

大型せん断土槽を用いた液状化地盤における鋼管杭基礎の振動実験

著者	田村 修次, 時松 孝次, 鈴木 比呂子, 八幡 夏恵子, 鈴木 康嗣, 土屋 富男, 内田 明彦, 吉澤 睦博, 藤井 俊二, 船原 英樹, 阿部 秋男
雑誌名	防災科学技術研究所 研究資料
号	227
ページ	1-64
発行年	2002-04
URL	http://doi.org/10.24732/nied.00001841

大型せん断土槽を用いた液状化地盤における鋼管杭基礎の振動実験

田村修次*¹・時松孝次*²・鈴木比呂子*²・八幡夏恵子*³

鈴木康嗣*³・土屋富男*⁴・内田明彦*⁴・吉澤睦博*⁴

藤井俊二*⁵・船原英樹*⁵・阿部秋男*⁶

Shaking Table Test of a Steel Pile Foundation on Liquefied Sand Using a Large Scale Laminar Shear Box

Shuji TAMURA*¹, Kohji TOKIMATSU*², Hiroko SUZUKI*², Kaeko YAHATA*³
Yasutsugu SUZUKI*³, Tomio TSUCHIYA*⁴, Akihiko UCHIDA*⁴, Mutsuhiro YOSHIZAWA*⁴
Shunji FUJII*⁵, Hideki FUNAHARA*⁵, and Akio ABE*⁶

*¹ *Shinshu University (former National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention), Japan*

*² *Tokyo Institute of Technology, Japan*

*³ *Kajima Technical Research Institute, Japan*

*⁴ *Takenaka Research & Development Institute, Japan*

*⁵ *Taisei Corporation Technology Research Center, Japan*

*⁶ *Tokyo Soil Research, Japan*

Abstract

This paper presents in details the results of real-size experiments, using a large-scale laminar shear box with the dimensions of 6 m in height, 3.5 m in width and 12 m in length (shaking direction). The test series included soil-pile-structure systems having various conditions, (1) without a superstructure and with a superstructure having two different periods (0.19 and 0.77 seconds), (2) embedded footing and not embedded footing supported by a 2 × 2 steel piles.

The results indicates that (1) The total earth pressure acting on the embedded footing before liquefaction is induced mainly by the inertial force of the building, (2) The total earth pressure after liquefaction is induced mainly by the soil deformation, (3) The relation between the relative displacement and the total earth pressure is linear before liquefaction. It becomes nonlinear with the development of pore-water pressure, (4) The p-y curve of loose sand shows stress-softening behavior after liquefaction, while the p-y curve of medium dense sand shows stress-hardening behavior. The stress-hardening behavior tends to diminish with cyclic loading after liquefaction if the sand is not sufficiently dense, (5) The coefficient of subgrade reaction is affected by such factors as the pore water pressure ratio, relative displacement, and soil density.

Key words: Liquefaction, Pile, Shaking table test, Dynamic interaction, Coefficient of subgrade reaction

*¹ 信州大学工学部 (旧防災科学技術研究所 防災総合研究部)

*³ 鹿島技術研究所建築技術研究部

*⁵ 大成建設技術センター建築技術研究所

*² 東京工業大学大学院理工学研究科

*⁴ 竹中工務店技術研究所建設技術開発部

*⁶ 東京ソイルリサーチ

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では埋立地を中心に大規模な液状化が発生し、杭基礎構造物が大きな被害を受けた。その多くは上部構造物の慣性力に加え、液状化に伴う地盤変形によるものと考えられる。そのため、液状化地盤—杭基礎—構造物系の相互作用について、1g場振動台実験、遠心載荷実験など、多くの実験的研究がなされている。しかし、1g場の小型土槽実験では相似則を満たすことができない。また、遠心載荷実験では綿密な測定が難しく、液状化過程を完全に再現しているかについても議論のあるところである。そこで、1995年に科学技術庁（現：独立行政法人）防災科学技術研究所で、深さ6mの大型せん断土槽の開発が行われた。大型土槽実験は地盤の相似則を満たすことができ、構造物および杭基礎模型も実物に近く、実現現象の再現が期待できる。ただし、大型土槽実験は、多くの費用・時間がかかり、十分な実験前の検討を必要とする。

上記の背景をふまえ、1997年に「大型せん断土槽を用いた鉄筋コンクリート（RC）杭実験」が防災科学技術研究所、鹿島建設、大成建設、竹中工務店、東京ソイルリサーチの共同実験として行われた。実験では液状化地盤におけるRC杭基礎の破壊現象を再現することができ、その破壊過程の詳細なデータを得ることができた（田村他、1999）。

RC杭実験のフェーズ2として、新たに東京工業大学、新日本製鐵を研究グループに加え、1999年に大型せん断土槽を用いた鋼管杭の液状化実験を行った。本実験の目的は（1）構造物の根入れが杭・構造物応答に及ぼす影響の把握、（2）構造物の固有周期の違いが杭応力に及ぼす影響の把握、（3）杭の応力に対する建物慣性力と地盤変形の分離評価、（4）液状化地盤における水平地盤反力の評価、（5）数値解析手法の検討等である。上記の目的のため、3つの構造物（質点のないモデル、長周期質点モデル、短周期質点モデル）を、表層の非液状化層に埋め込んだケースと埋め込まないケースで振動台加振実験を行った。また、杭頭水平載荷実験、杭頭起振機実験も行った。本研究資料では、この鋼管杭の実験結果について報告する。

2. 実験装置と手法

2.1 実験モデル

実験は科学技術庁（現：独立行政法人）防災科学技術研究所の大型振動台で行った。実験に用いたせん断土槽は、幅12m（加振方向）、奥行き3.5m、高さ6mで29段のフレームからなる。実験は図2.1.1に示すように、構造物（質点）の有無、質点の固有周期、基礎部の根入れの有無をパラメータとし、6ケースの実験モデルで行った。地盤は土槽底面から高さ1.5mまで密な砂礫層とし、その上部に4mの液状化層を水中落下法で作成した。砂礫層の上面にはボイリング装置を設置し、必要に応じてボイリングを行った。液状化層の砂は、霞ヶ浦砂（ $e_{\max} = 0.961$, $e_{\min} = 0.570$, $D_{50} = 0.31$ mm, $F_c = 5.4\%$ ）である。地盤

作成時における砂礫層のS波速度は230 m/s程度、液状化層のS波速度は70～80 m/sであった。表2.1.1に各加振時における地盤構造を示す。

図2.1.2に杭基礎模型の概要を示す。模型は4本の鋼管杭、基礎部、上部構造で構成されている。鋼管杭の仕様は、直径165.2 mm、肉厚3.7 mm、長さ5.3 m（ピン部分を含む）、 $EI = 1259$ kNm²である。杭先端はピン支持とし、杭頭は基礎部に剛結した。杭基礎の全景を写真2.1.1に示す。

