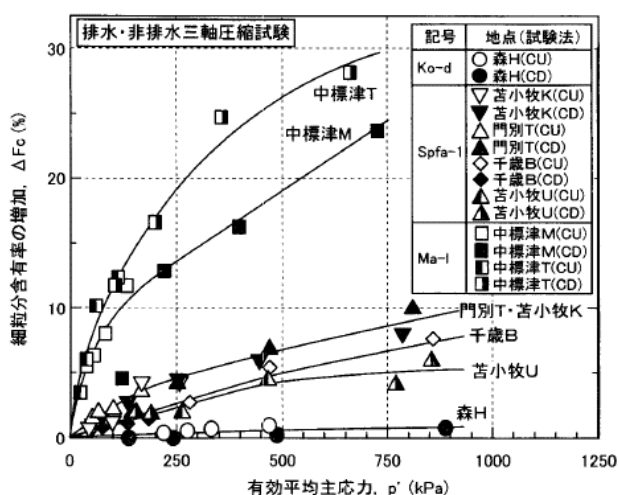


図 1.7 細粒分含有率の増加 ΔFC と
有効平均主応力の関係⁸⁾

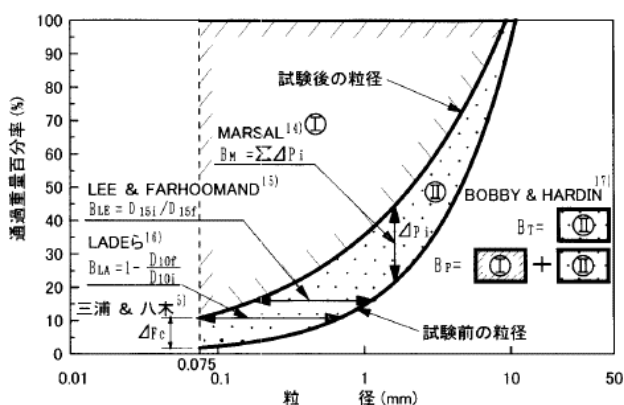


図 1.8 粒子破砕指標の定義⁸⁾

図 1.9 は、降下軽石の不攪乱試料、図 1.10 は、軽石流堆積物の再構成試料と不攪乱試料に対して実施された繰返し非排水三軸圧縮試験(液状化試験)による液状化強度比を示したものであり、図 1.10 には、圧密後の相対密度 $D_{rc}80\%$ と初期相対密度 $D_{ri}70\%$ の豊浦砂の試験結果も示されている。図 1.9 より、物理特性がそれぞれ異なることもあるが同一記号の火山灰質土であっても、採取地によって液状化強度曲線は大きく異なっている。また、その多くは密な豊浦差よりも液状化強度は大きいようである。一方、図 1.10 より、軽石流堆積物(支笏軽石流堆積物 Spfl、クッチャロ軽石流堆積物 Kcfl)では密な豊浦差よりも液状化強度が低いことが分かる。火山灰質粗粒土に含まれる細粒分の多くは母粒子が破碎されたもので、非塑性あるいは低塑性であり、非塑性細粒分を含む火山灰質土の液状化強度は細粒分含有率 FC の増加に伴って低下することが報告されている¹¹⁾。

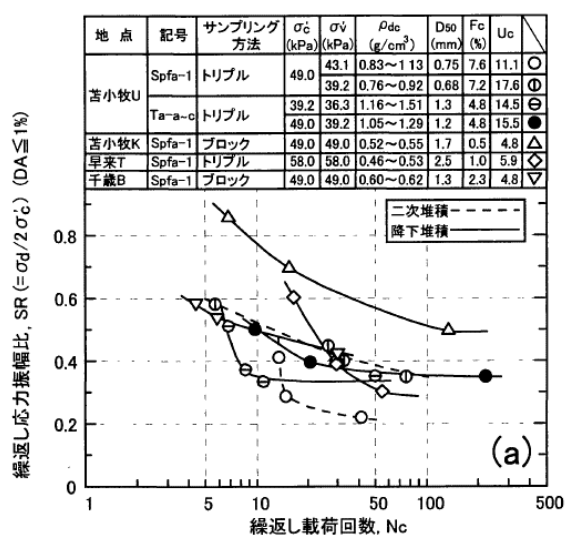


図 1.9 不攪乱降下軽石の液状化強度曲線⁹⁾

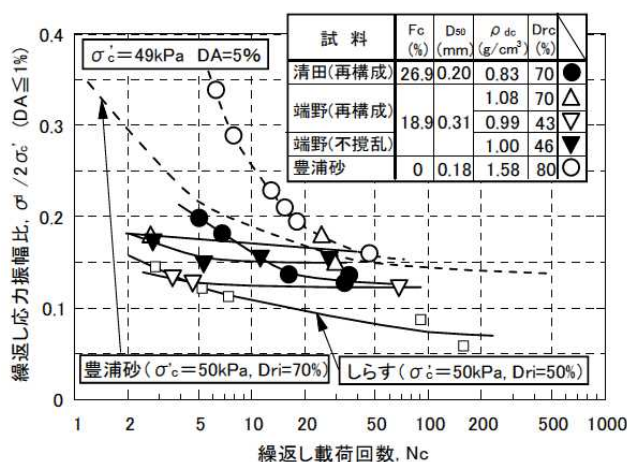


図 1.10 軽石流堆積物と豊浦砂の液状化強度¹⁰⁾

図 1.11 に、降下軽石と軽石流堆積物の FC と液状化強度との関係を示す。図 1.11 は、母粒子を人為的に粉砕し細粒分を増加させた試験結果であるが、細粒分の増加に伴い液状化強度が著しく低下していることが分かる。細粒分が 30%以上になると火山灰質土の種類によらず液状化強度はほぼ一定となっており、この状態では、粗粒分の骨格の間隙の中が細粒分で充填され、細粒分の中に粗粒分が包含される形となることから、細粒分の弱い構造がせん断挙動の支配的要因になること意味するとされている¹¹⁾。一般に砂質土は細粒分を多く含むと液状化強度が上昇する傾向にあるが、砂質土とは異なる特徴の一つである。なお、火山灰質土の粒子破碎は、その大部分が圧密過程において生じるものであり、有効応力の低減する繰返し非排水せん断過程ではほとんど発生しないことが報告⁵⁾されている。

図 1.12 は、北海道における過去の地震により液状化が生じた森町の駒ヶ岳軽石流堆積物 (Kofl)、札幌市清田区美しが丘の支笏軽石流堆積物 (Spfl)、また、液状化は生じていないが美幌町のクッチャロ軽石流堆積物 (Kcfl) の不攪乱試料の液状化試験より得られた液状化強度比 R_L と、道路橋示方書による N 値、 FC 等に基づく液状化強度比推定式¹²⁾との関係が整理されたものである¹³⁾。なお、北海道における過去の地震による火山灰質粗粒土の液状化は、そのほとんどが盛土造成や岩屑なだれ堆積物といった二次堆積地盤で生じている。

図 1.12 より、不攪乱試料の液状化試験より得られた R_L は、 N 値および FC との明瞭な相関はなく、多くは道路橋示方書による推定式よりも大きな値を示している。また、詳細には作用した地震動との比較が必要であるが、液状化が生じた地点と非液状化地点が明確に判別できていない。砂質土に準じた N 値に基づく相関式をそのまま適用できない現状であることが分かる。

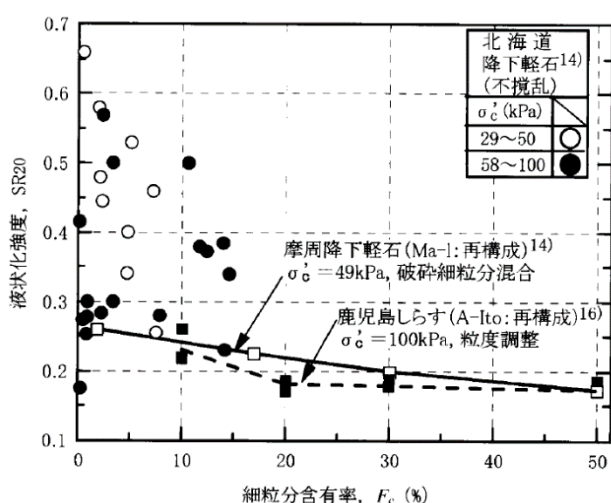


図 1.11 火山灰質粗粒土の細粒分含有率と液状化強度¹¹⁾

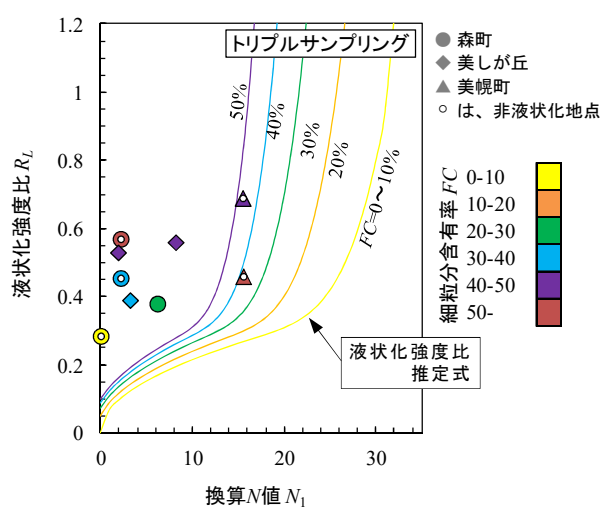


図 1.12 道路橋示方書による液状化強度比推定式と液状化試験結果の比較¹³⁾

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⁾、特に北海道での液状化の発生が顕著である（図 1.13）。これらの液状化は、砂質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)}。

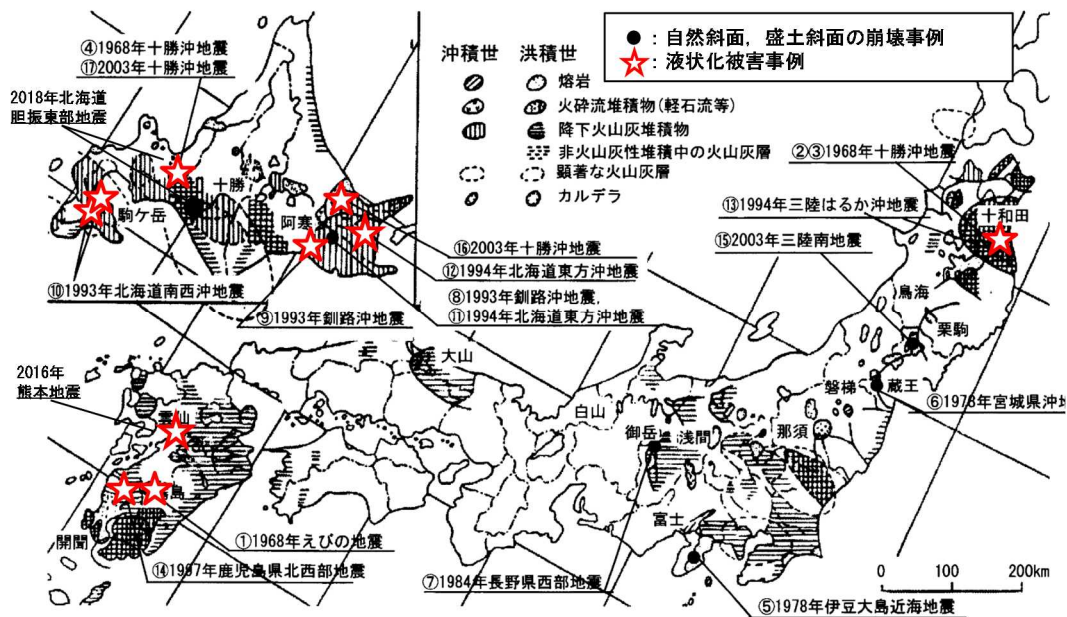


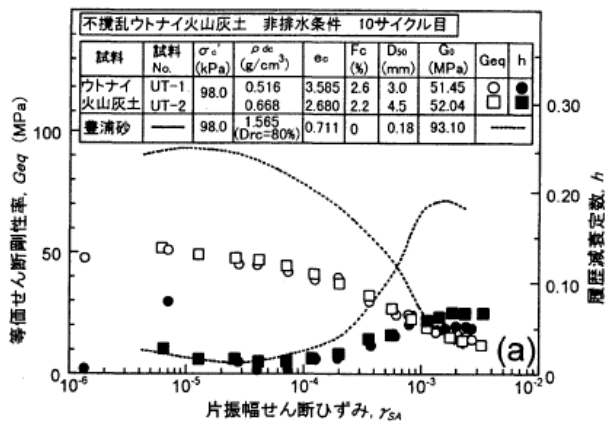
図 1.13 既往の地震による火山灰質土の被害事例（参考文献 14 の図-6.1 に加筆）

図 1.14 は、北海道の支笏降下軽石（Spfa-1）の不攪乱試料と鹿児島県のしらすの不攪乱、再構成試料を対象とした繰返し三軸試験（動的変形特性試験）結果¹⁸⁾であり、いずれも二次堆積の火山灰質粗粒土地盤から採取された試料である。なお、(a) には、比較のために圧密後の相対密度 $D_{rc}80\%$ の豊浦砂が併記されている。また、図 1.15 は、2003 年十勝沖地震の際に北見市端野町で液状化したクッチャロ軽石流堆積物（Kcfl）の再構成試料の動的変形特性試験結果¹⁹⁾である。

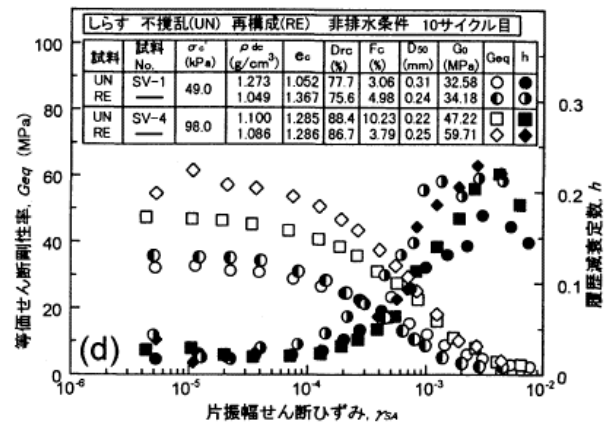
図 1.14、図 1.15 より、Spfa-1、Kcfl は密な砂よりも乾燥密度 ρ_d が低く、間隙比 e が大きなことから一様に比較はできないが、初期せん断剛性率 G_0 は密な砂よりも低いとされている。しらすの D_{rc} は密な砂と同程度であるが G_0 はやはり低い。一方、しらすの不攪乱試料と再構成試料の動的変形特性には大きな違いはないが、二次堆積で固結の影響が小さいだけではなく試料採取後の凍結による試料の乱れも原因とされている。また、Spfa-1 では、せん断ひずみの増加に応じた履歴減衰定数 h の増加傾向は、Spfa-1 では密な砂やしらすよりも小さく、Kcfl はしらすと似通った挙動を示すとされている。なお、拘束圧の増大に伴うせん断剛性率 G の増加は粒子破碎によって抑制され、その際の間隙比 e は通常の砂よりも著しく大きくなるため G に及ぼす e の影響は小さくなること、粒子破碎は繰返し非排水せん断ではほとんど生じていないことから、 G に及ぼす粒子破碎の影響は、非排水せん断過程よりも圧密過程で生ずるものが支配的とされている¹⁸⁾。

図 1.16 は、原位置のせん断波速度 V_s から求めた G_0 と N 値の関係¹⁸⁾であるが、図 1.16 より、しらすと当幌火山灰（Ma-1）は沖積砂の傾向と一致するが、ウトナイ火山灰（Spfa-1）と早来火山灰（Spfa-1）では、 N 値が増加すると沖積砂よりも高い G_0 を示し、これは、標準貫入試験時に粒子破碎がもたらされ、 N 値が過小に評価されるためとされている。このことから、破碎性を有する火山灰質土で構成される地盤では、動的貫入による粒子破碎がその試験結果に影響を及ぼすため、 N 値のみから地盤特性を判断することは適切ではないと結論付けている。

火山灰質粗粒土の動的変形特性も砂質土とは異なり、砂質土に準じた N 値に基づく相関式をそのまま適用できない現状にある。



(a) 支笏降下軽石 (Spfa-1)



(b) 鹿児島県の二次しらす

図 1.14 支笏降下軽石 (Spfa-1) と鹿児島県のしらすの繰返し変形特性¹⁸⁾

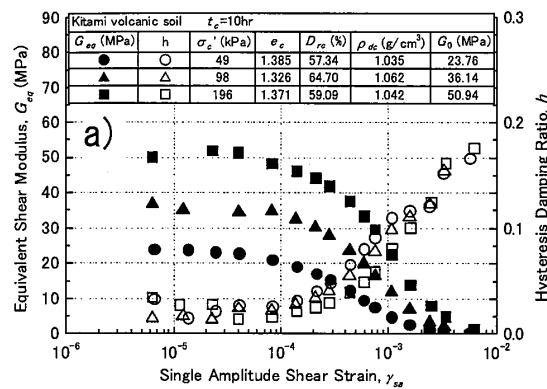


図 1.15 クッチャロ軽石流堆積物 (Kcfl) の繰返し変形特性¹⁹⁾

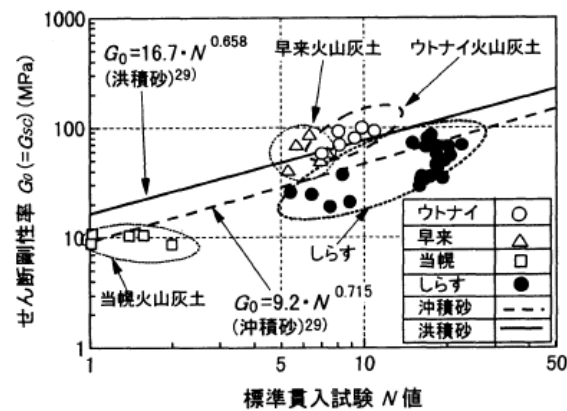


図 1.16 原位置 V_s から求めた火山灰質粗粒土の G_0 と N 値の関係¹⁸⁾

1.2.2 火山灰質粗粒土に関する海外の研究

火山灰質粗粒土の静的・動的力学挙動に関する研究は、海外の火山国においても研究が進められている。

イタリアでは、古くより破砕性火山灰質土の工学的諸問題が認識されており継続して研究が行われている。

最近の研究では、エトナ山を起源とする降下軽石を主体とする地盤では、一般的な砂地盤よりも大幅に大きな初期間隙比を有するが、一次元圧縮試験における有効応力 σ_v' が 1MPa 迄は空隙比 e に大きな変化は無く、非常に大きな拘束圧下 1~10MPa の範囲で顕著に粒子破砕が生じ e が減少する。初期間隙比をいくつか変化させた試験結果の比較から 10MPa を越えると $e \sim \sigma_v'$ 曲線は全ての試験結果で一致し、最も細かい粒子はそれ以上破砕せず徐々に安定し材料固有の値を示すとのことである²⁰⁾。この $e \sim \sigma_v'$ 曲線の傾向は、破砕性土の力学挙動に関する過去の考察と同様である^{21), 22)}。

また、軽石流堆積物の不攪乱試料と再構成試料の液状化試験の結果、繰返しせん断過程での粒子破砕はごくわずかで非塑性細粒分の液状化強度への影響は不明であるが、再構成試料は不攪乱試料の約半分の繰返し回数で液状化に達し、このことから、土粒子の骨格構造が繰返し抵抗に大きな役割を果たすと報告されている²³⁾。

ギリシャでは、粒状土の動的特性を示す既存の $G/G_0 \sim \gamma \sim h$ 曲線では、多孔質な軽石を含む火山灰質粗粒土の動的挙動を正確に説明できないため同曲線の補正係数が提案されており、相対密度、平均粒径が重要な影響を及ぼすと報告されている²⁴⁾。

ニュージーランドでは、2010 年と 2011 年に連続して発生したカンタベリー地震による火山灰質地盤における甚大な液状化被害^{25), 26), 27)}を契機に、これまで行われていなかった火山灰質粗粒土の液状化に関する研究が行われている。降下軽石を主体とする地盤に対する研究から、ニュージーランドと日本の降下軽石の特徴は類似^{28), 29)}しており、粒子破砕前の液状化強度比 R_L は一般的な砂質土よりも大きいものの破砕細粒分の増加に伴い低下し、せん断剛性率 G は一般的な砂質土よりも低く、せん断ひずみの増加に応じた履歴減衰定数 h の増加傾向は砂質土の約半分であり破砕細粒分の増加とともに増加すると報告され、砂質土に準じた経験的な関係式は適用できないと結論付けている。一方、降下軽石の粒子破砕は、圧密応力によるものよりも繰返しせん断過程で顕著であるとの相反する結論もある³⁰⁾。

1.2.3 北海道の火山灰質粗粒土地盤における杭基礎の挙動

杭基礎の常時の鉛直・水平支持力の設計には、地盤を主に砂質土と粘性土に大別して、過去の実現場における杭の鉛直・水平載荷試験結果に基づく N 値との経験式が用いられる^{31), 32), 33)}。

北海道の火山灰質粗粒土地盤においては砂質土に準じて設計されるが、実施工において鉛直支持力の過小発現や、水平抵抗特性が設計とは異なる挙動を示すことが窺われた。そのため、火山灰質粗粒土地盤における杭の鉛直・水平支持力の実態の把握および実務的な設計法を確立する目的で、図 1.17 に示す 7 地区 20 現場において杭の鉛直・水平載荷試験による直接的な評価が行われている^{34), 35)}。試験対象の火山灰質土は、全て火山灰質粗粒土である降下軽石あるいは軽石流堆積物である（表 1.1、表 1.2）。表 1.1 の鉛直載荷試験実施箇所では杭全長に堆積する主な火山灰質土が、表 1.2 の水平載荷試験箇所では杭の特性長 $1/\beta$ （水平抵抗領域）に堆積する火山灰質土が併記されている。

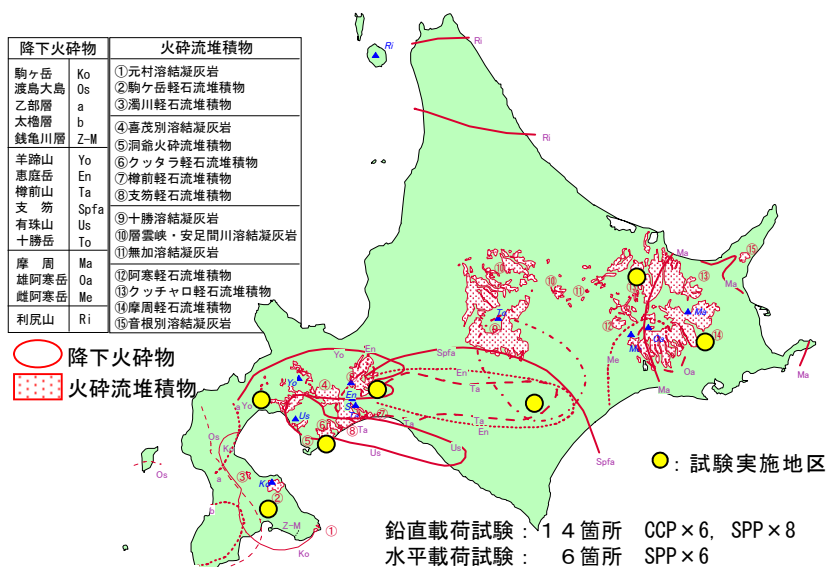


図 1.17 北海道の火砕流堆積物・降下テフラ分布図と杭の鉛直・水平載荷試験箇所

表 1.1 杭の鉛直載荷試験実施箇所³⁴⁾

(a) 場所打ち杭 (CCP)

記号	現場名	杭諸元	火山灰土区分
C _{v1}	鉄北橋 (千歳市)	φ1200mm L=18.4m	支笏軽石流堆積物 Spfl
C _{v2}	ランブ橋 (函館市)	φ1200mm L=15.0m	駒ヶ岳降下堆積物 Ko (熱帯軽石堆積物混合)
C _{v3}	白井川跨道橋 (黒松内町)	φ1000mm L=12.4m	洞爺火砕流堆積物 Toya
C _{v4}	西風連橋 (別海町)	φ1000mm L=15.5m	摩周降下火砕物 Ma・ クツチャロ軽石流堆積物 Kcfl
C _{v5}	美女橋 (美幌町)	φ1200mm L=21.4m	クツチャロ軽石流堆積物 Kcfl
C _{v6}	愛国基線橋 (帯広市)	φ1200mm L=25.4m	支笏・恵庭降下堆積物 Spfa,En (fl混在)

(b) 鋼管杭 (SPP)

記号	現場名	杭諸元	火山灰土区分
S _{v1}	寿橋 (千歳市)	φ800mm L=22.9m	支笏軽石流堆積物 Spfl (fl一部混在)
S _{v2}	オルイカ橋 A1橋台 (千歳市)	φ800mm L=37.4m	支笏軽石流堆積物 Spfl・支笏降下堆積物 Spfa
S _{v3}	オルイカ橋 A2橋台 (千歳市)	φ800mm L=36.9m	支笏軽石流堆積物 Spfl・支笏降下堆積物 Spfa
S _{v4}	紅葉橋 (別海町)	φ800mm L=32.4m	摩周降下火砕物 Ma・ クツチャロ軽石流堆積物 Kcfl
S _{v5}	時雨橋 (別海町)	φ800mm L=19.4m	クツチャロ軽石流堆積物 Kcfl
S _{v6}	紅葉橋側道 (別海町)	φ800mm L=28.9m	摩周降下火砕物 Ma・ クツチャロ軽石流堆積物 Kcfl
S _{v7}	時雨橋側道 (別海町)	φ800mm L=19.4m	クツチャロ軽石流堆積物 Kcfl
S _{v8}	女満別空港橋 (女満別町)	φ600mm L=19.4m	クツチャロ軽石流堆積物 Kcfl (fl一部混在)

表 1.2 杭 (鋼管杭 (SPP)) の水平載荷試験実施箇所³⁵⁾

現場箇所		火山灰種別 (記号)	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	含水比 w (%)	細粒分含有率 F_c (%)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	変形係数 E_o (kN/m ²)	該当区間 平均N値
千歳市	①	支笏軽石流堆積物 (Spfl)	2.820	56.2	56.2	0	33.2 ※ ¹	4,000 ※ ²	2
	②	支笏軽石流堆積物 (Spfl)	－	－	15.5	0	32.5 ※ ¹	5,900 ※ ²	9
	③	支笏軽石流堆積物 (Spfl)	2.530	53.6	11.6	0	35.4 ※ ¹	15,000 ※ ²	15
白老町	④	クツチャロ軽石流堆積物 (Ktfl)	2.701	26.1	19.7	0	30.9 ※ ¹	5,700 ※ ²	13
	⑤	クツチャロ軽石流堆積物 (Ktfl)	2.701	26.1	19.7	0	30.4 ※ ¹	5,700 ※ ²	13
標茶町	⑥	クツチャロ軽石流堆積物 (Kcfl)	2.594	43.2	13.8	0	41.2 ※ ¹	28,000 ※ ²	44

※1 N値からの推定値, ※2 孔内水平載荷試験結果からの判定値



図 1.18 杭の鉛直載荷試験³⁴⁾

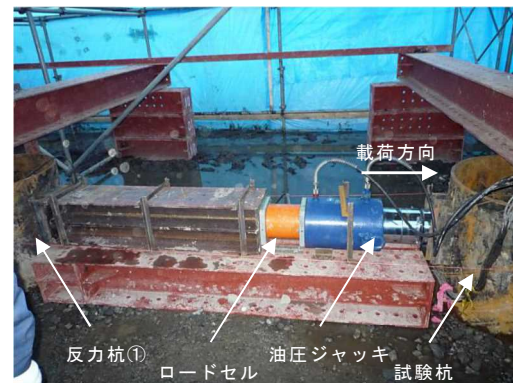
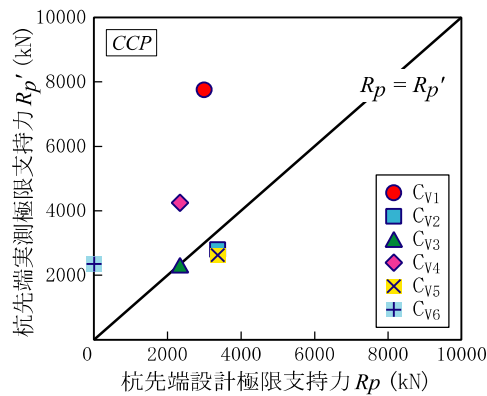
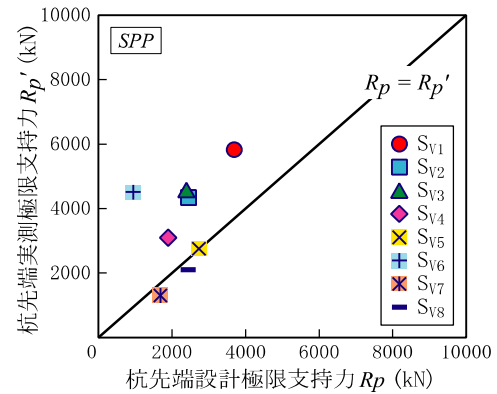


図 1.19 杭の水平載荷試験³⁵⁾

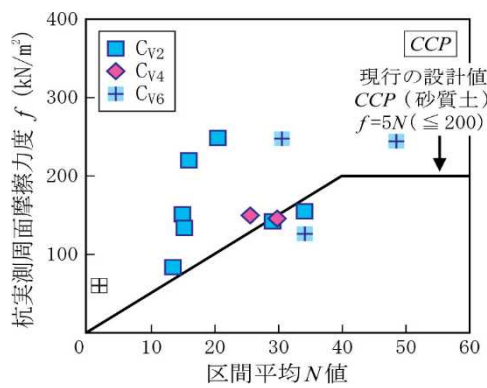


(a) 場所打ち杭

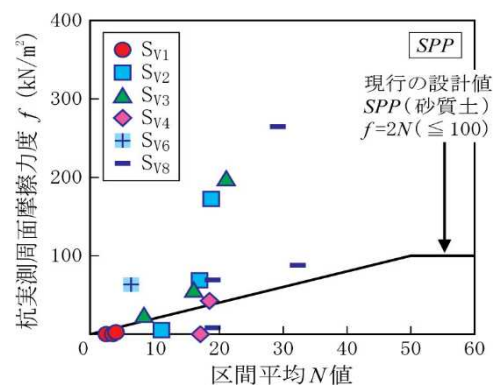


(b) 鋼管杭

図 1.20 火山灰質地盤における杭先端極限支持力の設計値と実測値の比較 ³⁴⁾

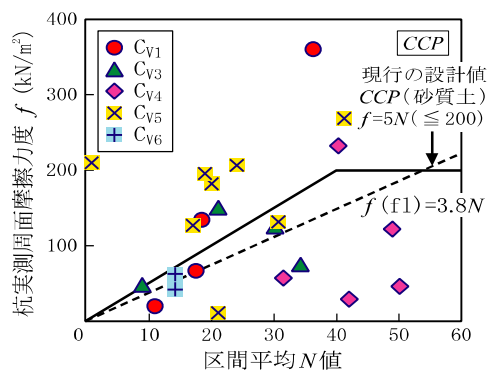


(a) 場所打ち杭

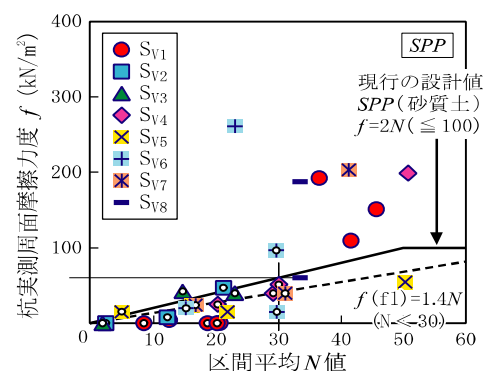


(b) 鋼管杭

図 1.21 降下軽石 (fa) における実測区間 N 値と杭実測周面極限摩擦力度 f ³⁴⁾



(a) 場所打ち杭



(b) 鋼管杭

図 1.22 軽石流堆積物 (f1) における実測区間 N 値と杭実測周面極限摩擦力度 f ³⁴⁾

杭の鉛直支持力は、杭の先端支持力と杭の周面摩擦力の合力により発現する。図 1.20 は、杭の鉛直載荷試験より得られた杭先端実測極限支持力 R_p' と杭先端設計極限支持力 R_p の関係を杭種別に示したものである。図 1.20 より、杭先端実測極限支持力 R_p' は杭種に関係なく概ね設計値相当あるいは設計値を上回っており、粗粒な火山灰質地盤においても杭先端部では支持層への換算根入れ深さに応じた先端閉塞効果が発揮するものと考えられ、杭先端支持力の設定は砂質土に準じて概ね問題ないと判断されている³⁴⁾。

図 1.21、図 1.22 は、杭の鉛直載荷試験より得られた杭実測周面極限摩擦力度を降下軽石 (fa) と軽石流堆積物 (fl) に区分し杭種別に N 値との関係で整理されたものである。杭の周面極限摩擦力は、土層別に設定される杭周面摩擦力度 f の合計により算定される。そのため、同一現場において降下軽石 (fa) と軽石流堆積物 (fl) が互層となっている場合もある。また、図には砂質土に準じた設計値が実線で示されている。

