

上部構造物固有周期と杭の損傷が
液状化地盤における杭と構造物の地震時挙動に及ぼす影響

2010年3月

肥田 剛典

目次

第1章 序論	4
1.1 研究の背景	5
1.2 既往の研究	5
1.2.1 液状化地盤における杭基礎の被害事例	6
1.2.2 液状化地盤における杭基礎の実験的研究	7
1.2.2 免震構造物の杭応力に関する研究	9
1.2.3 杭の損傷と構造物の応答に関する研究	10
1.3 研究の目的と本論文の構成	10
第2章 実験概要	15
2.1 遠心載荷装置の概要	16
2.2 実験ケースおよび実験模型	18
2.3 入力波	27
2.4 土圧合力，側面摩擦力および水平地盤反力の評価	28
第3章 短周期構造物の杭応力	30
3.1 地盤の相対密度30%における実験結果	31
3.1.1 構造物，杭および地盤の応答	31
3.1.2 上部構造物慣性力と土圧摩擦合力の位相	36
3.1.3 杭剛性が杭応力に及ぼす影響	41
3.2 地盤の相対密度80%における実験結果	46
3.2.1 構造物，杭および地盤の応答	46
3.2.2 上部構造物慣性力と土圧摩擦合力の位相	51
3.2.3 杭剛性が杭応力に及ぼす影響	51
3.3 地盤の相対密度と杭剛性が杭応力に及ぼす影響	55
3.4 第3章のまとめ	66
第4章 免震構造物の応答と杭応力	68
4.1 実験結果	69
4.2 土圧摩擦合力および構造物慣性力	74
4.3 杭剛性が土圧摩擦合力と水平地盤反力に及ぼす影響	78
4.4 杭剛性が杭応力に及ぼす影響	79
4.5 杭剛性と上部構造物の応答	84

4.5.1	杭剛性が基礎部加速度に及ぼす影響	84
4.5.2	杭剛性が免震層変位に及ぼす影響	85
4.6	第4章のまとめ	89
第5章	短周期構造物と免震構造物の杭応力	91
5.1	短周期構造物と免震構造物の実験結果の比較	92
5.2	土圧摩擦合力を考慮した応答変位法による杭応力の算定	95
5.2.1	水平地盤反力のモデル化	95
5.2.2	土圧摩擦合力のモデル化	99
5.2.3	杭頭および杭先端の回転剛性	100
5.2.4	解析結果	104
5.2.5	構造物慣性力と杭応力	109
5.3	第5章のまとめ	114
第6章	RC杭基礎の破壊が構造物の地震時挙動に及ぼす影響	116
6.1	実験概要	117
6.2	前震と余震における杭 - 構造物系の挙動	121
6.2.1	前震と余震における構造物 - 杭 - 地盤連成系の固有周期	121
6.2.2	前震と余震における杭の振動性状	121
6.2.3	杭および構造物加速度の相関	125
6.2.4	杭変位の深度分布	130
6.3	カオスアトラクタを用いた杭の損傷評価	132
6.3.1	カオス時系列解析を用いた構造物の損傷評価手法	132
6.3.2	カオス時系列解析	132
6.3.3	遅れ時間の推定	136
6.3.4	埋め込み次元の推定	140
6.4	第6章のまとめ	142
第7章	まとめ	145
7.1	本研究のまとめ	146
7.2	今後の課題	148
	発表論文リスト	149
	謝辞	151

第 1 章 序論

1.1 研究の背景

1.2 既往の研究

1.3 研究の目的と本論文の構成

1.1 研究の背景

兵庫県南部地震において、主に埋立地で液状化が発生し、多くの杭基礎構造物が被害を受けた。これに対する被害調査から、杭の損傷によって構造物が傾斜・不同沈下した例や、地盤の液状化に伴う側方流動によって杭が損傷し、大きな沈下・水平変位を生じたことで、構造物の一部が崩壊した例が報告されている^{1.1)}。このように、杭基礎の損傷が構造物の甚大な被害につながる可能性もあり、液状化地盤における杭基礎の耐震性や、大地震後の杭基礎構造物の安全性を検討することは極めて重要である。

構造物の規模や敷地の地盤条件などを勘案し、耐震性・経済性を考慮した合理的な杭基礎の設計を行うためには、構造物および敷地地盤の諸条件が杭応力に影響を及ぼす要因を把握する必要がある。液状化地盤において、基礎根入れ部に作用する地震時土圧^{1.2)-1.4)}および摩擦力^{1.5), 1.6)}が外力として作用し、杭応力を増大させる可能性がある。また、液状化地盤では地盤の変形が大きくなり、杭に作用する水平地盤反力が加力側に作用して過大な杭応力を生じ、杭基礎の損傷につながる可能性もある。特に、地盤の剛性が急変する層境界付近で杭応力が大きくなる傾向が指摘されており、過去の地震における杭基礎の被害調査から、液状化層の上端部および下端部で地盤変位による応力の集中が発生し、杭が損傷した例が報告されている。このように、液状化地盤において、杭応力は地盤の変形に大きな影響を受ける。液状化に伴う地盤の変形量は、地盤の密度によって異なる。緩い地盤では地盤剛性が小さく、大きな変形が生じるのに対し、密度の高い地盤ではサイクリックモビリティによって地盤剛性が回復し、変形は小さくなる。また、基礎部および杭の変位は杭の曲げ剛性によって異なる。基礎根入れ部に作用する土圧や杭に作用する水平地盤反力は、基礎部および杭と地盤の相対変位に影響を受けるため、杭応力は地盤の密度や杭剛性に影響を受けると考えられる。

このように、液状化地盤における杭の応力は、上部構造物の固有周期および地盤の卓越周期、地盤の相対密度、杭の曲げ剛性などに影響を受けると考えられる。液状化地盤における杭基礎構造物の合理的な設計手法を構築するためには、構造物と地盤の条件が杭応力に及ぼす影響を把握し、それらの諸条件に適した杭の設計法を検討することが重要である。

大地震後の杭基礎構造物の安全性を検討するためには、被害調査を行って杭体の損傷を検出し、損傷への対策を講じることが必要となる。杭の被害調査は、地盤を掘削して行われるため、膨大なコストと手間がかかる。そのため、杭基礎の被害調査は、全ての杭基礎構造物に対して行うことが困難であり、主に上部構造物に損傷が認められる場合に行われる。しかし、杭が損傷しても上部構造物が無被害であった事例も報告されており、被害調査の行われていない構造物では、損傷した杭が継続使用されているケースも少なくないと考えられる。損傷した杭を継続使用した場合、その後大きな地震動が作用した際、構造物に甚大な被害が生じる可能性も考えられる。これから、杭の損傷が構造物の地震時挙動に及ぼす影響を検討することが重要であると考えられる。

以上のように、液状化地盤における杭基礎の合理的な耐震設計手法や、大地震後の杭基礎構造

物の安全性を検討するためには、構造物や敷地地盤などの諸条件や杭の損傷が杭基礎構造物の地震時挙動に及ぼす影響を把握することが重要である。そこで本研究では、上部構造物固有周期や杭剛性、地盤の相対密度をパラメータとした遠心載荷実験を行い、液状化地盤における構造物と地盤の諸条件が杭応力と構造物の挙動に及ぼす影響を検討する。さらに、大型せん断土槽を用いたRC杭の破壊実験のデータを用いて、杭の損傷が構造物の振動性状に及ぼす影響を検討する。

1.2 既往の研究

1.2.1 液状化地盤における杭基礎の被害事例

1964年新潟地震において、地盤の液状化によって杭上部が傾斜し、橋梁が水平変位して落下した例^{1.7)}が報告されている。また、河川沿いの敷地に建設中であった建物において、上部構造物が建設される前の状態で、ペDESTAL杭が損傷した例が報告されている^{1.8)}。このような被害状況から、地盤の液状化による杭基礎構造物の被害性状が認識され、液状化地盤中の杭の挙動に関する研究が行われてきた。

新潟地震の他にも、1968年十勝沖地震^{1.9)}や、1993年北海道南西沖地震^{1.10), 1.11)}において、極めてゆるい砂が地震時に液状化したことが報告されている。また、1995年兵庫県南部地震でも、地盤の液状化による被害が多数発生した。ポートアイランドや六甲アイランドでは、液状化に伴う側方流動が生じ、護岸が海側に大きく変位し、多くの杭基礎構造物が被害を受けた^{1.12)-1.14)}。これに対し、被害要因を解明するため、杭被害の実験・解析的検討が行われている。

中澤ら^{1.15)}は、兵庫県南部地震の際に大きく傾斜した臨海部に建つ構造物の杭基礎の被害調査を行っている。その結果、杭の損傷は、護岸背後地盤の移動および地盤の液状化によって、海側の杭基礎が損傷・傾斜し、陸側の杭周辺地盤では地盤反力が減少し、構造物慣性力の影響によって、杭が損傷したとしている。また、海側杭の損傷によって杭基礎の軸力分担に不均衡が生じ、杭によって被害の程度が異なった可能性も指摘している。鈴木ら^{1.16)}は、臨海部埋め立て地に位置する杭基礎構造物の被害調査を行い、被害要因を検討している。この敷地周辺では噴砂が生じ、50cm程度の側方流動が認められている。調査結果から、建物の隅角部の杭の損傷が顕著であり、構造物慣性力の影響は隅角部で大きかったとしている。また、液状化したと想定される境界付近で杭体にクラックが生じており、液状化による側方流動の影響で杭が損傷したとしている。さらに、航空写真を用いて地盤の側方流動の方向を調査しており、これと杭の変形方向が概ね一致していたことを報告している。

長谷川ら^{1.17)}は、埋立地に建設された杭基礎構造物の被害調査を行って被害状況を把握し、Penzien型モデルによる被災シミュレーション解析を行って損傷の要因を検討している。その検討結果から、地盤の液状化による過大な地盤変位の影響と、構造物慣性力が地盤変位と同位相で作用したため、杭頭部が損傷したとしている。

杉村ら^{1.18)}は、液状化地盤における既製コンクリート杭の損傷性状から、荷重分布法を用いて被害様相の検討を行っている。その結果、地盤の側方流動に伴う滑り力を作用させた位置付近で

曲げモーメントが終局耐力を超え、さらにせん断力が加わって折れ曲がるように変形したことを指摘している。

桑原ら^{1.19)}は、上部構造物の建設途中に場所打ちRC杭が損傷した構造物の調査を行っている。その結果、ひび割れは液状化したと考えられる埋土層の上下端部に集中していることから、杭の傾斜およびひび割れは埋土層の液状化による側方流動によるものであることを報告している。古山田ら^{1.20)}は、この被害建物を対象に、地震後の地盤変形量を入力とした応答変位法による解析を行い、海側・陸側の流動量の違いが杭の破壊および変形モードに影響を与えたことを示している。

時松ら^{1.21)}は、臨海部に位置する杭基礎構造物の被害調査を行い、杭の被害要因を検討している。この建物の敷地では、液状化に伴う側方流動が生じ、上部構造物は無被害のまま沈下・傾斜していた。内視カメラおよび孔内傾斜計を用いて杭の破壊変形モードの調査が行われ、杭の破壊・変形モードは、海側杭と山側杭で異なることが明らかとなった。また、応答変位法を用いて杭の応力と変形モードの検討を行った結果、海側では地盤が杭を押し、山側では杭が地盤を押したため、海側と山側で杭の破壊・変形モードが異なったことを指摘している。これらの地震被害調査および解析的検討結果は、液状化に伴う地盤の過大な変位が杭の応力に影響を及ぼし、それが主要因となって杭が損傷したことを示している。

1.2.2 液状化地盤における杭基礎の実験的研究

液状化地盤における杭基礎の挙動を検討するため、模型地盤を用いた実験が数多く行われている。吉川ら^{1.22)}は、せん断土槽を用いた模型杭基礎の振動実験を行い、液状化過程における杭と地盤の挙動を検討している。その結果、地中深部では過剰間隙水圧が上部へ消散し、せん断強度が上層より早く回復するため、地中深部の杭面に作用する振動土圧は表層部に比べて大きくなることを報告している。時松ら^{1.23)}は、大型せん断土槽を用いた振動実験を行い、液状化地盤の変位が杭応力に及ぼす影響を検討している。その結果、液状化地盤において、杭に生じる曲げモーメントは、杭頭加速度に加え地盤変形の影響を受けることを指摘している。さらに、応答変位法を用いて杭の曲げモーメントの算定を行い、その有用性を示している。

宮本ら^{1.24)}は、相対密度の異なる2層の飽和砂地盤を用いた遠心載荷実験を行い、入力加速度レベルや入力地震波形の違いが液状化地盤における杭応力に及ぼす影響を検討している。また、多質点曲げせん断棒モデルによる解析を行い、構造物慣性力および地盤振動による曲げモーメントを検討している。その結果、構造物慣性力による杭応力は杭頭部で大きくなり、地盤振動による杭応力は、剛性の異なる地盤の層境界で杭応力が大きくなることを指摘している。この検討結果は、液状化地盤では地盤変位が杭応力に大きく影響を及ぼし、特に剛性の異なる層の境界付近で杭応力が大きくなることを報告している。前述のように、杭基礎の被害調査においても、地盤剛性の異なる層や液状化層と非液状化層の境界付近において杭の損傷が認められており、この検討結果と対応している。

液状化地盤において、杭に作用する水平地盤反力が杭の応力を増大させることが指摘されている。時松ら^{1.25)}は、大型せん断土槽を用いた地盤 - 杭 - 構造物系の振動実験を行い、液状化過程における杭に作用する水平地盤反力を検討している。その結果、中密度および高密度の地盤では、水平地盤反力は地盤と杭の相対変位と相関が良く、低密度の地盤では相対速度と相関が良いことを指摘している。また、水平地盤反力係数が過剰間隙水圧比や地盤と杭の相対変位に影響を受けることを指摘し、これらを用いた水平地盤反力モデルを提案している^{1.26)}。さらに、液状化地盤における水平地盤反力の発生メカニズムを検討し^{1.27)}、杭と地盤の相対変位によって、引張り側となる杭周辺地盤と圧縮側となる杭周辺地盤では、間隙水圧と土圧の減少傾向が異なることが指摘されている。これは、土圧および間隙水圧の減少が大きい引張り側から引き戻されるように荷重を受けることを示しており、乾燥砂地盤と液状化地盤では水平地盤反力の発生メカニズムが異なることを指摘している。

田村ら^{1.28)}は、大型せん断土槽を用いた杭頭加振実験を行い、水平地盤反力の発生メカニズムを検討している。水平地盤反力を弾性力と粘性力に分離し、それらの寄与を検討した結果、過剰間隙水圧比が0.9程度以上となると、水平地盤反力が地盤と杭の相対速度に依存することが指摘されている。

鈴木ら^{1.29)}は、せん断土槽を用いた地盤 - 杭 - 構造物系の振動実験を行い、地盤の相対密度が水平地盤反力に及ぼす影響を検討している。その結果、相対密度の低い地盤では水平地盤反力が外力として杭に作用し、相対密度の高い地盤では反力として作用したことや、杭間地盤と杭周辺地盤で地盤の応答性状が異なることを指摘している^{1.30)}。また、入力動の特性が水平地盤反力に及ぼす影響を検討し^{1.31)}、長周期成分が卓越する入力波を用いた場合、地盤変位が大きくなり、杭に大きな応力が生じることを指摘している。これらの実験結果をふまえ、過剰間隙水圧および地盤と杭の相対変位を用いて、水平地盤反力をモデル化できることを示している^{1.32)}。

液状化地盤における杭基礎の応力は、構造物慣性力と基礎根入れ部に作用する土圧合力の位相差に影響を受ける。実験および解析的検討から、上部構造物の固有周期が地盤の卓越周期より短い場合、構造物慣性力と基礎根入れ部に作用する土圧は同位相となり、上部構造物の固有周期が地盤の卓越周期より長い場合、構造物慣性力と土圧は逆位相となることが指摘されている^{1.33)-1.35)}。田村ら^{1.36), 1.37)}は、大型せん断土槽を用いた地盤 - 杭 - 構造物系の振動実験において、上部構造物慣性力と基礎根入れ部に作用する土圧合力の位相差を検討している。その結果、上部構造物慣性力と土圧合力の位相差は、上部構造物の固有周期と地盤の卓越周期だけでなく、基礎部と地盤の変位の大小関係にも影響を受けることを指摘している。上部構造物の固有周期が地盤の卓越周期より短く、基礎部変位が地盤変位より小さい場合において、上部構造物慣性力と土圧合力が同位相になり、杭頭水平力が大きくなったと報告している。これらの報告から、液状化地盤における杭の応力は、上部構造物固有周期と地盤の卓越周期の関係や、基礎部と地盤の変位の大小関係によって異なることが分かる。基礎部の変位は杭剛性によって異なるため、杭剛性が上部構造物慣性力と基礎根入れ部に作用する土圧の位相差に影響を及ぼす可能性が示唆される。

時松ら^{1.38)}は、大型せん断土槽を用いた振動実験を行い、地盤 - 杭 - 構造物系の動的相互作用が杭応力に及ぼす影響を検討している。実験は、乾燥砂および飽和砂を用いて、杭剛性や基礎根入れの有無をパラメータとして行われた。その結果、低剛性杭の基礎根入れ部に作用する土圧合力は、高剛性杭のそれに比べて小さく、低剛性杭の杭頭せん断力が小さくなることが指摘されている。これは、剛性の高い杭を用いた場合、基礎部が地盤変位に抵抗するのに対し、剛性の低い杭を用いた場合、基礎部が地盤に追従して変位するためである。さらに、応答変位法を用いた杭応力の算定が行われている。その結果、上部構造物の固有周期が地盤の固有周期より短い場合には、構造物慣性力と地盤変位を同時に作用させ、長い場合には一方ずつ作用させて求めた応力を二乗和平方根で重ね合わせることで、実験における杭応力を再現できることが示されている。また、応答変位法を用いて、基礎根入れ部に作用する土圧が抵抗側・加力側に作用する傾向も再現可能であるとしている。

Tamuraら^{1.39)}は、上部構造物の固有周期が液状化地盤の卓越周期より短い場合において、杭剛性をパラメータとした動的遠心載荷実験を行い、液状化地盤における杭剛性が杭応力に及ぼす影響を検討している。その結果、低剛性杭における基礎部変位は地盤変位より大きくなり、基礎根入れ部に作用する土圧合力が上部構造物慣性力に対して反力として作用し、杭頭せん断力が極めて小さくなったことが報告されている。また、三次元FEM解析を用いた検討^{1.40)}でも、液状化地盤における低剛性杭の杭頭曲げモーメントは、高剛性杭に比べて小さくなることが報告されている。これらの検討結果は、液状化地盤において剛性の低い杭を用いることで、杭応力を低減できることを示唆している。ただし、これらの報告では、杭剛性が上部構造物の応答や杭に作用する水平地盤反力に及ぼす影響の検討がなされていない。

1.2.2 免震構造物の杭応力に関する研究

液状化の可能性のある軟弱地盤における免震構造物では、地盤の液状化に伴って長周期振動が卓越し、免震構造物が共振する可能性がある。近年発生が危惧される東海・東南会・南海地震などの海溝型地震において、関東平野、大阪平野、濃尾平野などの大都市が密集する平野部で長周期地震動が発生する可能性も指摘されており、免震構造物などの長周期構造物の応答の増大が懸念される。免震構造物の応答が大きくなると、免震層に過大な変形が生じ、構造物の擁壁への衝突や積層ゴムの損傷などの可能性がある^{1.41)-1.43)}。そのため、液状化地盤における免震構造物では、構造物と擁壁のクリアランスや免震層変位に注意が必要となると考えられる。また、免震構造物では、基礎の傾斜が免震部材の性能に悪影響を及ぼす可能性があるため、杭基礎の耐震性は重要である。

福武ら^{1.44), 1.45)}は、三次元FEM解析を用い、上部構造物の固有周期が地盤の卓越周期より長いケースにおいて、液状化地盤および軟弱な粘土地盤における免震構造物の成立性を検討している。その結果、免震構造物の慣性力は小さく、慣性力に起因する杭頭曲げモーメントは非免震構造物より小さくなることを指摘している。ただし、液状化によって地盤変形が大きくなると、杭

頭曲げモーメントが大きくなるとしている。この検討では、基礎根入れ部に作用する土圧、側面摩擦力および杭に作用する水平地盤反力が杭応力に及ぼす影響に関する検討がなされていない。また、液状化地盤における杭剛性と杭応力の関係を検討した既往の研究は、上部構造物固有周期が液状化地盤の卓越周期より十分短い場合がほとんどであり、杭剛性が免震構造物の杭応力や免震層変位に及ぼす影響を検討した例は極めて少ない。そのため、液状化地盤における免震構造物の杭剛性が杭応力に及ぼす影響には不明な点が多い。

1.2.3 杭の損傷と構造物の応答に関する研究

大場ら^{1.46)}は、杭の損傷によって構造物の固有周期が長周期化したことを報告し、構造物固有周期の検討による杭基礎の損傷評価の可能性を示している。一方、1997年に防災科学技術研究所（つくば）の大型振動台で行われた液状化地盤におけるRC杭の破壊実験^{1.47), 1.48)}では、杭の破壊前後で構造物固有周期の変化しなかったことが報告されている。このように、杭の損傷によって構造物の固有周期が変化した例と変化しなかった例が報告されており、杭の損傷が構造物の振動性状に及ぼす影響には不明な点が多い。

1.3 研究の目的と本論文の構成

以上のように、液状化地盤における杭の耐震設計を行うためには、上部構造物の固有周期、杭剛性および地盤条件が杭応力に及ぼす影響を検討することが重要である。そこで、本研究では、液状化地盤 - 杭 - 構造物系の動的遠心載荷実験を行い、上部構造物の固有周期、地盤の相対密度および杭剛性が杭応力に及ぼす影響を検討する。また、RC杭基礎の破壊実験のデータを用いて、杭の損傷が構造物の振動性状に及ぼす影響を検討する。さらに、杭の損傷前後の構造物の振動性状を検討することで、杭の損傷を評価できる可能性がある。そこで本研究では、カオス時系列解析を用いた杭の健全性評価手法を検討する。

本論文の構成を図1.1に示す。

第2章では、液状化地盤 - 杭 - 構造物系の遠心載荷実験の実験概要を示す。

第3章では、上部構造物の固有周期が液状化地盤の卓越周期より短いケースにおいて、杭剛性および地盤の相対密度が杭応力に及ぼす影響を検討する。

第4章では、免震構造物を想定し、上部構造物の固有周期が液状化地盤の卓越周期より長いケースにおいて、杭剛性が杭応力に及ぼす影響を検討する。

第5章では、短周期構造物と免震構造物の実験結果を比較し、上部構造物の固有周期が杭応力に及ぼす影響を検討する。さらに、応答変位法を用いて杭応力の算定を行い、構造物慣性力が杭応力に及ぼす影響を検討する。

第6章では、大型せん断土槽を用いた液状化地盤におけるRC杭の破壊実験のデータを用い、杭の損傷が構造物の振動性状に及ぼす影響を検討する。さらに、カオス時系列解析を用いた杭の健全性評価手法について検討する。

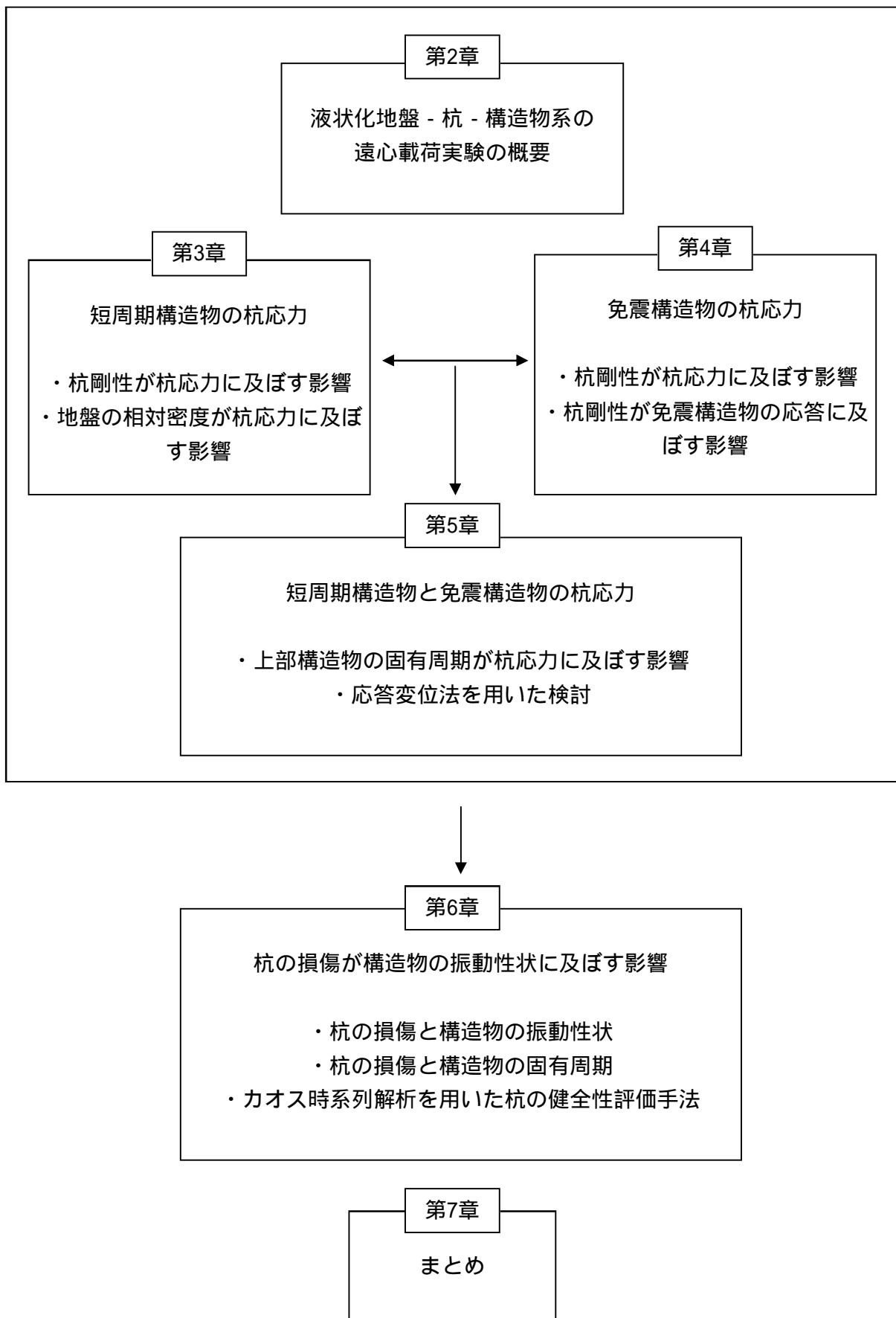


図1.1 本論文の構成

参考文献

- 1.1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 建築編-4 木造建築物 建築基礎構造，日本建築学会，pp. 452-456, 1998. 3
- 1.2) 三浦賢治，伊藤幸爾郎，北川良和，杉村義広，水野二十一：地震時の基礎根入れ部土圧と杭応力に関する模型実験（その1 実験概要），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.619-620, 1980
- 1.3) 杉村義広，平出務：基礎根入れによる水平力低減効果に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.2409-2410, 1984
- 1.4) 時松孝次，田村修次，宮崎政信，吉澤睦博：大型せん断土槽を用いた液状化実験における基礎根入れ部に加わる土圧合力の評価，日本建築学会構造系論文集，第570号，pp.101-106, 2003. 8
- 1.5) Tamura, S., Imayoshi, T. and Sakamoto T.: Earth pressure and sidewall friction acting on an embedded footing in dry sand based on centrifuge tests, Soils and foundations, Japan Geotechnical Society, Vol. 47, No. 4, pp.811-819, 2007. 8
- 1.6) 田村修次：遠心載荷実験における基礎の根入れ効果が杭頭水平力に及ぼす影響と液状化層厚 - 上部構造物慣性力と土圧合力・側面摩擦力の位相差 - ，日本建築学会構造系論文集 第73巻，第625号，pp.409-415, 2008. 3
- 1.7) Fukuoka, M.: Damage to civil engineering structures, Soils and Foundations, Vol. 6, No. 2, pp. 45-52, 1966
- 1.8) 北後寿：新潟地震における施工中のペDESTALグイの挙動，土と基礎，No. 13, pp. 20-26, 1965
- 1.9) Ohsaki, Y.: Effects of sand compaction on liquefaction during the tokachioki earthquake, Soils and Foundations, Vol. 10, No. 2, pp.112-128, 1970
- 1.10) 土岐祥介，三浦均也，山下聡，西村右敏：1993年北海道南西沖地震における被害の概要，土と基礎，Vol. 41, pp. 5-10, 1993, 11
- 1.11) 三輪滋，森伸一郎，沼田淳紀：1993年北海道南西沖地震における青森県車力村での再液状化，日本建築学会東北支部研究報告集 Vol. 57, pp. 289-292, 1994, 6
- 1.12) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告，建築編 - 4 ，建築基礎構造，1998
- 1.13) BTL委員会：兵庫県南部地震における液状化・側方流動に関する研究報告書，1998
- 1.14) 日本建築学会近畿支部基礎構造部会：兵庫県南部地震による建築基礎の被害調査事例報告書，1996. 7
- 1.15) 中澤明夫，難波伸介，蘇鉄盛史，時松孝次，大岡弘，社本康広，中澤瑤子：兵庫県南部地震において大きく傾斜した高層建物の杭基礎の被害調査，日本建築学会構造系論文集 第520号，pp.69-76, 1999. 6
- 1.16) 鈴木康嗣，二木幹夫，安達直人，嶋津伸一，笹尾光：埋立地における地盤と杭基礎の地震

被害調査, 日本建築学会技術報告集, 第4号, pp. 45-49, 1997, 3

1.17) 長谷川正幸, 護雅史, 淵本正樹, 浅香美治: 1995年兵庫県南部地震におけるRC造杭支持建物の被災シミュレーションと杭基礎の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第543号, pp.87-95, 2001. 5

1.18) 杉村義広, カルキー マダン, 三辻和弥: 1995年兵庫県南部地震による既製コンクリート杭の被害様相についての一考察, 日本建築学会構造系論文集, 第574号, pp. 113-120, 2003, 12

1.19) 桑原文夫, 米田清: 兵庫県南部地震において液状化した地盤中の建物杭基礎の被害調査, 日本建築学会構造系論文集, 第507号, pp.95-100, 1998. 5

1.20) 古山田耕司, 時松孝次, 宮本裕司: 兵庫県南部地震時に建設途中で側方流動により被災した場所打ちRC杭のシミュレーション解析, 日本建築学会構造系論文集, 第599号, pp.43-50, 2006. 1

1.21) 時松孝次, 大岡弘, 社本康弘, 浅香美治: 兵庫県南部地震の側方流動による杭の破壊・変形モード, 日本建築学会構造系論文集, 第495号, pp. 95-100, 1997, 5

1.22) 吉川正昭, 荒野政信, 山田善一: 模型杭基礎と液状化現象, 土と基礎, No. 35, pp. 31-36, 1987, 4

1.23) 時松孝次, 能村商栄: 液状化過程における地盤変位が杭の応力に与える影響, 日本建築学会構造系論文集, 第426号, pp.107-113, 1991. 8

1.24) 宮本裕司, 福岡篤信, 安達直人, 古山田耕司: 液状化地盤における杭基礎の地震時杭応力に関する研究 - 飽和二層地盤に建つ杭基礎の遠心模型実験と解析的検討 -, 日本建築学会構造系論文集, 第494号, pp.51-58, 1997. 4

1.25) 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. 3

1.26) 時松孝次, 鈴木比呂子, 佐伯英一郎: 大型振動台実験に基づく液状化過程での杭の水平地盤反力変位関係のモデル化, 日本建築学会構造系論文集, 第559号, pp.135-141, 2002. 9

1.27) Tokimatsu, K. and Suzuki, H.: Pore Water Pressure Response Around Pile and Its Effects on p-y Behavior during Soil Liquefaction, SOILS AND FOUNDATION, Vol. 44, No. 6, pp.101-110, 2004. 12

1.28) 田村修次, 小林健一: 杭頭加振実験に基づく液状化過程における杭の水平地盤反力のメカニズム, 日本建築学会構造系論文集, 第577号, pp.55-61, 2004. 3

1.29) 鈴木康嗣, 安達直人: 液状化地盤における杭の地盤反力特性に及ぼす地盤密度の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第592号, pp.97-104, 2005. 6

1.30) 安達直人, 鈴木康嗣, 三浦賢治: 振動台実験による杭の地盤反力と液状化地盤応答の関係, 日本建築学会構造系論文集, 第578号, pp.75-82, 2004. 4

1.31) 鈴木康嗣, 安達直人: 液状化地盤における杭の地盤反力特性に及ぼす入力動の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第594号, pp.93-100, 2005. 8

1.32) 鈴木康嗣, 安達直人: 振動台実験に基づく液状化地盤における杭の水平地盤反力係数の非

線形性，日本建築学会構造系論文集，第598号，pp.101-108, 2005. 12

1.33) 今岡克也，徳武茂隆，青山邦男，福和伸夫，飯場正紀，多賀直恒：シリコン地盤模型を用いた動的根入れ効果に関する研究，第10回日本地震工学シンポジウム，pp.1653-1658, 1998

1.34) 徐挺，杉村義広：単純化モデルによる地盤と構造物の地震時動的相互作用のメカニズムに関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol. 43B, pp.433-440, 1997. 3

1.35) 小林勝已，森伸一郎：基礎構造の耐震設計と相互作用を考慮した地震荷重，第5回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム，日本建築学会，pp.107-120, 1998. 5

1.36) 田村修次，時松孝次，宮崎政信，八幡夏恵子，土屋富男：大型せん断土槽を用いた液状化実験における基礎根入れ部に加わる土圧，日本建築学会構造系論文集，第554号，pp.95-100, 2002. 4

1.37) 田村修次，時松孝次，内田明彦，船原英樹，阿部秋男：大型せん断土槽を用いた液状化実験における基礎根入れ部に加わる土圧合力と構造物慣性力の関係，日本建築学会構造系論文集，第559号，pp.129-134, 2002. 9

1.38) 時松孝次，鈴木比呂子，佐藤正義：地盤 - 杭 - 構造物系動的相互作用が杭応力に与える影響，日本建築学会構造系論文集，第587号，pp.125-132, 2005. 1

1.39) Tamura, S., Maeda, N., Sakamoto, T. and Hida, T.: Effects of Lateral Response of Embedded Footing on Piles During Soil Liquefaction, 5th International Conference on Urban Earthquake Engineering, pp.335-340, 2008. 3

1.40) 福武毅芳，大槻明，田中宏征，松浦敦：靱性杭の液状化地盤への適用性に対する解析的検討，液状化地盤中の杭の挙動と設計法に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会，2004. 12

1.41) 日本建築学会：免震構造設計指針，2001

1.42) 多田英之，高山峯夫：改訂版 4秒免震への道 免震構造設計マニュアル，理工図書，2007

1.43) 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性，技報堂，2007

1.44) 福武毅芳，菊池優，竹間信博，玉置克之：軟弱地盤・液状化地盤における免震構造の成立性について，清水建設研究報告，第69号，pp.25-36, 1999. 4

1.45) 福武毅芳，田村和夫：軟弱地盤上の免震構造物の応答特性に関する解析的評価，日本建築学会技術報告集，第13号，pp.43-48, 2001. 7

1.46) 大場新太郎，濱川尚子：1995年兵庫県南部地震における杭の損傷による建物固有周期の変化，日本建築学会構造系論文集，第495号，pp.63-70, 1997, 5

1.47) 田村修次，香川崇章，藤井俊二，鈴木康嗣，土屋富男，内田明彦，阿部秋男：大型せん断土槽を用いた液状化地盤におけるRC杭基礎の破壊実験，第10回日本地震工学シンポジウム，pp.1917-1922, 1998

1.48) 田村修次，箕輪親宏，藤井俊二，船原英樹，鈴木康嗣，八幡夏恵子，杉本三千雄，土屋富男，吉澤睦博，阿部秋男：大型せん断土槽を用いた液状化地盤におけるRC杭基礎の振動実験，防災科学技術研究所研究資料，第190号，1999

第 2 章 実験概要

- 2.1 遠心載荷装置の概要
- 2.2 実験ケースおよび実験模型
- 2.3 入力波
- 2.4 土圧合力，側面摩擦力および水平地盤反力の評価

2.1 遠心载荷装置の概要

本研究では、遠心载荷装置^{2.1)}を用いた地盤 - 杭 - 構造物系の振動実験を行う。遠心载荷実験は、実物の1/Nの模型を重力加速度のN倍の遠心加速度場におき、実物と同じ応力状態を模型に再現して行う。遠心力を発生させることにより自重を大きくして砂の上載圧を再現し、相似則を満足する。遠心载荷実験の相似則を表2.1に示す。実大スケールの1/Nの大きさの模型を用いてNgの高重力場で実験することで、地盤の拘束圧が実大スケールのものと等しくなり、対応する深度における応力 - ひずみ関係も実大スケールの地盤のそれと等しくなる。これにより、模型実験で、実際の構造物や地盤の挙動を再現した実験結果を得ることが可能となる。

実験は、京都大学防災研究所の遠心载荷装置を用いて行った。装置の概要を図2.1に、遠心载荷装置の外観を写真2.1に、装置の緒元を表2.2に示す^{2.2)}。本実験は全て40g場で行い、合計64チャンネルで計測を行った。

表2.1 遠心载荷実験の相似則 (遠心力Ng場)

長さ	時間	加速度	質量	応力	ひずみ	密度	振動数	曲げ剛性
1/N	1/N	N	1/N ³	1	1	1	N	1/N ⁴

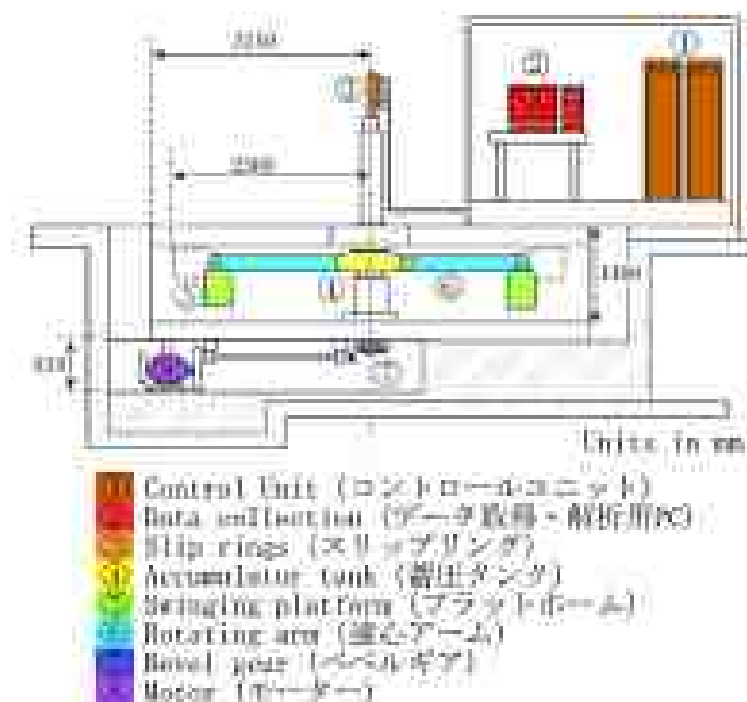
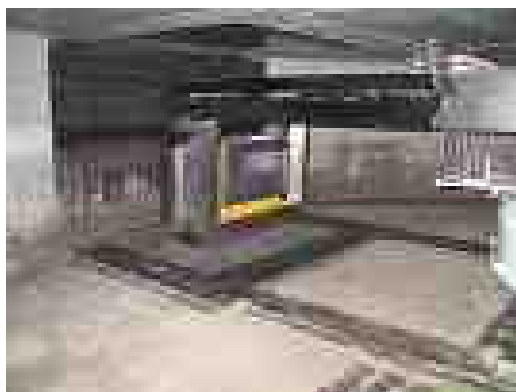


図2.1 遠心载荷装置の概要



(a) プラットホーム
(カウンターウェイト設置用)



(b) 遠心アーム中央部



(c) プラットホーム
(試験体設置用)

写真2.1 京都大学防災研究所の遠心載荷装置

表2.2 遠心載荷装置の主要諸元

有効回転半径	2.5m
最大遠心加速度	200g (静的載荷試験時) 50g (動的載荷試験時)
回転モーターの容量	37kW
モデルの寸法(L×H×W)	50×30×15cm (静的載荷試験時) 45×20×15cm (動的載荷試験時)
最大積載質量	120kg
振動加振方式	油圧式変位制御
加振波形	正弦波、任意波形
データ用チャンネル数	64

2.2 実験ケースおよび実験模型

実験は、上部構造物の固有周期、杭剛性および地盤の相対密度をパラメータとして行った。実験ケースを表2.3に示す。実験ケースは4文字で表し、最初は上部構造物の固有周期(短周期モデルがS、長周期モデルがL)、2番目は杭剛性(高剛性杭がA、低剛性杭がB)、3, 4番目は地盤の相対密度(30%が30、80%が80)を示す。

本研究では、せん断土槽を用いて実験を行う。せん断土槽の外観を写真2.2に示す。せん断土槽は、厚さ9mmのフレームが17段積み重ねられた構造となっている。フレームにはベアリングが設置されており、そのベアリングによって土槽の加振方向の変形が拘束されることなく、境界条件の影響を低減することができる。土槽の内法寸法は深さ200mm、幅450mm、奥行き150mm(実大スケール：深さ8m、幅18m、奥行き6m)である。非排水条件で実験を行うため、土層の内側に厚さ1mmのゴム膜を取り付けた。土槽底面はメッシュ状となっており、土槽底板に取り付けられたチューブから間隙水を注入することが可能である。

短周期モデルの実験模型およびセンサー配置を図2.2に、実験モデルを図2.3に、模型作成手順を写真2.3に示す。基礎部の質量は0.99kg、上部構造物の質量は2.0kgである。本実験では4階建て程度の建物を想定し、建物の基礎と上部構造1階分の質量比を2:1として、上部構造と基礎部の質量バランスを設定した。土圧および側面摩擦力を計測するため、小型2軸ロードセルを基礎部の周囲に設置し、受圧板を取り付けた。基礎部および上部構造物に加速度計を設置した。短周期モデルでは、上部構造物を板バネで支持した。上部構造物の基礎固定時の固有周期は0.0075s(実大スケールで0.3s)である。

長周期モデルの実験模型およびセンサー配置を図2.4に、実験モデルを図2.5に、模型の作成手順を写真2.4に示す。長周期モデルでは、上部構造物の固有周期を長くするため、上部構造物の底面をローラーで支持し、基礎部に固定したパネルと上部構造物の間に板状のゴムを設置した。上部構造物の基礎固定時の固有周期は0.125s(実大スケールで5.0s)であり、 $1/\sqrt{2}$ 法を用いて算出した減衰定数は0.4であった。

高剛性杭モデルの杭はステンレス棒($EI=3.85\times 10^5\text{Ncm}^2$)で、低剛性杭モデルの杭はアルミニウム管($EI=0.841\times 10^5\text{Ncm}^2$)である。杭径は8mm、杭長は176mmである。高剛性杭モデルの曲げ剛性は、実構造物における直径508.0mm、厚さ9mm程度の鋼管杭に概ね対応し、低剛性杭モデルの曲げ剛性は、直径355.6mm、厚さ6.4mm程度の鋼管杭に概ね対応する。本実験では、杭剛性が杭応力に及ぼす影響を明確にするため、杭径を同一として杭剛性のみをパラメータとした。基礎部を4本の杭で支持し、杭頭および杭先端は剛接合とした。杭にはひずみゲージを貼付した。杭のひずみゲージの配置を図2.6に示す。A, B, C杭にひずみゲージを10レベル貼付し、杭頭および杭先端のせん断力を評価するため、D杭にひずみゲージを杭頭と杭先端に2レベルずつ貼付した。

本実験は全て豊浦標準砂を用いて地盤を作成した。豊浦標準砂の物理的性質を表2.4に示す。本研究で想定した地盤および構造物の概要を図2.7に示す。本実験では、地表から順に乾燥砂層、飽和砂

層、非液状化層、基盤という地層構成を想定し、実験では非液状化層上面から地表までの地盤をモデル化した。杭は非液状化層を貫いて基盤に達していると想定し、非液状化層の剛性が十分高いとしてモデル化した。本実験における杭先端は、飽和砂層とその下の非液状化層の境界位置に対応する。地盤材料は豊浦砂を用い、空中落下法で相対密度30%および80%として作成した。これを脱気槽に入れて脱気し、間隙水の消散に要する時間を実地盤に合わせるため、水の40倍の粘度を持つメトローズ溶液を土槽下部から注入して飽和させた。水位は基礎部の下10mmとした。地盤に加速度計を設置した。地盤の加速度計は、基礎部および杭から出来るだけ離し、かつ土槽枠に過度に近接しないようにして、杭、基礎部および土槽枠の影響が出来るだけ小さいように配置した。基礎部から土槽枠までの地盤幅は、基礎根入れ深さの4倍程度とした。

表2.3 実験ケース

	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6
実験ケースID	SA30	SB30	SA80	SB80	LA30	LB30
上部構造物 固有周期	0.0075s (0.3s)				0.125s (5.0s)	0.125s (5.0s)
地盤の相対密度	30%		80%		30%	
杭の材質	ステンレス	アルミニウム	ステンレス	アルミニウム	ステンレス	アルミニウム
断面形状	円形中実	円形中空	円形中実	円形中空	円形中実	円形中空
杭長	176mm (7.04m)	176mm (7.04m)	176mm (7.04m)	176mm (7.04m)	176mm (7.04m)	176mm (7.04m)
断面寸法	=8mm (=32cm)	=8mm, t=0.8mm (=32cm, t=3.2cm)	=8mm (=32cm)	=8mm, t=0.8mm (=32cm, t=3.2cm)	=8mm (=32cm)	=8mm, t=0.8mm (=32cm, t=3.2cm)
曲げ剛性	$3.85 \times 10^5 \text{ Ncm}^2$ ($9.86 \times 10^4 \text{ kNm}^2$)	$0.841 \times 10^5 \text{ Ncm}^2$ ($2.14 \times 10^4 \text{ kNm}^2$)	$3.85 \times 10^5 \text{ Ncm}^2$ ($9.86 \times 10^4 \text{ kNm}^2$)	$0.841 \times 10^5 \text{ Ncm}^2$ ($2.14 \times 10^4 \text{ kNm}^2$)	$3.85 \times 10^5 \text{ Ncm}^2$ ($9.86 \times 10^4 \text{ kNm}^2$)	$0.841 \times 10^5 \text{ Ncm}^2$ ($2.14 \times 10^4 \text{ kNm}^2$)

()内は実大スケール



写真2.2 せん断土槽

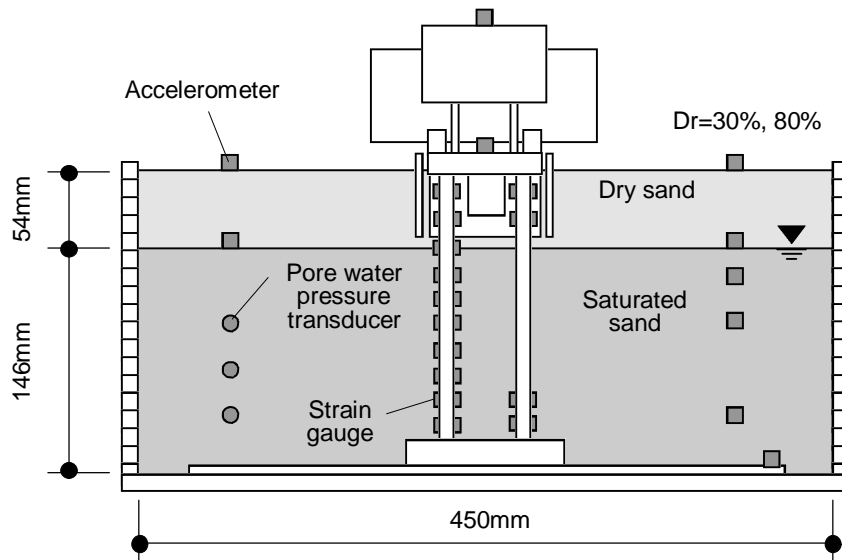


図2.2 実験模型およびセンサー配置 (短周期モデル)

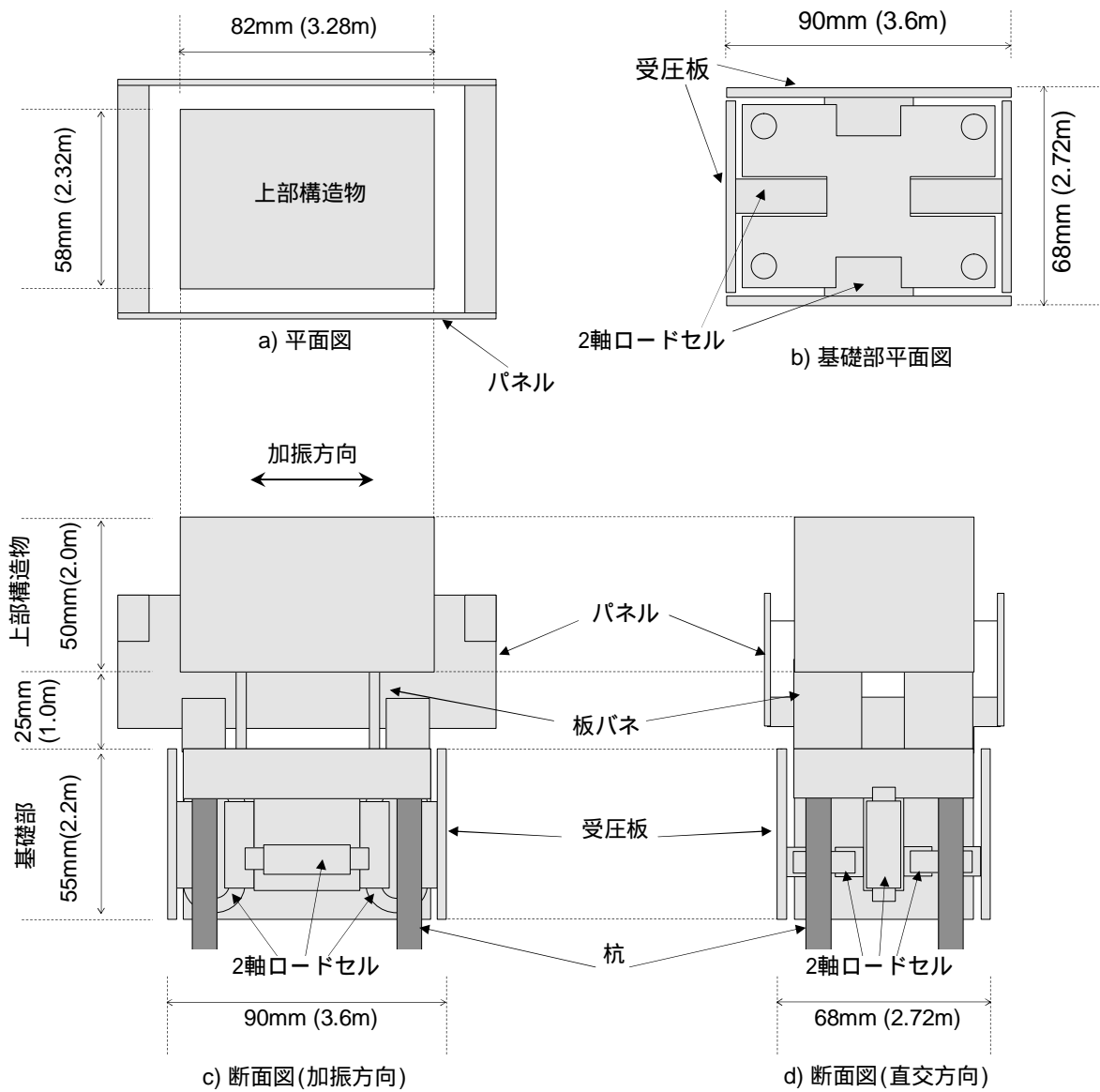
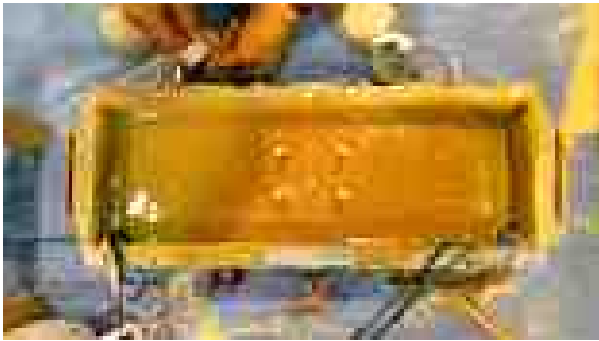
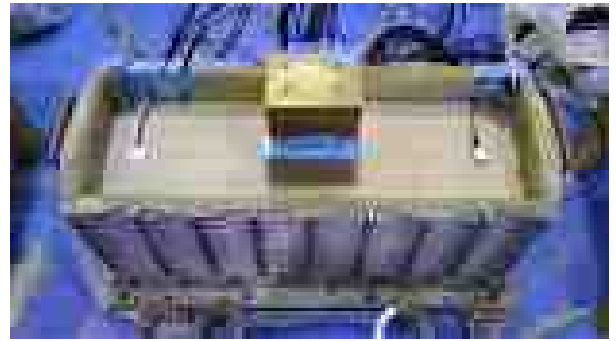


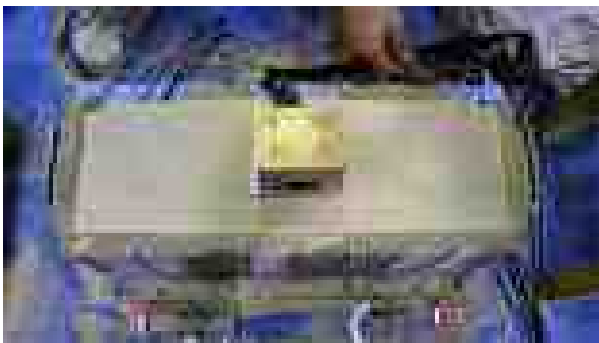
図2.3 実験モデル (短周期モデル)



(a) 飽和砂層の作成



(b) 構造物模型の設置



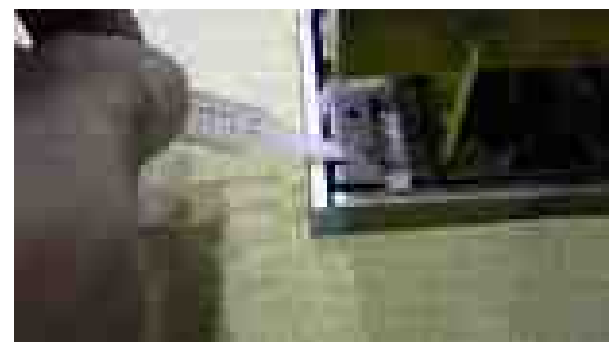
(c) 乾燥砂層の作成



(d) 構造物模型 (L側)



(e) 構造物模型 (側面)



(f) 杭頭の固定

写真2.3 短周期モデルの作成手順

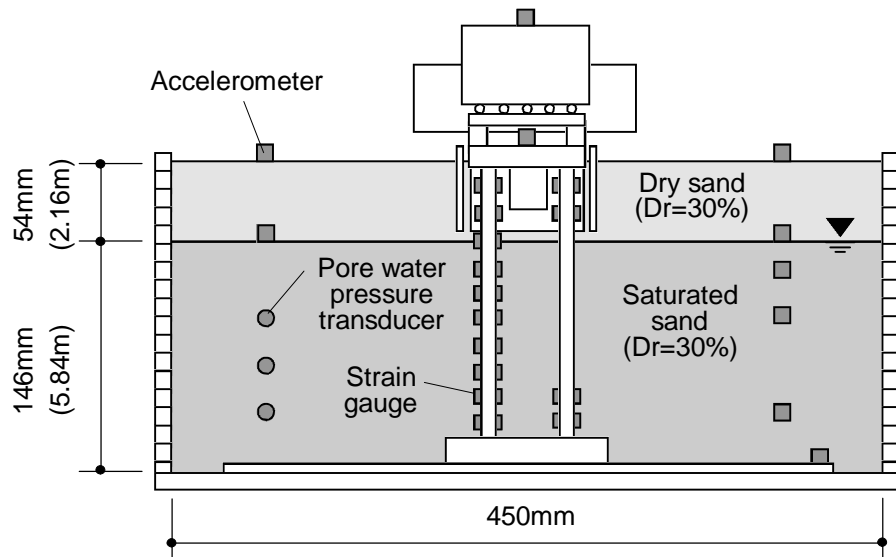


図2.4 実験模型およびセンサー配置 (長周期モデル)

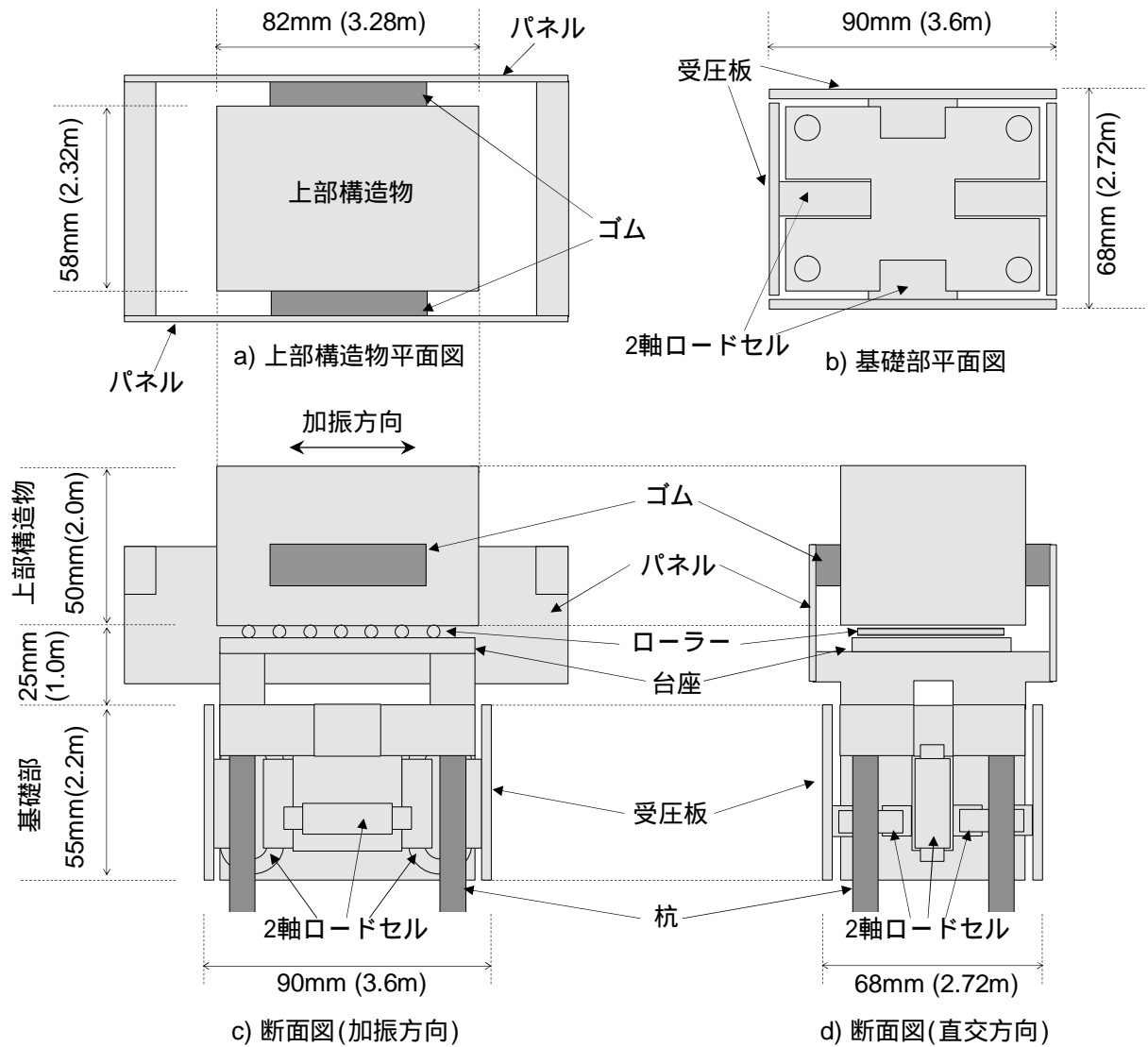
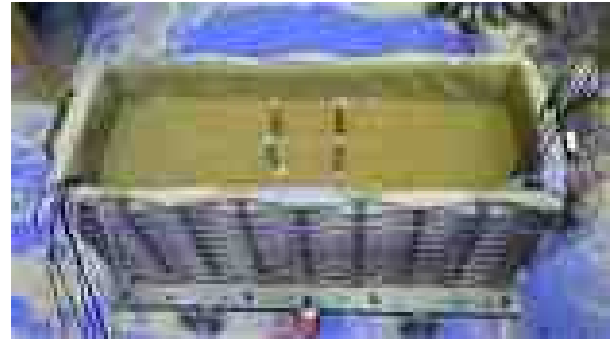


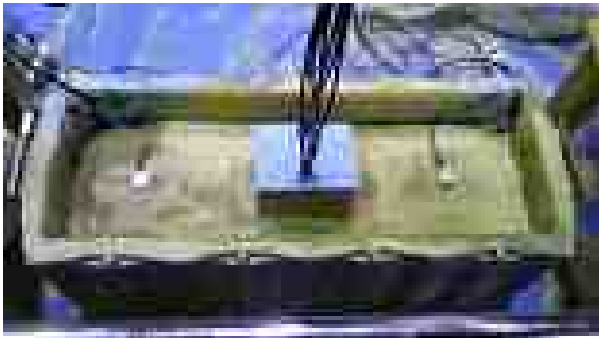
図2.5 実験モデル (長周期モデル)