基礎部は、H型鋼（H 600×200）と鉄板（板厚12 mm）で構成されている。基礎部重量は20.6 kNである。

上部構造は、H型鋼（H 400×200）で構成されたフレーム上に、鉄製インゴットを積載したものである。上部構造の重量は基礎部の6倍強に相当する139.3 kNである。

上部構造と基礎部の間には、支持部材（積層ゴム、粘性ダンパー、防振ゴム）が挿入されている。これらの支持部材の組み合わせを変えることにより、上部構造物の固有周期を調整できる。上部構造の重量は、小型の積層ゴム4台で支持されている。さらに減衰を付加するために、粘性ダンパーを2台設置している。以上の組み合わせにより、固有周期0.77秒の長周期モデルを実現した。また、これに4台の防振ゴムを付加することで剛性を高め、固有周期0.19秒の短周期モデルとした。表2.1.2～4に積層ゴム、粘性ダンパー、防振ゴムの諸元を示す。また、根入れ前および根入れ後の基礎部および上部構造物模型を写真2.1.2～3に示す。

2.2. 実験内容と行程

杭頭水平載荷実験、杭頭起振機実験、地震波による振動台加振実験を行った。表2.2.1に各実験モデルにおける実験内容を、表2.2.2に実験行程を示す。実験はA1モデルからB1モデルまでの順で行った。水平載荷実験では、ボイリングまたは振動台加振で液状化状態を再現し、その前後で基礎部が±5 mm程度変位するように載荷した。起振機実験では基礎部の上に起振機を設置し、水平載荷実験と同様に液状化状態の前後において2 Hz～15 Hzの範囲で起振した。水平載荷実験および起振機実験は、水平地盤反力の基礎データを得ることを目的としている。振動台加振実験は、南関東地震を想定した人工地震波「RINKAI 92」（最大加速度310 cm/s²）の振幅を変えて行った。入力レベルは、鋼管杭の歪みが弾性域におさまるように設定した。振動台加振実験は6ケースの実験モデルで行ったため、様々な検討が可能である。例えば、A、B両シリーズの1、L、Sを比較することで、地盤変位、構造物慣性力および構造物固有周期が杭応力に及ぼす影響の検討ができる。また、AシリーズとBシリーズを比較することで、基礎根入れと杭・構造物応答の関係が把握できる。

2.3 計測概要

根入れ無し実験モデル（A1, AL, AS）の振動台実験におけるセンサー（加速度・変位・間隙水圧・回転角・ひずみゲージ）の設置位置を図2.3.1に示す。センサー設置では、杭の変位の精度を上げるため、杭下端の回転角を

測定し、4本の全ての杭全てに密に歪みゲージ（鋼管の外側）を設置した。又、基礎変位が大きい振幅を示す場合にも測定出来るようにするために、レーザー、リール式、インダクタンス式の3方法を採用し配置した。

A1モデルでは、水平載荷試験および起振機実験を行った。水平載荷試験および起振機実験におけるセンサーの

設置概要を図2.3.2に示す。

根入れあり実験モデル（B1, B1, BS）の振動台実験におけるセンサーの設置概要を図2.3.3に示す。ここでは埋め戻し土層の基礎側面に土圧計を新たに設置した点が根入れ無しモデルと異なる。

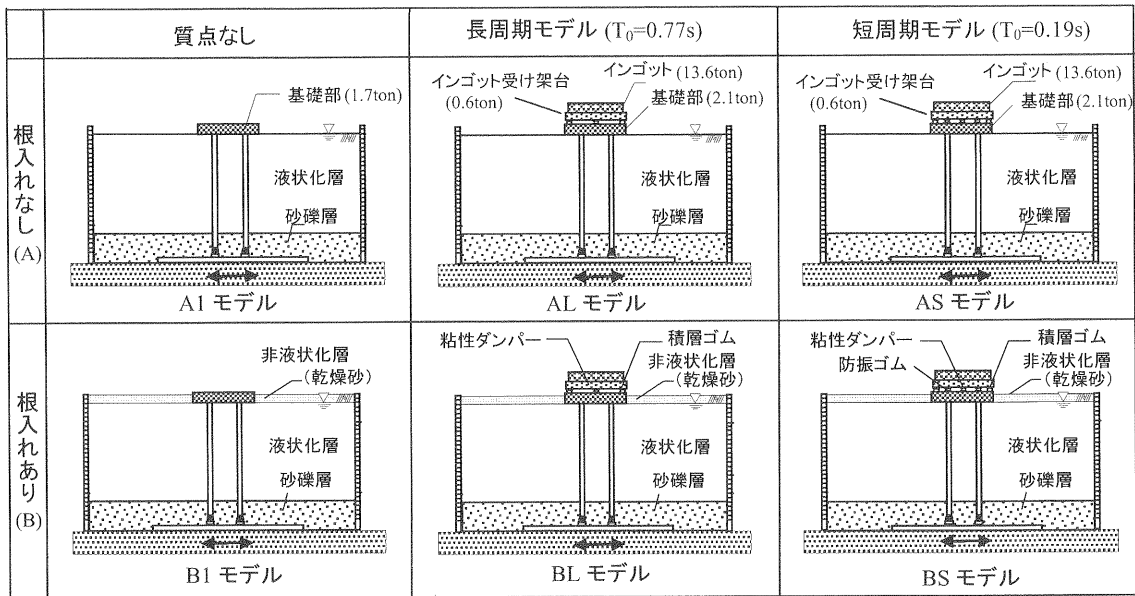


図2.1.1 実験モデル

Fig.2.1.1 Test model.