図 1.21 より、降下軽石 (fa) では杭周面摩擦力度 f の発現は比較的大きく、設計相当値あるいは設計値を上回る傾向が示されている。

一方、図 1.22 に示される軽石流堆積物 (fl) では、杭周面摩擦力度 f は設計値を下回るものも多い。特に場所打ち杭 (CCP) では N 値が 30 以上で実測値が低下を示し、逆に鋼管杭 (SPP) では N 値 30 未満で低下傾向が顕著に現れている。バラツキはあるもののそれぞれの平均値で評価すれば、CCP および N 値 30 未満の SPP において図中の破線で示す関係式が得られ、それらは砂質土に準じた N 値に基づく設計値に対してそれぞれ CCP で約 25%、 N 値 30 未満の SPP で約 30% の低下であるとされる。この要因に関して軽石流堆積物の特異な力学特性との関係は明らかにされていないが、杭に作用する地盤の側圧の逆算より側圧の作用が小さいことが確認されている³⁴⁾。

図 1.23 は、杭の水平載荷試験より得られた基準変位量（杭径の 1% 変位時）における実測水平地盤反力係数 $k_{H'0}$ と、設計水平地盤反力係数 k_H とを比較したものであるが、千歳市③の試験杭および反力杭 (③')、標茶町⑥の試験杭における実測水平地盤反力係数 $k_{H'0}$ は、設計値の 0.3 倍と大きく下回っている。その他の現場では、設計値の 1.6 倍あるいは設計値相当の値が得られている。

杭基礎の水平地盤反力は、対象とする地盤の変形係数 E_0 の影響が支配的である。試験時地盤面を基準とした設計水平地盤反力係数 k_H の算定に用いた変形係数 E_0 と、実測水平地盤反力係数 $k_{H'0}$ から算定した変形係数 E_0' を比較したものが図 1.24 である。図 1.24 より、設計値に対する実測値の関係は各現場ともに図 1.23 と対応している。

杭の水平載荷試験結果から得られた実測の変形係数 E_0' を、該当区間平均 N 値との関係として示したのが図 1.25 であるが、実測の変形係数 E_0' はバラツキが多く、砂質土で示される $E_0=700N$ の関係に対し幅が広く N 値との明瞭な相関がない。このことから、砂質土に準じた N 値に基づく

相関式をそのまま適用できない状況にあり、各現場の地盤性状の実態に即した変形係数 E_0 、杭の水平地盤反力係数 k_H を適正に設定、また、適切に評価する手法が必要であることを示している³⁵⁾。

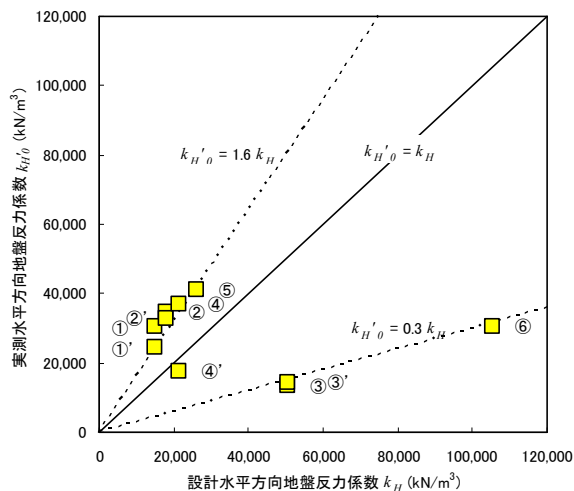


図 1.23 杭の水平方向地盤反力係数の
設計値 (k_H) と実測値 ($k_{H'0}$) の比較³⁵⁾

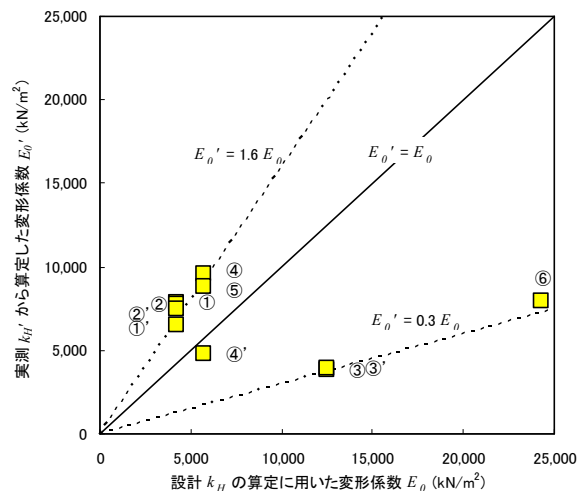


図 1.24 地盤の変形係数の
設計値 (E_0) と実測値 ($E_{0'}$) の比較³⁵⁾

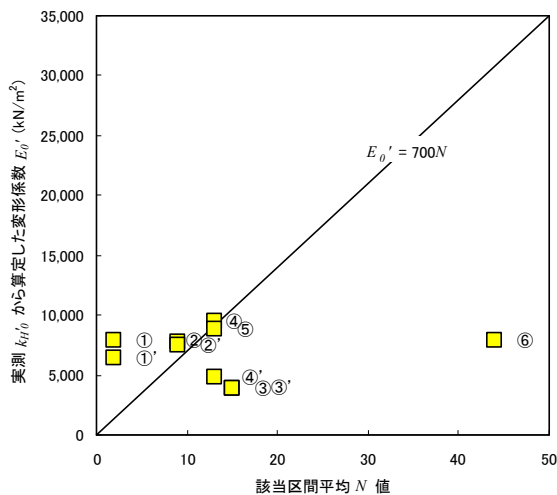


図 1.25 当該区間平均 N 値と実測 $k_{H'0}$ から算定した変形係数 $E_{0'}$ の関係³⁵⁾

実現場で実施された杭の鉛直・水平載荷試験の結果、火山灰質粗粒土の特異な物理・力学特性との因果関係は実務レベルでは不明であるが、火山灰質粗粒土地盤における杭基礎の鉛直・水平支持力特性は砂質土地盤とは異なることが検証され、砂質土に準じた N 値に基づく相関式とは傾向を異にすることが明瞭である。

1.2.4 道路橋杭基礎の地震被災事例と現状

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建設されたものも多く、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を要し、道路・路線としての機能も損なわれる。

公開されている道路橋杭基礎の地震被害として、千葉県神崎大橋の事例³⁶⁾を記す（図 1.26）。



a) 確認された橋脚の移動の痕跡



b) 橋脚周りの噴砂状況



c) 仮設ベントによる仮復旧状況

図 1.26 道路橋杭基礎の地震被災事例（千葉県「神崎大橋の復旧³⁶⁾」より）

地震発生～調査～診断～仮設ベント設置～仮供用までに、約 9 ヶ月を要した

一般県道江戸崎神崎線の利根川に架かる昭和 39 年道路橋示方書により設計された神崎大橋は、2011 年東北地方太平洋沖地震により落橋防止装置の損傷が確認されたため、一時的に通行止めを実施し応急対策工事が行われた。一旦交通開放が図られたものの、神崎大橋周辺の地盤には液状化に伴い大きく変状した痕跡が新たに確認された。詳細な調査の結果、4 基の橋脚の杭基礎に変形が確認され、不安定な状態となっていることが判明した。このことから、被災から約 2 ヶ月後の平成 23 年 5 月 17 日より通行止めが行われ、その後、被災橋脚周辺への仮設ベントの設置が完了したことから、平成 23 年 12 月 5 日に暫定的に交通開放が行われている。被災から、調査、診断、仮設ベント設置による仮供用までに約 9 ヶ月を要した。

神崎大橋における事例では、液状化に伴う杭基礎周辺地盤の水平方向地盤反力の消失に起因する橋梁全体の大変形が、橋脚杭基礎の被災原因として考察されている。

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)³⁷⁾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」が掲げられている。

既設道路橋上下部工の耐震補強が逐次優先的に進められているが、既設杭基礎の耐震補強は未実施の状況にあることが多い。これは、地盤の性状や応答特性に応じた既設道路橋杭基礎の耐震性評価技術、耐震補強技術が体系化されておらず、合理的な対策技術が確立されていないことが主な要因と考えられる。

既設道路構造物の耐震補強および老朽化対策の推進を図るためには、橋梁等道路構造物基礎および周辺地盤の地震時の性状も含めた適切な耐震性評価技術や耐震補強技術を確立する必要がある。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。

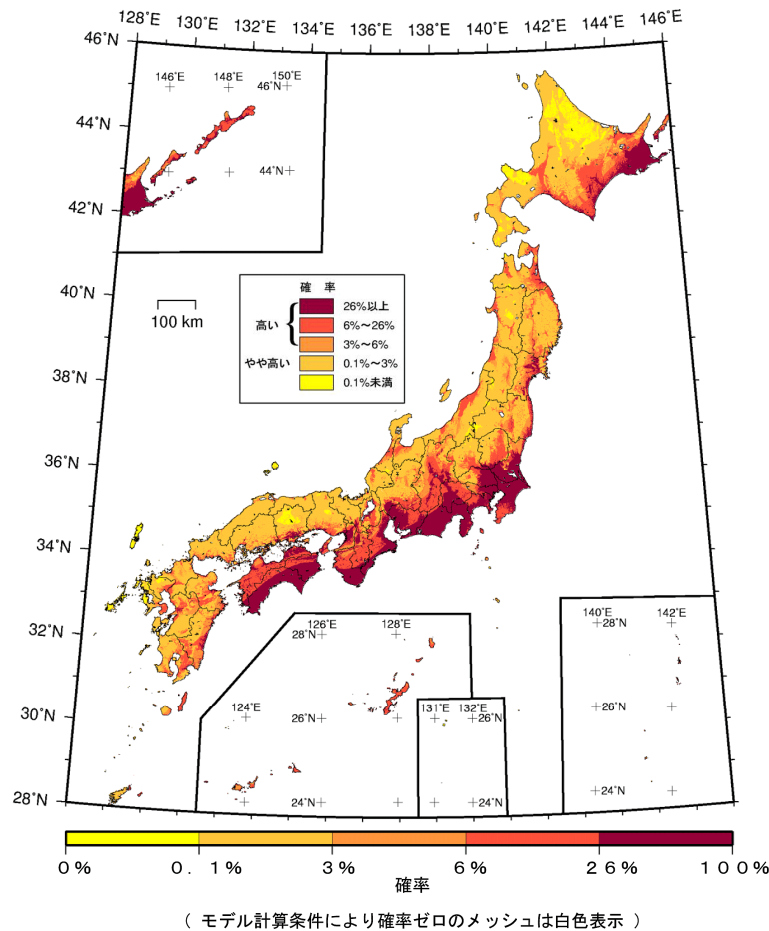


図 1.27 確率論的地震動予測地図：確率の分布³⁹⁾

今後 30 年間に震度 6 弱以上の揺れに見舞われる確率

また、北海道では、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³⁸⁾、³⁹⁾しており（図 1.27）、北海道に広く堆積する、特に道東地域の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。

道路管理者からの既設橋梁杭基礎の耐震性能・耐震補強に関する要請の多くは、液状化に伴う地盤反力の消失による杭基礎の不安定化であり、火山灰質地盤に関するものもある。

現行の道路橋示方書により照査可能ではあるが、地震時の地盤の応答特性が杭基礎に及ぼす影響を評価されておらず、一義的に砂質土に準じ低減した鉛直・水平地盤反力等を下部工フーチングに集約するものである（図 1.28 (a)）。

本来、地盤に支持される杭基礎の挙動は、原地盤の物性・応答特性に大きく支配されるため、地盤の応答挙動を考慮した評価・設計が必要である（図 1.28 (b)）。

特に、特異な物理・力学特性、杭基礎の支持力特性を示す火山灰質粗粒土地盤では、液状化時における地盤～杭基礎系の相互作用も砂質土とは異なることが考えられ、現行の砂質土に準じた評価・設計手法をそのまま適用するには疑問が生じる。

火山灰質地盤の性状や応答特性を考慮した杭基礎の適切な耐震性評価技術による対策必要箇所の抽出、耐震補強技術の開発が望まれる。



(a) 低減した杭反力を一義的にフーチングに集約 (b) 地盤～杭基礎系の応答挙動を考慮

図 1.28 非線形時刻歴応答解析の杭基礎～下部工系のモデル化の例

1.3 研究の位置付けと本論文の構成

前節の社会的要請も踏まえた背景より、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。

本研究では、砂質土とは異なる物理・力学特性を示す、特に北海道の火山灰質粗粒土地盤と杭基礎の液状化時の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・地震時力学特性を考慮した道路橋杭基礎の耐震性評価技術および耐震補強技術を提案することを目的とする。

これらの目的に対し、実現場においてその挙動を確認することは限りなく不可能であるため、本研究では火山灰質粗粒土地盤における杭の遠心力模型実験ならびに数値解析により検討を行った。本論文の構成は以下のとおりである。

第1章では、本研究の背景と目的について説明した。

第2章では、火山灰質地盤と砂地盤の液状化時における杭基礎挙動の違いを明らかにすることを目的に、液状化強度比を指標とした火山灰質地盤と砂地盤における杭の遠心力模型実験結果の整理から、液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減に関する定量的な評価を試みる。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、動的と静的な杭の水平地盤反力係数～変位関係を算定する方法ならびに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、液状化強度比に応じた火山灰質地盤と砂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違いについて評価する。

第3章では、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知見を得ることを目的に、液状化が生じる火山灰質地盤の堆積状況の異なりが地震時の杭基礎挙動、特に、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を遠心力模型実験から検証する。具体的には、液状化が生じる火山灰質土層の層圧を全層、上 2/3、上 1/3 と順に薄く変化させたケース、液状化層と非液状化層を互層とし層順を逆転させたケースの遠心力模型実験結果より、第2章において提案した動的と静的な杭の水平地盤反力係数～変位関係を算定する方法ならびに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用いて、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を評価する。

第4章では、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とから、本研究では数値解析により評価する手法の検討を行う。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

させた第3章における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3次元動的有効応力解析のモデル化手法を検討し、3次元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要因について検証する。

第5章では、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ことから、本研究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う。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第4章において提案した3次元動的有効応力解析により検証する。

第6章では、本論文を総括するとともに、本論文で得られた知見をまとめ、今後の課題を示す。

第2章 火山灰質地盤と砂地盤の液状化時の杭の水平地盤反力係数の低減傾向の比較

2.1 本章の概要

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。過去の研究において、火山灰質地盤の液状化時における道路橋杭基礎の水平地盤反力～変位関係の砂地盤との違いを明らかにすることを目的に、地盤の相対密度ならびに液状化強度比を指標とした杭の遠心力模型実験を行っている^{40), 41)}。その結果、火山灰質地盤、砂地盤ともに杭の水平変位は加振初期に大きな値の振幅を示すが、液状化の進展に伴い杭の水平地盤反力ならびに水平地盤反力係数が低減し、杭の水平変位の振幅が減少する傾向が確認された。さらに、火山灰質地盤、砂地盤ともに液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減に、液状化強度比が影響を与える可能性や、火山灰質地盤ではその低減が砂地盤よりも小さい可能性が窺われた。このことは、液状化強度比に応じた火山灰質地盤独自の低減設定が必要であることを示唆している。

このことから第2章では、火山灰質地盤と砂地盤の液状化時における杭基礎挙動の違いを明らかにすることを目的に、液状化強度比を指標とした火山灰質地盤と砂地盤における杭の遠心力模型実験結果の整理から、液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減に関する定量的な評価を試みる。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、動的と静的な杭の水平地盤反力係数～変位関係を算定する方法ならびに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、液状化強度比に応じた火山灰質地盤と砂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違いについて評価する。

2.2 遠心力模型実験概要

遠心力模型実験には、国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所が所有する有効半径 2.5m、最大搭載容量 50g-ton のビーム型の遠心力载荷装置を用いた。実験土槽は、鋼製（SS400）の剛土槽である。

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载荷実験を行った。

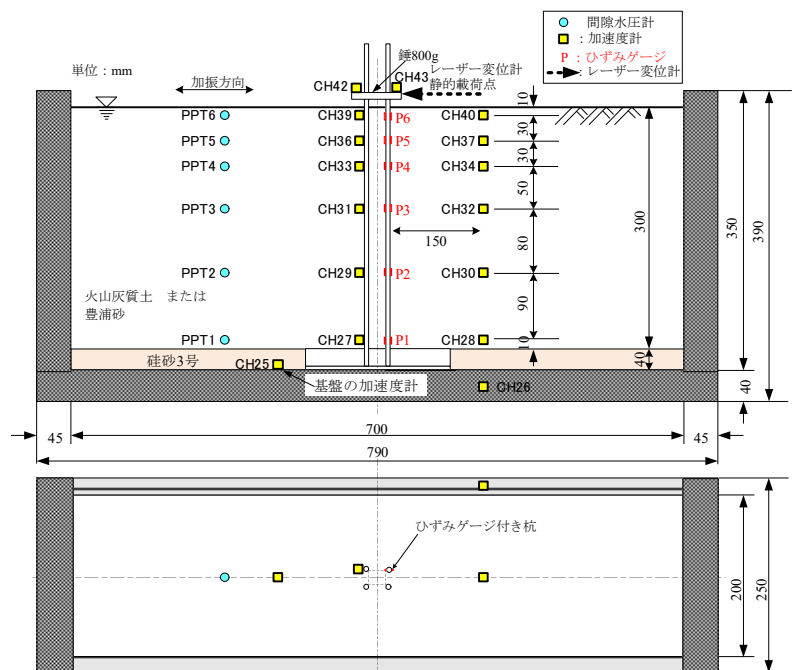


図 2.1 実験模型概要

表 2.1 実験ケース一覧

ケース	模型地盤	基盤入力地震動
1	火山灰質土 $D_r=85\%$ $k=2.08E-04\text{cm/s}$ $\rho_d=1.097\text{g/cm}^3$ $R_{L20}=0.183$	sine20波 周波数1.5Hz 最大 400cm/s^2 程度 単発加振
2	火山灰質土 $D_r=81\%$ $k=2.63E-04\text{cm/s}$ $\rho_d=1.082\text{g/cm}^3$ $R_{L20}=0.149$	
3	豊浦砂 $D_r=55\%$ $k=2.35E-02\text{cm/s}$ $\rho_d=1.493\text{g/cm}^3$ $R_{L20}=0.183$	
4	豊浦砂 $D_r=40\%$ $k=2.64E-02\text{cm/s}$ $\rho_d=1.449\text{g/cm}^3$ $R_{L20}=0.149$	

※実物換算値

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正弦波 20 波とした。また、別途実施した予備実験において、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 400cm/s² 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。加振回数は、各ケースともに 1 回のみである。動的加振実験前の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、表 2.2 に示す諸元で作製した鋼製（SS400）のパイプを用いた。模型杭の曲げ剛性 EI は、模型杭作製直後に実施した杭の曲げ試験から得た値である。杭配列は、図 2.1 に示すように 2 本×2 列の組杭とし、杭中心間隔は 30mm=3 D （ D ：杭径）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。対象とする地盤への根入れ長は 300mm（実物換算値 15m）である。4 本組杭のうち 1 本には、ゲージ長 1mm の小型薄型のひずみゲージを 6 深度各 2 点杭の外側に接着剤で貼り付けており、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。なお、杭の曲げ応答に影響が生じないようにひずみゲージからのリード線に緩みを持たせる等、配線に配慮している。また、各模型地盤の間隙流体には後述するシリコンオイルを用いていることから、ひずみゲージには特段の防水処理は施していない。

表 2.2 模型杭の諸元

模型杭	
材質	SS400
杭径 D (mm)	10 (500)
肉厚 t (mm)	0.2 (10)
長さ L (mm)	400 (20,000)
曲げ剛性 EI (kN・m ²)	1.728E-02 (1.080E+05)

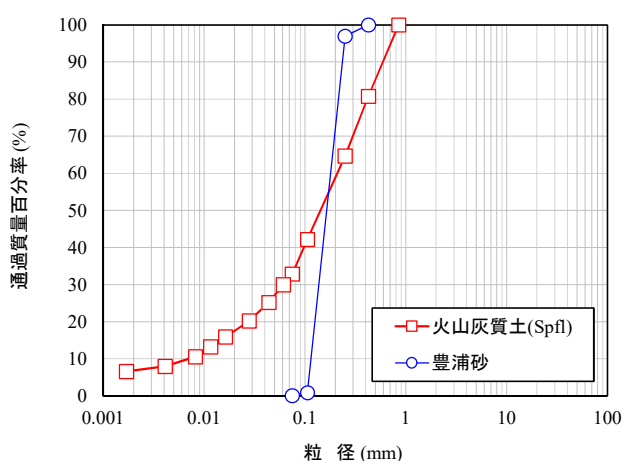
※()：実物換算値

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：北海道北広島市) の 0.85mm ふるい通過分を用いた。この火山灰質土は、平成 15 年十勝沖地震、平成 30 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^{42), 43)}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。

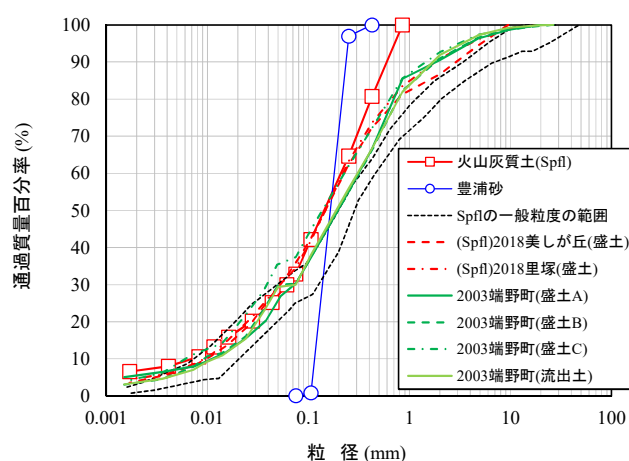
各模型地盤材料の物理特性を表 2.3 に、粒径加積曲線を図 2.2 (a) に示す。火山灰質土の FC が豊浦砂に比べ大きいものの、各模型地盤材料ともに液状化の判定を行う必要がある砂質土層 ($FC \leq 35\%$ 、 $D_{50} \leq 10\text{mm}$ かつ $D_{10} \leq 1\text{mm}$)⁴⁴⁾に分類される。

表 2.3 模型地盤材料の物理特性

模型地盤材料	火山灰質土	豊浦砂
砂分(%)	67.1	99.8
シルト分(%)	24.2	0.1
粘土分(%)	8.7	0.1
細粒分含有率 FC (%)	32.9	0.1
最大粒径 $D_{\max}$ (mm)	0.85	0.43
50%粒度 D_{50} (mm)	0.143	0.164
10%粒度 D_{10} (mm)	0.007	0.115
均等係数 U_c	29.90	1.60
曲率係数 U_c'	2.60	0.91
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	2.434	2.634



(a) 本章での使用材料



(b) 過去の地震で液状化した
軽石流堆積物との比較

図 2.2 模型地盤材料の粒径加積曲線

図 2.2 (b) は、本章で使用した豊浦砂と 0.85mm ふるい通過分の支笏軽石流堆積物 Spfl の粒径加積曲線に、2018 年北海道胆振東部地震で液状化した札幌市清田区美しが丘と里塚の原地盤（盛土）、2003 年十勝沖地震で液状化した北見市端野町の原地盤（盛土）と流出土の粒径加積曲線を併せて示したものである。札幌市清田区は Spfl、北見市端野町はクッチャロ軽石流堆積物 Kcfl である。

図 2.2 (b) には、Spfl の一般粒度の範囲を併せて示したが、いずれの軽石流堆積物も一般粒度の範囲に対し礫分が少なく細粒分はその範囲にある似通った分布を示している。

火山灰質粗粒土に含まれる細粒分の多くは母粒子が破碎されたもので非塑性あるいは低塑性であり、図 1.11 のとおり非塑性細粒分を含む火山灰質土の液状化強度は細粒分含有率 FC の増加に伴って低下する。図 1.11 より、細粒分が 30%以上になると火山灰質土の種類によらず液状化強度はほぼ一定となっており、この状態では、粗粒分の骨格の間隙の中が細粒分で充填され、細粒分の中に粗粒分が包含される形となることから、細粒分の弱い構造が全せん断挙動の支配的要因になること意味するとされている¹¹⁾。

このことから、本研究で使用した 0.85mm ふるい通過分の支笏軽石流堆積物 Spfl（赤実線）の FC は 32%～33%であり、全せん断挙動の支配的要因となる細粒分は一般粒度の範囲、かつ、過去に液状化が生じた軽石流堆積物とも同様であり、実際には各地でその詳細は異なると判断されるが液状化する火山灰質粗粒土の物理・力学特性を代表するものと考ええる。

なお、火山灰質土の粒子破碎は、その大部分が圧密過程において生じるものであり、有効応力の低減する繰返し非排水せん断過程ではほとんど発生しないこと⁵⁾、また、図 1.7 より、本検討における最大の有効拘束圧 100kPa 程度ではほとんど発生しないと判断される。

また、杭の遠心力模型実験において、杭径と土粒子径の影響に関する検討が行われている。Nunez et al.⁴⁵⁾は、杭の水平支持力に関して杭径 D と平均粒径 D_{50} の比が $D/D_{50}=44\sim77$ の範囲で多くのピットテストと遠心力模型による Modeling of models の実験を行っている。この報告では、実杭と縮尺 1/17 の遠心力模型による杭の水平載荷実験の比較も行っている。両者の杭頭荷重と変位関係および曲げモーメントの誤差は 15%以下を示し、土粒子径が杭の水平支持力や変形挙動に大きな影響を及ぼさないことが報告されている。

本研究における模型地盤の平均粒径は、火山灰質地盤で $D_{50}=0.143\text{mm}$ 、砂地盤で $D_{50}=0.164\text{mm}$ であり、杭外径 $D=10\text{mm}$ に対する比は $D/D_{50}=60\sim70$ （第 3 章では $D/D_{50}=59\sim74$ ）となり、Nunez et al.の報告の範囲であることから土粒子径が杭の水平支持力や変形挙動に大きな影響を及ぼさないと考えられる。

模型地盤の作製は、表 2.1 に示すとおりケース 1 とケース 3 ならびにケース 2 とケース 4 の火山灰質地盤と砂地盤の液状化強度比 R_{L20} がそれぞれ同等となる相対密度 D_r を事前に検討し作製した。ここで、 R_{L20} は各実験ケース全層厚の地盤中央深度の概ねの実物換算有効拘束圧 $\sigma'_0=50\text{kN/m}^2$ で実施した土の繰返し非排水三軸試験（JGS0541-2009）における、両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ 、繰返し回数 $N_c=20$ 回に対応する繰返し応力振幅比としている。図 2.3 (a) に各模型地盤の繰返し非排水三軸試験による液状化強度曲線ならびに R_{L20} の値を示す。 R_{L20} がそれぞれ同等となる D_r の大きさは、両地盤材料で異なった。この際の模型地盤の間隙比 e は火山灰質地盤で大きく、圧縮、変形しやすい状態であり、同じ R_{L20} であっても、初期剛性は火山灰質地盤の方が小さいことが窺われる（図 2.3 (b)）。

模型地盤内には、遠心力模型実験で多くの実績を有する超小型軽量の防水型加速度計と間隙水圧計を図 2.1 に示す箇所に設置している。

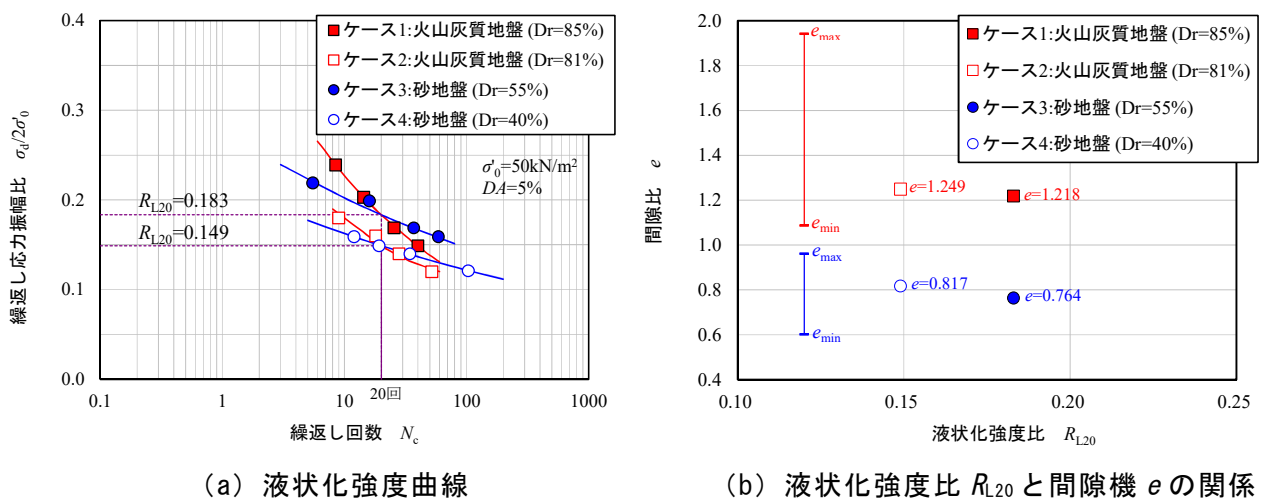


図 2.3 模型地盤の液状化強度曲線、液状化強度比 R_{L20} と間隙比 e の関係

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。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に設置し、模型地盤を脱気後、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。

2.3 実験結果と考察

2.2 節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。以降に示す計測値等の数値は実物換算値として整理している。

2.3.1 静的水平載荷実験による載荷点の荷重～変位関係

図 2.4 に、静的水平載荷実験により得られた各ケースの杭頭載荷点における水平荷重～水平変位関係を R_{L20} 別に示す。いずれの R_{L20} においても、砂地盤よりも D_r が大きい火山灰質地盤の水平荷重～水平変位関係の傾きが小さく、杭の静的水平地盤反力は、 R_{L20} が同等の砂地盤に比べて火山灰質地盤では小さいことが窺われる。また、火山灰質地盤、砂地盤ともに若干の差ではあるが R_{L20} の小さいケースで傾きが小さい。

なお、静的水平載荷実験における杭の水平変位量は、杭周辺の地盤抵抗の塑性化が抑制され、基礎の応答の可逆性が確保される杭の水平変位の制限値（最小 15mm）以下⁴⁶⁾であり、以降の動的加振実験への地盤の乱れの影響はないものと判断される。

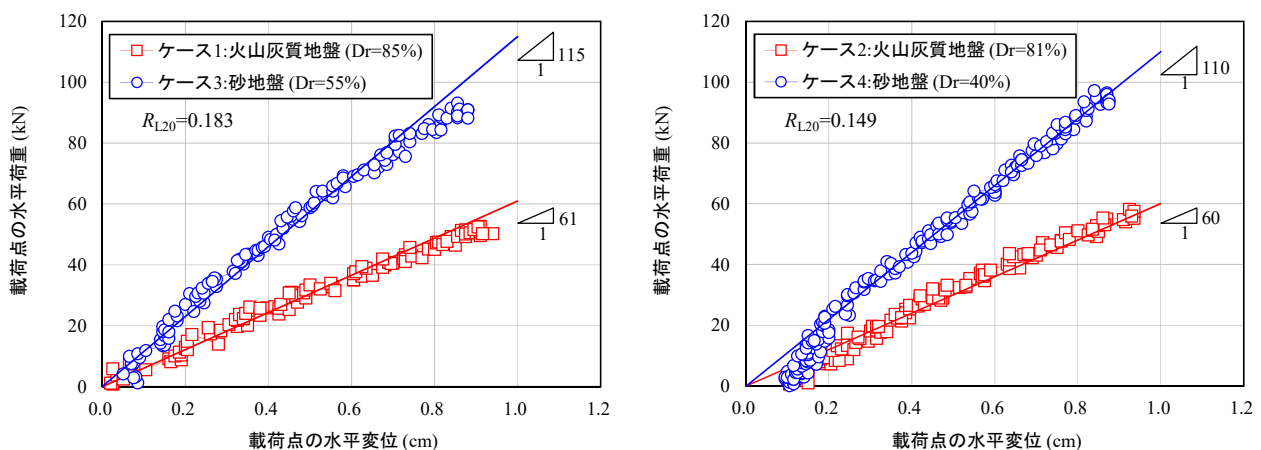


図 2.4 静的水平載荷実験の杭頭載荷点における水平荷重～水平変位関係

図 2.5 に、後述する 3 次スプライン関数により補間した静的水平載荷実験による各ケースの杭の曲げモーメントの深度分布を示す。各ケースともに、杭頭載荷点における水平荷重～水平変位の増加に伴い杭の曲げモーメントがマイナス方向に増加し、G.L.-3.5m までの範囲で大きな値を示した。火山灰質地盤では杭の曲げモーメントの最大値が生じる深度が砂地盤に比べて深く、このことから R_{L20} が同等の砂地盤に比べて火山灰質地盤の杭の静的水平地盤反力が小さいことが窺われる。