(a) 杭の設置



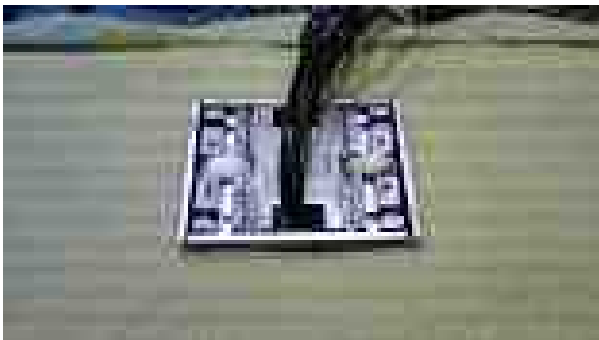
(b) 飽和砂層の作成



(c) 基礎部の設置



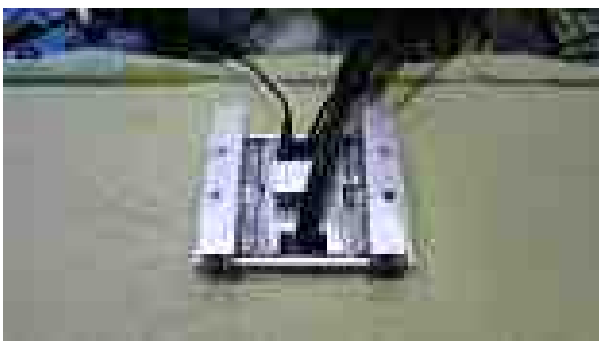
(d) 乾燥砂層の作成



(e) 基礎部



(f) 台座架台の設置



(g) 基礎部の加速度計の設置



(h) 台座の設置

写真2.4 長周期モデルの作成手順



(i) ローラーの設置



(j) パネルの設置



(k) ゴムの設置



(l) 上部構造物の設置



(m) パネルの設置



(n) 上部構造物の加速度計の設置

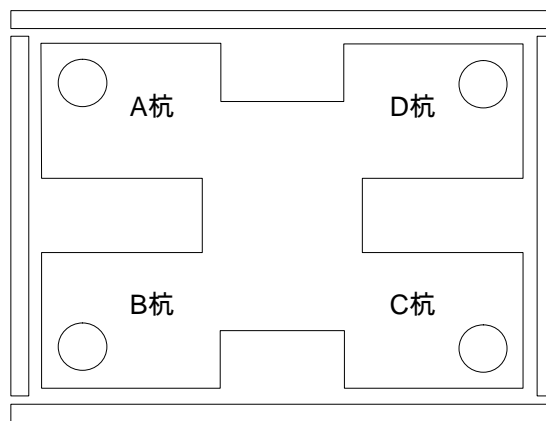
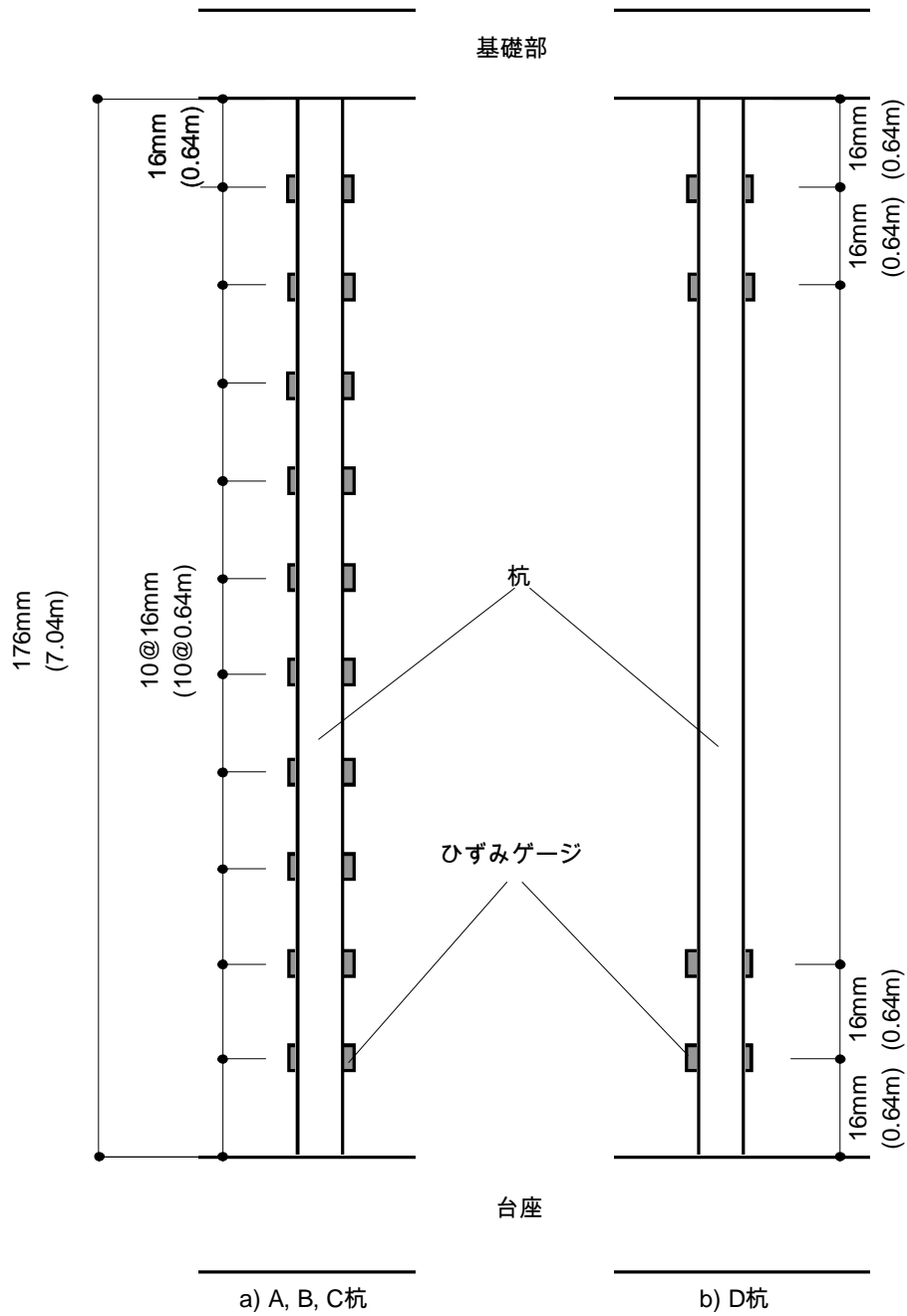


(o) 地盤および構造物模型



(p) レーザー変位系の設置

写真2.4 長周期モデルの作成手順



c) 基礎部平面図および杭配置

図2.6 杭のゲージ配置

表2.4 豊浦標準砂の物理的性質

土粒子密度(g/cm ³)	平均粒径(mm)	最大密度(g/cm ³)	最小密度(g/cm ³)	最大間隙比	最小間隙比
2.64	0.21	1.638	1.338	0.97	0.61

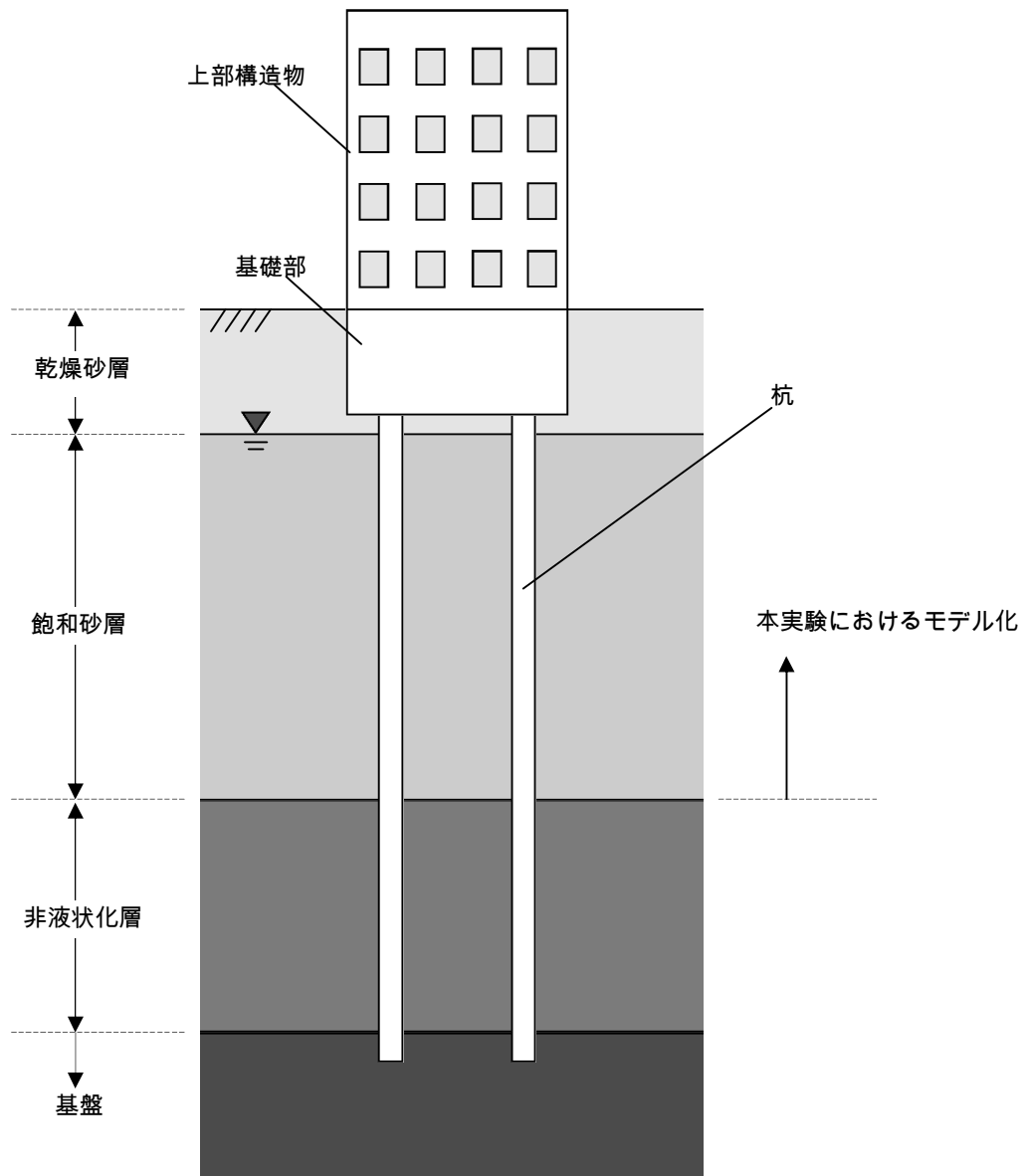


図2.7 本実験で想定した地盤および構造物の概要

2.3 入力波

本実験では、地盤変位を大きくするため、液状化地盤の固有周期(3.0s)付近の成分が卓越する Hachinohe 1968 NSを入力波に用いた。これは、1968年に発生した十勝沖地震の際、八戸港において観測された地震動記録である。入力加速度の時刻歴を図2.8に、入力加速度のフーリエスペクトルを図2.9に示す。入力波の最大加速度は 300cm/s^2 程度(実大スケール)に調節した。

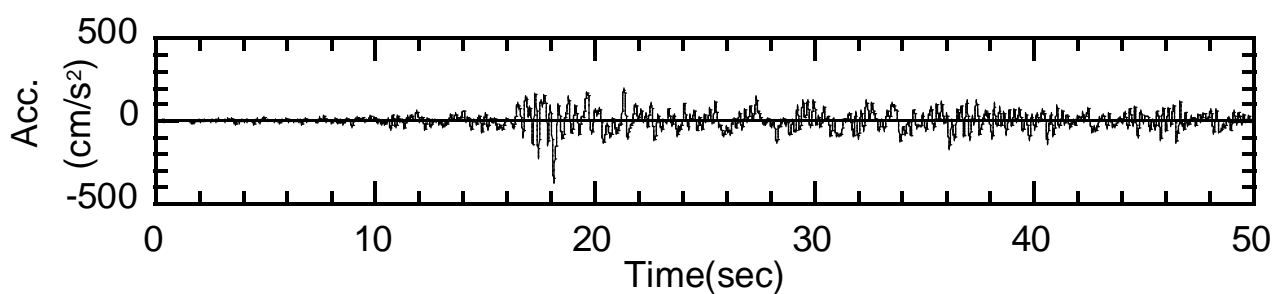


図2.8 入力加速度

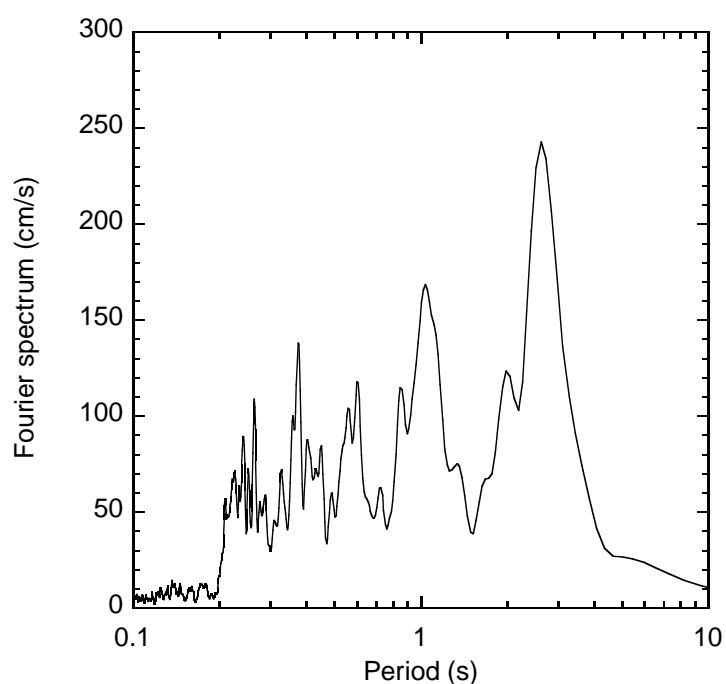


図2.9 入力加速度のフーリエスペクトル

2.4 土圧合力，側面摩擦れおよび水平地盤反力の評価

地震時に基礎部および杭に作用する力の模式図を図2.10に示す。基礎部に作用する土圧摩擦合力 P_t (土圧合力と側面摩擦力の和)を次式^{2.3)}で求めた。

$$P_t = P_R - P_L + P_{fs} \quad (2.1)$$

基礎部右側の土圧 P_R 、基礎部左側の土圧 P_L および側面摩擦力 P_{fs} は、基礎部に取り付けたロードセルで計測した。杭には、水平地盤反力 p が作用する。杭に作用する水平地盤反力の総和を総地盤反力^{2.4)} p_t として、次式で算定した。

$$p_t = Q_{tip} - Q_{head} \quad (2.2)$$

杭先端せん断力 Q_{tip} と杭頭せん断力 Q_{head} は、杭頭および杭先端における2レベルのモーメントの差分によって評価した。

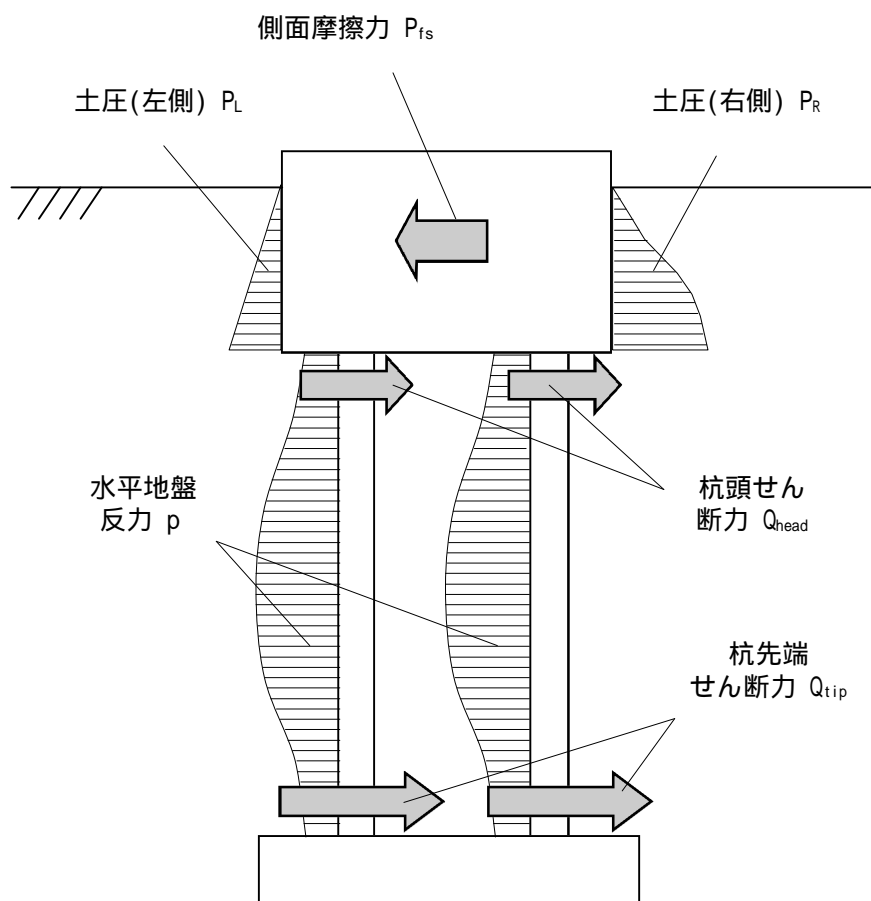


図2.10 基礎部および杭に作用する力 (模式図)

参考文献

- 2.1) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用，技報堂，2006
- 2.2) 京都大学防災研究所 地盤災害研究部門地盤防災解析分野 井合研究室HP：http://geo.dpri.kyoto-u.ac.jp/laboratory/centrifuge/spin_homeJ.htm
- 2.3) 田村修次：遠心載荷実験における基礎の根入れ効果が杭頭水平力に及ぼす影響と液状化層厚 - 上部構造物慣性力と土圧合力・側面摩擦力の位相差 - ，日本建築学会構造系論文集，第73巻，第625号，pp.409-415, 2008. 3
- 2.4) 鈴木康嗣，安達直人：液状化地盤における杭の地盤反力特性に及ぼす地盤密度の影響，日本建築学会構造系論文集，第592号，pp.97-104, 2005. 6

第3章 短周期構造物の杭応力

- 3.1 地盤の相対密度30%における実験結果
- 3.2 地盤の相対密度80%における実験結果
- 3.3 地盤の相対密度と杭剛性が杭応力に及ぼす影響
- 3.4 第3章のまとめ

3.1 地盤の相対密度30%における実験結果

3.1.1 構造物、杭および地盤の応答

本章では、液状化地盤における杭剛性および地盤の相対密度が短周期構造物の杭応力に及ぼす影響を検討する。まず、地盤の相対密度 $Dr=30\%$ の実験における杭剛性が杭応力に及ぼす影響を検討するため、SA30（短周期モデル，高剛性杭， $Dr=30\%$ ）およびSB30（短周期モデル，低剛性杭， $Dr=30\%$ ）の比較を行う。SA30およびSB30における過剰間隙水圧比、上部構造物加速度、基礎部加速度、地表面加速度、入力加速度および基礎部と地盤の変位の時刻歴を図3.1, 3.2に示す。基礎部変位および地盤変位は、振動台に対する相対変位である。基礎部変位および地盤変位は、加速度の2階積分で求めた。地盤変位は地表面とGL-1.96mの左右4つの位置における変位の平均である。なお、両ケースとも地表面とGL-1.96mの変位振幅はほぼ同程度であった。両ケースとも、加振開始後16秒付近から間隙水圧が上昇し、20秒付近で液状化した。また、両ケースとも、地盤の液状化に伴って、地表面加速度、基礎部加速度、上部構造物加速度が長周期化している。SB30の上部構造物加速度および基礎部加速度の振幅は、SA30のそれと同程度である。両ケースとも、基礎部および地盤変位は間隙水圧の上昇に伴って急激に大きくなる。SA30の基礎部変位は地盤変位より小さい。これに対し、SB30の基礎部変位は地盤変位と同程度である。

SA30およびSB30の構造物慣性力、土圧摩擦合力、杭頭せん断力、総地盤反力および杭先端せん断力の時刻歴を図3.3, 3.4に示す。構造物慣性力は、上部構造物慣性力と基礎部慣性力の和である。杭剛性の高いSA30の構造物慣性力の最大値は460kN、杭剛性の低いSB30の構造物慣性力の最大値は425kNである。SA30の構造物慣性力の最大値は、SB30のそれより若干大きい。両ケースとも、間隙水圧が上昇し始める16秒付近から、土圧摩擦合力、杭頭せん断力および杭先端せん断力が急激に大きくなる。SB30の土圧摩擦合力は、SA30のそれより小さい。SB30の杭頭および杭先端せん断力は、SA30のそれらより小さい。

杭剛性の低いSB30の土圧摩擦合力が、杭剛性の高いSA30のそれより小さくなった要因を検討するため、SA30およびSB30における地盤と基礎部の相対変位の時刻歴を図3.5に示す。杭剛性の低いSB30の地盤と基礎部の相対変位は、杭剛性の高いSA30のそれより小さい。これは、杭剛性が低いほど、基礎部が地盤に追従して変位する傾向が強いためと考えられる。そのため、SB30の土圧摩擦合力は、SA30のそれより小さくなったと考えられる。

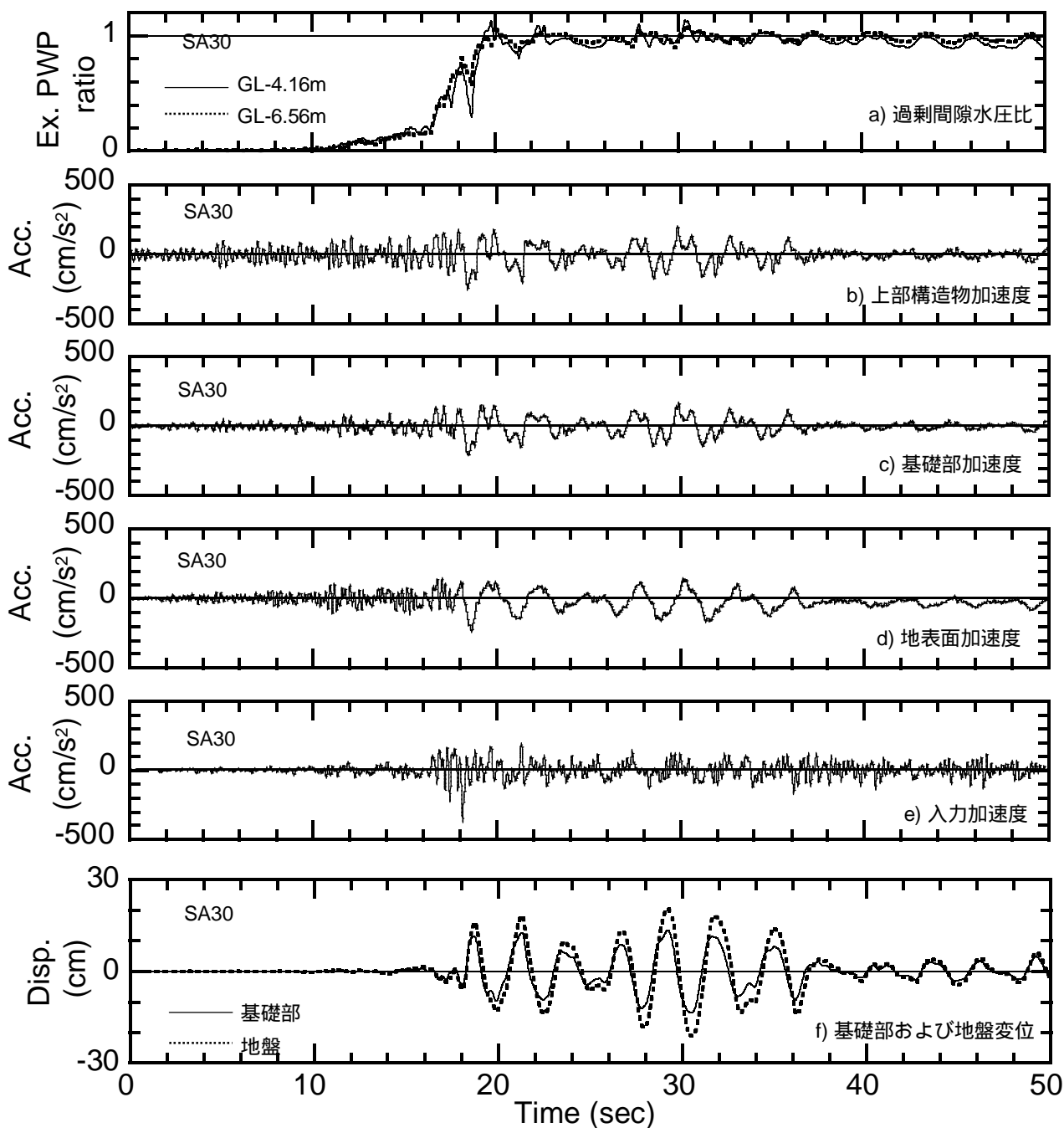


図3.1 上部構造物、基礎部および地盤の応答 (SA30, 短周期モデル, 高剛性杭, $D_r=30\%$)

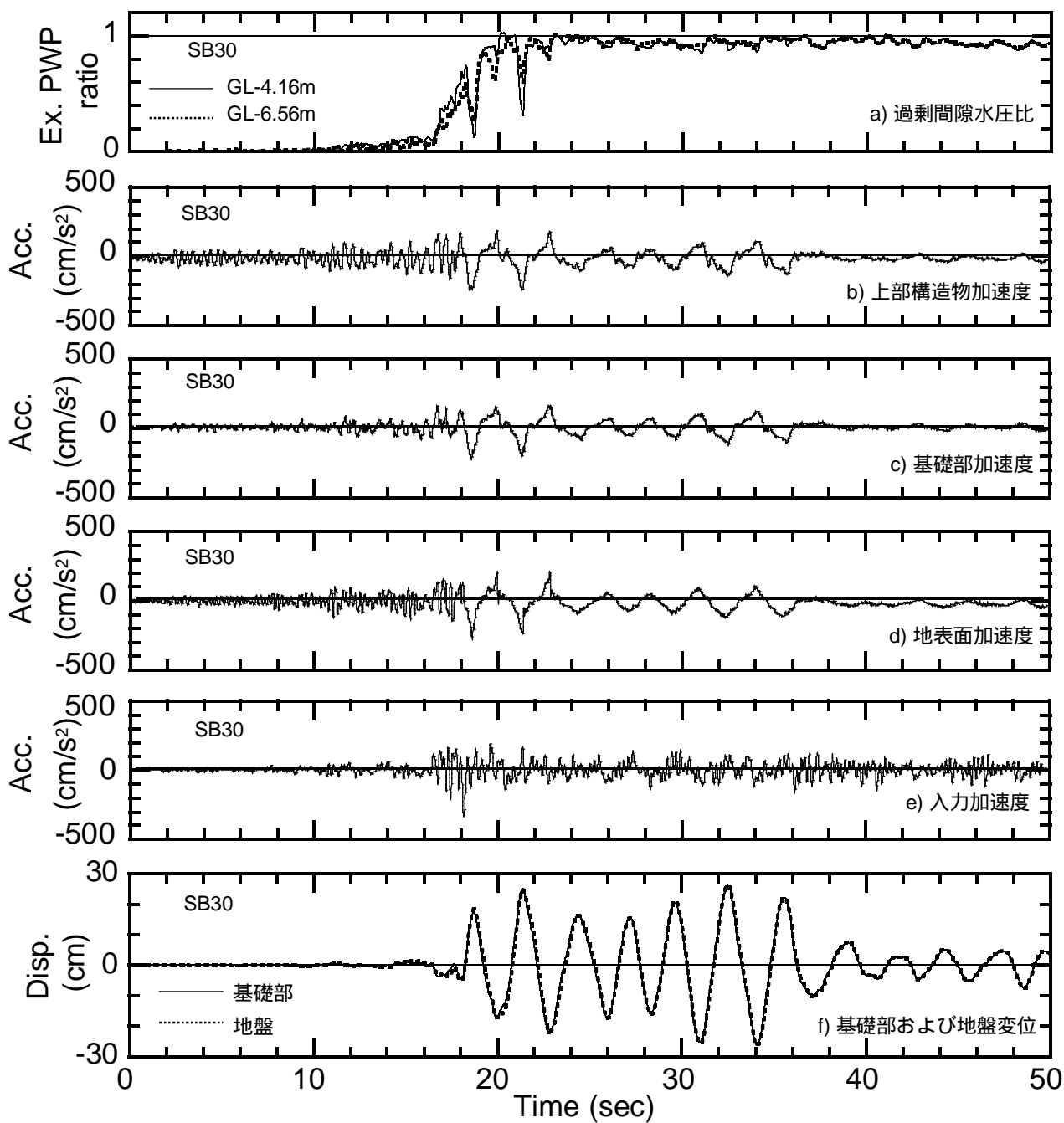


図3.2 上部構造物、基礎部および地盤の応答 (SB30, 短周期モデル, 低剛性杭, $D_r=30\%$)

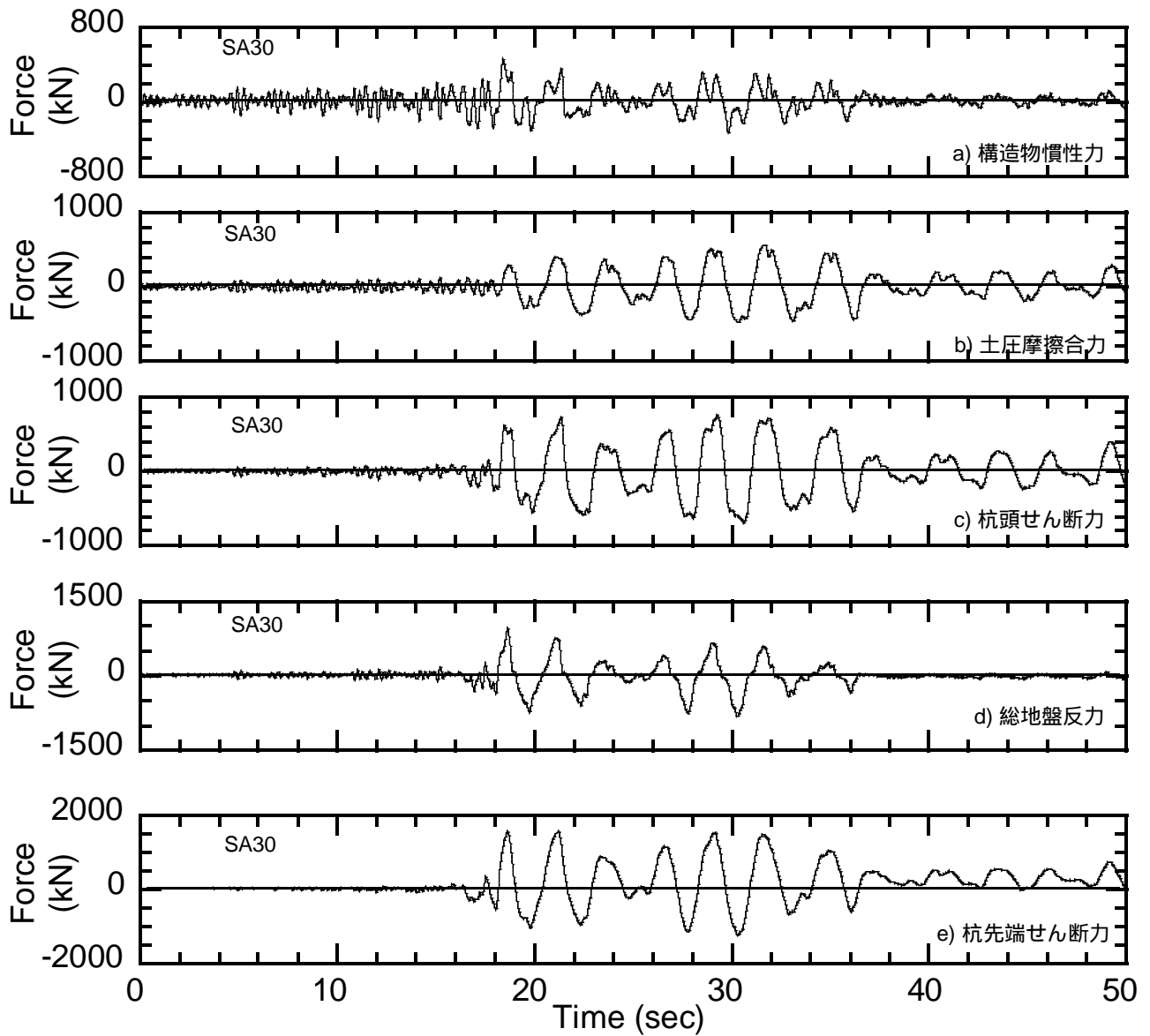


図3.3 構造物慣性力、土圧摩擦合力、杭頭せん断力、総地盤反力および杭先端せん断力
(SA30, 短周期モデル, 高剛性杭, $D_r=30\%$)

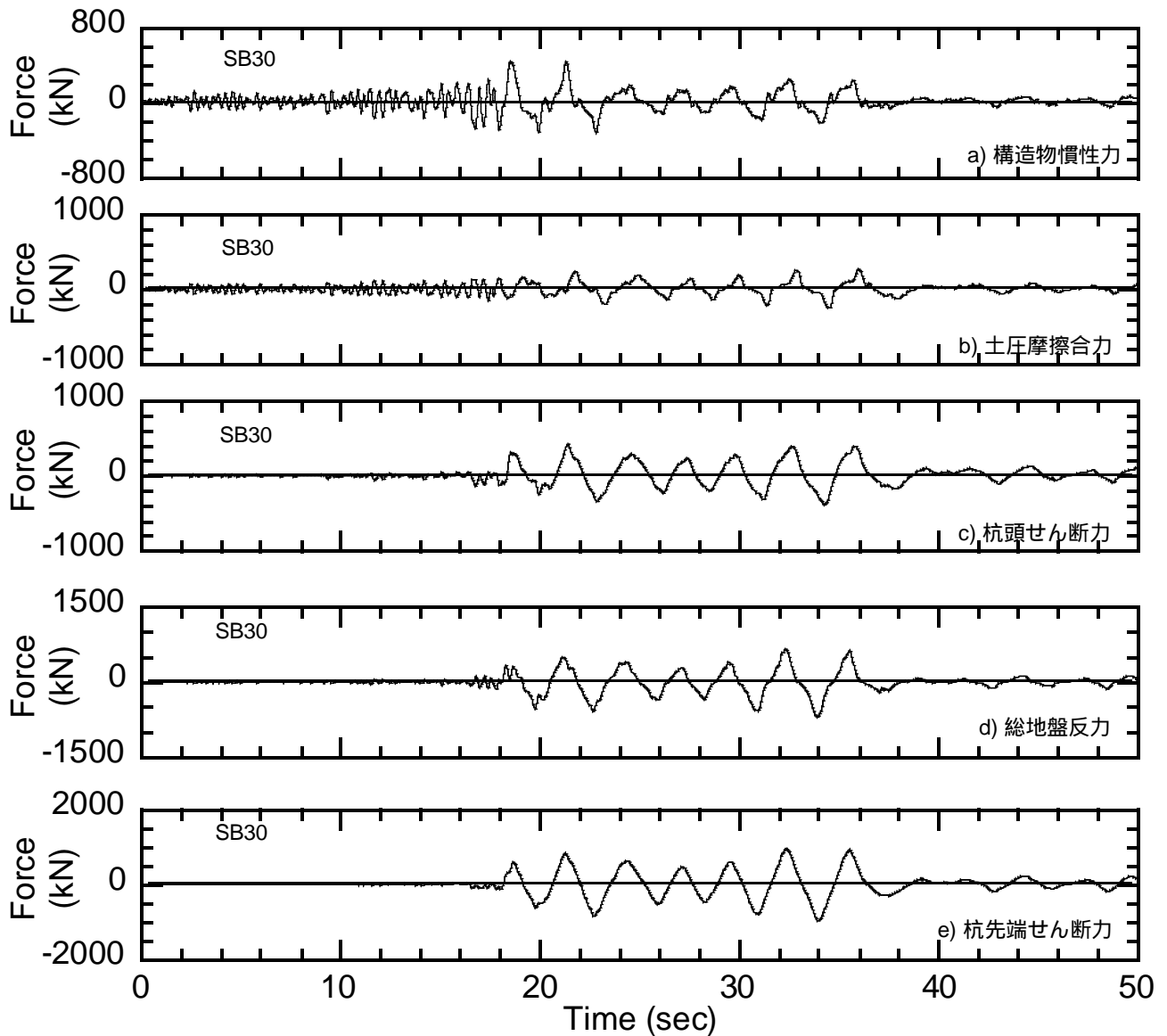


図3.4 構造物慣性力、土圧摩擦合力、杭頭せん断力、総地盤反力および杭先端せん断力 (SB30, 短周期モデル, 低剛性杭, $D_r=30\%$)

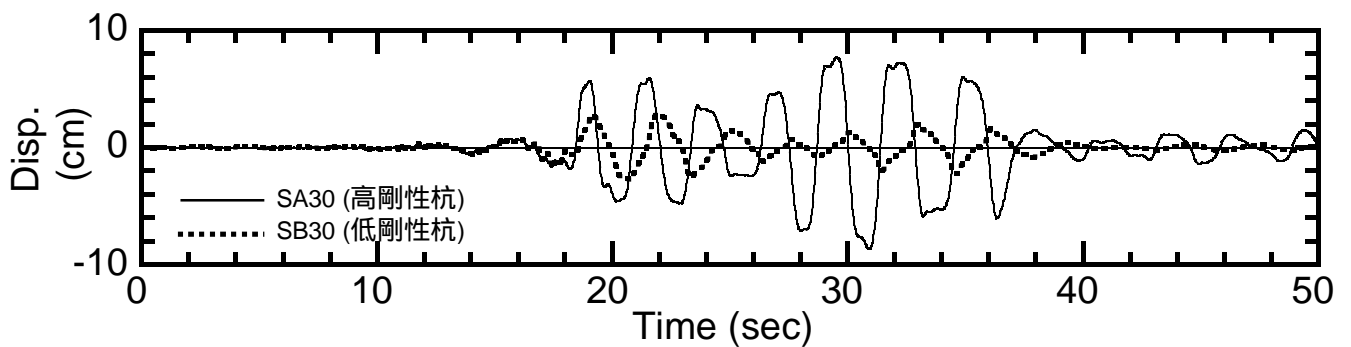


図3.5 地盤と基礎部の相対変位 (短周期モデル, $D_r=30\%$)

3.1.2 上部構造物慣性力と土圧摩擦合力の位相

杭剛性の低いSB30の杭頭せん断力が、杭剛性の高いSA30のそれより小さくなった要因を検討するため、SA30およびSB30における上部構造物慣性力と土圧摩擦合力の関係を図3.6に示す。図の第1, 3象限は上部構造物慣性力と土圧摩擦合力が同位相、第2, 4象限は上部構造物慣性力と土圧摩擦合力が逆位相となることを表している。杭剛性の高いSA30では、上部構造物慣性力と土圧摩擦合力が概ね同位相である。すなわち、杭頭せん断力は上部構造物と土圧摩擦合力の和となる。一方、杭剛性の低いSB30では、上部構造物慣性力と土圧摩擦合力の位相が概ね90度ずれており、上部構造物慣性力と土圧摩擦合力は同時にピークとならない。そのため、SB30の杭頭せん断力は、SA30のそれより小さくなったと考えられる。

田村ら^{3.1), 3.2)}は、大型せん断土槽および遠心載荷実験を行い、上部構造物慣性力と土圧摩擦合力の位相の推定法を検討している。この手法は、次の6つの前提条件からなる。

- 1) 上部構造物の固有周期が地盤の卓越周期より十分短い場合、地盤変位と上部構造物慣性力は同位相となる。
- 2) 上部構造物の固有周期が地盤の卓越周期より十分長い場合、地盤変位と上部構造物慣性力は逆位相となる。
- 3) 地盤変位と基礎部変位は同位相とする。
- 4) 地盤変位が基礎部変位より小さい場合、地盤変位と土圧合力は逆位相となる。
- 5) 地盤変位が基礎部変位より大きい場合、地盤変位と土圧合力は同位相となる。
- 6) 土圧合力と側面摩擦力は同位相である。

以上の前提条件から、上部構造物慣性力と土圧摩擦合力の位相は、上部構造物の固有周期(T_b)、地盤の卓越周期(T_g)、地盤変位(ΔS)および基礎部変位(ΔB)から、図3.7に示す4タイプに分類できる。

- (a) $T_b < T_g$ かつ $\Delta S > \Delta B$ の場合、地盤変位と上部構造物慣性力は同位相、地盤変位と土圧摩擦合力は同位相である。したがって、上部構造物慣性力と土圧摩擦合力は同位相となる。
- (b) $T_b > T_g$ かつ $\Delta S > \Delta B$ の場合、地盤変位と上部構造物慣性力は逆位相、地盤変位と土圧摩擦合力は同位相である。したがって、上部構造物慣性力と土圧摩擦合力は逆位相となる。
- (c) $T_b < T_g$ かつ $\Delta S < \Delta B$ の場合、地盤変位と上部構造物慣性力は同位相、地盤変位と土圧摩擦合力は逆位相である。したがって、上部構造物慣性力と土圧摩擦合力は逆位相となる。
- (d) $T_b > T_g$ かつ $\Delta S < \Delta B$ の場合、地盤変位と上部構造物慣性力は逆位相、地盤変位と土圧摩擦合力は逆位相である。したがって、上部構造物慣性力と土圧摩擦合力は同位相となる。

杭剛性の高いSA30における上部構造物慣性力と土圧摩擦合力が同位相となった要因を検討するため、SA30における上部構造物加速度と基礎部加速度の伝達関数を図3.8に、20-50sにおける地表面加速度のフーリエスペクトルを図3.9に示す。また、SA30における基礎部変位と地表面変位の関係を図3.10に示す。上部構造物の固有周期は0.3s、地表面加速度の卓越周期は3.0sであり、上部構造物の固有周期は地盤の卓越周期より短い。また、基礎部変位は地盤変位より小さい。した

がって、SA30における上部構造物慣性力と土圧摩擦合力の位相は、図3.7(a)に対応し、上部構造物慣性力と土圧摩擦合力は同位相となったと考えられる。

杭剛性の低いSB30における上部構造物加速度と基礎部加速度の伝達関数を図3.11に、20-50sにおける地表面加速度のフーリエスペクトルを図3.12に示す。また、SB30における基礎部変位と地表面変位の関係を図3.13に示す。上部構造物の固有周期は0.3s、地表面加速度の卓越周期は3.0sであり、上部構造物の固有周期は地盤の卓越周期より短い。また、基礎部変位は地盤変位と同程度である。

SA30およびSB30における地盤と基礎部の相対変位と土圧摩擦合力の関係を図3.14に、地盤と基礎部の相対変位と地盤変位の関係を図3.15に示す。SA30、SB30とも、地盤と基礎部の相対変位の増大に伴って土圧摩擦合力が大きくなる。杭剛性の高いSA30では、地盤と基礎部の相対変位と地盤変位は同位相である。上部構造物の固有周期が地盤の卓越周期より短く、上部構造物慣性力が地盤変位と同位相となるため、上部構造物慣性力と土圧摩擦合力は同位相となったと考えられる。これに対し、杭剛性の低いSB30では、地盤と基礎部の相対変位と地盤変位の位相が概ね90度ずれている。上部構造物の固有周期が地盤の卓越周期より短く、上部構造物慣性力と地盤変位が同位相となるため、上部構造物慣性力と土圧摩擦合力の位相が概ね90度ずれたと考えられる。

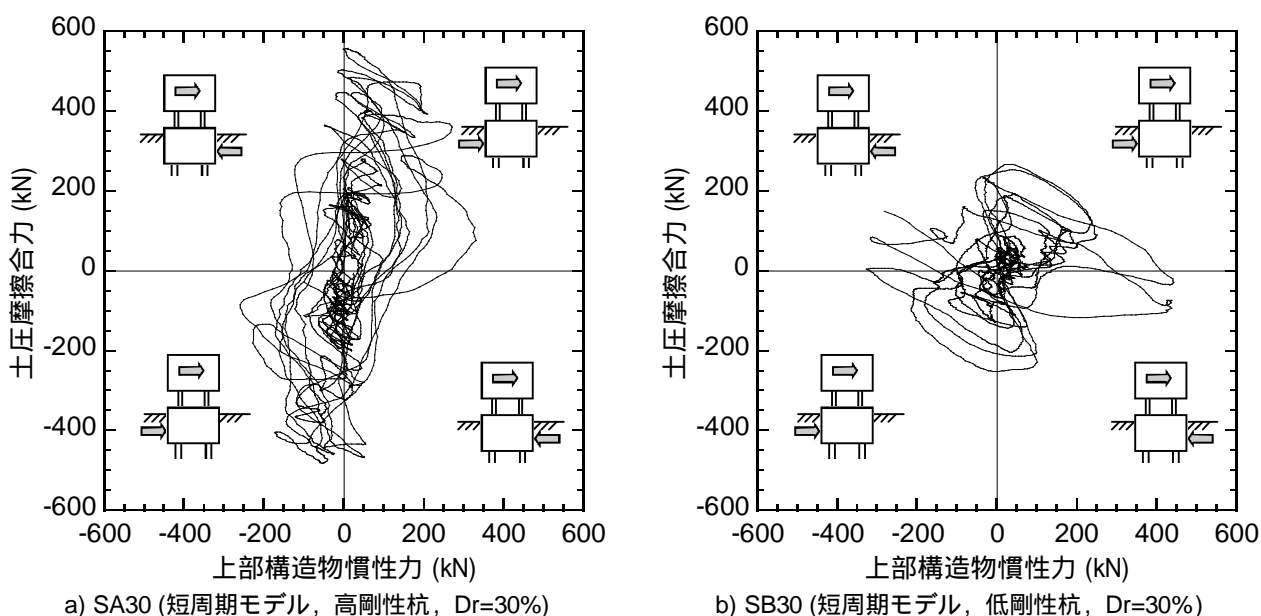


図3.6 上部構造物慣性力と土圧摩擦合力の関係 (20-50s)

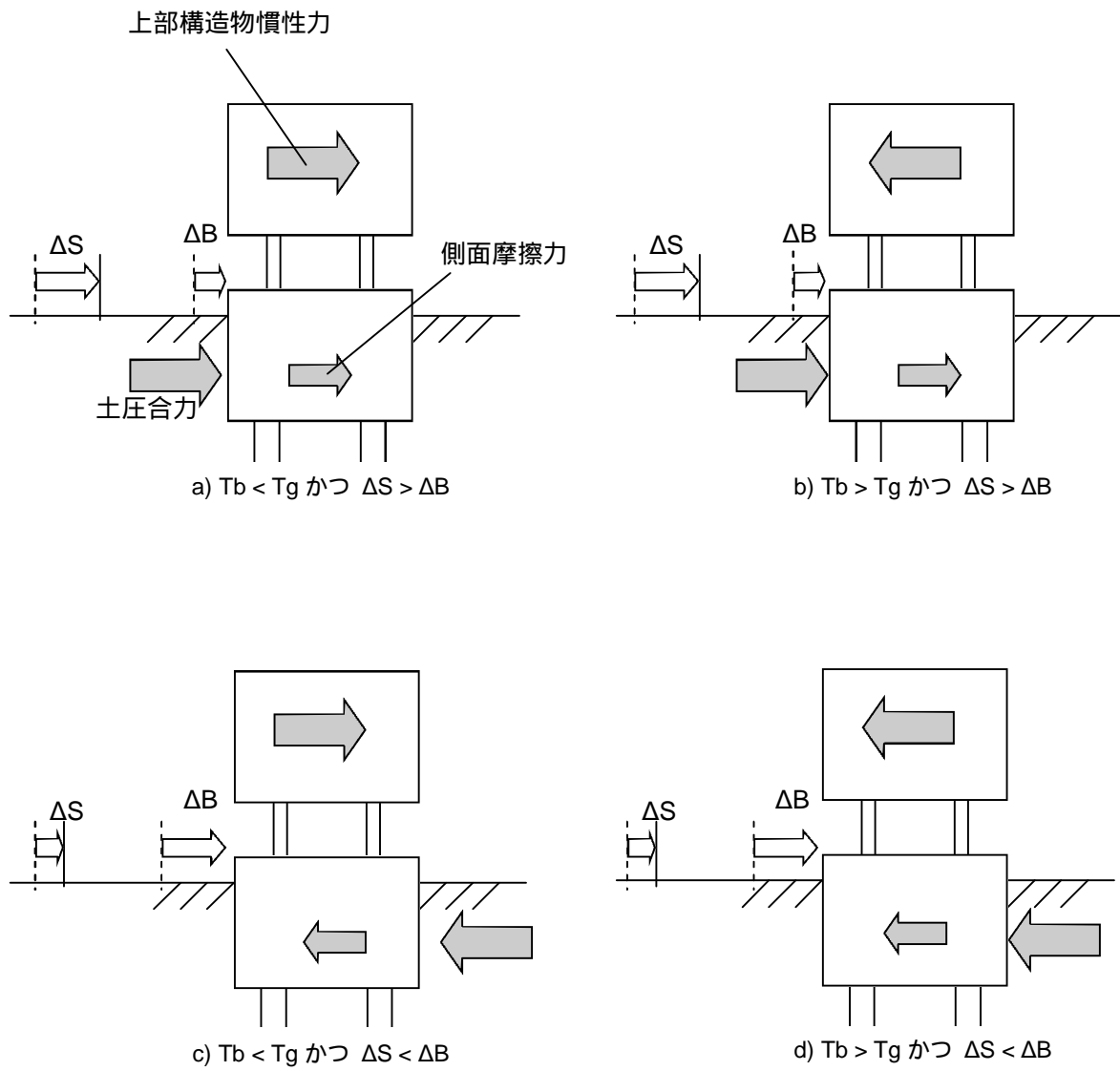


図3.7 上部構造物慣性力と土圧摩擦合力の位相^{3.2)}

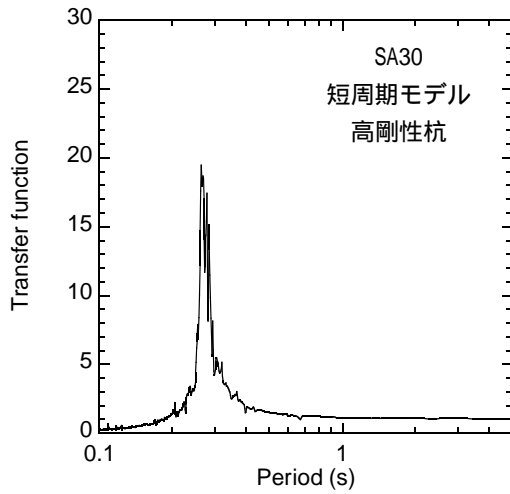


図3.8 SA30の上部構造物加速度と基礎部加速度の伝達関数

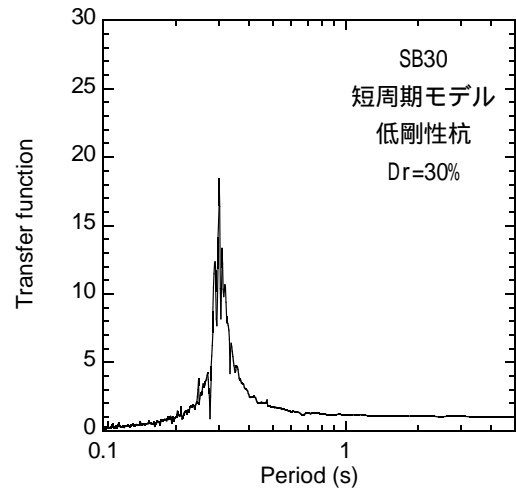


図3.11 SB30の上部構造物加速度と基礎部加速度の伝達関数

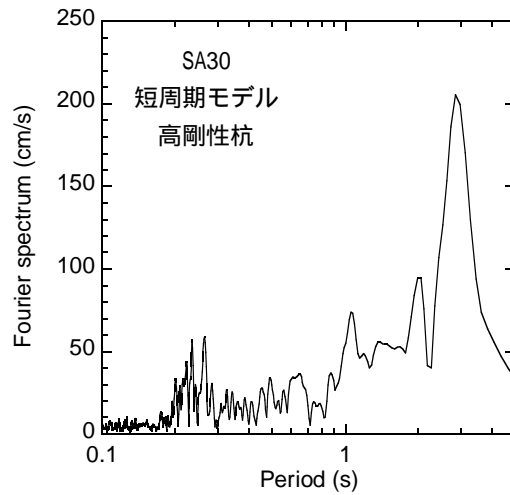


図3.9 SA30の地表面加速度のフーリエスペクトル (20-50s)

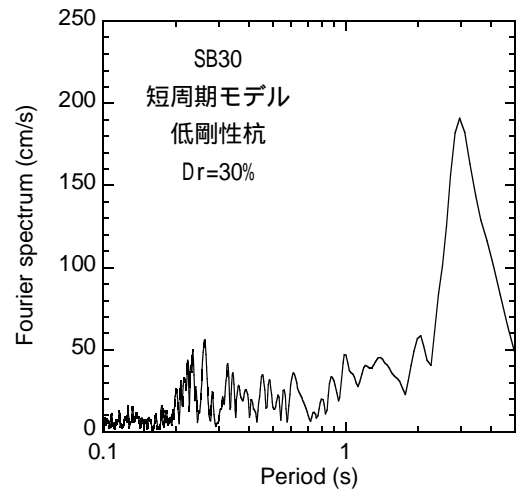


図3.12 SB30の地表面加速度のフーリエスペクトル (20-50s)

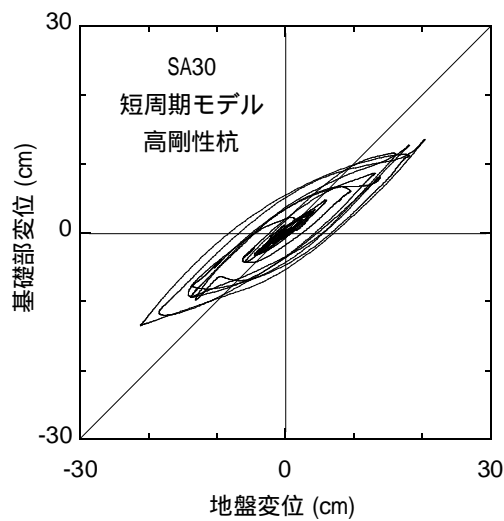


図3.10 基礎部変位と地表面変位の関係 (SA30, 短周期モデル, 高剛性杭, $Dr=30\%$)

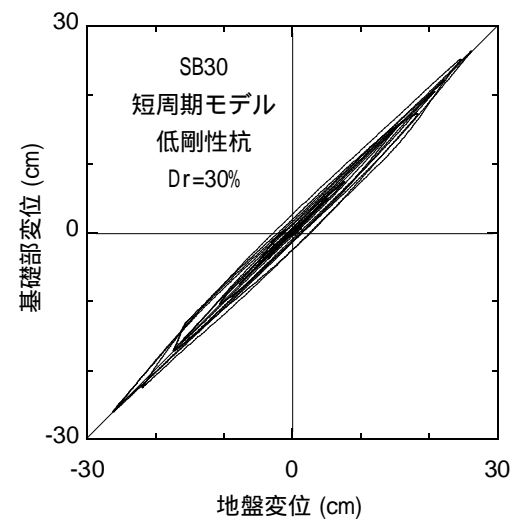


図3.13 基礎部変位と地表面変位の関係 (SB30, 短周期モデル, 低剛性杭, $Dr=30\%$)

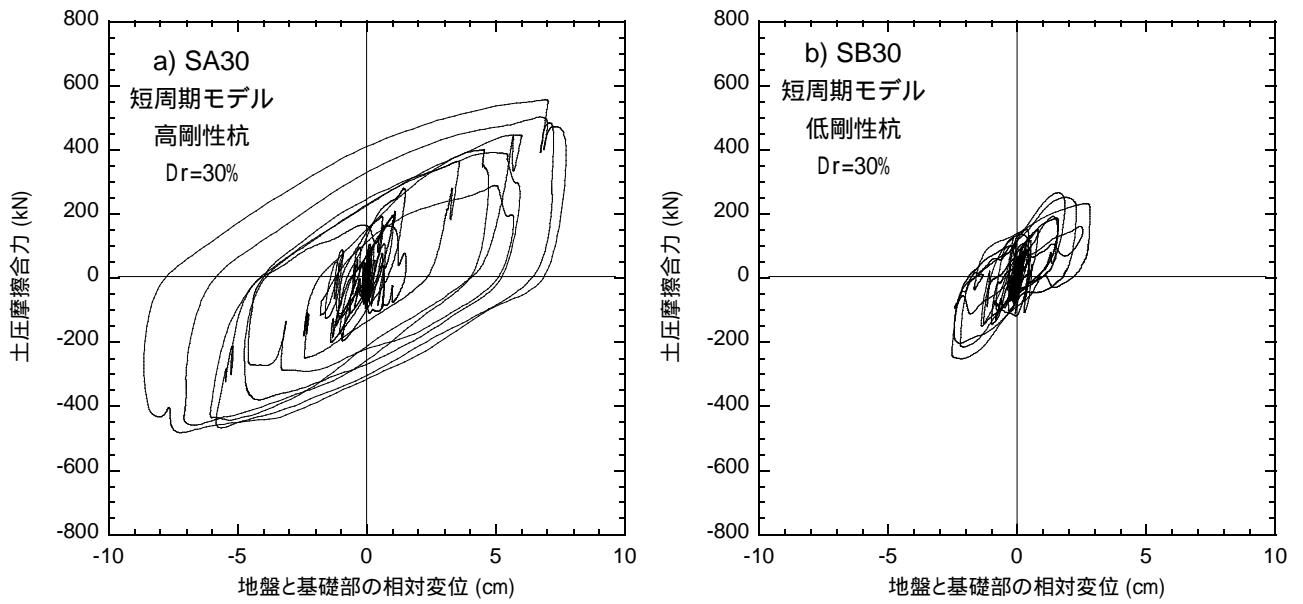


図3.14 地盤と基礎部の相対変位と土圧摩擦合力の関係

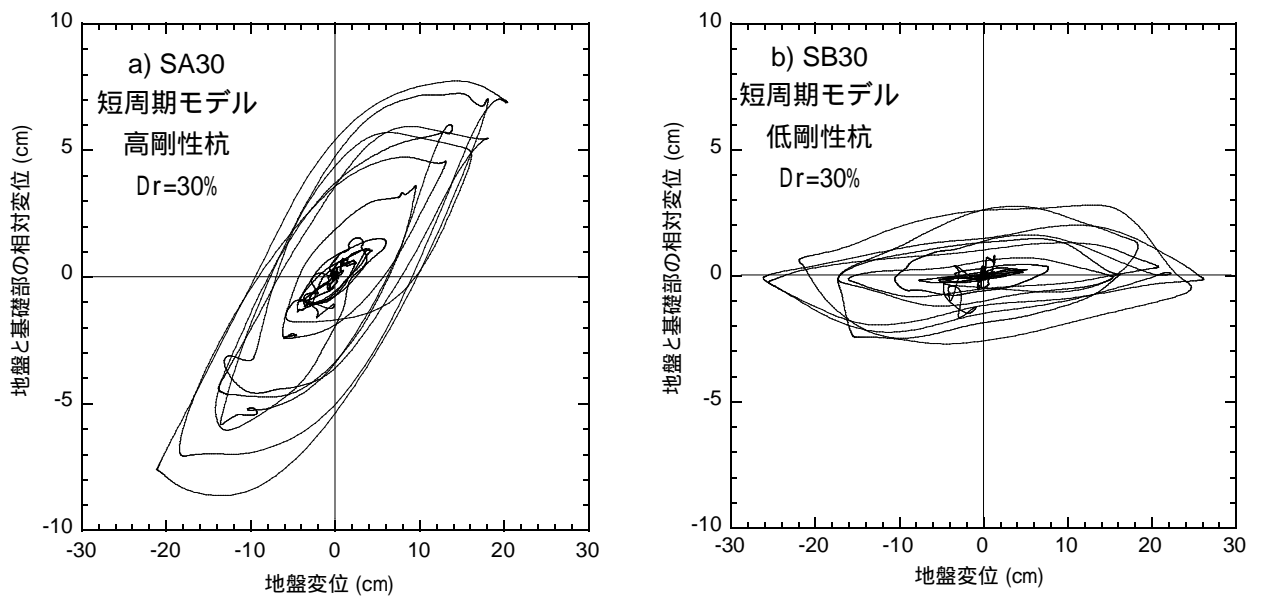


図3.15 地盤と基礎部の相対変位と地盤変位の関係

3.1.3. 杭剛性が杭応力に及ぼす影響

SA30(短周期モデル, 高剛性杭, $D_r=30\%$)における杭先端せん断力最大時付近の構造物慣性力、土圧摩擦合力、総地盤反力および杭先端せん断力の時刻歴を図3.16に、SB30(短周期モデル, 低剛性杭, $D_r=30\%$)のそれを図3.17に示す。SA30において、土圧摩擦合力および総地盤反力がピークとなる時間は、杭先端せん断力がピークとなる時間に概ね対応している。一方、SB30の総地盤反力がピークとなる時間は、杭先端せん断力がピークとなる時間に概ね対応しているが、土圧摩擦合力がピークとなる時間は、杭先端せん断力がピークとなる時間と対応していない。

さらに検討するため、SA30(短周期モデル, 高剛性杭, $D_r=30\%$)およびSB30(短周期モデル, 高剛性杭, $D_r=30\%$)の土圧摩擦合力と総地盤反力の関係を図3.18に示す。SA30では土圧摩擦合力と総地盤反力が同位相であり、ほぼ同時にピークとなる。一方、SB30では、土圧摩擦合力と総地盤反力の間には概ね 90° の位相差が生じており、総地盤反力がピークとなる時、土圧摩擦合力は極めて小さくなる。

杭剛性の高いSA30における土圧摩擦合力と総地盤反力が同位相となった要因を検討するため、SA30における地盤変位、基礎部変位、地盤と基礎部の相対変位を図3.19に、GL-4.16mにおける地盤変位、杭変位および地盤と杭の相対変位を図3.20に示す。基礎部変位は地盤変位より小さく、地盤と基礎部の相対変位は、地盤変位と概ね同位相である。また、杭変位は地盤変位より小さく、地盤と杭の相対変位は、地盤変位と概ね同位相である。地盤と基礎部の相対変位と、地盤と杭の相対変位は同位相である。このため、SA30の土圧摩擦合力と総地盤反力が同位相となったと考えられる。

杭剛性の低いSB30における土圧摩擦合力と総地盤反力の間には位相差が生じた要因を検討するため、SB30における地盤変位、基礎部変位、地盤と基礎部の相対変位を図3.21に、GL-4.16mにおける地盤変位、杭変位および地盤と杭の相対変位を図3.22に示す。基礎部変位は地盤変位と同程度である。基礎部と地盤の相対変位は、地盤変位がピークとなる時に小さく、地盤変位がゼロとなる時にピークとなる。すなわち、地盤と基礎部の相対変位と地盤変位の間には、概ね 90° の位相差が生じている。一方、杭変位は地盤変位より小さく、地盤と杭の相対変位は、地盤変位と概ね同位相である。地盤と基礎部の相対変位と、地盤と杭の相対変位の間には、概ね 90° の位相差が生じている。このため、SB30の土圧摩擦合力と杭に作用する総地盤反力の間には、概ね 90° の位相差が生じたと考えられる。

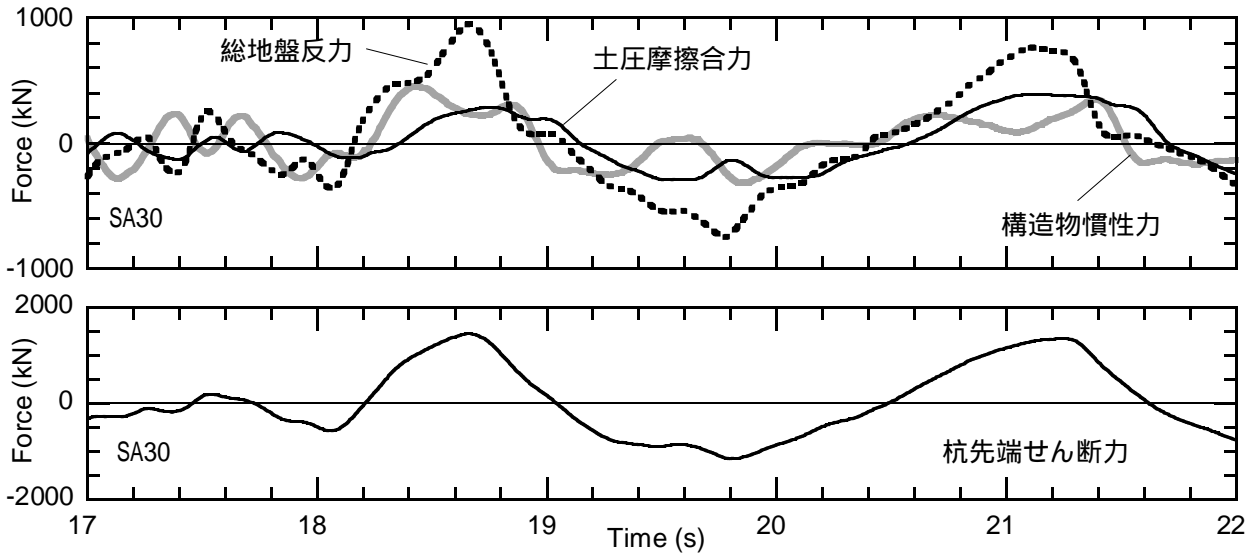


図3.16 構造物慣性力，土圧摩擦合力，総地盤反力および杭先端せん断力
(SA30，短周期モデル，高剛性杭， $D_r=30\%$)