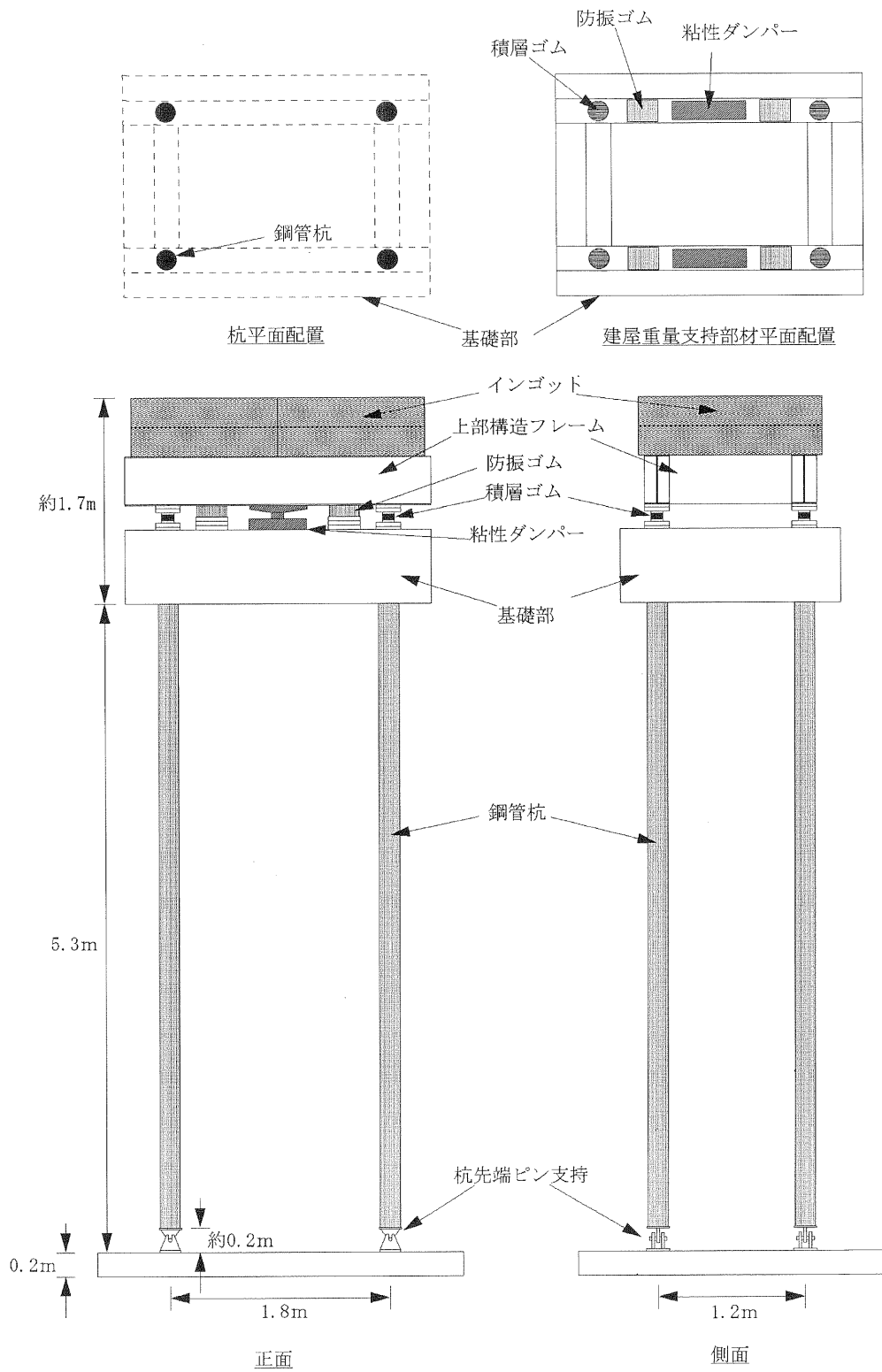


図2.1.2 杭基礎模型の概要

Fig.2.1.2 Model of piles and super-structure.

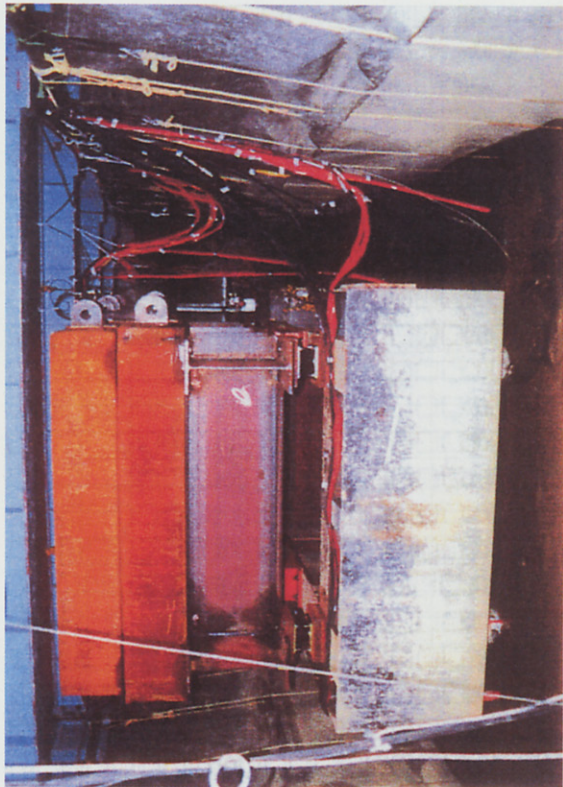


写真 2.1.2 構造物モデル基礎部 (根入れ前)
Photo 2.1.2 Super structure model and pile cap before embedded.

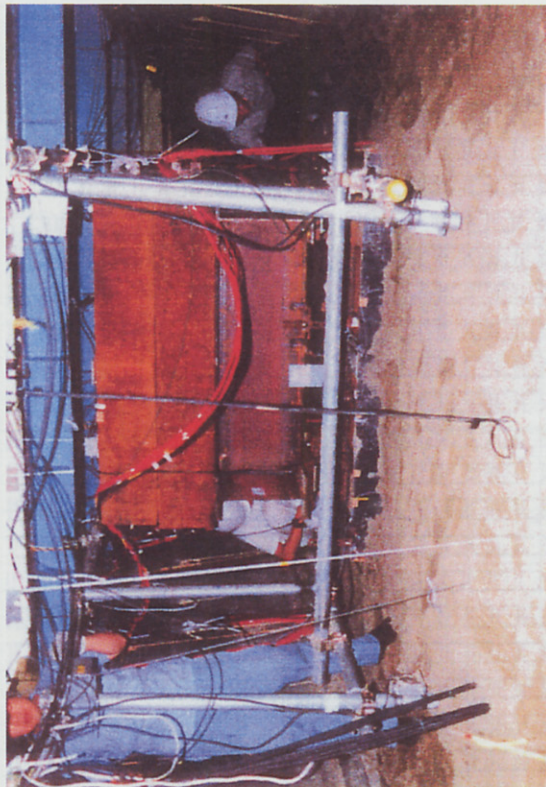


写真 2.1.3 構造物モデル基礎部 (根入れ後)
Photo 2.1.3 Super structure model and embedded pile cap.