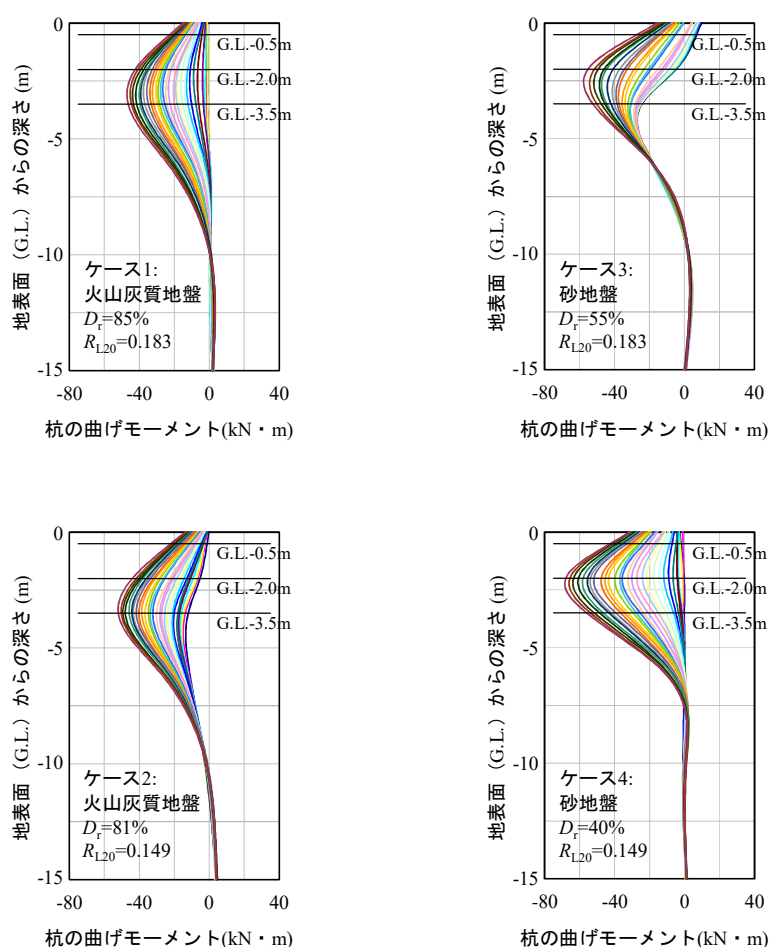


図 2.5 静的水平載荷実験による杭の曲げモーメントの深度分布

2.3.2 動的加振実験による地盤内過剰間隙水圧の挙動

図 2.6 に、動的加振実験により各ケースの地盤内に発生した過剰間隙水圧 Δu とその消散過程の時刻歴を示す。砂地盤（ケース 3、4）では、発生した Δu が時間の経過に伴い早く消散する様子が確認される。一方、火山灰質地盤（ケース 1、2）では、その程度が遅く、砂地盤に比べ細粒分が多く透水係数 k （表 2.1）が小さいことに起因すると考えられる。両地盤ともに、 R_{L20} が異なることによる Δu の消散過程に大きな違いは認められない。

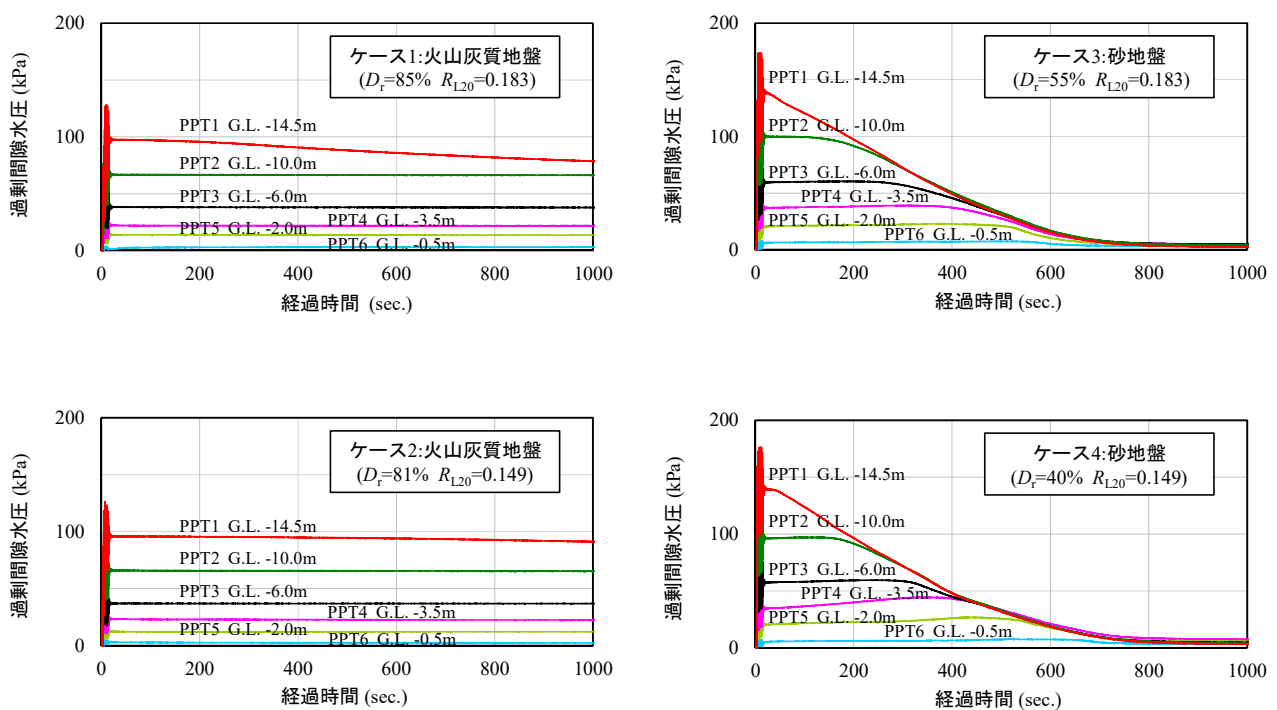


図 2.6 動的加振実験により地盤内に発生した過剰間隙水圧の時刻歴（0～1,000sec.）

図 2.7 は、図 2.6 の 0～20sec.における各深度の Δu を各深度の有効土被り圧 σ_v' で除し、過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v'$ の時刻歴として整理したものである。なお、図には基盤への入力加速度の時刻歴を併せて示した。間隙水圧の計測データには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ると各ケースともに地盤深部においても $\Delta u/\sigma_v'$ が 1.0 に達しており、地盤全体に液状化が生じていることが分かる。G.L.-2.0m までの浅部では波形の乱れにより定かではないが、G.L.-3.5m 以深においては砂地盤に比べ火山灰質地盤では $\Delta u/\sigma_v'$ が 1.0 に達するまでの過程が緩やかに見受けられる。火山灰質地盤では σ_v' が小さいことから砂地盤よりも早期に $\Delta u/\sigma_v'$ が 1.0 に達すると思われるが、 k が小さいことの影響が考えられ細粒分の多い火山灰質地盤における液状化の特徴の一つと考えられる。

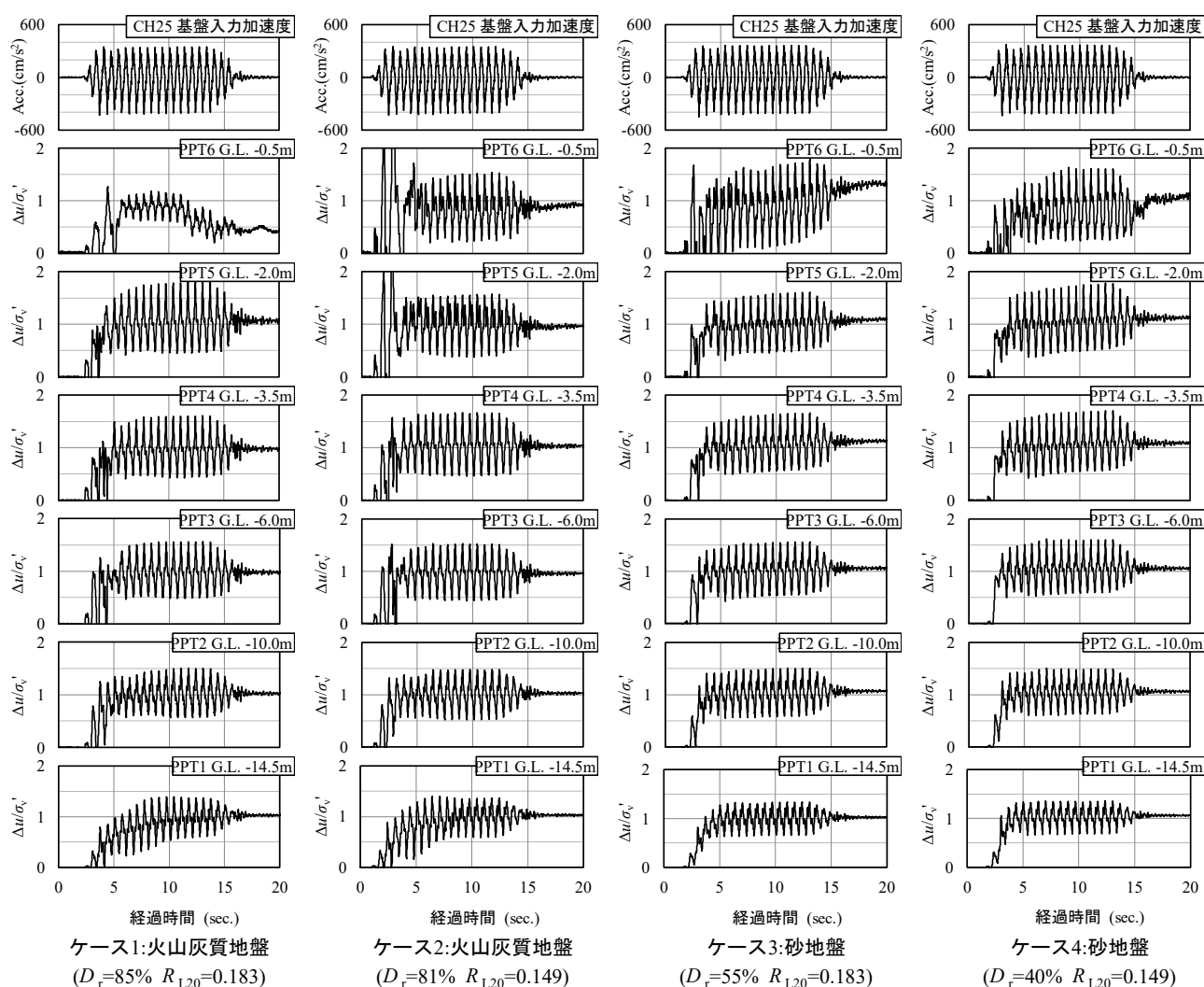


図 2.7 動的加振実験により地盤内に発生した過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v'$ の時刻歴 (0～20sec.)

2.3.3 液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度の評価

ここでは、静的水平載荷実験ならびに動的加振実験の結果から、それぞれの杭の水平地盤反力係数～水平変位関係を求め、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整理する。さらに、関係する係数から火山灰質地盤と砂地盤の液状化時の杭の水平地盤反力係数の低減係数の違いについて検討する。

(1) 実験結果からの杭の水平地盤反力係数の算定方法

道路橋杭基礎の現場水平載荷試験からの杭の水平地盤反力係数の評価は、一般に杭地表面変位が基準変位時（杭径の 1%に相当する変位時）における変位量から、杭の弾性地盤反力法の基本方程式に基づき、杭の水平抵抗領域である杭の特性長 $1/\beta$ の深さまでの平均的な値として行われる⁴⁶⁾。しかし、動的加振実験を含む本検討では、加振により杭に繰り返し生じる変位に応じた水平地盤反力係数の変化を評価する必要があるため、実験により各深度で計測される杭の曲げひずみから曲げモーメントを求め、これを深度方向に二階微分または二階積分することで杭の水平地盤反力と杭の水平変位を算定する時松ら⁴⁷⁾の整理方法を参考とした。このため、静的水平載荷実験結果の評価へも同様の手法を用いた。

実験等により得られた杭の曲げモーメントの点の分布から杭の水平地盤反力を評価するにあたり、多項式近似（一般に 5 次～8 次）により曲げモーメントの分布関数を求めることは良く行われる。しかし、この方法では、杭の全深度を同じ精度で近似することが困難であることや、その関数を微分した時の近似精度の低下、特に地盤反力のように二階微分が必要な時にはさらにその精度が低下する問題がある。過去の研究^{40), 41)}では、実験で得られる杭の曲げモーメントの点の分布を、全深度ほぼ同じ精度で近似できる 3 次スプライン関数により近似し、曲げモーメントの分布関数を求めている。スプライン関数は、与えられたデータ点を滑らかな曲線で結ぶ補間曲線の一つである。一つの節点間には一つの多項式が与えられ、前後の節点間の多項式との結び目である節点では滑らかな性質を持った関数であり、多項式の集まりであることから微分・積分が容易である利点がある。

しかしながら、その関数を二階微分して求まる杭の水平地盤反力の深度分布が滑らかな曲線とはならず、杭の水平変位との関係から求まる杭の水平地盤反力係数が連続したデータとはならない問題があった。液状化中の杭の水平地盤反力係数の低減度を定量的に評価するにあたり、実験結果から精度良く杭の水平地盤反力係数を評価する必要がある。

このような問題に対し菊池⁴⁸⁾は、比較的精度良く杭の静的水平地盤反力分布が推定できる整理方法として、3 次スプライン関数で補間した杭の曲げモーメント分布を一度微分した後に、もう一度 3 次スプライン関数で補間し直し、2 回目の微分を行うことを提案している。そこで、本検

討では、動的加振実験を含む本実験結果に同様の整理方法を適用し、精度の良い静的ならびに液状化中の杭の水平地盤反力係数の評価を試みた。

図 2.8 に、菊池⁴⁸⁾の提案する整理方法を考慮した杭の水平地盤反力係数の算定方法を示す。水平地盤反力係数 (k_h) は、水平地盤反力 (P) と杭と地盤の相対変位 (y_R) より求める。ここで、杭と地盤の相対変位 (y_R) は、杭の水平変位 (y) から地盤と基盤の相対変位 (y_{GR}) を引いたものであり、地盤と基盤の相対変位 (y_{GR}) は、地盤の変位 (y_G) から基盤の変位 (y_B) を引いたものである。地盤の変位 (y_G) と基盤の変位 (y_B) は、応答加速度記録を二階積分することで求める。加速度記録の波形処理では、0.5~10Hz のバンドパスフィルターをかけている。水平地盤反力 (P) は、杭の曲げモーメント (M) を深さ (x) で二階微分することで求める。なお、水平地盤反力 (P) の深度方向の分布曲線を滑らかにするために、先述のとおり 3 次スプライン関数で補間した曲げモーメント (M) を一度微分した後に、再び 3 次スプライン関数で補間し直して、それをもう一度微分することを行っている。積分側ではこのような問題が無いことから杭の水平変位 (y) は、杭の曲げモーメント (M) を深さ (x) で二階積分することで求めている。杭の曲げモーメント (M) は、測定された杭の曲げひずみ (ε) より求める。

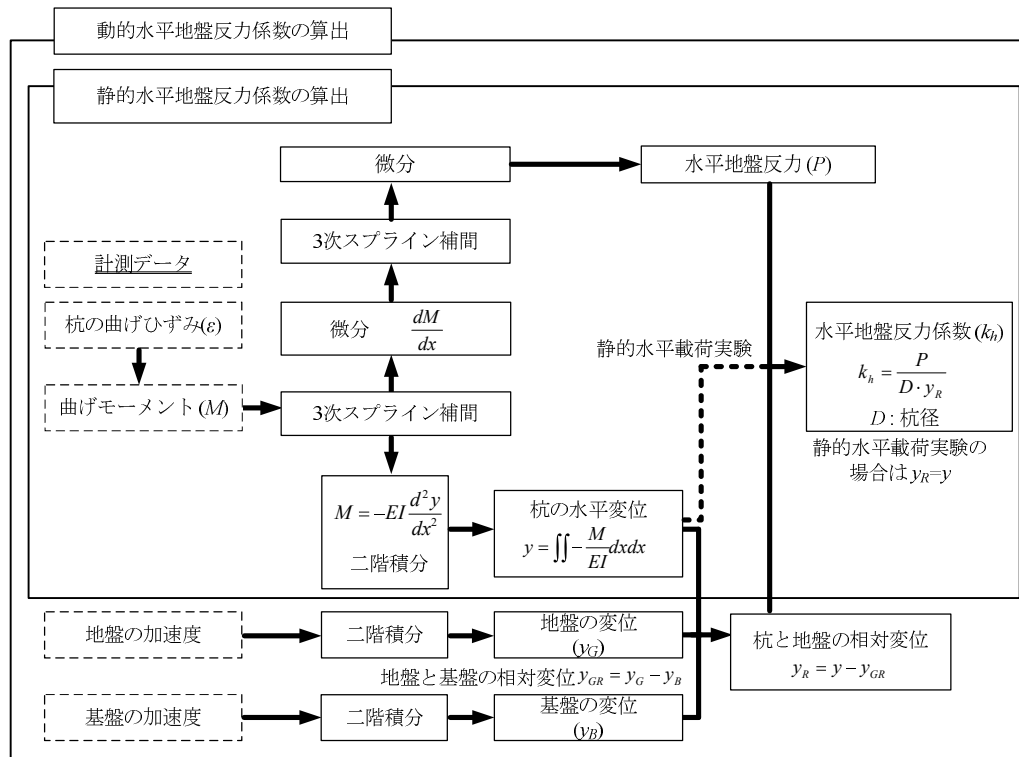


図 2.8 動的加振実験ならびに静的水平荷重実験の計測データに基づく
杭の水平地盤反力係数の算定方法

ここで、杭の水平変位は杭各深度に加速度計を貼り付ければその応答加速度記録を時間で積分しても求められる。そこで、加振ならびに液状化による地盤変位の影響を排除し、杭の曲げひずみと杭の応答加速度から算出される杭の水平変位の精度を比較する目的で、図 2.1 に示す実験模型に対し模型地盤を作製せず、杭周辺をシリコンオイルのみとした動的加振実験を別途行った。なお、杭に貼り付けた防水型加速度計は $0.3g$ と超小型軽量であり、この加速度計による慣性力の影響はほぼないものと解釈している。また、加振方向へ貼り付けることにより、シリコンオイルならびに周辺地盤の抵抗が増加しないように配慮している。

図 2.9 に、両算定方法から算出した加振中の杭の水平変位を比較して示す。G.L.-0.5m（ひずみゲージ P6）では、両者の算定値に差異が認められるが、その他の深度では両者はほぼ同じ値を示しており位相にもずれが見られていない。このことから、どちらの算定方法を用いてもほぼ同じ値の杭の水平変位が得られることが分かる。しかし、杭周辺に地盤が存在する場合、加振中の地盤変位の影響により杭に曲げや傾きが生じるためか応答加速度に乱れが生じ、杭に貼り付けた加速度計からは正確に水平加速度を計測できないことが確認された。一方、ひずみゲージでは、杭に曲げや傾きが生じてでも応答曲げひずみが安定して得られていた。このため、本検討では、計測された杭の曲げひずみより曲げモーメントを求め、杭の水平変位を算定している。

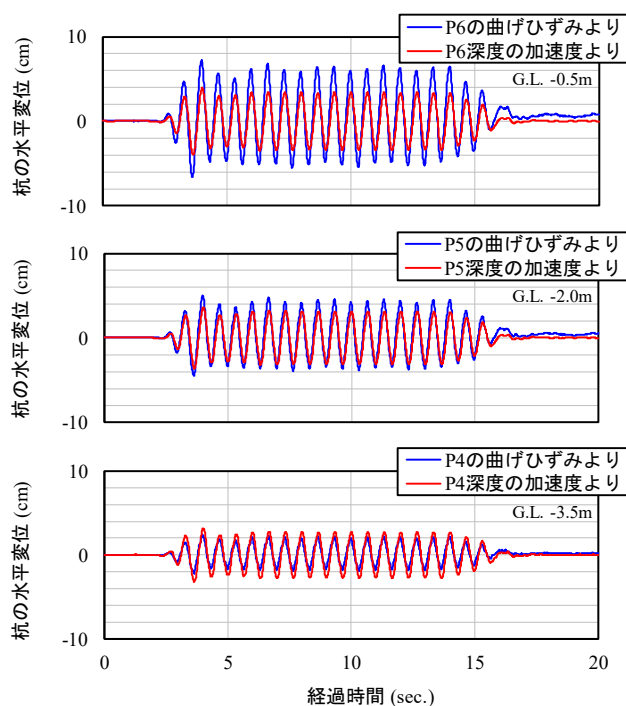


図 2.9 異なる計測データから算出した杭の水平変位の比較

(2) 実験結果からの杭の水平地盤反力係数～変位関係

本検討では、液状化に伴う加振前の杭の水平地盤反力係数の変化を評価することを目的としていることから、加振前の静的水平載荷実験において杭の曲げモーメントすなわち静的水平地盤反力が明確に発現した G.L.-0.5m～G.L.-3.5m (P6～P4) の範囲を評価の対象とする。

図 2.10 に、静的水平載荷実験の計測データから図 2.8 の方法で算定した杭の静的水平地盤反力係数 k_{h0} ～水平変位 y_0 関係を示す。図には、1.0sec.間隔で得られたデータの近似関数曲線を併せて示した。ケース 2 の G.L.-0.5m、ケース 4 の G.L.-3.5m での相関係数が低いものの、3 次スプライン関数で補間した杭の曲げモーメント分布を一度微分した後もう一度 3 次スプライン関数で補間し直し 2 回目の微分を行うことで連続した k_{h0} ～ y_0 関係が得られた。各ケース各深度において、 y_0 の増加に伴い k_{h0} は減少する傾向を示し概ね収束した。同じ R_{L20} で比較するといずれの深度においても砂地盤に比べて火山灰質地盤での水平変位量が大きく、収束した k_{h0} が小さい傾向が得られた。また、図中の近似関数曲線上には、各ケースにおいて杭地表面変位が杭径の 1%(0.5cm) となった時点の当該深度での k_{h0} を黒丸プロットで示したが、 $R_{L20} = 0.149$ (ケース 2、ケース 4) の G.L.-3.5m を除いて、砂地盤に比べて火山灰質地盤の値が小さいことが分かる。

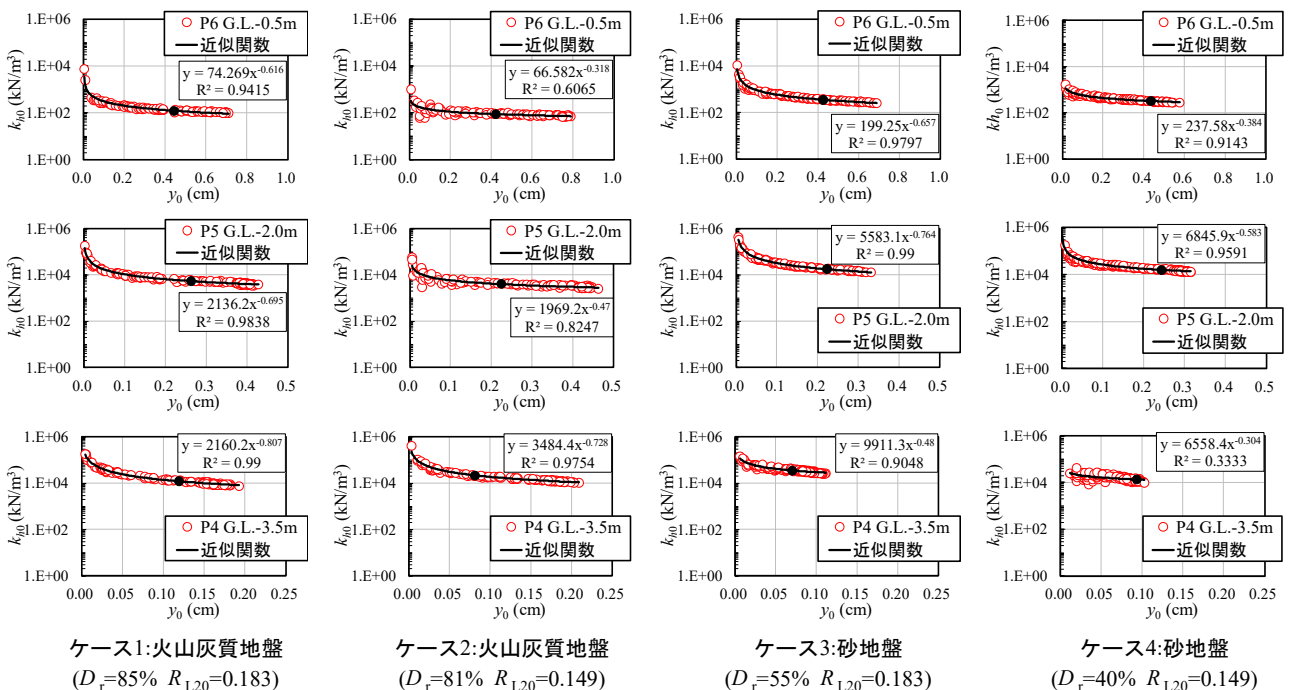


図 2.10 静的水平載荷実験により G.L. -0.5m～G.L. -3.5m (P6～P4) で得られた杭の静的水平地盤反力係数 k_{h0} ～水平変位 y_0 関係

図 2.11 から図 2.13 に、動的加振実験において G.L.-0.5m～G.L.-3.5m (P6～P4) で得られた計測データから図 2.8 の方法で求めた主要な算定値の時刻歴を、基盤への入力加速度、杭頭錘の応答加速度ならびに各深度の $\Delta u/\sigma_v'$ の時刻歴と併せて示す。

杭の曲げモーメント (M) ならびに杭の水平変位 (y) は、ケース別、深度別でその程度に差はあるものの、加振初期に大きな値の振幅を示し、加振による過剰間隙水圧の上昇すなわち液状化の進展に伴い振幅が減少、または、乱れる傾向が確認される。加振初期からの振幅の減少度合いは、 R_{L20} の大小にかかわらず D_r が大きな火山灰質地盤で顕著であるが、砂地盤の $D_r=85\%$ とした過去の実験²¹⁾においても同様の傾向が確認されている。

地盤と基盤の応答加速度から求めた地盤と基盤の相対変位 (y_{GR}) すなわち杭周辺の地盤の変位についても、加振初期に大きな値の振幅を示し液状化の進展に伴い振幅が減少、または、乱れる傾向が確認される。その傾向は、杭の曲げモーメントならびに杭の水平変位と同様に、 R_{L20} の大小にかかわらず D_r が大きな火山灰質地盤および $D_r=85\%$ とした砂地盤²¹⁾で顕著である。これは、地盤の初期剛性が大きいほど加速度応答が大きく加振初期に大きく振幅するが、液状化の進展に伴い地盤の初期剛性が低下し地盤が軟化することに起因するものと考えられる。

杭と地盤の相対変位 (y_R)、水平地盤反力 (P) についても、加振初期に大きな値の振幅を示し液状化の進展に伴い振幅が減少、または、乱れる傾向が確認される。

杭頭錘の応答加速度もこれらと同様の振幅挙動を示しており、これらのことから、杭頭に橋梁下部工や上部工を設定していない本検討における動的加振実験条件では、加振時における杭の挙動は杭周辺地盤から受ける動的水平力が支配的であり、杭周辺地盤の剛性低下に伴い杭の振幅、杭頭慣性力が低下し、杭の曲げモーメントならびに杭の水平変位、杭と地盤の相対変位ならびに水平地盤反力が減少したものと考察される。

飛田ら⁴⁹⁾の同様の研究においても、乾燥砂では杭の曲げモーメントや杭の水平変位の振幅が減少せずに継続するが、飽和砂では今回の結果と同様に加振初期に大きな値の振幅を示し液状化が進展するにつれて減少していくことが報告されており、その原因として、杭と地盤がほぼ一体となって動いている可能性や、振動に伴う地盤の非線形性による水平地盤反力係数の低下等が考えられている。これらのことから、今回の動的加振実験における液状化時の地盤～杭基礎系の相互作用の率直な評価が望ましいと判断されることから、以降の動的水平地盤反力係数 k_{hL} の算定にあたり計測データ波形の乱れを補正する等の処理は行っていない。