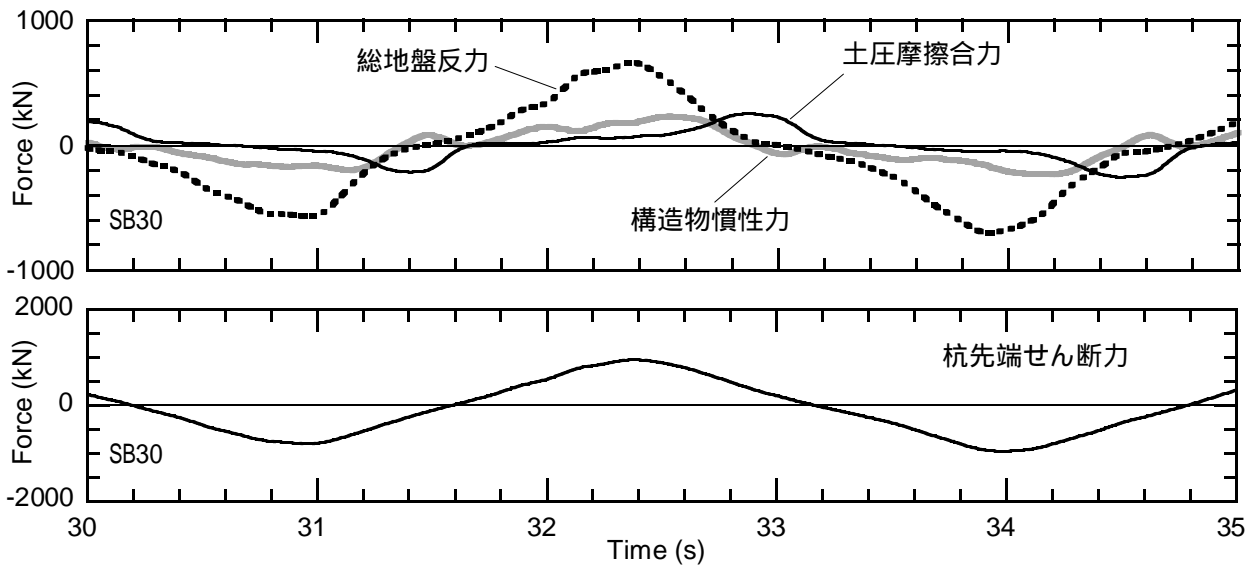


図3.17 構造物慣性力，土圧摩擦合力，総地盤反力および杭先端せん断力
(SB30，短周期モデル，低剛性杭， $D_r=30\%$)

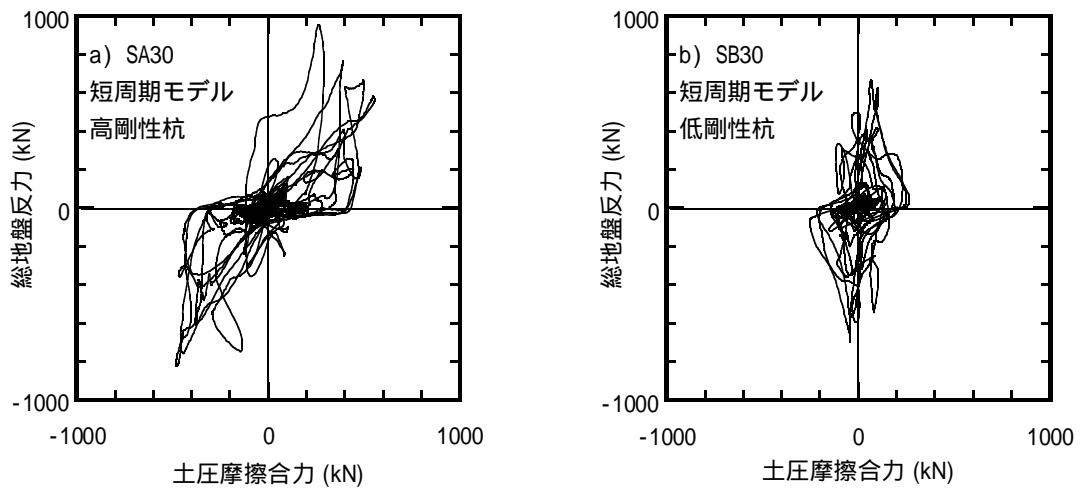


図3.18 土圧摩擦合力と総地盤反力の関係

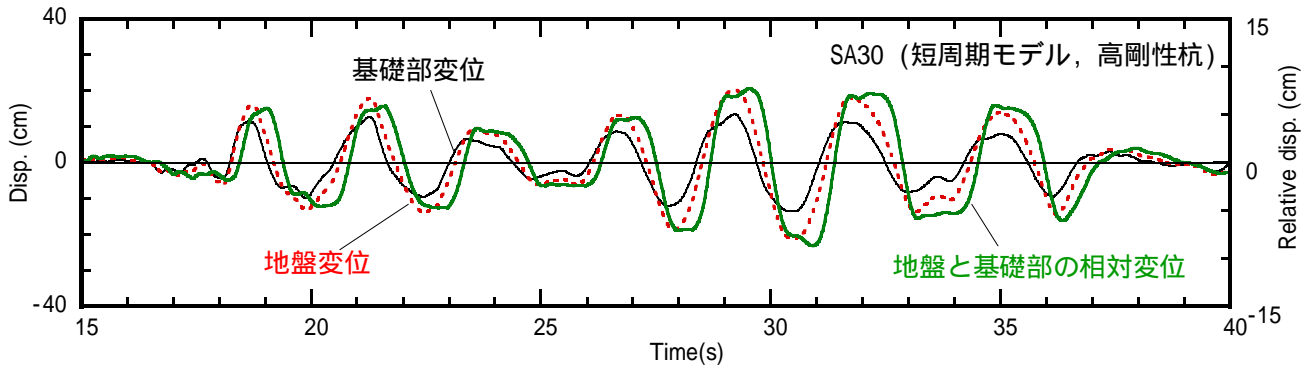


図3.19 基礎部と地盤の変位および相対変位 (SA30)

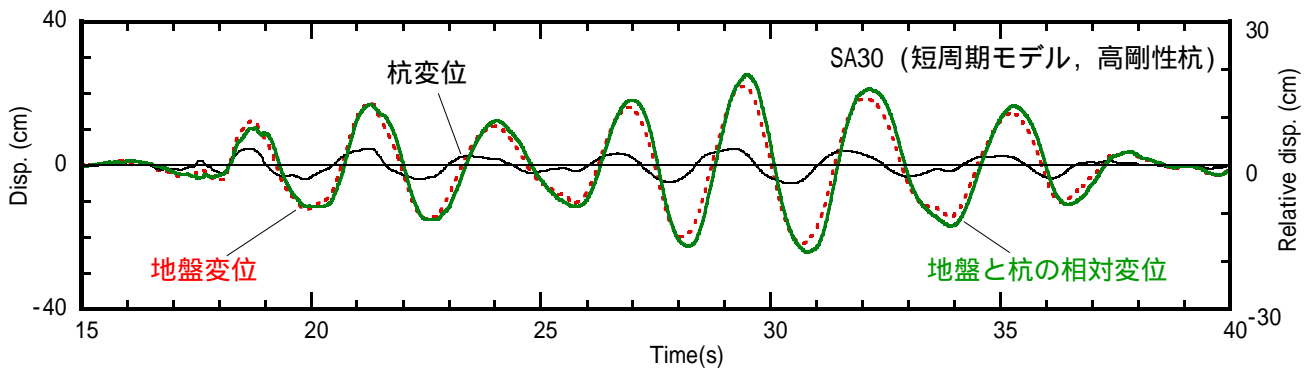


図3.20 GL-4.16mにおける杭と地盤の変位および相対変位 (SA30)

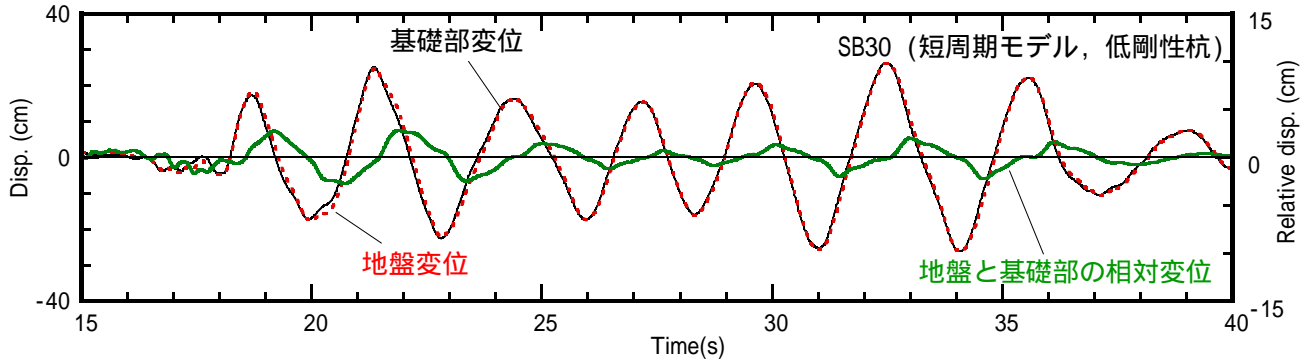


図3.21 基礎部と地盤の変位および相対変位 (SB30)

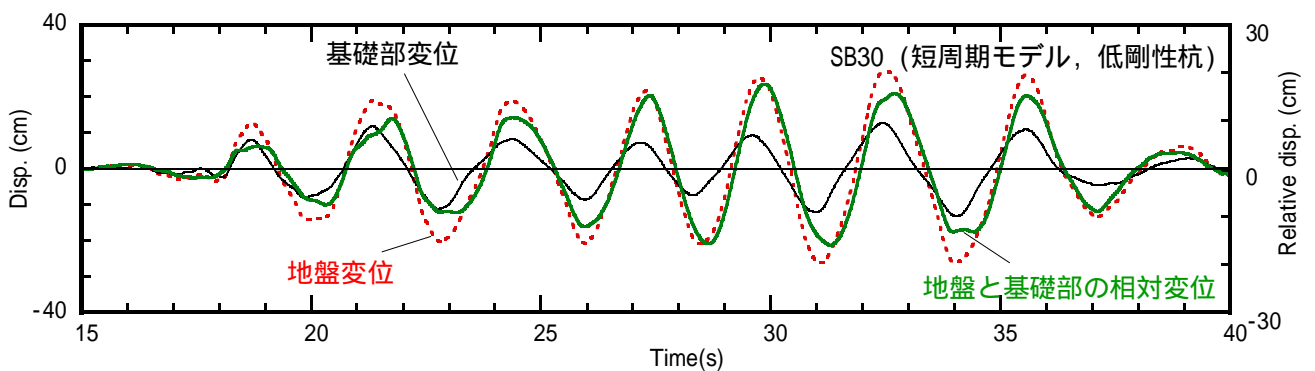


図3.22 GL-4.16mにおける杭と地盤の変位および相対変位 (SB30)

SA30およびSB30における杭先端せん断力最大時の構造物慣性力、土圧摩擦合力、総地盤反力および杭先端せん断力を図3.23に、杭先端せん断力最大時の地盤、杭、基礎部および上部構造物の変位の深度分布を図3.24に示す。杭変位は、杭のひずみを多項式で近似し、杭先端の境界条件を固定として深さ方向に2階積分して求めた。杭先端せん断力は、構造物慣性力、土圧摩擦合力および総地盤反力の和である。杭剛性の低いSB30の構造物慣性力は、杭剛性の高いSA30のそれと同程度である。これに対し、SB30の土圧摩擦合力および総地盤反力は、SA30のそれより小さい。杭剛性の低いSB30の杭先端せん断力は、杭剛性の高いSA30のそれより小さい。SA30、SB30とも、構造物慣性力は地盤変位と同位相で作用している。また、SA30、SB30とも、杭変位は地盤変位より小さい。そのため、総地盤反力は杭に外力として作用している。杭剛性の高いSA30では、基礎部変位は地盤変位より小さく、土圧摩擦合力は杭に外力として作用している。これに対し、杭剛性の低いSB30では、基礎部変位は地盤変位と同程度である。これは、杭剛性が低いほど、基礎部が地盤に追従して変位する傾向が強いためと考えられる。さらに、前述のように、基礎部変位が地盤変位と同程度となる場合、土圧摩擦合力と総地盤反力の間に位相差が生じるため、総地盤反力がピークとなるとき、土圧摩擦合力はピークとならない。そのため、杭剛性の低いSB30の土圧摩擦合力は、杭剛性の高いSA30のそれより小さい。このため、杭剛性の低いSB30の杭先端せん断力は、杭剛性の高いSA30のそれより小さくなったと考えられる。

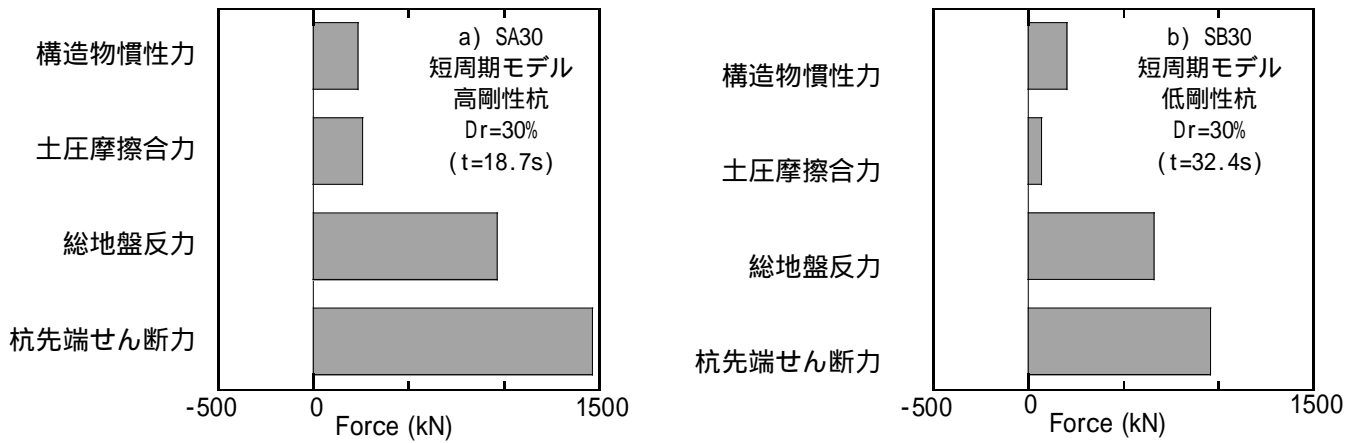


図3.23 杭先端せん断力最大時の構造物慣性力，土圧摩擦合力，総地盤反力および杭先端せん断力(SA30，SB30)

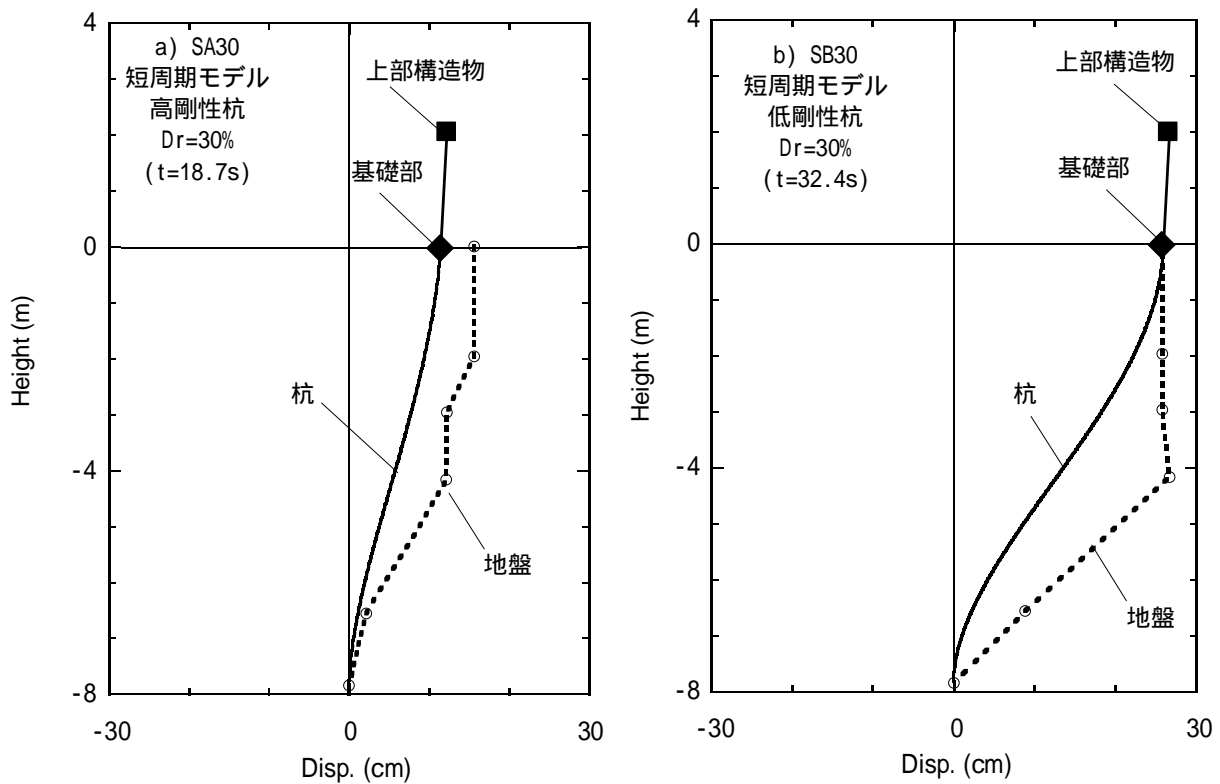


図3.24 杭先端せん断力最大時の変位の深度分布 (SA30, SB30)

3.2 地盤の相対密度80%における実験結果

3.2.1 構造物、杭および地盤の応答

本節では、地盤の相対密度 $D_r=80\%$ における短周期モデルの実験結果を比較し、杭剛性が杭応力に及ぼす影響を検討する。SA80（短周期モデル、高剛性杭、 $D_r=80\%$ ）およびSB80（短周期モデル、低剛性杭、 $D_r=80\%$ ）における過剰間隙水圧比、上部構造物加速度、基礎部加速度、地表面加速度、入力加速度および基礎部と地盤の変位の時刻歴を図3.25, 3.26に示す。両ケースとも、加振開始後18秒付近から間隙水圧が上昇し、22秒付近で過剰間隙水圧比は0.9程度となり、36秒付近において過剰間隙水圧比が概ね1に達している。地盤の相対密度の低いSA30、SB30では、地盤の液状化に伴って、地表面加速度、基礎部加速度および上部構造物加速度が長周期化していたのに対し、地盤の相対密度の高いSA80、SB80では、間隙水圧の上昇に伴う地表面加速度、基礎部加速度および上部構造物加速度の顕著な長周期化は認められない。SB80の上部構造物加速度および基礎部加速度の振幅は、SA80のそれと同程度である。地盤の相対密度30%のケースでは、杭剛性の高いSA30の基礎部変位は地盤変位より小さく（図3.1）、杭剛性の低いSB30の基礎部変位は地盤変位と同程度であった（図3.2）のに対し、地盤の相対密度80%のケースでは、杭剛性の高いSA80、杭剛性の低いSB80とも、基礎部変位は地盤変位より大きい。

SA80およびSB80の構造物慣性力、土圧摩擦合力、杭頭せん断力、総地盤反力および杭先端せん断力の時刻歴を図3.27, 3.28に示す。SA80の構造物慣性力の最大値は770kN、SB80のそれは711kNである。SA80の構造物慣性力の最大値は、SB80のそれより若干大きい。また、地盤の相対密度の高いSA80、SB80の構造物慣性力は、地盤の相対密度の低いSA30、SB30の構造物慣性力（図3.3, 3.4）の1.7倍程度である。SA80の土圧摩擦合力の振幅は、SB80のそれと同程度である。杭剛性の低いSB80の杭頭せん断力、総地盤反力および杭先端せん断力は、杭剛性の高いSA80より小さい。また、地盤の相対密度の高いSA80, SB80における杭頭および杭先端せん断力は、地盤の相対密度の低いSA30, SB30のそれ（図3.3, 3.4）より小さい。

杭剛性の低いSB80の土圧摩擦合力が、杭剛性の高いSA80のそれと同程度となった要因を検討するため、SA80およびSB80における地盤と基礎部の相対変位の時刻歴を図3.29に示す。SB80の地盤と基礎部の相対変位は、SA80のそれと同程度である。そのため、SB80の土圧摩擦合力は、SA80のそれと同程度となったと考えられる。

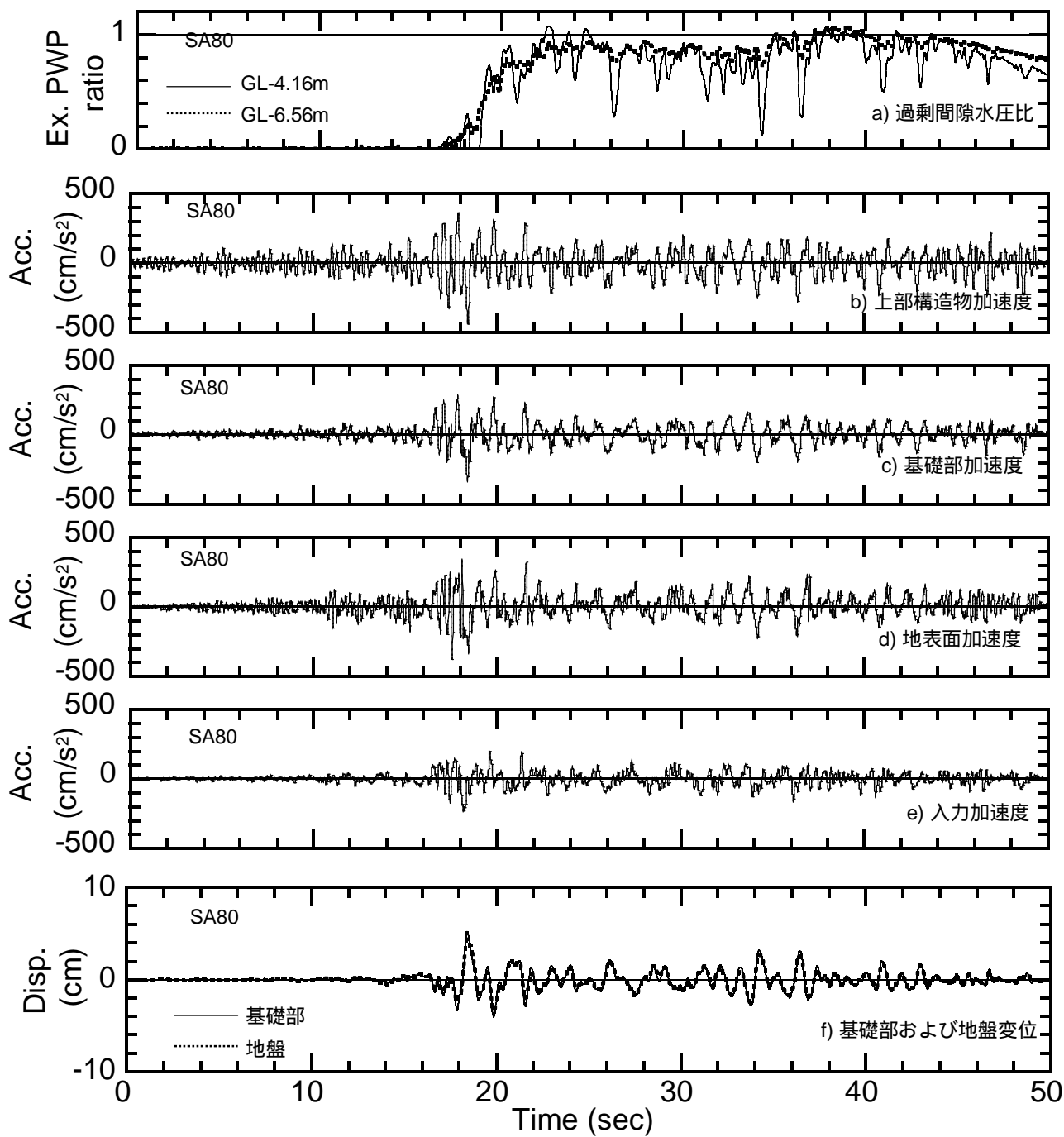


図3.25 上部構造物、基礎部および地盤の応答 (SA80, 短周期モデル, 高剛性杭, $D_r=80\%$)

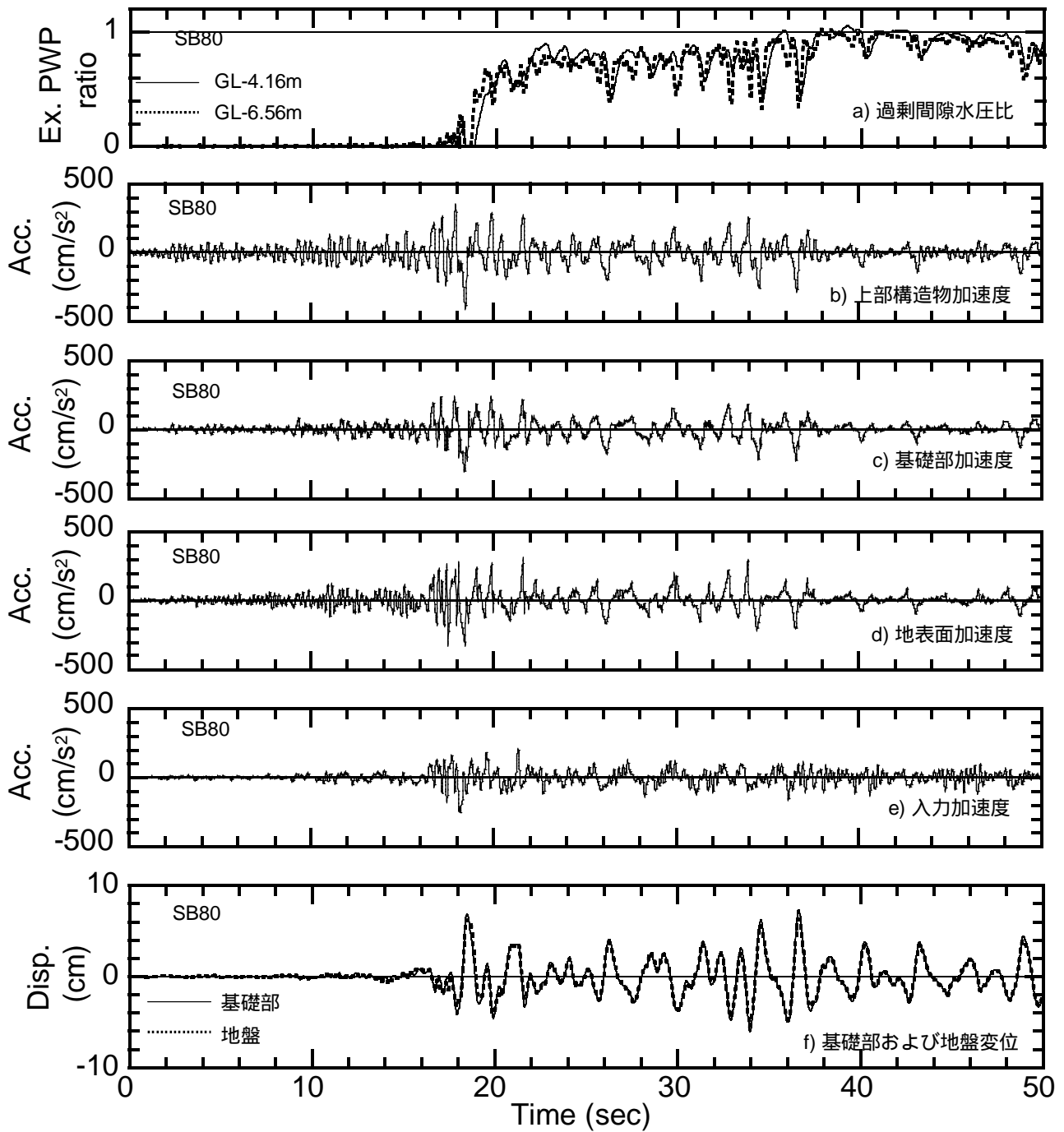


図3.26 上部構造物、基礎部および地盤の応答 (SB80, 短周期モデル, 低剛性杭, $D_r=80\%$)

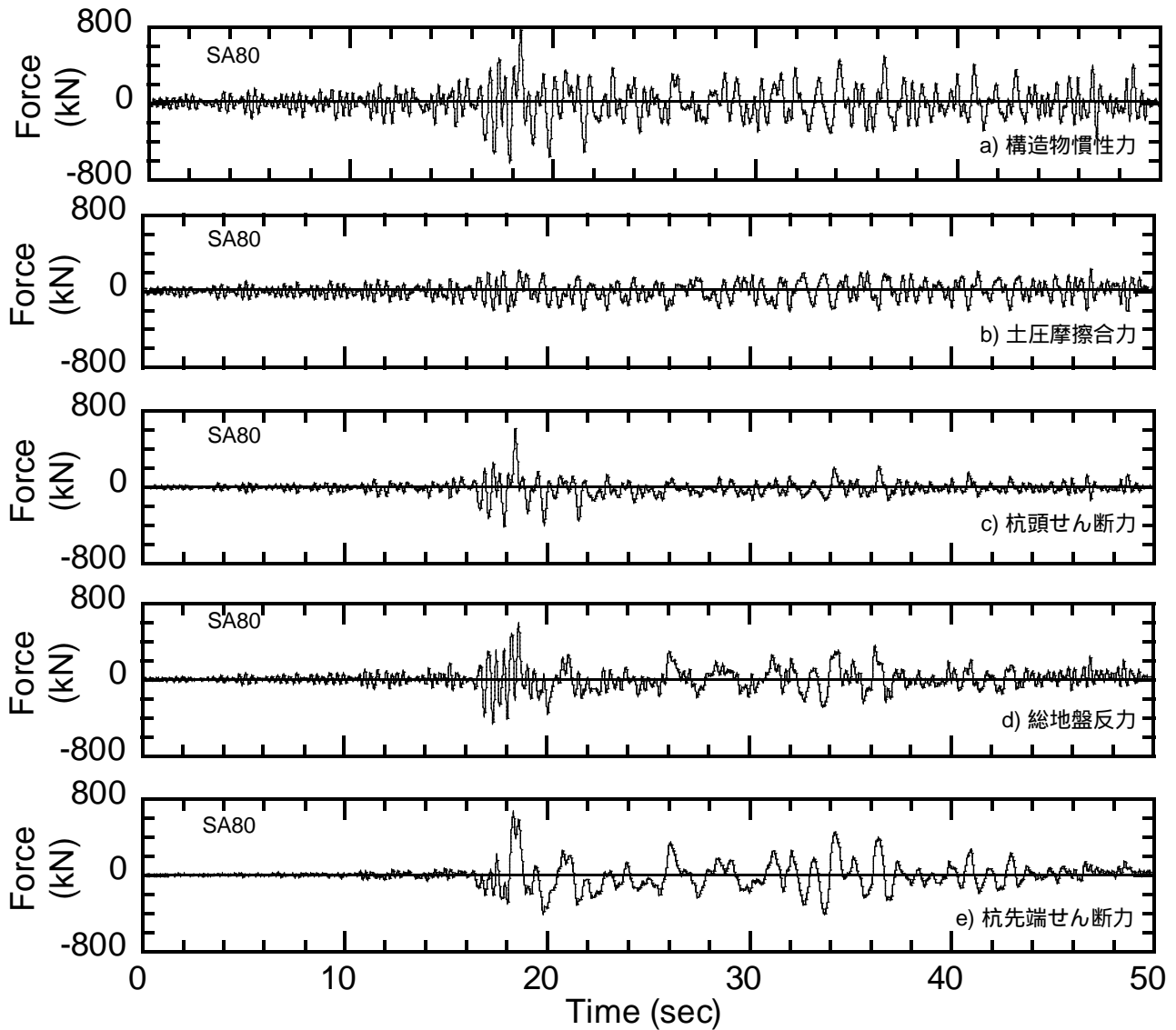


図3.27 構造物慣性力、土圧摩擦合力、杭頭せん断力、総地盤反力および杭先端せん断力 (SA80, 短周期モデル, 高剛性杭, $D_r=80\%$)

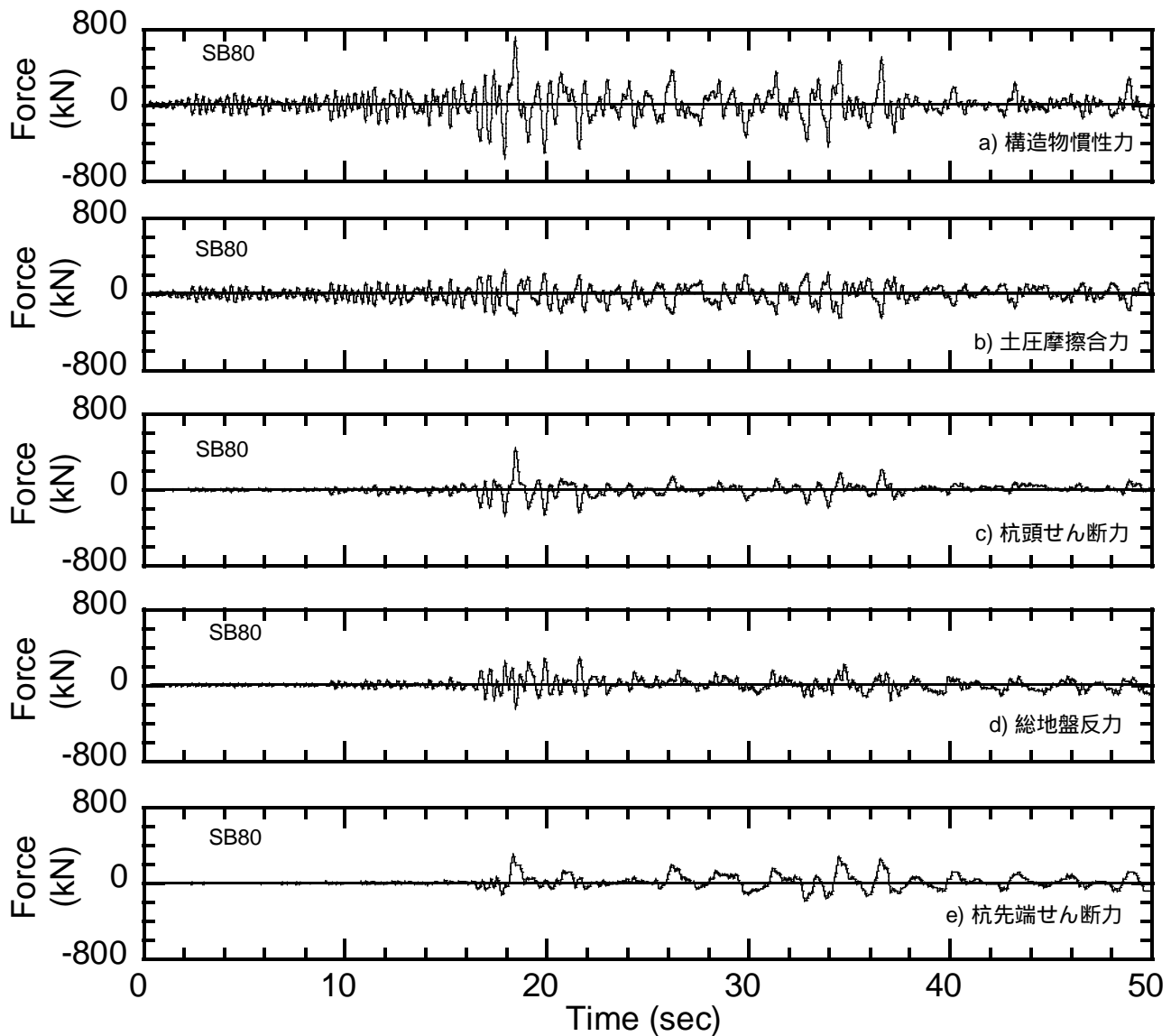


図3.28 構造物慣性力、土圧摩擦合力、杭頭せん断力、総地盤反力および杭先端せん断力 (SB80, 短周期モデル, 低剛性杭, $D_r=80\%$)

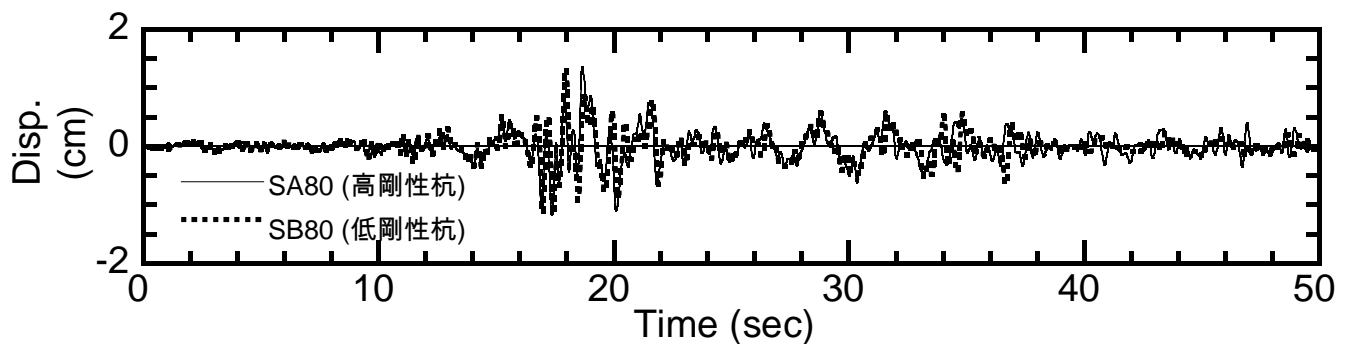


図3.29 地盤と基礎部の相対変位 (短周期モデル, $D_r=80\%$)

3.2.2 上部構造物慣性力と土圧摩擦合力の位相

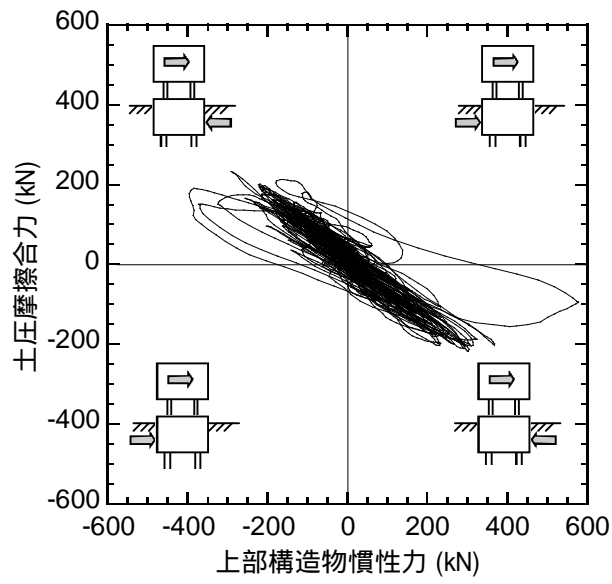
地盤の相対密度の高いSA80, SB80の杭頭せん断力が、地盤の相対密度の低いSA30, SB30のそれより小さくなった要因を検討するため、SA80およびSB80における上部構造物慣性力と土圧摩擦合力の関係を図3.30に示す。両ケースとも、上部構造物慣性力と土圧摩擦合力は逆位相である。すなわち、上部構造物慣性力に対して、土圧摩擦合力が反力として作用している。杭頭せん断力は上部構造物と土圧摩擦合力の差となり、小さくなる。そのため、SA80, SB80の杭頭せん断力は、SA30, SB30のそれより小さくなったと考えられる。

SA80およびSB80の上部構造物慣性力と土圧摩擦合力が逆位相となった要因を検討するため、SA80における上部構造物加速度と基礎部加速度の伝達関数を図3.31に、20-50sにおける地表面加速度のフーリエスペクトルを図3.32に示す。また、SA80における基礎部変位および地表面変位の関係を図3.33に示す。上部構造物の固有周期は0.3s、地表面加速度の卓越周期は1s程度であり、上部構造物の固有周期は地盤の卓越周期より短い。また、基礎部変位は地盤変位より大きい。したがって、SA80における上部構造物慣性力と土圧摩擦合力の位相は、図3.7(c)に対応し、逆位相となったと考えられる。

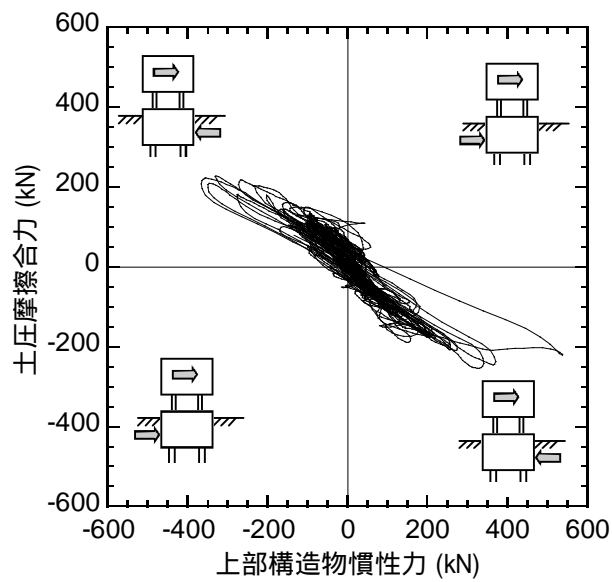
SB80の上部構造物慣性力と土圧摩擦合力が逆位相となった要因を検討するため、SB80における上部構造物加速度と基礎部加速度の伝達関数を図3.34に、20-50sにおける地表面加速度のフーリエスペクトルを図3.35に示す。また、SB80における基礎部変位および地表面変位の関係を図3.36に示す。SA80と同様に上部構造物の固有周期は地盤の卓越周期より短い。また、基礎部変位は地盤変位より大きい。したがって、SB80における上部構造物慣性力と土圧摩擦合力の位相は、図3.7(c)に対応し、逆位相となったと考えられる。

3.2.3 杭剛性が杭応力に及ぼす影響

SA80（短周期モデル，高剛性杭， $D_r=80\%$ ）およびSB80（短周期モデル，低剛性杭， $D_r=80\%$ ）における杭先端せん断力最大時の構造物慣性力、土圧摩擦合力、総地盤反力および杭先端せん断力を図3.37に、杭先端せん断力最大時の地盤、杭、基礎部および上部構造物の変位の深度分布を図3.38に示す。杭剛性の低いSB80の杭先端せん断力は、杭剛性の高いSA80のそれより小さい。SA80、SB80とも、構造物慣性力は地盤変位と同位相で作用している。SA80、SB80とも、基礎部変位は地盤変位より大きい。そのため、土圧摩擦合力は反力として作用している。また、SA80、SB80とも、杭変位は地盤変位より小さい。そのため、総地盤反力は杭に外力として作用している。杭剛性の低いSB80の総地盤反力は、杭剛性の高いSA80のそれより小さい。そのため、SB80の杭先端せん断力は、SA80のそれより小さくなったと考えられる。



a) SA80 (短周期モデル, 高剛性杭, $D_r=80\%$)



b) SB80 (短周期モデル, 低剛性杭, $D_r=80\%$)

図3.30 上部構造物慣性力と土圧摩擦合力の関係 (20-50s)

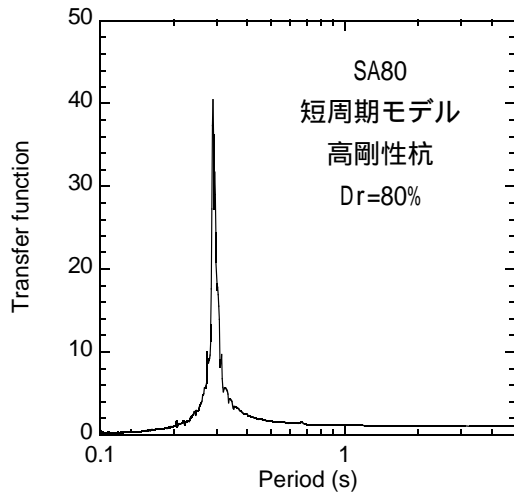


図3.31 上部構造物加速度と基礎部加速度の伝達関数 (SA80, 短周期モデル, 高剛性杭, Dr=80%)

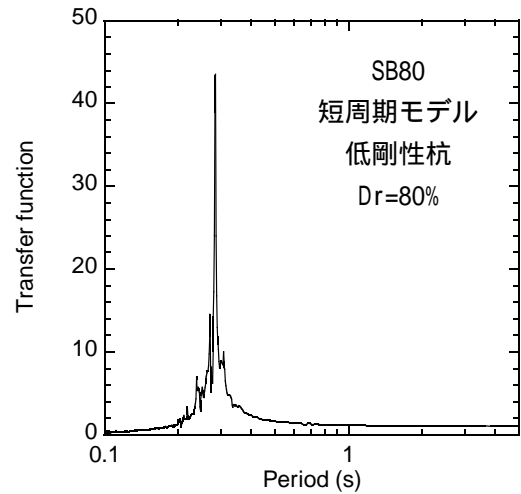


図3.34 上部構造物加速度と基礎部加速度の伝達関数 (SB80, 短周期モデル, 低剛性杭, Dr=80%)

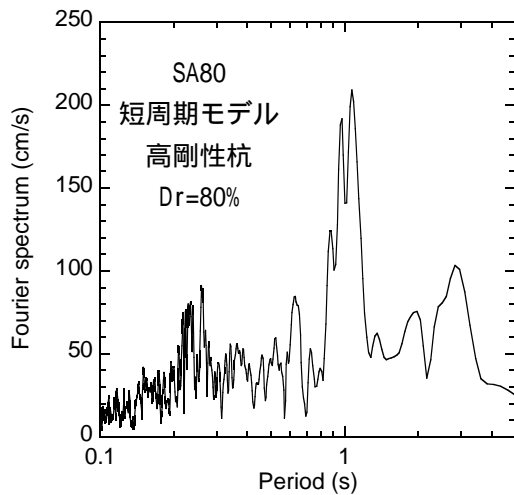


図3.32 SA80の地表面加速度のフーリエスペクトル (20-50s) (SA80, 短周期モデル, 高剛性杭, Dr=80%)

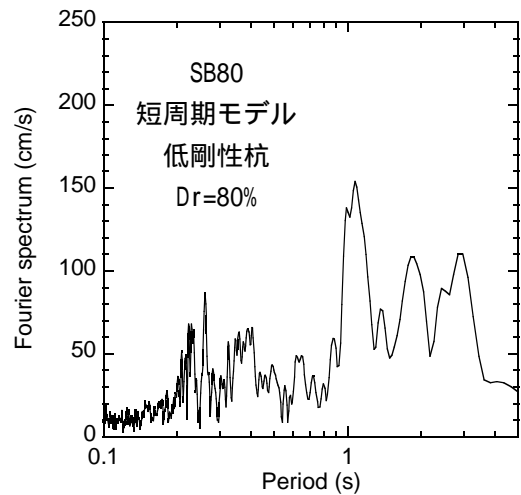


図3.35 SB80の地表面加速度のフーリエスペクトル (20-50s) (SB80, 短周期モデル, 低剛性杭, Dr=80%)

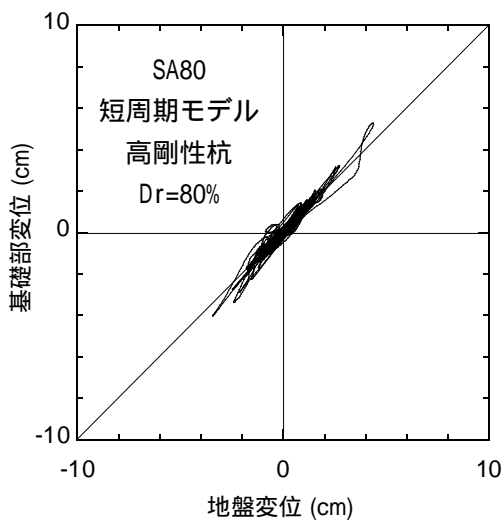


図3.33 基礎部変位と地表面変位の関係 (SA80, 短周期モデル, 高剛性杭, Dr=80%)

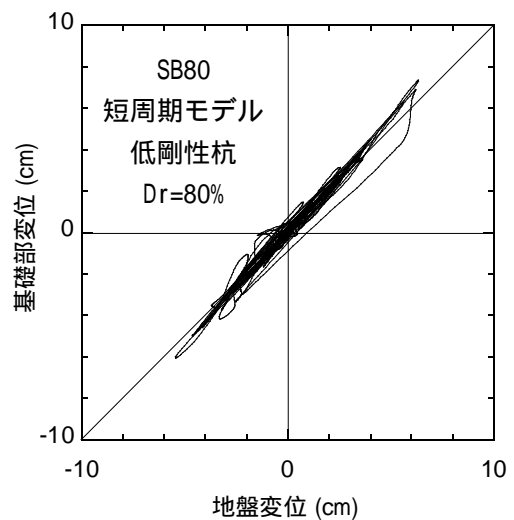


図3.36 基礎部変位と地表面変位の関係 (SB80, 短周期モデル, 低剛性杭, Dr=80%)

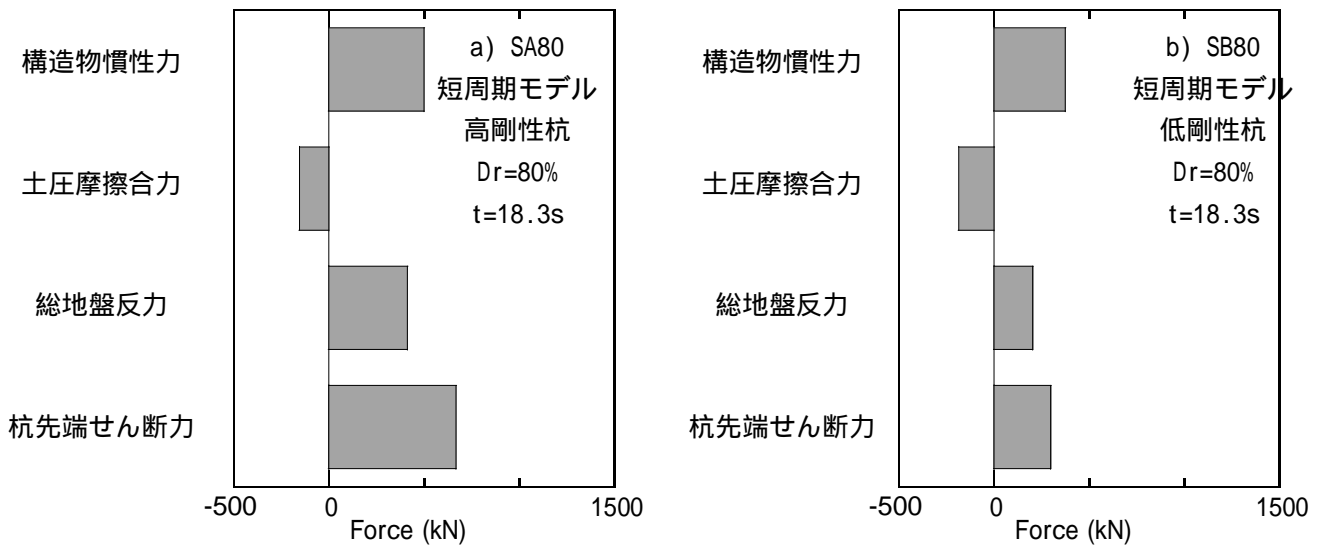


図3.37 杭先端せん断力最大時の構造物慣性力，土圧摩擦合力，総地盤反力および杭先端せん断力(SA80，SB80)

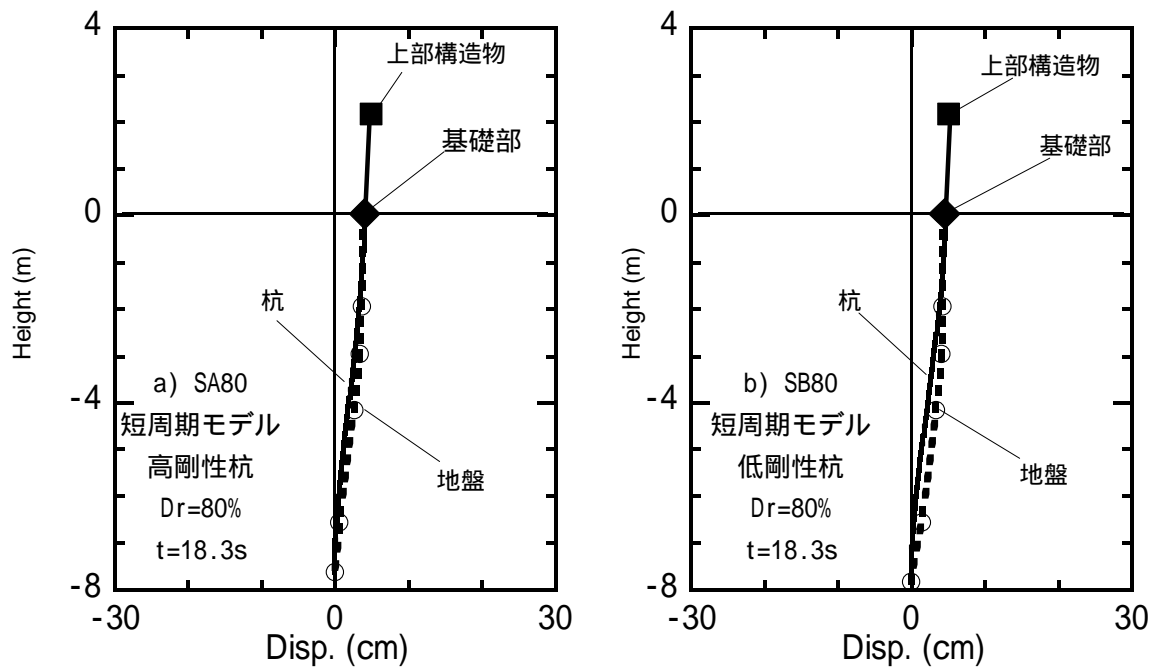


図3.38 杭先端せん断力最大時の変位の深度分布 (SA80，SB80)

3.3 地盤の相対密度と杭剛性が杭応力に及ぼす影響

地盤の相対密度および杭剛性が杭応力に及ぼす影響を検討するため、SA30（短周期モデル，高剛性杭， $Dr=30\%$ ）、SB30（短周期モデル，低剛性杭， $Dr=30\%$ ）、SA80（短周期モデル，高剛性杭， $Dr=80\%$ ）およびSB80（短周期モデル，低剛性杭， $Dr=80\%$ ）の4ケースを比較する。杭せん断力の深度分布を図3.39に示す。杭せん断力は、杭に設置したひずみゲージから求めた曲げモーメントを多項式で近似し、これを深さ方向に微分して求めた。SA30, SB30では、杭頭から杭先端に向かって杭のせん断力が大きくなっている。SA80では、杭頭から杭中央部まで杭のせん断力は同程度であり、杭中央部より深部でせん断力が大きくなる。SB80では、杭頭から杭中央部に向かって杭のせん断力が小さくなり、杭中央部から杭先端に向かってせん断力が大きくなる。

杭先端せん断力最大時における水平地盤反力の深度分布を図3.40に示す。地盤の相対密度の低いSA30, SB30では、水平地盤反力が全ての深度で同位相で作用している。SA80では、杭上部の水平地盤反力は極めて小さく、杭下部の水平地盤反力は杭先端に向かって大きくなる。SB80では、杭上部の水平地盤反力と杭下部の水平地盤反力が逆位相で作用している。

さらに検討するため、GL-1.96mとGL-5.5mにおける水平地盤反力の関係を図3.41に示す。SA30, SB30では、杭上部と杭下部の水平地盤反力は同位相である。SA80では、GL-1.96mにおける水平地盤反力は小さく、杭上部と杭下部の水平地盤反力の位相は不明瞭である。SB80では、杭上部と杭下部の水平地盤反力は逆位相である。そのため、SB80の総地盤反力は、SA80のそれより小さくなったと考えられる。

SA30およびSB30のGL-1.96m, GL-4.16m, GL-6.56mにおける杭と地盤変位の関係を図3.42に、SA80およびSB80のそれを図3.43に示す。地盤の相対密度の低いSA30およびSB30では、全深度で杭変位は地盤変位より小さい。地盤の相対密度が高く、杭剛性の高いSA80では、GL-1.96mの杭変位は、地盤変位と同程度であり、GL-4.16m, GL-6.56mにおける杭変位は地盤変位より小さい。地盤の相対密度が高く、杭剛性の低いSB80では、GL-1.96mにおける杭変位は地盤変位より大きく、GL-4.16mおよびGL-6.56mにおける杭変位は地盤変位より小さい。そのため、SB80では、杭上部と杭下部の水平地盤反力が逆位相となったと考えられる。

SA30(短周期モデル，高剛性杭， $Dr=30\%$)における上部構造物慣性力とGL-1.96mにおける水平地盤反力の関係を図4.44に、上部構造物慣性力とGL-5.5mにおける水平地盤反力の関係を図4.45に示す。時間は、液状化進行過程(15s-20s)と液状化後(20s-50s)について示している。上部構造物慣性力とGL-1.96mにおける水平地盤反力の関係は、液状化進行過程、液状化後とも同位相である。また、上部構造物慣性力とGL-5.5mにおける水平地盤反力の関係も、液状化進行過程、液状化後とも同位相である。

SB30(短周期モデル，低剛性杭， $Dr=30\%$)における上部構造物慣性力とGL-1.96mにおける水平地盤反力の関係を図4.46に、上部構造物慣性力とGL-5.5mにおける水平地盤反力の関係を図4.47に示す。液状化進行過程における上部構造物慣性力とGL-1.96mにおける水平地盤反力の関係は概ね逆

位相であるのに対し、液状化後は同位相となる。上部構造物慣性力とGL-5.5mにおける水平地盤反力の関係は、液状化進行過程、液状化後とも同位相である。

SA80(短周期モデル, 高剛性杭, $D_r=80\%$)における上部構造物慣性力とGL-1.96mにおける水平地盤反力の関係を図4.48に、上部構造物慣性力とGL-5.5mにおける水平地盤反力の関係を図4.49に示す。液状化進行過程における上部構造物慣性力とGL-1.96mにおける水平地盤反力の関係は逆位相であるのに対し、液状化後は位相が不明瞭となる。上部構造物慣性力とGL-5.5mにおける水平地盤反力の関係は、液状化進行過程、液状化後とも同位相である。

SB80(短周期モデル, 低剛性杭, $D_r=80\%$)における上部構造物慣性力とGL-1.96mにおける水平地盤反力の関係を図4.50に、上部構造物慣性力とGL-5.5mにおける水平地盤反力の関係を図4.51に示す。液状化進行過程、液状化後とも、上部構造物慣性力とGL-1.96mにおける水平地盤反力の関係は逆位相である。これに対し、上部構造物慣性力とGL-5.5mにおける水平地盤反力の関係は、液状化進行過程、液状化後とも同位相である。

このように、上部構造物慣性力と杭上部の水平地盤反力の位相は、杭剛性と地盤の相対密度によって異なる。これに対し、杭剛性や地盤の相対密度によらず、上部構造物慣性力と杭下部の水平地盤反力は、液状化進行過程、液状化後とも同位相となる。

以上から、地盤の相対密度が低く、杭剛性が高い場合、基礎部変位は地盤変位より小さく、基礎根入れ部に作用する土圧摩擦合力は、構造物慣性力と同位相となり、杭頭せん断力は大きくなった。地盤の相対密度が低く、杭剛性が低い場合、基礎部変位は地盤変位と同程度となり、土圧摩擦合力と構造物慣性力の位相は概ね90度ずれ、杭剛性が高い場合より杭頭せん断力は小さくなった。地盤の相対密度が高い場合、高剛性杭および低剛性杭の基礎部変位は地盤変位より大きくなり、構造物慣性力は土圧摩擦合力と逆位相となり、杭頭せん断力は小さくなった。地盤の相対密度が高く、杭剛性が低い場合、杭上部の変位は地盤変位より大きく、杭下部の変位は地盤変位より小さく、杭上部と杭下部の水平地盤反力は逆位相となり、杭先端せん断力は小さくなった。これから、短周期構造物における上部構造物慣性力、土圧摩擦合力および水平地盤反力の位相は、基礎部、杭および地盤の変位の大小関係を用いて、以下のように分類できる。

- 1) 上部構造物の固有周期が地盤の卓越周期より短く、基礎部変位が地盤変位より小さい場合、上部構造物慣性力、土圧摩擦合力および総地盤反力は同位相となる。
- 2) 上部構造物の固有周期が地盤の卓越周期より短く、基礎部変位が地盤変位と同程度の場合、上部構造物慣性力と総地盤反力が同位相で、それらと土圧摩擦合力の間に位相差が生じる。
- 3) 上部構造物の固有周期が地盤の卓越周期より短く、基礎部変位が地盤変位より大きい場合、構造物慣性力と土圧摩擦合力は逆位相となる。杭変位が地盤変位より小さくなる深度の水平地盤反力は、構造物慣性力と同位相となり、杭変位が地盤変位より大きくなる深度の水平地盤反力は、構造物慣性力と逆位相となる。