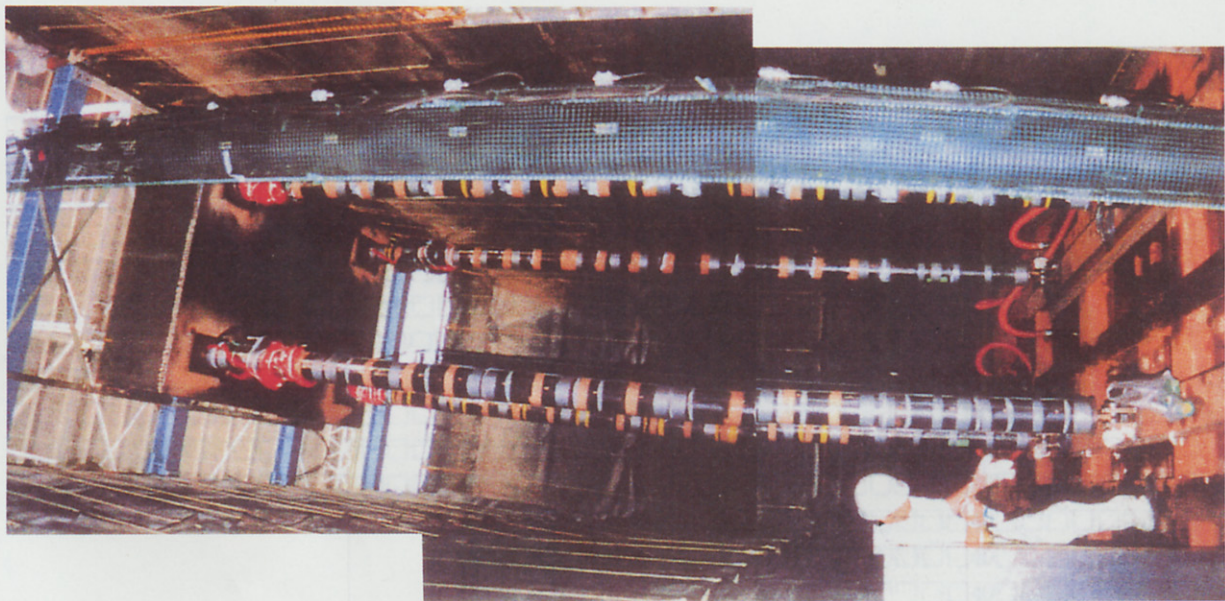


写真 2.1.1 杭基礎モデル全景
Photo 2.1.1 Pile installed in laminar shear box.

表2.1.1 地盤構造
Table 2.1.1 Soil Model.

計測時の条件			地盤高 (cm)	沈下量 (cm)	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	微動周波数 (Hz)	換算S波速度 (m/s)	S波速度	グリッド沈下量 (cm)		
										西グリッド	中央グリッド	東グリッド
8/27		土嚢積み完了	153.5	0.0	-	-	37.20	228(礫層)	-	-	-	
9/1	地盤完成	ボイリング後	558.0	0.0	2.044	1.691	5.04*1	81.5(以下砂層)	-	1	48	2
9/6	10:30	10 gal後	558.0	0.0	2.044	1.691	-	-	-	1	48	2
9/6	11:00	30 gal後	558.0	0.0	2.044	1.691	-	-	-	1	48	2
9/6	11:30	60 gal後	551.0	7.0	2.069	1.712	-	-	-	1	48	2
9/6		ボイリング後	553.0	-2.0	2.062	1.706	4.83	77.2	-	12	53	8
9/6	16:20	90 gal後	545.0	8.0	2.093	1.731	-	-	-	17	58	14
9/7	13:30	ボイリング後	552.0	-7.0	2.066	1.709	4.86	77.5	-	41	61.5	21
9/8	9:40	ボイリング後	542.0	10.0	2.104	1.741	4.94	76.8	-	73	67	33
9/8	13:30	ボイリング後	541.0	1.0	2.108	1.744	4.70*	72.9	-	75	73	46
9/10	15:30	60 gal後	532.0	9.0	2.144	1.774	-	-	-	88	101	77
9/10	18:30	120 gal後	530.5	1.5	2.150	1.779	-	-	-	88	102	80
9/13	9:00	ボイリング後	533.0	-2.5	2.140	1.770	-	-	-	88	102	80
9/13	12:03	60 gal後	531.5	1.5	2.146	1.775	-	-	-	88	102	80
9/13	14:44	120 gal後	531.0	0.5	2.148	1.777	-	-	-	89	103	80
9/14	10:00	ボイリング後	533.0	-2.0	2.140	1.770	不明	不明	-	88	103	83
9/14	15:00	240 gal後	532.0	1.0	2.144	1.774	-	-	-	91	103	85
9/16	9:00	砂入後	606.0	-	-	-	4.65	84.2	-	87	92	77
9/16	14:20	120 gal後	595.5	10.5	-	-	-	-	-	97	95	98
9/16	6:00	240 gal後	581.5	14.0	-	-	-	-	-	105	102	132
9/20	9:00	砂入替後	606.0	-	-	-	5.05	91.4	-	105	102	132
9/20	11:10	120 gal後	600.0	6.0	-	-	-	-	-	109	103	137
9/20	14:20	240 gal後	591.0	9.0	-	-	-	-	-	111	105	143
9/21	18:00	砂入替後	607.0	-	-	-	5.14	93.2	-	114	108	145
9/22	11:00	120 gal後	602.0	5.0	-	-	-	-	-	114	108	147
9/22	15:50	240 gal後	596.0	6.0	-	-	-	-	-	114	109	147
9/22	18:10	600 gal後	583.0	13.0	-	-	-	-	-	116	110	170
9/27	9:10	土嚢高さ	154.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-

※ 9/16以後の値は、液状化層の推定密度である。

表2.1.2 積層ゴムの諸元
Table 2.1.2 Properties of laminated rubber bearing.

メーカー	昭和電線
記号	RB100AR (R60-100-2.5×14)
寸法	ゴム外径 100mm ゴム厚 2.5mm×14層 鉄板厚 1.2mm 支承全高 84.6mm
静的バネ定数	圧縮 490kN/cm 水平 1.3kN/cm±15%
許容荷重 (鉛直方向)	長期 46kN 短期 76kN
重量	54.9N

表2.1.3 粘性ダンパーの諸元
Table 2.1.3 Properties of viscous damper.

メーカー	オイレス工業
寸法	最大外径：470mm（幅）×175mm（奥行）×200mm（高さ）
設計目標値	減衰率15%（ただし、重量137.2kN、剛性5.19kN/cm、固有周期1.0秒、温度25°C、振幅10cmと仮定）
重量	435N

表2.1.4 防振ゴムの諸元
Table 2.1.4 Properties of vibration isolation rubber.

メーカー	昭和電線
呼称・記号	CB型防振ゴム・CB125-C50
寸法	最大外径：240mm（幅）×125mm（奥行）×80mm（高さ）
バネ定数	静的：2160N/mm（長辺方向） 動的2800N/mm（長辺方向）
許容荷重	7360N（長辺方向）

表2.2.1 実験モデルと実験内容
Table 2.2.1 Test cases.

	実験モデル	実験内容
1	A1	杭頭水平載荷実験、杭頭起振機実験、 臨海波(10, 30, 60, 90, 120cm/s ²)
2	AL	臨海波(30, 60, 120 cm/s ²)
3	AS	臨海波(30, 60, 120, 180, 240cm/s ²)
4	BS	臨海波(30, 120, 240cm/s ²)
5	BL	海波(30, 120, 240cm/s ²)
6	B1	臨海波(30, 120, 240, 600cm/s ²)

表2.2.2 実験行程
Table 2.2.2 Test procedure.