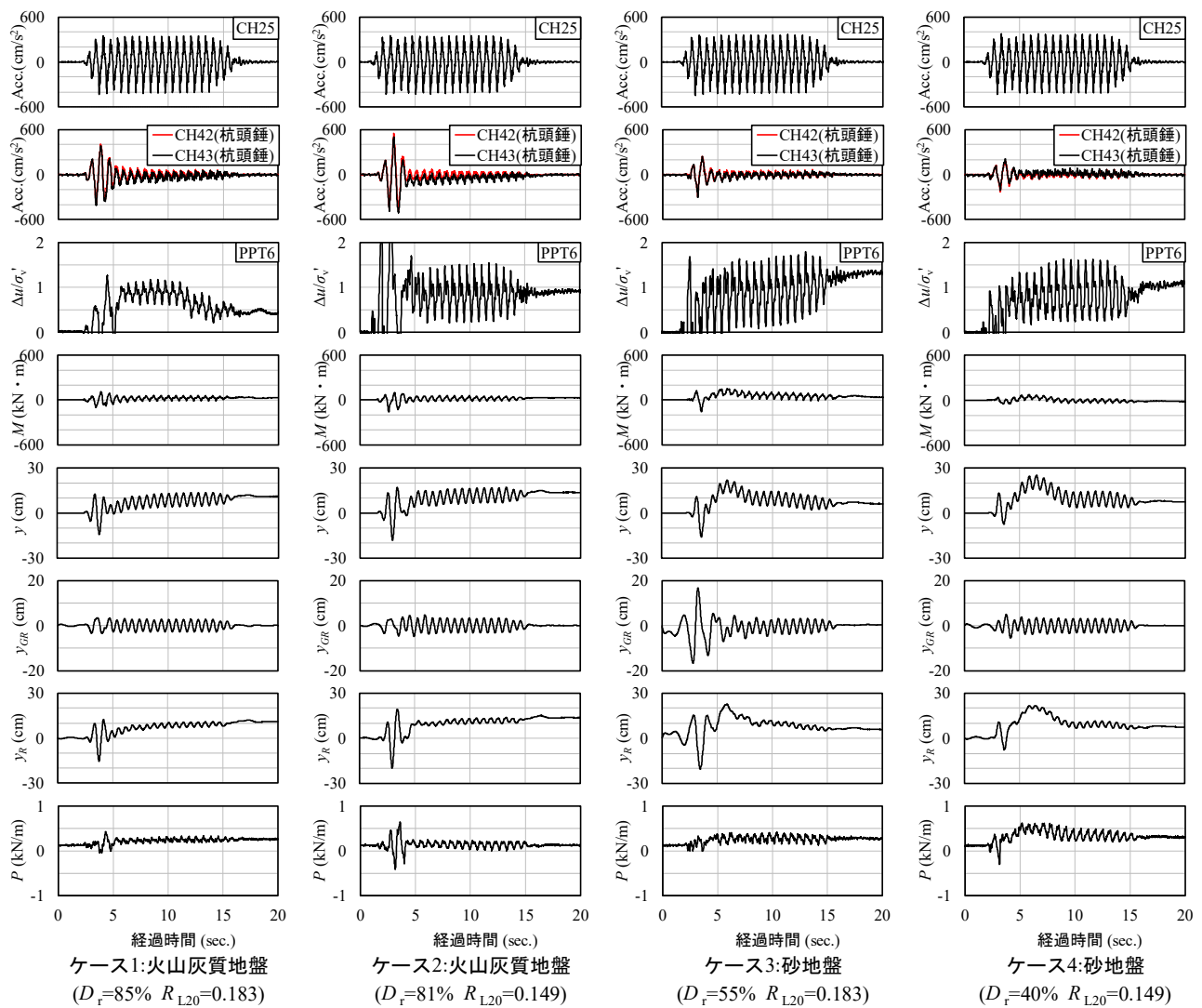


図 2.11 動的加振実験による G. L. -0.5m (P6) の計測データから求めた主要な算定値の時刻歴

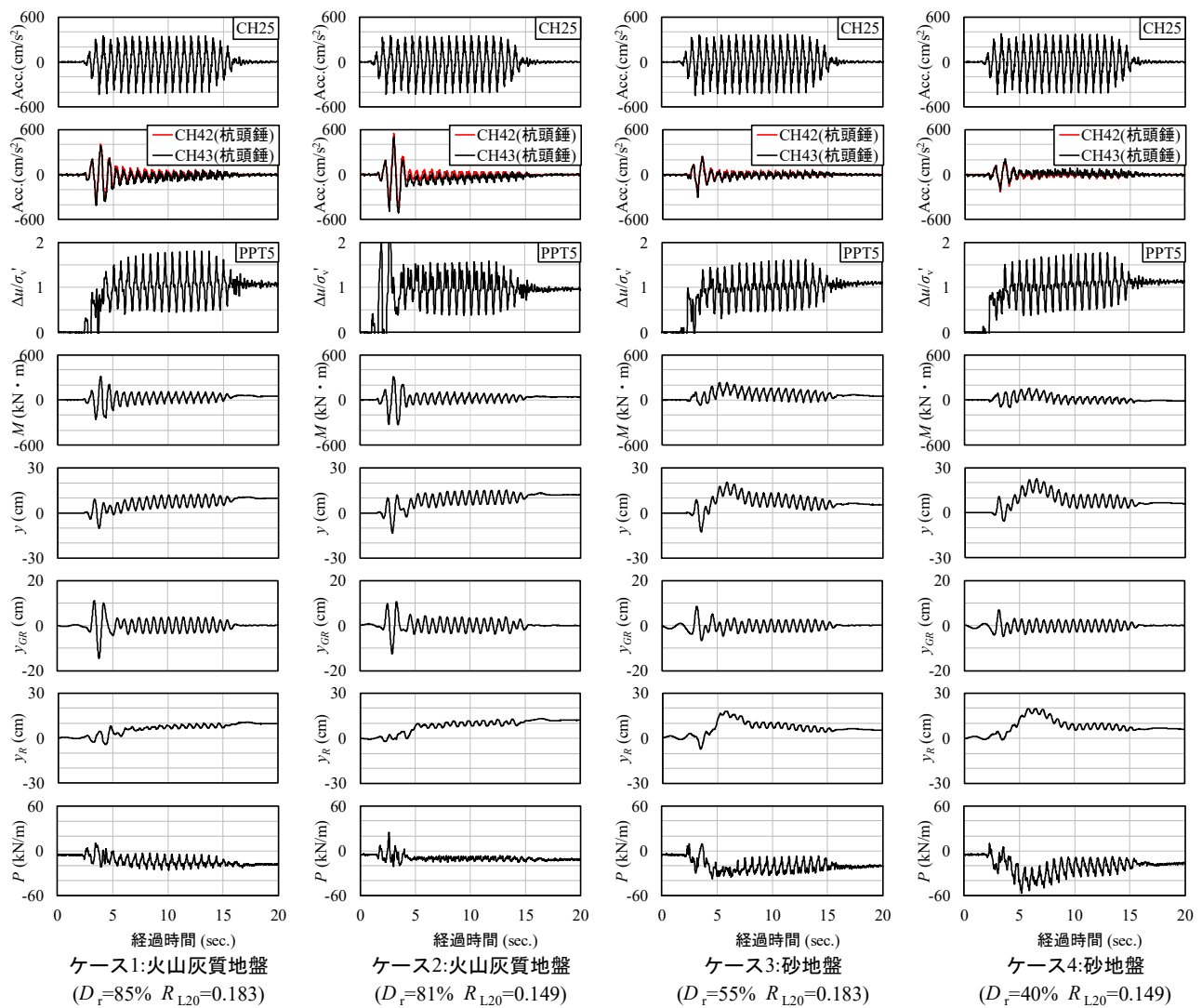


図 2.12 動的加振実験による G.L. -2.0m (P5) の計測データから求めた主要な算定値の時刻歴

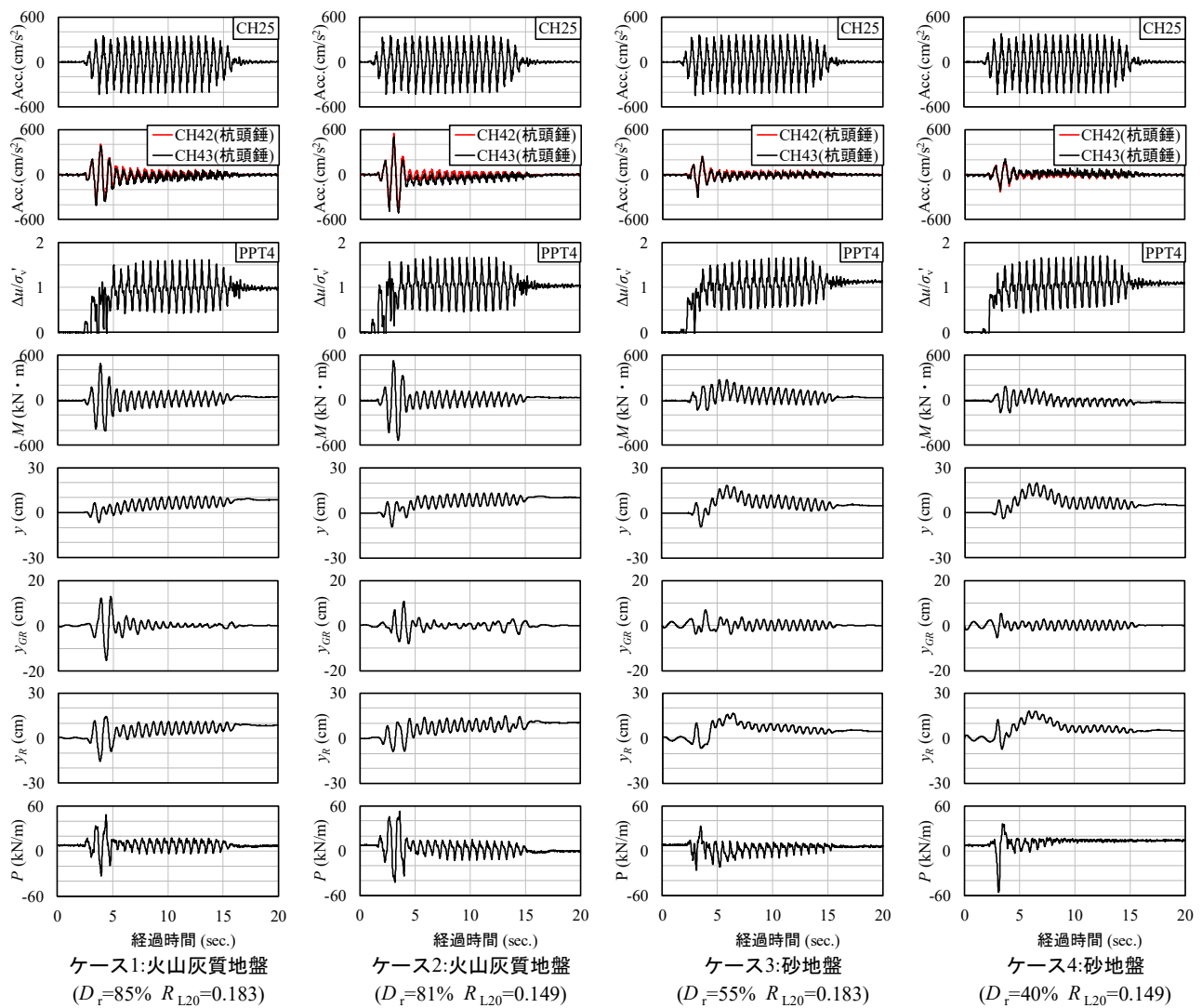


図 2.13 動的加振実験による G.L. -3.5m (P4) の計測データから求めた主要な算定値の時刻歴

図 2.14 に、これら結果から得られた液状化中の動的水平地盤反力係数 k_{hL} ～杭と地盤の相対変位 y_R 関係を示す。図には、0.01sec.間隔で得られたデータの近似関数曲線を併せて示した。 k_{hL} 、 y_R はマイナス側の値も算定されるが、ここでは、絶対値として評価している。なお、液状化を伴う一連の地震時の地盤剛性変化に及ぼすせん断ひずみと間隙水圧の影響を分離して評価することは困難であり、本検討における Δu の上昇過程においても地盤の剛性低下は生じていると考えられ、本検討では実務への適用の観点からも液状化を伴う一連の地震動における杭の水平地盤反力係数の変遷過程を含めた評価を目的とすることから、 $\Delta u/\sigma_v'$ の上昇過程と上昇後を分離することはせず、全ての加振時間を評価の対象としている。相関係数は低いものの y_R の増加に伴い k_{hL} が減少しており、 k_{h0} 同様、比較的連続した $k_{hL} \sim y_R$ 関係が得られた。図 2.14 の y_R には、応答波形の零あるいは極微少な変位も含まれており、極微少な y_R では火山灰質地盤の k_{hL} が大きい傾向が見受けられるが、各ケース各深度ともに y_R が変位軸と平行に近くなる範囲において k_{hL} は加振前の k_{h0} よりも低下しており、 R_{L20} の大小にかかわらず火山灰質地盤と砂地盤で同程度の値まで低減している。

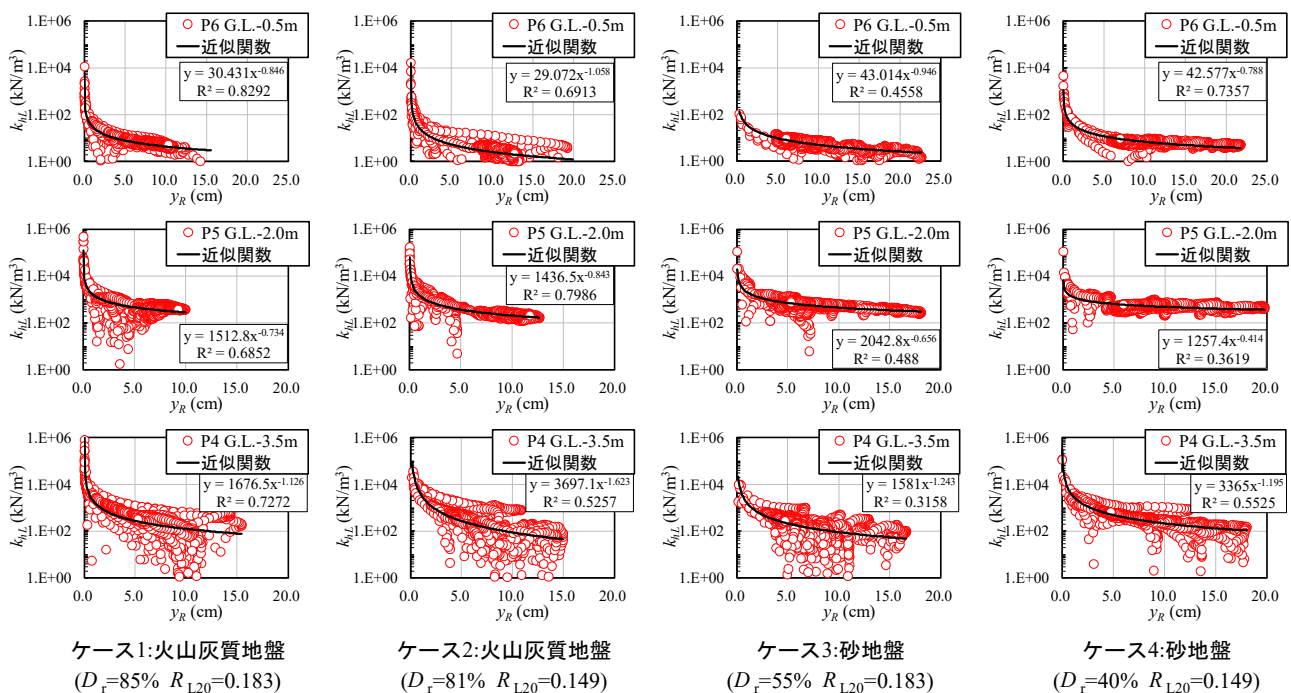


図 2.14 動的加振実験により G. L. -0.5m～G. L. -3.5m (P6～P4) で得られた
杭の動的水平地盤反力係数 k_{hL} ～杭と地盤の相対変位 y_R 関係

動的加振実験による杭ならびに地盤の挙動から、液状化中の地盤における地盤～杭基礎系の相互作用として、地震動初期では地盤の振幅に追従して杭は大きな水平変位を示すが、液状化が進展した状況では地盤の剛性が低下し、水平地盤反力ならびに水平地盤反力係数の低下すなわち地盤が杭の反力体としての作用を損なうことが改めて確認された。

(3) 液状化強度比に応じた杭の水平地盤反力係数の低減の評価

ここでは、図 2.10 ならびに図 2.14 に示した杭の水平地盤反力係数と水平変位の関係から、建築基礎の指針⁵⁰⁾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

$$k_{h0} = B_0 \cdot y_0^{A_0} \quad (2.1)$$

ここに、 A_0 、 B_0 は、静的時の係数。

動的水平地盤反力係数

$$k_{hL} = B_L \cdot y_R^{A_L} \quad (2.2)$$

ここに、 A_L 、 B_L は、液状化時の係数。

式(2.1)、式(2.2)から、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、各ケースの杭地表面変位が杭径の 1% (0.5cm) となる時点の当該深度での算出値（図 2.10 の黒丸プロット）としている。 k_{hL} は加振全 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 2.15 に、式(2.3)による液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度 k_{hL}/k_{h0}^* を y_R との関係として示す。ケース 4 の P4 (G.L.-3.5m) を除いて、火山灰質地盤における k_{hL}/k_{h0}^* の値は砂地盤よりも大きく、いずれの深度、 y_R 、 R_{L20} においても砂地盤よりも低減し難い値を示した。このことから、式(2.3)より得られる各ケース各深度の低減度に関する係数 A ならびに係数 B を比較し、火山灰質地盤と砂地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減の違いを評価する。

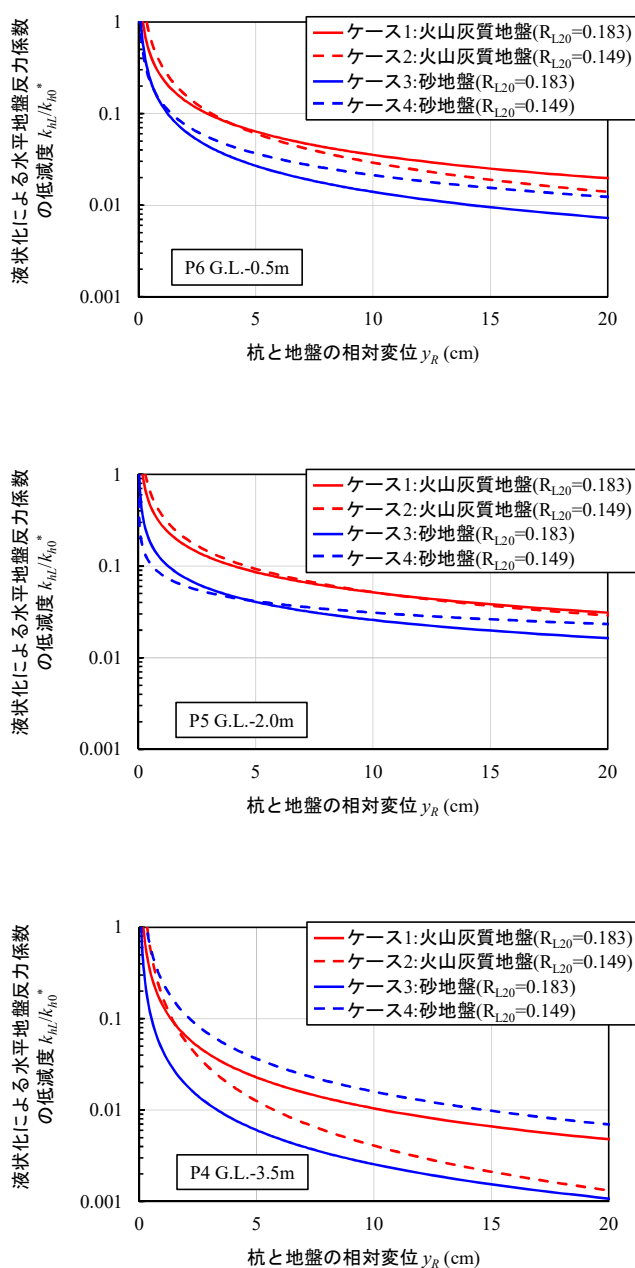


図 2.15 液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度 k_{hL}/k_{h0}^* と杭と地盤の相対変位 y_R の関係

図 2.16 に、各ケース各深度で得られた係数 A と係数 B の深度分布を示す。 y_R に応じた k_{hL}/k_{h0}^* 曲線の傾きを示す係数 A の値は、火山灰質地盤で若干小さく見られ、火山灰質地盤、砂地盤ともに D_r や R_{L20} の異なりにかかわらず k_{hL}/k_{h0}^* 曲線の傾きが G.L.-2.0m で小さく、G.L.-3.5m で最も大きくなる同様の傾向を示した。液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数 B の値は、ケース 4 の G.L.-3.5m を除いて火山灰質地盤で大きく、地盤種別毎かつ深度毎で概ね同程度の値を示した。

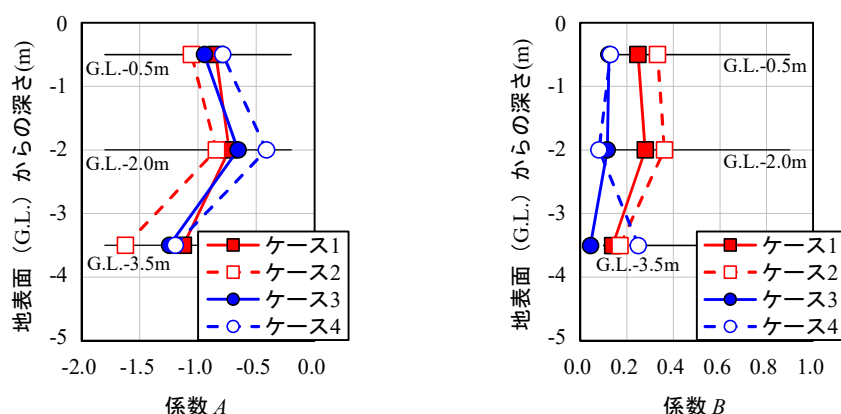


図 2.16 各ケース各深度の杭の水平地盤反力係数の低減度 k_{hL}/k_{h0}^* に関する
式 (2.3) の係数 A と係数 B の深度分布

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、今回の検討において k_{hL}/k_{h0}^* が得られた各ケース 3 深度の係数 A 、係数 B の値を平均し、 R_{L20} との関係として図 2.17 と図 2.18 に示した。その結果、火山灰質地盤、砂地盤ともに係数 A の値に R_{L20} との明瞭な相関は見受けられないが、地盤種別毎の平均値は火山灰質地盤で若干ではあるが小さく、 y_R の増加に対する k_{hL}/k_{h0}^* 曲線の傾きが砂地盤に比べて大きいものと評価される。一方、液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数 B の値は、火山灰質地盤、砂地盤ともに R_{L20} の増加に伴い低下する傾向が認められた。さらに、 R_{L20} の増加に対する係数 B の低下割合は両地盤で概ね同程度であるが、火山灰質地盤の係数 B の値は砂地盤に比べて約 2 倍（平均 2.1 倍）大きいことが分かる。このことから、液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減には R_{L20} と相関があることが認められ、火山灰質地盤では R_{L20} が同程度の砂地盤に比べて低減し難く、その割合は砂地盤の 1/2 程度と評価される。

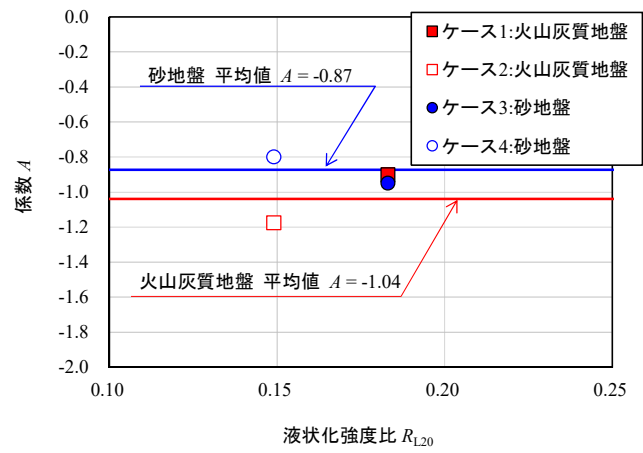


図 2.17 各ケース係数 A の 3 深度平均値と液状化強度比 R_{L20} の関係

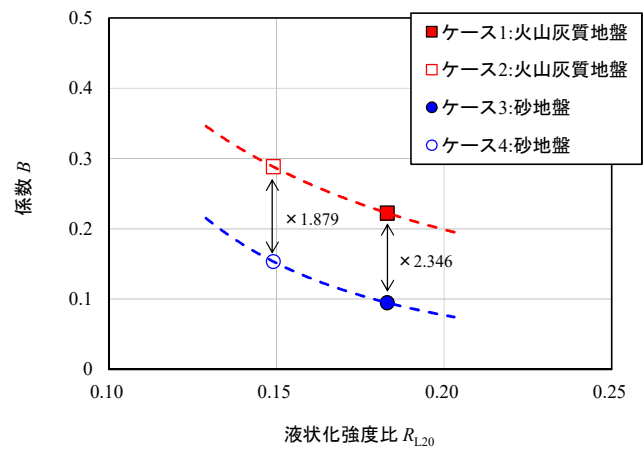


図 2.18 各ケース係数 B の 3 深度平均値と液状化強度比 R_{L20} の関係

このことから、現行の砂質土に準じた、液状化強度比 R_L 、液状化抵抗率 F_L に応じた液状化時における諸定数の低減係数 D_E ⁴⁴⁾ (表 2.4) を火山灰質地盤にそのまま適用するには問題があると考えられる。

ただし、図 2.18 では、 R_{L20} の増加に伴い火山灰質地盤と砂地盤の係数 B の差が大きくなる傾向が窺われること、また、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が砂地盤に比べて小さい原因については、杭の挙動に及ぼす火山灰質粗粒土の静的および動的力学挙動との関係を明らかにすることが重要であり、機会を改めて議論したい。

表 2.4 耐震設計上の土質定数の低減係数 D_E ⁴⁴⁾

F_L の範囲	地表面からの深さ x (m)	動的せん断強度比 R	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
	$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
	$10 < x \leq 20$	1	1

2.4 まとめ

第2章では、火山灰質地盤と砂地盤の液状化時における杭基礎挙動の違いを明らかにすることを目的に、液状化強度比を指標とした火山灰質地盤と砂地盤における杭の遠心力模型実験結果の整理から、液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減に関する定量的な評価を試みた。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、動的と静的な杭の水平地盤反力係数～変位関係を算定する方法ならびに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、液状化強度比に応じた火山灰質地盤と砂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違いについて評価した。

その結果、以下の知見を得た。

- 1) 実験結果から精度良く杭の動的ならびに静的水平地盤反力係数を評価するにあたり、3 次スプライン関数で補間した杭の曲げモーメント分布を一度微分した後に、もう一度 3 次スプライン関数で補間し直し 2 回目の微分を行うことで連続した杭の水平地盤反力係数～変位関係が得られた。
- 2) 火山灰質地盤の液状化前の杭の静的水平地盤反力係数は、静的水平載荷実験における杭の挙動、また、実験結果に基づく算定結果からも、液状化強度比を同等とした砂地盤に比べて相対密度が大きいにも関わらず小さい結果が得られた。
- 3) 動的加振実験による杭ならびに地盤の挙動から、液状化時における地盤～杭基礎系の相互作用として、地震動初期では地盤の振幅に追従して杭は大きな振幅を示すが、液状化の進展に伴い地盤の初期剛性が低下し、水平地盤反力ならびに水平地盤反力係数の低下すなわち地盤が杭の反力体としての作用を損なうことが改めて確認された。
- 4) 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整理し、火山灰質地盤と砂地盤の低減度に関する係数の違いを評価した。杭の水平変位に応じた水平地盤反力係数の低減度曲線の傾きを示す係数 A は、火山灰質地盤で若干小さく、水平変位の増加に対する低下が砂地盤に比べ大きいものと評価された。液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数 B は、火山灰質地盤、砂地盤ともに液状化強度比との相関が認められた。係数 B の値は、火山灰質地盤で約 2 倍大きく、液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減は砂地盤の 1/2 程度と評価された。

このことから、現行の砂質土に準じた、液状化強度比 R_L 、液状化抵抗率 F_L に応じた液状化時における諸定数の低減係数 D_E を火山灰質地盤にそのまま適用するには問題があると考えられる。

ただし、 R_{L20} の増加に伴い火山灰質地盤と砂地盤の係数 B の差が大きくなる傾向が窺われること、また、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が砂地盤に比べて小さい原

因については、杭の挙動に及ぼす火山灰質粗粒土の静的および動的力学挙動との関係を明らかにすることが重要であり、機会を改めて議論したい。

第3章 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

3.1 本章の概要

第2章における火山灰質地盤と砂地盤の液状化時における杭基礎挙動の違いを明らかにすることを目的に実施した、液状化強度比を指標とした遠心力模型実験ならびに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の整理から、砂地盤と同等の液状化強度比を有する火山灰質地盤における杭基礎では、液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減は砂地盤の1/2程度と評価された(図2.18)。このことは、液状化時における地盤～杭基礎系の相互作用が砂地盤とは異なることを示しており、火山灰質地盤と杭基礎の液状化時の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・地震時力学特性を考慮した耐震性評価技術および耐震補強技術の必要性を示すものである。

第3章では、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知見を得ることを目的に、液状化が生じる火山灰質地盤の堆積状況の異なりが地震時の杭基礎挙動、特に、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を遠心力模型実験から検証する。具体的には、液状化が生じる火山灰質土層の層圧を全層、上2/3、上1/3と順に薄く変化させたケース、液状化層と非液状化層を互層とし層順を逆転させたケースの遠心力模型実験結果より、第2章において提案した動的と静的な杭の水平地盤反力係数～変位関係を算定する方法ならびに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用いて、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を評価する。

3.2 遠心力模型実験概要

実験に用いた遠心力載荷装置・動的加振装置・静的水平載荷装置等の実験装置は、第2章と同じである。

本章における検討では、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 3.1 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 3.1 に、代表例としてケース 2 の実験模型概要を示す。図 3.2 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 3.1 に示す 1/50 縮尺模型に、50g の遠心加速度を作用させ、表 3.1 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盤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。

表 3.1 実験ケース一覧

ケース	地盤材料	相対密度	層厚	液化化強度比	基盤入力地震動
1	火山灰質土	$D_r=85\%$	15m	火山灰質土 $D_r=85\%$ $(\rho_d=1.094\text{g/cm}^3)$ $R_{L20}=0.242$	sine20波 周波数1.5Hz 最大200cm/s ² 程度 単発加振
2	火山灰質土	$D_r=85\%$	10m	豊浦砂 $D_r=95\%$ $(\rho_d=1.624\text{g/cm}^3)$ $R_{L20}=0.976$	
	豊浦砂	$D_r=95\%$	5m		
3	火山灰質土	$D_r=85\%$	5m		
	豊浦砂	$D_r=95\%$	10m		
4	豊浦砂	$D_r=95\%$	5m		
	火山灰質土	$D_r=85\%$	5m		
	豊浦砂	$D_r=95\%$	5m		
5	火山灰質土	$D_r=85\%$	5m	※ $\sigma'_0=50\text{kN/m}^2$ $DA=5\%$	
	豊浦砂	$D_r=95\%$	5m		
	火山灰質土	$D_r=85\%$	5m		

※実物換算値

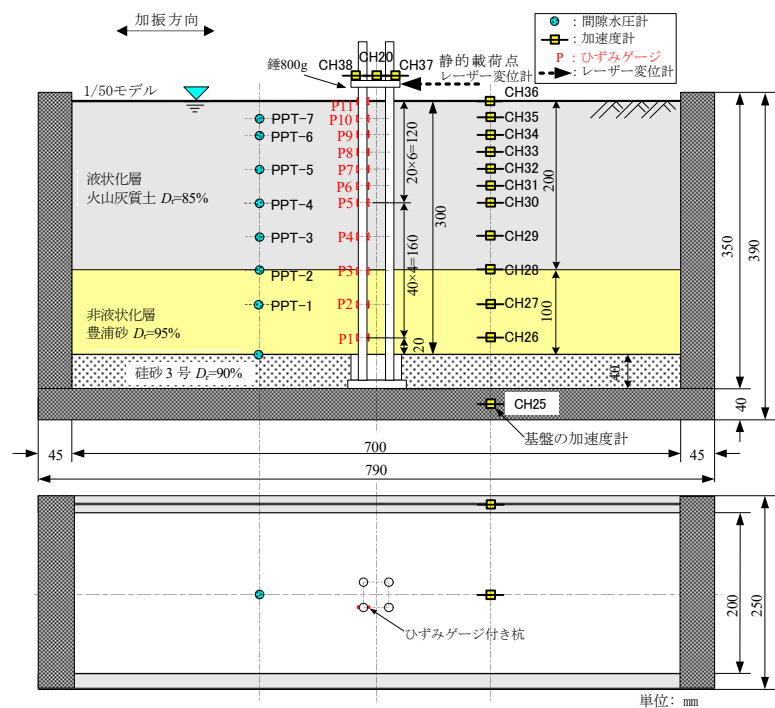


図 3.1 実験模型概要（ケース 2）

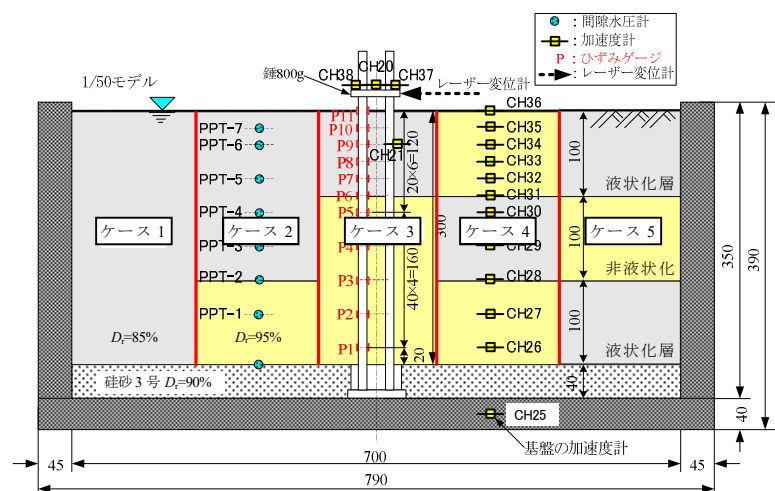


図 3.2 実験模型模式図（全ケース比較）

模型杭には、第 2 章と同様の外径 $D=10.0\text{mm}$ 、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 3.1 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。本検討では、4 本組杭のうち 1 本にひずみゲージを 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、第 2 章と同一の土取り場から採取した、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。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。各模型地盤材料の採取箇所は第 2 章と同一であるが、採取年が異なるため物理特性や液状化強度比の細部は第 2 章と異なる。

各模型地盤材料の物理特性を表 3.2 に、粒径加積曲線を図 3.3 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²⁵⁾。図 3.4 に、 $D_r=85\%$ で作製した火山灰質地盤と $D_r=95\%$ で作製した砂地盤の、各実験ケース全層厚の地盤中央深度の概ねの実物換算有効拘束圧 $\sigma'_0=50\text{kN/m}^2$ で実施した繰返し非排水三軸試験（JGS0541-2009）から得られた液状化強度曲線を示す。模型地盤内には、図 3.1 に示すように加速度計と間隙水圧計を設置した。

表 3.2 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

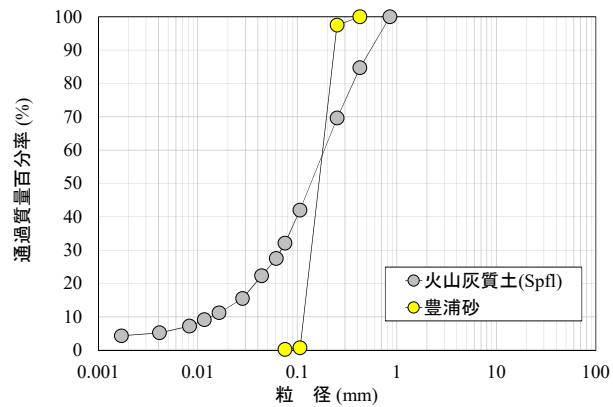


図 3.3 模型地盤材料の粒径加積曲線

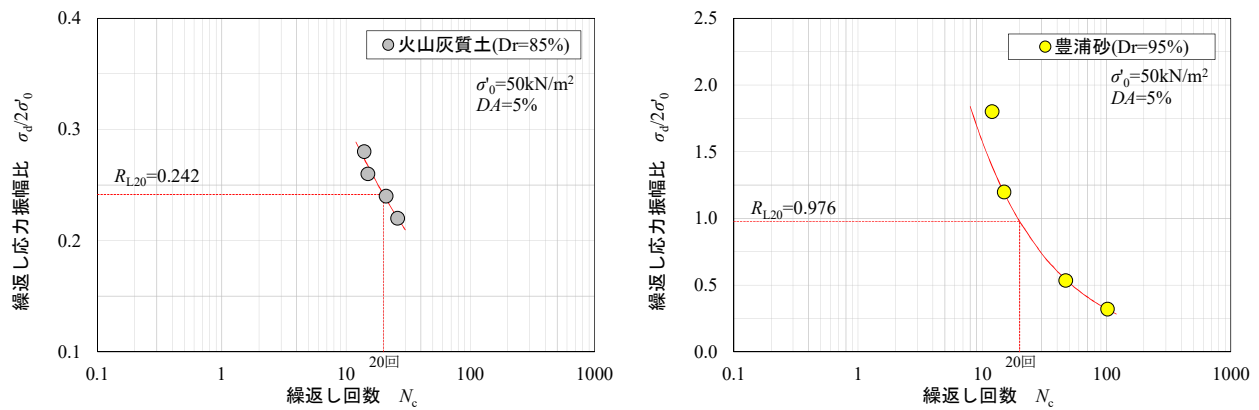


図 3.4 模型地盤の液状化強度曲線

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。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に設置し、模型地盤を脱気後、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。

3.3 動的加振実験結果と考察

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。

3.3.1 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 3.5 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。