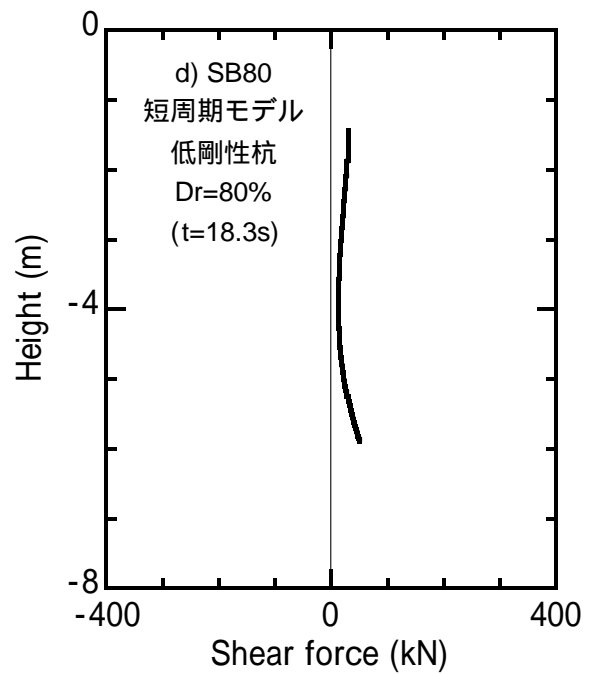
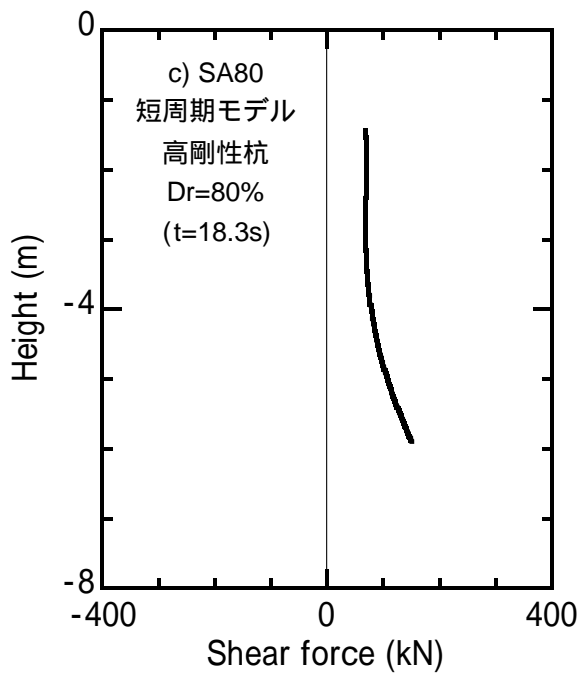
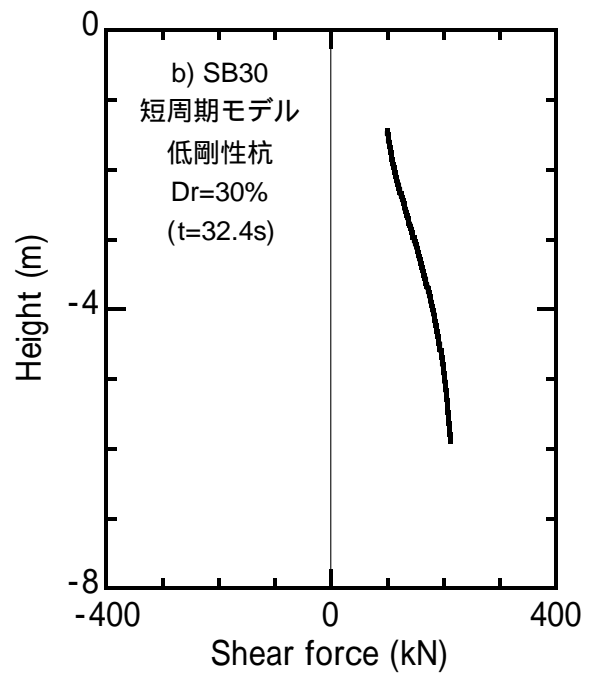
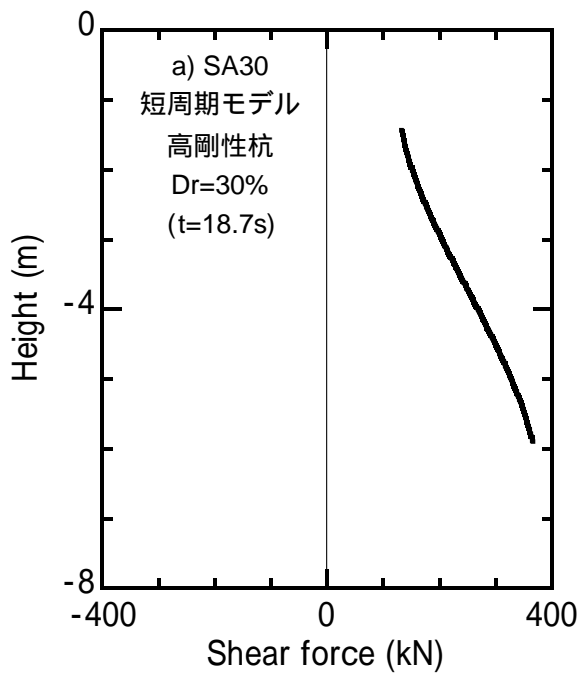


図3.39 杭のせん断力の深度分布（杭先端せん断力最大時）

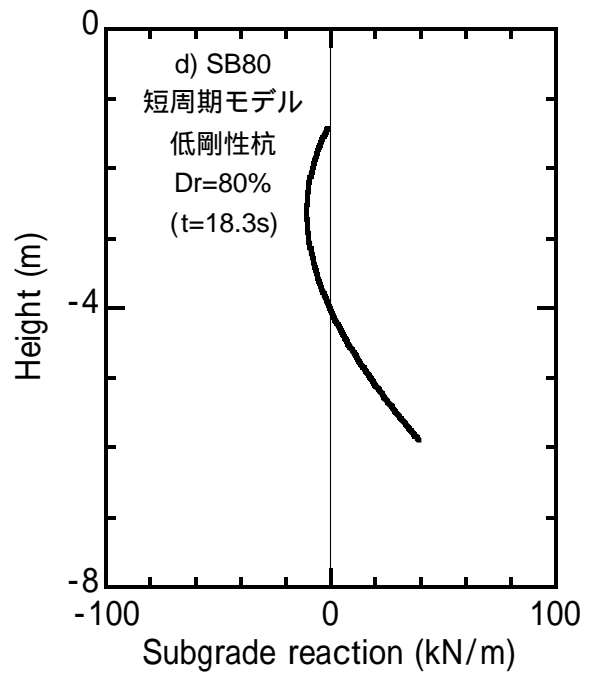
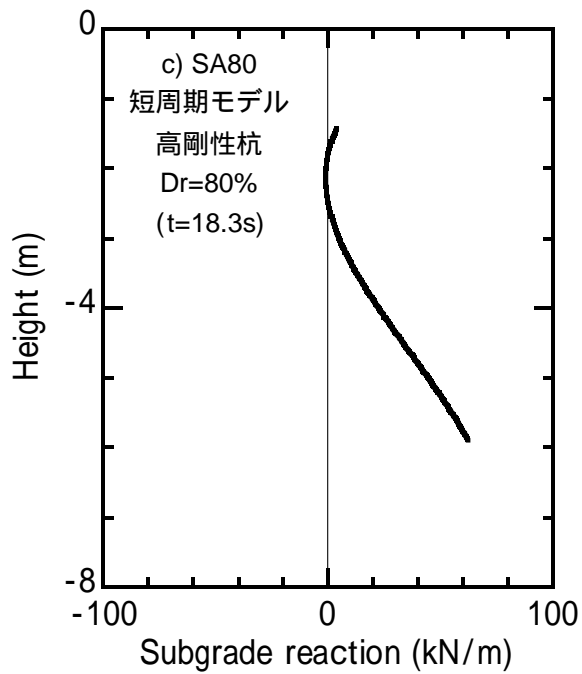
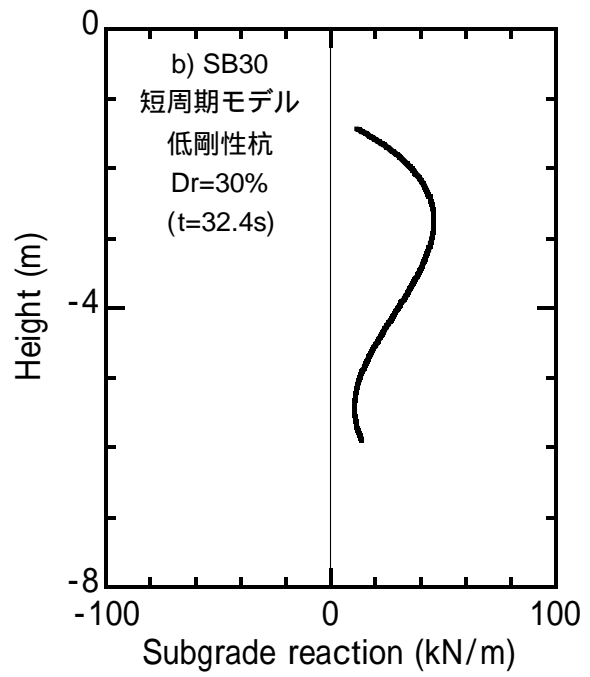
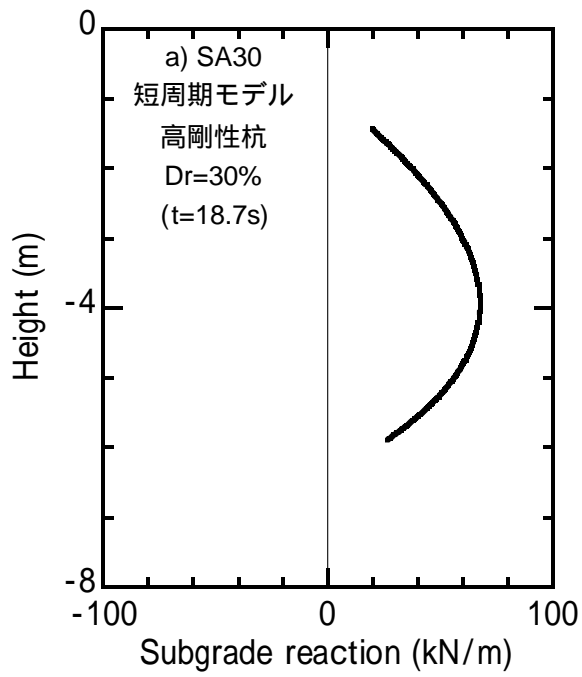


図3.40 水平地盤反力の深度分布（杭先端せん断力最大時）

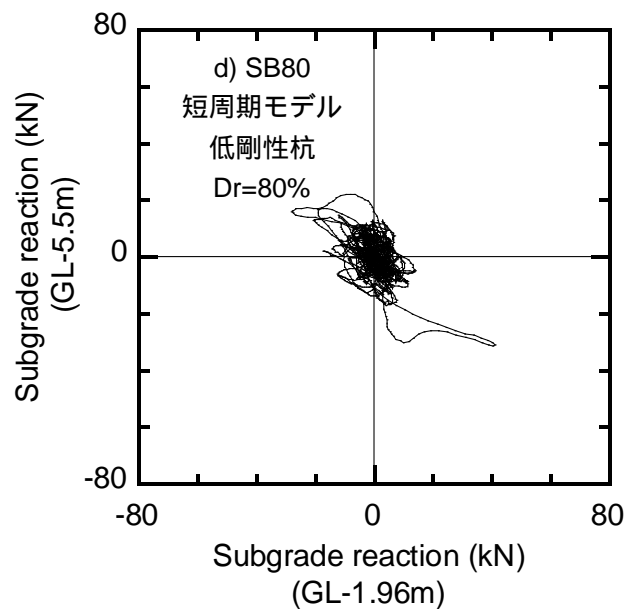
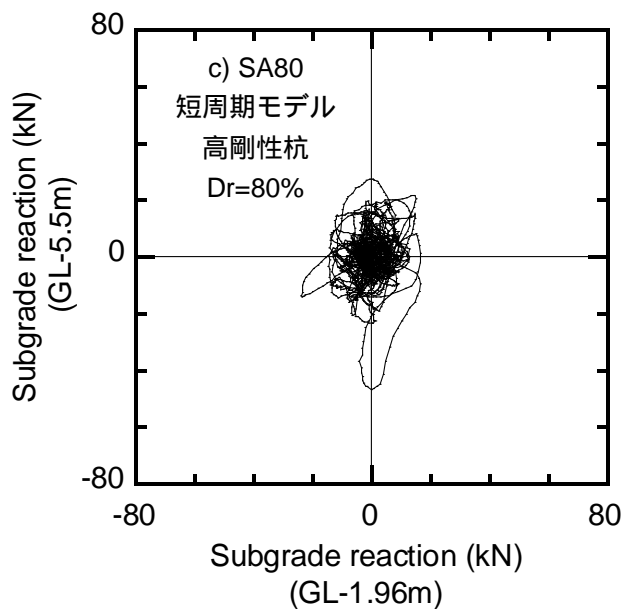
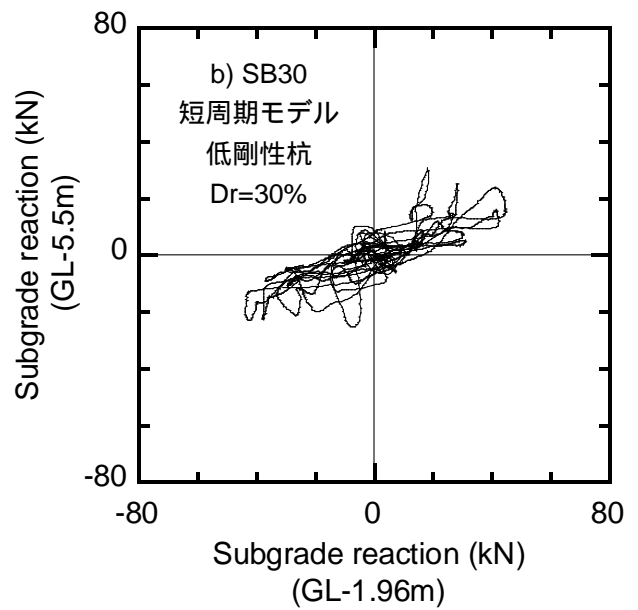
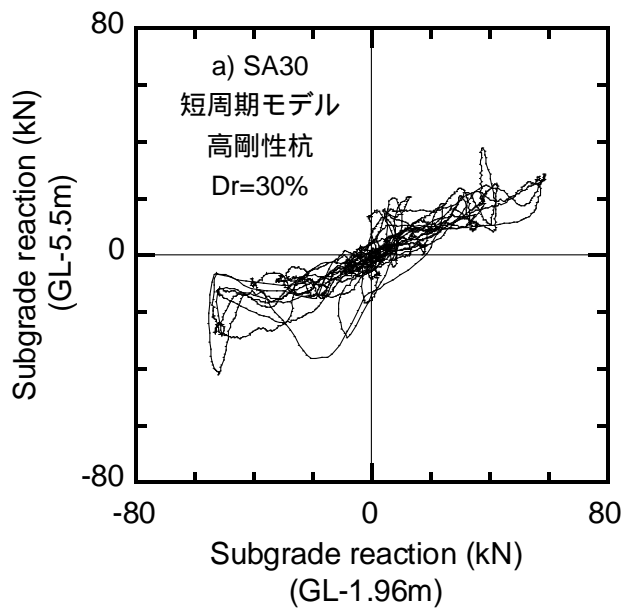


図3.41 GL-1.96mとGL-5.5mにおける水平地盤反力の関係 (15-40s)

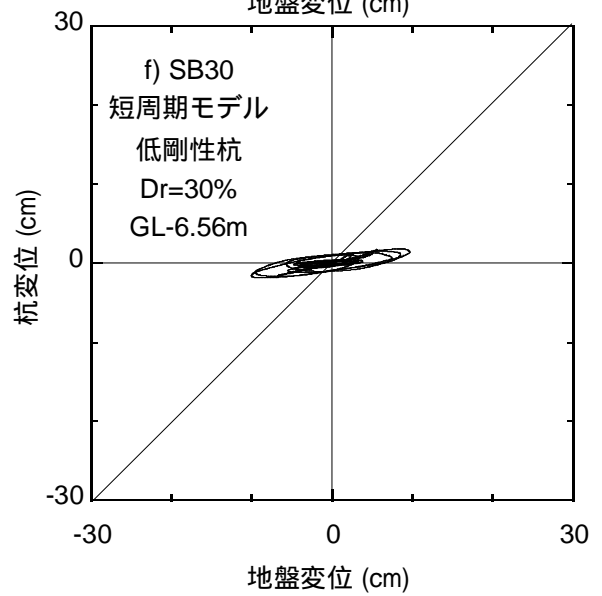
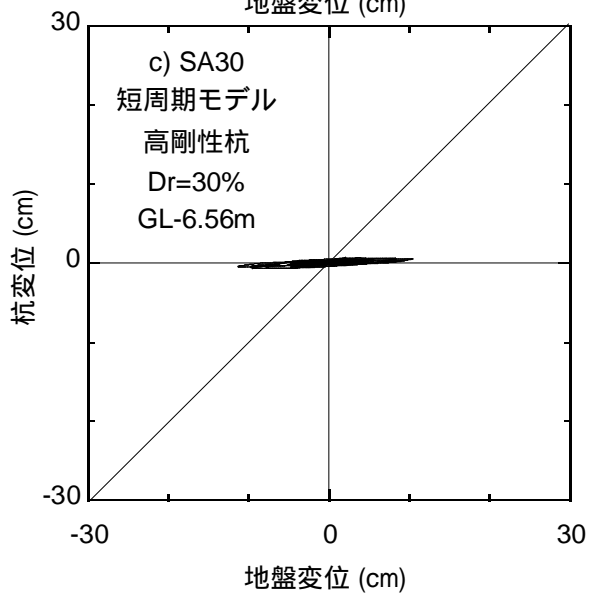
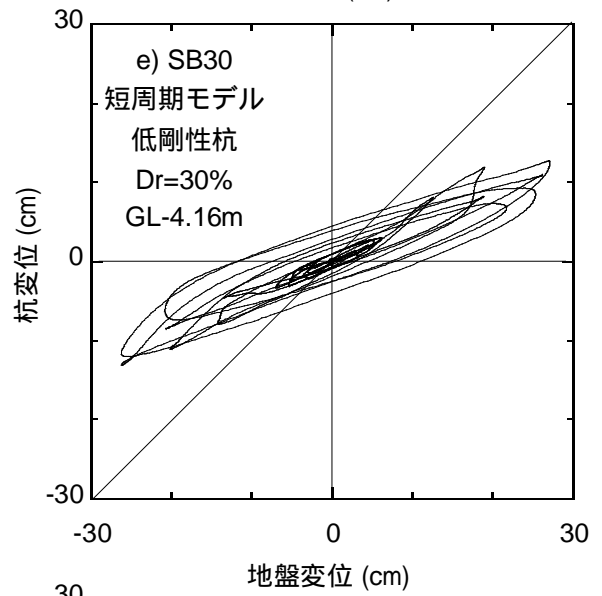
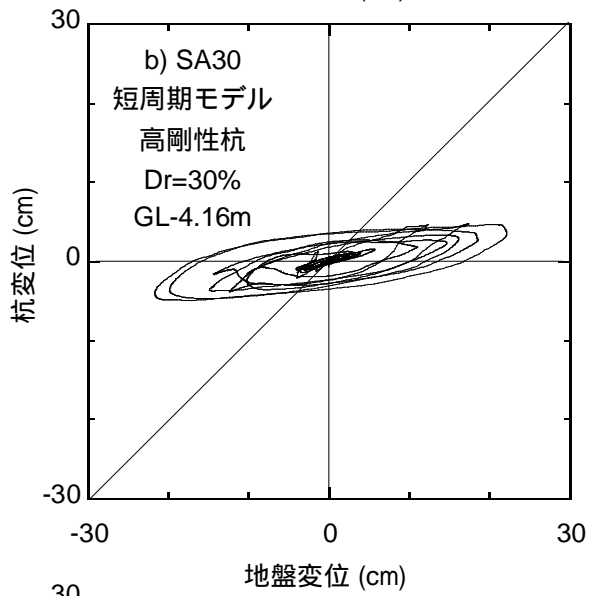
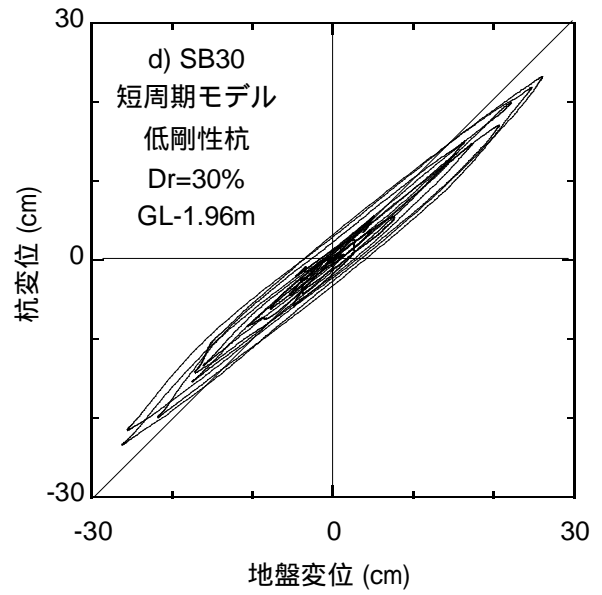
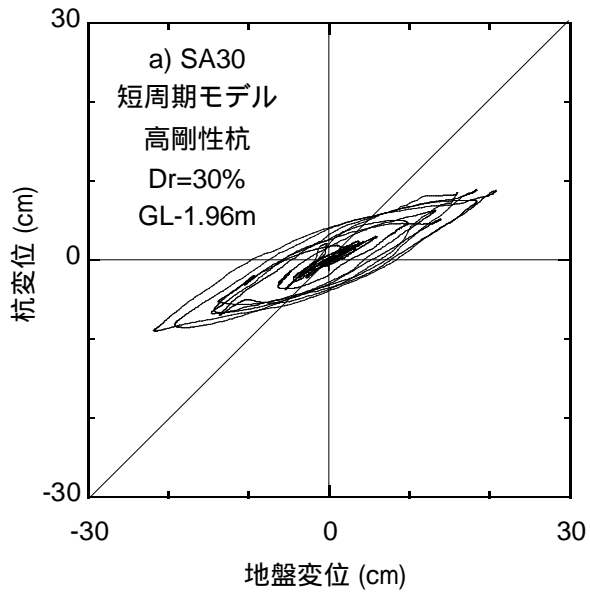


図3.42 杭変位と地盤変位の関係 (SA30, SB30)

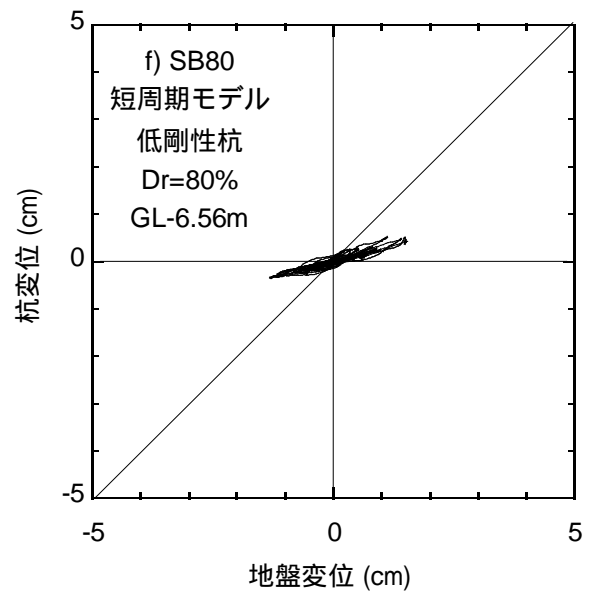
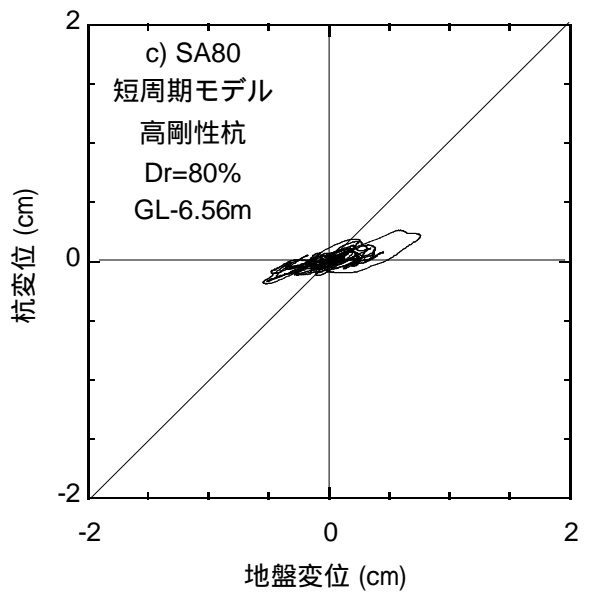
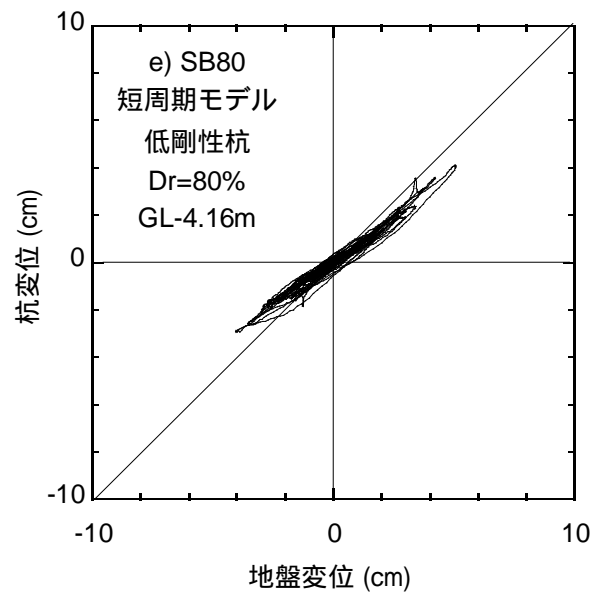
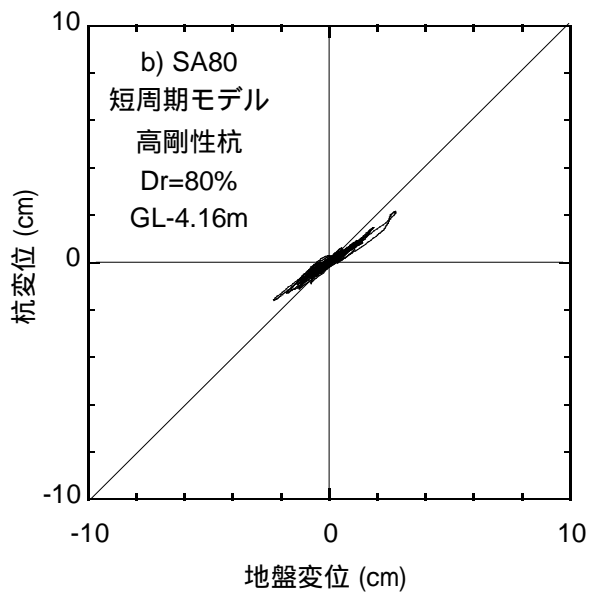
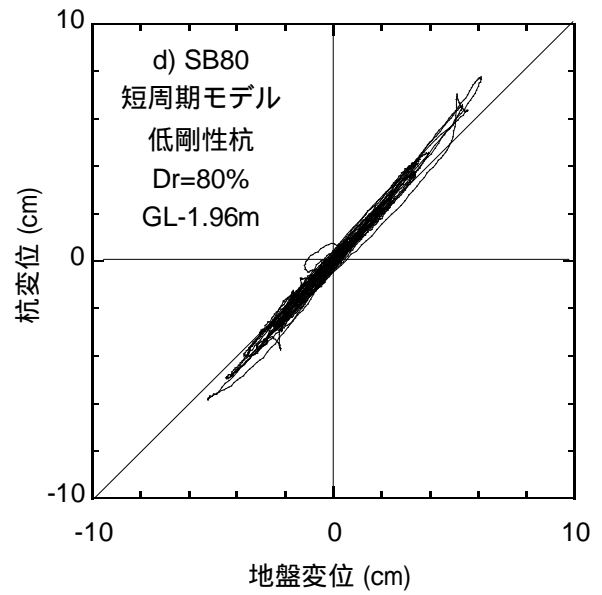
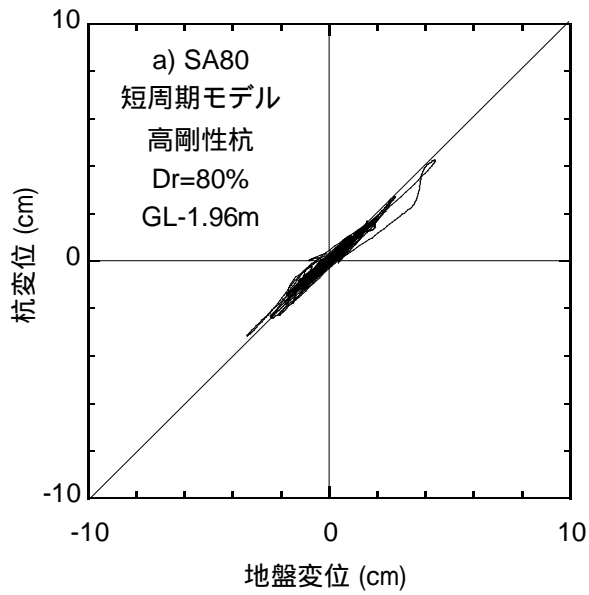


図3.43 杭変位と地盤変位の関係 (SA80, SB80)

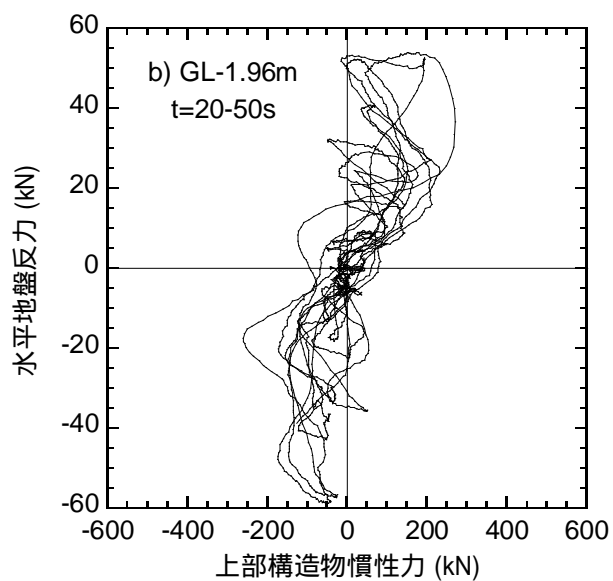
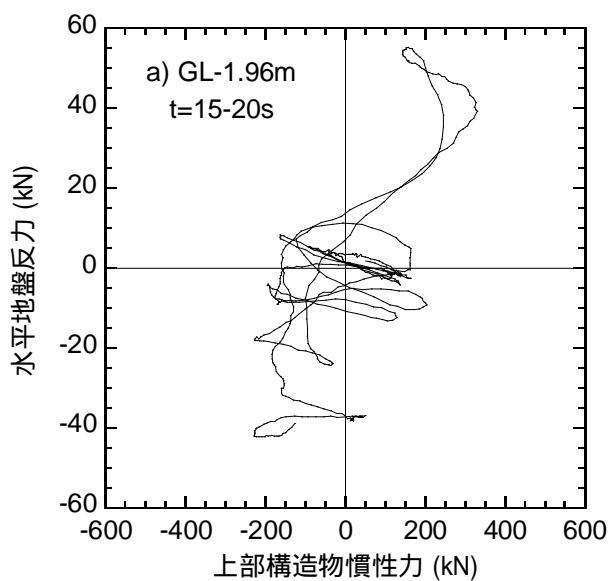


図4.44 上部構造物慣性力とGL-1.96mにおける水平地盤反力の関係 (SA30, 短周期モデル, 高剛性杭, $D_r=30\%$)

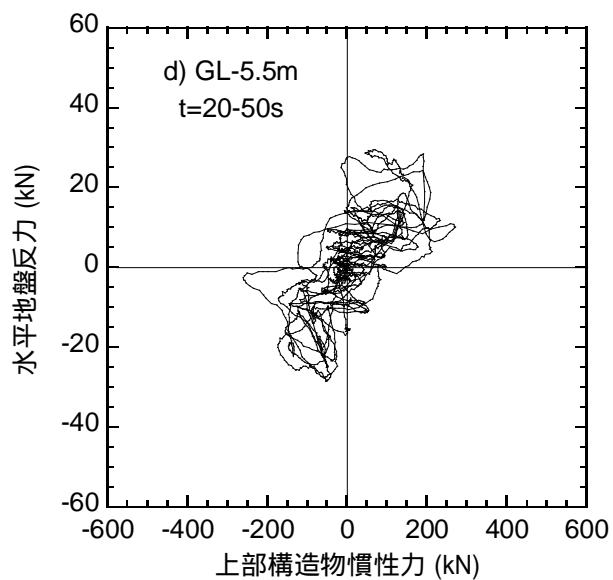
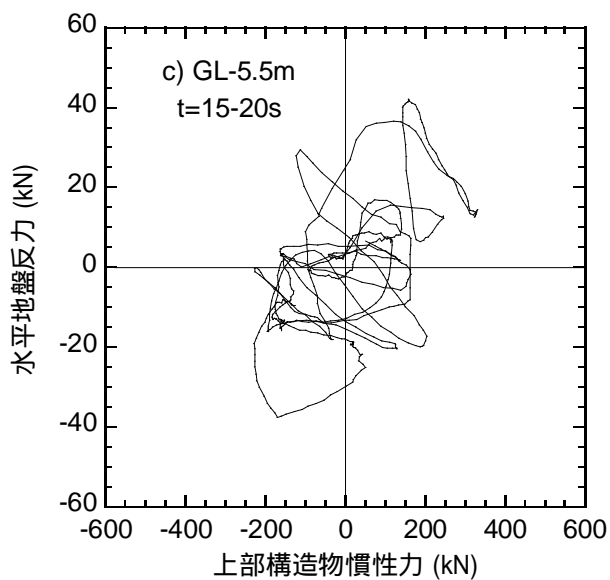


図4.45 上部構造物慣性力とGL-5.5mにおける水平地盤反力の関係 (SA30, 短周期モデル, 高剛性杭, $D_r=30\%$)

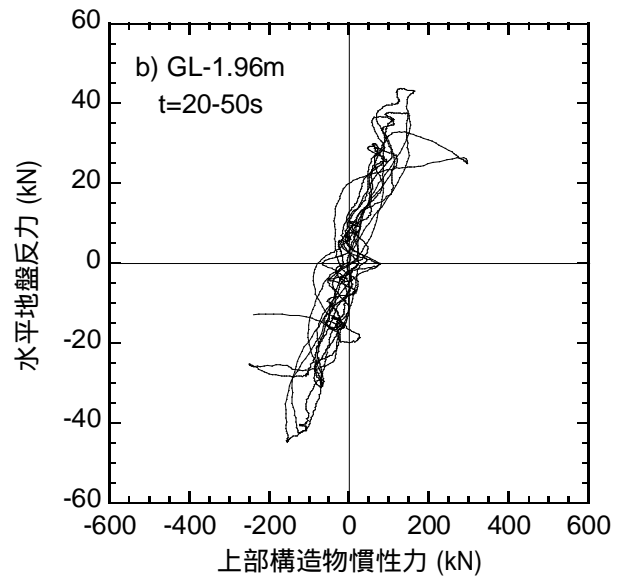
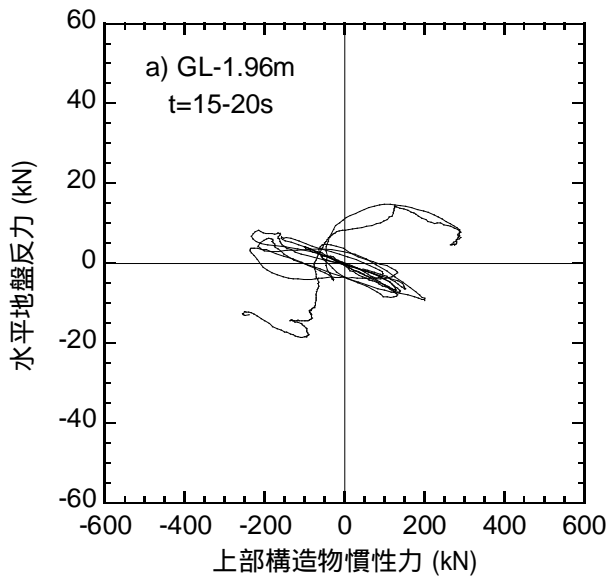


図4.46 上部構造物慣性力とGL-1.96mにおける水平地盤反力の関係 (SB30, 短周期モデル, 低剛性杭, $D_r=30\%$)

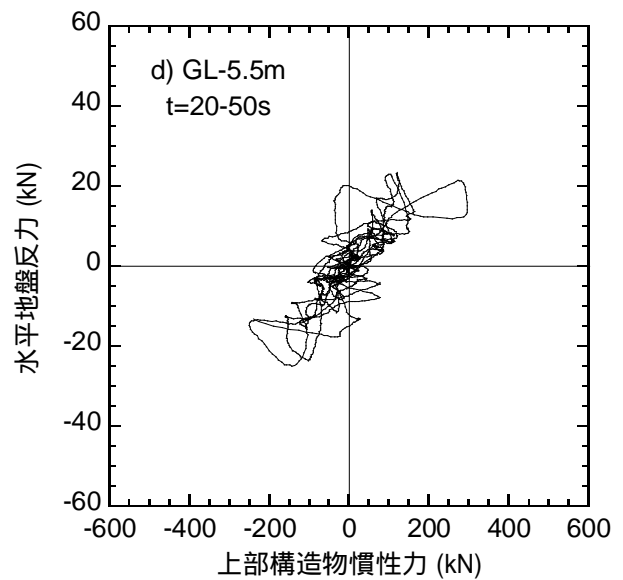
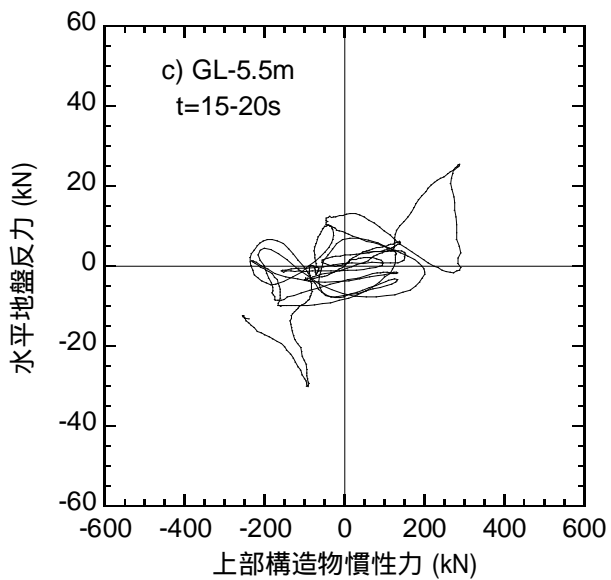


図4.47 上部構造物慣性力とGL-5.5mにおける水平地盤反力の関係 (SB30, 短周期モデル, 低剛性杭, $D_r=30\%$)

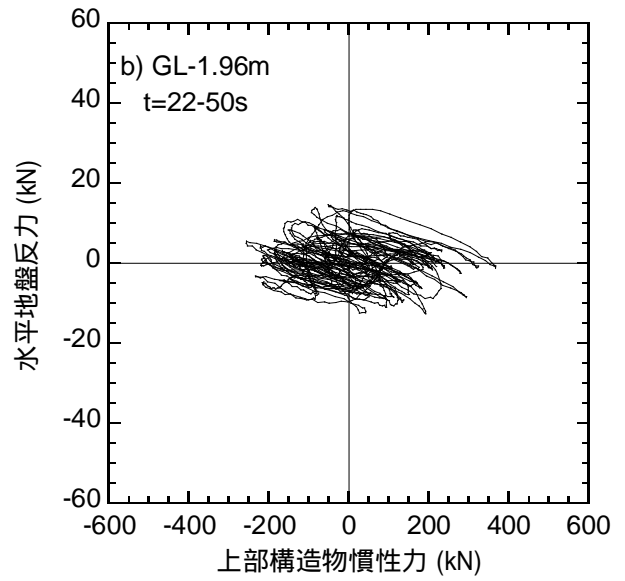
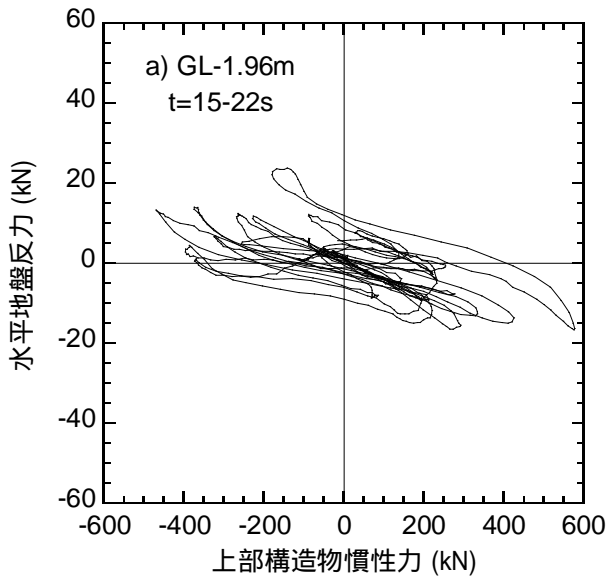


図4.48 上部構造物慣性力とGL-1.96mにおける水平地盤反力の関係 (SA80, 短周期モデル, 高剛性杭, $D_r=80\%$)

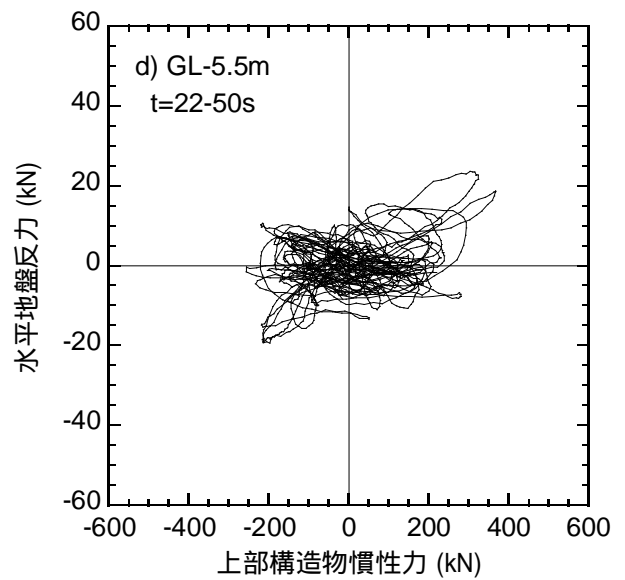
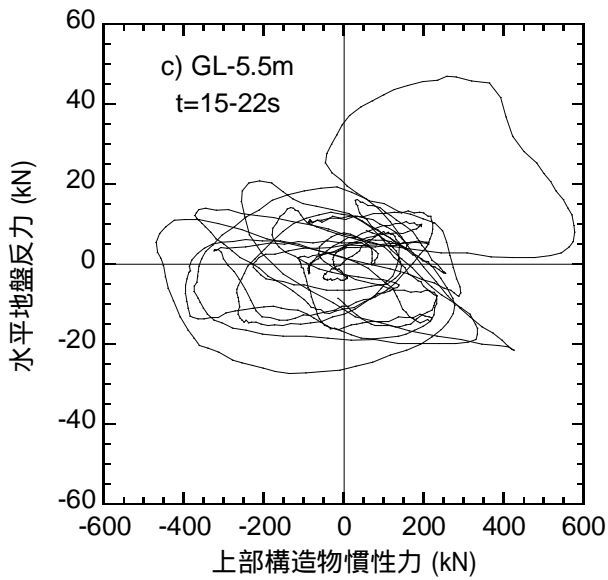


図4.49 上部構造物慣性力とGL-5.5mにおける水平地盤反力の関係 (SA80, 短周期モデル, 高剛性杭, $D_r=80\%$)

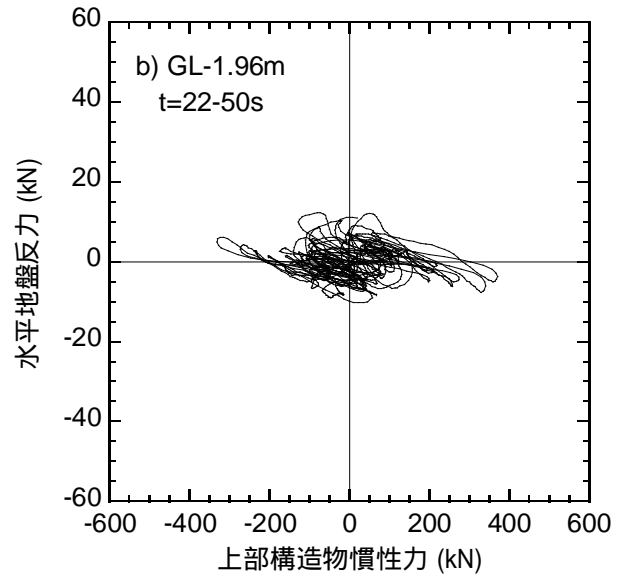
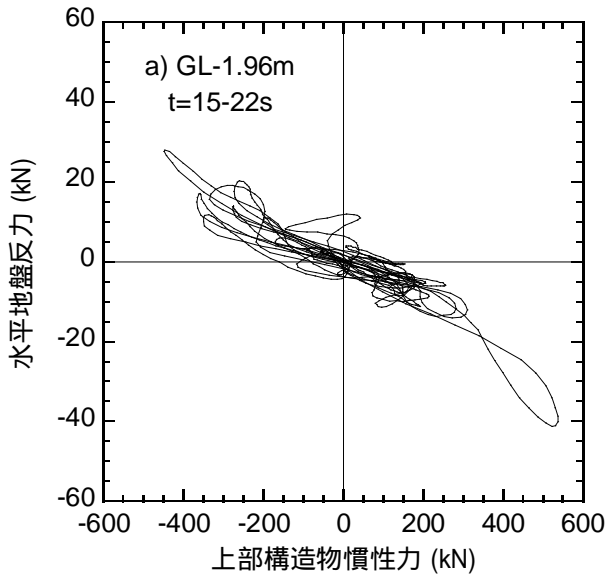


図4.50 上部構造物慣性力とGL-1.96mにおける水平地盤反力の関係 (SB80, 短周期モデル, 低剛性杭, $D_r=80\%$)

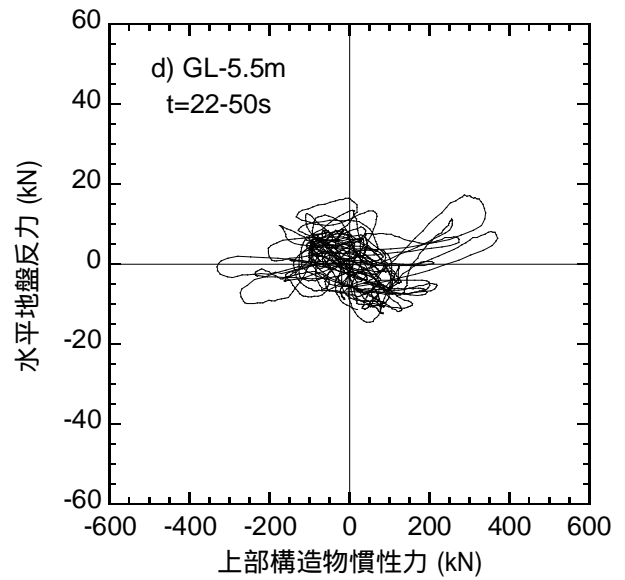
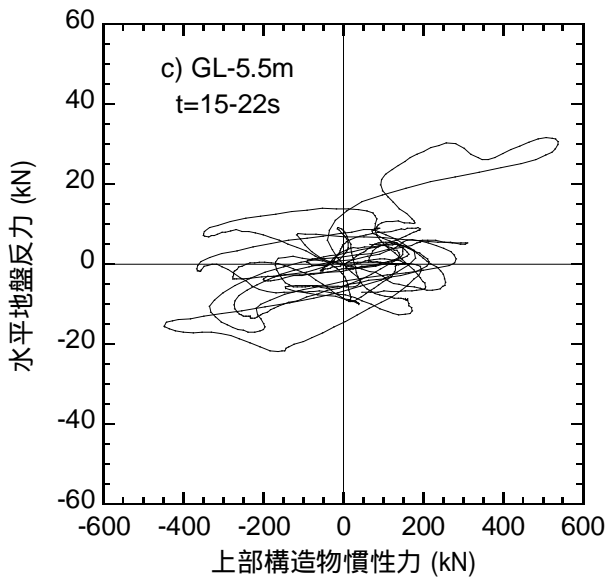


図4.51 上部構造物慣性力とGL-5.5mにおける水平地盤反力の関係 (SB80, 短周期モデル, 低剛性杭, $D_r=80\%$)

3.4 まとめ

液状化地盤における短周期構造物の杭剛性および地盤の相対密度が杭応力に及ぼす影響を検討するため、遠心載荷実験を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) 上部構造物の固有周期が地盤の卓越周期より短く、基礎部変位が地盤変位より小さい場合、上部構造物慣性力、土圧摩擦合力および総地盤反力は同位相となる。
- 2) 上部構造物の固有周期が地盤の卓越周期より短く、基礎部変位が地盤変位と同程度の場合、上部構造物慣性力と総地盤反力が同位相で、それらと土圧摩擦合力の間に位相差が生じる。
- 3) 上部構造物の固有周期が地盤の卓越周期より短く、基礎部変位が地盤変位より大きい場合、構造物慣性力と土圧摩擦合力は逆位相となる。杭変位が地盤変位より小さくなる深度の水平地盤反力は、構造物慣性力と同位相となり、杭変位が地盤変位より大きくなる深度の水平地盤反力は、構造物慣性力と逆位相となる。

参考文献

- 3.1) 田村修次，時松孝次，内田明彦，船原英樹，阿部秋男：大型せん断土槽を用いた液状化実験における基礎根入れ部に加わる土圧合力と構造物慣性力の関係，日本建築学会構造系論文集，第559号，pp.129-134, 2002. 9
- 3.2) 田村修次：遠心載荷実験における基礎の根入れ効果が杭頭水平力に及ぼす影響と液状化層厚 - 上部構造物慣性力と土圧合力・側面摩擦力の位相差 - ，日本建築学会構造系論文集，第73巻，第625号，pp.409-415, 2008. 3

第 4 章 免震構造物の応答と杭応力

- 4.1 実験結果
- 4.2 土圧摩擦合力および構造物慣性力
- 4.3 杭剛性が土圧摩擦合力と水平地盤反力に及ぼす影響
- 4.4 杭剛性が杭応力に及ぼす影響
- 4.5 杭剛性と上部構造物の応答
- 4.6 第 4 章のまとめ

4.1 実験結果

本章では、杭剛性が液状化地盤における免震構造物の杭応力および構造物の応答に及ぼす影響を検討するため、LA30(長周期モデル, 高剛性杭, $D_r=30\%$)およびLB30(長周期モデル, 低剛性杭, $D_r=30\%$)の実験結果を比較する。LA30およびLB30における過剰間隙水圧比、上部構造物加速度、基礎部加速度、地表面加速度、入力加速度、基礎部変位および地盤変位の時刻歴を図4.1, 4.2に示す。基礎部変位および地盤変位は、振動台に対する相対変位である。基礎部変位および地盤変位は、加速度の2階積分で求めた。地盤変位は地表面とGL-1.96mの左右4つの位置における変位の平均である。両ケースとも地表面とGL-1.96mの変位振幅はほぼ同程度であった。両ケースとも、加振開始後16秒付近から過剰間隙水圧が上昇し、20秒付近で液状化した。地盤の液状化に伴って地表面加速度が長周期化する。液状化によって基礎部加速度も長周期化し、その傾向は、杭剛性の高いLA30より、杭剛性の低いLB30の方が顕著である。LA30とLB30の基礎部加速度および地表面加速度の最大振幅は同程度である。また、間隙水圧が上昇し始める16秒付近から、上部構造物加速度が急激に大きくなる。杭剛性の高いLA30の上部構造物加速度は、杭剛性の低いLB30のそれより若干小さい。両ケースとも液状化に伴って地盤および基礎部の変位が急激に大きくなる。両ケースとも、基礎部変位は地盤変位より小さい。杭剛性の低いLB30の地盤変位および基礎部変位は、杭剛性の高いLA30のそれより大きい。これは、杭剛性の低いLB30では、基礎部が地盤に追従して変位する傾向が強いのに対し、杭剛性の高いLA30では、基礎部および杭が地盤変位に抵抗する傾向が強いためと考えられる。

LA30およびLB30における構造物慣性力(上部構造物慣性力と基礎部慣性力の和)、土圧摩擦合力、杭頭せん断力、総地盤反力および杭先端せん断力の時刻歴を図4.3, 4.4に示す。杭頭および杭先端せん断力は、全ての杭の和である。両ケースとも、構造物慣性力は極めて小さい。土圧摩擦合力、杭頭せん断力、総地盤反力および杭先端せん断力の振幅は、過剰間隙水圧が上昇し始める16秒以降急激に大きくなる。LB30の土圧摩擦合力の振幅は、LA30のその1/2程度である。一方、LB30の総地盤反力の振幅は、LA30のそれと同程度である。LB30の杭頭せん断力および杭先端せん断力の振幅は、LA30のそれらの0.6倍、0.7倍程度である。

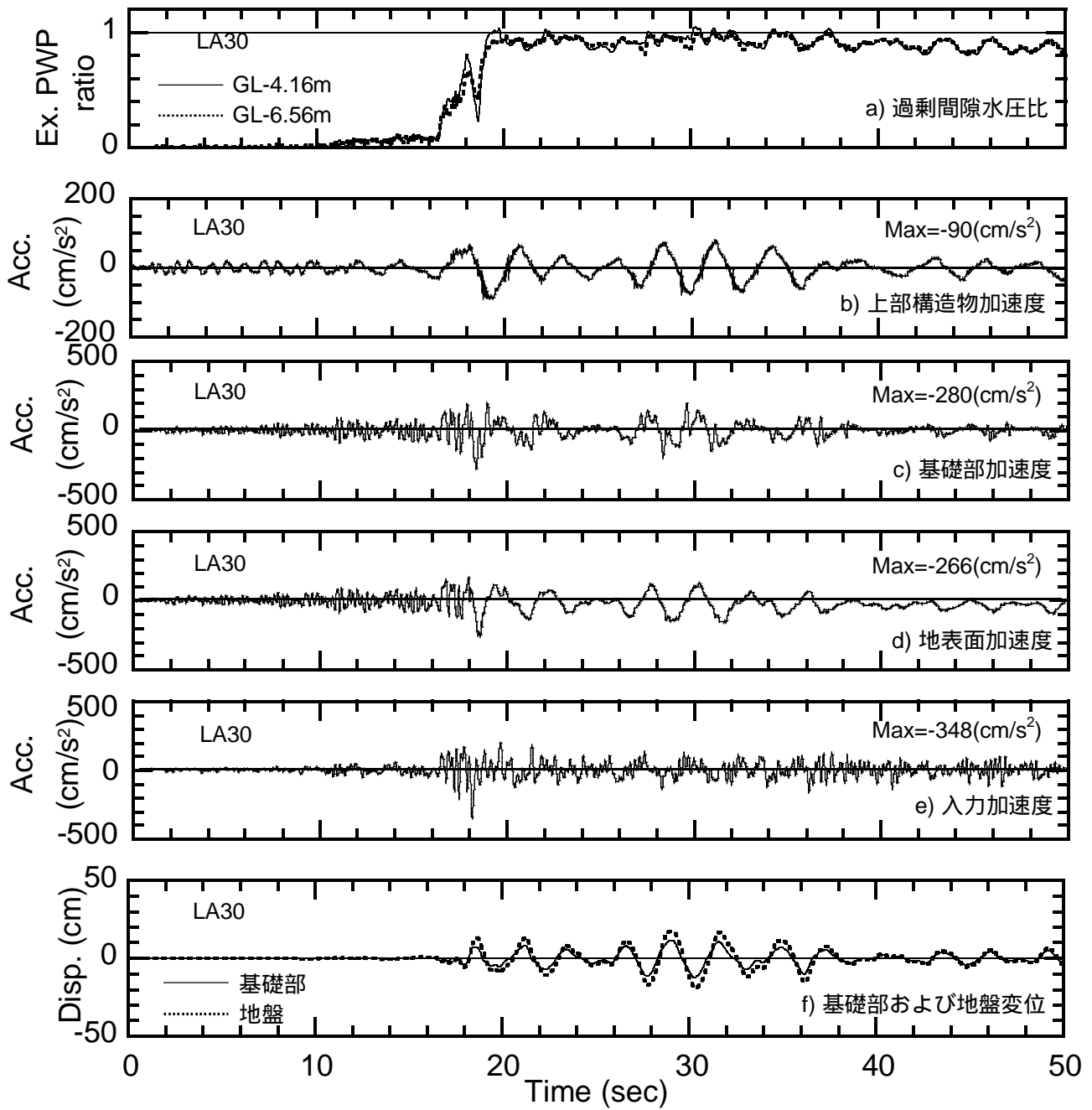


図4.1 LA30(長周期モデル、高剛性杭、 $D_r=30\%$)における上部構造物、基礎部および地盤の応答

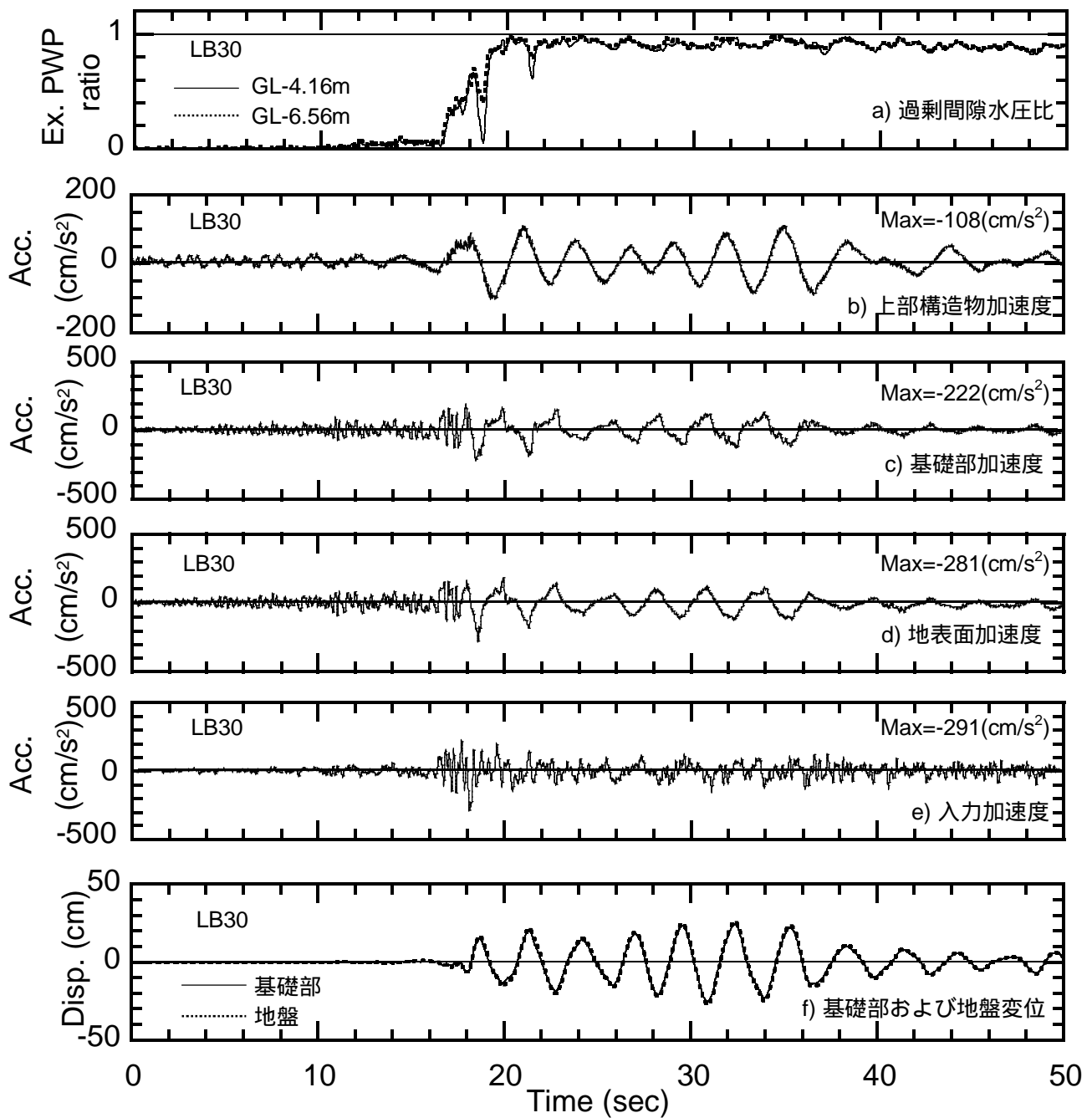


図4.2 LB30(長周期モデル、低剛性杭、 $D_r=30\%$)における上部構造物、基礎部および地盤の応答

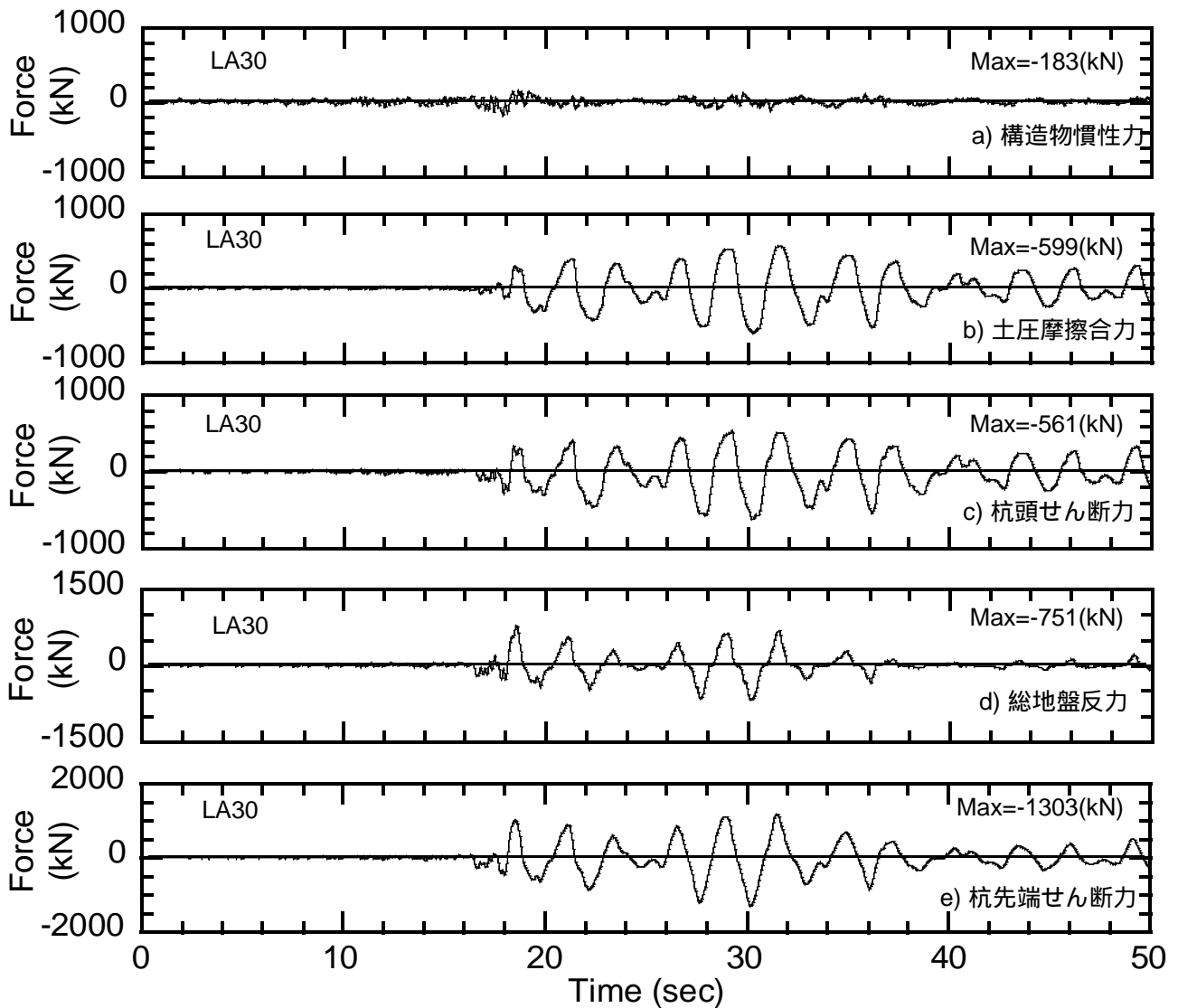


図4.3 LA30(長周期モデル、高剛性杭、 $D_r=30\%$)における構造物慣性力、土圧摩擦合力、杭頭せん断力、総地盤反力および杭先端せん断力

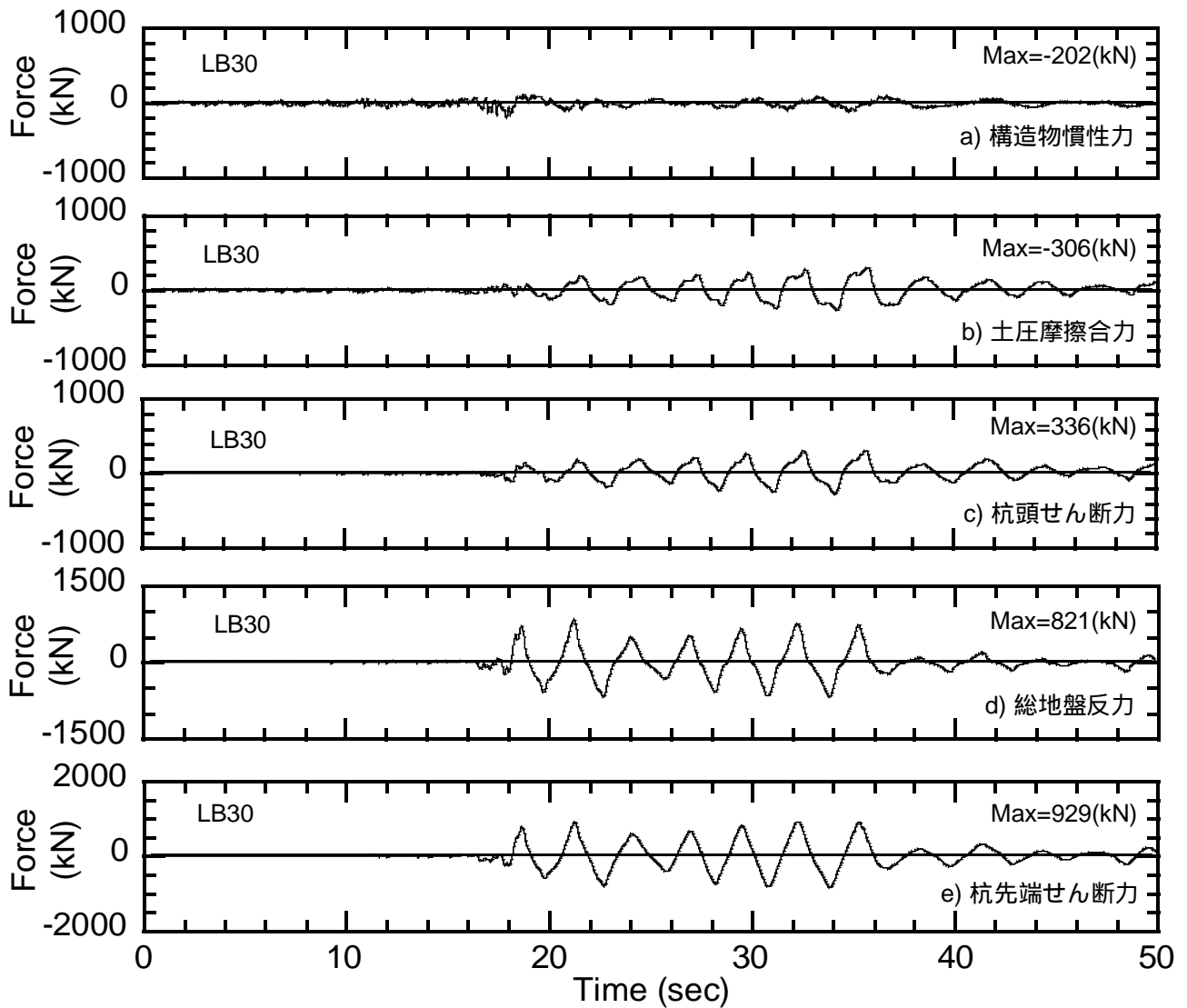


図4.4 LB30(長周期モデル、低剛性杭、 $D_r=30\%$)における構造物慣性力、土圧摩擦合力、杭頭せん断力、総地盤反力および杭先端せん断力

4.2 土圧摩擦合力および構造物慣性力

杭剛性の低いLB30の土圧摩擦合力が、杭剛性の高いLA30のそれより小さくなった要因を検討するため、LA30およびLB30の地盤と基礎部の相対変位の時刻歴を図4.5に示す。杭剛性の低いLB30における地盤と基礎部の相対変位は、杭剛性の高いLA30のそれより大きい。これは、杭剛性が低いほど、基礎部が地盤に追従して変位する傾向が強いためと考えられる。そのため、LB30の土圧摩擦合力は、LA30のそれより小さくなったと考えられる。