	8月										9月								
	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6
位置決め, H鋼溶接, 足場組み	木	金	土	日	月	火	水	木	金	土	日	月	火	水	木	金	土	日	月
杭、パイロキヤップ設置																			
H鋼固定, 足場解体																			
センサー設置																			
土のう積み																			
ふるい設置、注水																			
地盤作成																			
結線、その他																			
地盤調査																			
加振実験 (中小レベル) A1																			

	9月																								
	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1
加振実験 水平載荷試験 A1	火	水	木	金	土	日	月	火	水	木	金	土	日	月	火	水	木	金	土	日	月	火	水	木	金
加振実験 起振機実験 A1																									
構造物変更 A1 → AL																									
加振実験 AL																									
構造物変更 AL → AS																									
加振実験 AS																									
砂入れ																									
加振実験 BS																									
砂入れ替え、構造物変更																									
加振実験 BL																									
質点撤去																									
最終加振実験 B1																									
構造物撤去																									
排砂																									
土のう撤去																									
センサー撤去																									
その他																									

根入れなし A1: 構造物重量小、AL: 長周期質点モデル、AS: 短周期質点モデル
 根入れあり B1: 長周期質点モデル、BL: 長周期質点モデル

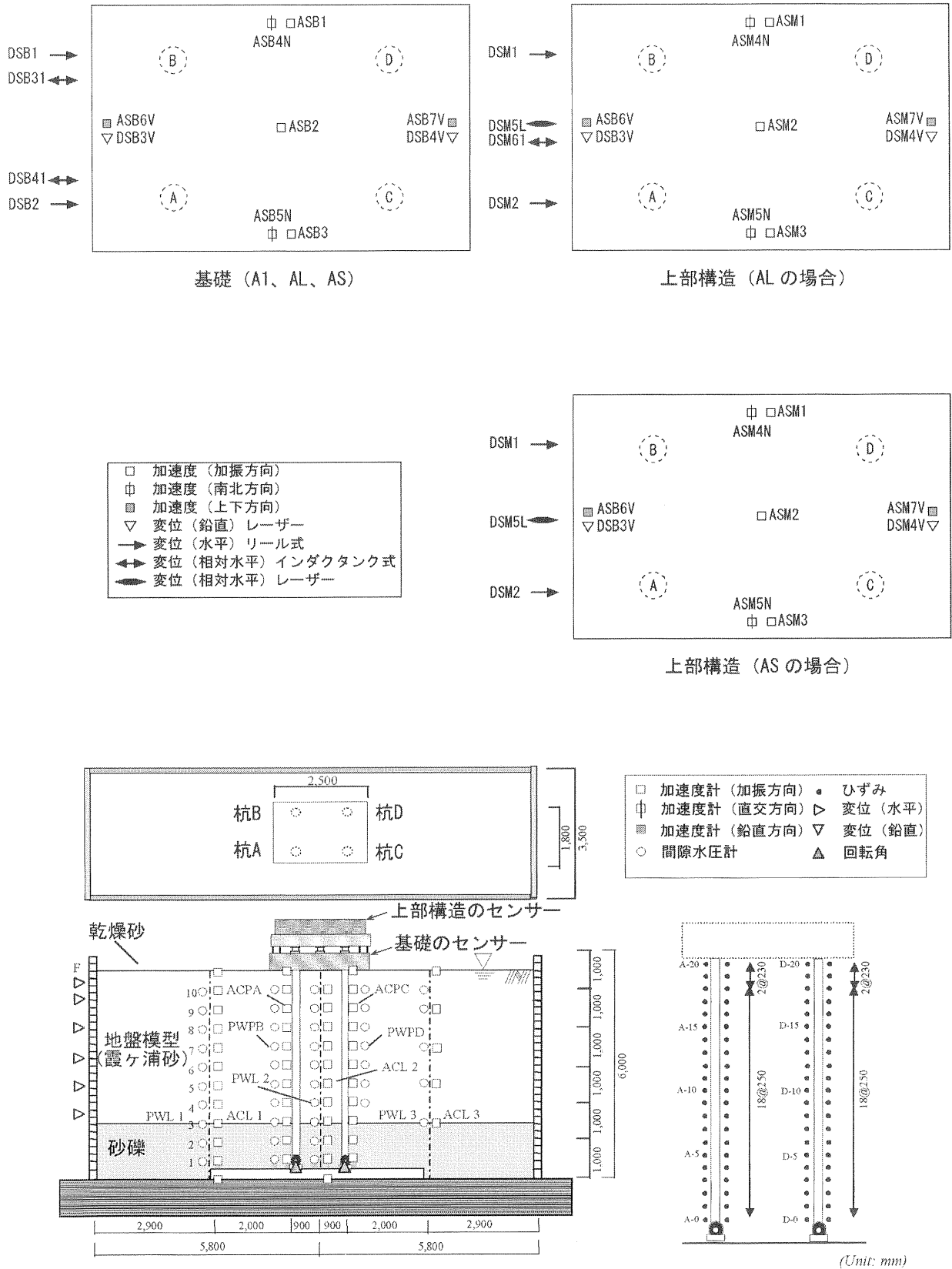


図 2.3.1 根入れ無し実験モデル (A1, AL, AS) と計測点配置概要
 Fig.2.3.1 Outline of test models (A1, AL, AS) and measurement points.