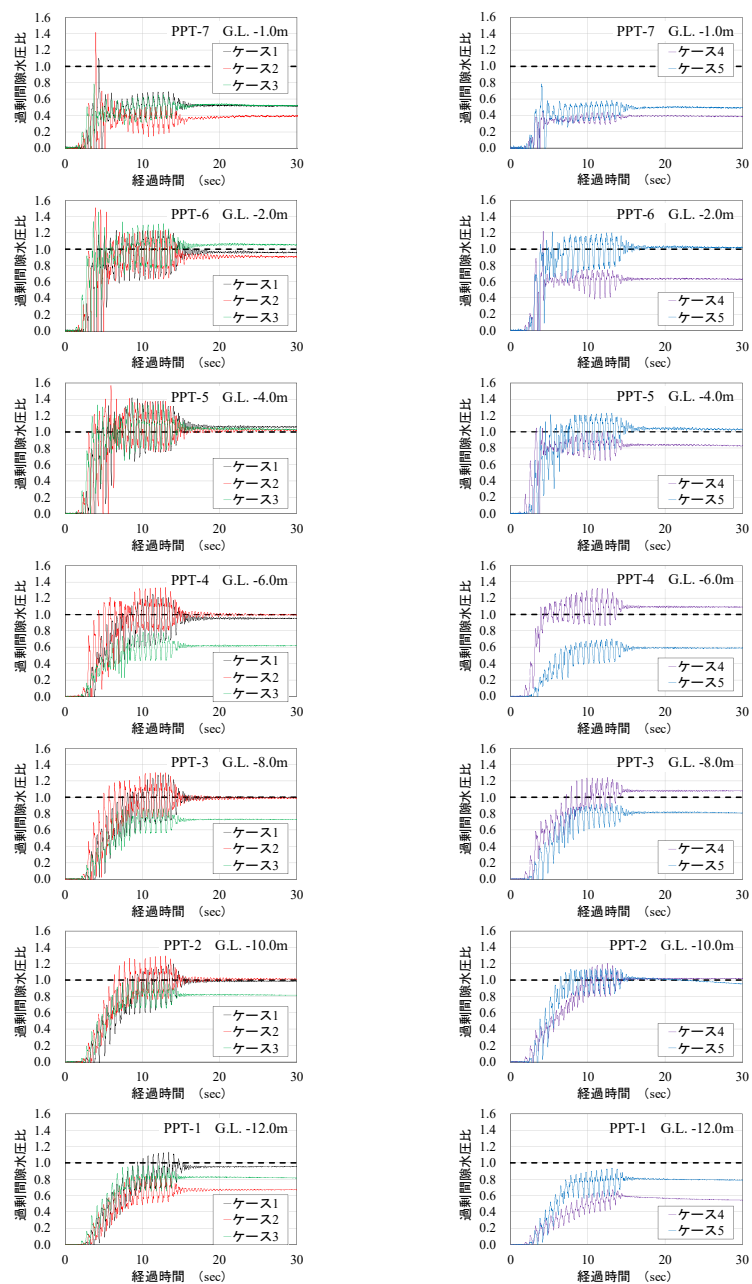


図 3.5 加振により発生した過剰間隙水圧比の時刻歴

3.3.2 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 3.6 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随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随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。

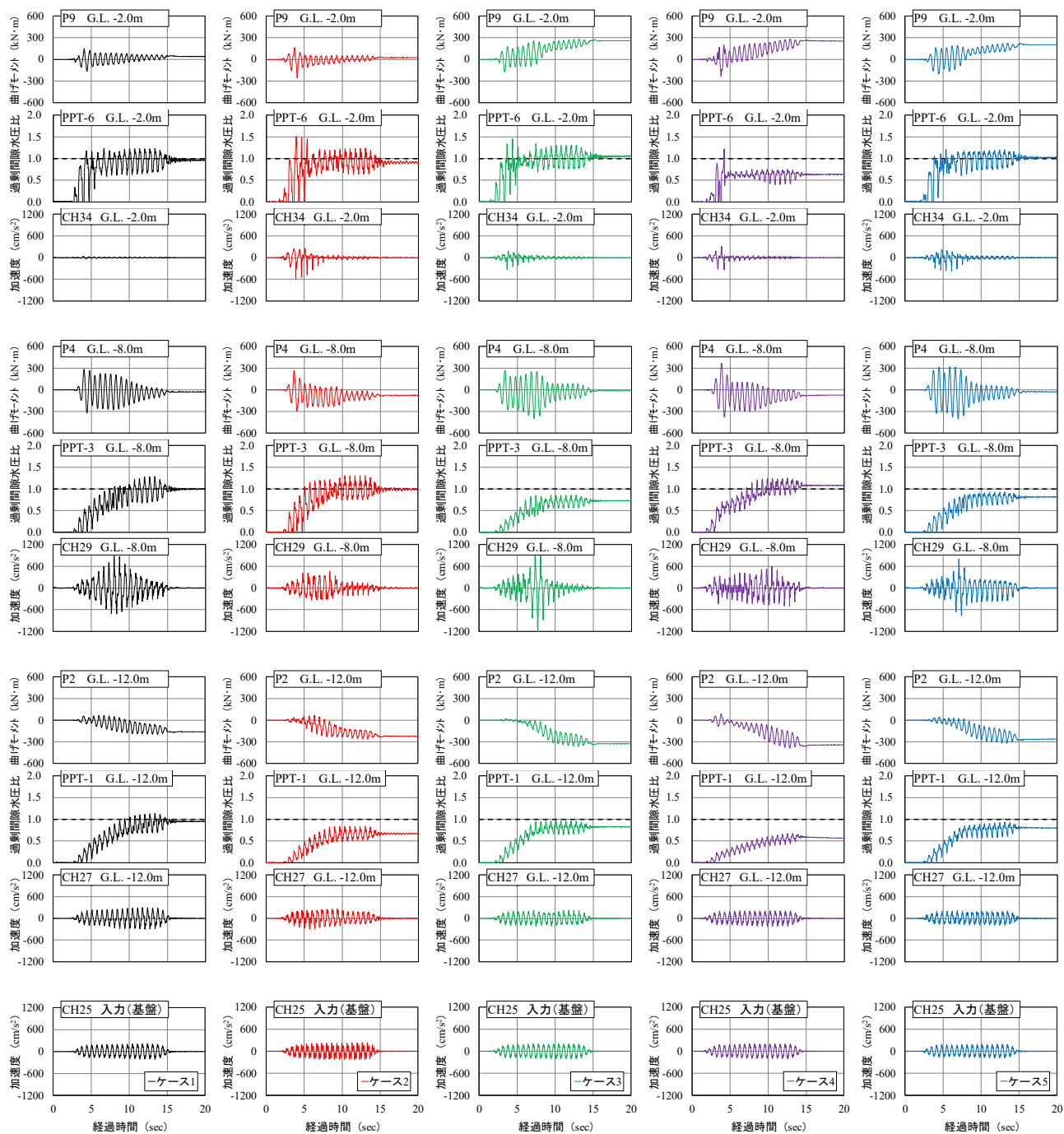


図 3.6 G.L. -2.0m、-8.0m、-12.0m の地盤応答加速度、過剰間隙水圧比、杭の曲げモーメントの時刻歴

3.4 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。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定方法（図 2.8）ならびに液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度の評価手法（式(2.1)～(2.3)）は、第2章のとおりである。なお、第2章と同様に杭の水平変位は、杭に曲げや傾きが生じても安定してデータが得られた杭の応答曲げひずみより算出している。

図 3.7 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 3.8 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。

図 3.7、図 3.8 の関係から、式(2.1)～(2.3)を用いて整理した、 y_R と液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度 k_{hL}/k_{h0}^* の関係を図 3.9 に示す。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 3.7 の白丸プロット）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。

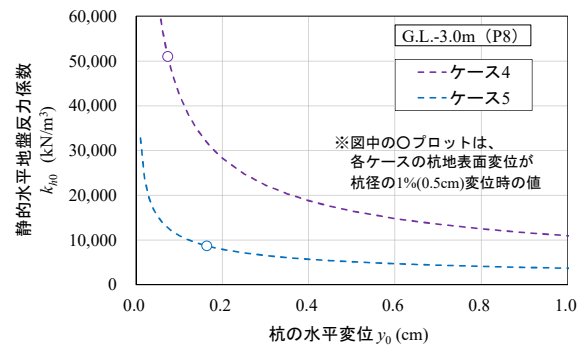
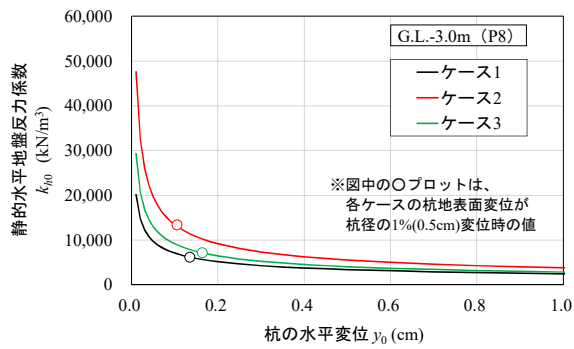


図 3.7 静的水平載荷実験による杭の水平変位 y_0 と静的水平地盤反力係数 k_{h0} の関係 (G. L. -3.0m (P8))

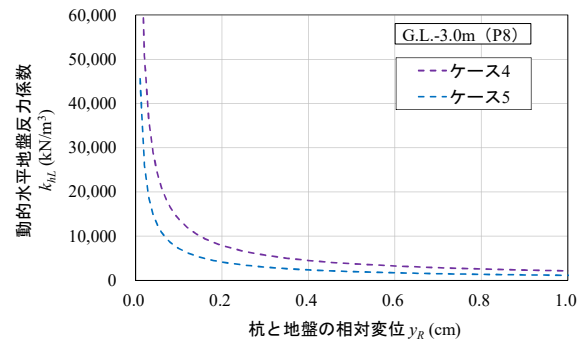
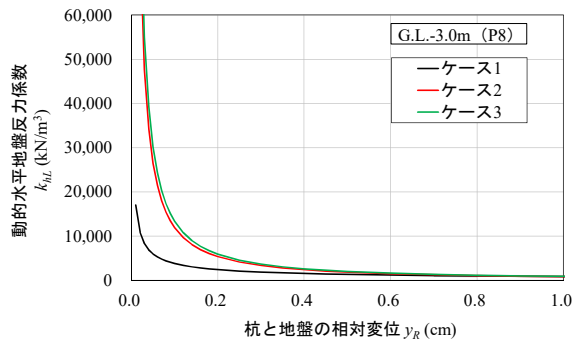


図 3.8 動的加振実験による杭と地盤の相対変位 y_R と動的水平地盤反力係数 k_{hL} の関係 (G. L. -3.0m (P8))

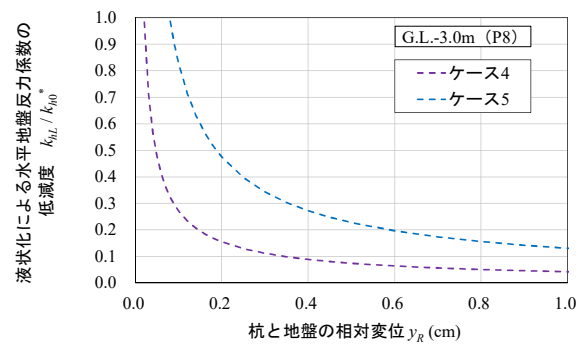
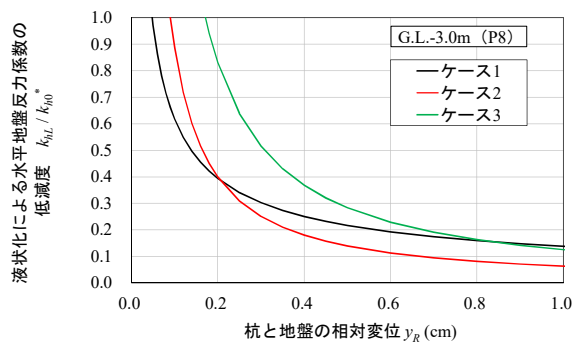


図 3.9 液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度 k_{hL} / k_{h0}^* (G. L. -3.0m (P8))

図 3.10 は、図 3.9 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 3.11 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 3.12 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 3.11 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なことが分かるが（図 3.7）、液状化層とした中層 G.L.-6.0m で急激に上昇した過剰間隙水圧の伝播による影響か上層 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 3.5）、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。

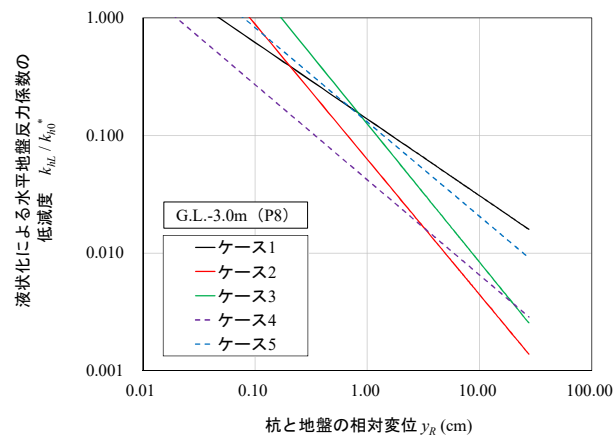


図 3.10 G. L. -3.0m (P8) における k_{hL} / k_{h0}^* (図 3.9 の両対数表示 (全ケース))

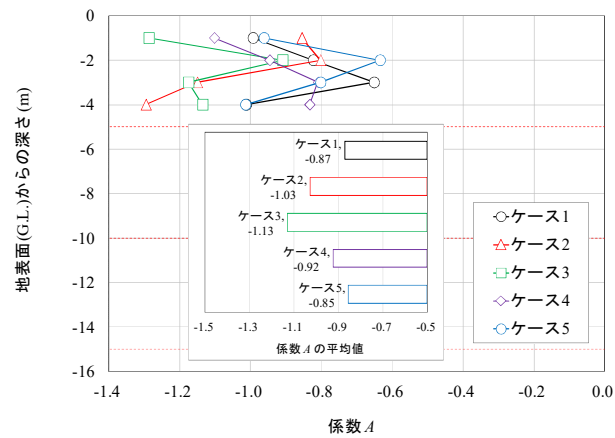


図 3.11 係数 A の深度分布

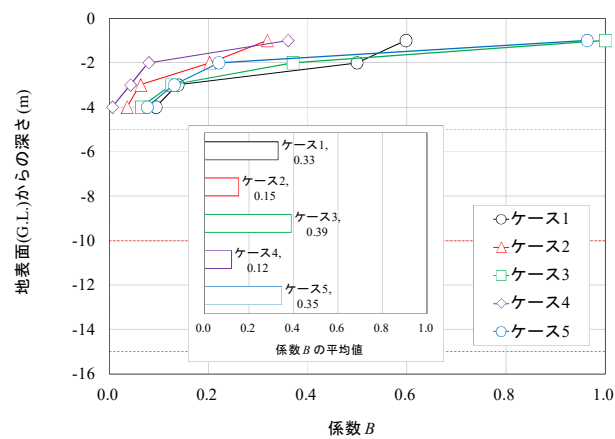


図 3.12 係数 B の深度分布

3.5 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 3.13 に、図 3.6 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⁵¹⁾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。

$$I_E = \int_0^T x(t)^2 dt \quad (3.1)$$

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 3.13 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従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。

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から減衰しており、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。

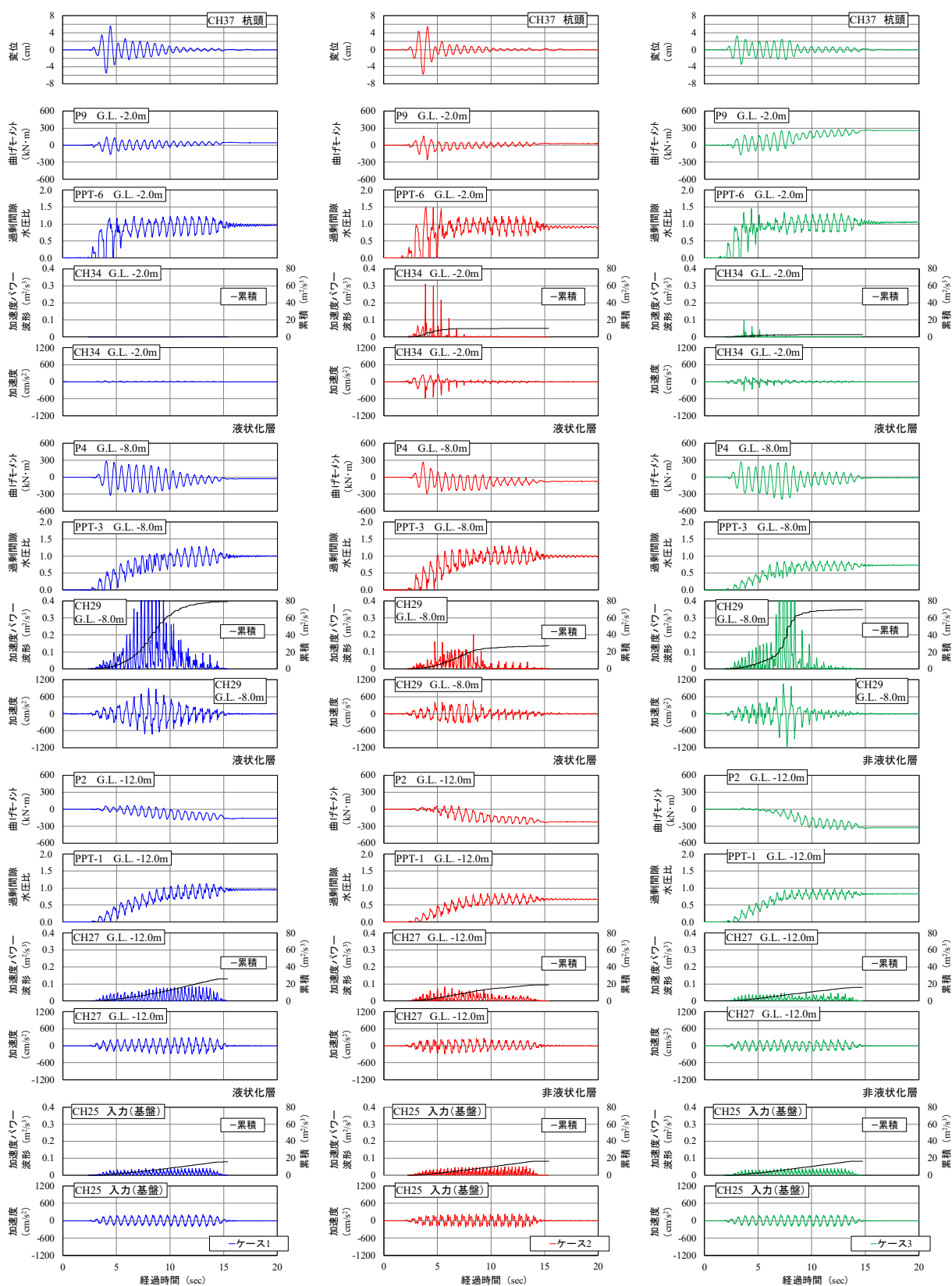


図 3.13 杭頭の変位、G.L. -2.0m、-8.0m、-12.0m における地盤の応答加速度と加速度パワー、過剰間隙水圧比、杭の曲げモーメント、基盤の加速度と加速度パワーの時刻歴

図 3.14 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る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 3.14 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 3.15 に、G.L.-2.0m、-8.0m、-12.0m における加速度パワー累積値の、図 3.16 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 3.15 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 3.16 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。

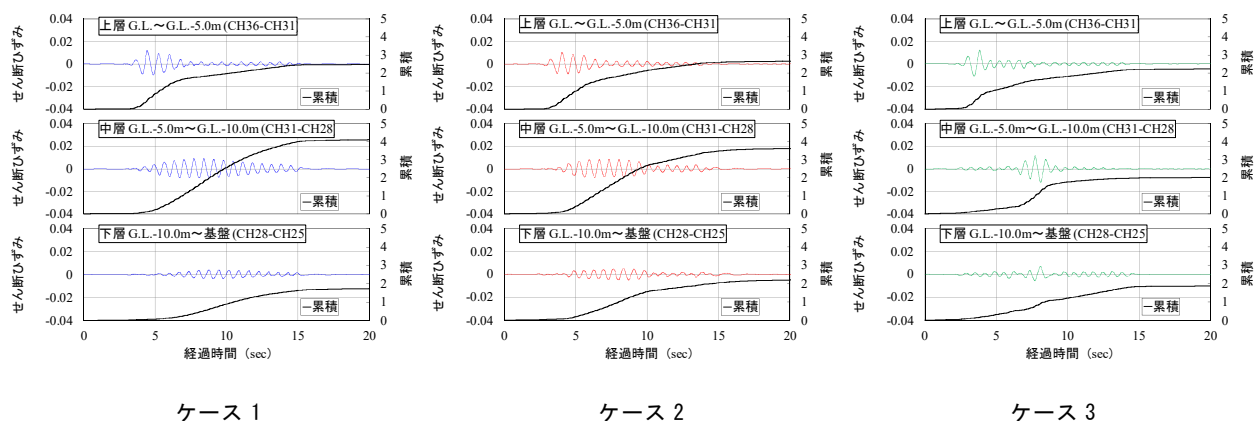


図 3.14 上層、中層、下層において加振により生じた地盤のせん断ひずみの時刻歴

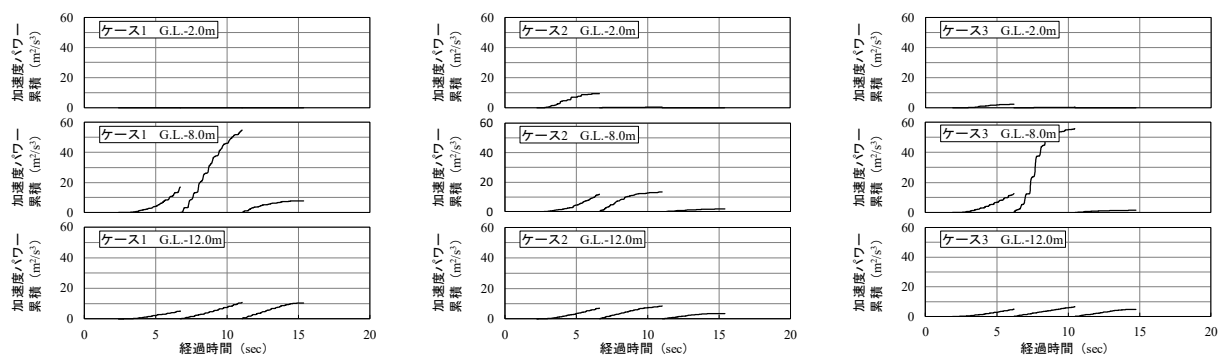


図 3.15 G.L.-2.0m、-8.0m、-12.0mにおける加速度パワー累積値の時刻歴

(経過時間を3分割)

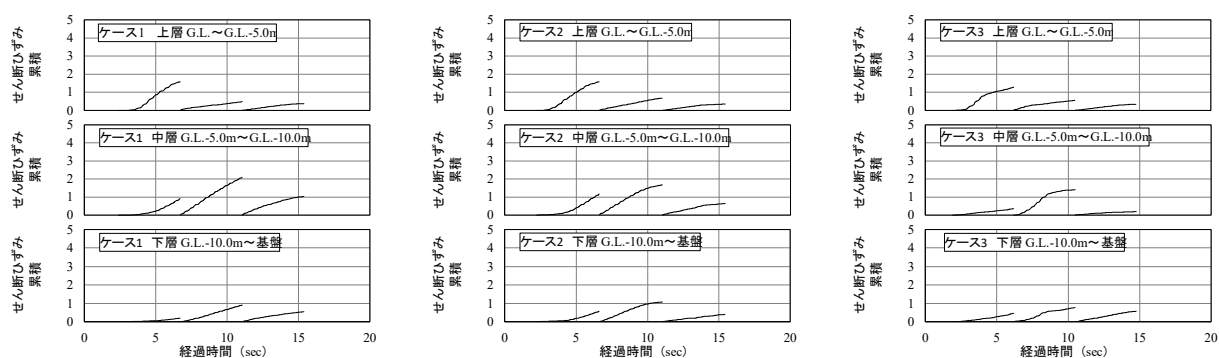


図 3.16 上層、中層、下層における地盤のせん断ひずみ累積値の時刻歴 (経過時間を3分割)

図 3.17 に、図 3.15、図 3.16 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 3.17 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。

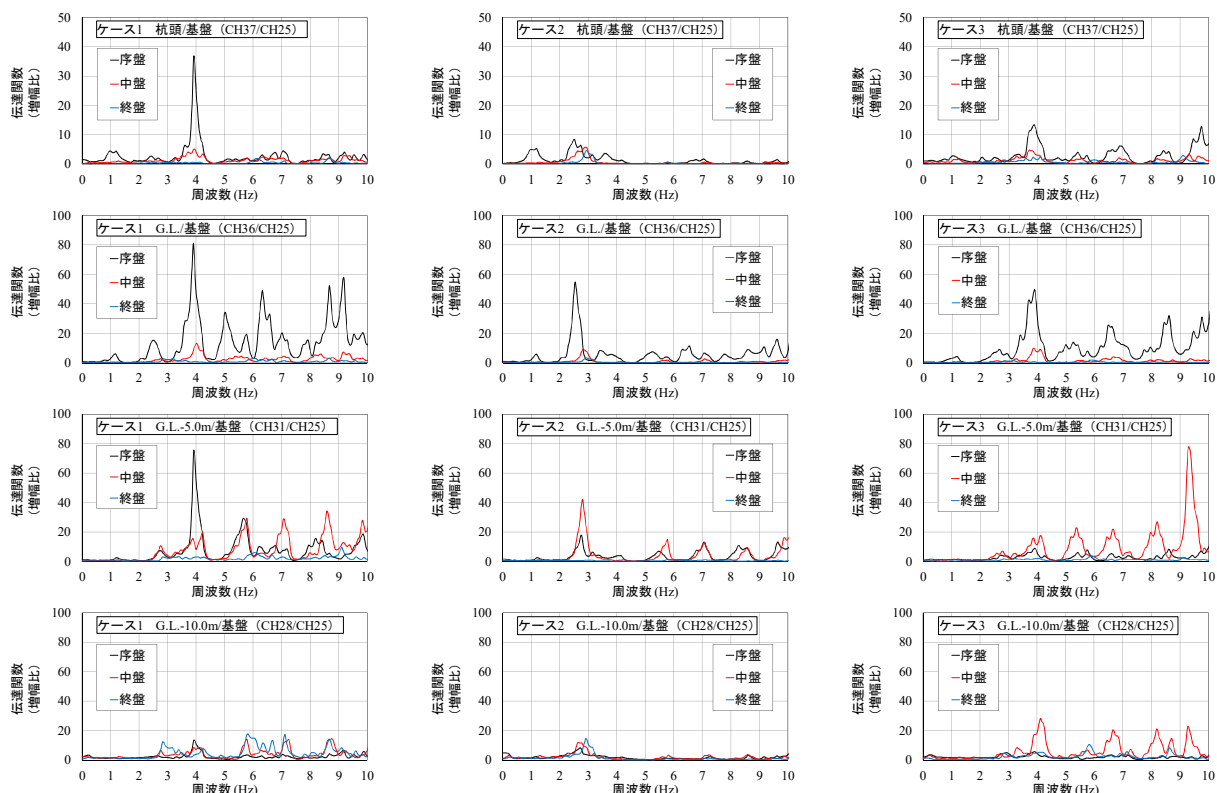


図 3.17 加振序盤、中盤、終盤における基盤に対する

杭頭と地盤の各層境（G.L.、G.L.-5.0、-10.0m）の伝達関数

3.6 まとめ

第3章では、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知見を得ることを目的に、液状化が生じる火山灰質地盤の堆積状況の異なりが地震時の杭基礎挙動、特に、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を遠心力模型実験から検証した。具体的には、液状化が生じる火山灰質土層の層圧を全層、上 2/3、上 1/3 と順に薄く変化させたケース、液状化層と非液状化層を互層とし層順を逆転させたケースの遠心力模型実験結果より、第2章において提案した動的と静的な杭の水平地盤反力係数～変位関係を算定する方法ならびに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用いて、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を評価した。

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) 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) 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、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。

第4章 動的有効応力解析による火山灰質地盤の液状化挙動と杭基礎挙動の評価

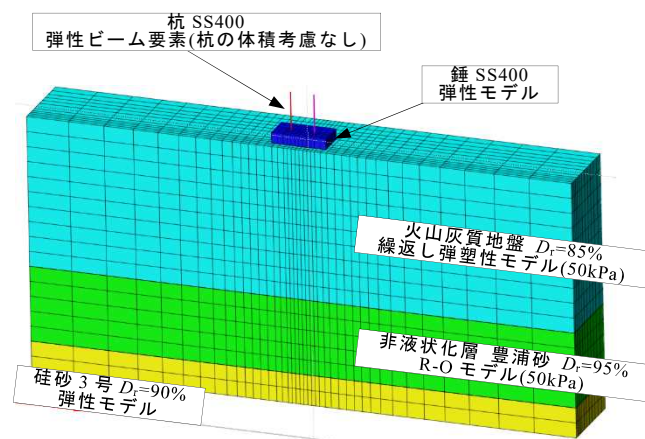
4.1 本章の概要

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第3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3.12）。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。

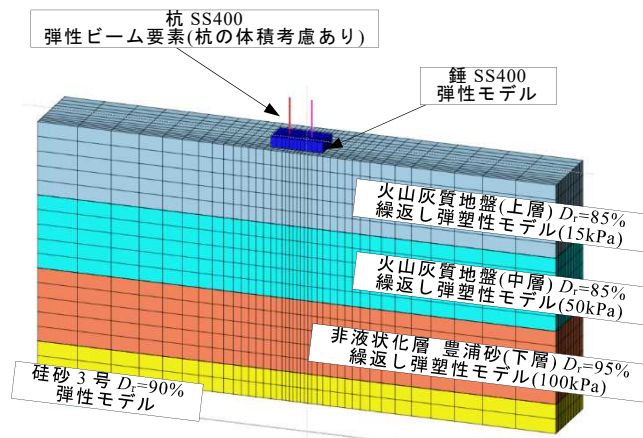
第4章では、液状化が生じる火山灰質地盤における杭基礎の対策必要箇所の抽出・優先度を決定するための評価手法の確立を目的に、第3章における液状化が生じる火山灰質地盤の堆積状況を変化させた遠心力模型実験結果に対し、火山灰質土の液状化挙動と杭基礎の挙動を反映できる3次元動的有効応力解析のモデル化手法を検討し、3次元動的有効応力解析による再現解析から上記要因の検証を行う。

4.2 動的有効応力解析のモデル化手法

第3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 al⁵²⁾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4.1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。



(a) 検討当初



(b) 本検討

図 4.1 ケース2の3次元動的有効応力解析 (LIQCA) の解析モデル図

4.2.1 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。また、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。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 3.6 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。

4.2.2 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、第 2 章で実施した図 2.1 に示す実験模型に対し地盤模型を作製せず、杭周辺をシリコンオイルのみとした動的加振実験結果の再現解析から、杭のモデル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 4.2）。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 4.3）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 4.4）。

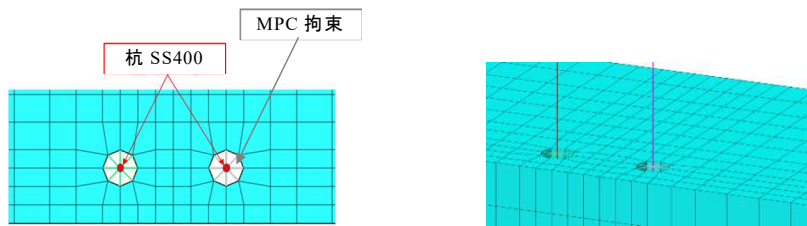


図 4.2 等変位拘束（MPC 拘束）による杭モデル

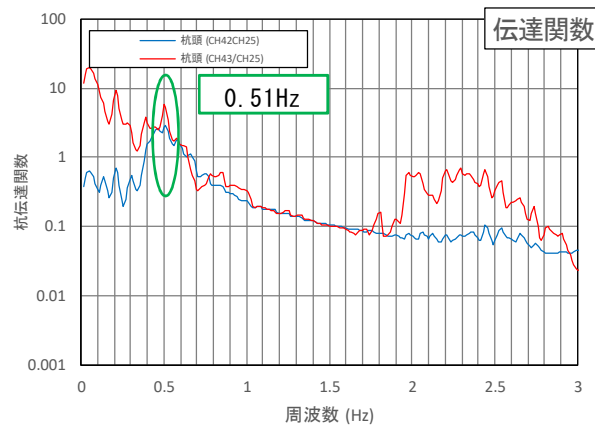
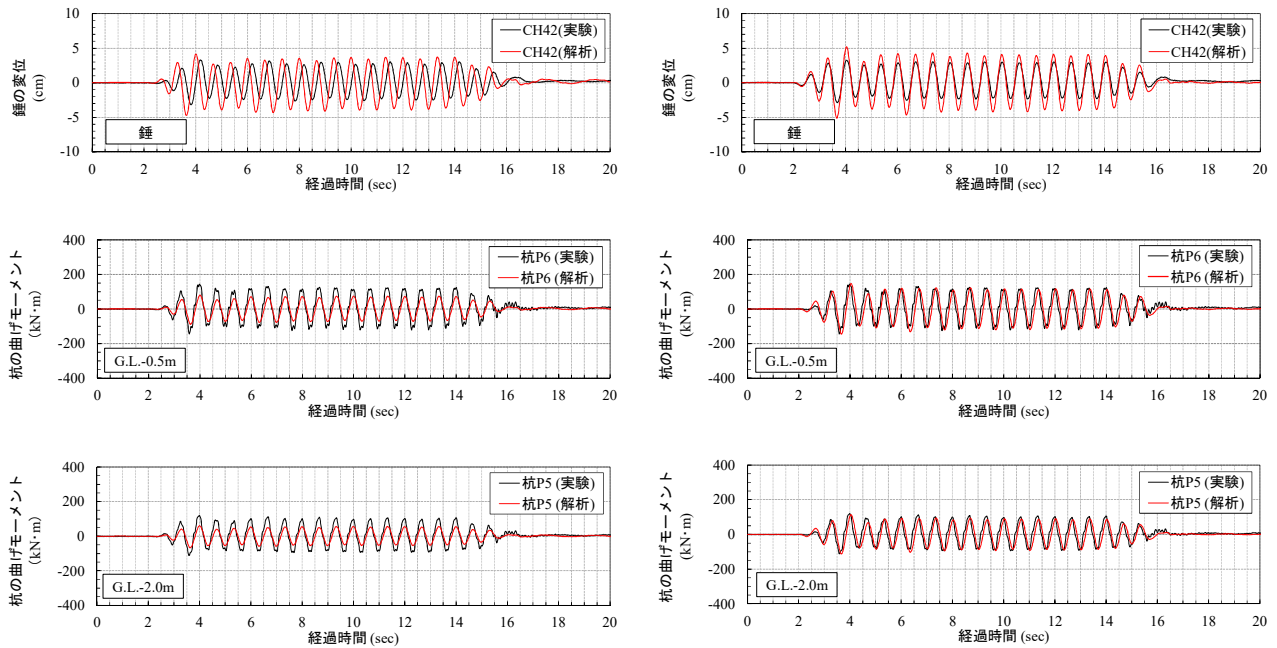