LA30およびLB30における上部構造物慣性力と土圧摩擦合力の関係を図4.6に示す。両ケースとも、上部構造物慣性力と土圧摩擦合力は逆位相である。ただし、杭剛性の低いLB30の土圧摩擦合力は、杭剛性の高いLA30のそれより大きい。そのため、杭剛性の低いLB30の杭頭せん断力は、杭剛性の高いLA30のそれより小さくなったと考えられる。

LA30およびLB30における上部構造物慣性力と土圧摩擦合力が逆位相となった要因を検討するため、上部構造物加速度と基礎部加速度の伝達関数を図4.7に、20-50sにおける地表面加速度のフーリエスペクトルを図4.8に示す。また、LA30およびLB30における基礎部変位および地表面変位の関係を図4.9に示す。両ケースとも、上部構造物の固有周期は5.0s、地表面加速度の卓越周期は3.0sであり、上部構造物の固有周期は地盤の卓越周期より長い。また、基礎部変位は地盤変位より小さい。したがって、LA30における上部構造物慣性力と土圧摩擦合力の位相は、第3章で述べた図3.7(b)に対応し、上部構造物慣性力と土圧摩擦合力は逆位相となったと考えられる。

構造物慣性力が極めて小さくなった要因を検討するため、LA30およびLB30の15秒から40秒における上部構造物慣性力と基礎部慣性力の時刻歴を図4.10、4.11に示す。両ケースとも上部構造物慣性力と基礎部慣性力は逆位相である。これは、構造物の固有周期が地盤の卓越周期より長いためと考えられる。そのため、両者の和である構造物慣性力が極めて小さくなったと考えられる。

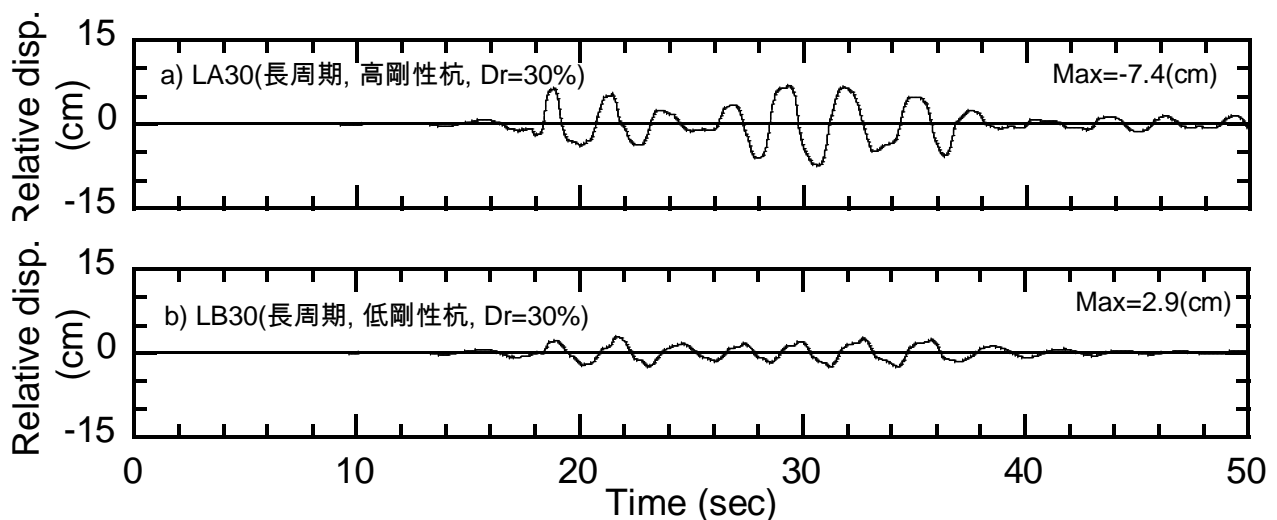
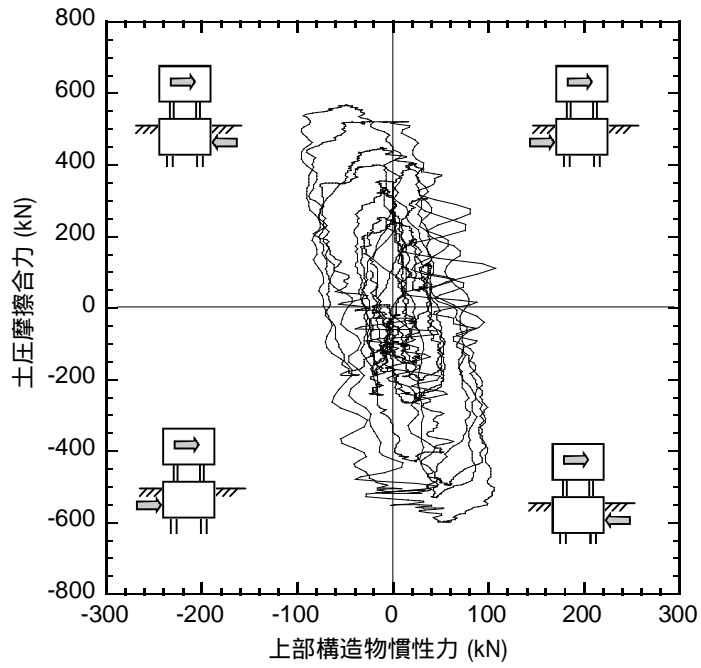
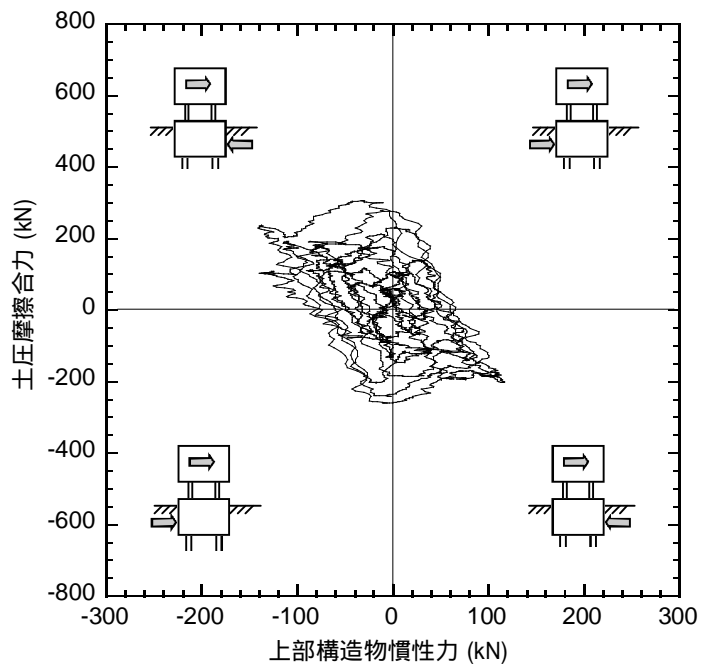


図4.5 地盤と基礎部の相対変位



a) LA30 (長周期モデル, 高剛性杭, $D_r=30\%$)



b) LB30 (長周期モデル, 低剛性杭, $D_r=30\%$)

図4.6 上部構造物慣性力と土圧摩擦合力の関係 (20-50s)

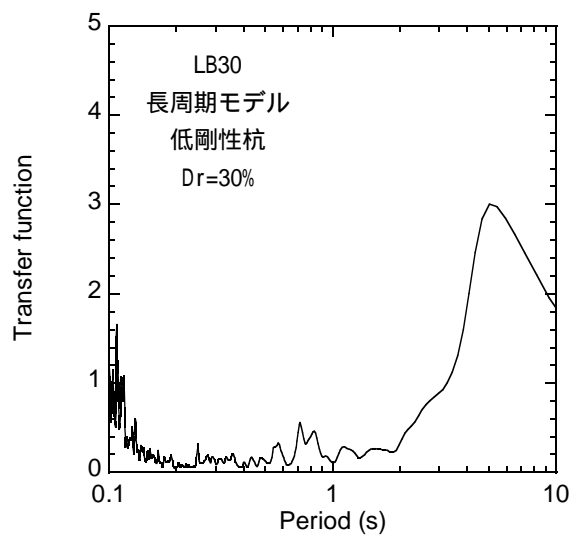
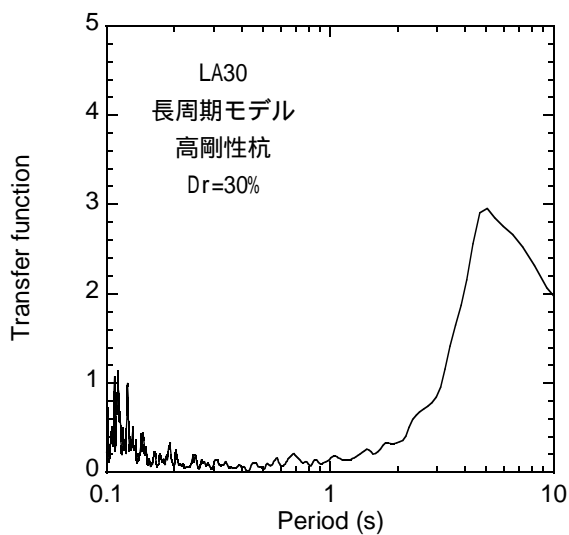


図4.7 上部構造物加速度と基礎部加速度の伝達関数

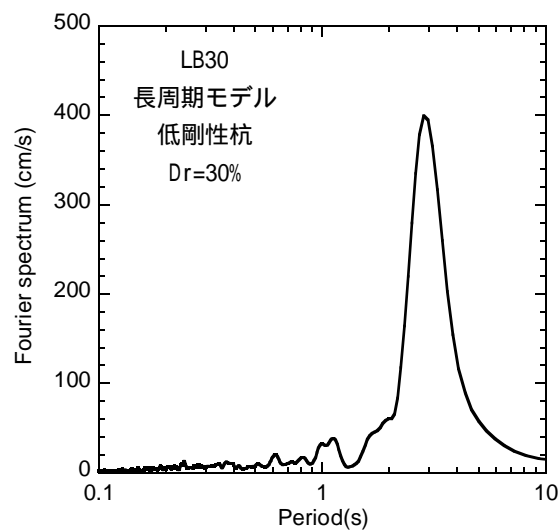
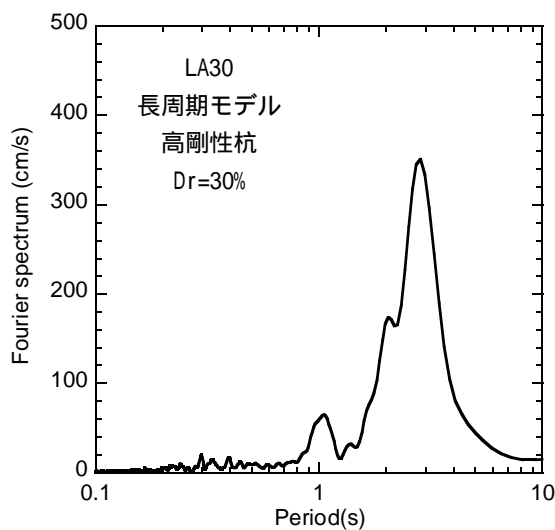


図4.8 地表面加速度のフーリエスペクトル (20-50s)

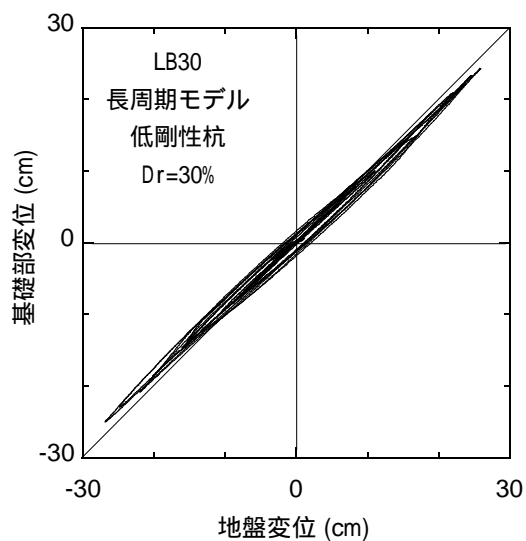
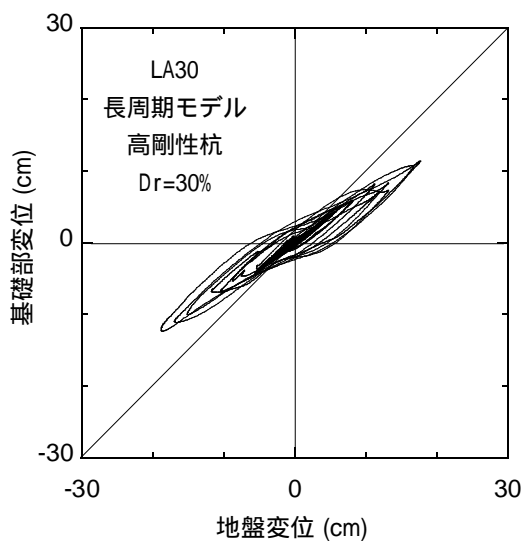


図4.9 基礎部変位と地盤変位の関係

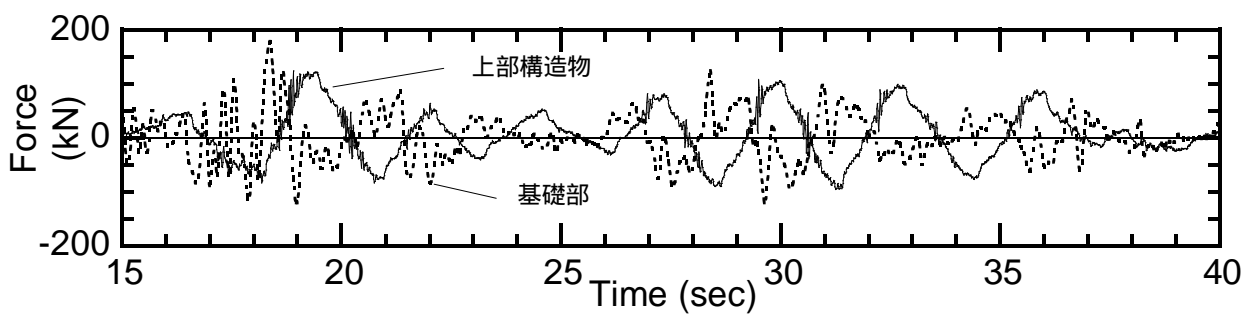


図4.10 上部構造物慣性力および基礎部慣性力 (LA30, 長周期, 高剛性杭, $D_r=30\%$)

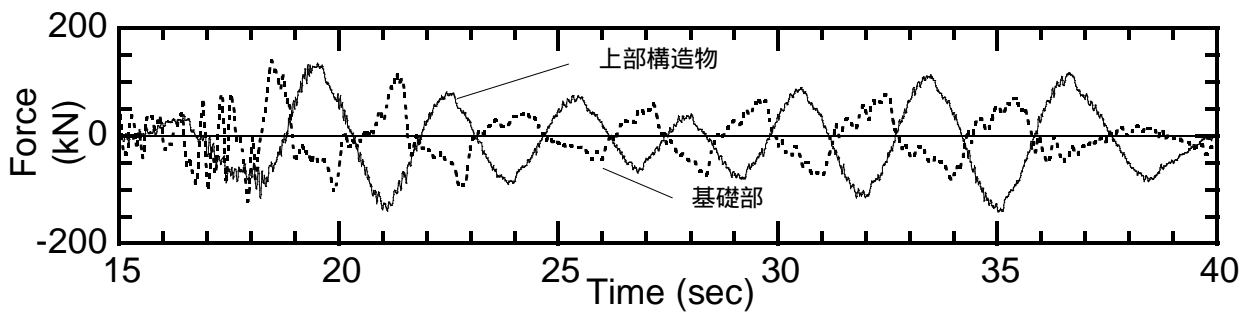


図4.11 上部構造物慣性力および基礎部慣性力 (LB30, 長周期, 低剛性杭, $D_r=30\%$)

4.3 杭剛性が土圧摩擦合力と水平地盤反力に及ぼす影響

杭剛性が土圧摩擦合力および水平地盤反力に及ぼす影響を検討するため、土圧摩擦合力ピーク時における地盤と基礎部の相対変位と土圧摩擦合力の関係を図4.12に、GL-2.96mの水平地盤反力ピーク時における地盤と杭の相対変位と水平地盤反力の関係を図4.13に示す。両ケースとも、地盤と基礎部の相対変位にほぼ比例して土圧摩擦合力が大きくなる。杭剛性が低いほど、基礎部が地盤に追従して変位する傾向は強い。そのため、LB30の地盤と基礎部の相対変位はLA30のそれより小さく、LB30の土圧摩擦合力はLA30のそれより小さい。これに対し、LB30の杭と地盤の相対変位はLA30のそれより小さいにもかかわらず、LB30の水平地盤反力の振幅はLA30のそれと同程度である。両ケースとも地盤と杭の相対変位が8cm程度以上で水平地盤反力が上限値となる。これから、水平地盤反力は塑性水平地盤反力に達したと考えられる。そのため、LB30の総地盤反力はLA30のそれと同程度となったと考えられる。

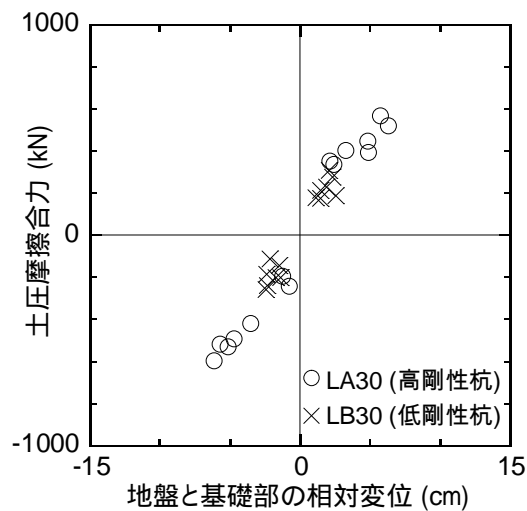


図4.12 地盤と基礎部の相対変位と土圧摩擦合力(ピーク時)の関係

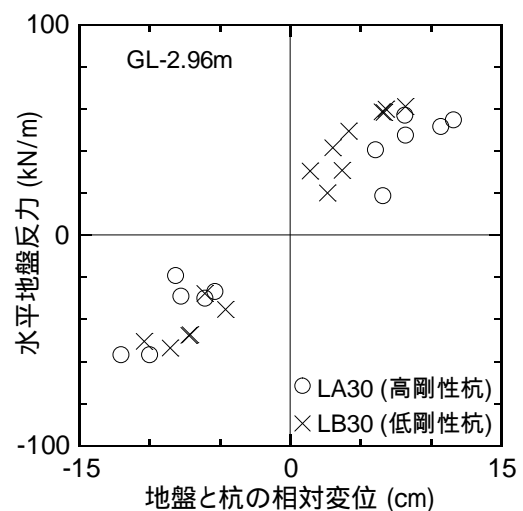


図4.13 地盤と杭の相対変位と水平地盤反力(ピーク時)の関係

4.4 杭剛性が杭応力に及ぼす影響

LA30(長周期モデル, 高剛性杭, $D_r=30\%$)における杭先端せん断力最大時付近の構造物慣性力、土圧摩擦合力、総地盤反力および杭先端せん断力の時刻歴を図4.14に、LB30(長周期モデル, 低剛性杭, $D_r=30\%$)のそれを図4.15に示す。両ケースとも、構造物慣性力は極めて小さい。LA30において、土圧摩擦合力および総地盤反力がピークとなる時間は、杭先端せん断力がピークとなる時間に概ね対応している。一方、LB30の総地盤反力がピークとなる時間は、杭先端せん断力がピークとなる時間に概ね対応しているが、土圧摩擦合力がピークとなる時間は、杭先端せん断力がピークとなる時間と対応していない。

さらに検討するため、LA30およびLB30の土圧摩擦合力と総地盤反力の関係を図4.16に示す。LA30では土圧摩擦合力と総地盤反力が同位相であり、ほぼ同時にピークとなる。一方、LB30では、土圧摩擦合力と総地盤反力の間位相差が生じており、総地盤反力がピークとなる時、土圧摩擦合力はピークとならない。

杭剛性の高いLA30における土圧摩擦合力と総地盤反力が同位相となった要因を検討するため、LA30における地盤変位、基礎部変位、地盤と基礎部の相対変位を図4.17に、GL-4.16mにおける地盤変位、杭変位および地盤と杭の相対変位を図4.18に示す。基礎部変位は地盤変位より小さく、地盤と基礎部の相対変位は、地盤変位と概ね同位相である。また、杭変位は地盤変位より小さく、地盤と杭の相対変位は、地盤変位と概ね同位相である。地盤と基礎部の相対変位と、地盤と杭の相対変位は同位相である。そのため、LA30の土圧摩擦合力と総地盤反力が同位相となったと考えられる。

杭剛性の低いLB30における土圧摩擦合力と総地盤反力の間位相差が生じた要因を検討するため、LB30における地盤変位、基礎部変位、地盤と基礎部の相対変位を図4.19に、GL-4.16mにおける地盤変位、杭変位および地盤と杭の相対変位を図4.20に示す。基礎部変位は地盤変位と同程度である。基礎部と地盤の相対変位は、地盤変位がピークとなる時に小さく、地盤変位がゼロとなる時にピークとなる。すなわち、地盤と基礎部の相対変位と地盤変位の間位相差が生じている。一方、杭変位は地盤変位より小さく、地盤と杭の相対変位は、地盤変位と概ね同位相である。地盤と基礎部の相対変位と、地盤と杭の相対変位の間位相差が生じている。そのため、LB30の土圧摩擦合力と杭に作用する総地盤反力の間位相差が生じたと考えられる。

杭剛性の低いLB30の杭先端せん断力が、杭剛性の高いLA30より小さくなった要因を検討するため、杭先端せん断力最大時における構造物慣性力、土圧摩擦合力、総地盤反力および杭先端せん断力を図4.21に示す。杭先端せん断力は、構造物慣性力、土圧摩擦合力および総地盤反力の和である。杭剛性によらず、構造物慣性力は極めて小さい。LA30とLB30の総地盤反力は同程度である。一方、LB30の土圧摩擦合力は、LA30のその0.3倍程度である。そのため、LB30の杭先端せん断力は、LA30のそれより小さくなったと考えられる。

杭剛性の低いLB30の土圧摩擦合力が、杭剛性の高いLA30のそれより小さく、杭剛性の低いLB30の総地盤反力が、杭剛性の高いLA30のそれと同程度となった要因を検討するため、杭先端せん断

力最大時の杭、基礎部および地盤変位の深度分布を図4.22に示す。両ケースとも、杭変位は杭先端から杭頭に向かって徐々に大きくなる。これに対し、地盤変位はGL-8mからGL-4mにかけて急激に大きくなり、GL-4m以浅でほぼ一定となる。杭剛性が高いほど基礎部の挙動は基盤の挙動に近づき、杭剛性が低いほど基礎部の挙動は地表面の挙動に近づく。そのため、LB30における地盤と基礎部の相対変位はLA30のそれより小さくなり、LB30の土圧摩擦合力はLA30のそれより小さくなったと考えられる。LB30の杭中央部付近の杭と地盤の相対変位はLA30のそれと同程度であるため、LB30の総地盤反力はLA30のそれと同程度となったと考えられる。

以上から、低剛性杭の杭頭および杭先端せん断力は、高剛性杭のそれらより小さくなった。これは、杭剛性によらず構造物慣性力が極めて小さく、低剛性杭の総地盤反力が高剛性杭のそれと同程度で、低剛性杭の土圧摩擦合力が高剛性杭のそれより小さくなったためである。

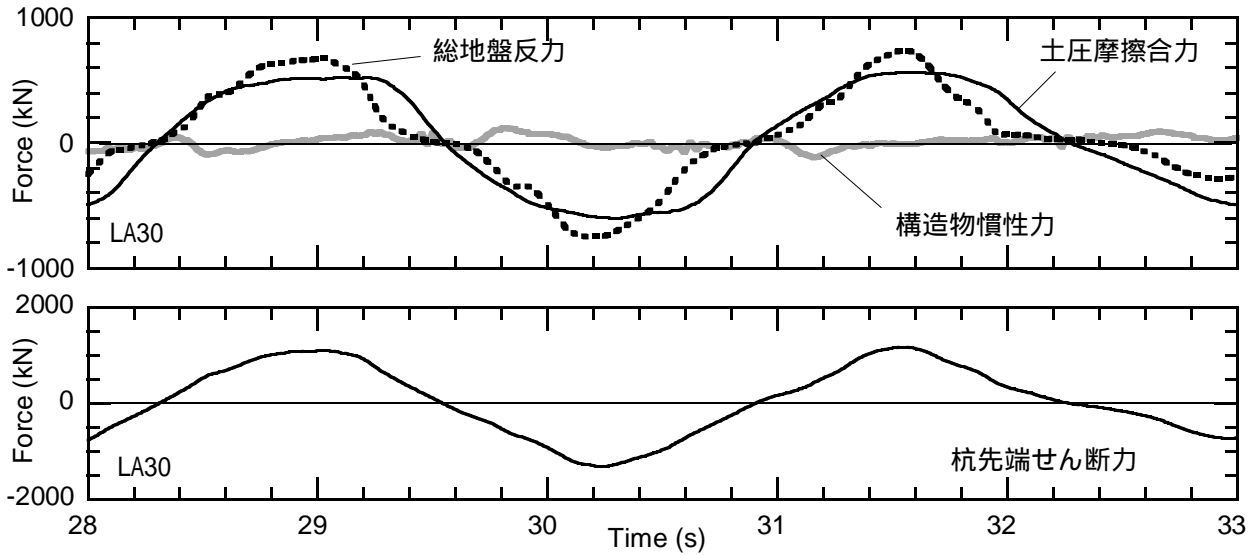


図4.14 構造物慣性力，土圧摩擦合力，総地盤反力および杭先端せん断力
(LA30，長周期モデル，高剛性杭， $D_r=30\%$)

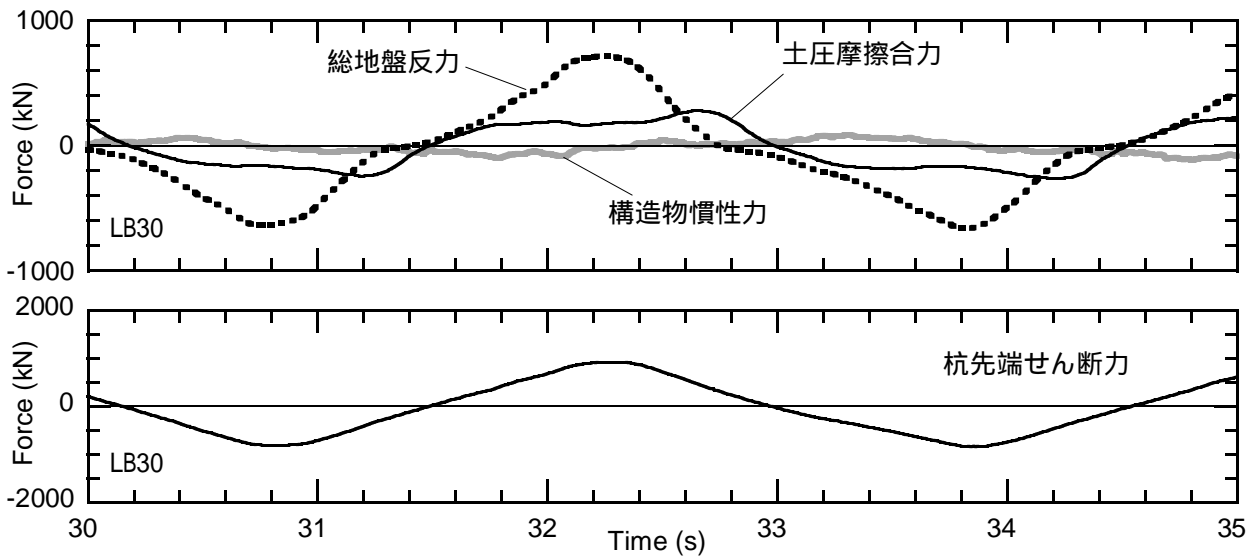


図4.15 構造物慣性力，土圧摩擦合力，総地盤反力および杭先端せん断力
(LB30，長周期モデル，低剛性杭， $D_r=30\%$)

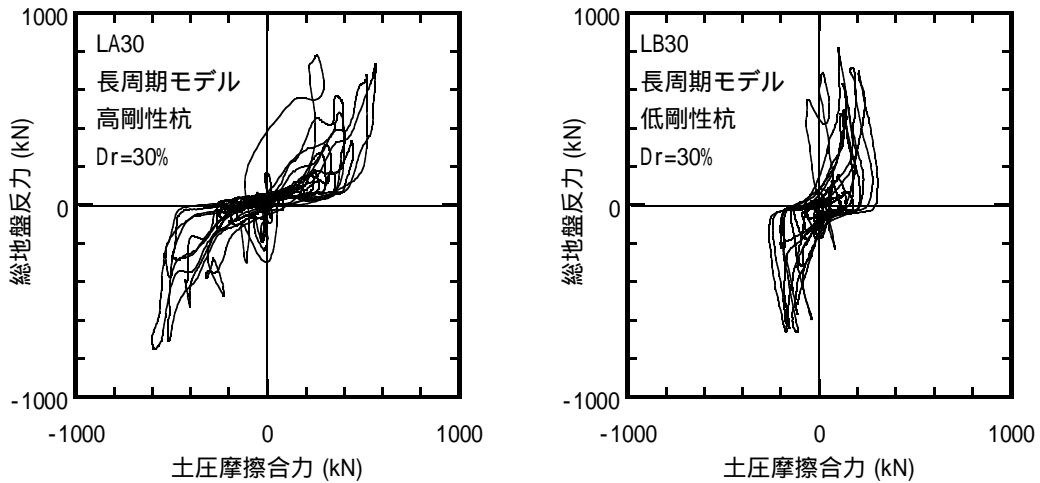


図4.16 土圧摩擦合力と総地盤反力の関係

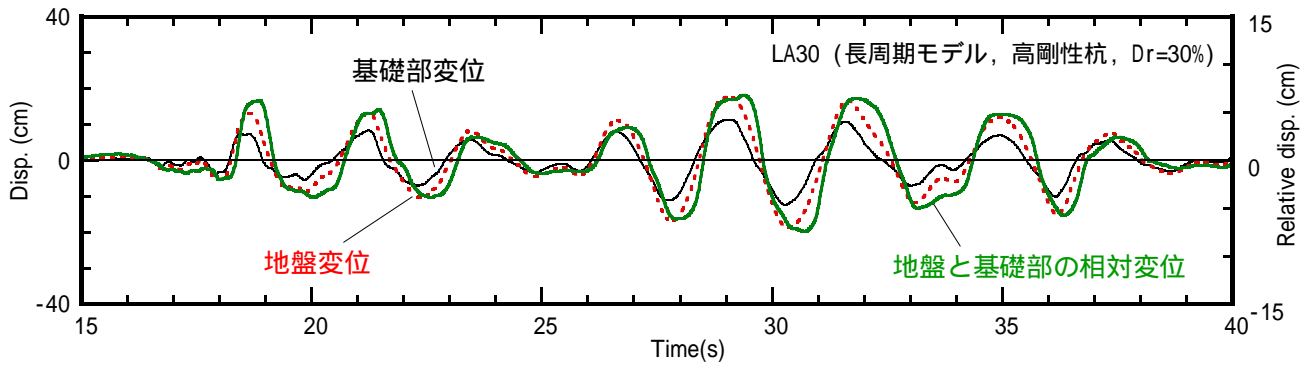


図4.17 基礎部と地盤の変位および相対変位 (LA30, 長周期モデル, 高剛性杭, $D_r=30\%$)

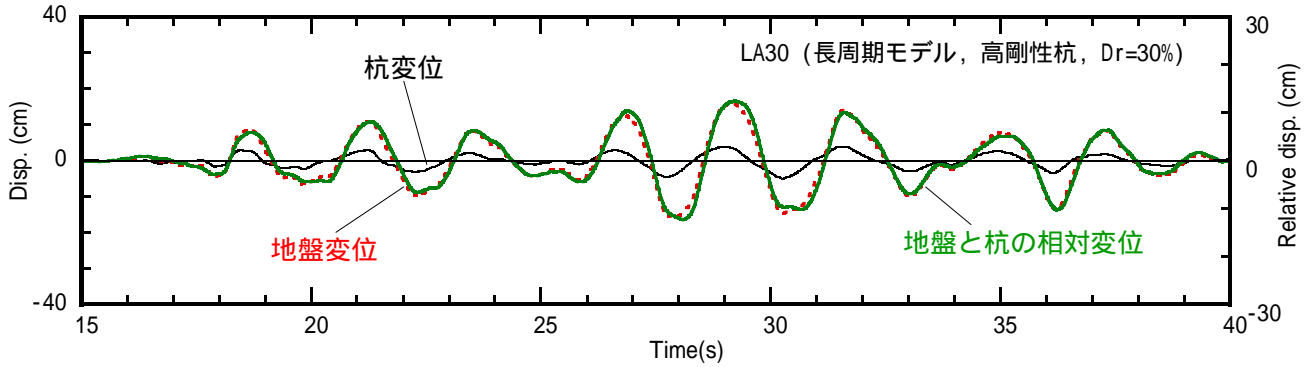


図4.18 GL-4.16mにおける杭と地盤の変位および相対変位 (LA30, 長周期モデル, 高剛性杭, $D_r=30\%$)

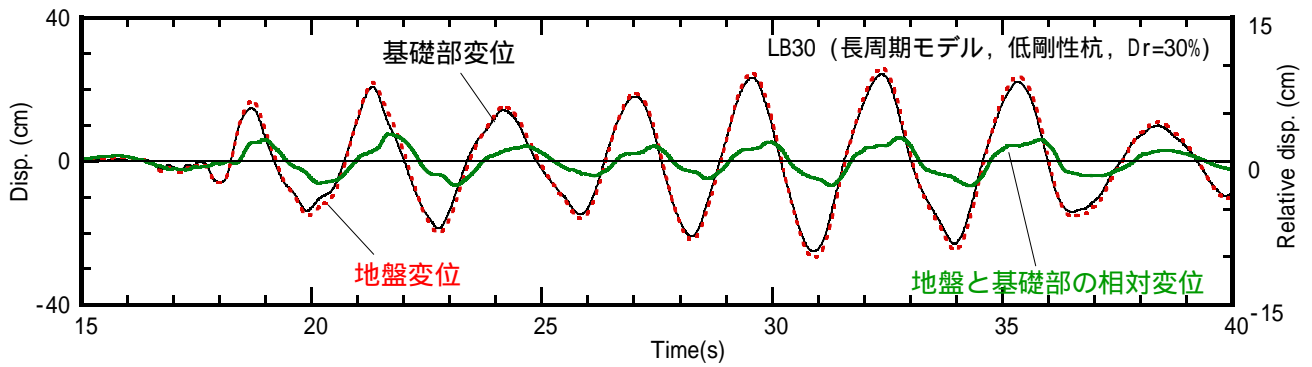


図4.19 基礎部と地盤の変位および相対変位 (LB30, 長周期モデル, 低剛性杭, $D_r=30\%$)

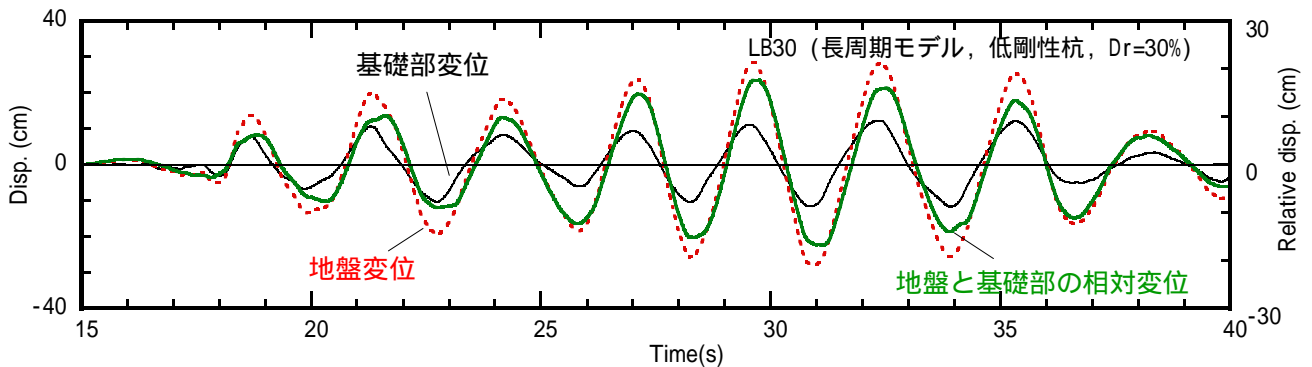


図4.20 GL-4.16mにおける杭と地盤の変位および相対変位 (LB30, 長周期モデル, 低剛性杭, $D_r=30\%$)

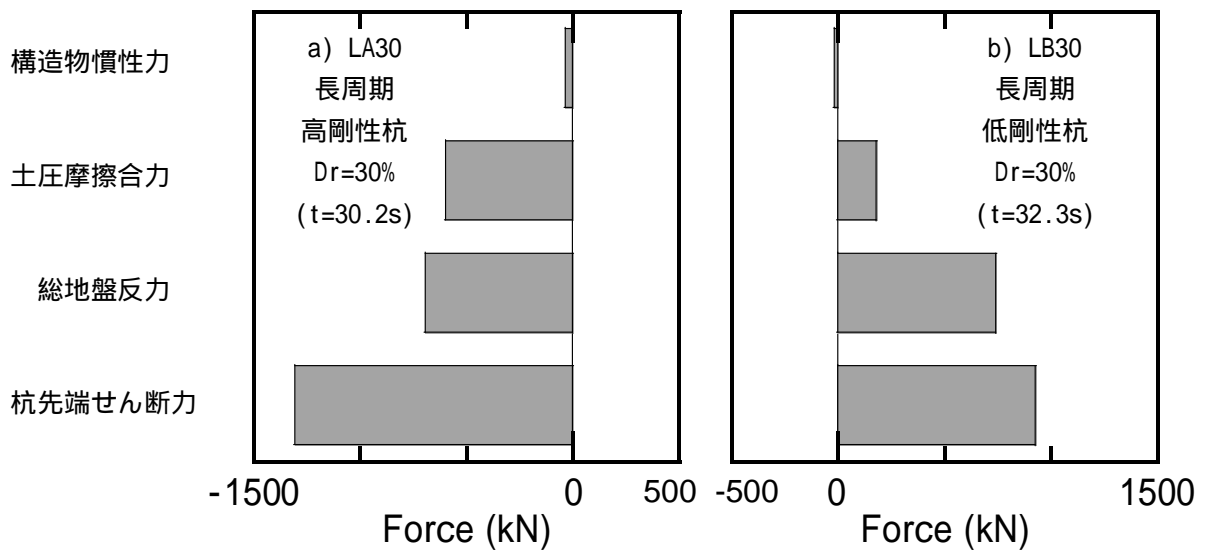


図4.21 構造物慣性力、土圧摩擦合力、総地盤反力および杭先端せん断力(杭先端せん断力最大時)

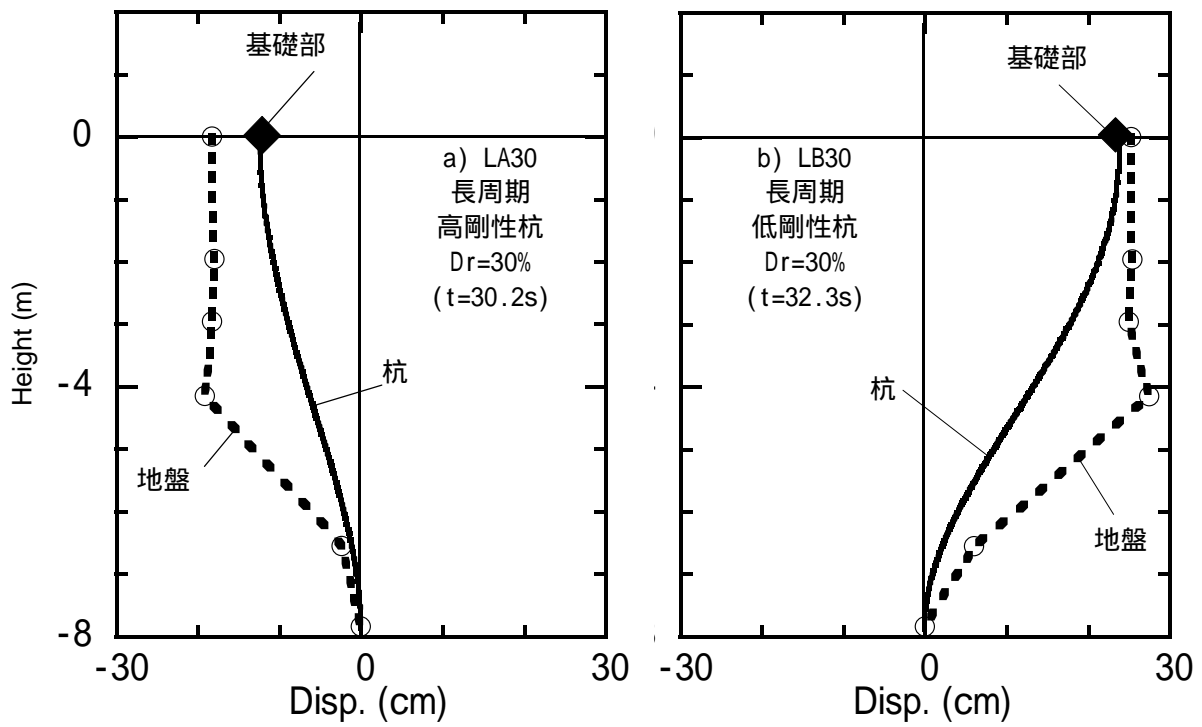


図4.22 杭先端せん断力最大時の変位

4.5 杭剛性と上部構造物の応答

4.5.1 杭剛性が基礎部加速度に及ぼす影響

杭剛性の高いLA30の上部構造物加速度が、杭剛性の低いLB30のそれより小さくなった(図4.1,4.2)要因を検討するため、LA30およびLB30の16-50秒における基礎部、地表面および振動台加速度のフーリエスペクトルを図4.23に示す。周期0.2-1.0s程度の短周期帯域において、杭剛性の高いLA30の基礎部加速度の振幅は、杭剛性の低いLB30のそれより大きい。これは、杭剛性が高いほど、基盤面から杭を伝わって基礎部に入力される短周期成分が大きくなるためと考えられる。両ケースとも、基礎部加速度の卓越周期は地盤の卓越周期(3秒)と同じである。これから、基礎部の応答は地盤の応答に強く影響を受けることが分かる。地表面加速度の振幅が大きい2秒から5秒の周期帯において、杭剛性の高いLA30の基礎部加速度の振幅は、地表面加速度の振幅と入力加速度の振幅の中間的なものとなっている。一方、その周期帯において、杭剛性の低いLB30の基礎部加速度は地表面加速度の振幅と同程度である。これは、杭剛性が高いほど基礎部の挙動は基盤の挙動に近づき、杭剛性が低いほど基礎部の挙動は地表面の挙動に近づくためと考えられる。そのため、2秒から5秒付近の周期帯において、LA30の基礎部加速度の振幅はLB30のそれより小さくなり、LA30の上部構造物加速度はLB30のそれより小さくなったと考えられる。このことは、液状化地盤の卓越周期が免震構造物の固有周期に近い場合、杭剛性が低いほど上部構造物の応答が大きくなることを示唆している。

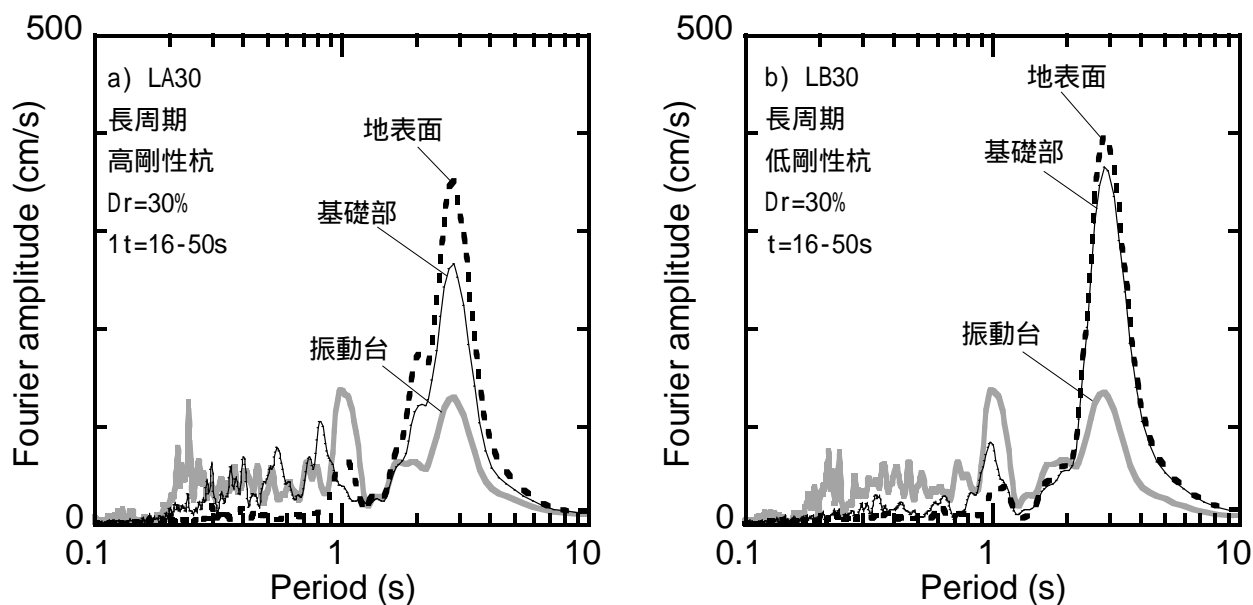


図4.23 基礎部、地表面および振動台加速度のフーリエスペクトル

4.5.2 杭剛性が免震層変位に及ぼす影響

液状化地盤における免震構造物では、免震層に過大な変形が生じる可能性がある。その場合、積層ゴムのせん断歪みが大きくなり、免震構造物の耐震性に悪影響を及ぼす可能性がある。また、免震層変位が過大になると、基礎部と擁壁のクリアランスが不十分であれば、基礎部が擁壁に衝突する可能性もある。そこで本節では、杭剛性が免震層の変位に及ぼす影響を検討する。本実験では、上部構造物と基礎部の相対変位が免震層変位に対応する。LA30(長周期, 高剛性杭, $Dr=30\%$)およびLB30(長周期, 低剛性杭, $Dr=30\%$)における上部構造物と基礎部の相対変位を図4.24に示す。両ケースとも、間隙水圧が上昇し始める16秒付近から、上部構造物と基礎部の相対変位が急激に大きくなり、地盤が液状化する20秒付近以降、極めて大きくなる。上部構造物と基礎部の相対変位の最大値は、杭剛性の高いLA30で31.7cm、杭剛性の低いLB30で40.2cmである。このように、杭剛性の低いLB30の上部構造物と基礎部の相対変位は、杭剛性の高いLA30のそれより大きい。

さらに検討するため、杭剛性が免震層変位に及ぼす影響を、1質点系の時刻歴応答解析で検討する。解析モデルおよび免震層の復元力特性の模式図を図4.25に示す。免震層はアイソレータとダンパーでモデル化する。アイソレータは積層ゴムを想定し、復元力特性を弾性とした。ダンパーは鉛ダンパーを想定し、復元力特性を完全弾塑性とした^{4.1)}。ダンパーの降伏変位は1cmとし、免震層の粘性減衰は無視した。前述のように、基礎部の応答は地盤の応答に強く影響を受ける。そこで、上部構造物慣性力が基礎部の応答に及ぼす影響は小さいと仮定し、実験で得られた基礎部加速度を入力加速度に用いた。アイソレータの剛性に基づく免震構造物の周期(免震周期) $T_f=5.0$ 秒、ダンパーの降伏せん断力係数 $\alpha_s=0.03$ における免震層変位の時刻歴を図4.26に示す。両ケースとも16秒以降から免震層変位が急激に大きくなり、解析結果は実験結果と類似した傾向を示している。杭剛性の低いLB30の免震層変位の最大値は32.6cm、杭剛性の低いLB30のそれは43.5cmである。このように、杭剛性の低いLB30の免震層変位は、杭剛性の高いLA30のそれより大きい。これは、LB30の基礎部加速度に含まれる5秒付近の成分の振幅が、LA30のそれより大きいためと考えられる。

さらに検討するため、免震周期およびダンパーの降伏せん断力係数をパラメータとして同様の解析を行った。免震周期と上部構造物の最大加速度の関係を図4.27に、免震周期と免震層の最大変位の関係を図4.28に示す。LB30の上部構造物加速度は、同じ免震周期および α_s におけるLA30のそれより大きい。これは、LB30の基礎部加速度に含まれる3秒から5秒付近の成分の振幅が、LA30のそれより大きいためと考えられる。両ケースとも、免震周期が地盤の卓越周期(3秒)に近くなると、上部構造物加速度が大きくなる。この傾向は、杭剛性の低いLB30で顕著である。このことは、免震周期が地盤の卓越周期に近くなると、高剛性杭に比べ、低剛性杭を用いた免震構造物の応答が大きくなることを示している。LB30の免震層変位は、同じ免震周期および α_s におけるLA30のそれより大きい。LA30、LB30とも、免震周期が地盤の卓越周期(3秒)に近くなると、免震層変位が大きくなる。この傾向は、杭剛性の低いLB30で顕著である。

ここで、解析から得られた免震層変位と実構造物のそれを比較するため、実構造物の積層ゴムの限界ひずみから算定される限界免震層変位について検討する。免震部材の座屈荷重や水平剛性に

関係する指標である2次形状係数 $S_2^{4.1)}$ は、次式で表される。

$$S_2 = \frac{D}{nt_R} \quad (4.1)$$

ここで、 n はゴムの層数、 t_R はゴムの1層分の厚さ、 D はゴムの直径である。 S_2 が小さい場合、積層ゴムの大変形時における鉛直荷重支持能力低下などの不安定現象が生じる。そのため、免震構造設計指針^{4.1)}では、 S_2 を5程度以上とすることが推奨されている。 $S_2=5$ とし、積層ゴムの直径 $D=1000\text{mm}$ とすると、ゴムの総厚 nt_R は200mmとなる。積層ゴムアイソレータの限界性能に関する研究^{4.2)}において、積層ゴムが線形性を示す安定限界せん断ひずみは250%程度、積層ゴムが破断する限界せん断ひずみは400%程度であることが報告されている。これから、 $S_2=5$ 、 $D=1000\text{mm}$ における積層ゴムの安定限界変形は50cm、限界変形は80cmとなる。杭剛性の高いLA30の免震層変位は、免震周期および α_s によらず積層ゴムの安定限界より小さい。杭剛性の低いLB30において、免震周期4.5秒および5.0秒の免震層変位は、 α_s によらず積層ゴムの安定限界より小さい。免震周期4.0秒では、 $\alpha_s=0.03$ 、0.04の免震層変位が積層ゴムの安定限界変形より大きい。免震周期3.5秒の免震層変位は、 α_s によらず積層ゴムの安定限界より大きい。特に、 $\alpha_s=0.03$ の免震層変位は85cmに達し、積層ゴムの限界変形を上回る。

以上から、免震構造物の固有周期が地盤の卓越周期に近くなると、低剛性杭を用いた免震構造物の免震層変位は、高剛性杭に比べて大きくなることが想定されるので、設計での配慮が必要と考えられる。

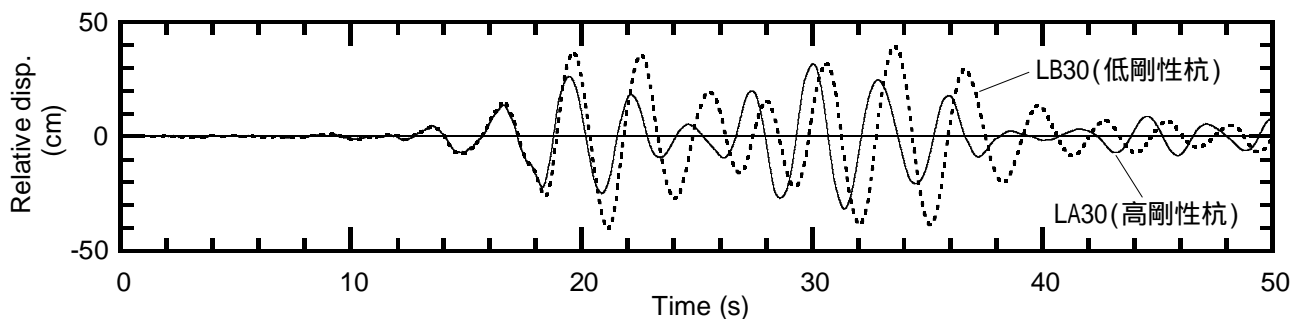


図4.24 上部構造物と基礎部の相対変位

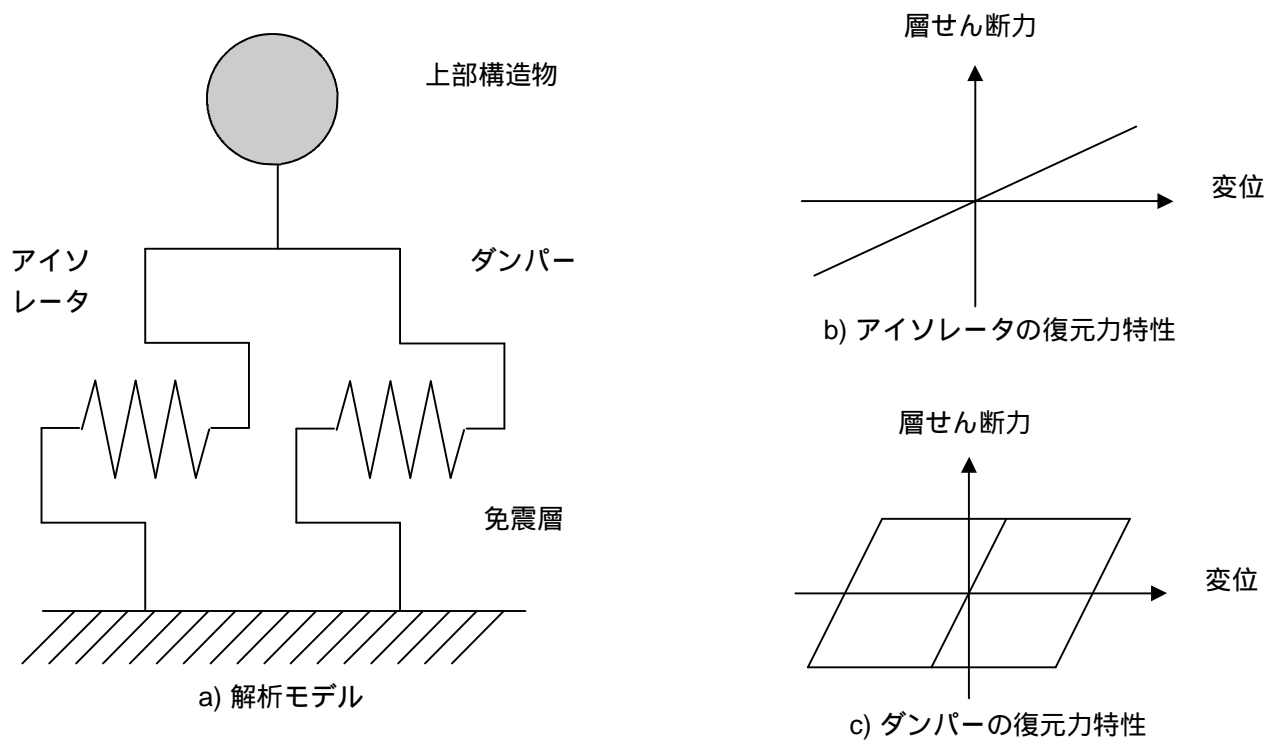


図4.25 解析モデルおよび免震層の復元力特性

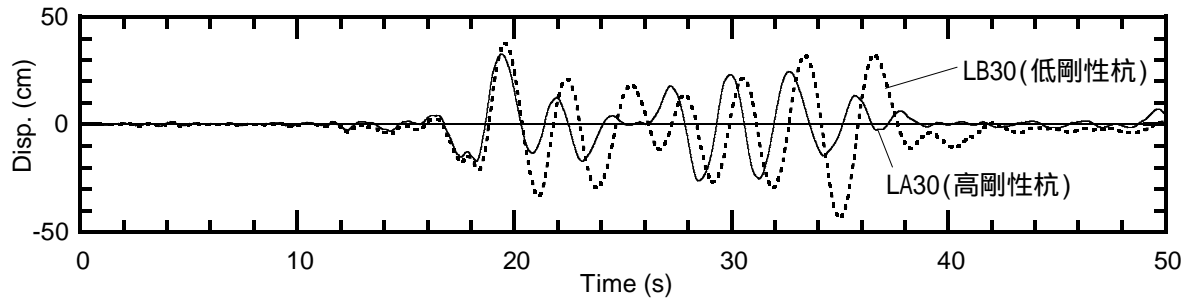


図4.26 免震層変位 (固有周期5.0s, $\zeta_s=0.03$)