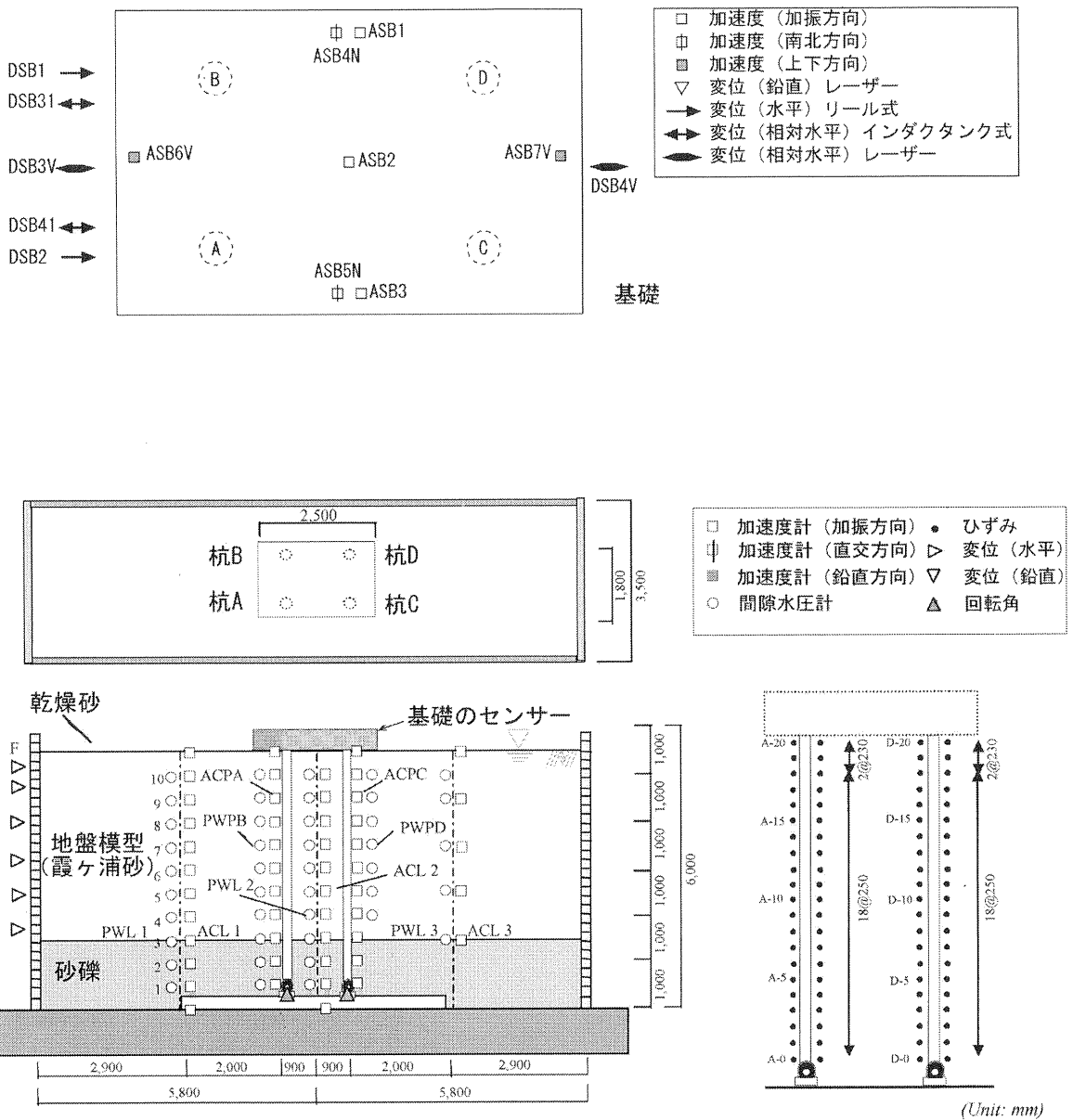


図2.3.2 水平載荷試験および起振機実験における計測点配置概要

Fig.2.3.2 Outline of measurement points for static loading tests and vibration tests.

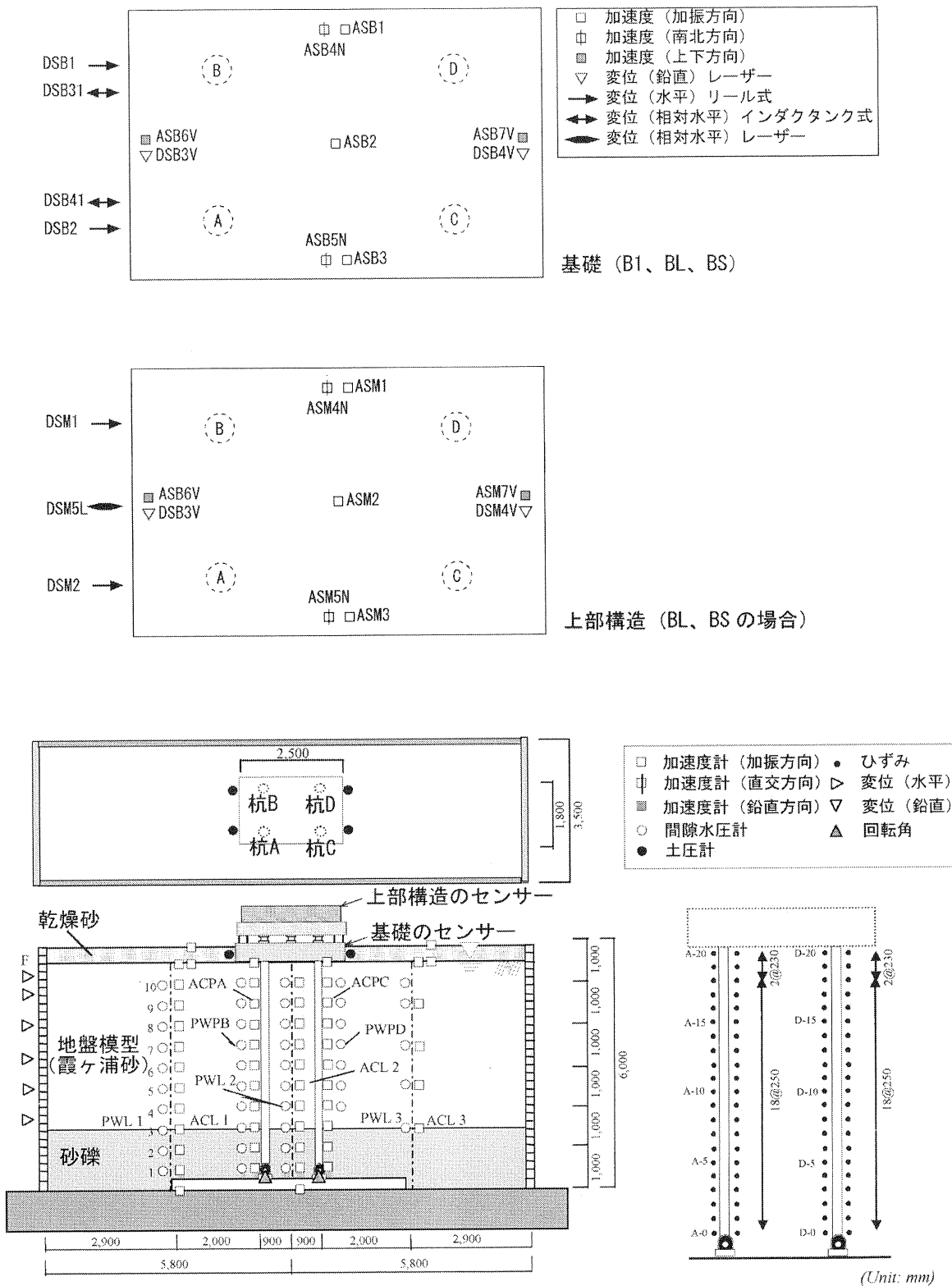


図2.3.3 根入れのある実験モデル (B1, BL, BS) と計測点配置概要
Fig.2.3.3 Outline of test models (B1, BL, BS) and measurement points.