図 4.3 杭のみの加振実験による杭の伝達関数



(a) パラメータ改善前

(b) パラメータ改善後

図 4.4 杭のみの加振実験の解析結果

4.2.3 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、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 4.5 と図 4.6 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ないが、本検討では応力履歴と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 $\alpha_1=0.002$ 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 4.7）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（ $h=7.5/V_s$ ）⁵³⁾ から、各ケース各層別に α_1 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 4.8）を用いて M_m^* を設定した。

表 4.1 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。

表 4.1 より、火山灰質地盤と砂地盤の D_r 、 R_{L20} は異なり単純に比較はできないが、火山灰質地盤では砂地盤に比べて、初期間隙比 e_0 、ならびに、液状化試験の要素シミュレーションから決定された、圧縮指数 λ 、膨張指数 κ 、ダイレイタンス係数 D^* 、 n が大きく、応力の増分に対し塑性変形し易い材料であることが分かる。

ここで、LIQCA における圧縮指数 λ 、膨張指数 κ は、過圧密境界曲面の決定、ダイレイタンシー量に影響するパラメータであり、両パラメータの差 ($\lambda - \kappa$) が大きいほど塑性体積変化が大きくなる。

ダイレイタンシー係数 D^* は、三軸圧縮試験 (CUbar) の変相線到達前後の、ダイレイタンシー係数 n は、変相線到達前の有効応力経路、また、液状化強度曲線を再現するために必要なパラメータであり、ダイレイタンシー量、液状化強度曲線の位置・勾配に影響する。 D^* 、 n が大きいほどダイレイタンシー量が増加し易く、過剰間隙水圧の上昇が大きくなる。また、 D^* が大きいほど液状化強度曲線は下方に移動し、 n が大きいほど液状化強度曲線の勾配は緩やかになり小さな応力比での繰返し回数が増える。

液状化試験の応力履歴との整合を重視した要素シミュレーションから決定された上記パラメータの値は、いずれも火山灰質地盤で大きく、ダイレイタンシー量すなわち塑性体積変化が生じやすい材料であることが分かり、過剰間隙水圧が上昇し易く有効応力が減少し易い材料と判断されるが、一方、大きな e_0 等との相殺により、緩やかな有効応力の減少傾向が再現された。

ダイレイタンシー量が大きいにも関わらず、有効応力の減少傾向が緩やかといった、細粒分の多い火山灰質粗粒土の液状化挙動の特徴を的確に再現するには、変相線を決定する変相応力比 M_m^* 、ダイレイタンシー係数 D^* 、 n の適切な設定が重要なポイントである。

また、各種解析パラメータの設定にあたっては、第1章で述べたとおり、 N 値に基づく既往の相関式からでは適切な諸定数が得られないことから、地盤状態に適合したサンプリング方法で採取された乱れの少ない試料に対する各種室内土質試験結果に基づき設定する必要がある。さらに、地盤材料の種別、拘束圧依存性が解析精度に大きく影響すると考えられることから、土質の変化、多くの深度に応じた乱れの少ない試料に対する各種室内土質試験の実施が望ましい。ただし、一般に、1m 間隔程度で実施される標準貫入試験により得られる試料の粒度試験、液性限界試験および塑性限界試験⁴⁴⁾の結果から、同一の物理特性を示すと判断される土層では、深度 5m 間隔程度での実施で良いと考えられる。

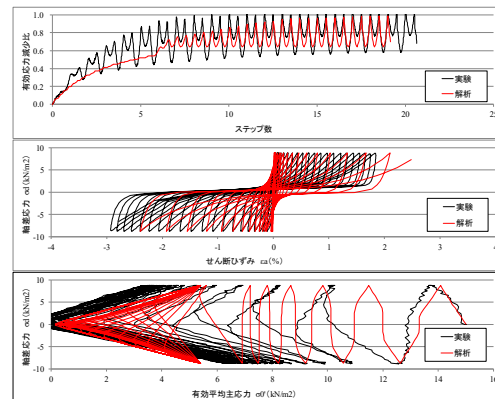
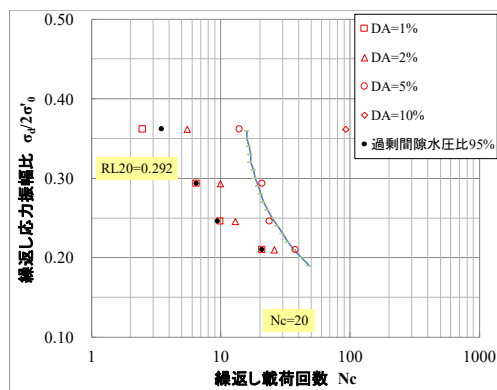


図 4.5 液状化層（火山灰質土 $D_r=85\%$ ）上層の液状化試験（15kPa）要素シミュレーション結果

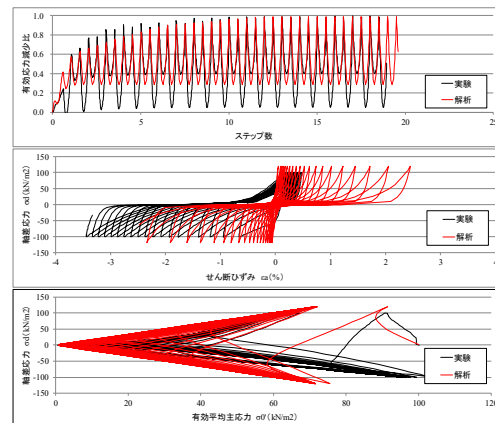
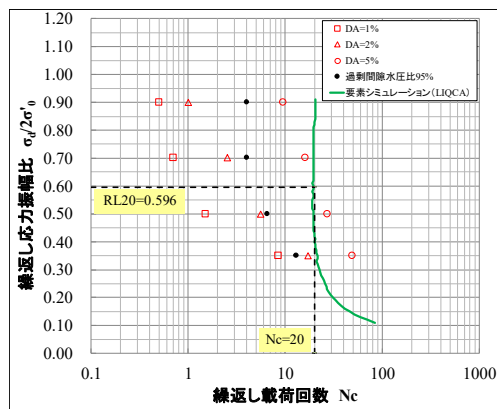


図 4.6 非液状化層（豊浦砂 $D_r=95\%$ ）下層の液状化試験（100kPa）要素シミュレーション結果

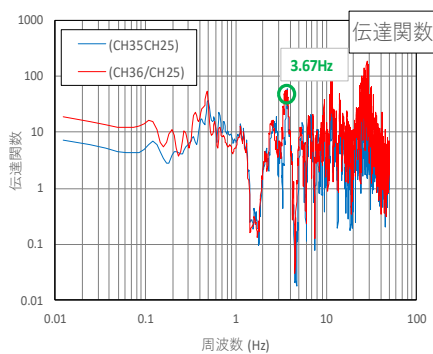


図 4.7 加振実験による地盤の
伝達関数

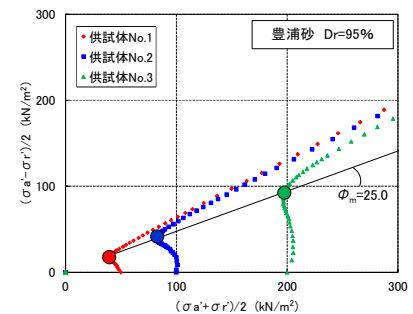
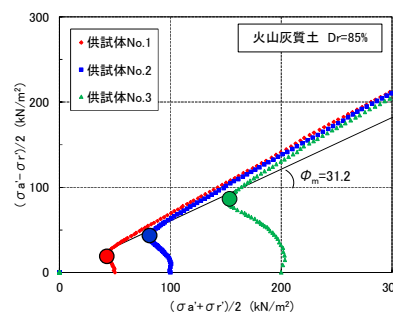


図 4.8 三軸圧縮試験（CUbar）から求めた
地盤材料の変相角

表 4.1 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					備考
				検討当初		本検討			
				上層・中層 火山灰 $D_f=85\%$	下層 豊浦砂 $D_f=95\%$	上層 火山灰 $D_f=85\%$	中層 火山灰 $D_f=85\%$	下層 豊浦砂 $D_f=95\%$	
地盤定数	要素試験における有効拘束圧（kPa）		σ'_0	50	50	15	50	100	力学試験条件
	砂の繰返し弾塑性モデル	初期間隙比	e_0	1.163	-	1.163		0.658	CUbar試験の初期状態での値
		透水係数（cm/s）	k	5.21E-04	-	5.21E-04		1.41E-02	透水試験
		密度（g/cm ³ ）	ρ_{sat}	1.632	-	1.632		2.022	$(\rho_s+e_0\rho_w)/(1+e_0)$
		初期せん断係数（kN/m ² ）	G_0	11330	-	12300	28300	94700	動的変形試験
		平均有効応力（kN/m ² ）	σ'_m	20.0	-	10.3	31.0	66.7	各層中心深度の値($\sigma'_m=2/3\sigma'$)
		無次元化初期せん断係数	G_0/σ'_m	566	-	1194	913	1421	
		擬似過圧密比	OCR^*	1.0	-	1.0		1.0	一般値
		破壊応力比	M_f^*	1.325	-	1.325		1.361	CUbar試験
		水の体積弾性係数（kN/m ² ）	K_f	2.00E+06	-	2.00E+06		2.00E+06	水の性質
		透水係数/単位体積重量	k/γ_w	5.31E-07	-	5.31E-07		1.44E-05	
		内部摩擦角（度）	ϕ'	39.7	-	39.7		40.7	CUbar試験
		粘着力（kN/m ² ）	c'	33.27	-	33.27		44.61	CUbar試験
		圧縮指数	λ	0.0200	-	0.0200		0.0028	要素シミュレーション
		膨潤指数	κ	0.0051	-	0.0051		0.0018	要素シミュレーション
		変相応力比	M_m^*	0.909	-	1.023		0.803	CUbar試験
		硬化関数中のパラメータ	B_0^*	4100	-	6000	3400	3500	要素シミュレーション
		硬化関数中のパラメータ	B_l^*	82	-	60	34	35	要素シミュレーション
		硬化関数中のパラメータ	C_f	0.0	-	0.0	0.0	0.0	要素シミュレーション
		ダイレイタンス係数	D^*	3.5	-	2.5	3.0	1.6	要素シミュレーション
		ダイレイタンス係数	n	6.0	-	2.0	3.5	1.0	要素シミュレーション
		異方性消失のパラメータ	C_d	2000	-	2000	2000	2000	要素シミュレーション
		規準ひずみ（塑性剛性）	γ_{ref}^{P**}	0.007	-	0.008	0.010	0.01	要素シミュレーション
		規準ひずみ（弾性剛性）	γ_{ref}^{E**}	0.2	-	0.2	0.2	0.2	要素シミュレーション
	R-Oモデル	初期間隙比	e_0	-	0.676	-	-	-	CUbar試験の初期状態での値
		ポアソン比	ν	-	0.333	-	-	-	一般値
		透水係数(cm/s)	k	-	1.72E-02	-	-	-	透水試験
		密度（g/cm ³ ）	ρ	-	2.010	-	-	-	$(\rho_s+e_0\rho_w)/(1+e_0)$
		内部摩擦角（rad）	ϕ_{cu}	-	0.67	-	-	-	CUbar試験
		内部摩擦角（度）	ϕ_{cu}	-	38.4	-	-	-	CUbar試験
		粘着力（kN/m ² ）	c_{cu}	-	0.00	-	-	-	CUbar試験
		R-Oモデルパラメータ	α	-	2.510	-	-	-	動的変形試験 $(2\tau_f/G_{max}\gamma_{0.5})^{r-1}$
		R-Oモデルパラメータ	r	-	2.328	-	-	-	動的変形試験 $(2+\pi h \max)/(2-\pi h \max)$
		水の体積弾性係数（kN/m ² ）	K_f	-	2.00E+06	-	-	-	水の性質
		初期せん断係数の拘束圧依存性	a	-	4782	-	-	-	$G_0=a(\sigma'_m)^b$
		初期せん断係数の拘束圧依存性	b	-	0.5	-	-	-	LIQCA事例を参考
Rayleigh減衰		α_0	0.000		0.000		質量比例型減衰：考慮しない		
		α_l	0.0020		0.0075	0.0049	0.003	剛性比例型減衰： $hT/\pi(=2h/\omega)$	
杭の定数	弾性ビーム要素	ヤング係数(kN/m ²)	E	2.214E+08				杭の曲げ試験EI	
		ポアソン比	ν	0.3				SS400	
		密度（g/cm ³ ）	ρ	7.850				SS400	
		断面積（m ² ）	A	0.0153938				実験条件	
		ねじり（断面2次極）モーメント(m ⁴)	J	0.0009244				実験条件	
		y軸回りの断面2次モーメント（m ² ）	I_y	0.0004622				実験条件	
		z軸回りの断面2次モーメント（m ² ）	I_z	0.0004622				実験条件	
		Rayleigh減衰		α_0	0.000		0.000		質量比例型減衰：考慮しない
	α_l			0.0030		0.0126		剛性比例型減衰： $hT/\pi(=2h/\omega)$	

4.3 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 4.9 と図 4.10 に、ケース 1、2、4 について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、遠心力模型実験結果と比較して示す。

図 4.9 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。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。

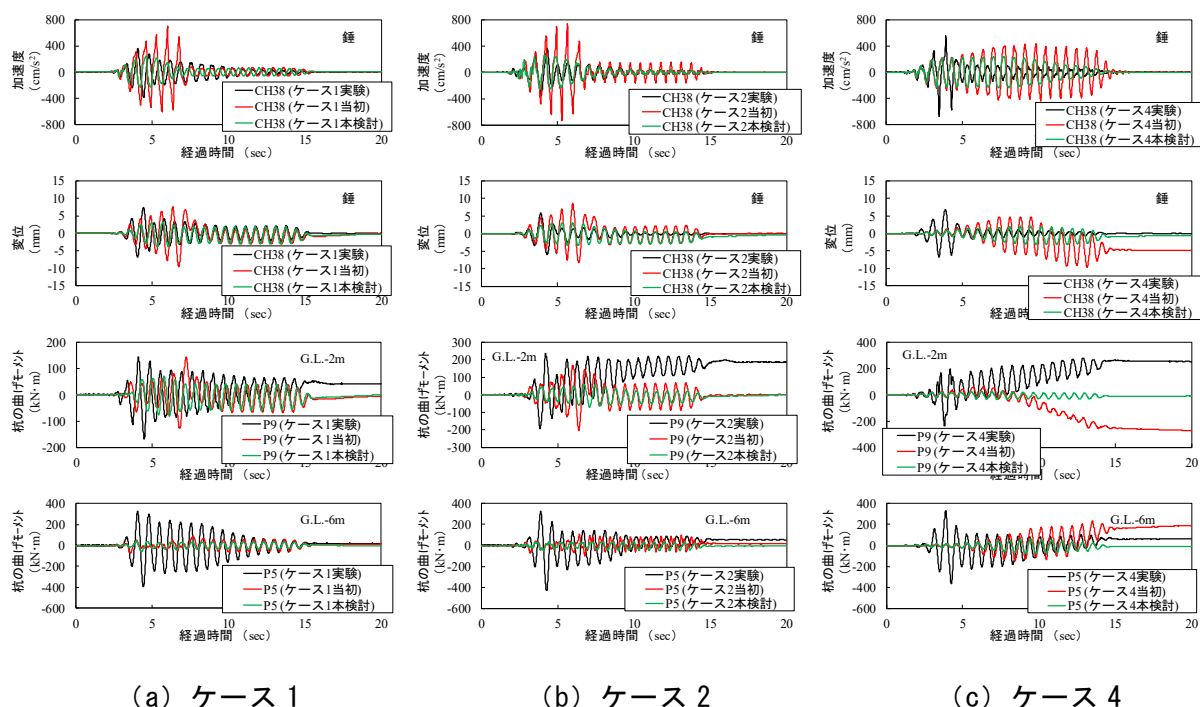


図 4.9 解析パラメータ改善前後の杭頭の錘の加速度・変位、
地盤内の杭の曲げモーメントの時刻歴

図 4.10 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、非液状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状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、一般には液状化しないと判断される密な砂質土層（非液状化層）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。

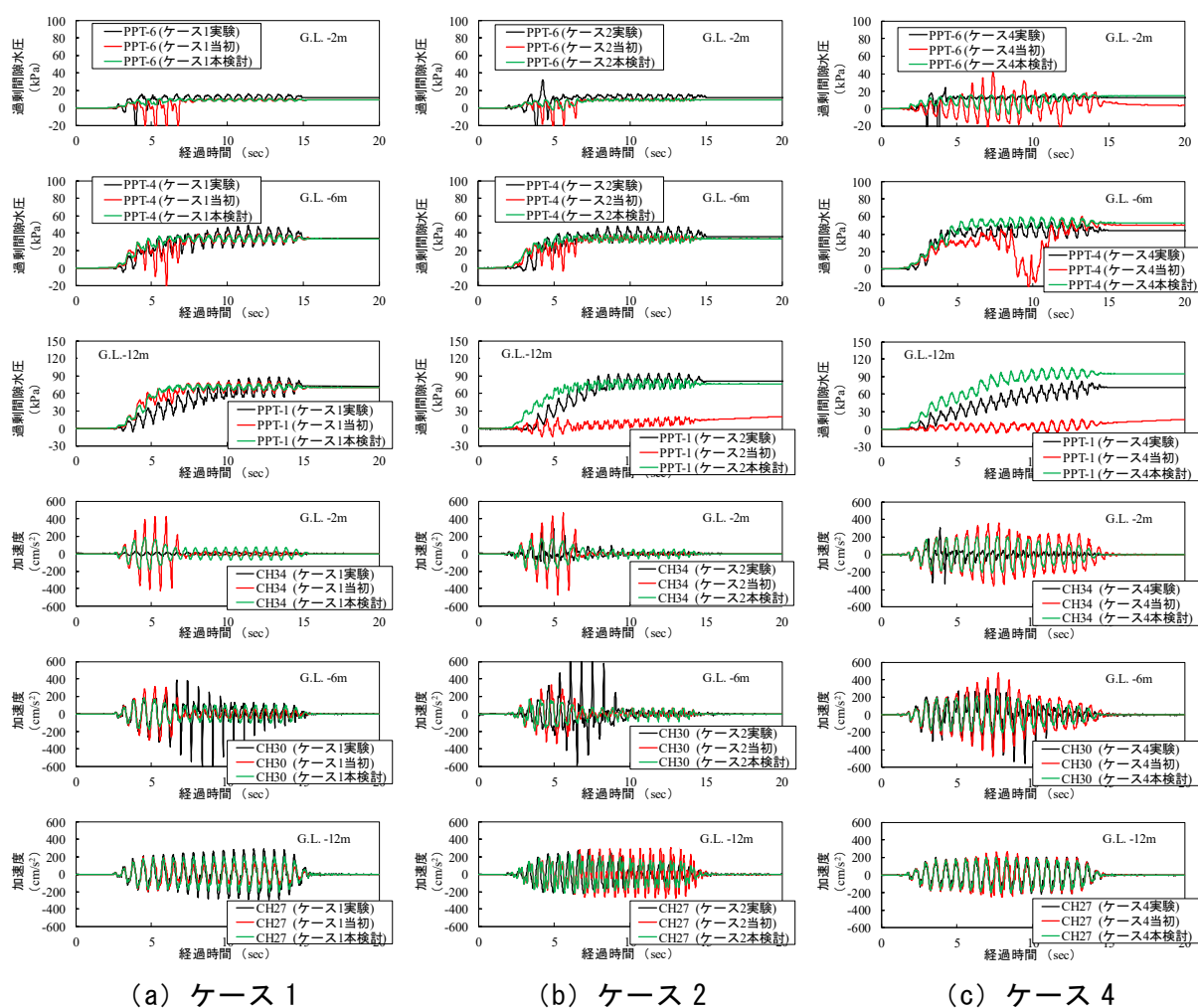


図 4.10 解析パラメータ改善前後の地盤内の過剰間隙水圧・応答加速度の時刻歴

図 4.11 に、解析精度の検証の参考として、地盤ならびに杭基礎の挙動が総合的に反映され、液化化時における地盤～杭基礎系の相互作用の評価において重要と考えられる杭頭の変位について、実験結果と解析結果の時刻歴 1 波形毎の最大値と最小値絶対値の平均値を整理し、パラメータ改善前後の解析結果を実験結果に対する倍率として示す。この手法では、応答変位波形の位相や時間のずれを評価できないが、波形全体の最大値や平均値からでは評価できないピーク時や減衰傾向の解析精度の把握が可能である。

図 4.11 より、実験値のピーク時である 3 波目あるいは 4 波目の解析値は小さいものの、その後の 4～7 波目における減衰傾向はパラメータの改善により検討当初よりも適切に再現されている。

パラメータ改善後の本検討の実験結果に対する平均倍率は、各ケース検討当初よりも小さくなっており、3 ケース平均した実験結果に対する倍率は検討当初では 3.6 倍であったのに対し、本検討では 2.0 倍と実験結果に近く、解析精度が向上していることが分かる。

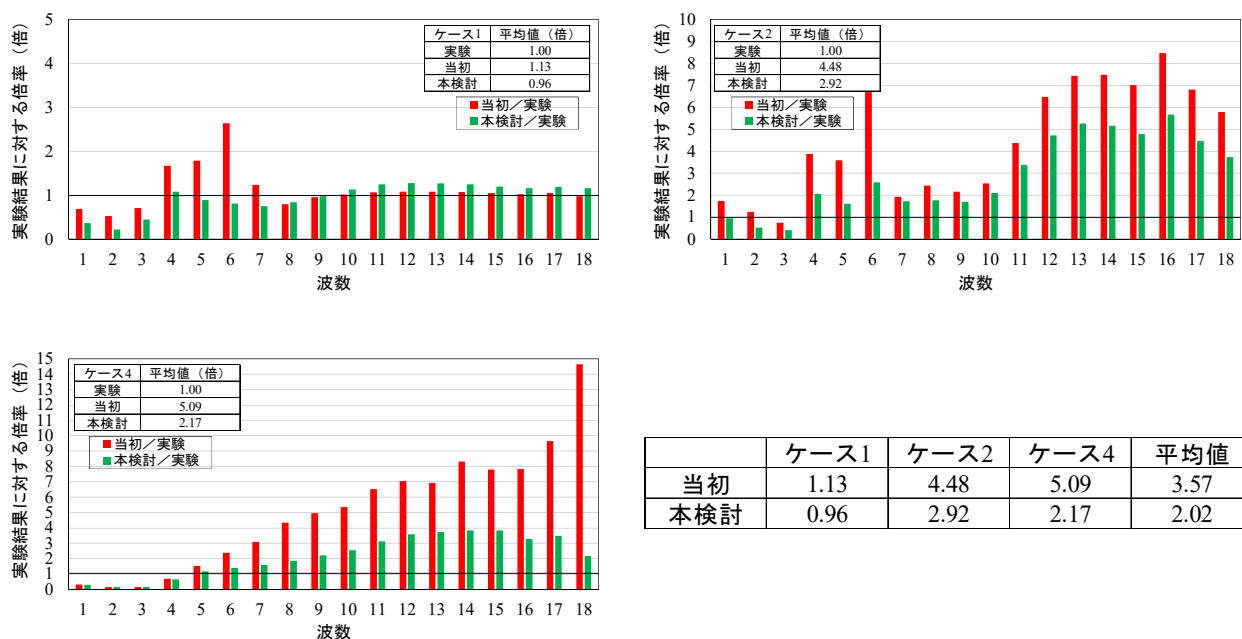


図 4.11 杭頭変位（錘 CH38）の時刻歴 1 波形毎の実験結果と解析結果の比較

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 4.12 に、全 5 ケースの解析結果から図 3.12 と同様の手法で求めた液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数 B の深度分布を示す。

この際、液状化（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 4.12 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。

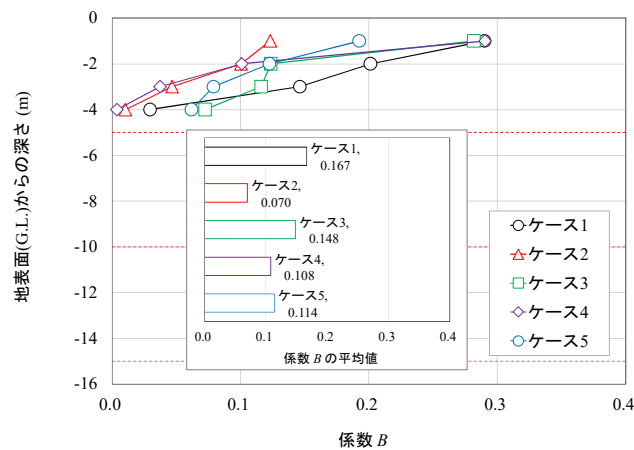


図 4.12 解析結果から求めた液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数 B の深度分布

4.4 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状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。

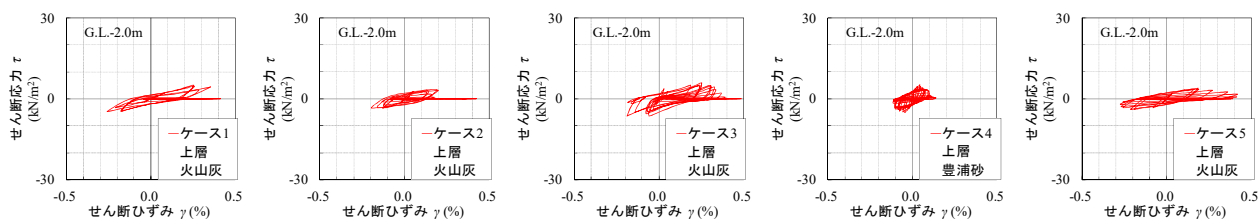
図 4.13 に、解析によって得られた全 5 ケースの上層・中層・下層の各層中央深度における加振 20 波に応じた地盤内のせん断応力～せん断ひずみ関係を示す。

図 4.13 より、全ケースにおいてせん断ひずみの値が実験結果（図 3.14）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。

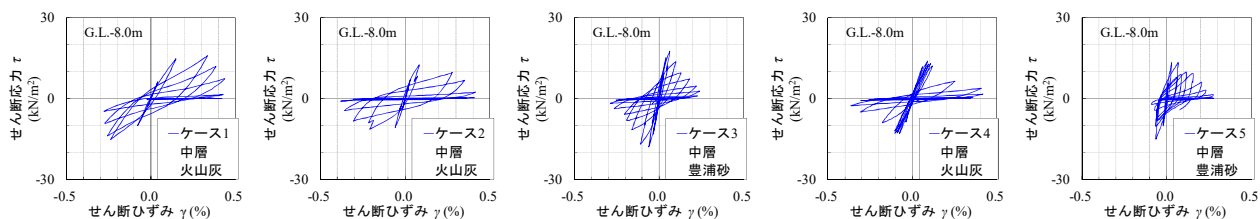
一方、中層では、ケース 2 においてその他のケースよりも加振早期からせん断ひずみが卓越し剛性の低下が認められ、ケース 4 では加振初期では剛性を保持しているが急激な剛性低下が生じており、両ケースとも生じたせん断ひずみが下層よりも大きいことが分かる。これは、両ケースとも中層よりも下層の初期剛性が大きいケースであり、その剛性差の影響が、また、ケース 4 では過剰間隙水圧が急激に上昇したことが要因と考えられる。

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。

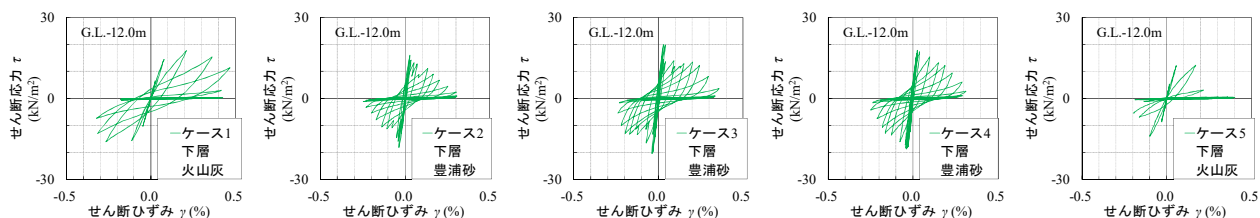
これらのことは、ケース 2 では全層において比較的継続して発生したせん断ひずみが地盤の液状化や剛性低下を助長させたこと、ケース 4 では非液状化層とした上層の過剰間隙水圧比が 1.0 に至らないものの比較的大きく、中層で急激に上昇した過剰間隙水圧が伝播し地盤の初期剛性が大きく低下したこと、とする実験結果からの推察と概ね合致するものと考えられる。



(a) 上層 G. L. -2.0m (ひずみゲージ P9 深度)



(b) 中層 G. L. -8.0m (ひずみゲージ P4 深度)



(c) 下層 G. L. -12.0m (ひずみゲージ P2 深度)

図 4.13 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

4.5 まとめ

第4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、第3章における液状化が生じる火山灰質地盤の堆積状況を変化させた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3次元動的有効応力解析（LIQCA）のモデル化手法を検討し、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。

- 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理特性を示す土層であっても拘束圧の影響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の影響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 M_m^* 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) 火山灰質地盤と砂地盤それぞれの液状化試験の応力履歴との整合を重視した要素シミュレーションによるパラメータ設定の結果、圧縮指数 λ 、膨張指数 κ 、ダイレイタンシー係数 D^* 、 n が火山灰質地盤で大きく、ダイレイタンシー量すなわち塑性体積変化が生じやすい材料であることが分かり、過剰間隙水圧が上昇し易く有効応力が減少し易い材料と判断されるが、一方、大きな e_0 等との相殺により、緩やかな有効応力の減少傾向が再現された。ダイレイタンシー量が大きいにも関わらず、有効応力の減少傾向が緩やかといった、細粒分の多い火山灰質粗粒土の液状化挙動の特徴を的確に再現するには、変相線を決定する変相応力比 M_m^* 、ダイレイタンシー係数 D^* 、 n の適切な設定が重要なポイントである。
- 4) 各種解析パラメータの設定にあたっては、 N 値に基づく既往の相関式からでは適切な諸定数が得られないことから、地盤状態に適合したサンプリング方法で採取された乱れの少ない試料に対する各種室内土質試験結果に基づき設定する必要がある。さらに、地盤材料の種別、拘束圧依存性が解析精度に大きく影響することから、土質の変化、多くの深度に応じた乱れの少ない

試料に対する各種室内土質試験の実施が望ましい。ただし、一般に、1m 間隔程度で実施される標準貫入試験により得られる試料の粒度試験、液性限界試験および塑性限界試験の結果から、同一の物理特性を示すと判断される土層では、深度 5m 間隔程度での実施で良いと考えられる。

- 5) 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での過剰間隙水圧比が比較的大きく、中層で急激に上昇した過剰間隙水圧が上層へ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。

第5章 囲い型地盤改良による耐震補強効果の検討

5.1 本章の概要

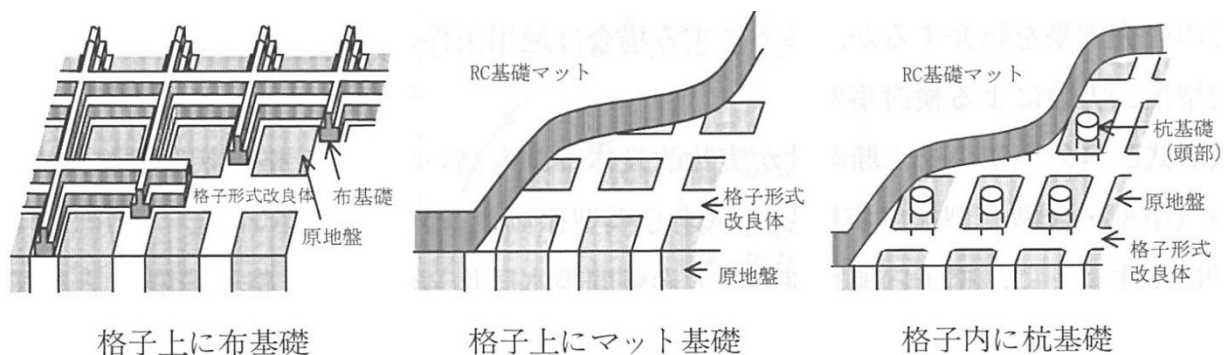
第5章では、液状化が生じる火山灰質地盤における緊急輸送道路等各種インフラ施設の既設杭基礎の合理的な耐震補強技術の提案に必要な基礎的な知見を得ることを目的とする。

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、第3章における遠心力模型実験、第4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。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。

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⁵⁴⁾、設計法の体系化に至っている⁵⁶⁾が、新設基礎を対象としており地震時に上部構造が設計上の要求性能を満たせば良く、格子状の地盤改良壁における液状化対策では、地盤改良壁に上部構造の支持力を期待、杭の水平地盤反力係数の増加を期待しており、杭1本に対し格子で囲う場合もある（図5.1）。また、液状化が生じても地盤改良壁、杭等で上部構造を指示できれば、格子内で液状化が生じることを許容しており、このため改良壁に作用する内部応力の照査も行われる。

建築における地盤改良壁の格子間隔は、模型実験・FEM等によるパラメトリックスタディーによる検討結果から設定されており、基準外あるいは詳細な設計には、FEM等数値解析による照査を推奨している。