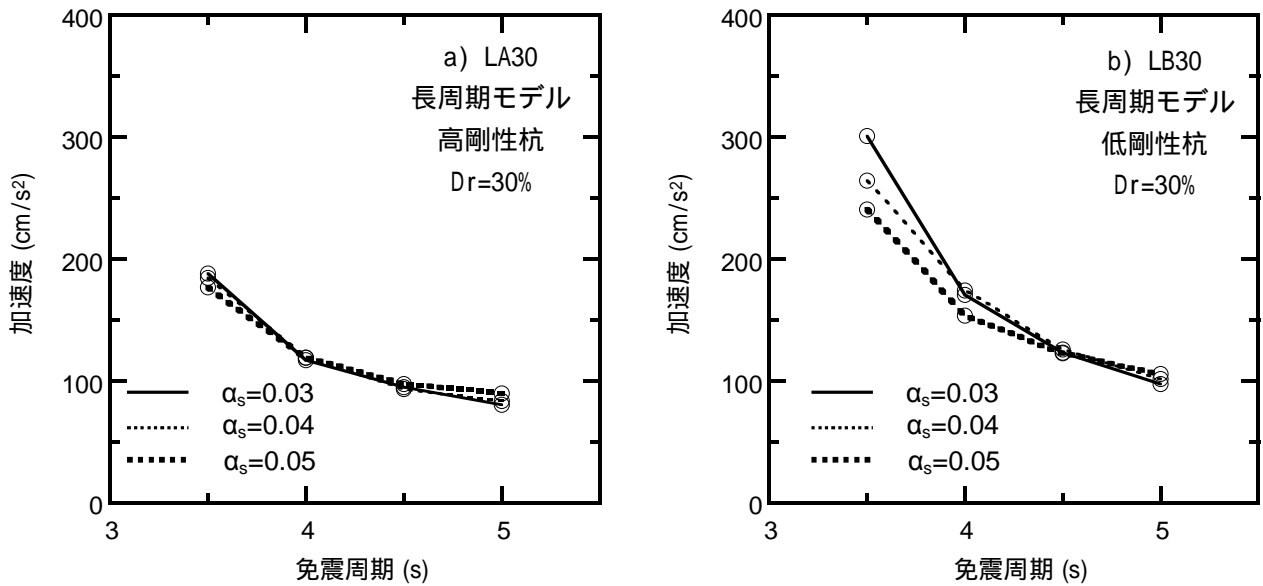


図4.27 免震周期と上部構造物の最大加速度の関係

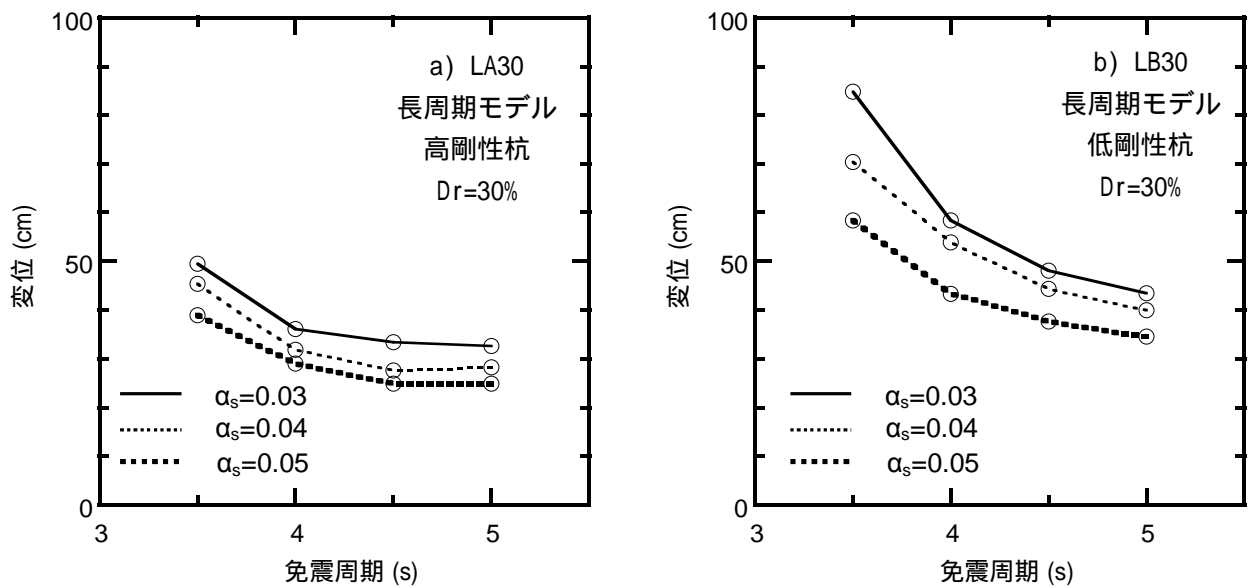


図4.28 免震周期と免震層の最大変位の関係

4.6 まとめ

動的遠心載荷実験を行い、杭剛性が液状化地盤における免震構造物の杭応力に及ぼす影響を検討した。さらに、実験で計測された基礎部加速度を用いて、免震構造物を模擬した1質点系の時刻歴応答解析を行い、杭剛性と免震構造物の固有周期が免震層変位に及ぼす影響を検討した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 低剛性杭の杭頭および杭先端せん断力は、高剛性杭のそれらより小さくなった。これは、低剛性杭の基礎部に作用する土圧摩擦合力が、高剛性杭のそれより小さくなったためである。
- 2) 高剛性杭における上部構造物加速度は、低剛性杭のそれより小さくなった。これは、杭剛性が高いほど基礎部の挙動は基盤の挙動に近づくため、地表面加速度の振幅が大きい2秒から5秒付近の周期帯において、高剛性杭の基礎部加速度の振幅が低剛性杭のそれより小さくなったためと考えられる。
- 3) 免震構造物の固有周期が地盤の卓越周期に近くなると、免震層変位は大きくなった。この傾向は低剛性杭で顕著であった。これから、低剛性杭を用いた免震構造物は、高剛性杭に比べ、免震層の変位が大きくなることが想定されるので、設計での配慮が必要と考えられる。

参考文献

4.1) 日本建築学会：免震構造設計指針，2001

4.2) 高山峯夫：免震構造用天然ゴム系積層ゴムアイソレータの限界性能，日本建築学会技術報告集，第1号，pp.160-165, 1995. 12

第 5 章 短周期構造物と免震構造物の杭応力

- 5.1 短周期構造物と免震構造物の実験結果の比較
- 5.2 土圧摩擦合力を考慮した応答変位法による杭応力の算定
- 5.3 第5章のまとめ

5.1 短周期構造物と免震構造物の実験結果の比較

本章では、短周期構造物と免震構造物の杭応力を比較するため、SA30, SB30, LA30およびLB30の実験結果を比較する。高剛性杭(SA30, LA30)の杭先端せん断力最大時における構造物慣性力、土圧摩擦合力、総地盤反力、杭先端せん断力を図5.1に示す。短周期モデルの構造物慣性力は長周期モデルのそれより大きい。これに対し、短周期モデルの土圧摩擦合力は長周期モデルのその0.4倍程度である。短周期モデルの総地盤反力は、長周期モデルのその1.3倍程度である。短周期モデルの杭先端せん断力は、長周期モデルのそれより大きい。

低剛性杭(SB30, LB30)の杭先端せん断力最大時における構造物慣性力、土圧摩擦合力、総地盤反力、杭先端せん断力を図5.2に示す。高剛性杭と同様に、短周期モデルの構造物慣性力は長周期モデルのそれより大きい。短周期モデルの土圧摩擦合力は長周期モデルのその0.4倍程度である。短周期モデルの総地盤反力は、長周期モデルのその0.9倍程度である。短周期モデルの杭先端せん断力は、長周期モデルのそれと同程度である。

このように、高剛性杭、低剛性杭とも、短周期モデルの構造物慣性力は長周期モデルのそれより大きくなったのに対し、短周期モデルの土圧摩擦合力は長周期モデルのそれより小さくなった。高剛性杭において、短周期モデルの杭先端せん断力は長周期モデルのそれより大きくなったのに対し、低剛性杭では、短周期モデルの杭先端せん断力は長周期モデルのそれと同程度となった。

杭先端せん断力最大時における上部構造物、基礎部、杭および地盤の変位分布を図5.3に示す。図中の矢印は上部構造物慣性力および基礎部慣性力を示している。短周期モデル(SA30, SB30)の上部構造物の固有周期は地盤の卓越周期より短いため、上部構造物慣性力は地盤変位と同位相となり、基礎部変位を増大させる側に作用している。また、上部構造物慣性力と基礎部慣性力は同位相であり、両者の和である構造物慣性力は大きくなる。これに対し、長周期モデル(LA30, LB30)の上部構造物の固有周期は地盤の卓越周期より長いため、上部構造物慣性力は地盤変位と逆位相となり、基礎部が地盤に追従して変位するのを妨げている。また、上部構造物慣性力と基礎部慣性力は逆位相であり、構造物慣性力は小さくなる。短周期モデル、長周期モデルとも、高剛性杭の基礎部変位は、低剛性杭のそれより小さい。これは、杭剛性が高いほど、杭および基礎部が地盤変位に抵抗する傾向が強いためと考えられる。これらのことから、基礎部変位は、上部構造物固有周期と地盤の卓越周期の関係、構造物慣性力の大きさおよび杭剛性に影響を受けると考えられる。基礎部に作用する土圧摩擦合力は、基礎部と地盤の相対変位に影響を受けることから、土圧摩擦合力は、上部構造物固有周期と地盤の卓越周期、構造物慣性力、杭剛性および地盤変位に影響を受けると考えられる。これをふまえ、次節において、上部構造物固有周期と地盤の卓越周期、構造物慣性力、杭剛性および地盤変位から、応答変位法を用いて、基礎部に作用する土圧摩擦合力を考慮した杭応力の算定法について検討する。

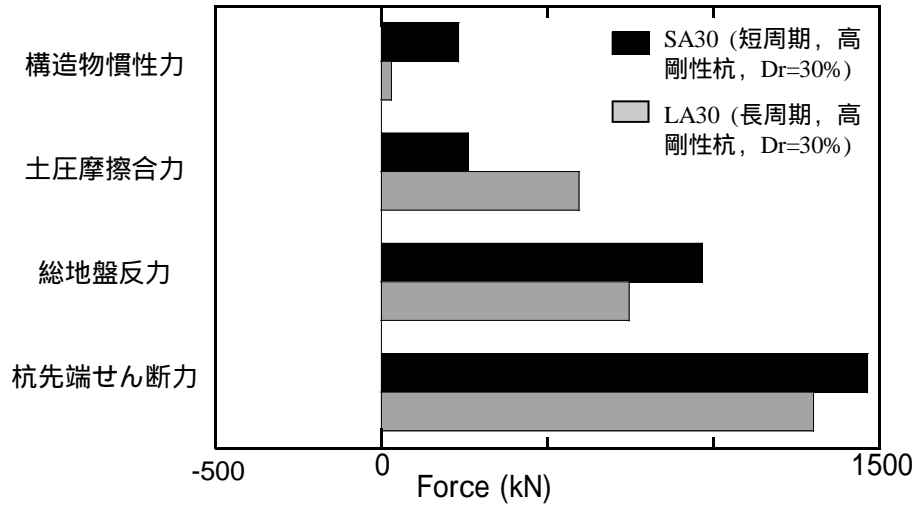


図5.1 杭先端せん断力最大時の構造物慣性力，土圧摩擦合力，総地盤反力および杭先端せん断力(SA30，LA30)

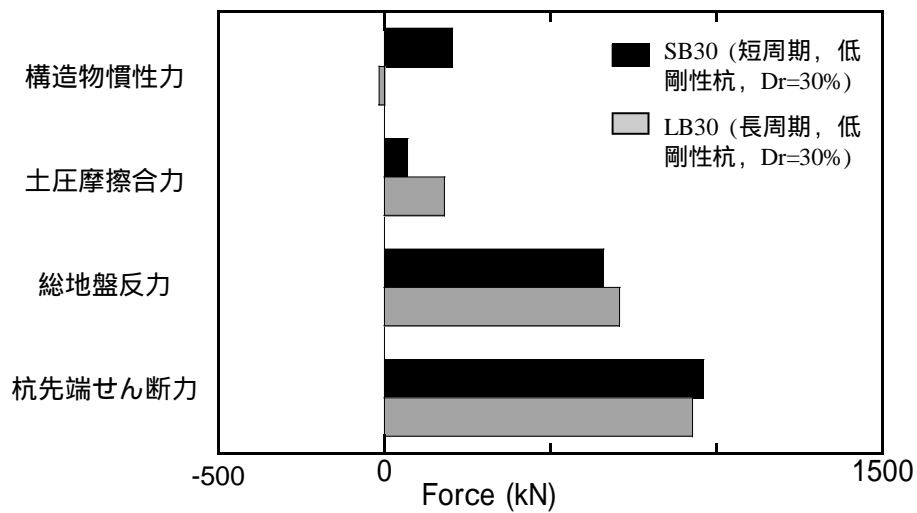


図5.2 杭先端せん断力最大時の構造物慣性力，土圧摩擦合力，総地盤反力および杭先端せん断力(SB30，LB30)

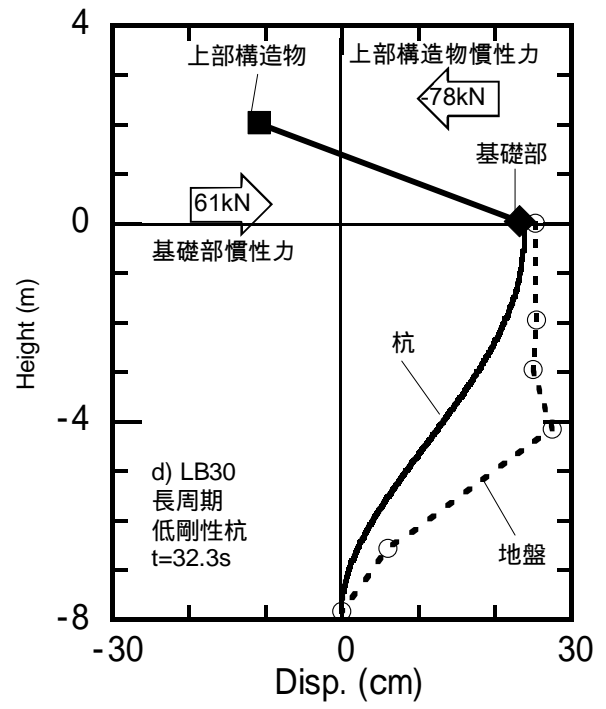
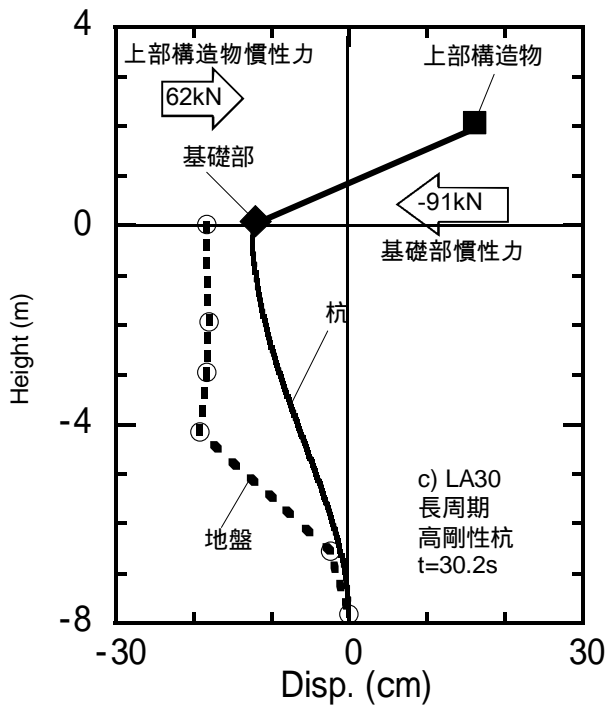
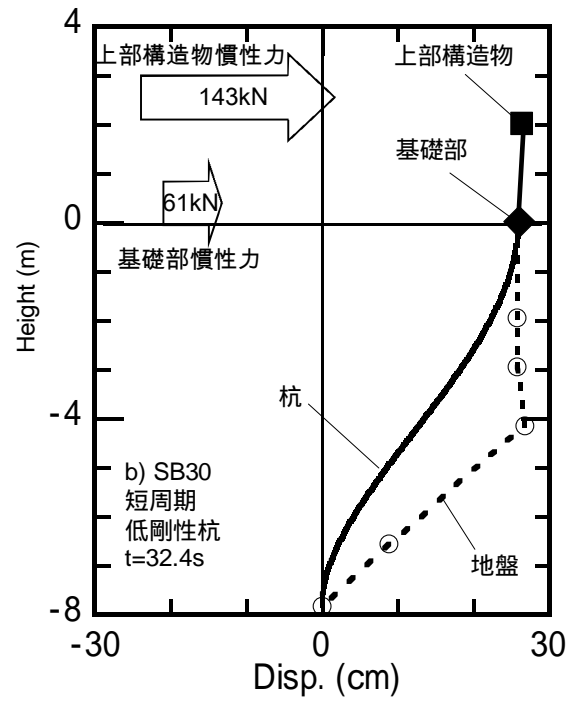
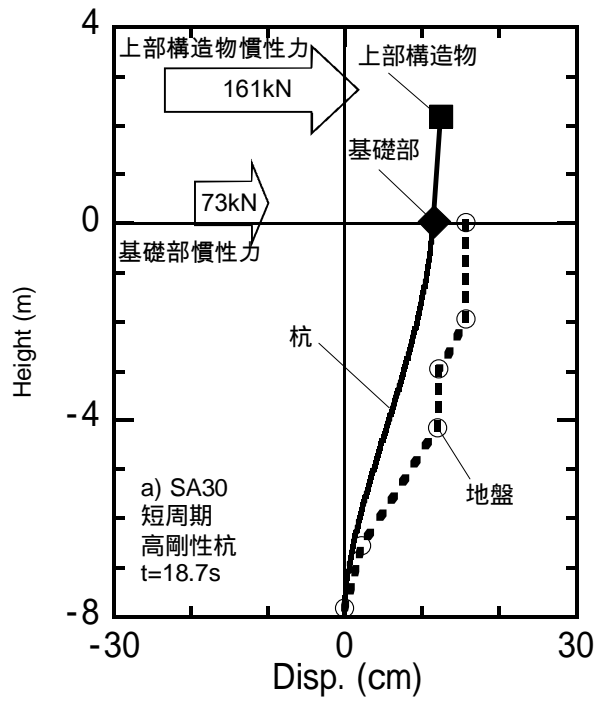


図5.3 杭先端せん断力最大時の変位分布

5.2 土圧摩擦合力を考慮した応答変位法による杭応力の算定

5.2.1 水平地盤反力のモデル化

応答変位法を用いて、構造物慣性力が杭応力に及ぼす影響を検討する。本研究では、(株)構造計画研究所の応答変位法プログラム「k-Pile」^{5.1)}を用いて解析を行った。解析モデルを図5.4に示す。応答変位法は、弾性支承梁と仮定した杭に杭頭水平力と地盤ばねを介して地盤変位を与える解法で、基本式^{5.2)}は次式となる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + k_{hl} B_p (y - y_g) = 0 \quad (5.1)$$

ここで、 EI は杭の曲げ剛性、 x は深度、 y は杭の水平変位、 k_{hl} は液状化地盤における地盤反力係数、 B_p は杭径、 y_g は地盤変位を表す。液状化による地盤反力係数の非線形性を考慮するため、建築基礎構造設計指針^{5.3)}では、液状化地盤における地盤反力係数 k_{hl} (kN/m^3)を次式で表わす。

$$k_{hl} = \beta k_{h0} y_r^{-1/2} \quad (5.2)$$

ここで、 β は液状化による水平地盤反力係数の低減係数、 y_r は、cmで無次元化した地盤と杭の相對変位である。本研究では、 $\beta=0.1$ とした^{5.4)}。 k_{h0} は、 $y_r=1$ における基準水平地盤反力係数(kN/m^3)であり、次式で表わされる。

$$k_{h0} = 80 E_0 B_0^{-3/4} \quad (5.3)$$

$$E_0 = 700 N \quad (5.4)$$

ここで、 E_0 は変形係数(kN/m^2)、 B_0 はcmで無次元化した杭径である。 N はN値であり、次式^{5.5)}で表わされる地盤のS波速度 V_s とN値の関係から逆算して求めた。

$$V_s = 80 \cdot N^{1/3} \quad (5.5)$$

V_s は次式で求めた。

$$V_s = V_{s0} \cdot \sigma_v'^{0.25} \quad (5.6)$$

ここで、 σ_v' は鉛直有効応力、 V_{s0} は $\sigma_v'=1.0$ (kN/m^2)のときの基準S波速度であり、全層の平均S波速度が次式で表される V_s と等しくなるよう算定した。

$$V_s = \frac{4H}{T_g} \quad (5.7)$$

ここで、 H は地盤の層厚である。 T_g は地盤の固有周期であり、微小加振時の地表面加速度と振動台加速度の伝達関数から求めた。算出した V_s に基づいて(5.5)式から N 値を逆算した。解析に用いた V_s および N 値の深度分布を図5.5, 5.6に示す。

液状化地盤における水平地盤反力 p_l (kN/m²)は、次式で表わされる。

$$p_l = k_{hl} \cdot y_r \quad \alpha p_y \quad (5.8)$$

ここで、 α は液状化地盤における塑性水平地盤反力係数の低減係数であり、 $\alpha=\beta$ とした。 y_r は地盤と杭の相対変位、 p_y は砂質土地盤の塑性水平地盤反力(kN/m)であり、本研究では次式^{5.7)}で算定した。

$$p_y = F_\phi \sigma'_v B \quad (5.9)$$

$$F_\phi = \frac{\cos\left(\frac{\pi - \phi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{\cos\left(\frac{\pi + \phi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \cdot \frac{1 - \sin \phi}{\cos \phi} \cdot \exp\left\{\left(\frac{3}{2}\pi - \phi\right) \tan \phi\right\} - K_A \quad (5.10)$$

ここで、 ϕ は砂の内部摩擦角であり、相対密度30%で34°とした。 B は杭径である。 K_A はRankineの主働土圧係数であり、次式で表わされる。

$$K_A = \tan^2(45^\circ - \phi / 2) \quad (5.11)$$

本研究では、地盤と杭の相対変位と水平地盤反力の関係をトリリニアで近似してモデル化した。本研究で用いた地盤と杭の相対変位と水平地盤反力の関係を図5.7に示す。

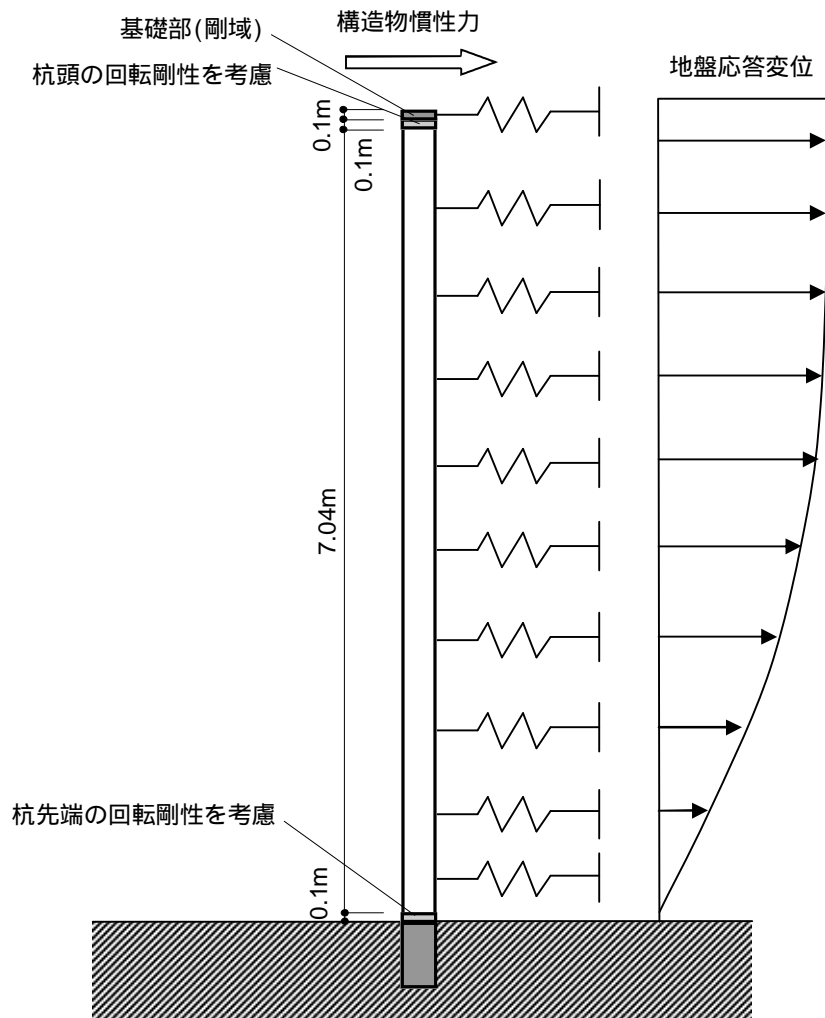


図5.4 解析モデル

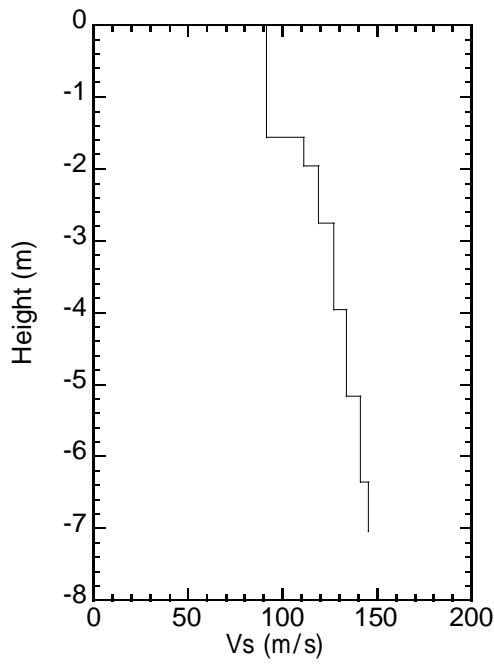


図5.5 Vsの深度分布

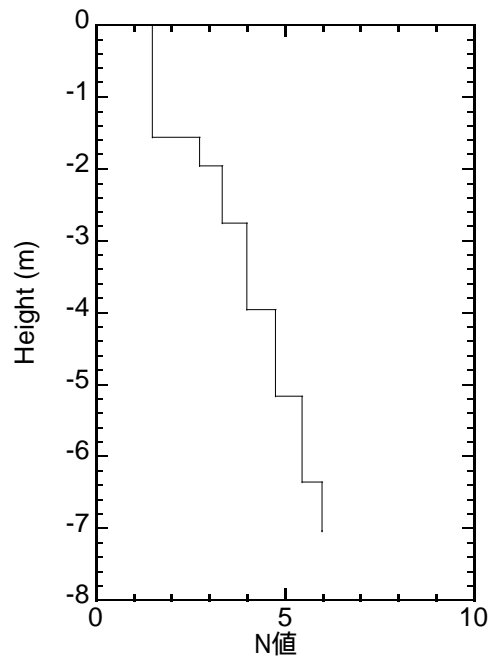


図5.6 N値の深度分布

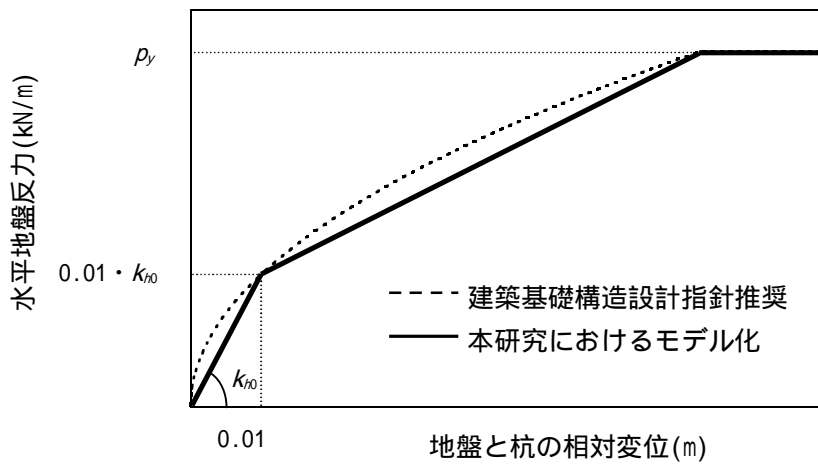


図5.7 地盤と杭の相対変位と水平地盤反力の関係

5.2.2 土圧摩擦合力のモデル化

基礎根入れ部に作用する土圧摩擦合力を考慮するため、杭頭に基礎部を模擬した剛域を配置し、これと地盤の間に、土圧摩擦合力を模擬したバネを設置した。基礎根入れ部に作用する土圧合力 P_E は、次式で表わされる。

$$P_E = P_{Ep} - P_{Ea} = \frac{1}{2} \gamma H^2 B (K_{Ep} - K_{Ea}) \quad (5.12)$$

ここで、 γ は砂の単位体積重量、 H は基礎壁面高さ、 B は基礎幅、 K_{Ep} は受働土圧係数、 K_{Ea} は主働土圧係数である。張らの土圧理論^{5.8), 5.9)}では、地盤と基礎の相対変位 Δ_r 、主働状態、受働状態の基準相対変位 Δ_a, Δ_p を用いて、次式で表わされる。

$$K_{Ea} = \frac{2 \cos^2(\phi - i)}{\cos^2(\phi - i)(1 + R) + \cos i \cos(\delta_{mob} + i)(1 - R)I_{E1}} \quad -1 \leq R \leq 1 \quad (5.13)$$

$$K_{Ep} = 1 + \frac{1}{2}(R - 1) \left[\frac{\cos^2(\phi - i)}{\cos i \cos(\delta_{mob} + i)I_{E2}} \right] \quad 1 \leq R \leq 3 \quad (5.14)$$

$$\begin{pmatrix} I_{E1} \\ I_{E2} \end{pmatrix} = \left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_{mob}) \sin(\phi - i)}{\cos(\delta_{mob} + i)}} \right]^2 \quad (5.15)$$

$$\tan i = k_i \quad (5.16)$$

$$R = \max \left[-1, -\left(\frac{|\Delta_r|}{\Delta_a} \right)^{0.5} \right] \quad (5.17)$$

$$R = \min \left[3, 3 \left(\frac{|\Delta_r|}{\Delta_p} \right)^{0.5} \right] \quad (5.18)$$

$$\delta_{mob} = \frac{1}{2}(1 - R)\delta_a \quad -1 \leq R \leq 1 \quad (5.19)$$

$$\delta_{mob} = \frac{1}{2}(R - 1)\delta_p \quad 1 \leq R \leq 3 \quad (5.20)$$

ここで、 ϕ は砂の内部摩擦角、 i は地震合成角、 R はひずみ拘束係数、 δ_{mob} は基礎壁面の摩擦角、 δ_a, δ_p は主働状態、受働状態の基礎壁面の摩擦角である。相対密度30%の砂の内部摩擦角を 34° とした。 δ_a, δ_p は $1/2$ とし、 Δ_a, Δ_p はそれぞれ基礎根入れ高さの0.5%、5%とした^{5.5)}。地盤と基礎部の相対変位と土圧合力の関係を図5.8に示す。

基礎根入れ部に作用する側面摩擦力 P_{fs} は、次式で表わされる。

$$P_{fs} = \mu P_0 \quad (5.21)$$

$$P_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2 B \quad (5.22)$$

ここで、 P_0 は静止土圧、 K_0 は静止土圧係数、 γ は砂の単位体積重量、 H は基礎高さ、 B は基礎幅、 μ は摩擦係数である。 μ は次式^{5.10)}で算定した。

$$\mu = \tan \phi \quad (5.23)$$

地盤と基礎部の相対変位 Δ_r と側面摩擦力 P_{fs} の関係は、 $\Delta_r=0.15\text{cm}$ まで線形とし^{5.11)}、 $\Delta_r>0.15\text{cm}$ で一定とした。地盤と基礎部の相対変位と側面摩擦力の関係を図5.9に示す。本研究では、以上のようにモデル化した土圧合力と側面摩擦力の和を土圧摩擦合力として、トリリニアでモデル化した。地盤と基礎部の相対変位と土圧摩擦合力の関係を図5.10に示す。地盤と基礎部の相対変位9cmで基礎部に作用する土圧が受働土圧に達し、土圧摩擦合力は一定値(145kN)となる。地盤と基礎部の相対変位と土圧摩擦合力の関係について、解析モデルと実験値(土圧摩擦合力ピーク時)を比較して図5.11に示す。実験における土圧摩擦合力は絶対値を示している。土圧摩擦合力の実験値は若干ばらついてはいるが、地盤と基礎部の相対変位の増大に伴って土圧摩擦合力が大きくなり、全てのケースで同様な傾向を示している。解析モデルは実験値と概ね対応している。

5.2.3 杭頭および杭先端の回転剛性

本研究では、杭頭および杭先端の回転剛性を曲げ剛性に換算することとした。地盤のない状態において杭頭に水平力を加えたとき、杭頭および杭先端に回転バネを考慮した場合の杭頭の変位 δ は、次式で表わされる。

$$\delta = \frac{Q_0 L^3}{12 EI} + \frac{\theta_{head} + \theta_{tip}}{2} L \quad (5.24)$$

ここで、 Q_0 は杭頭水平力、 L は杭長、 EI は杭の曲げ剛性、 θ_{head} 、 θ_{tip} は杭頭および杭先端の回転角(rad)である。杭頭と杭先端の回転剛性および曲げモーメントが等しいと仮定すると、 θ_{head} および θ_{tip} は次式となる。

$$\theta_{head} = \theta_{tip} = \frac{M}{K_R} \quad (5.25)$$

ここで、 K_R は杭頭および杭先端の回転剛性である。 M は杭頭および杭先端の曲げモーメントであり、次式で表わされる。

$$M = \frac{Q_0 L}{2} \quad (5.26)$$

(5.24)、(5.25)、(5.26)式から、杭頭変位は次式となる。

$$\delta = \frac{Q_0 L^3}{12 EI} + \frac{Q_0 L^2}{2 K_R} \quad (5.27)$$

本研究では、杭頭および杭先端の回転剛性を、杭頭および杭先端の曲げ剛性で考慮する。杭頭および杭先端の回転剛性を考慮する部分の長さを L' とし、これが杭長 L に比べて十分短いとすると、杭頭変位は次式で表される。

$$\delta = \frac{Q_0 L'^3}{12 EI} + \frac{Q_0 L'^2}{2 E'I'} L' \quad (5.28)$$

ここで、 $E'I'$ は杭頭および杭先端の回転剛性を考慮する部分の曲げ剛性である。本解析では、 $L'=0.1\text{m}$ とした。(5.27)式と(5.28)式の杭頭変位が等しくなる $E'I'$ は、次式となる。

$$E'I' = L' K_R \quad (5.29)$$

本研究では、遠心載荷実験終了後に地盤を取り除いて基礎部を水平載荷し、基礎部変位、杭頭と杭先端の曲げモーメントおよび基礎部に作用する水平力を計測し、杭頭および杭先端の回転剛性を算出した。高剛性杭における杭頭および杭先端の回転剛性は 1.41×10^5 (kNm/rad)、低剛性杭のそれは 1.65×10^5 (kNm/rad)であった。これらの回転剛性から、(5.29)式を用いて杭頭と杭先端の回転剛性を曲げ剛性に換算した。換算された杭頭および杭先端の曲げ剛性は、高剛性杭で 1.41×10^4 (kNm²)、低剛性杭で 1.65×10^4 (kNm²)である。

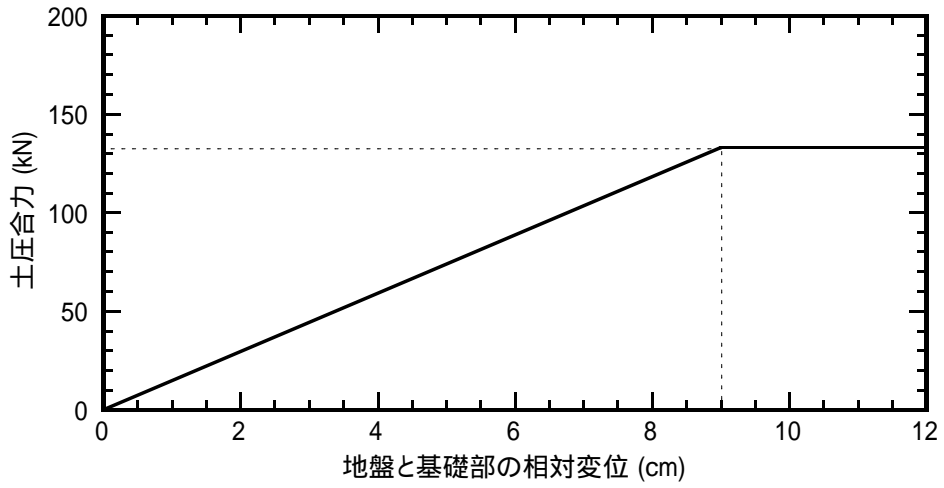


図5.8 地盤と基礎部の相対変位と土圧合力の関係

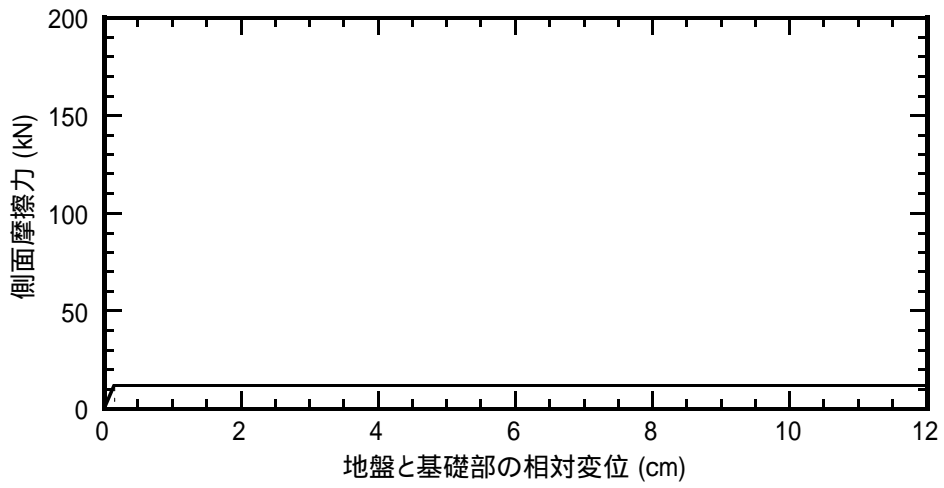


図5.9 地盤と基礎部の相対変位と側面摩擦力の関係

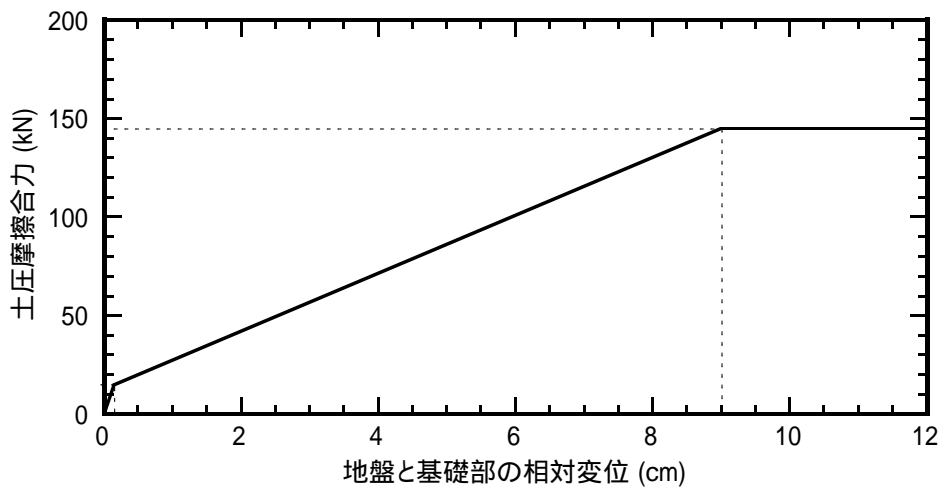


図5.10 地盤と基礎部の相対変位と土圧摩擦合力の関係

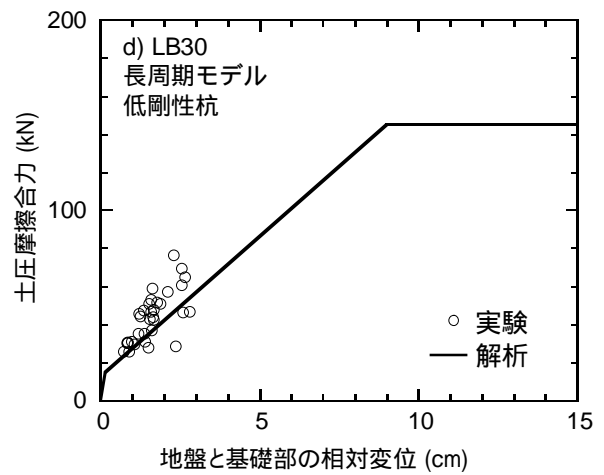
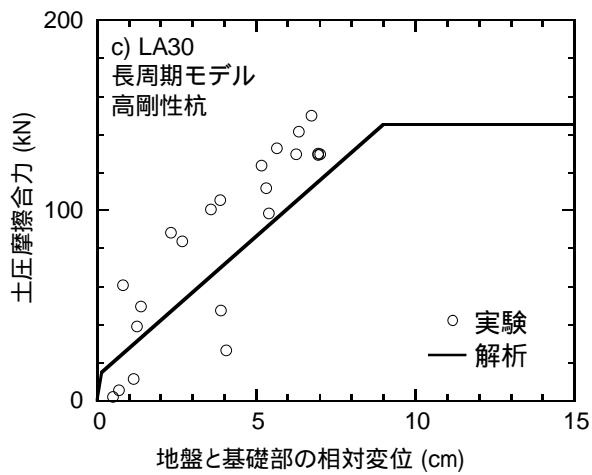
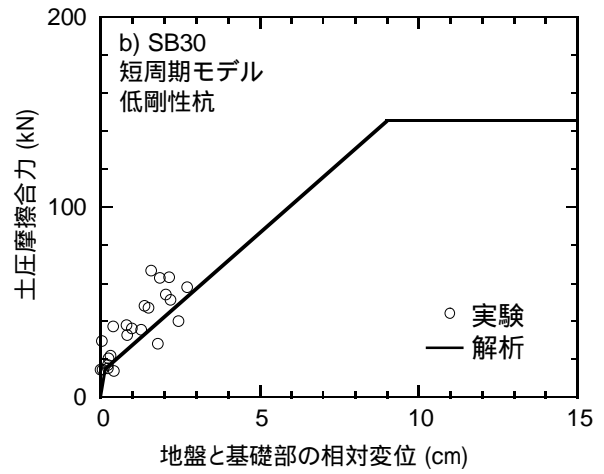
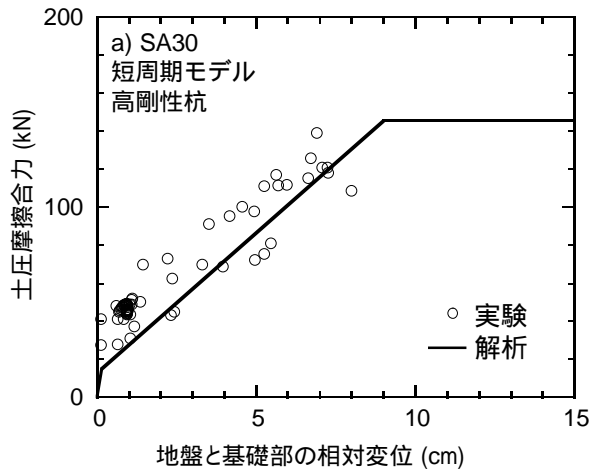


図5.11 地盤と基礎部の相対変位と土圧摩擦合力の関係

5.2.4 解析結果

実験で得られた構造物慣性力および地表面変位を用い、構造物慣性力および土圧摩擦合力を4本の杭が均等に分担すると仮定して、杭1本あたりについて解析を行った。実験における加速度計設置位置の地盤変位をふまえ、地盤の応答変位は地表面からGL-2.96mまで一定とし、GL-2.96m以深を余弦関数で近似した。

杭先端せん断力最大時において、応答変位法を用いて解析した杭および地盤の変位の深度分布を図5.12に示す。図中には実験における基礎部変位を黒丸で示している。全てのケースにおいて、応答変位法による杭頭変位は、実験における基礎部変位と概ね対応している。SA30(短周期, 高剛性杭)、LA30(長周期, 高剛性杭)およびLB30(長周期, 低剛性杭)の基礎部変位の解析値は、地表面変位より小さい。これに対し、SB30(短周期, 低剛性杭)の基礎部変位の解析値は、地表面変位と同程度である。杭剛性の高いケース(SA30, LA30)における基礎部変位は、杭剛性の低いケース(SB30, LB30)におけるそれより小さい。これは、杭剛性が高いほど、基礎部が地盤変位に抵抗する傾向が強いためと考えられる。

杭先端せん断力最大時における杭の曲げモーメントの実験値と、応答変位法を用いて解析した曲げモーメントの深度分布を図5.13に示す。全てのケースにおいて、応答変位法を用いた曲げモーメントは、実験結果と概ね対応している。全てのケースにおいて、杭先端の曲げモーメントは杭頭のそれより大きい。杭剛性の高いケース(SA30, LA30)における杭頭および杭先端の曲げモーメントは、杭剛性の低いケース(SB30, LB30)におけるそれより大きい。

杭先端せん断力最大時における杭せん断力の実験値と、応答変位法を用いて解析した杭せん断力の深度分布を図5.14に示す。SB30, LA30およびLB30の解析結果は概ね実験結果に対応している。これに対し、SA30の杭頭せん断力の解析値は実験値より大きく、杭先端せん断力の解析値は実験値より小さい。全てのケースにおいて、杭頭から杭先端に向かって杭せん断力が大きくなる。杭剛性の高いケース(SA30, LA30)における杭頭せん断力は、杭剛性の低いケース(SB30, LB30)におけるそれより大きい。また、杭剛性の高いケース(SA30, LA30)における杭先端せん断力は、杭剛性の低いケース(SB30, LB30)におけるそれより大きい。

さらに検討するため、杭先端せん断力の実験値と解析値を図5.15に示す。SB30, LA30およびLB30の杭先端せん断力の解析値は実験値の0.98倍、0.92倍、0.95倍であり、実験値と概ね対応しているのに対し、SA30の杭先端せん断力の解析値は実験値の0.73倍であり、実験値より小さい。これは、SA30において、水平地盤反力を過小評価していることを示唆している。

液状化地盤における水平地盤反力の低減係数は、過剰間隙水圧比の影響を受けることが指摘されている^{5.12), 5.13)}。SA30の応答変位法による杭先端せん断力が実験値より小さくなった要因を検討するため、杭先端せん断力最大時における過剰間隙水圧比の深度分布を図5.16に示す。SB30, LA30およびLB30の過剰間隙水圧比は全深度で概ね1.0に達し、液状化している。これに対し、SA30では液状化進行過程において杭先端せん断力が最大となるため、過剰間隙水圧比は全深度で1.0に達していない。そこで、SA30において $\beta=0.3$ として解析した杭せん断力の深度分布を図5.17に示す。杭先

端せん断力の解析値は実験値の1.0倍であり、実験値と対応している。このことは、応答変位法を用いて杭応力を評価する際、液状化進行過程において $\beta=0.1$ として解析すると、杭先端せん断力を過小評価することを示唆している。

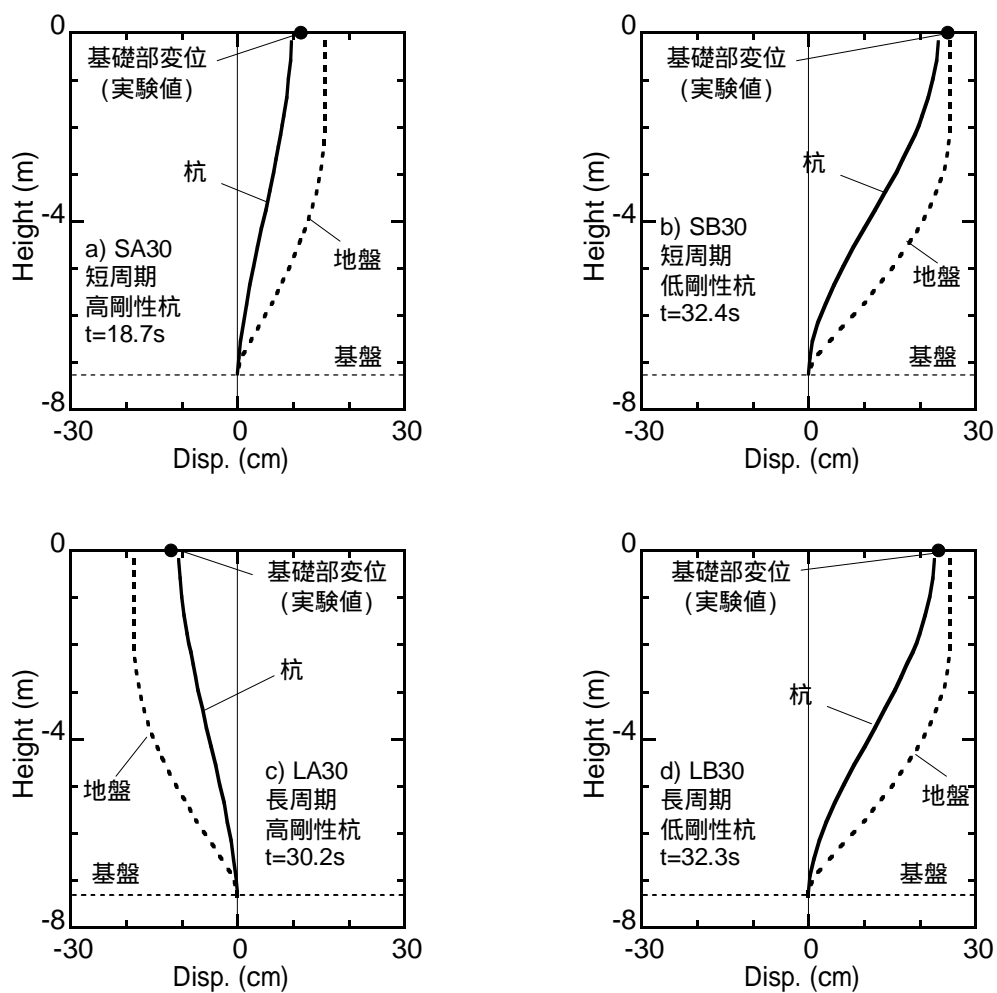


図5.12 応答変位法による地盤変位および基礎部変位の深度分布 ($\beta=0.1$)

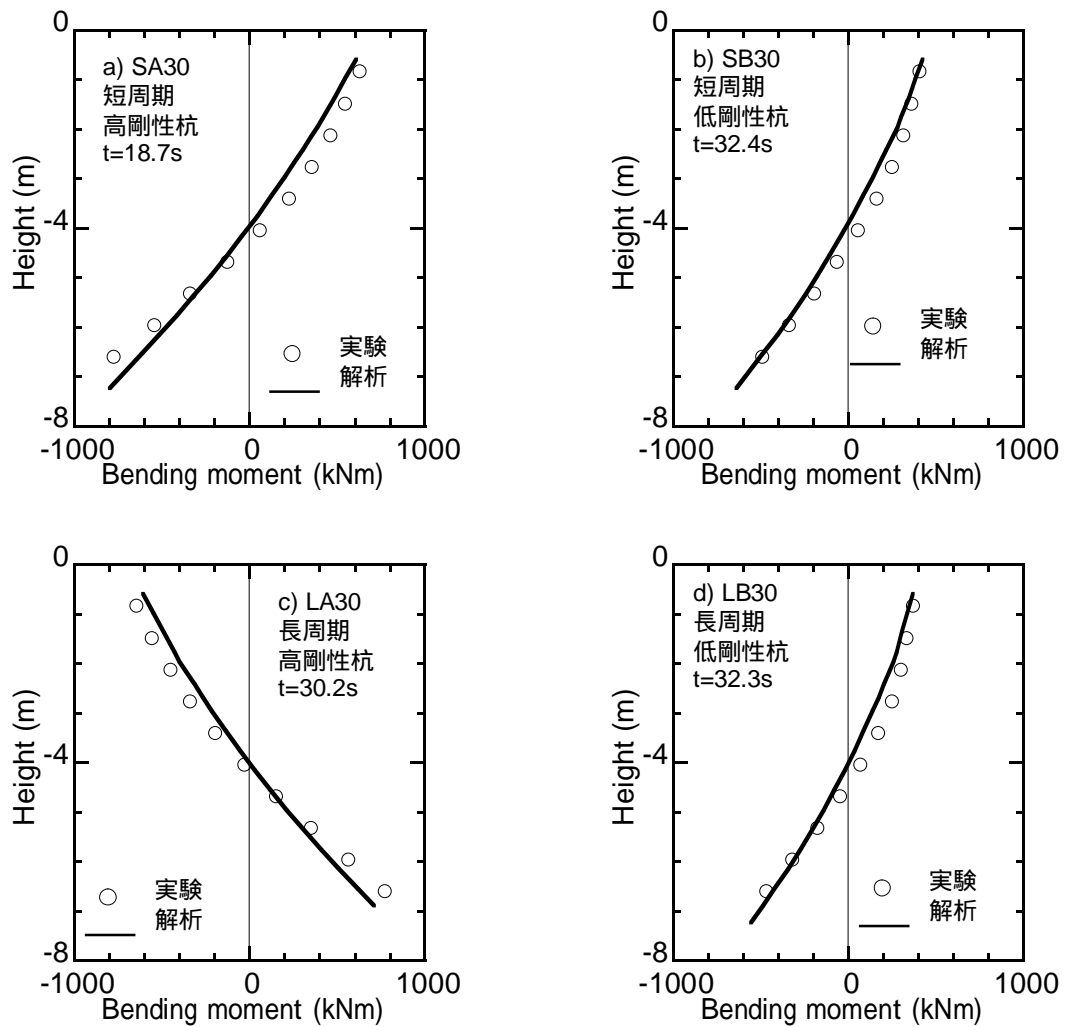


図5.13 杭先端せん断力最大時における杭曲げモーメントの深度分布 ($\alpha=0.1$)

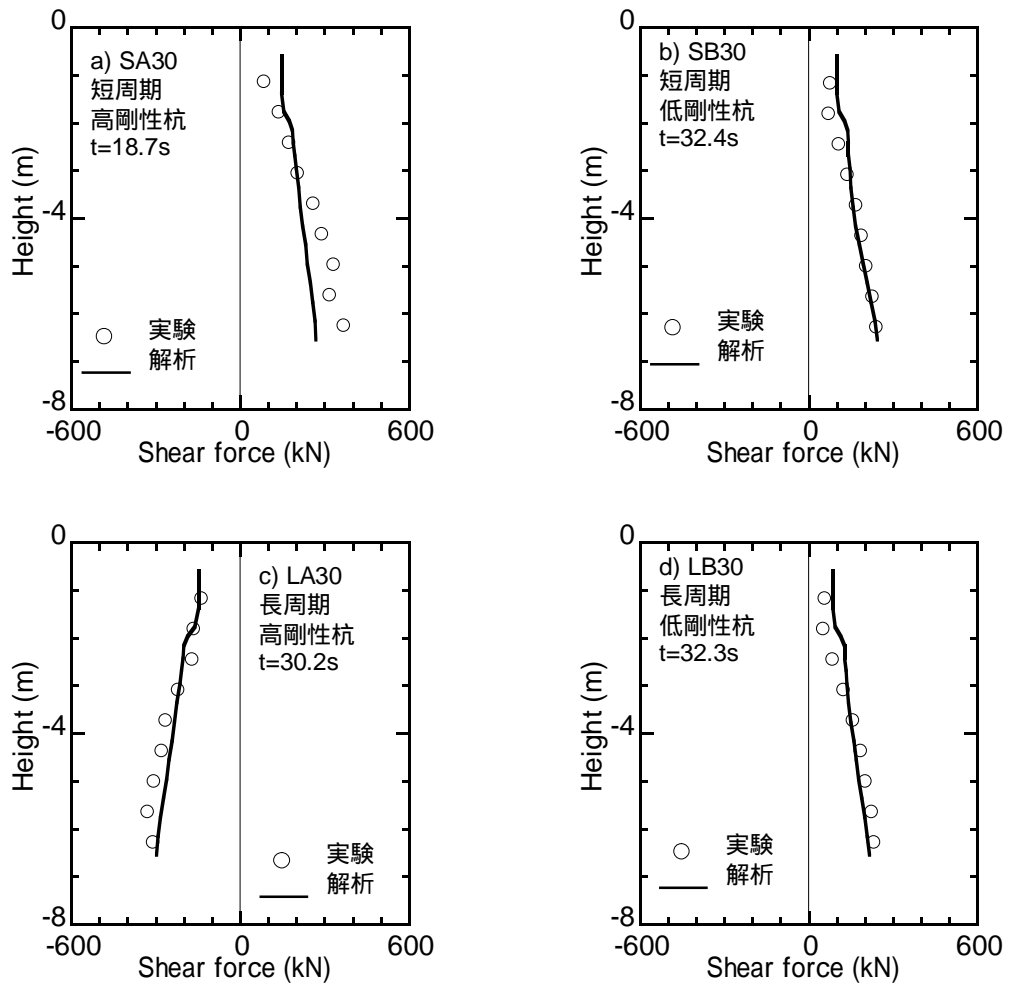


図5.14 杭先端せん断力最大時における杭せん断力の深度分布 ($\gamma = 0.1$)

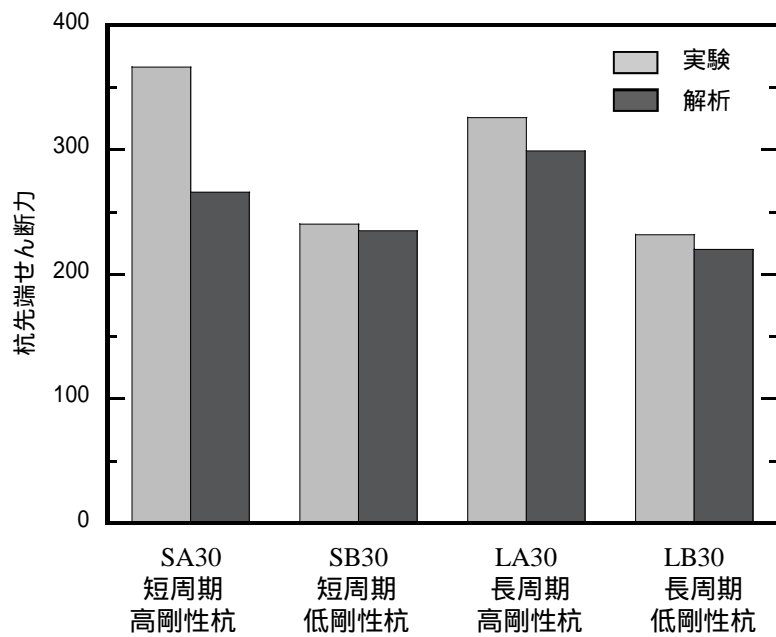


図5.15 実験および応答変位法による杭先端せん断力

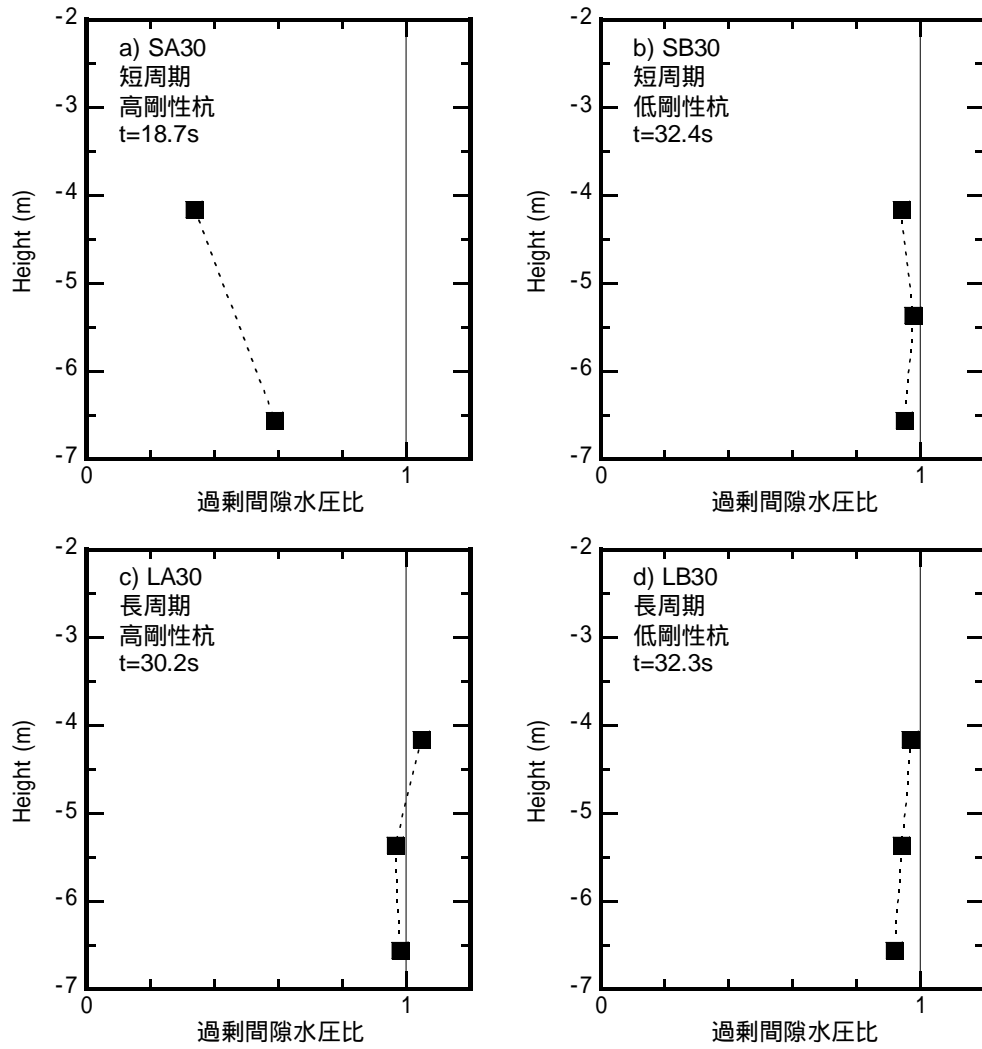


図5.16 杭先端せん断力最大時における過剰間隙水圧比の深度分布

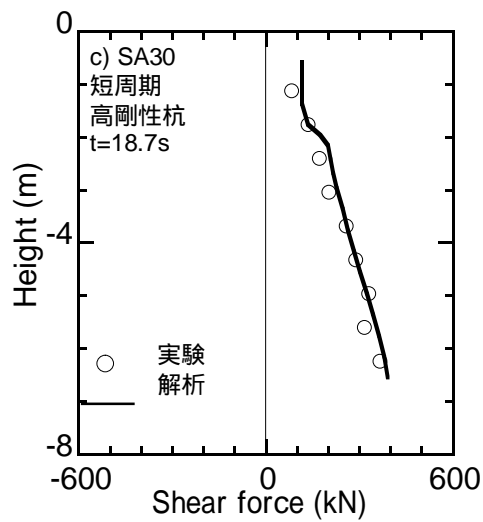


図5.17 杭せん断力の深度分布 ($\alpha=0.3$)

5.2.5 構造物慣性力と杭応力

構造物慣性力が杭応力に及ぼす影響を検討するため、前節で検討した応答変位法を用い、高剛性杭と低剛性杭のそれぞれのケースにおいて、構造物慣性力をパラメータとして解析を行った。液状化による水平地盤反力係数の低減係数 $\beta=0.1$ とした。全ての解析ケースにおいて、地盤変位はSA30のものを用いた。回転剛性を模擬した杭頭および杭先端の曲げ剛性は、高剛性杭の値を用いた。

はじめに、短周期構造物を想定し、構造物慣性力を地盤変位と同位相で作用させて解析した。構造物慣性力は、0kN, 50kN, 100kN, 200kN, 300kN, 400kN, 500kNとした。500kNは、上部構造物および基礎部加速度が1gとなる慣性力に概ね対応している。構造物慣性力と杭頭せん断力の関係を図5.18に示す。同じ構造物慣性力のケースにおいて、高剛性杭の杭頭せん断力は低剛性杭のそれより大きい。高剛性杭、低剛性杭とも、構造物慣性力が大きくなるほど杭頭せん断力は大きくなる。この傾向は、構造物慣性力が300kN以下の範囲において、高剛性杭の方が顕著である。低剛性杭において、構造物慣性力が300kNを超えると、構造物慣性力の増大に伴って杭頭せん断力が急激に大きくなる。