3. 実験結果と考察

3.1 結果の概要

3.1.1 はじめに

本実験シリーズでは、図 2.1.1 および表 2.2.1 で示したように、基礎部の根入れの有無や、上部構造（質点）の有無およびその固有周期などの条件を変えた 6 種類の実験モデルに対して、入力レベルを変えた全 25 ケースの地震波加振を行なっている。これらのうち、6 種類の実験モデルに共通の入力レベルは 120 cm/sec^2 のみである。そこで、 120 cm/sec^2 の地震波加振 6 ケースを横並びで見て、地盤の液状化挙動（間隙水圧、加速度、変位）および杭-構造物系の応答などの結果を概観し、その特徴を考察する。

3.1.2 地盤の液状化挙動

図 3.1.1 は自由地盤の過剰間隙水圧の時刻歴である。また、図 3.1.2 はその同時刻深度分布である。いずれのケースでも、8 秒付近から水圧が上昇し始める。A シリーズ（根入れ無し）の 3 ケースはほぼ同一の水圧上昇パターンを示している。水圧は徐々に上昇し、10 秒～13 秒付近で表層近くが初期有効上載圧（図中に実線で示す）に達し始め、上から下へ順に液状化が進行して、18 秒まででほぼ全飽和砂層（高さ 1.5 m 以浅）が液状化に達する。一方 B シリーズ（根入れ有り）では、水圧の上昇が遅く、15 秒付近までは水圧比が 10～50% 程度に留まり、16 秒付近で急激に水圧が上昇して、18 秒までで飽和砂層の上側の大部分が液状化に達する。水圧上昇が遅くなった理由は、表層の積増しで、飽和砂層の初期有効拘束圧が増え、それに伴って液状化強度が高くなったためと考えられる。さらに細かく見ると、B シリーズの時系列順（BS→BL→B1）に従って、水圧上昇が遅くなり、飽和砂層深部の液状化に達しない部分が厚くなっていることが分かる。この理由は、A1 から BS の 4 ケースは、加振前に地盤をボーリングし、再構成したのに対し、BL および B1 の 2 ケースでは、このボーリングをしなかったため、飽和砂層（特に深部）の密度が増加し、液状化強度が高まったためと考えられる。図 3.1.3 は自由地盤の加速度時刻歴である。A1 から BS の 4 ケースでは、飽和砂層のかんりの部分が水圧比 1 に達する 16 秒～18 秒付近を境に、加速度振幅が低減している。一方 BL と B1 では、液状化後にパルス状の加速度が多く発生している。これは地盤密度の増加により、正のダイレイタンスが強まり、地盤のせん断剛性が繰返し回復すること（サイクリックモビリティ）による現象と考えられる。図 3.1.4 に高さ 5.2 m における地盤（せん断土槽）の変位時刻歴を示す。A シリーズでは、3 ケースの地盤変形はほぼ同一とみなせる。B シリーズは、A シリーズに較べて、地盤変形が長周期化し、大きくなっている。また時系列順（BS→BL→B1）で、地盤密度の増加に伴い、変位量がやや小さくなる傾向が見られる。

3.1.3 杭-構造物系の挙動

図 3.1.5 に上部構造がある 4 ケースについて、上部構造頂部の加速度応答時刻歴を示す。短周期モデルの根入れ無し（AS）と根入れ有り（BS）を比較すると、AS では 8 秒付近を境に、BS では 15 秒付近を境に、短周期成分が卓

越した波形から、長周期成分が卓越した波形に変化している。これは図 3.1.1 で間隙水圧が急上昇し、地盤が液状化するタイミングとほぼ対応している。液状化前の短周期成分は、上部構造の基礎固定時の一次周期に対応し、液状化後の長周期成分は上部構造-杭-地盤連成系の一次周期に対応しているものと考えられる。長周期モデル（AL, BL）では、短周期モデルに較べて、液状化前後の卓越周期の変化が明瞭でない。これは上部構造の周期と液状化時の連成系の周期が近いためと考えられる。図 3.1.6 に A 杭の杭頭付近の曲げ歪時刻歴を示す。図 3.1.4 と比較すると、全体的に杭の曲げは地盤変形の影響を受けているが、特に根入れのある B シリーズで波形の対応が良い。図 3.1.5 と比較すると、上部構造があつて根入れが無い AL および AS では、大きな地盤変形が生じ始める 15 秒付近以前に、上部構造の慣性力の影響と思われる変形が生じている。また液状化後も、加速度波形との対応（慣性力の影響）が見られる。一方、根入れが有る BS や BL では、大きな地盤変形が生じる 15 秒以前に、慣性力が発生しているにも関わらず、杭の曲げ歪みは小さい。これは根入れ部の地盤との力のやり取りが影響を及ぼしているためと考えられる。図 3.1.7 は $t=42.9$ 秒における各杭の曲げ歪の深度分布である。A シリーズと BS の 4 ケースでは砂礫層との境界（高さ 1.5 m）付近に曲げ歪みのピークが見られるのに対して、BL と B1 では、そのピーク位置が上へシフトしている。このピーク位置は、図 3.1.2 で水圧比が 1 に達して液状化していると考えられる層の下限位置にほぼ対応している。

3.1.4 まとめ

大型せん断土槽を用いた鋼管杭の液状化実験のうち、同一加速度レベルの地震波を入力した 6 ケースに関して、その結果概要を示した。主な要点を以下に示す。

- 1) 基礎部の根入れが無い場合、杭の曲げ変形に慣性力の影響が見られた。根入れが有る場合は、慣性力の影響が小さく、地盤変形の影響が顕著になった。
- 2) 地盤密度の変化に伴い、液状化程度が変わり、杭の変形に影響を及ぼすことが確認された。

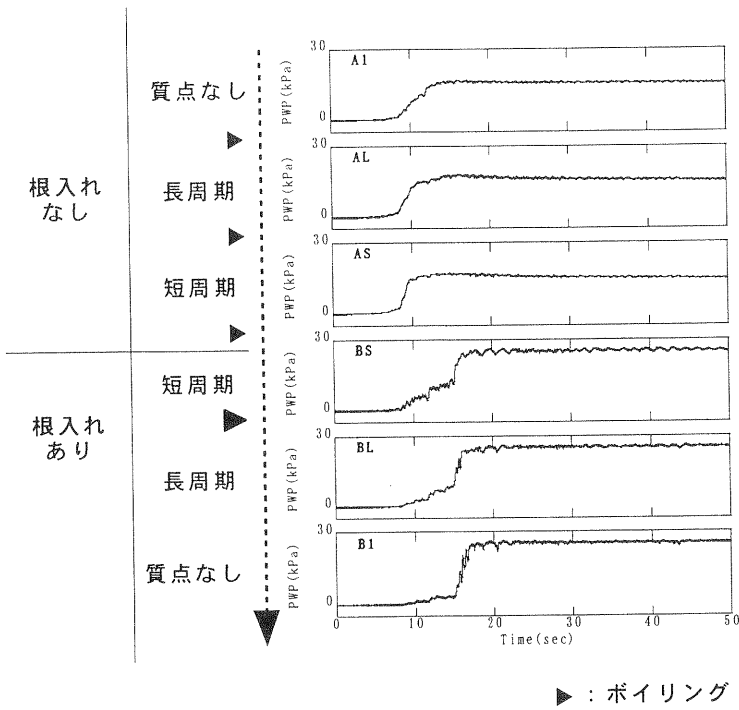


図3.1.1 過剰間隙水圧 (高さ3.6m)
Fig.3.1.1 Pore water pressure (3.6m height).