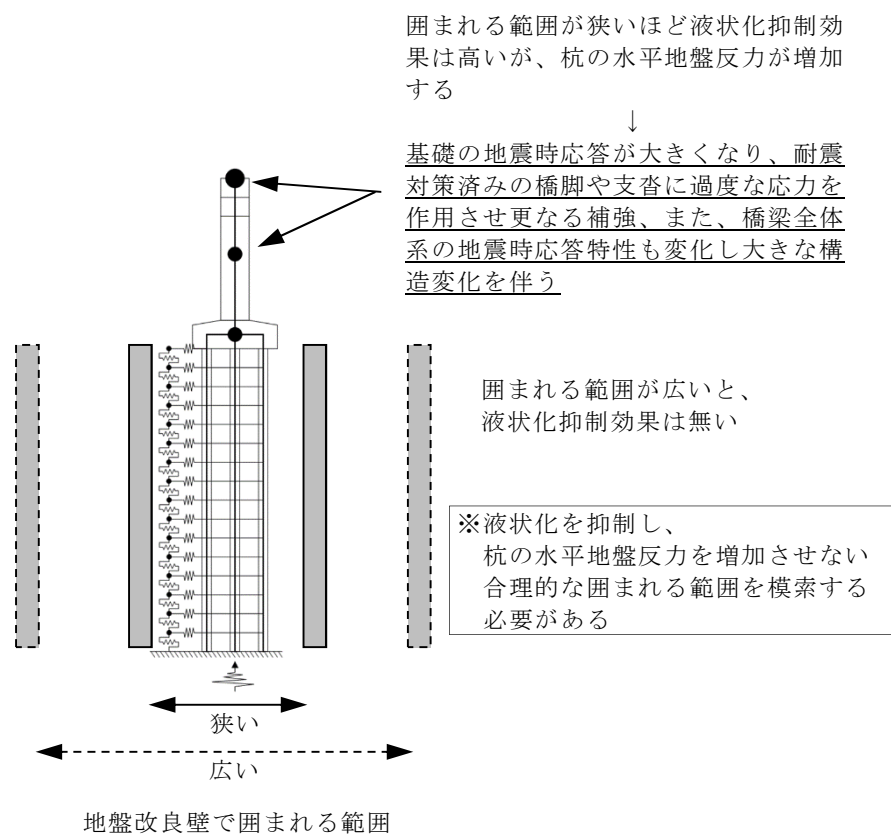
- ・格子状地盤改良壁に上部構造の支持力を期待
- ・杭の水平地盤反力係数の増加を期待
- ・要求性能に応じ原地盤の液状化を許容する場合もある

図 5.1 建築における格子状地盤改良壁による液状化対策の模式図 ⁵⁶⁾

本研究では、既設の道路橋基礎の液状化対策を目的としており、既設道路橋では既に橋脚や支査部の耐震補強が完了しているものもある。建築に準じて地盤改良により杭基礎の鉛直支持力や水平支持力を増加させた場合、基礎の地震時応答が大きくなり、耐震対策済みの橋脚や支査に過度な応力を作用させ更なる補強、また、橋梁全体系の地震時応答特性も変化し大きな構造変化が伴う場合がある。

このため、本研究では、既設の杭基礎やフーチングとは非接触の地盤改良壁で杭基礎周辺地盤を囲い込むことで、杭の鉛直・水平支持力を増加させず、下部工および支査部、橋梁全体系への影響・構造変化が伴わない液状化対策手法を検討するものである。

地盤改良壁で囲われる範囲を狭くするほど液状化の抑制効果は大きいですが、杭の水平地盤反力が増加し橋梁全体系への影響が生じる。そのため、本研究では最外周杭からの地盤改良壁の適切な離隔を明らかにすることを目的としている（図 5.2）。

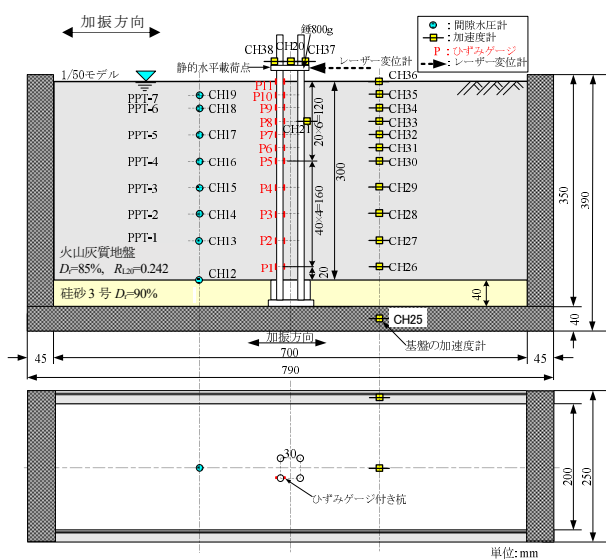


- ・杭周辺原地盤の液状化を許容しない
- ・液状化による杭の水平地盤反力係数を低下させない
- ・杭の水平地盤反力係数を増加させない

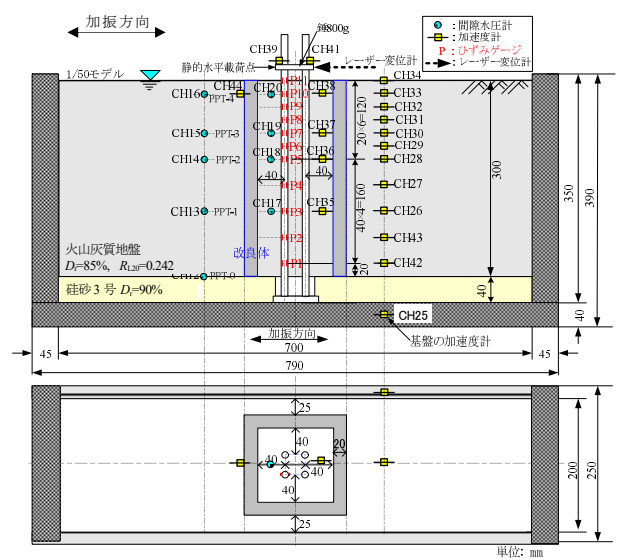
図 5.2 本研究における地盤改良壁に期待する効果

5.2 遠心力模型実験概要

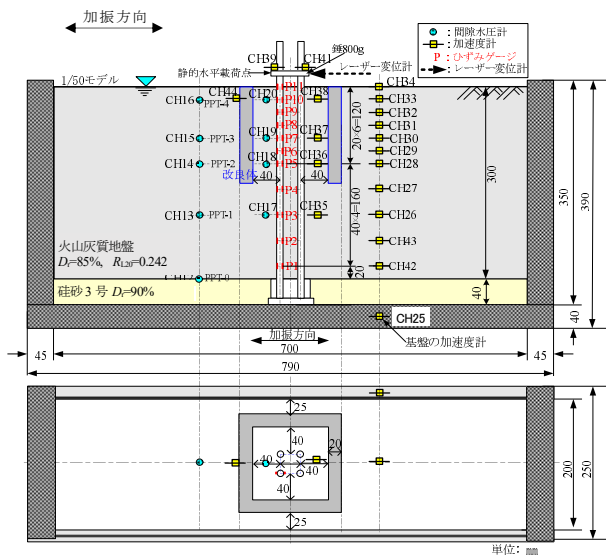
図 5.3 に実験模型概要を、表 5.1 に実験ケースの一覧を示す。本検討では、液状化が生じる火山灰質地盤中の杭への対策工の有無、対策工の良質層への着底の有無、対策工の杭からの離れをパラメータとした。対策工とした地盤改良壁の杭からの離れは、既設構造とは接触しない距離として、最外周杭の杭径中心から $4D$ (D : 杭径) と $2D$ とした。なお、現行の道路橋杭基礎の設計では、最外周杭とフーチング縁端との距離として杭径中心から $1D$ が標準⁵⁷⁾とされている。



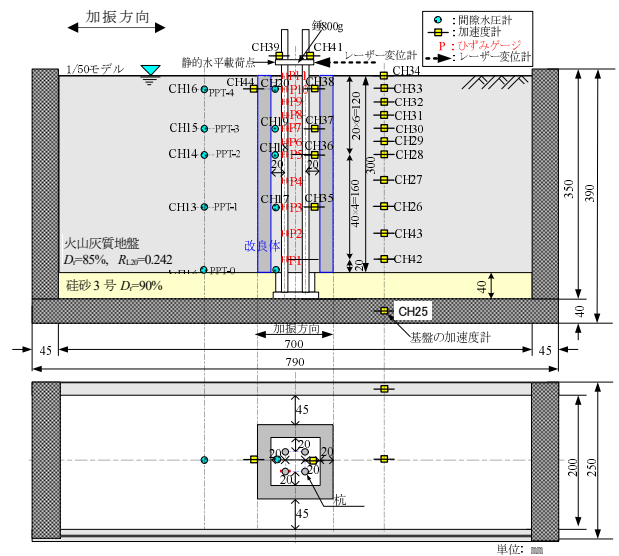
(a) 無対策（土槽含む総質量 203.2kg）



(b) 対策工 1（土槽含む総質量 203.4kg）



(c) 対策工 2（土槽含む総質量 203.5kg）



(d) 対策工 3（土槽含む総質量 203.4kg）

図 5.3 実験模型概要

表 5.1 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	火山灰質土 $D_r=85\%$ $R_{L20}=0.242$ [$DA=5\%$] 層厚 300mm (15.0m)	-	-	-	-	正弦波 20波 (1.5Hz, 200gal) 単発加振
対策工1		20mm (1.0m)	300mm (15.0m) [着底]	40mm (2.0m) [4D]	1,270kN/m ² [材齢14日]	
対策工2			150mm (7.5m) [非着底]		1,036kN/m ² [材齢11日]	
対策工3			300mm (15.0m) [着底]	20mm (1.0m) [2D]	1,095kN/m ² [材齢13日]	

※（ ）内は実物換算値

D は杭径

遠心力模型実験は、図 5.3 に示す 1/50 縮尺模型に、 $50g$ の遠心加速度を作用させ、表 5.1 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第 3 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。

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。

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・作製方法は第 3 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 5.1 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。図 5.4 に、実験後の模型を解体し取り出した各ケースの地盤改良壁の状況を示すが、加振や周辺地盤の液状化による損傷や変形は確認されなかった。

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。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に設置し、模型地盤を脱気後、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。



図 5.4 実験後の地盤改良壁の状況

（左から、対策工 1、対策工 2、対策工 3。対策工 1 と対策工 3 は解体作業により一部切除）

5.3 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。

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。また、解体時の観察より、全てのケースの地盤改良壁に傾きは生じていなかった（図 5.5）。

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。

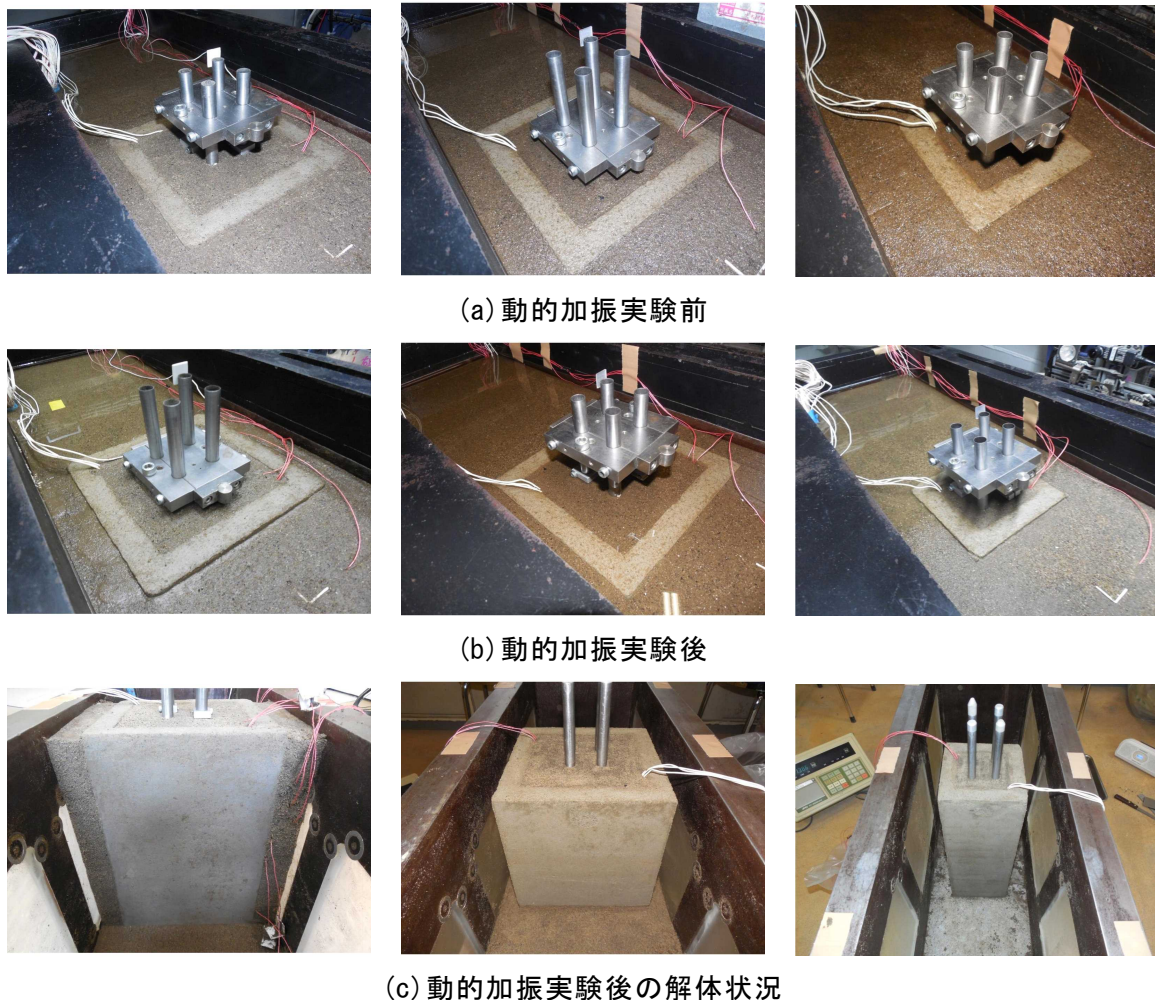


図 5.5 実験前後の周辺地盤状況と実験後の地盤改良壁（左から、対策工 1、対策工 2、対策工 3）

5.3.1 動的加振実験による地盤の応答挙動

図 5.6 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盤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 5.6 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。

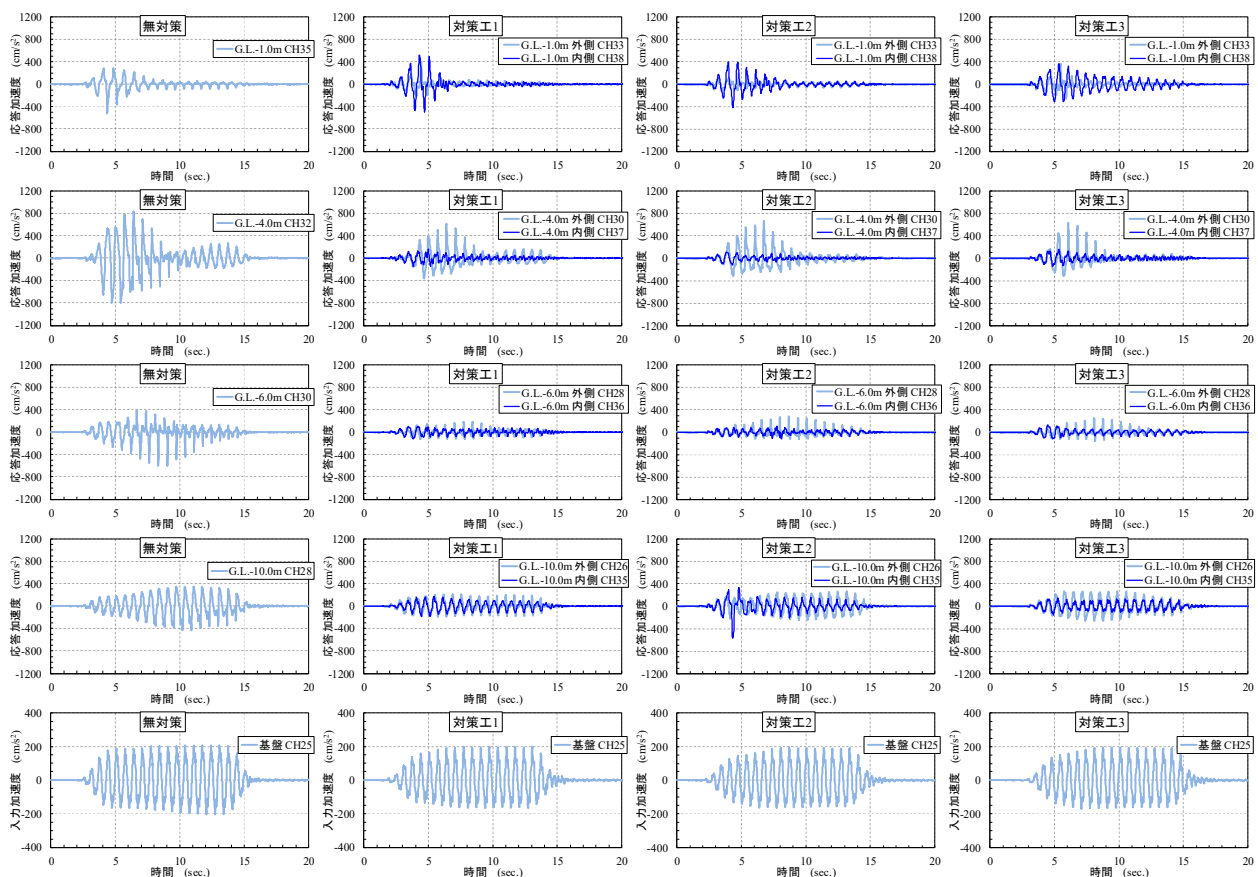


図 5.6 G.L. -1.0m、G.L. -4.0m、G.L. -6.0m、G.L. -10.0m で計測された地盤の応答加速度と入力加速度の時刻歴

図 5.7 に、図 5.6 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 5.6 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 5.7 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～基盤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。

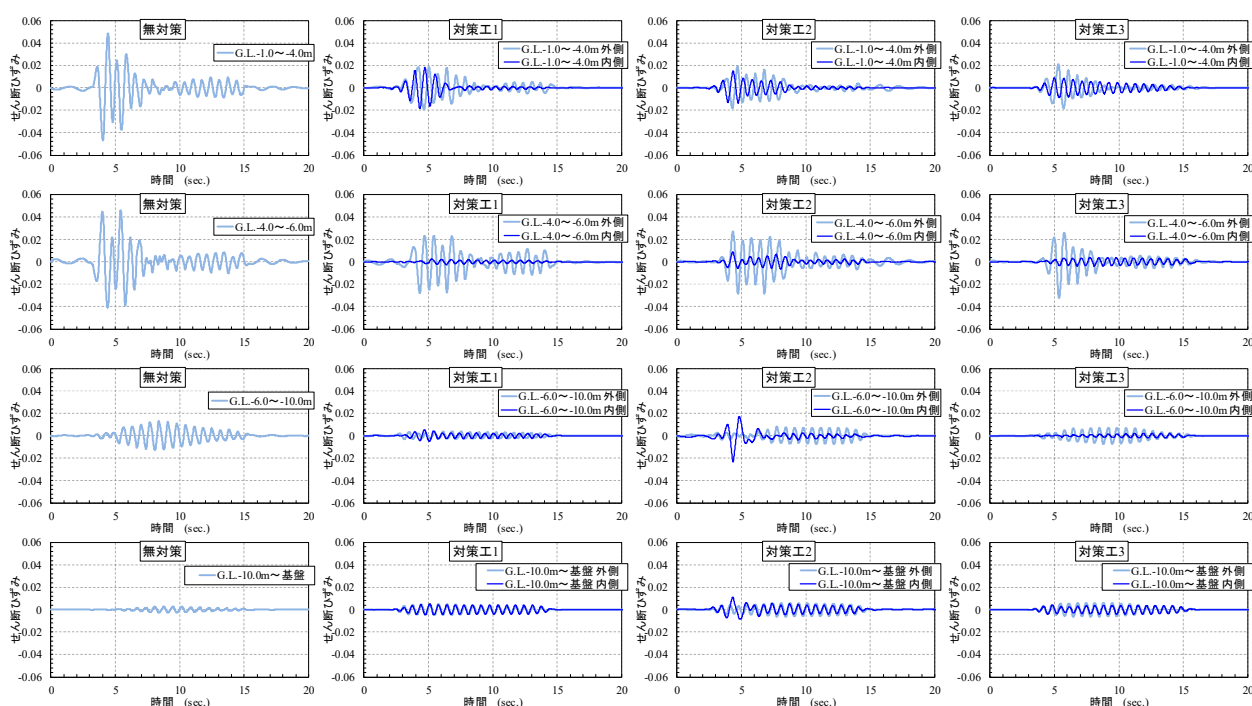


図 5.7 図 5.4 の計測深度区間で算出した地盤のせん断ひずみの時刻歴

図 5.8 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 5.8 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。

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。

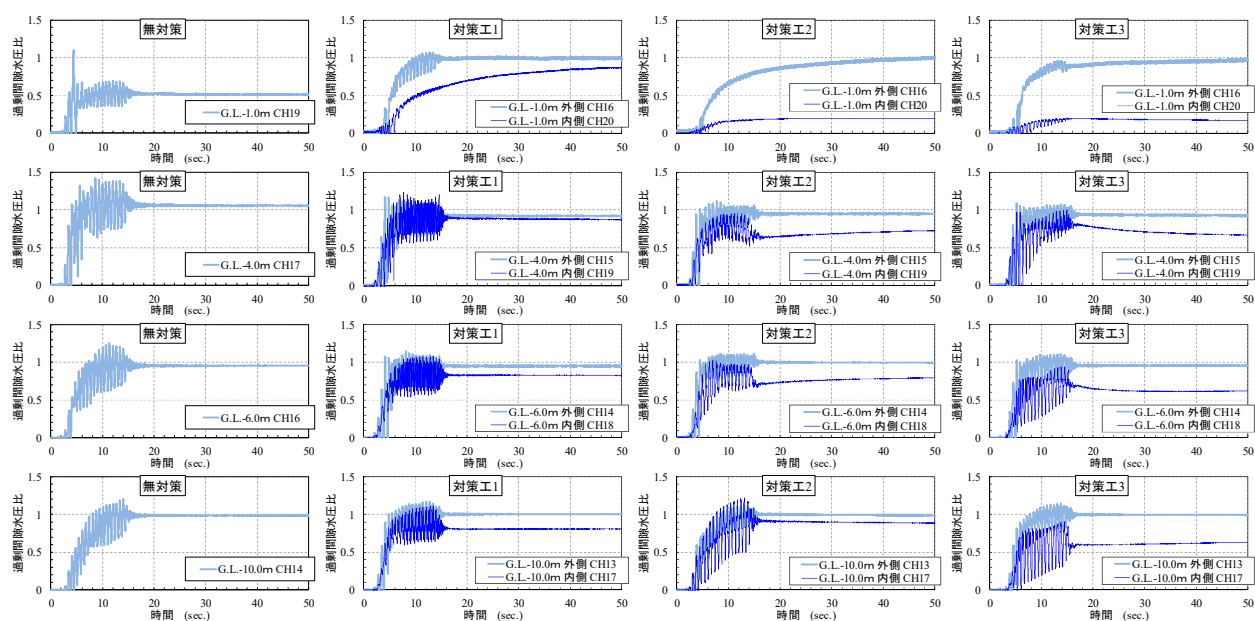


図 5.8 G.L. -1.0m、G.L. -4.0m、G.L. -6.0m、G.L. -10.0m で計測された過剰間隙水圧比の時刻歴

5.3.2 動的加振実験による杭の応答挙動

図 5.9 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 5.9 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 5.10 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。

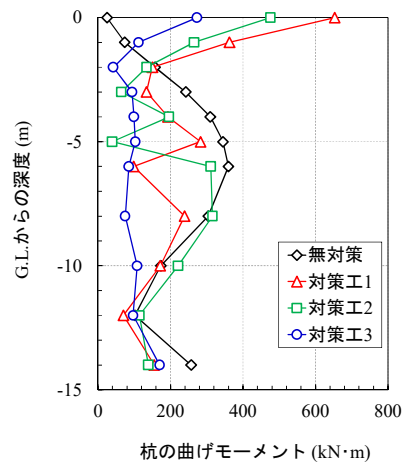


図 5.9 杭の曲げモーメント最大値の深度分布

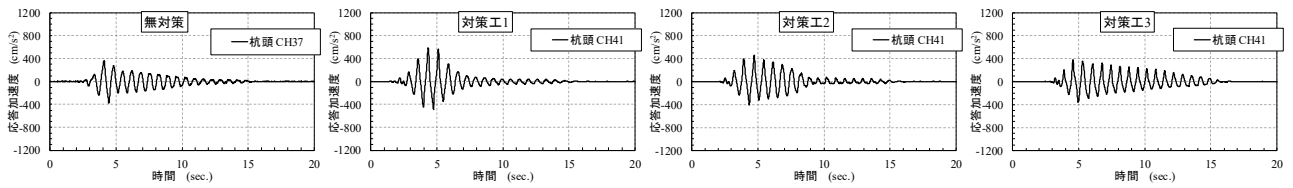


図 5.10 杭頭錘の応答加速度の時刻歴

5.3.3 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定方法ならびに液状化に伴う低減度の評価手法は第3章と同様である。

図 5.11 に、杭の静的ならびに動的水平地盤反力係数 (k_{h0} 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_{h0}^* 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_{h0}^* を求める際の k_{h0} 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相対変位 y_R に応じた算出値としている。

図 5.11 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 0.2cm 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。

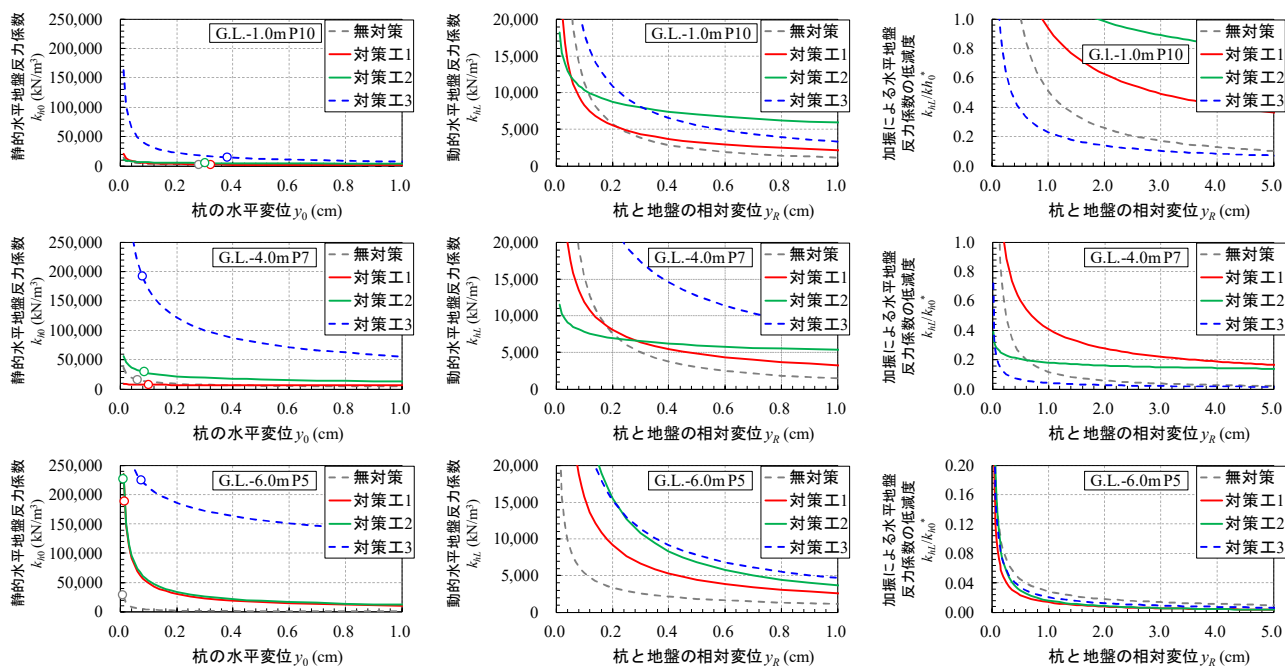


図 5.11 G. L. -1.0m、G. L. -4.0m、G. L. -6.0m における杭の静的ならびに動的地盤反力係数 (k_{h0} ならびに k_{hL}) と加振に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度 (k_{hL}/k_{h0}^*)

図 5.12 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。

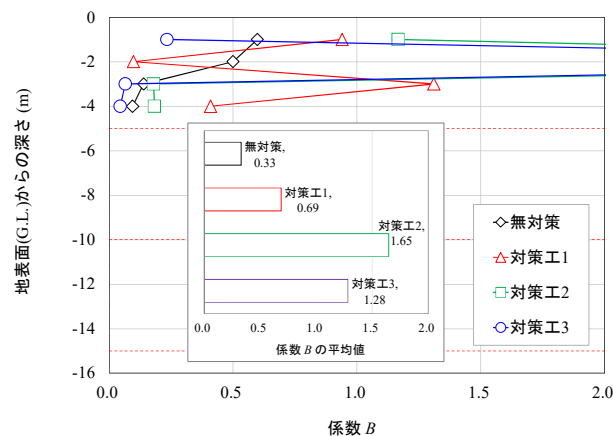


図 5.12 液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数 B の深度分布

5.4 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 5.13 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第 4 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 5.13 中の表の備考欄に示す。入力加速度波形は、図 5.6 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。

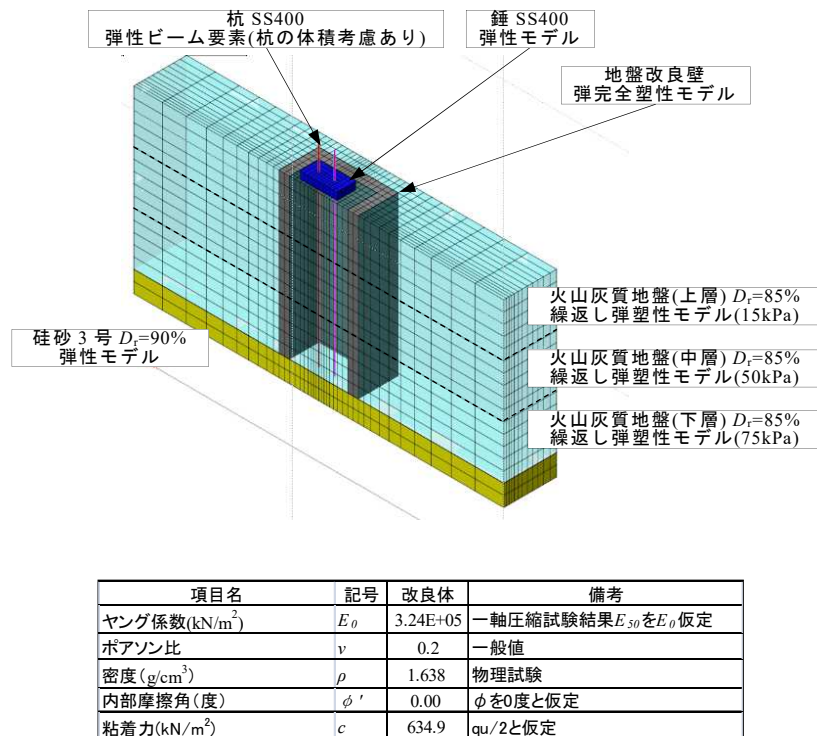


図 5.13 3 次元動的有効応力解析 (LIQCA) による対策工 1 の解析モデル図

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 5.14 に、杭頭錘の応答加速度を図 5.15 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 5.9 と同様である。

図 5.14、図 5.15 より、第 4 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状化が抑制され、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。

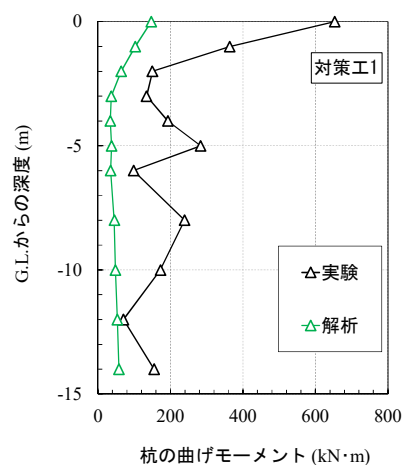


図 5.14 解析による対策工 1 の杭の曲げモーメント最大値深度分布の実験結果との比較

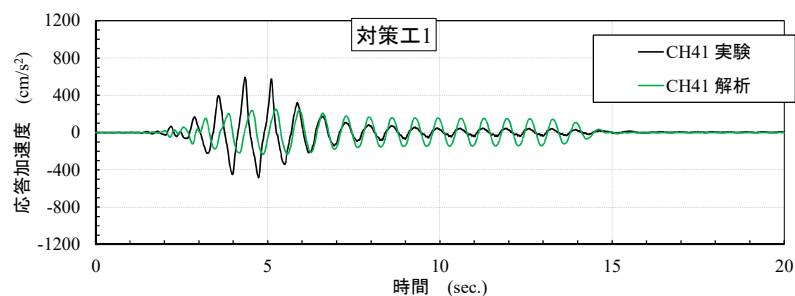


図 5.15 解析による対策工 1 の杭頭錘の応答加速度時刻歴の実験結果との比較

図 5.16 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 5.16 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 5.17 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 5.17 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 5.7）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