構造物慣性力と基礎部変位の関係を図5.19に、構造物慣性力と土圧摩擦合力の関係を図5.20に示す。土圧摩擦合力が正となるのは、構造物慣性力が土圧摩擦合力と同位相であり、土圧摩擦合力が負となるのは、構造物慣性力と土圧摩擦合力が逆位相で、土圧摩擦合力が構造物慣性力に対して反力として作用していることを表わしている。同じ構造物慣性力において、低剛性杭の基礎部変位は、高剛性杭のそれより大きい。高剛性杭、低剛性杭とも、構造物慣性力が大きくなるほど基礎部変位は大きくなる。その傾向は、低剛性杭で顕著である。構造物慣性力300kN以下の範囲において、高剛性杭、低剛性杭とも、構造物慣性力の増大に伴って土圧摩擦合力が減少し、その傾向は高剛性杭に比べ低剛性杭で顕著である。そのため、構造物慣性力300kN以下の範囲において、低剛性杭における構造物慣性力の増大に伴う杭頭せん断力の増大傾向は、高剛性杭のそれより小さくなったと考えられる。高剛性杭では、構造物慣性力が300kN以上で基礎部変位が地表面変位より大きくなり、土圧摩擦合力が構造物慣性力に対する反力として作用している。低剛性杭では、構造物慣性力100kN以上で基礎部変位が地表面変位より大きくなり、土圧摩擦合力が構造物慣性力に対する反力として作用している。低剛性杭において、構造物慣性力が300kNを超えると、基礎部に作用する土圧が受働土圧に達して土圧摩擦合力が一定となる。そのため、低剛性杭において、構造物慣性力が300kNを超えると、構造物慣性力の増大に伴って杭頭せん断力が急激に大きくなったと考えられる。

構造物慣性力と杭先端せん断力の関係を図5.21に示す。同じ構造物慣性力のケースにおいて、高剛性杭の杭先端せん断力は、低剛性杭のそれより大きい。高剛性杭、低剛性杭とも、構造物慣性力が大きくなるほど、杭先端せん断力は大きくなる。この傾向は、構造物慣性力300kN以下の範囲において、低剛性杭に比べ高剛性杭で顕著である。これは、高剛性杭における構造物慣性力の増大に伴う土圧摩擦合力の減少傾向が、低剛性杭のそれより小さいためと考えられる。低剛性

杭において、構造物慣性力が300kNを超えると、構造物慣性力の増大に伴って杭先端せん断力が急激に大きくなる。これは、基礎部に作用する土圧が受働土圧に達して一定となったためと考えられる。

次に、免震構造物を想定し、上部構造物の固有周期が地盤の卓越周期より長いとして、上部構造物慣性力を地盤変位と逆位相で作用させて解析を行った。基礎部慣性力は地盤変位と同位相で50kNとし、上部構造物慣性力は50kN, 100kN, 200kN, 300kN, 350kNとした。上部構造物慣性力が350kNのケースは、上部構造物加速度が 300cm/s^2 となる慣性力に概ね対応する。上部構造物慣性力は基礎部慣性力と逆位相となるため、両者の和である構造物慣性力を0kN, 50kN, 100kN, 200kN, 300kNとして地盤変位と逆位相で作用させて解析を行った。構造物慣性力と杭頭せん断力の関係を図5.22に示す。構造物慣性力100kN以下において、高剛性杭の杭頭せん断力は低剛性杭のそれより大きい。構造物慣性力の増大に伴って、高剛性杭と低剛性杭の杭頭せん断力の差は小さくなり、構造物慣性力200kN以上では、高剛性杭と低剛性杭の杭頭せん断力は同程度となる。

構造物慣性力と基礎部変位の関係を図5.23に、構造物慣性力と土圧摩擦合力の関係を図5.24に示す。土圧摩擦合力が正となるのは、上部構造物慣性力と土圧摩擦合力が逆位相であることを示している。高剛性杭、低剛性杭とも、全てのケースで基礎部変位は地表面変位より小さい。そのため、構造物慣性力によらず土圧摩擦合力は正であり、上部構造物慣性力と土圧摩擦合力は逆位相となっている。構造物慣性力0kN, 50kN, 100kNにおいて、高剛性杭の土圧摩擦合力は低剛性杭のそれより大きい。高剛性杭において、構造物慣性力100kN以上で基礎部に作用する土圧が受働土圧に達する。低剛性杭において、構造物慣性力200kN以上で土圧が受働土圧に達し、高剛性杭と低剛性杭の土圧摩擦合力が同程度となる。そのため、構造物慣性力200kN以上のケースにおいて、高剛性杭と低剛性杭の杭頭せん断力が同程度となったと考えられる。

構造物慣性力と杭先端せん断力の関係を図5.25に示す。高剛性杭、低剛性杭とも、構造物慣性力の増大に伴って杭先端せん断力は減少する。特に、構造物慣性力300kNにおいて、高剛性杭、低剛性杭とも、杭先端せん断力は極めて小さい。

さらに検討するため、短周期構造物(構造物慣性力100kN, 300kN, 500kN)および免震構造物(構造物慣性力100kN, 300kN)の杭せん断力の深度分布を図5.26, 5.27に示す。短周期構造物において、高剛性杭、低剛性杭とも、構造物慣性力の増大に伴って杭せん断力が大きくなる。高剛性杭の杭頭および杭先端せん断力は、低剛性杭のそれより大きい。免震構造物の構造物慣性力100kNにおいて、高剛性杭、低剛性杭とも、杭せん断力は杭先端で最大となり、高剛性杭の杭先端せん断力は低剛性杭のそれより大きい。これに対し、構造物慣性力300kNにおいて、高剛性杭、低剛性杭とも、杭せん断力は杭頭で最大となり、高剛性杭と低剛性杭の杭頭せん断力は同程度である。

以上から、短周期構造物では、構造物慣性力が同じケースの高剛性杭の杭頭および杭先端せん断力は、低剛性杭のそれより大きくなる。これに対し、免震構造物では、構造物慣性力が大きくなると、杭せん断力は杭頭で最大となり、高剛性杭と低剛性杭の杭頭せん断力は同程度となる。

第4章で検討したように、免震構造物に低剛性杭を用いると免震層の変位が大きくなることを考慮すると、液状化地盤において免震構造物の構造物慣性力が大きくなる場合には、高剛性杭が適していると考えられる。

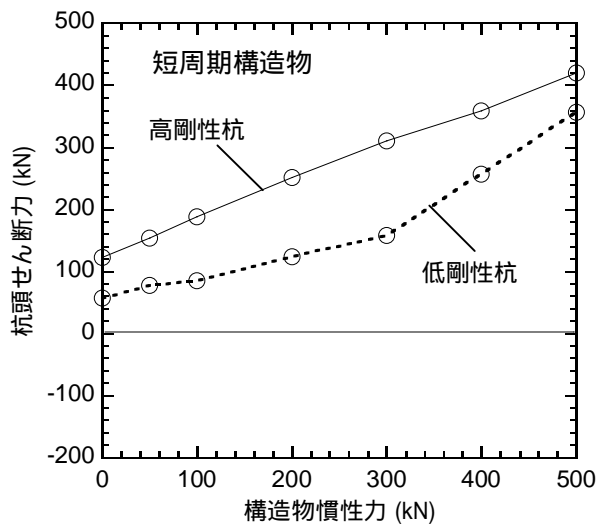


図5.18 構造物慣性力と杭頭せん断力の関係

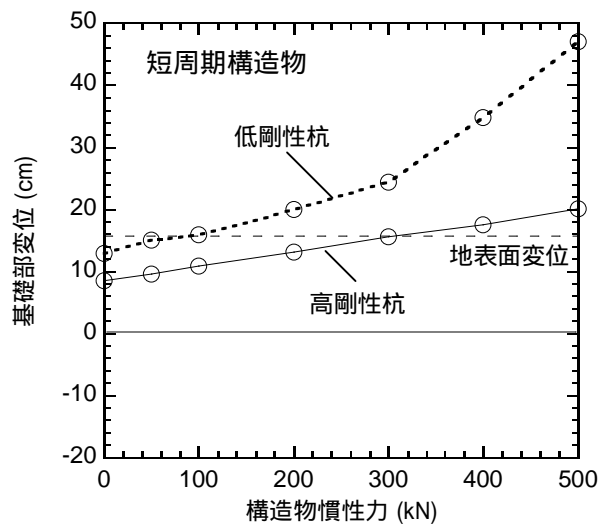


図5.19 構造物慣性力と基礎部変位の関係

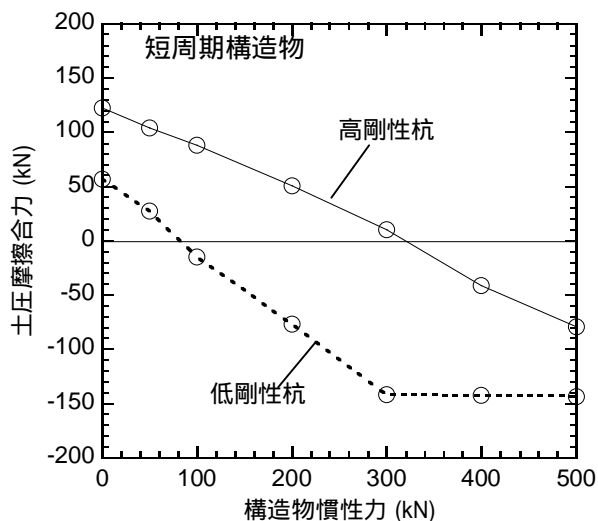


図5.20 構造物慣性力と土圧摩擦合力の関係

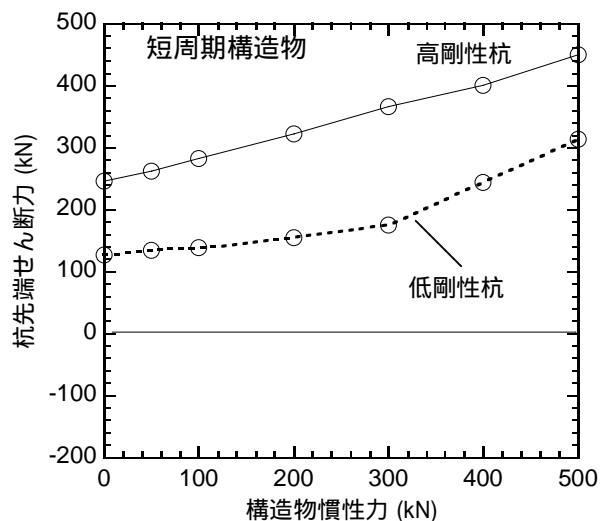


図5.21 構造物慣性力と杭先端せん断力の関係

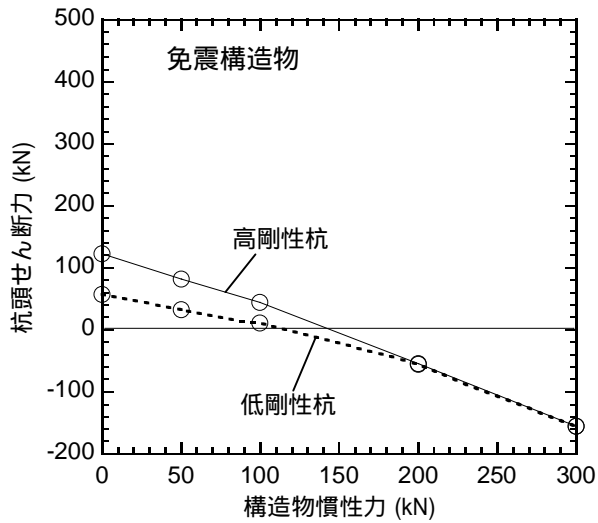


図5.22 構造物慣性力と杭頭せん断力の関係

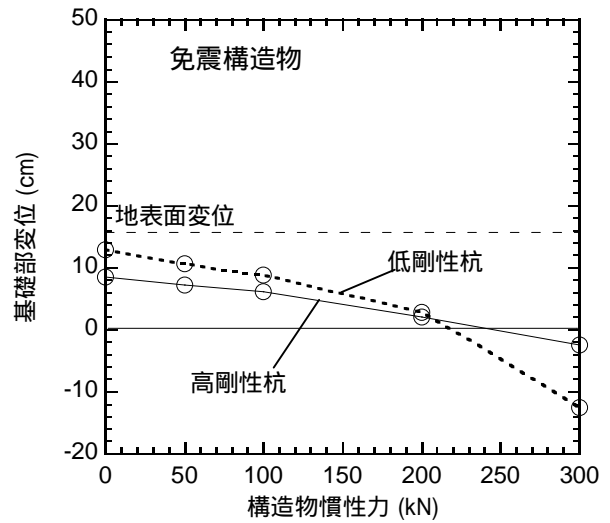


図5.23 構造物慣性力と基礎部変位の関係

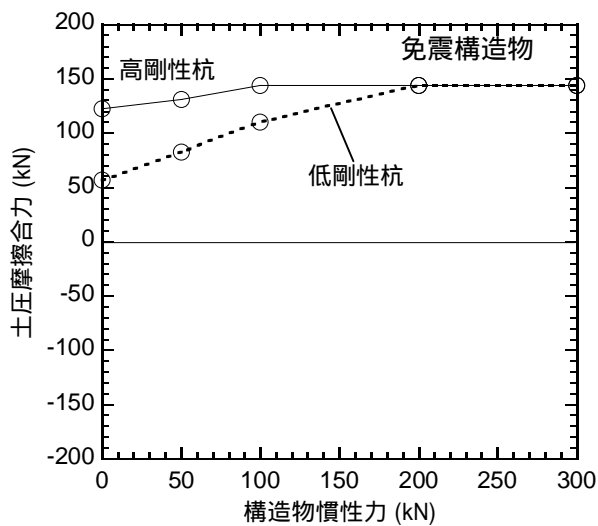


図5.24 構造物慣性力と土圧摩擦合力の関係

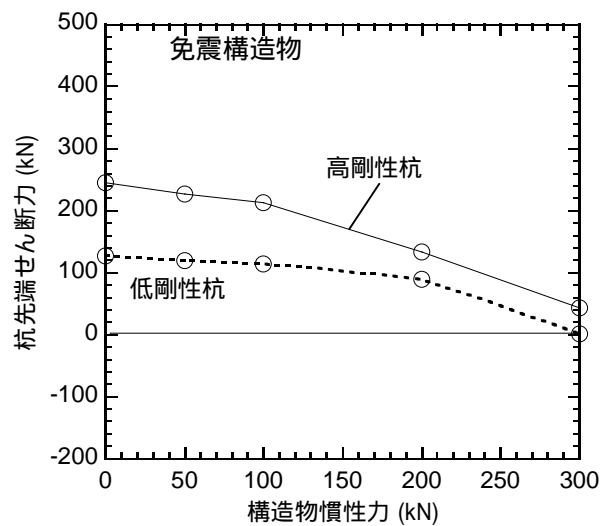


図5.25 構造物慣性力と杭先端せん断力の関係

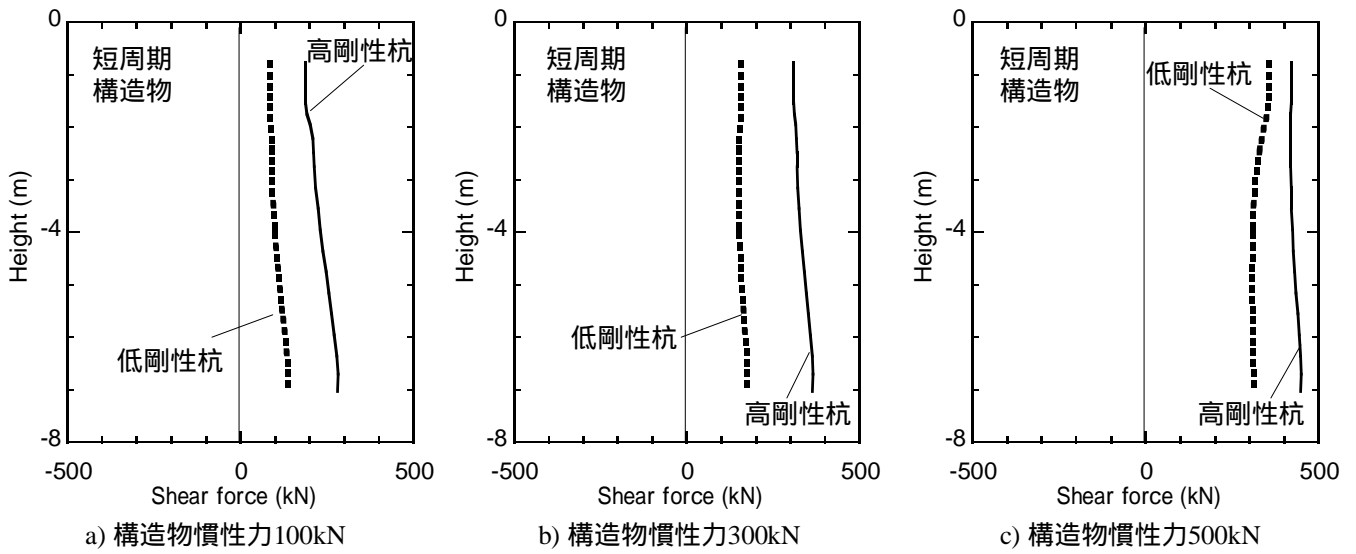


図5.26 杭せん断力の深度分布 (短周期構造物)

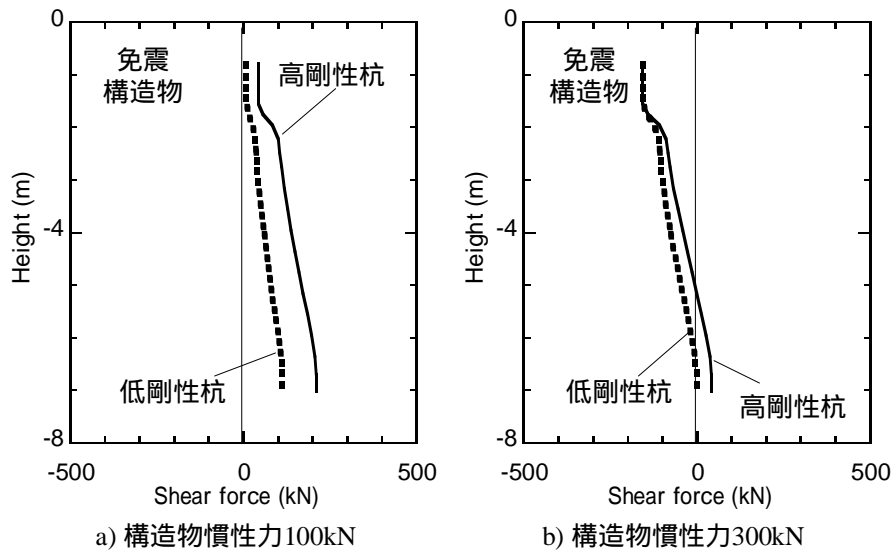


図5.27 杭せん断力の深度分布 (免震構造物)

5.3 まとめ

上部構造物の固有周期および杭剛性が杭応力に及ぼす影響を検討するため、短周期モデルと長周期モデルの実験結果の比較を行った。また、応答変位法を用いて、構造物慣性力が杭応力に及ぼす影響を検討した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 短周期構造物において、構造物慣性力の増大に伴って杭先端せん断力が大きくなり、その傾向は高剛性杭で顕著である。これは、高剛性杭における構造物慣性力の増大に伴う土圧摩擦合力の減少傾向が、低剛性杭のそれより小さいためと考えられる。ただし、低剛性杭において、基礎部に作用する土圧が受働土圧に達して土圧摩擦合力が一定となると、構造物慣性力の増大に伴って杭先端せん断力が急激に大きくなる。
- 2) 短周期構造物において、高剛性杭の杭頭および杭先端せん断力は、低剛性杭のそれより大きくなるのに対し、免震構造物では、構造物慣性力が大きくなると、高剛性杭と低剛性杭の杭頭せん断力は同程度となる。

参考文献

- 5.1) 構造計画研究所：杭の応答変位法プログラム k-PILE 利用者マニュアル，2009
- 5.2) 西村昭彦：地盤変位を考慮した構造物の設計，基礎工，Vol. 6, No. 7, pp. 48-56, 1978. 7
- 5.3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp. 262-296, 2001. 10
- 5.4) 時松孝次，鈴木比呂子，佐藤正義：地盤 - 杭 - 構造物系動的相互作用が杭応力に及ぼす影響，日本建築学会構造系論文集，第587号，pp. 125-132, 2005. 1
- 5.5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，耐震設計編，2002
- 5.6) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用，2006
- 5.7) 岸田英明，中井正一：地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗，日本建築学会論文報告集，第281号，pp. 41-55, 1979, 7
- 5.8) 張建民，社本康広，時松孝次：構造物の地下外壁に加わる地震時土圧の評価法，第5回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム，pp. 231-236, 1998. 5
- 5.9) Zhang, Jian-Min, Shamoto, Y. and Tokimatsu, K: Seismic Earth Pressure Theory for Retaining Walls under any Lateral Displacement, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol. 38, No. 2, pp.143-163, 1998, 6
- 5.10) Tamura, S., Imayoshi, T. and Sakamoto, T.: Earth Pressure and Sidewall Friction acting on an Embedded Footing in Dry Sand Based on Centrifuge Tests, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.47, pp.811-819, 2007.
- 5.11) 田村修次：基礎部に作用する地震時土圧と側面摩擦力が杭応力に及ぼす影響，第8回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム，pp. 21-28, 2006. 12
- 5.12) 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, 3
- 5.13) 難波伸介，富永晃司，山本春行，徐挺：地震時有効応力低下地盤内の単杭に作用する水平地盤反力，日本建築学会構造系論文集，第551号，pp. 81-86, 2002, 1

第6章 RC杭基礎の破壊が 構造物の地震時挙動に及ぼす影響

- 6.1 実験概要
- 6.2 前震と余震における杭 - 構造物系の挙動
- 6.3 カオスアトラクタを用いた杭の損傷評価
- 6.4 第6章のまとめ

6.1 実験概要

本章では、大型せん断土槽を用いたRC杭基礎の破壊実験^{6.1), 6.2)}で得られたデータを用いる。実験は(旧)科学技術庁防災科学技術研究所の水平1次元大型振動台で行われた。実験モデルを図6.1に示す。せん断土槽は、幅12m(加振方向)、奥行き3.5m、高さ6mである。地盤は霞ヶ浦砂を用いた飽和砂である。構造物モデルは14100kgの剛体(鉄板、加振方向2.5m×奥行き2.5m×高さ0.3m)である。杭は長さ6m、直径150mmのRC杭4本である。構造物モデルの底面は地表面から20cmの高さであり、杭頭は突出している。構造物モデルと杭頭は剛接合で、杭先端はピンで土槽底面に固定された。計測は、地盤の加速度、杭の鉄筋のひずみ、構造物モデルの加速度および構造物の水平変位について行われた。計測機器の設置位置については、文献6.1)を参照されたい。振動台加振試験では「RINKAI 92」^{6.3)}が用いられ、加速度レベルを変えて実験が行われた。本震を想定して最大加速度を 310cm/s^2 とした加振の前後に、最大加速度 30cm/s^2 の前震と余震を想定した加振が行われた。各実験ケースごとにセンサーの初期値をゼロとして計測が行われた。本震を想定した振動台加振試験により、地盤が液状化して杭が破壊した。

本震におけるA杭の杭頭および杭中央部の曲率の時刻歴を図6.2に示す。図6.2中の曲率0.065の破線は、コンクリートの圧壊を示している。杭頭(H=6.0m)では曲げひずみが極めて大きく、加振途中で計測不能になったため、杭頭(H=5.75m)における曲率も合わせて示す。また、杭中央部でコンクリートが圧壊した箇所(H=2.6m)では、ひずみデータが計測できなかったため、杭の破壊箇所の上部(H=4.0m)の曲率を示す。杭頭(H=6.0m)および杭中央部(H=4.0m)で曲率がコンクリート圧壊レベルまで大きくなっている。これから、杭頭および杭中央部にヒンジが生じたと考えられる。

杭の損傷状況^{6.4)}を図6.3に示す。A杭では杭頭の東側でコンクリートが剥離していた。杭頭の西側では幅4mm程度のクラックが発生した。A杭、C杭ともに、杭頭と杭中央部にクラックが多数発生し、杭中央部付近(A杭の高さ2.6m付近、C杭の高さ2.4m付近)の西側で、コンクリートの圧壊が発生した。実験後の杭頭の傾斜角は、A杭で 5.8° 、C杭で 5.6° であった。

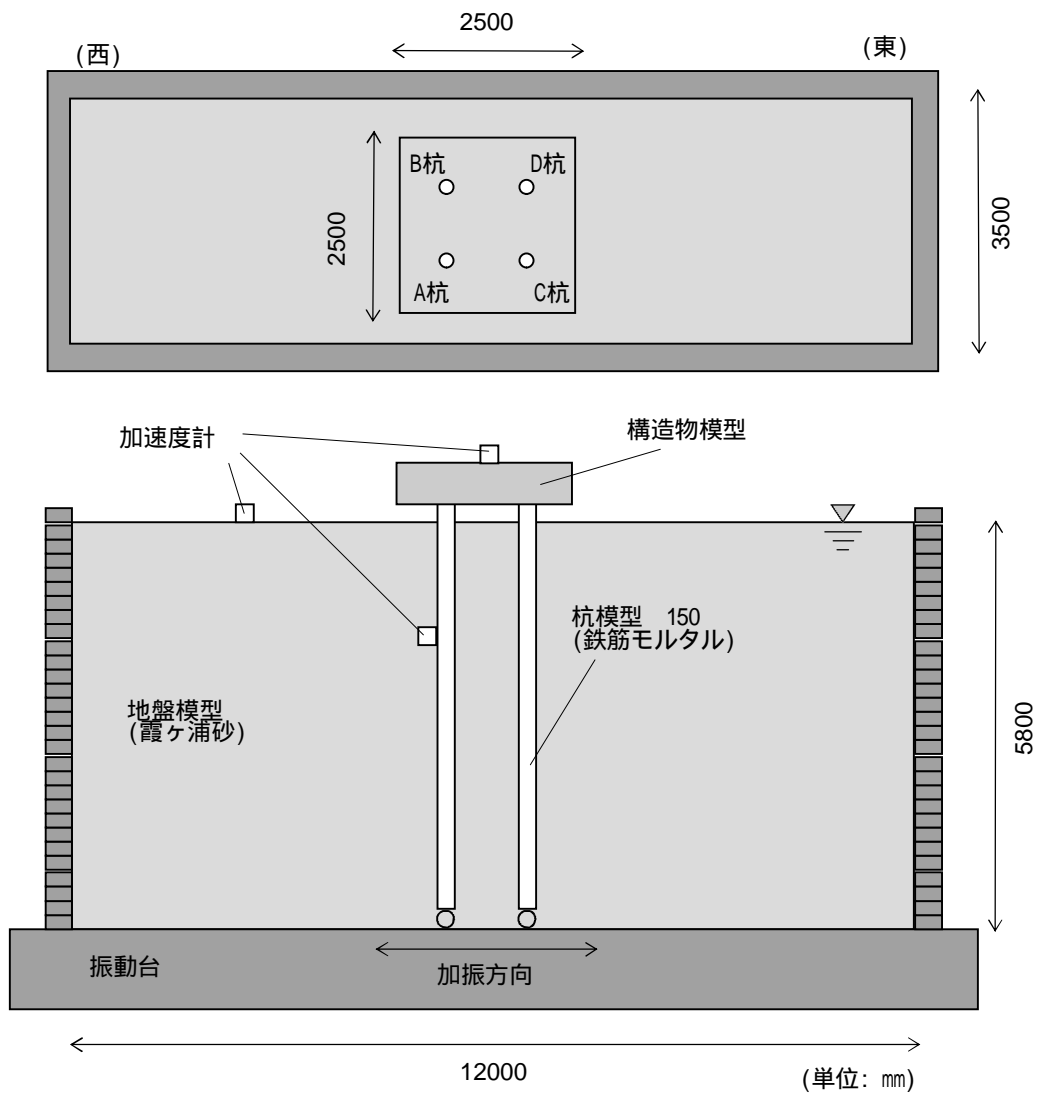


図6.1 実験モデル^{6.1)}

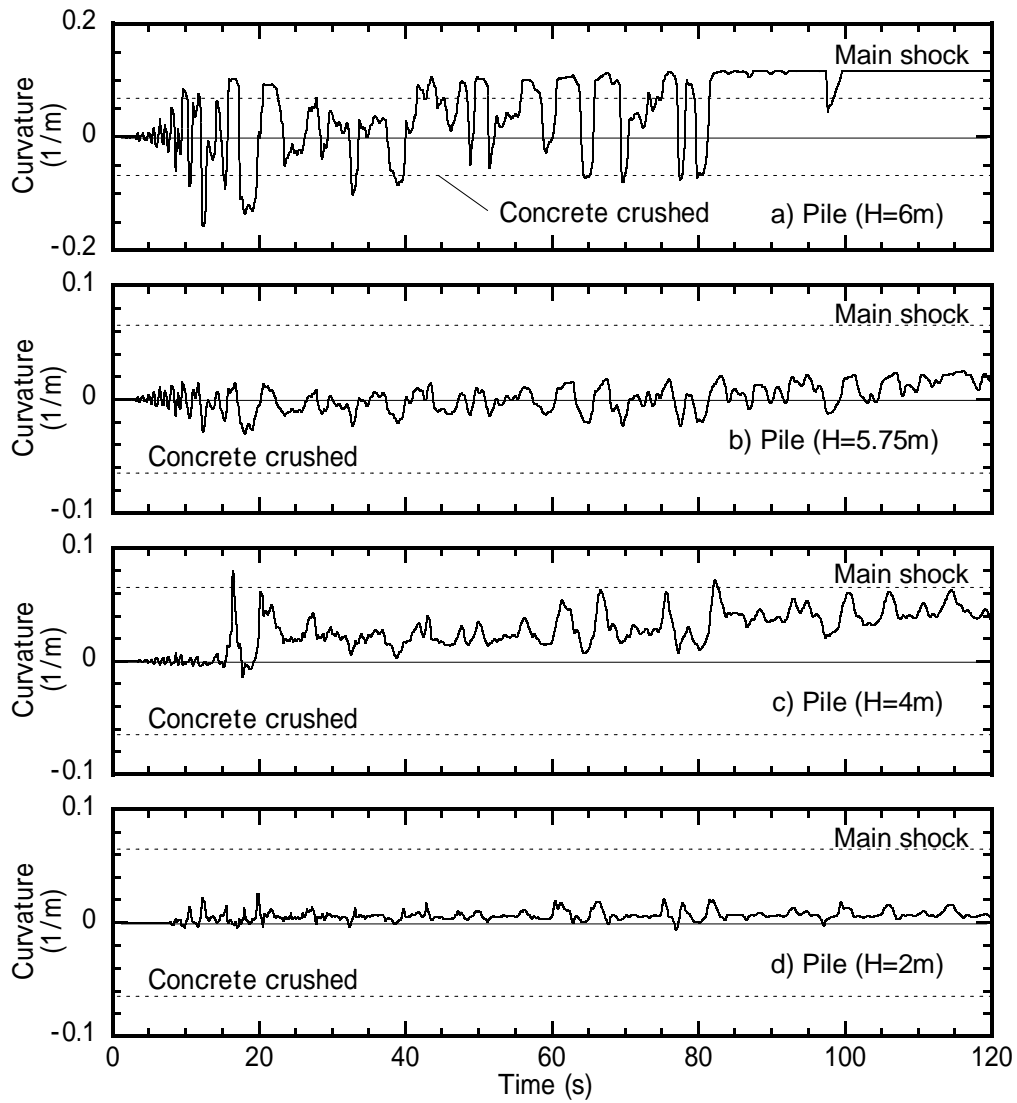


図6.2 本震における杭の曲率の時刻歴

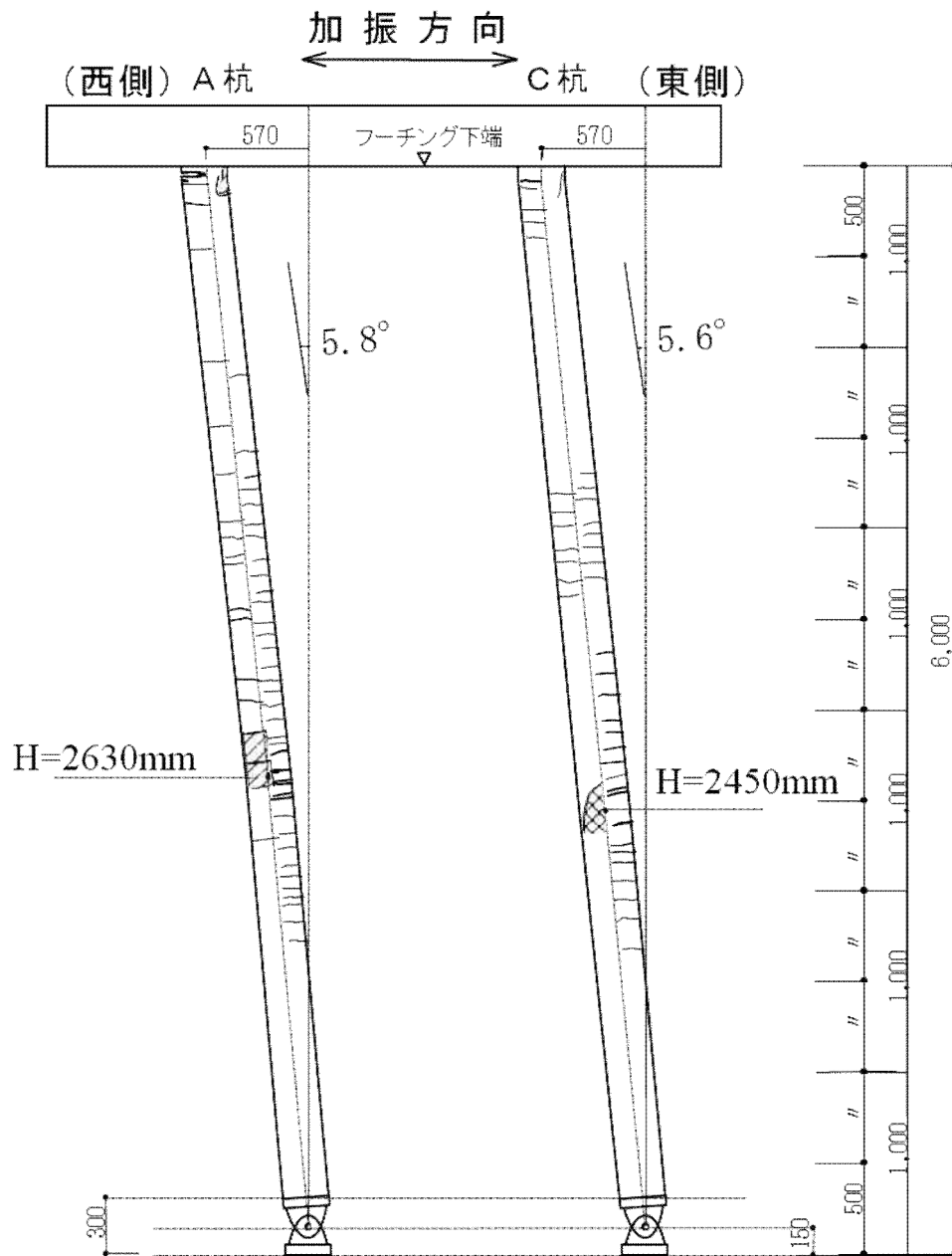


図6.3 杭の損傷状況^{6.1)}

6.2 前震と余震における杭 - 構造物系の挙動

6.2.1 前震と余震における構造物 - 杭 - 地盤連成系の固有周期

本研究では、杭の破壊が構造物の余震時挙動に与える影響を検討するため、前震と余震における杭の振動性状と構造物 - 杭 - 地盤連成系の固有周期を比較する。前震と余震における構造物加速度と振動台加速度の伝達関数を図6.4に示す。前震、余震とも構造物の固有周期は0.65sであり、杭の破壊に起因する固有周期の変化は認められない。地表面加速度と振動台加速度の伝達関数を図6.5に示す。前震、余震とも0.33sでピークを示す。前震と余震の地盤の固有周期は同程度である。大場^{6.5)}らは、地表面と建物最上階の常時微動のフーリエスペクトル比の検討から、杭の損傷によって建物の固有周期が長周期化したことを報告している。前震および余震の構造物加速度と地表面加速度の伝達関数を図6.6に示す。伝達関数は前震、余震ともに0.65sで極大となる。

大場ら^{6.5)}は、1995年兵庫県南部地震におけるRC杭基礎の被害調査を行い、杭損傷前後における建物の常時微動の比較から、杭の損傷によって構造物の固有周期が長周期化したことを報告している。これに対し、本実験における構造物の固有周期は、杭破壊前後でほぼ同程度であった。

6.2.2 前震と余震における杭の振動性状

前震および余震における振動台加速度、杭の高さ2.5mおよび4.0mにおける加速度、地表面加速度、構造物加速度およびレーザー変位計による構造物の水平変位の時刻歴を図6.7, 6.8にそれぞれ示す。なお、構造物の水平変位は振動台との相対変位である。余震では構造物の残留変位が生じている。振動台加速度、地表面加速度および杭の高さ2.5mの加速度の振幅は、前震と余震でほぼ同じである。余震の構造物加速度と杭の高さ4.0mの加速度の振幅は、前震より若干小さい。これは、杭の塑性化により履歴減衰の影響が大きくなったためと考えられる。杭の破壊が杭の振動性状に与える影響は、杭の高さ4.0mから構造物にかけて大きいと考えられる。

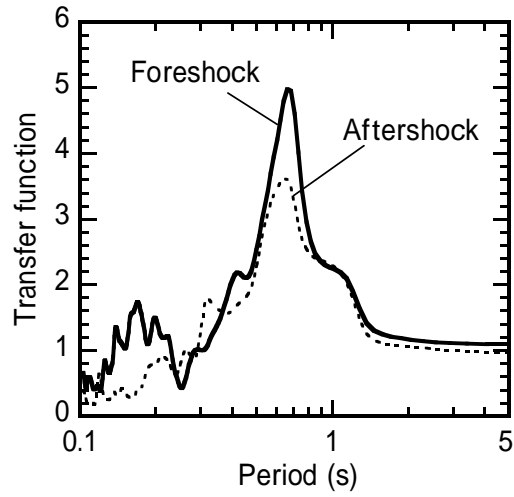


図6.4 構造物加速度と
振動台加速度の伝達関数

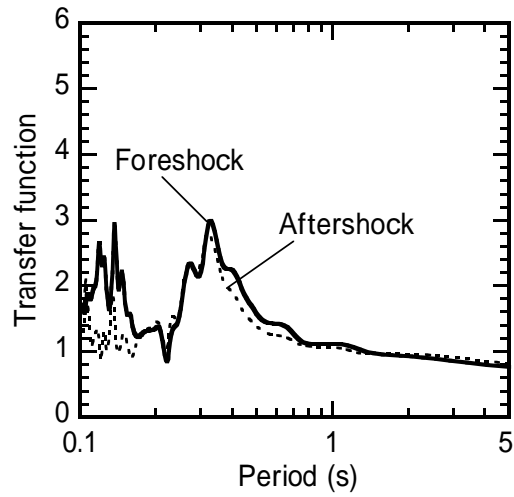


図6.5 地表面加速度と
振動台加速度の伝達関数

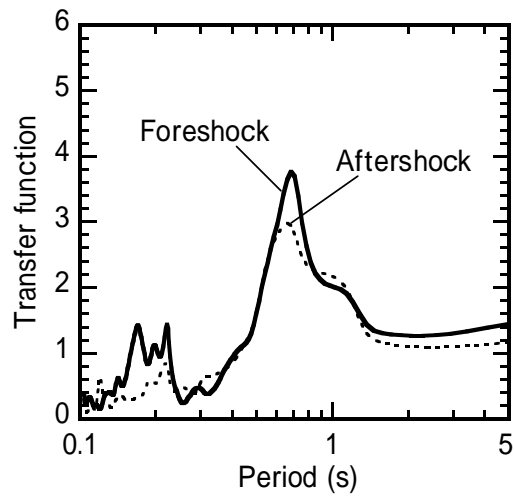


図6.6 構造物加速度と
地表面加速度の伝達関数

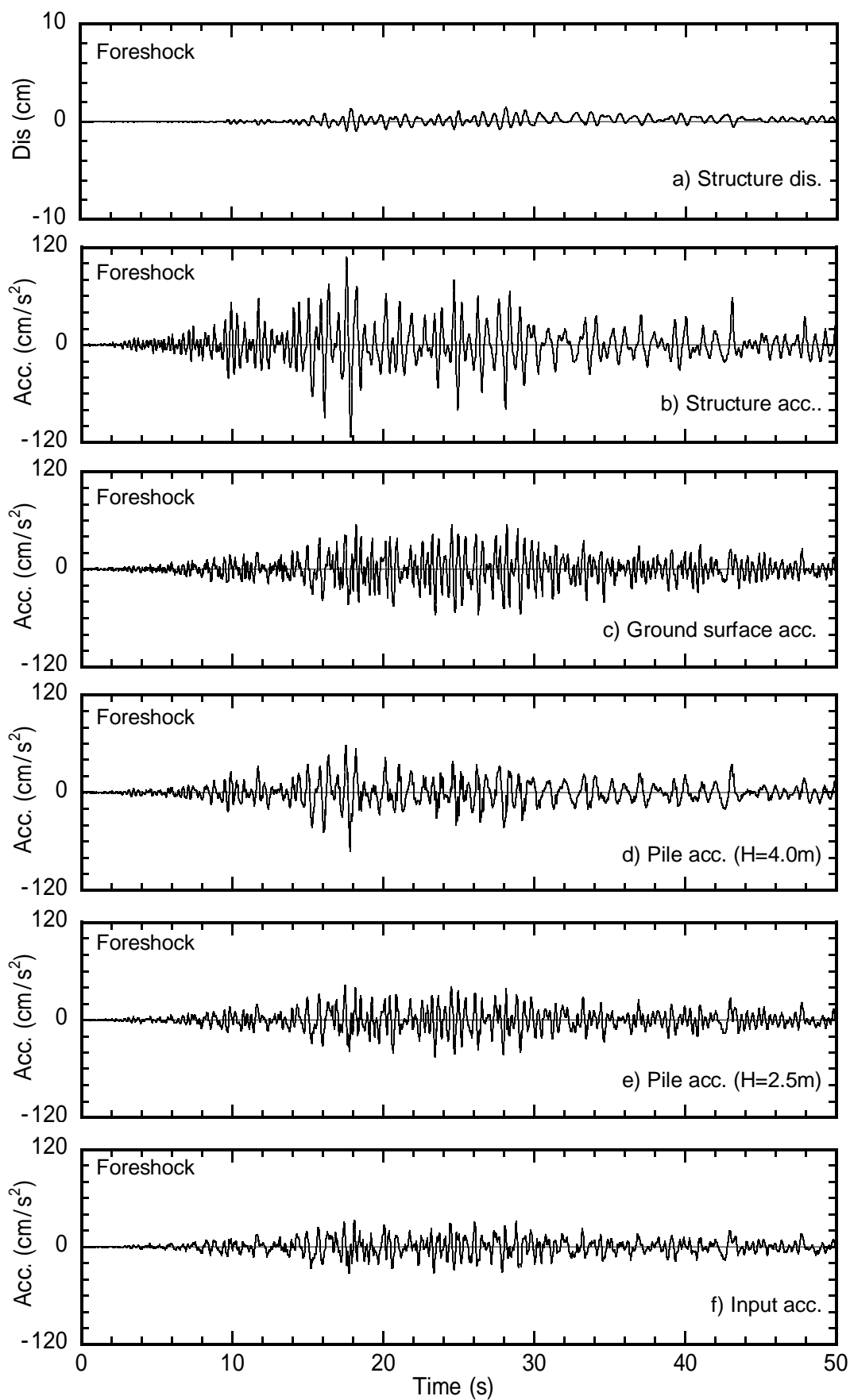


図6.7 前震における振動台加速度、杭(H=2.5m, H=4.0m)加速度、
 地表面加速度、構造物加速度、構造物変位の時刻歴

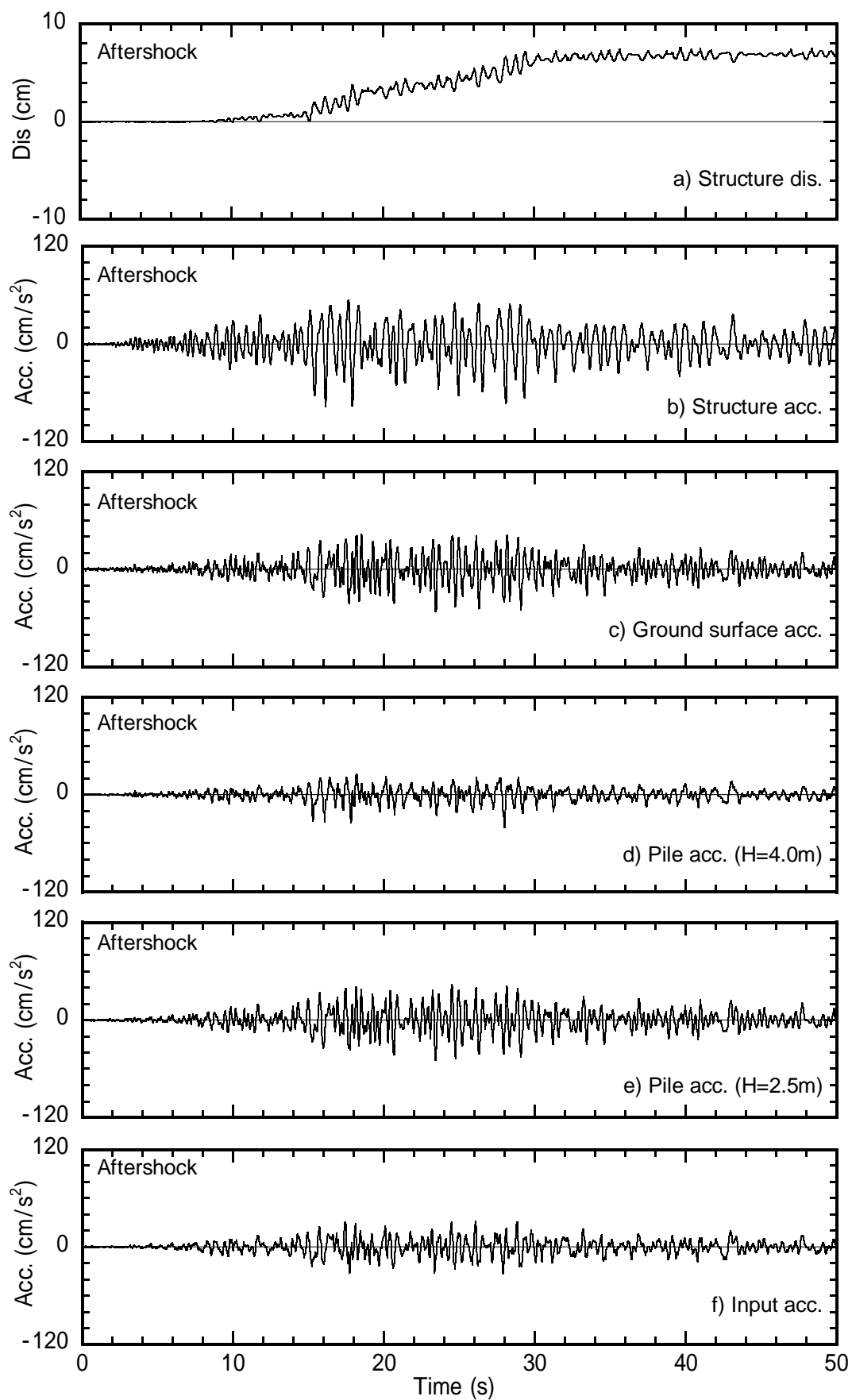


図6.8 余震における振動台加速度、杭(H=2.5m, H=4.0m)加速度、地表面加速度、構造物加速度、構造物変位の時刻歴

6.2.3 杭および構造物加速度の相関

構造物、杭頭、杭の高さ4.0mおよび2.5m、振動台における加速度のフーリエスペクトルを図6.9に示す。なお、前震では杭の高さ5.5mにおける加速度が、余震では杭の高さ5.0mにおける加速度がデータ不良であった。以降、杭頭の加速度データは前震では杭の高さ5.0m、余震では杭の高さ5.5mのものを用いることとする。入力波の卓越周期は、前震、余震ともおよそ0.90sである。杭の高さ2.5mにおいて、前震と余震のフーリエスペクトルの振幅の大きさは同程度である。杭頭および杭の高さ4.0mにおいて、前震では0.60s付近でフーリエスペクトルの振幅が大きくなっているが、余震ではその傾向は見られない。杭の高さ4.0mおよび杭頭において、前震と余震で振動性状が異なることが分かる。構造物の卓越周期は、前震、余震とも0.60sである。余震における構造物の0.60sの振幅は、前震のそれに比べて若干小さい程度である。なお、前震、余震とも杭および構造物に見られる0.90sの卓越周期は、入力波の卓越周期の影響であると考えられる。

さらに検討するため、前震および余震における時刻25秒から30秒の構造物、杭(H=5.0m(前震), 5.5m(余震), 4.0m, 2.5m)および地盤の加速度時刻歴を図6.10、6.11に示す。なお、地盤の加速度は杭のそれと同じ高さのものを用いている。前震と余震における杭の高さ2.5mの加速度波形は地盤の加速度波形と類似している。前震における杭の高さ4.0mおよび5.0mの加速度波形は、構造物の加速度波形に類似している。一方、余震における杭の高さ4.0mおよび5.5mの加速度波形は、構造物の加速度波形と異なる。

杭と構造物および杭と地盤の加速度の相関係数の分布を図6.12に示す。前震では、杭端から杭の高さ3.0mにかけて、杭と地盤の加速度の相関係数が1に近い。杭の高さ3.0mから杭頭に向かうにつれて杭と地盤の相関係数は次第に低くなり、杭と構造物の相関係数が次第に高くなる。杭の高さ4.0mから杭頭にかけて、杭と構造物の加速度の相関係数が1に近い。これから、前震では杭端から杭の高さ3.0mにかけての挙動は地盤の挙動に類似し、杭の高さ4.0mから杭頭にかけての挙動は構造物の挙動に類似していることが分かる。一方、余震では杭端から杭の高さ4.0mにかけて杭と地盤の加速度の相関係数が1に近いが、高さ4.0m以上では地盤および構造物との相関係数がともに0.5程度となっている。これから、余震における杭の高さ4.0mから杭頭にかけての挙動は、構造物と地盤の中間的なものと考えられる。このように、前震と余震の杭の挙動は、杭の中央部から杭頭にかけて異なる。これは、杭の破壊が杭の振動性状に与える影響が、杭中央部から杭頭にかけて大きいことを示している。

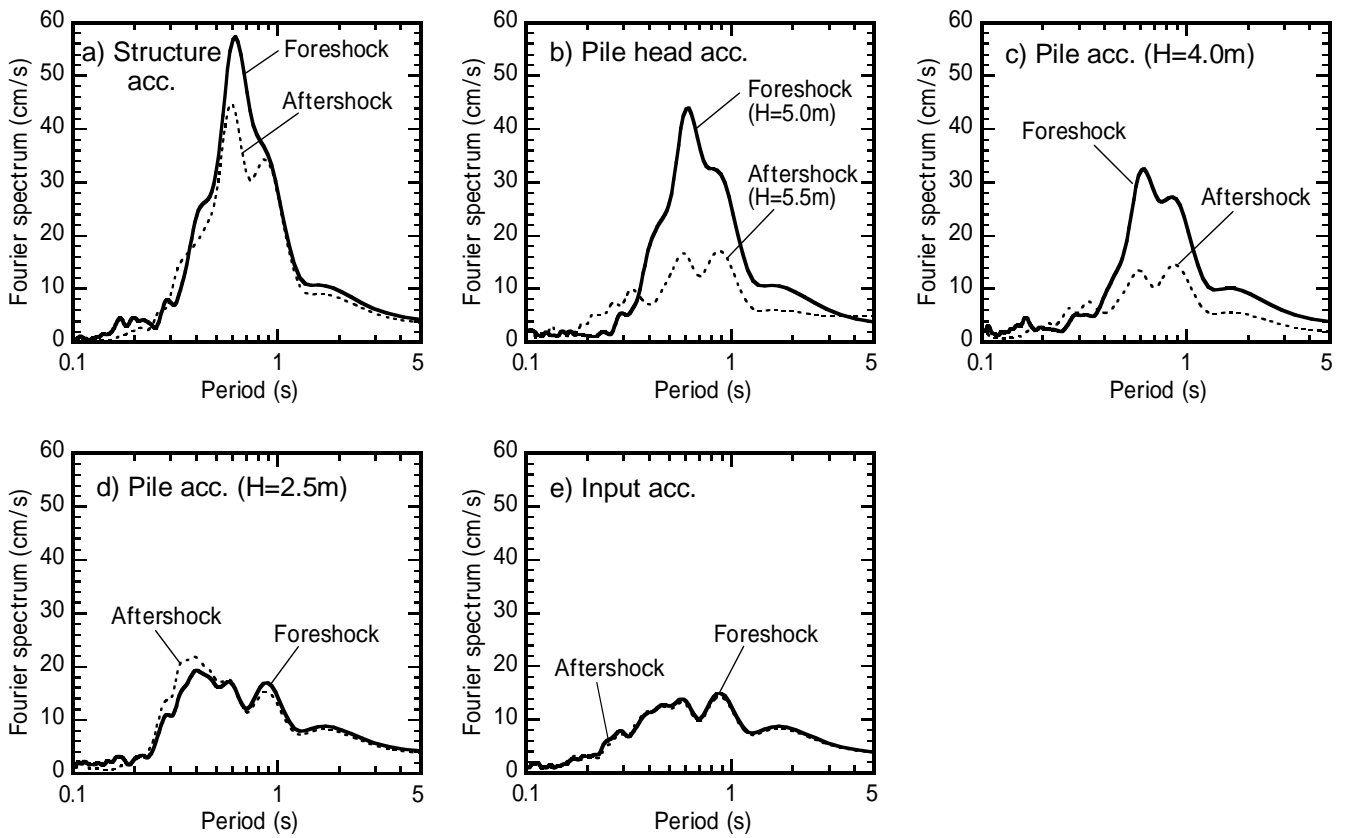


図6.9 構造物、杭、振動台加速度のフーリエスペクトル

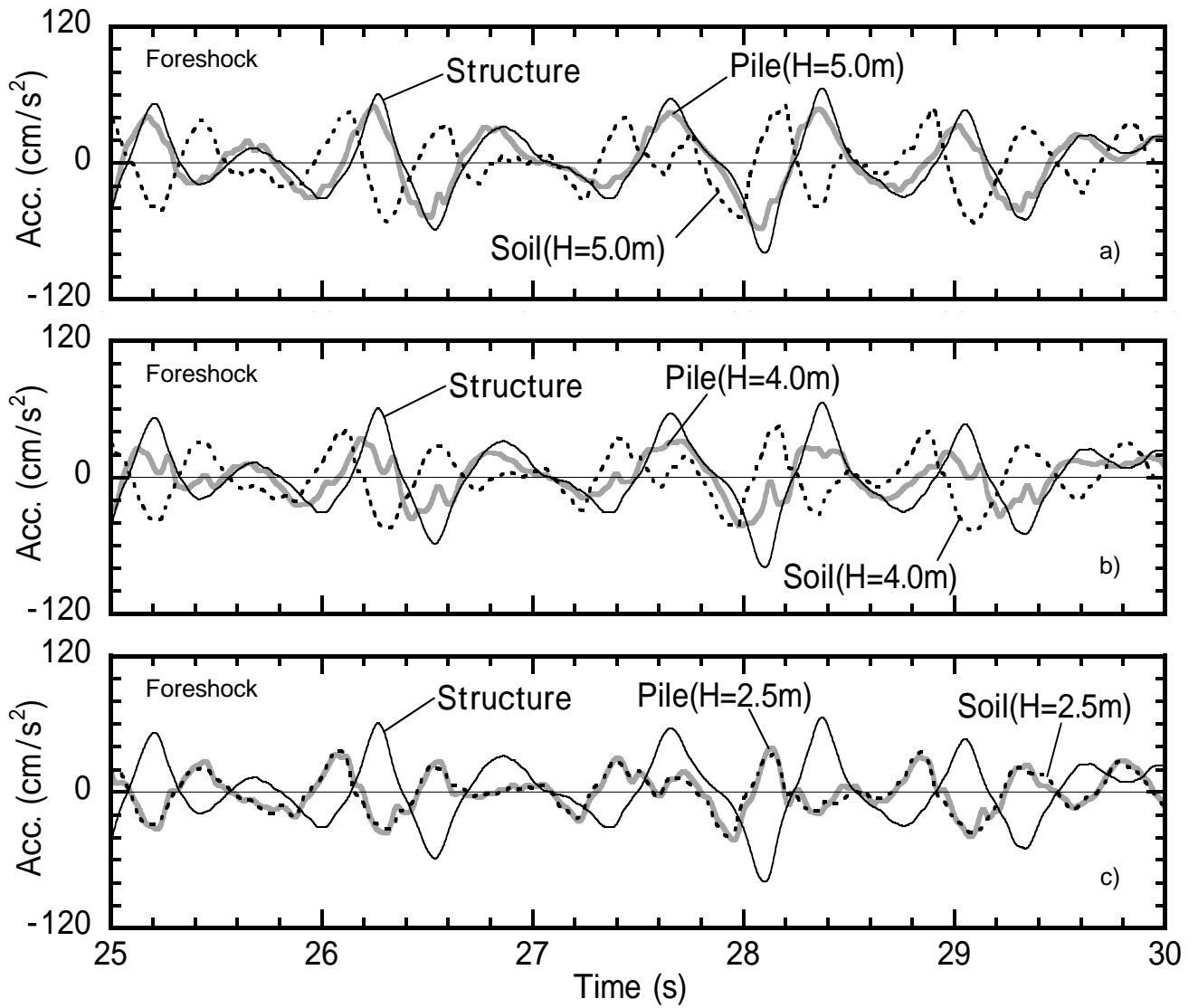


図6.10 前震における杭、構造物、地盤の加速度時刻歴

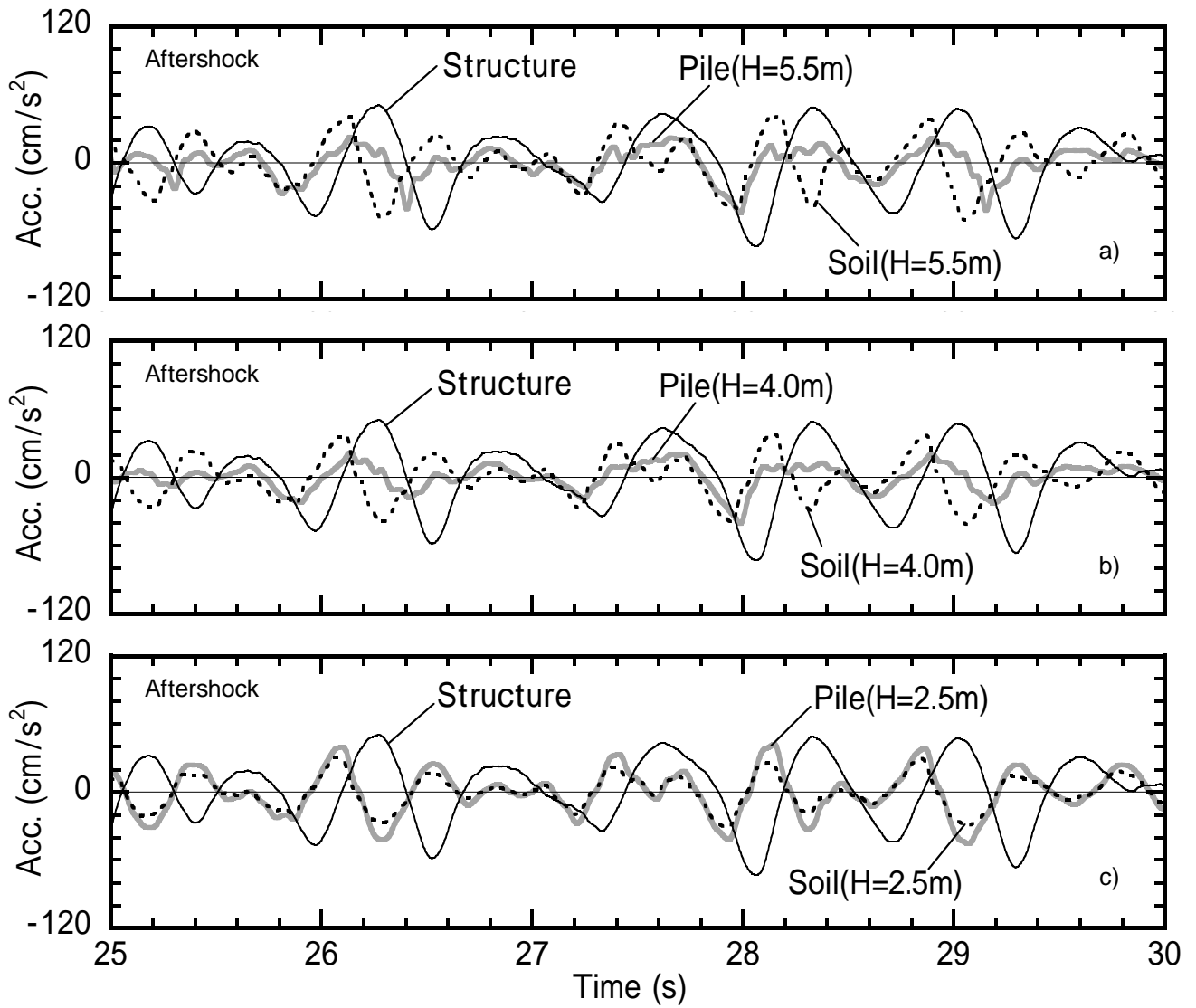


図6.11 余震における杭、構造物、地盤の加速度時刻歴

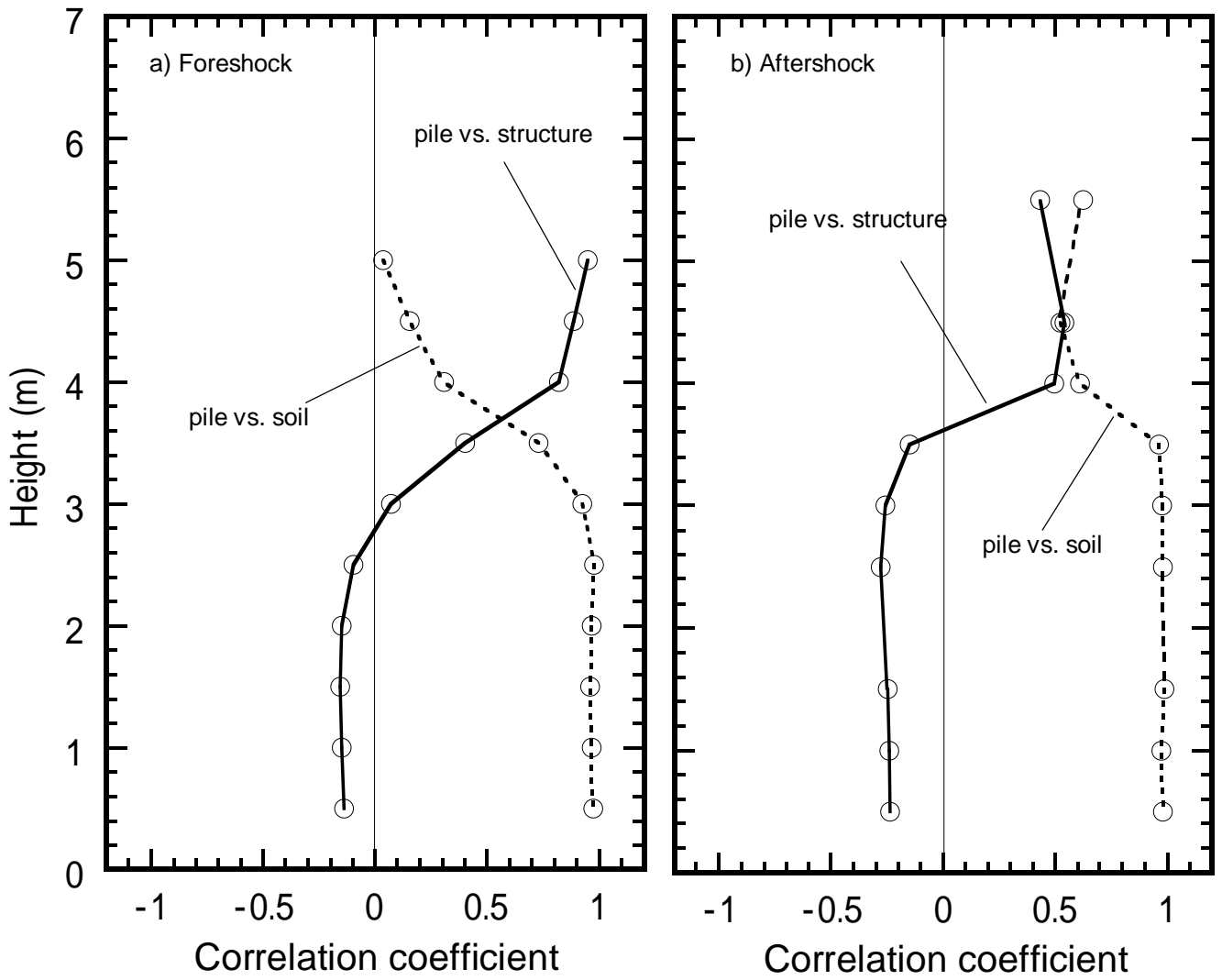


図6.12 杭と構造物および杭と地盤の加速度の相関係数の分布

6.2.4 杭変位の深度分布

杭 - 構造物系の振動台に対する相対変位の深度分布を図6.13に示す。時刻は、28.1sから28.35sまで0.05sごとに示している。変位は加速度の2階積分から算定した。これは変位の動的な成分に対応する。杭の変位分布は、杭中央部から杭頭にかけて前震と余震で大きく異なる。前震では杭の高さ3.0m付近から杭頭に向かって次第に変位が大きくなっている。杭頭付近の加速度と構造物加速度の相関係数が1に近い(図6.12 a)ことを考慮すると、前震では杭の高さ3.0m以上と構造物が一体的に振動していることが分かる。一方、余震では主に杭の高さ5.5mより上部が振動している。杭の高さ4.0mから5.5mの加速度と構造物加速度の相関が低い(図6.12 b)ことを考慮すると、余震では杭の高さ4.0mから杭頭にかけて、杭と構造物が一体的な挙動をしていないことが分かる。