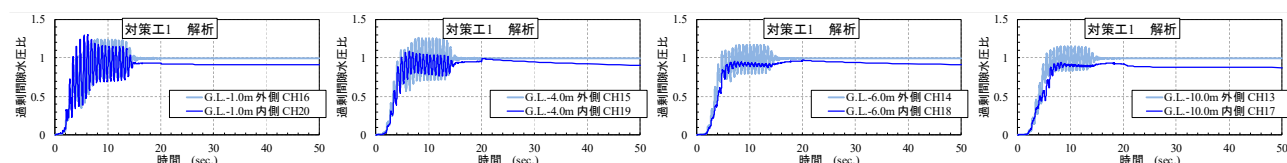


図 5.16 解析による G. L. -1.0m、G. L. -4.0m、G. L. -6.0m、G. L. -10.0m における地盤改良壁内外の過剰間隙水圧比の時刻歴

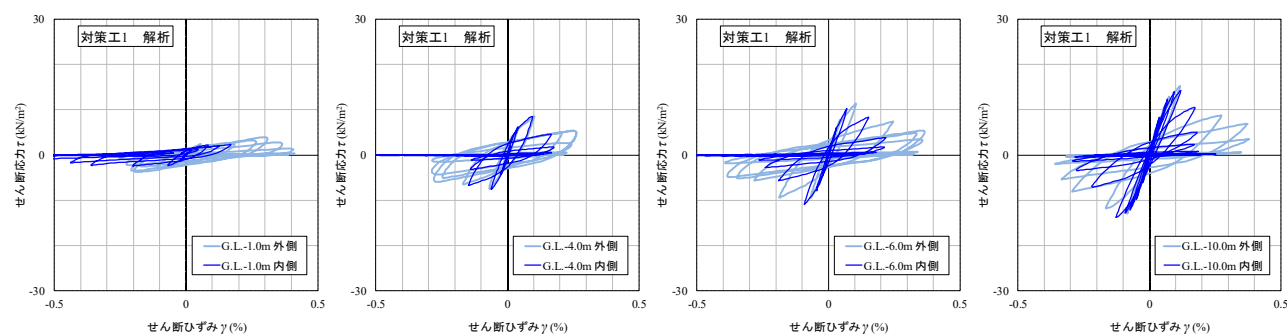


図 5.17 解析による G. L. -1.0m、G. L. -4.0m、G. L. -6.0m、G. L. -10.0m における地盤改良壁内外の地盤のせん断応力～せん断ひずみ関係

5.5 まとめ

第5章では、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ことから、本研究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第4章において提案した3次元動的有効応力解析により検証した。

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) 地盤改良壁に、加振や周辺地盤の液状化による損傷や変形、また、傾き等は生じなかった。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。
- 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4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。

第 6 章 結論と今後の課題

本研究では、砂質土とは異なる物理・力学特性を示す、特に、北海道の火山灰質粗粒土地盤における道路橋杭基礎の合理的な耐震対策の推進に資する知見を得ること、また、未だ確立されていない道路橋杭基礎の耐震補強技術の確立に資することを目的に、静的・動的遠心力模型実験と模型実験に対する 3 次元動的有効応力解析から、火山灰質粗粒土地盤と杭基礎の液状化時の相互作用を適切に評価・把握し、広く複雑に堆積する火山灰質地盤において効率的な耐震対策の推進に必要な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ならびに合理的な耐震補強技術の提案を行った。各章で得られた結果を以下にまとめる。

第 1 章では、本研究の背景となった火山灰質粗粒土に関する既往研究の総括、火山灰質粗粒土地盤における杭基礎挙動の実態と実務上の問題点、本研究の位置付けについて述べた。

第 2 章では、火山灰質地盤と砂地盤の液状化時における杭基礎挙動の違いを明らかにすることを目的に、液状化強度比を指標とした火山灰質地盤と砂地盤における杭の遠心力模型実験結果の整理から、液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減に関する定量的な評価を試みた。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、動的と静的な杭の水平地盤反力係数～変位関係を算定する方法ならびに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、液状化強度比に応じた火山灰質地盤と砂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違いについて評価した。第 2 章から得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 実験結果から精度良く杭の動的ならびに静的水平地盤反力係数を評価するにあたり、3 次スプライン関数で補間した杭の曲げモーメント分布を一度微分した後に、もう一度 3 次スプライン関数で補間し直し 2 回目の微分を行うことで連続した杭の水平地盤反力係数～変位関係が得られた。
- 2) 火山灰質地盤の液状化前の杭の静的水平地盤反力係数は、静的水平載荷実験における杭の挙動、また、実験結果に基づく算定結果からも、液状化強度比を同等とした砂地盤に比べて相対密度が大きいのに関わらず小さい結果が得られた。
- 3) 動的加振実験による杭ならびに地盤の挙動から、液状化時における地盤～杭基礎系の相互作用として、地震動初期では地盤の振幅に追従して杭は大きな振幅を示すが、液状化の進展に伴い

地盤の初期剛性が低下し、水平地盤反力ならびに水平地盤反力係数の低下すなわち地盤が杭の反力体としての作用を損なうことが改めて確認された。

- 4) 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整理し、火山灰質地盤と砂地盤の低減度に関する係数の違いを評価した。その結果、杭の水平変位に応じた水平地盤反力係数の低減度曲線の傾きを示す係数 A は、火山灰質地盤で若干小さく、水平変位の増加に対する低下が砂地盤に比べ大きいものと評価された。一方、液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数 B は、火山灰質地盤、砂地盤ともに液状化強度比との相関が認められ、係数 B の値は、火山灰質地盤で約 2 倍大きく、液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減は砂地盤の 1/2 程度と評価された。

第 2 章から得られた今後の解決すべき課題として以下が挙げられる。

現行の砂質土に準じた、液状化強度比 R_L 、液状化抵抗率 F_L に応じた液状化時における諸定数の低減係数 D_E を火山灰質地盤にそのまま適用するには問題があると考えられる。ただし、液状化強度比 R_{L20} の増加に伴い火山灰質地盤と砂地盤の係数 B の差が大きくなる傾向が窺われること、また、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が砂地盤に比べて小さい原因については、今後、杭の挙動に及ぼす火山灰質粗粒土の静的および動的力学挙動との関係を明らかにすることが重要である。

第 3 章では、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知見を得ることを目的に、液状化が生じる火山灰質地盤の堆積状況の異なりが地震時の杭基礎挙動、特に、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を遠心力模型実験から検証した。具体的には、液状化が生じる火山灰質土層の層圧を全層、上 2/3、上 1/3 と順に薄く変化させたケース、液状化層と非液状化層を互層とし層順を逆転させたケースの遠心力模型実験結果より、第 2 章において提案した動的と静的な杭の水平地盤反力係数～変位関係を算定する方法ならびに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用いて、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を評価した。第 3 章から得られた知見を以下にまとめる。

- 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、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) 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、杭の水平変位に応じた水平地盤反力係数の低減度曲線の傾きを示す係数 A 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) 液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数 B 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、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。

第4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、第3章における液状化が生じる火山灰質地盤の堆積状況を変化させた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3次元動的有効応力解析（LIQCA）のモデル化手法を検討し、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。第4章から得られた知見を以下にまとめる。

- 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。
- 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理特性を示す土層であっても拘束圧の影響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の影響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 M_m^* 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) 火山灰質地盤と砂地盤それぞれの液状化試験の応力履歴との整合を重視した要素シミュレーションによるパラメータ設定の結果、圧縮指数 λ 、膨張指数 κ 、ダイレイタンシー係数 D^* 、 n が火山灰質地盤で大きく、ダイレイタンシー量すなわち塑性体積変化が生じやすい材料であることが分かり、過剰間隙水圧が上昇し易く有効応力が減少し易い材料と判断されるが、一方、大きな e_0 等との相殺により、緩やかな有効応力の減少傾向が再現された。ダイレイタンシー量が大きいにも関わらず、有効応力の減少傾向が緩やかといった、細粒分の多い火山灰質粗粒土の液状化挙動の特徴を的確に再現するには、変相線を決定する変相応力比 M_m^* 、ダイレイタンシー係数 D^* 、 n の適切な設定が重要なポイントである。
- 4) 各種解析パラメータの設定にあたっては、 N 値に基づく既往の相関式からでは適切な諸定数が得られないことから、地盤状態に適合したサンプリング方法で採取された乱れの少ない試料に対する各種室内土質試験結果に基づき設定する必要がある。さらに、地盤材料の種別、拘束圧依存性が解析精度に大きく影響することから、土質の変化、多くの深度に応じた乱れの少ない試料に対する各種室内土質試験の実施が望ましい。ただし、一般に、1m 間隔程度で実施される

標準貫入試験により得られる試料の粒度試験、液性限界試験および塑性限界試験の結果から、同一の物理特性を示すと判断される土層では、深度5m間隔程度での実施で良いと考えられる。

- 5) 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では非液状化層とした上層での過剰間隙水圧比が比較的大きく、中層で急激に上昇した過剰間隙水圧が上層へ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。

第4章から得られた今後の解決すべき課題として以下が挙げられる。

杭の曲げモーメントが全体的に過小評価されていること、解析における杭頭の変位は水平方向のみであることから、今後、実験における杭の回転挙動の再現も含めた検討が必要である。

第5章では、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ことから、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第4章において提案した3次元動的有効応力解析により検証した。第5章から得られた知見を以下にまとめる。

- 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、地盤の沈下に追随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4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。

第5章から得られた今後の解決すべき課題として以下が挙げられる。

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が、一部、橋梁全体系としての構造変化を伴うことも考えられ、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。

最後に、本研究を総括すると、液状化が生じる火山灰質地盤における既設道路橋杭基礎の耐震性判定・耐震補強手法として、以下のフローが提案される。

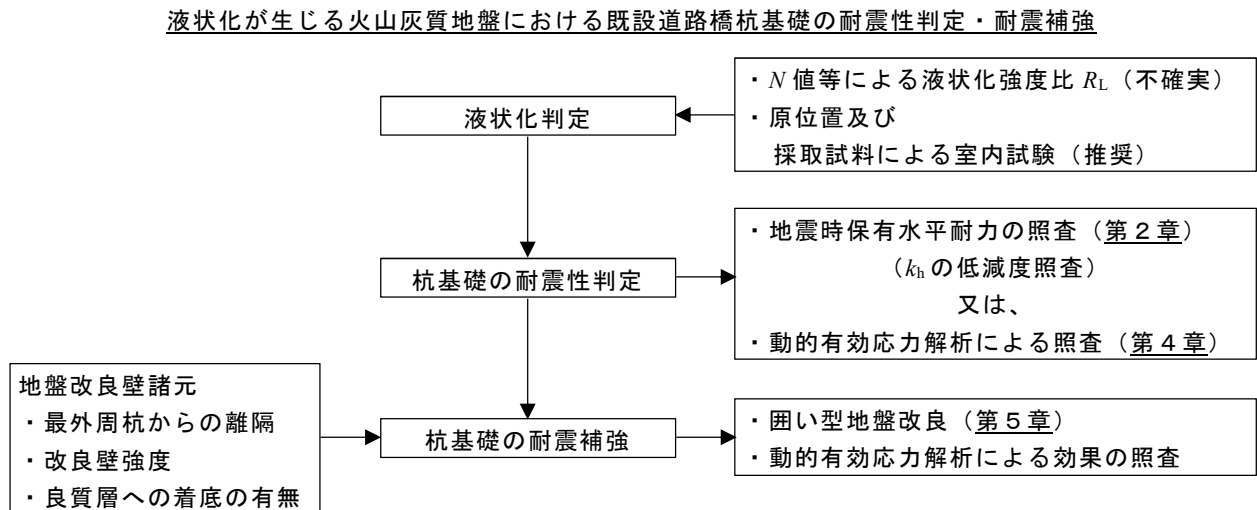


図 6.1 液状化が生じる火山灰質地盤における既設道路橋杭基礎の耐震性判定・耐震補強フロー

また、本検討で対象とした火山灰質粗粒土、杭種 (径、剛性)、地震動は 1 つであり、さらに、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、異なる火山灰質粗粒土、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) 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.
- 2) 破碎性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会：破碎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.
- 3) 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.
- 4) 三浦清一、八木一善、川村志麻：北海道火山性粗粒土の静的および動的力学挙動と粒子破碎、土木学会論文集、No.547/III-36、pp.159-170、1996.
- 5) 三浦清一、八木一善、川村志麻：破碎性粗粒火山灰土の繰返し非排水変形—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.
- 6) 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碎とその評価、土木学会論文集、No.561/III-38、pp.257-269、1997.
- 7) 高田誠、北村良介、北田貴光：二次しらす地盤の力学特性の評価、土木学会論文集 No.561/III-38、pp.237-244、1997.
- 8) 八木一善、三浦清一：破碎性を有する火山灰土の力学特性とその評価法 -北海道の火山灰地盤における検討-、応用地質、第44巻、第3号、pp.142-153、2003.
- 9) 八木一善、三浦清一：破碎性火山灰地盤の力学特性の評価、土木学会論文集、No.757/III-66、pp.221-234、2004
- 10) 八木一善、三浦清一、志比川清史：2003年十勝沖地震によって液状化した火山灰土の動的力学特性、土木学会第59回年次学術講演会、pp.485-486、2004.
- 11) 兵藤正幸、三浦清一、八木一善、荒牧憲隆、高田誠、北村良介：火山灰質土—その性質と設計施工—3.火山灰質粗粒土の工学的性質、土と基礎、Vol.53、No.11、pp.37-44、2005.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V 耐震設計編、pp.134-141、2012.
- 13) 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.
- 14) 風間基樹、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) 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.
- 19) 屋良航志：火山灰地盤の動的変形定数の評価と耐震設計法への適用に関する研究、北海道大学平成16年度修士論文、2005.
- 20) Bandini, V., Biondi, G., Cascone, E., & Di Filippo, G. : One-dimensional compression of volcanic ash of Mount Etna. *Proc. Workshop on Volcanic Rocks and Soils*, pp.189-196, 2016.
- 21) McDowell, G.R. & Bolton, M.D. : On the micromechanics of crushable aggregates. *Geotechnique*, 48 (5), pp.667-679, 1998.
- 22) McDowell, G.R. : A physical justification for $\log e - \log \sigma$ based on fractal crushing and particle kinematics. *Geotechnique*, 55 (9), pp.697-698, 2005.
- 23) Licata, V., d'Onofrio, A., Silvestri, F., Olivares, L. & Bandini, V. : A laboratory investigation on the cyclic liquefaction resistance of pyroclastic soils. *Proc. Workshop on Volcanic Rocks and Soils*, pp.241-248, 2016.
- 24) Tsinaris, A., Anastasiadis, A., Pitilakis, K. & Senetakis, K. : Dynamics of volcanic sand through resonant column and cyclic triaxial tests. *Proc. Workshop on Volcanic Rocks and Soils*, pp.295-301, 2016.
- 25) Cubrinovski, M. & Orense, R. P. : Case history: 2010 Darfield (New Zealand) Earthquake – Impacts of liquefaction and lateral spreading. *ISSMGE Bulletin*, 4 (3), pp.15-24, 2010.
- 26) Orense, R.P., Kiyota, T., Yamada, S., Cubrinovski, M., Hosono, Y., Okamura, M. & Yasuda, S. : Comparison of liquefaction features observed during the 2010 and 2011 Canterbury earthquakes. *Seismological Research Letters*, 82 (5), pp.905-918, 2011.
- 27) Orense, R.P., Pender, M.J. & Wotherspoon, L.M. : Analysis of soil liquefaction during the recent Canterbury (New Zealand) earthquakes. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, 43 (2), pp.8-17, 2012.
- 28) Kikkawa, N., Pender, M. J. & Orense, R. P. : Comparison of the geotechnical properties of pumice sand from Japan and New Zealand. *Proc. 18th International conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, September*. Vol. 1, pp.239-242, 2013.

- 29) Pender, M.J., Orense, R.P., & Kikkawa, N. : Japanese and New Zealand pumice sands: Comparison of particle shapes and surface void structures. *Geomechanics from Micro to Macro – Proceedings of the TC105 ISSMGE International Symposium on Geomechanics from Micro to Macro, IS-Cambridge 2014*, pp.1111-1116, 2014.
- 30) Orense, R.P., & Pender, M.J. : From micro to macro: An investigation of the geomechanical behaviour of pumice sand. *Proc. Workshop on Volcanic Rocks and Soils*, pp.45-62, 2016.
- 31) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、IV下部構造編、2017.
- 32) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、2019.
- 33) 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.
- 34) 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.
- 35) 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.
- 36) 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
- 37) 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
- 38) 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）、
https://www.jishin.go.jp/main/chousa/kaikou_pdf/chishima3.pdf、2017.
- 39) 地震調査研究推進本部：全国地震動予測地図 2018 年版、確率論的地震動予測地図、
https://www.jishin.go.jp/main/img/hyoka_yosokuchizu.pdf、2018.
- 40) 江川拓也、富澤幸一、山梨高裕：火山灰質地盤における杭の地震時水平地盤反力の評価に関する遠心模型実験、第 58 回地盤工学シンポジウム、平成 25 年度論文集、pp.73-80、2013.
- 41) 江川拓也、山梨高裕、福島宏文、富澤幸一：火山灰質地盤の液状化時における杭の水平地盤反力に関する研究、寒地土木研究所月報、No.738、pp.2-13、2014.
- 42) 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.
- 43) 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.

- 44) 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.
- 45) Nunez, I. L., Phillips, R., Randolph, M. F. & Wesselink, B. D. : Modeling laterally loaded piles in calcareous sand. *Proceedings of Centrifuge 88*, Corte, J. F. (eds), Balkema, pp.371-381, 1988.
- 46) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、IV下部構造編、pp.226-316、2017.
- 47) 時松孝次、鈴木比呂子、鈴木康嗣、藤井俊二：大型振動台実験に基づく液状化過程における杭の水平地盤反力の評価、日本建築学会構造系論文集、第 553 号、pp.57-64、2002.
- 48) 菊池喜昭：軟弱粘性土地盤着底式くし形構造物の横抵抗特性に関する研究、港湾空港技術研究所資料、No.1039、pp.15-25、2003.
- 49) 飛田哲男、井合進、原哲郎：遠心力場における群杭の振動実験－静的水平載荷実験との比較および液状化地盤中の挙動－、第 38 回地盤工学研究発表会、平成 15 年度発表講演集、pp.1443-1444、2003.
- 50) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、pp.61-72、2001.
- 51) 室野剛隆、館山勝、青木一二三、堀井克己、鵜田由希：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.
- 52) 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.
- 53) 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.
- 54) 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.
- 55) 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.
- 56) 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.
- 57) 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.

付 録 本研究で使用した遠心力載荷装置および模型杭

1. 遠心力載荷装置

遠心力載荷実験装置は、遠心加速度を利用して小型縮小模型に実規模相当の自重応力を発生させ、模型実験を行う装置である。

本研究で使用した国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所の本装置はビーム型であり、ビームの先端に容器搭載面（プラットフォーム）が取り付けられている。プラットフォームの逆サイドにはカウンターウェイトが設置され、ビーム回転中の装置のバランスを保つようになっている。

プラットフォームにおける回転半径は 2.5m であり、最大 100g の遠心加速度をプラットフォームに搭載した模型容器に与えることができる。

加振装置を搭載し動的加振実験を行う場合には、加振装置の耐荷性能より遠心載荷できる最大遠心加速度は 50g である。

本研究における動的加振実験は、実物の 1/50 縮尺である模型杭と模型地盤を加振台とともにプラットフォームに搭載し、50g の遠心加速度場において行った。

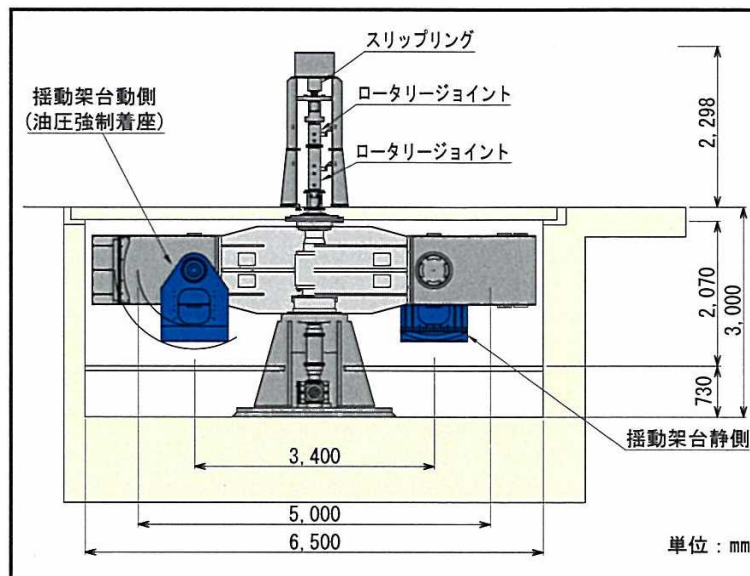
本研究で使用した、国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所の遠心力載荷装置の仕様と全体の構造を以下に示す。

付表 1.1 寒地土木研究所の遠心力載荷装置の仕様

項 目	仕 様
最大遠心加速度 (g)	100（静的）、50（動的）
有効回転半径 (m)	2.5
最高回転数 (rpm)	190
最大搭載質量 (kg)	1000(50G 時)
電動機容量 (KW)	90
プラットフォーム寸法 (mm)	1100×950
動的加振装置	油圧サーボ式（最大加速度：±30G）
撮影装置	マイクロ CCD カメラ、
計測システム	48ch
ロータリージョイント	7 系統



付図 1.1 寒地土木研究所の遠心力载荷装置



付図 1.2 寒地土木研究所の遠心力载荷装置概要図

2. 動的加振装置

本研究で使用した、国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所の遠心力载荷装置用動的加振装置の仕様と全体の構造を以下に示す。

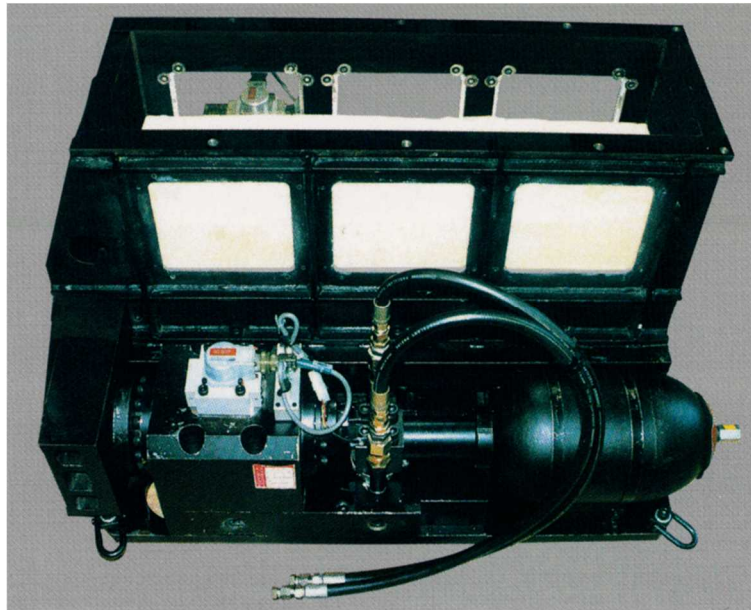
動的加振装置はプラットフォーム上に搭載し、遠心力場において規則波もしくは不規則波による加振実験が可能である。動的加振装置のプラットフォームへの取り付け方向は、等遠心加速度線が回転半径に従って円弧を描くため、プラットフォームの回転方向に対して直角方向としている。

駆動形式は油圧アクチュエーターによるものであり、アーム上の制御装置から送出される電気信号(デジタル波形データ)によって動力源である高圧油の流れを2基のサーブバルブで制御し、油圧アクチュエーターを介して所定の加振波形を模型地盤に与える。

加振装置のスライドベース上には摩擦を最小限にする直動ベアリング(5列×4枚=20枚)が配置され、その軸受けに支持されたスライドテーブル(模型土槽底盤)はアクチュエーターと直結され、円滑な直線振動を行う。

付表 2.1 寒地土木研究所の遠心力载荷装置用動的加振装置の仕様

項 目	仕 様
装置本体質量 (kg)	550
加振時最大遠心加速度 (g)	50
最大出力 (kN)	114 kN (油圧 20.6 MPa 時)
加振周波数 (Hz)	0～350
最大加振加速度 (g)	30
最大速度 (cm/s)	±31
変位ストローク (mm)	±3



付図 2.1 寒地土木研究所の遠心力载荷装置用動的加振装置



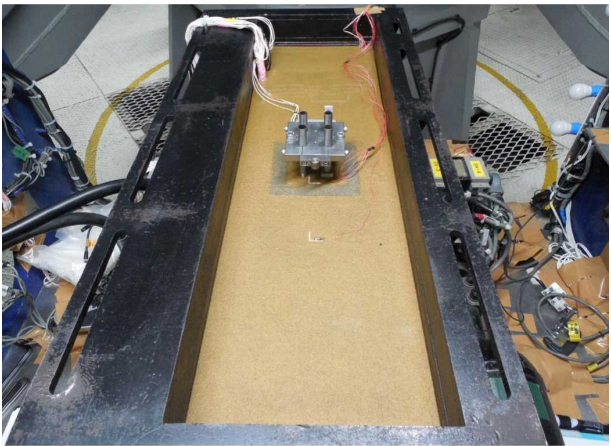
付図 2.2 動的加振装置のプラットフォームへの設置状況

3. 実験土槽

本研究で使用した、国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所の遠心力载荷装置用動的加振装置で使用される実験土槽の主な仕様を以下に示す。

付表 3.1 実験土槽の仕様

土槽	項 目	仕 様
剛 土 槽	内寸法 (mm)	L700×W200×H350
	実地盤寸法 (m)	L35×W10×H17.5 (1/50 模型)
	材質	SS400
	質量 (kg)	112.5

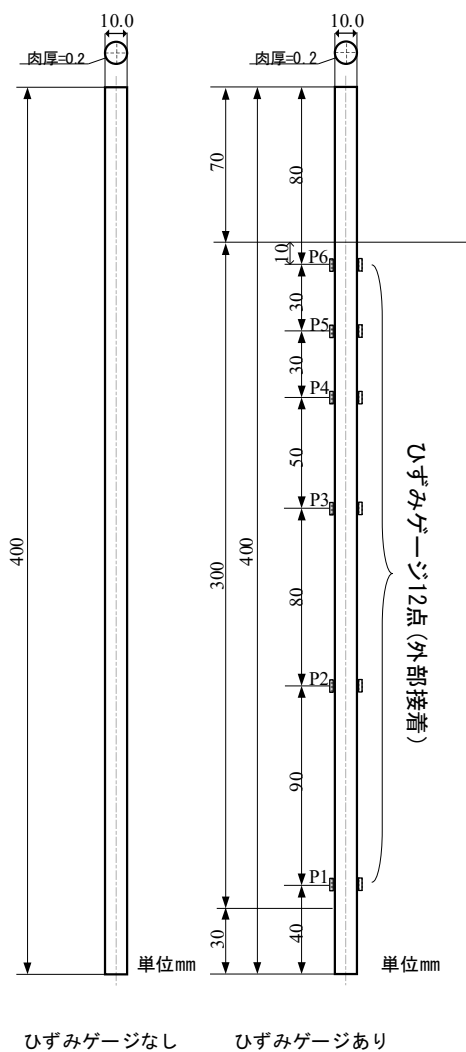


付図 3.1 寒地土木研究所の遠心力载荷装置用動的加振装置で使用される実験土槽
と模型の作製状況

4. 模型杭

模型杭の仕様は、実物換算で外径 500mm、肉厚 10mm、長さ 20,000mm の 1/50 モデルとして、ひずみゲージを接着した杭径 10mm、肉厚 0.2mm、杭長 400mm の鋼製(SS400)パイプを用いて製作した。

遠心力模型実験に先立ち、杭のキャリブレーション試験と杭の曲げ試験を実施し、杭のひずみから軸力と曲げ剛性を変換するための係数を得た。杭のキャリブレーション試験は、弾性範囲の载荷により、軸および曲げに対して行い、遠心力模型実験結果の整理・解析に必要な模型杭の剛性等の特性値を求めた。



【杭仕様】

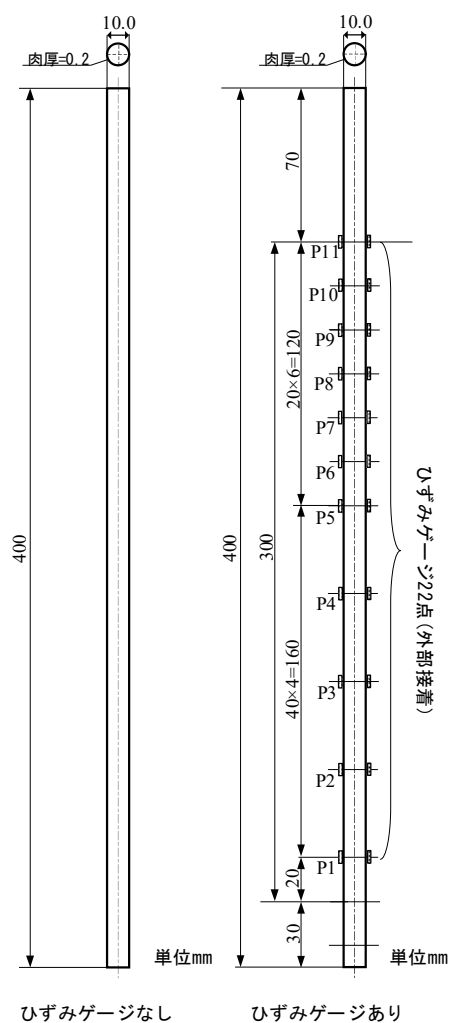
材質 SS400
 杭外径 $\phi 10.0\text{mm}$
 杭内径 $\phi 9.6\text{mm}$
 肉厚 0.2mm
 杭長 400mm

【ひずみゲージ】

測点数 12点(2点×6断面)
 取付断面 上端より80, 110, 140, 190, 270, 360 mm
 取付方法 杭外部接着
 ゲージ方式 1ゲージ3線式
 ゲージ長 1mm
 ゲージリード 1000mm
 ケーブル 3000mm



付図 4.1 第2章で使用した模型杭



【杭仕様】

材質 SS400
 杭外径 $\phi 10.0\text{mm}$
 杭内径 $\phi 9.6\text{mm}$
 肉厚 0.2mm
 杭長 400mm

【ひずみゲージ】

測点数 22点 (2点 $\times$ 11断面)
 取付断面 左図の通り
 取付方法 杭外部接着
 ゲージ方式 1ゲージ3線式
 ゲージ長 1mm
 ゲージリード 1000mm
 ケーブル 3000mm



付図 4.2 第3章、第5章で使用した模型杭

謝辞

本論文は、国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所および北海道大学大学院工学院環境フィールド工学専攻博士後期課程における研究成果をまとめたものです。本研究を進めるにあたり、多くの方々からご指導、ご高配ならびにご支援を賜りました。ここに感謝の意を表すとともに、御礼申し上げます。

北海道大学大学院工学研究院准教授 磯部公一 先生には、社会人博士後期課程への入学を快く受け入れて頂くとともに、本論文の主査として筆者の研究に対し、研究の方向付けから細部に至るまで懇切丁寧なご指導を賜りました。また、先生の厳しくも暖かい励ましのお言葉に大変勇気づけられました。心より深く感謝申し上げます。

北海道大学大学院工学研究院教授 石川達也 先生、同教授 渡部要一 先生、同准教授 西村聡 先生には、本論文の審査を通じて多くの貴重なご意見と激励を賜りました。心より深く感謝申し上げます。

東京理科大学理工学部土木工学科教授 菊池喜昭 先生には、実験結果の整理手法について、京都大学防災研究所地盤災害研究部門地盤防災解析研究分野教授 渦岡良介 先生には、動的有効応力解析手法について、貴重なご意見を賜りました。菊池先生、渦岡先生のご助言により、本研究は飛躍的に進展致しました。心より深く感謝申し上げます。

室蘭工業大学大学院工学研究科教授 川村志麻 先生、東京大学生産技術研究所基礎系部門准教授 清田 隆 先生には、火山灰質土の液状化特性について多くのご助言を賜るとともに激励を賜りました。心より深く感謝申し上げます。

長岡技術科学大学工学部教授 池田隆明 先生には、著者が研究職としての駆け出しの頃より、地震工学、地盤耐震工学について多くの事を学ばせて頂いたとともに、事ある毎に激励を賜りました。心より深く感謝申し上げます。

北武コンサルタント株式会社技師長 富澤幸一 博士、寒地土木研究所寒地地盤チーム総括主任研究員 林 宏親 博士には、著者が技術者として素人の頃から、技術者とは何か、研究とは何かを基本からたたき込んで頂きました。まだまだ至りませんが著者がここまで成長できたのは、富澤博士、林博士のご指導によるものです。心より深く感謝申し上げます。

西川純一 博士、西本 聡 博士には、寒地土木研究所にご在職中に大変多くのご指導とご助力を賜るとともに激励を賜りました。心より深く感謝申し上げます。

博士課程への入学をご許可頂いた上、多大なるご支援を賜りました寒地土木研究所の関係役員、また、研究環境にご配慮、ご理解を頂きました著者在学中の同寒地地盤チーム上席研究員 林 憲裕 氏、山梨高裕 氏、畠山 乃 氏ならびに同チームの皆様に対し、心より深く感謝申し上げます。

最後に私事になりますが、温かく見守ってくれた父母と義父母、そして心身ともに多大な苦勞をかけたにもかかわらずいつも支えてくれた妻と、この間に誕生し、いつも癒やしをくれた長女に心より深く感謝します。