以上から、杭中央部から杭頭にかけての杭の加速度波形、卓越周期、変位分布は、前震と余震で大きく異なった。前震では杭の高さ3.0m以上が構造物と一体的に振動した。余震では杭と構造物の挙動が異なり、主に杭の高さ5.5mより上部が振動した。

本震において杭頭が破壊した(図6.2)ことから、余震の杭頭の固定度は前震に比べて低下していると考えられる。また、杭頭と杭中央部にクラックが多数発生した(図6.3)ことから、余震の杭の剛性は前震より低いと考えられる。これらは、構造物の固有周期を長周期化させる要因となる。一方、前震では主に杭の高さ3.0m以上が振動したのに対し、余震では主に杭の高さ5.5mより上部が振動した(図6.13)。すなわち、余震では杭の主に振動している部分が前震に比べて短くなった。これは構造物の固有周期を短周期化させる要因となる。これらの固有周期を長周期化させる要因と短周期化させる要因が重なり、余震における構造物の固有周期は前震のそれと同じになったと考えられる。

杭破壊後の構造物の固有周期は、構造物や杭、地盤の特性、杭体の破壊の程度等に影響を受けると考えられる。もし前震と余震で地盤の固有周期が異なっていたり、杭の破壊箇所が本実験と異なっていれば、構造物の固有周期が変化した可能性も考えられる。杭の健全性評価にあたっては、杭が破壊しても構造物の固有周期が変化しない場合のあることを考慮し、様々な観点から調査することが重要と考えられる。

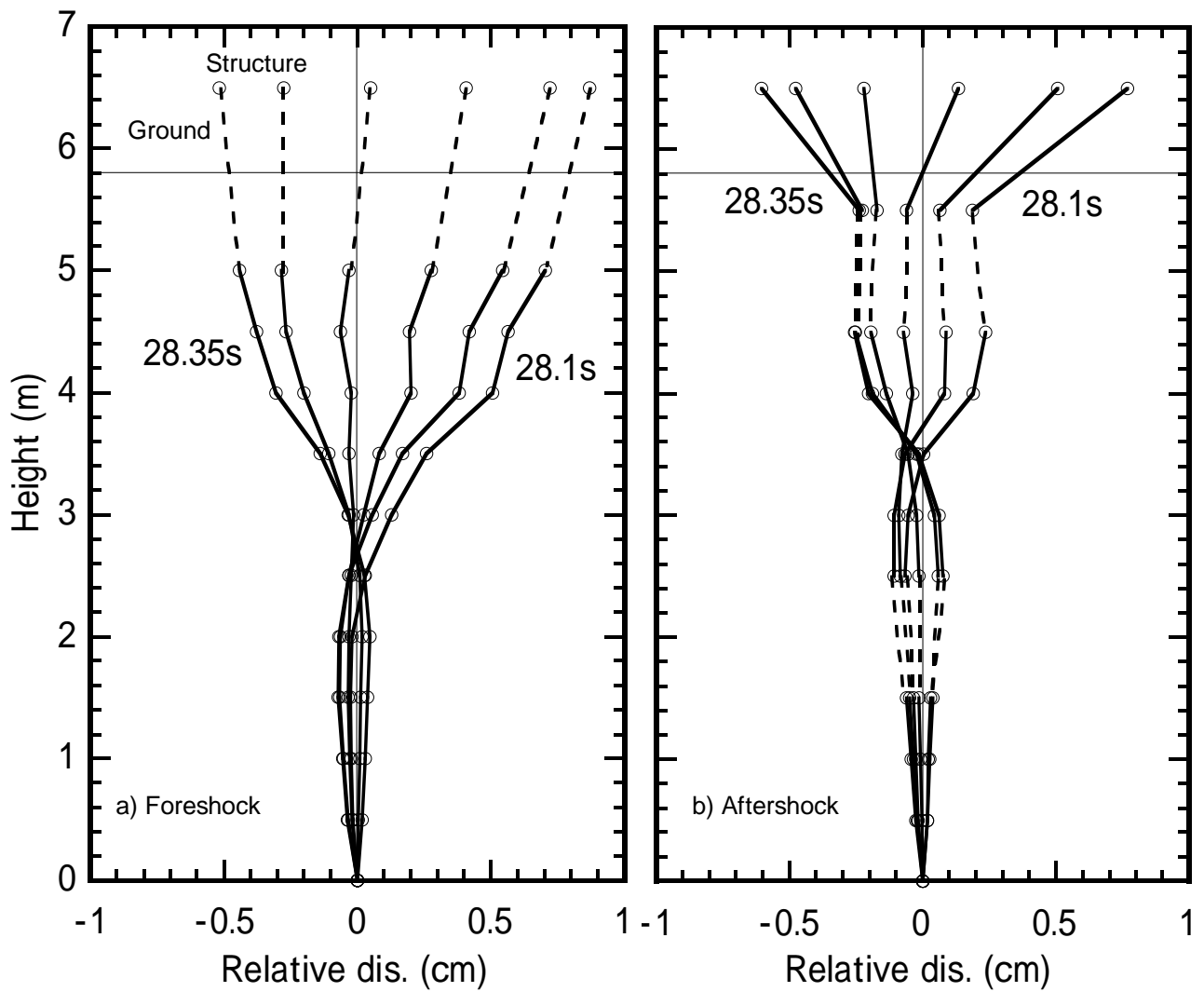


図6.13 杭 - 構造物系の振動台に対する相対変位の分布

6.3 カオスアトラクタを用いた杭の損傷評価

6.3.1 カオス時系列解析を用いた構造物の損傷評価手法

近年、カオス時系列解析^{6.6)-6.8)}を利用した構造物の損傷評価手法^{6.9)-6.12)}が検討されている。カオス時系列解析とは、系の挙動予測を目的とした時系列解析手法であり、複雑な挙動の評価に適している。近年、決定論的カオスを入力とした構造物の応答からアトラクタを再構成し、アトラクタの変化を構造物の損傷前後で比較することで損傷を検出するという方法が提案されている^{6.13)-6.15)}。ただし、これらの研究では上部構造物を対象としており、カオス時系列解析を用いて杭基礎の損傷評価を行った検討例は極めて少ない。

そこで、前節で検討したRC杭破壊実験における構造物および杭の加速度データを用い、カオス時系列解析に基づくRC杭基礎の損傷の検出可能性を検討する。

6.3.2 カオス時系列解析

カオス^{6.16)}とは、決定論的ダイナミクスを有する少数自由度システムの振る舞いが、システムに内在する非線形性に起因して生じる複雑な現象である。神経応答や脳波信号、音声信号、心電図などの生体システムや、経済指標などの様々な実データにカオスが存在することが指摘されている。また、建築構造物の地震時挙動^{6.17)}や、土の繰り返しせん断履歴にもカオスが認められることが報告されている^{6.18)}。

状態空間内での漸近的な振る舞いを力学系のアトラクタ(attractor)という。力学系のアトラクタには、次の4つに分類される。

- 1) 平衡点(fixed point)
- 2) リミットサイクル(limit cycle)
- 3) トーラス(torus)
- 4) ストレンジアトラクタ(strange attractor)

平衡点、リミットサイクル、トーラスなどのアトラクタの次元は整数値をとる。これに対し、カオス力学系のアトラクタの次元は非整数のフラクタル次元となる。一方、確率論に従ったランダムなデータの次元は、状態空間の次元と等しくなる。ブラウン運動のような確率論に従う系の挙動は、決定論に従わないため、その振る舞いが複雑であってもカオスではない。

E. N. Lorenz^{6.19)}は、熱対流の挙動を解析するため、次式で表わされる3変数の自律系常微分方程式を提案した。

$$\begin{cases} \frac{dx}{dt} = -\sigma x + \sigma y \\ \frac{dy}{dt} = -xz + rx - y \\ \frac{dz}{dt} = xy - bz \end{cases} \quad (6.1)$$

$\sigma = 10, r = 28, b = -8/3$ における $x(t), y(t), z(t)$ の時刻歴を図6.14に示す。 $x(t), y(t), z(t)$ を3次元状態空間にプロットしたものを図6.15に示す。このように、カオスの性質を持つ系を状態空間にプロットすると、その軌道は、ストレンジ・アトラクタと呼ばれる図形を描く。

実現象の観測において、系の状態変数が全て観測可能とは限らない。その場合、カオス時系列解析では、Takensの埋め込み定理^{6.20)}を用いて、時系列データを時間遅れ座標系に埋め込む。埋め込みの模式図を図6.16に示す。一定の時間間隔 τ ごとに、時系列データを m 個抽出する。抽出したデータを用いて、 m 次元の時間遅れ座標系にベクトル $v(t) = (x(t), x(t+\tau), \dots, x(t+(m-1)\tau))$ を構成する。 t を変化させると、それらのベクトルは m 次元時間遅れ座標系にアトラクタと呼ばれる軌道を描く。 m は埋め込み次元、 τ は遅れ時間である。システムを記述するのに必要な状態変数の数を n とすると、 $m \geq 2n+1$ であれば、埋め込み可能となる^{6.21)}。

(6.1)式で表わされるローレンツ方程式の $x(t)$ およびランダムノイズを時間遅れ座標系に再構成したものを図6.17に示す。ローレンツ方程式の $x(t)$ のアトラクタは、図6.15のアトラクタと類似した形状となるのに対し、ランダムノイズのアトラクタの軌道は複雑に交差し、特徴的な形状を持たない。このように、対象システムが決定論に従っていれば、時間遅れ座標系にシステムの位相構造を保存したアトラクタが再現される。これに対し、対象システムが確率論に従っていれば、軌道が交差した複雑な形状のアトラクタが再現される。

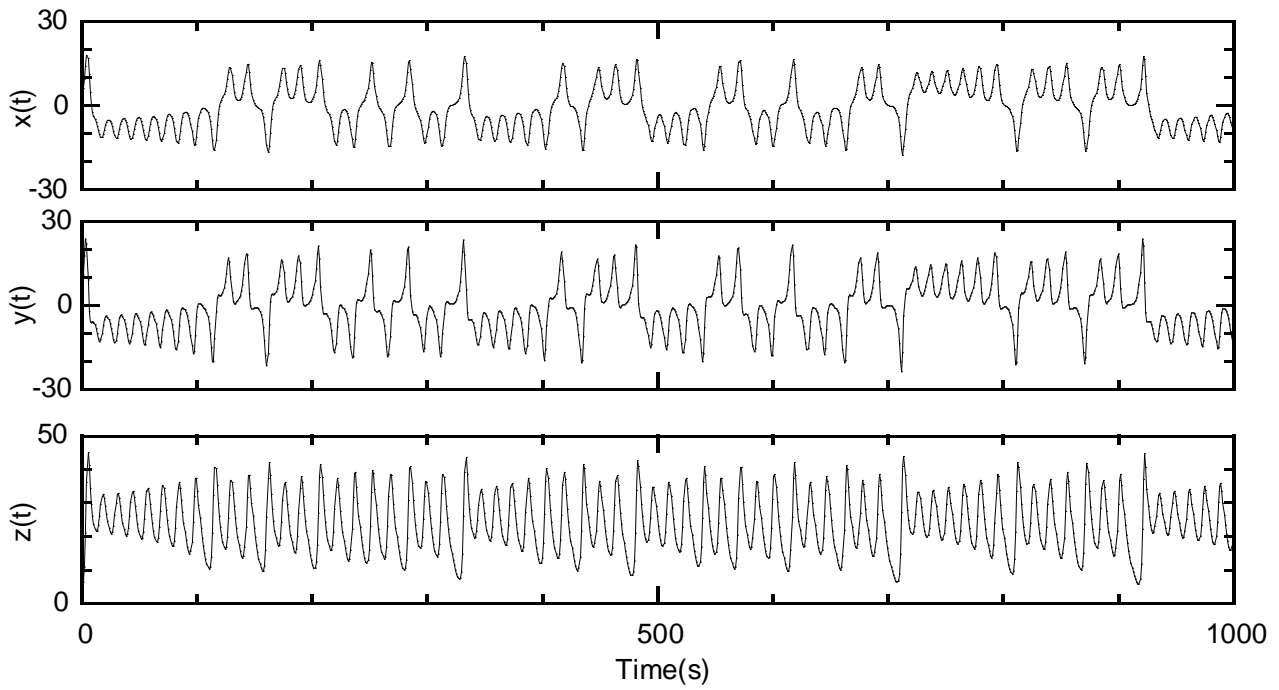


図6.14 ローレンツ方程式の時刻歴

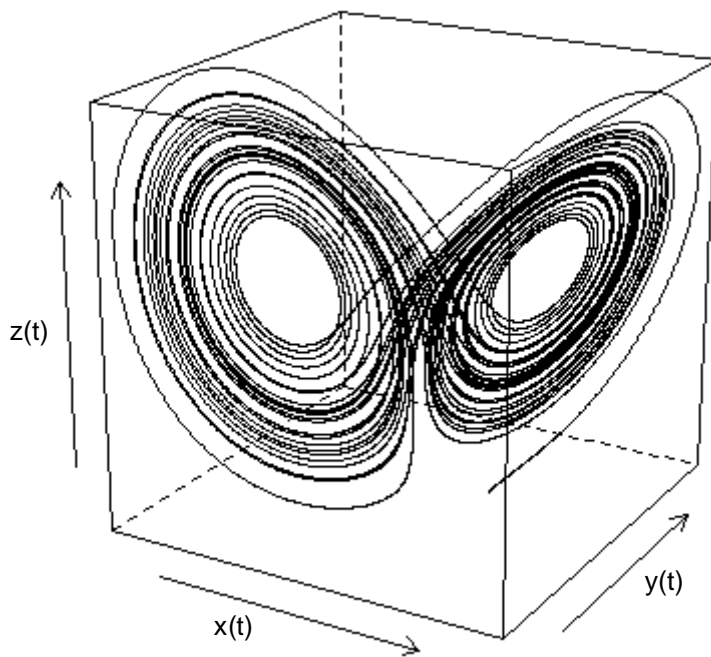


図6.15 ローレンツアトラクタ

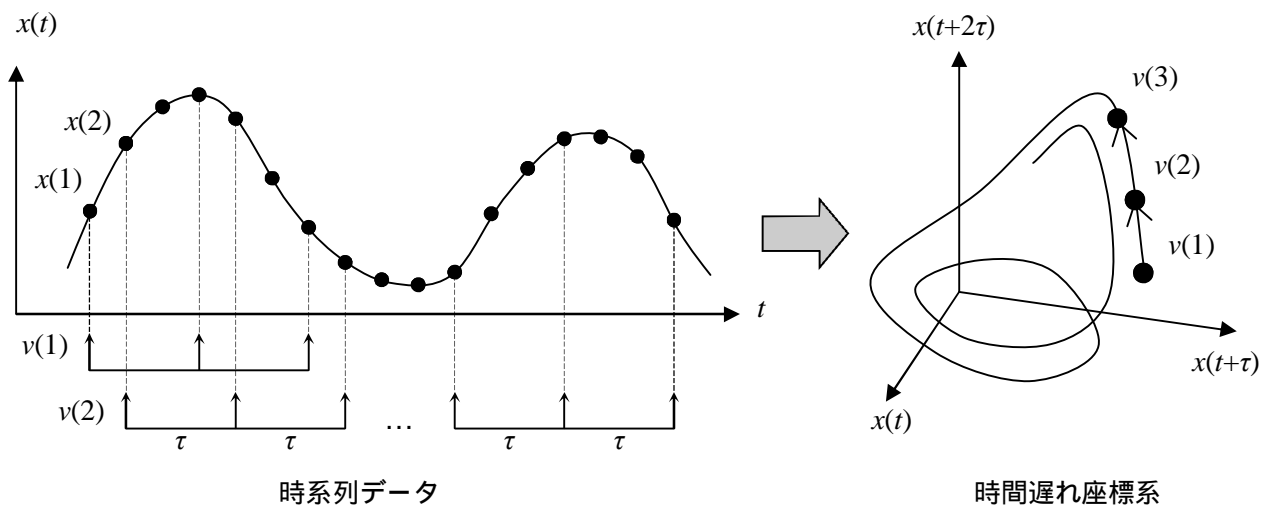


図6.16 時間遅れ座標系への埋め込み

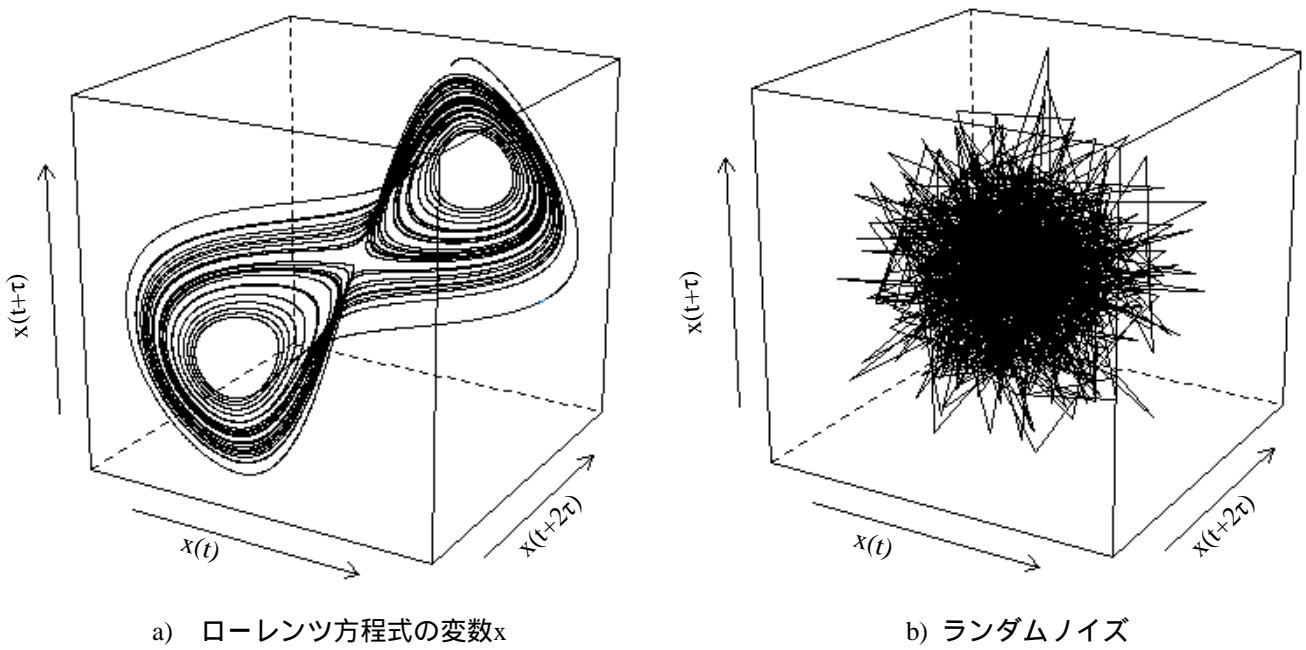


図6.17 時間遅れ座標系への埋め込み

6.3.3 遅れ時間の推定

杭の損傷評価の可能性を検討するため、カオス時系列解析を構造物および杭の加速度データに適用する。構造物および杭加速度のアトラクタの適切な遅れ時間を推定するため、平均相互情報量^{6.22)}による手法を用いる。平均相互情報量は、時系列データ $x(t)$ と $x(t+\tau)$ から得られる情報量を最も大きくするように遅れ時間を決定する方法である。平均相互情報量を遅れ時間の関数とすると、一般に平均相互情報量にはいくつかの極小値が現れる。この手法では、平均相互情報量が極小となる最小の τ を最適な遅れ時間とする。平均相互情報量 $I(\tau)$ は次式で表わされる。

$$I(\tau) = \sum_{x_n, x_{n+\tau}} P(x_n, x_{n+\tau}) \ln \left(\frac{P(x_n, x_{n+\tau})}{P(x_n)P(x_{n+\tau})} \right) \quad (6.2)$$

ここに、 $P(x_n)$ は x_n の確率密度関数、 $P(x_n, x_{n+\tau})$ は x_n と $x_{n+\tau}$ の同時確率密度関数である。確率密度関数は、加速度データのヒストグラムで求めた。構造物および杭加速度の平均相互情報量 $I(\tau)$ と遅れ時間 τ の関係を図6.18に示す。前震、余震の構造物、杭加速度とも、概ね $\tau=0.15s$ において $I(\tau)$ が極小値となる。これから、遅れ時間 $\tau=0.15s$ として解析を行う。

埋め込み次元 $m=3$ 、遅れ時間 $\tau=0.15s$ として時間遅れ座標系に再構成した前震および余震の構造物加速度のアトラクタを図6.19、6.20に、前震および余震の入力加速度のフーリエスペクトルを図6.21に示す。時間は10-20s、20-30s、30-40sである。それぞれの時間帯において、前震と余震の入力加速度は同様な周期特性を示している。10-20sにおける入力加速度の卓越周期は0.64s、20-30sにおけるそれは0.5s、30-40sにおけるそれは、0.38s、0.6sおよび1.0sである。このように、入力加速度の周期特性は時間帯によって異なる。これに対し、前震と余震のそれぞれの加振ケースにおいて、アトラクタ形状の時間帯による変化は見られない。このことは、入力加速度の周期特性がアトラクタの形状に及ぼす影響は小さいことを示唆している。また、前震の構造物加速度のアトラクタは全ての時間帯で菱形状であるのに対し、余震のそれは全ての時間帯で楕円形である。このように、構造物加速度の固有周期は前震と余震でほぼ同じである(図6.4)のに対し、構造物加速度のアトラクタの形状は前震と余震で異なった。このことは、杭破壊前後で構造物の卓越周期が変化しない場合でも、アトラクタを用いて挙動の変化を検出できる可能性のあることを示している。

埋め込み次元 $m=3$ 、遅れ時間 $\tau=0.15s$ として時間遅れ座標系に再構成した前震および余震の杭の高さ4.0mにおける加速度のアトラクタを図6.22、6.23に示す。時間は10-20s、20-30s、30-40sである。杭加速度のアトラクタは、前震、余震とも全ての時間帯で軌道が複雑に交差し、特徴的な形状を持たない。そのため、前震と余震のアトラクタ形状の違いは不明瞭である。これは、杭加速度が高次元のシステムであり、埋め込み次元 $m=3$ では不十分であるためと考えられる。

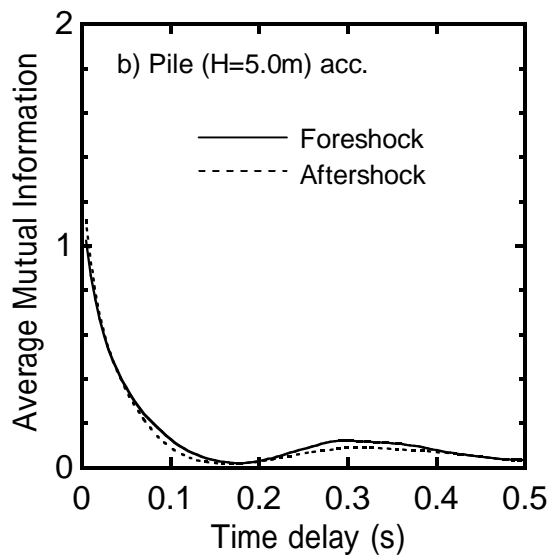
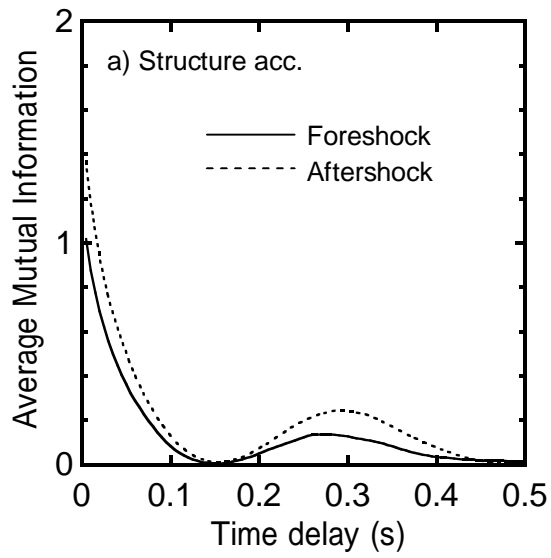


図6.18 遅れ時間と平均相互情報量の関係

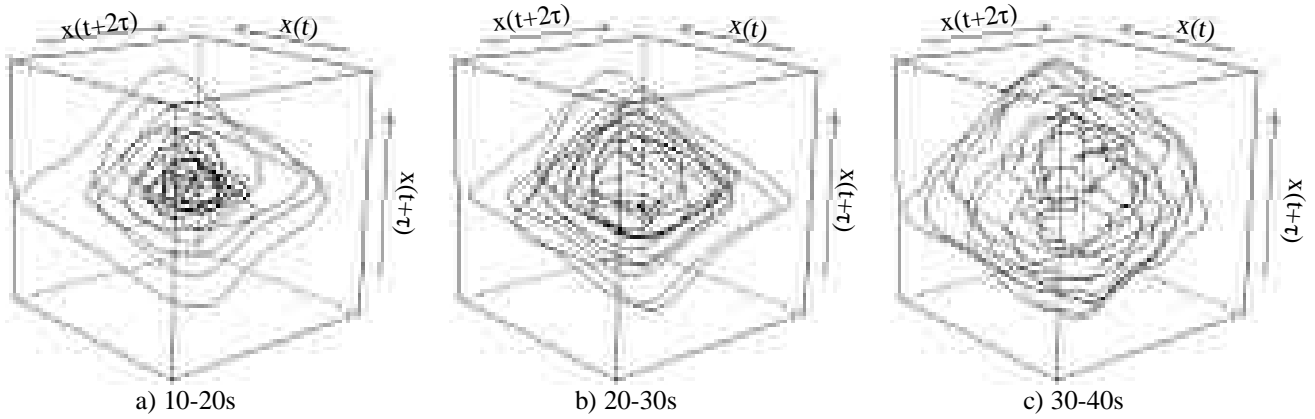


図6.19 前震における構造物加速度のアトラクタ ($m=3$, $\tau=0.15s$)

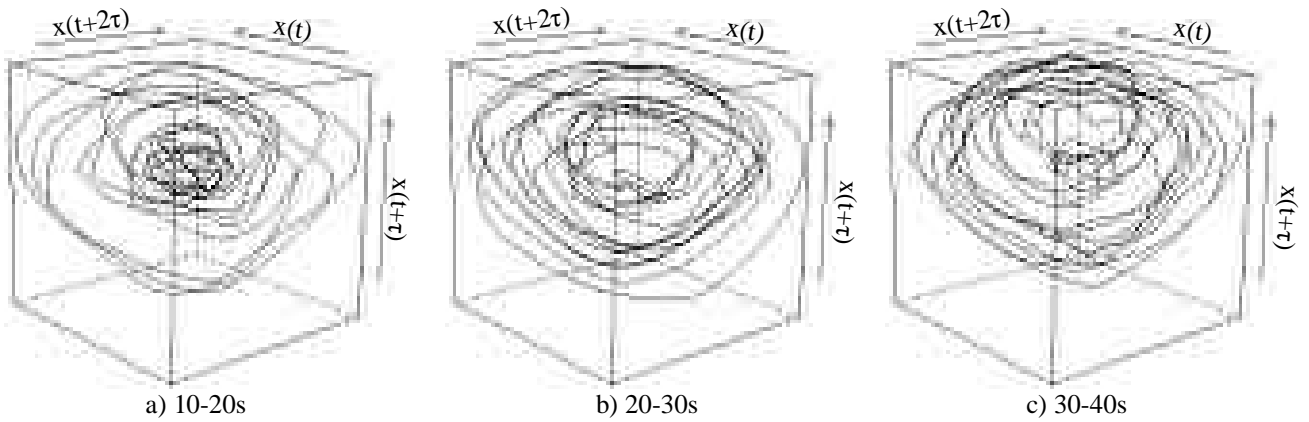


図6.20 余震における構造物加速度のアトラクタ ($m=3$, $\tau=0.15s$)

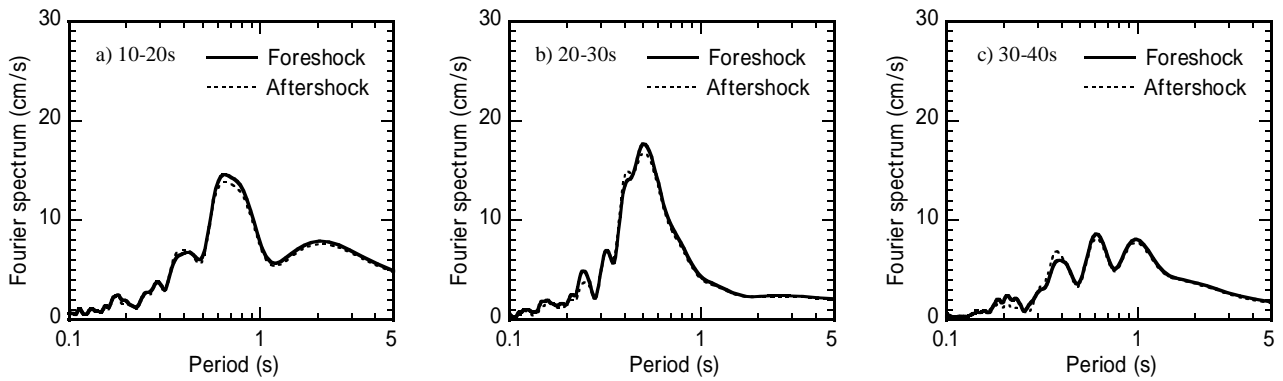


図6.21 入力加速度のフーリエスペクトル

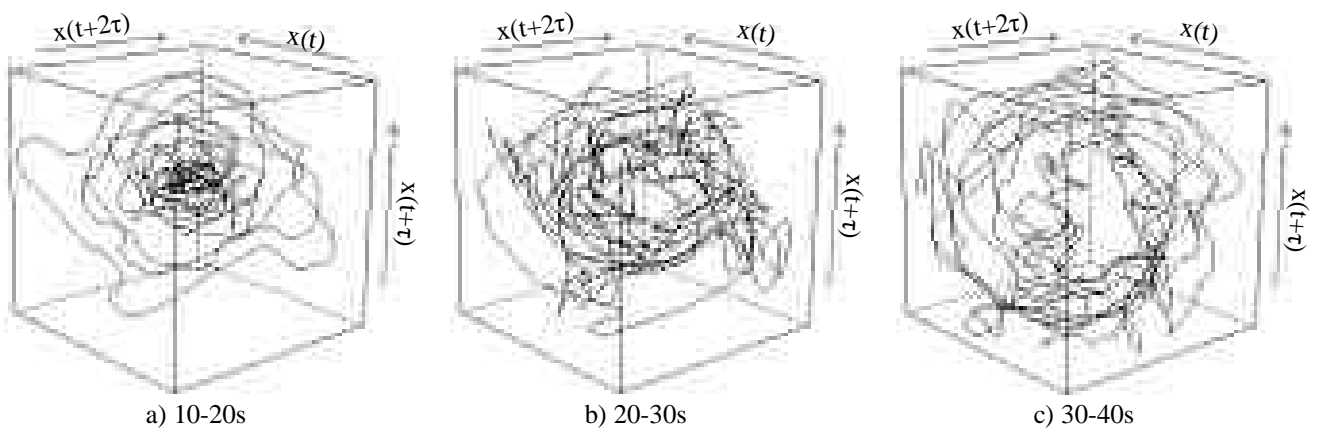


図6.22 前震における杭加速度のアトラクタ ($m=3$, $\tau=0.15s$)

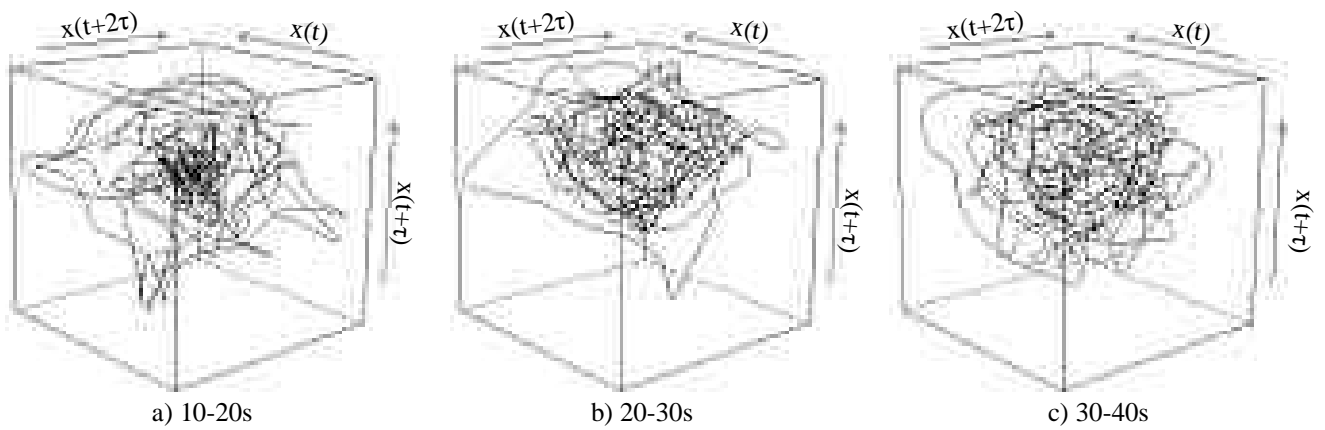


図6.23 余震における杭加速度のアトラクタ ($m=3$, $\tau=0.15s$)

6.3.4 埋め込み次元の推定

最適なアトラクタの埋め込み次元を推定するため、誤り最近傍法(False Nearest Neighbor Method)^{6.23)}を用いる。この手法では、アトラクタを構成する任意の2点間の距離によって軌道の交差の程度を評価し、交差が無くなるまで次元を増加させることで、最適な埋め込み次元を推定する。m次元再構成状態空間での2点間のユークリッド距離と、m+1次元まで拡張したときの距離との相対距離 R_L を、次式により算出する。

$$R_L = \sqrt{\frac{R_{m+1}(t)^2 - R_m(t)^2}{R_{m+1}(t)^2}} \quad (6.3)$$

ここに、 $R_m(t)$ は埋め込み次元mのときの2点間距離、 $R_{m+1}(t)$ はm+1次元まで拡張したときの2点間距離である。 R_L がある閾値を超える点を誤り近傍点とする。 R_L の閾値は15とした^{6.24)}。再構成に用いる埋め込み次元が最適な次元に近づくと、誤り近傍点の数は減少する。誤り最近傍法では、誤り近傍点の数が0に収束した次元を最適な次元の推定値とする。時間的な相関の強いデータが存在すると、誤った埋め込み次元を算出することが指摘されている^{6.25)}。そこで、加速度データの自己相関関数が0となる相関時間内にある点を、近傍の判定対象から除外する^{6.26)}。杭の高さ5.0mにおける加速度の自己相関関数を図6.24に示す。自己相関関数が0となる相関時間は、前震で0.18s、余震で0.16sである。

杭加速度のアトラクタの最適な埋め込み次元を推定するため、杭の全時間の加速度データに誤り最近傍法を適用した。全データに対する誤り最近傍点の数の比(False Nearest Neighbor Ratio: 以下FNNR)と埋め込み次元の関係を図6.25に示す。前震、余震とも埋め込み次元の増加に伴ってFNNRが減少する。余震の最適な埋め込み次元は、前震のそれより大きい。余震のFNNRが0となる埋め込み次元は11、前震のそれは9である。

数値解析による検討から、カオス的な時系列データにホワイトノイズなどの確率過程が混入した場合、埋め込み次元が高くなることが指摘されている^{6.27)-6.29)}。すなわち、アトラクタの最適な埋め込み次元は、系の挙動が確率論的であるほど高くなる。余震の杭加速度の埋め込み次元が前震のそれより大きくなったことから、杭の破壊によって杭が確率論的に挙動する傾向が強くなったと考えられる。

以上から、アトラクタの形状や埋め込み次元を比較することで、杭の損傷を評価できる可能性がある。ただし、本研究は限られた実験結果であり、カオスアトラクタを用いた杭の損傷評価手法の汎用性を検討するためには、今後さらなるデータの蓄積が必要と考えられる。また、入力波の特性や杭の破壊性状がアトラクタの形状や埋め込み次元に及ぼす影響については、今後の課題としたい。

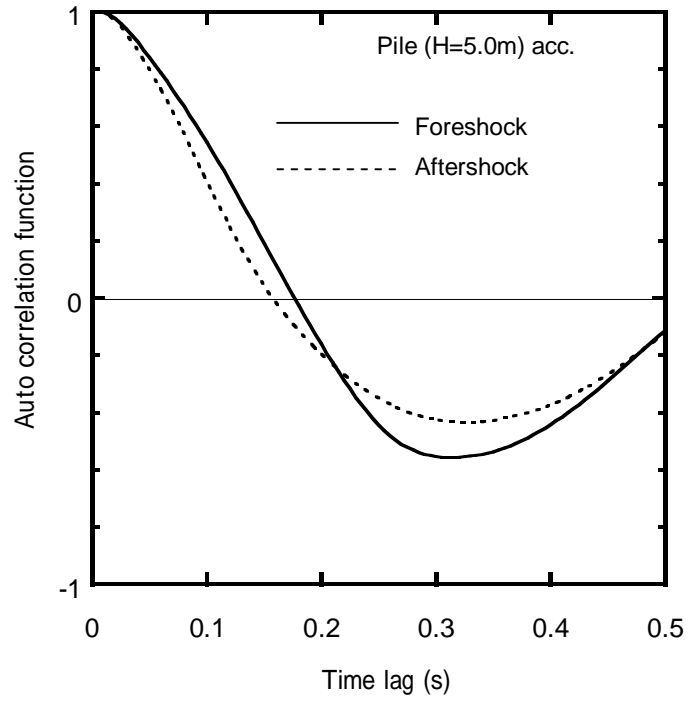


図6.24 自己相関関数

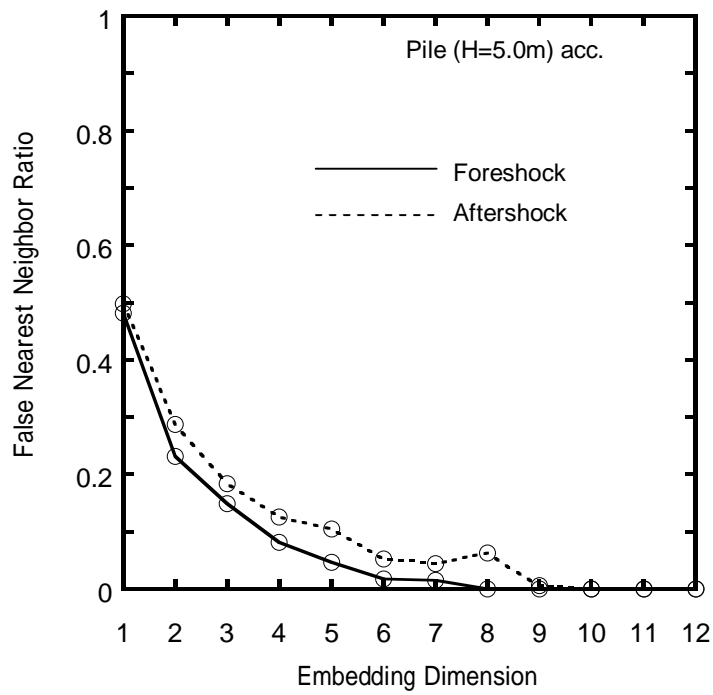


図6.25 埋め込み次元と
FNNRの関係

6.4 まとめ

RC杭基礎破壊実験において、杭の破壊が杭の振動性状と構造物の固有周期に及ぼす影響を検討した。さらに、RC杭基礎の破壊実験において、構造物および杭加速度のアトラクタの形状や埋め込み次元を杭破壊前後で比較し、杭の損傷評価の可能性を検討した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 杭の中央部から杭頭にかけての振動性状は、前震と余震で異なった。ただし、構造物の固有周期は前震と余震でほぼ同じであった。これは、杭の剛性が低下したことによる長周期化の要因と、杭の主に振動している部分が短くなったことによる短周期化の要因が重なったためと考えられる。
- 2) 杭の健全性評価では、杭が破壊しても構造物の固有周期が変化しない場合のあることを考慮し、様々な観点から調査することが重要である。
- 3) 構造物加速度の卓越周期は前震と余震で同程度であったのに対し、アトラクタの形状は前震と余震で異なった。これから、杭破壊前後で構造物の卓越周期が変化しない場合でも、アトラクタを用いて構造物の挙動の変化を検出できる可能性がある。
- 4) 誤り最近傍法を用いて杭加速度のアトラクタの最適な埋め込み次元を求めた結果、杭破壊後の埋め込み次元は、杭破壊前のそれより高くなった。これから、杭の破壊によって杭が確率的に挙動する傾向が強くなったと考えられる。

参考文献

- 6.1) 田村修次, 箕輪親宏, 藤井俊二, 船原英樹, 鈴木康嗣, 八幡夏恵子, 杉本三千雄, 土屋富男, 吉澤睦博, 阿部秋男: 大型せん断土槽を用いた液状化地盤におけるRC杭基礎の振動実験, 防災科学技術研究所研究資料, 第190号, 1999
- 6.2) Shuji Tamura, Yasutsugu Suzuki, Tomio Tsuchiya, Shunji Fujii, Takaaki Kagawa : Dynamic Response and Failure Mechanisms of a Pile Foundation During Soil Liquefaction by Shaking Table Test with a Large-Scale Laminar Shear Box, 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000
- 6.3) 財団法人日本建築防災協会臨海部構造安全委員会: 「臨海部における大規模建築物群の総合的な構造安全に関する調査・検討報告書」総集編, pp.8-11, 1992, 3
- 6.4) 田村修次, 香川崇章, 藤井俊二, 鈴木康嗣, 土屋富男, 内田明彦, 阿部秋男: 大型せん断土槽を用いた液状化地盤におけるRC杭基礎の破壊実験, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp.1917-1922, 1998
- 6.5) 大場新太郎, 濱川尚子: 1995年兵庫県南部地震における杭の損傷による建物固有周期の変化, 日本建築学会構造系論文集, 第495号, pp.63-70, 1997, 5
- 6.6) 合原一幸 編: カオス時系列解析の基礎と応用, 産業図書, 2005
- 6.7) H. Kantz and T. Schreiber: Nonlinear Time Series Analysis Second Edition, Cambridge University Press, 2005
- 6.8) A. S. Weigend and N. A. Gershenfeld: Time Series Prediction, Westview Press, 1994
- 6.9) 佐藤忠信, 田中庸平: 構造物のカオス応答アトラクタを用いた損傷検出法の開発, 土木学会論文集A, Vol. 62, No. 4, pp. 915-924, 2006. 10
- 6.10) 宅間正則, 新家昇, 西浦隆夫, 赤松賢介: せん断工具の寿命評価システムに関する研究(AE信号のウェーブレット変換とカオス時系列解析), 日本機械学会論文集(C編), 71巻, 712号, pp. 280-287, 2005. 12
- 6.11) 槌田雄二, 安藤隆宏, 榎園正人: バルクハウゼンノイズのカオスアトラクタによる金属疲労評価, 日本応用磁気学会誌, Vol. 26, No. 5, pp. 765-768, 2002
- 6.12) 山本鎮男: ヘルスモニタリング, 共立出版, 1999
- 6.13) L. Moniz, J. M. Nichols, C. J. Nichols, M. Seaver, S. T. Trickey, M. D. Todd, L. M. Pecora and L. N. Virgin: A multivariate, attractor-based approach to structural health monitoring, Journal of Sound and Vibration, Vol. 283, pp. 295-310, 2005
- 6.14) Moniz, L., Charrol, T. and Pecora, L.: Assessment of damage in an eight-oscillator circuit using dynamical forcing, Physical Review E, Vol. 68, pp.036215 1-7, 2003
- 6.15) Nichols, J. M., Todd, M. D. and Seaver, M.: Use of chaotic excitation and attractor property analysis in structural health monitoring, Physical Review E, Vol. 67, pp.016209 1-8, 2003
- 6.16) T.Y. Li, and J.A. Yorke: Period Three Implies Chaos, American Mathematical Monthly, Vol. 82, No. 10, pp.985-992, 1975
- 6.17) 朝山秀一: カオス力学系としてのパッシブな応答制御機構を持つ建築物の非線形挙動に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第544号, pp.179-187, 2001. 6

- 6.18) 熊崎幾太郎, 渡邊英一, 古田均, 近藤寛通, 杉山武: カオスの時系列の予測法による土の繰り返しせん断履歴モデルと動的変形特性の評価, 土木学会論文集, No. 575, -40, pp.37-47, 1997. 9
- 6.19) E. N. Lorenz: Deterministic Nonperiodic Flow, Journal of the Atmospheric Sciences, Vol. 20, pp. 130-141, 1963. 3
- 6.20) F. Takens: Detecting strange attractors in turbulence, Lecture Notes in Mathematics, Springer-Verlag, Berlin, 898, pp. 366-381, 1981
- 6.21) T. Sauer, J. A. Yorke and M. Casdagli: Embedology, Journal of Statistical Physics, Vol. 65, No. 3/4, pp. 579-616, 1991. 11
- 6.22) A. Fraser and H. L. Swinney: Independent coordinates for strange attractors from mutual information, Physical Review A, Vol. 33, No. 2, pp. 1134-1140, 1986. 2
- 6.23) Matthew B. Kennel, R. Brown and Henry. D. I. Abarbanel: Determining embedding dimension for phase-space reconstruction using a geometrical construction, Physical Review A, Vol. 45, No. 6, pp. 3403-3411, 1992. 3
- 6.24) James Theiler: Spurious dimension from correlation algorithm applied to limited time-series data, Physical Review A, Vol. 34, No. 3, pp. 2427-2432, 1986. 9
- 6.25) M. P. Haniyas, P. G. Curtis and J. E. Thalassinos: Non-linear dynamics and chaos: "The case of the price indicator at the Athens stock exchange", International Research Journal of Finance and Economics, Issue 11, pp. 155-162, 2007
- 6.26) C. Rhodes and M. Morari: False-nearest-neighbors algorithm and noise-corrupted time series, Physical Review E, Vol. 55, No. 5, pp. 6162-6170, 1997. 5
- 6.27) R. Hegger and H. Kantz: Improved false nearest neighbor method to detect determinism in time series data, Physical Review E, Vol. 60, No. 4, pp. 4970-4973, 1999. 10
- 6.28) ロバート・ショウ著, 佐藤譲, 津田一郎訳: 水滴系のカオス, 岩波書店, 2006
- 6.29) 合原一幸: 応用カオス, サイエンス社, 1994

第7章 まとめ

7.1 本研究のまとめ

7.2 今後の課題

7.1 本研究のまとめ

本研究では、構造物の諸条件が杭応力に影響を及ぼす要因を把握するため、上部構造物の固有周期および杭剛性、地盤の相対密度をパラメータとした遠心載荷装置を用いた液状化地盤 - 杭 - 構造物系の振動実験を行った。これらの構造物および杭の条件が杭応力および構造物の応答に及ぼす影響を検討し、杭応力の発生メカニズムを検討した。

第3章では、液状化地盤における短周期構造物の杭剛性および地盤の相対密度が杭応力に及ぼす影響を検討した。上部構造物の固有周期が地盤の卓越周期より短く、基礎部変位が地盤変位より小さい場合、上部構造物慣性力、土圧摩擦合力および総地盤反力は同位相となるのに対し、基礎部変位が地盤変位と同程度の場合、上部構造物慣性力と総地盤反力が同位相で、それらと土圧摩擦合力の間に位相差が生じる。基礎部変位が地盤変位より大きい場合、構造物慣性力と土圧摩擦合力は逆位相となる。杭変位が地盤変位より小さくなる深度の水平地盤反力は、構造物慣性力と同位相となり、杭変位が地盤変位より大きくなる深度の水平地盤反力は、構造物慣性力と逆位相となる。

第4章では、杭剛性が液状化地盤における免震構造物の杭応力および上部構造物の応答に及ぼす影響を検討した。低剛性杭の杭頭および杭先端せん断力は、高剛性杭のそれらより小さくなった。これは、低剛性杭の基礎部に作用する土圧摩擦合力が、高剛性杭のそれより小さくなったためである。一方、低剛性杭における上部構造物加速度は、高剛性杭のそれより大きくなった。これは、杭剛性が低ほど基礎部の挙動は地表付近の地盤の挙動に近づき、地表面加速度の振幅が大きい2秒から5秒付近の周期帯において、低剛性杭の基礎部加速度の振幅が高剛性杭のそれより大きくなったためと考えられる。さらに、実験で計測された基礎部加速度を用いて、免震構造物を模擬した1質点系の時刻歴応答解析を行い、杭剛性と免震構造物の固有周期が免震層変位に及ぼす影響を検討した。その結果、免震構造物の固有周期が地盤の卓越周期に近くなると、免震層変位は大きくなり、その傾向は低剛性杭で顕著であった。これから、低剛性杭を用いた免震構造物は、高剛性杭に比べ、免震層の変位が大きくなることが想定されるので、設計での配慮が必要と考えられる。

第5章では、短周期構造物および免震構造物の遠心載荷実験結果を比較した。さらに、応答変位法を用いて短周期構造物と免震構造物の構造物慣性力が杭応力に及ぼす影響を検討した。短周期構造物において、高剛性杭の杭頭および杭先端せん断力は、低剛性杭のそれより大きくなる。これに対し、免震構造物では、構造物慣性力が大きくなると、杭せん断力は杭頭で最大となり、高剛性杭と低剛性杭の杭頭せん断力は同程度となる。

以上の一連の遠心載荷実験の結果から、次のことが指摘できる。

- 1) 短周期構造物において、低剛性杭の杭先端および杭頭のせん断力は高剛性杭のそれより小さくなった。このことは、液状化地盤における短周期構造物に剛性の低い杭を用いることで、杭応力を低減できることを示している。
- 2) 免震構造物において、構造物慣性力が大きい場合、低剛性杭と高剛性杭の杭せん断力は同程度となり、低剛性杭を用いることによる杭応力の低減は期待できない。さらに、免震構造物において剛性の低い杭を用いると、上部構造物の応答や免震層の変位が大きくなる。これから、液

状化地盤における免震構造物で、構造物慣性力が大きくなることが想定される場合には、剛性の高い杭が適している。

第6章では、杭の損傷が構造物および杭の振動性状に及ぼす影響を検討するため、大型せん断土槽を用いたRC杭の破壊実験のデータを用い、杭損傷前後における構造物および杭の振動性状を比較・検討した。杭の中央部から杭頭にかけての振動性状は、杭損傷前と杭損傷後で異なった。それにもかかわらず、構造物の固有周期は前震と余震でほぼ同じであった。これは、杭の剛性が低下したことによる長周期化の要因と、杭の主振動している部分が短くなったことによる短周期化の要因が重なったためと考えられる。さらに、杭の損傷評価の可能性を検討するため、RC杭基礎の破壊実験データにカオス時系列解析を適用し、構造物および杭加速度の時間遅れ座標系におけるアトラクタの形状や埋め込み次元を杭破壊前後で比較した。その結果、構造物加速度の卓越周期は前震と余震で同程度であったのに対し、アトラクタの形状は前震と余震で異なった。また、誤り最近傍法を用いて杭加速度のアトラクタの最適な埋め込み次元を求めた結果、杭破壊後の埋め込み次元は、杭破壊前のそれより高くなった。このことは、杭の破壊によって杭が複雑に挙動する傾向が強くなったことを示している。これから、杭破壊前後で構造物の固有周期が変化しない場合でも、カオス時系列解析を用いて杭の損傷を検出できる可能性があると考えられる。

以上から、次のことが指摘できる。

- 1) 杭が破壊しても、構造物の固有周期が変化しない場合がある。これを考慮し、杭の健全性評価を行うにあたっては、大地震前後の構造物固有周期のみならず、様々な観点から調査することが重要である。
- 2) 杭が損傷すると、構造物および杭の振動特性に変化が生じる。杭の損傷に起因する構造物および杭の振動性状の変化は、カオス時系列解析によって検出できる可能性がある。

7.2 今後の課題

最後に、本研究における今後の課題を示す。

液状化地盤における短周期構造物の杭応力の検討では、応答変位法を用いて、地盤の相対密度および杭剛性が杭応力に及ぼす影響を考察した。上部構造物の固有周期が地盤の卓越周期より短い場合、基礎部変位が地盤変位より大きくなると、構造物慣性力と土圧摩擦合力が逆位相となり、杭頭および杭先端せん断力は小さくなる。杭応力は基礎部変位と地盤変位の大小関係に影響を受ける。どのような条件で基礎部変位が地盤変位より大きくなるか、または小さくなるかについては、今後の検討課題である。

免震構造物の杭応力に関する検討では、遠心載荷実験に用いたゴムの減衰が実際の免震構造物より大きいため、実験における上部構造物の応答は、実構造物より小さいと考えられる。遠心載荷実験において、上部構造物の減衰を再現することは、今後の課題である。また、本研究では免震構造物の固有周期が地盤の卓越周期より長いケースについて検討を行った。免震構造物の固有周期が地盤の卓越周期と一致する場合は、免震層の変位がさらに大きくなる可能性がある。免震構造物の固有周期が地盤の卓越周期と一致する場合については、今後の課題である。

遠心載荷実験において、地盤の変位が杭剛性によって異なった。これは、液状化によって地盤剛性が低下し、地盤の応答が杭および基礎部の挙動に影響を受けたためと考えられる。本研究で用いたせん断土槽の大きさに制限があり、基礎部の挙動が地盤の応答に及ぼす影響については、不明である。今後は、せん断土槽の大きさや杭剛性が地盤の応答に及ぼす影響を、FEM解析などを用いて検討することが必要であると考えられる。

大型せん断土槽を用いたRC杭基礎の破壊実験では、杭の損傷が構造物の振動性状に及ぼす影響を検討した。本研究で用いたデータでは、杭が損傷しても構造物の固有周期に変化は見られなかった。これに対し、杭の損傷によって構造物の固有周期が変化したという報告もある。これから、杭の破壊性状によって構造物の固有周期が変化する場合としない場合があると考えられる。今後は、杭が破壊した場合、どのような条件で構造物の固有周期が変化しないのかを検討する必要があると考えられる。

カオス時系列解析を用いた杭の健全性評価手法の検討において、杭損傷前後の構造物加速度のアトラクタ形状に変化が現れた。本研究で用いたデータは、限られた条件下での実験結果であり、前震と余震の入力波形は同一のものを用いている。そのため、入力波の特性が構造物加速度のアトラクタ形状に及ぼす影響については、不明である。入力波の特性や杭の破壊性状がアトラクタの形状や埋め込み次元に及ぼす影響については、今後の課題としたい。また、杭の損傷によってアトラクタに変化が生じるメカニズムを検討することが必要である。そのためには、FEM解析などを用いた検討が必要であると考えられる。

発表論文リスト

関連論文

- 1) 田村修次, 肥田剛典: 大型せん断土槽を用いた液状化実験におけるRC杭の破壊が構造物挙動に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, Vol.74, No.635, pp.91-96, 2009, 1
- 2) 肥田剛典, 田村修次: RC杭の破壊が余震時における杭の振動性状と構造物の固有周期に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol.55B, pp.639-643, 2009, 3
- 3) 肥田剛典, 田村修次: 液状化地盤における杭剛性が免震構造物の応答と杭応力に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集 (採用決定)
- 4) 肥田剛典, 田村修次: カオスアトラクタを用いたRC杭基礎の損傷評価, 構造工学論文集 (採用決定)

その他の関連論文

- 1) Tamura, S., Maeda, N., Sakamoto, T. and Hida, T.: Effects of Lateral Response of Embedded Footing on Piles During Soil Liquefaction, 5th International Conference on Urban Earthquake Engineering, pp.335-340, 2008, 3
- 2) 肥田剛典, 田村修次: 液状化地盤におけるRC杭基礎の破壊過程のカオス時系列解析, 第43回地盤工学研究発表会, pp.1633-1634, 2008, 7
- 3) 田村修次, 前田修宏, 坂本忠, 肥田剛典: 液状化地盤における杭 - 基礎部 - 上部構造物系の杭応力と杭剛性, 第43回地盤工学研究発表会, pp.1651-1652, 2008, 7
- 4) 坂本忠, 肥田剛典, 前田修宏, 田村修次: 遠心載荷実験に基づく基礎根入れ部に作用する地震時土圧, 第43回地盤工学研究発表会, pp.1655-1656, 2008, 7
- 5) 肥田剛典, 田村修次: 時間遅れ座標系を用いたRC杭基礎の破壊過程における挙動の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造I, pp.719-720, 2008, 9
- 6) 坂本忠, 肥田剛典, 前田修宏, 田村修次: 遠心実験による基礎根入れ部に作用する地震時土圧, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造I, pp.721-722, 2008, 9
- 7) Tamura, S., Sakamoto, T., Hida, T. and Maeda, N.: Mechanism of Earth Pressure and Sidewall Friction Acting on an Embedded Footing in Dry Sand Based on Centrifuge Testing, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Paper ID 04-01-0076, 2008, 10
- 8) Tamura, S., Sakamoto, T., Hida, T. and Maeda, N.: Evaluation of Seismic Earth Pressure and Wall Friction Acting on Embedded Footing Based on Centrifuge Test, International Conference on Performance-Based Design, IS-Tokyo2009, Paper ID 189, 2009, 6
- 9) 肥田剛典, 田村修次: 液状化地盤における長周期構造物の杭応力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造I, pp.719-720, 2009, 8
- 10) 肥田剛典, 田村修次: 液状化地盤における杭の剛性が杭応力に及ぼす影響, 第44回地盤工学研究発表会, pp.1655-1656, 2009, 9

謝辞

本論文を行うにあたり、京都大学防災研究所・田村修次准教授には、研究についての懇切なる御指導を賜りました。田村准教授には、私が信州大学在学中から研究指導をしていただき、研究に対する心構えや、研究者としての姿勢、研究の厳しさ、素晴らしさをご教授いただきました。さらに、本論文執筆にあたって、時に厳しく、時に温かいご指導を賜りました。深く感謝いたします。

京都大学防災研究所・田中仁史教授には、私を温かく見守って下さいました。また、本論分の執筆にあたり、多くの激励の言葉をいただきました。これら多くの温かいお言葉を賜り、それを励みに研究を行うことができました。ここに厚く御礼を申し上げます。

京都大学・竹脇出教授には、本論文の審査の際、懇切丁寧なご指導をいただきました。深く感謝いたします。

千葉大学工学研究科・高橋徹教授には、私が千葉大大学院学に在学中に、フラクタルなどの複雑系に関する研究のご指導を賜りました。その研究を通して、研究に対する柔軟な考え方や、多様な研究のあり方をご教授いただきました。深く感謝いたします。

株式会社T.R. Workers・前田修宏氏には、私の研究に対し、大いなる助言と励ましの言葉をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

清水建設・坂本忠氏には、ともに実験を行い、私の実験に対して大きな助力を戴きました。ここに深い謝意を捧げます。

京都大学大学院・足立圭佑氏には、ともに実験を行い、お互いの研究について多くの議論をしていただきました。また、研究以外の様々な事柄についても議論いただき、励ましの言葉をいただきました。深く感謝いたします。

元京都大学大学院・王激揚氏、初山将克氏、会田龍也氏、樋口康仁氏には、実験を手伝っていただいたり、さまざまな言葉で励ましをいただき、研究の原動力とすることができました。ここに深い感謝を表します。

京都大学防災研究所・荒木紀子氏には、温かい励ましのお言葉を戴き、研究への活力とすることができました。ここに深く感謝の意を捧げます。

本論文の第6章では、防災科学技術研究所、大成建設、鹿島建設、竹中工務店、東京ソイルリサーチの共同で行われたRC杭の破壊実験のデータを使用させていただきました。また、本研究は、日本学術振興会科学研究費補助金の助成により行ったものです。記して感謝いたします。

最後に、筆者を支えてくれた妻友子と息子航太郎に深い感謝を捧げます。

平成22年3月 肥田剛典