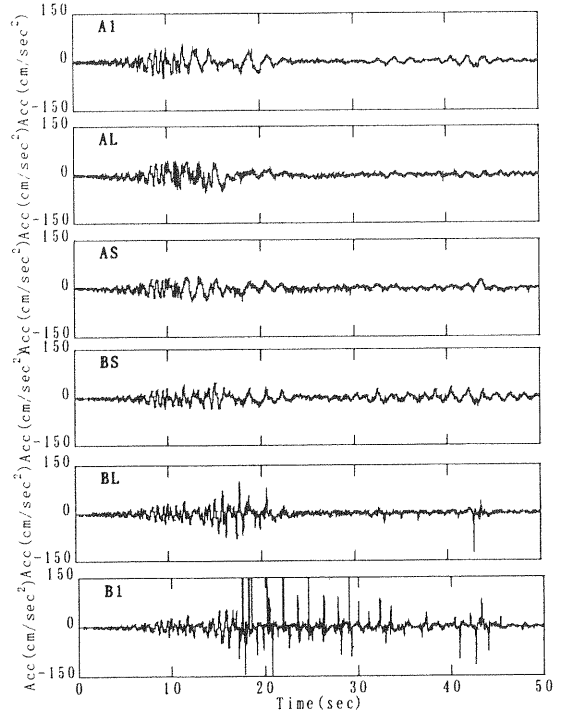


図3.1.3 自由地盤加速度 (高さ4.5m)
Fig.3.1.3 Acceleration time histories (4.5m height).

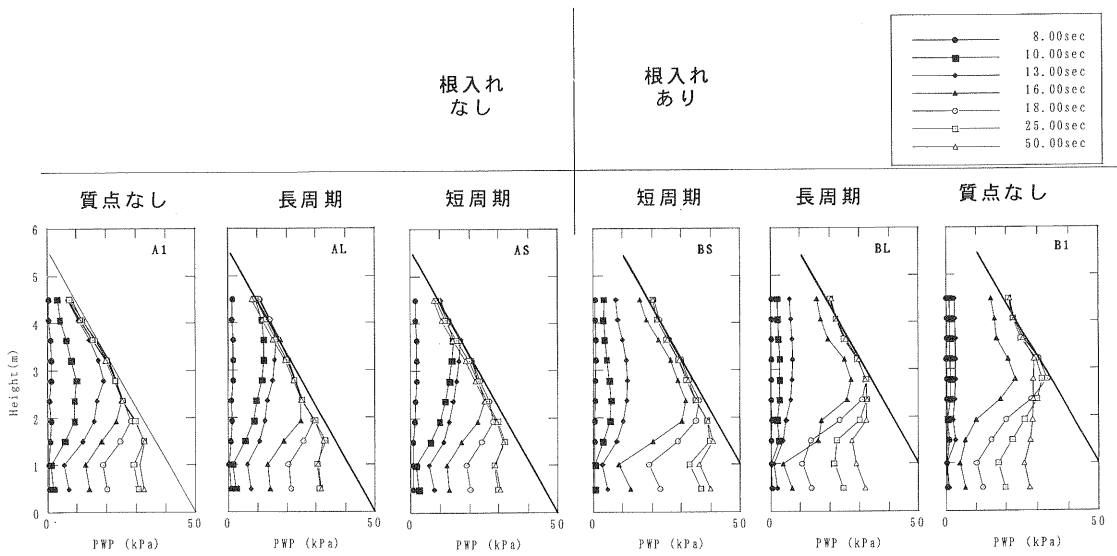


図3.1.2 過剰間隙水圧同時刻深度分布
Fig.3.1.2 Vertical distributions of pore water pressure.

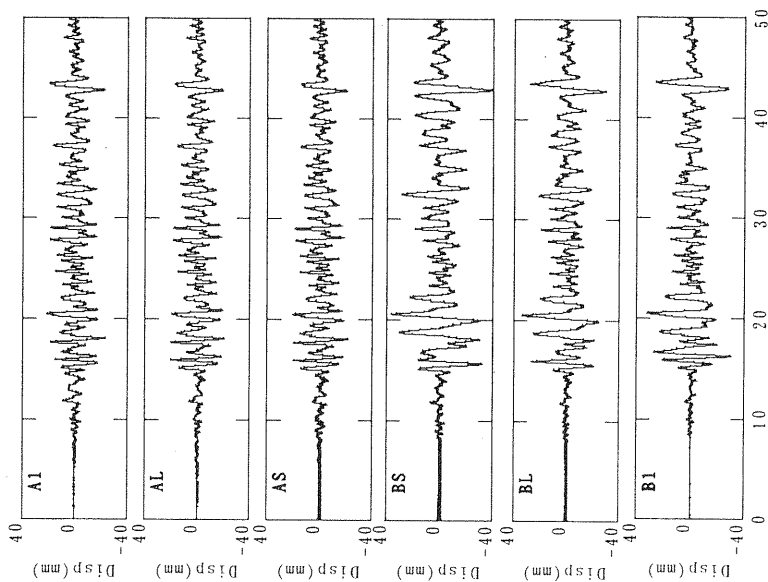


図3.1.4 地盤(土槽)変位(高さ5.2m)
Fig.3.1.4 Ground (laminar box) displacement time histories (5.2m height).

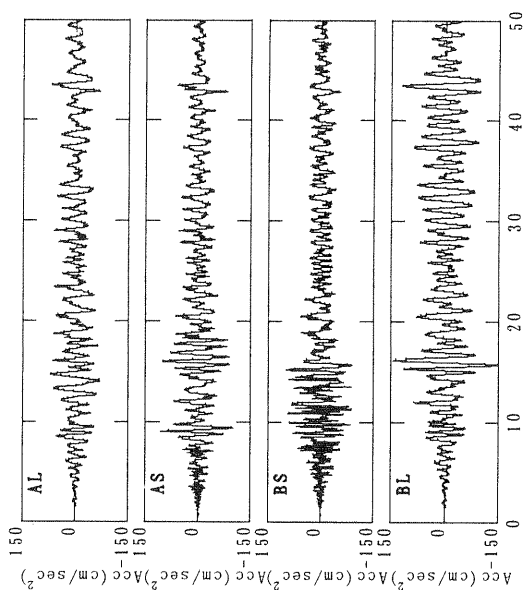


図3.1.5 上部構造頂部加速度
Fig.3.1.5 Acceleration at top of super-structure.

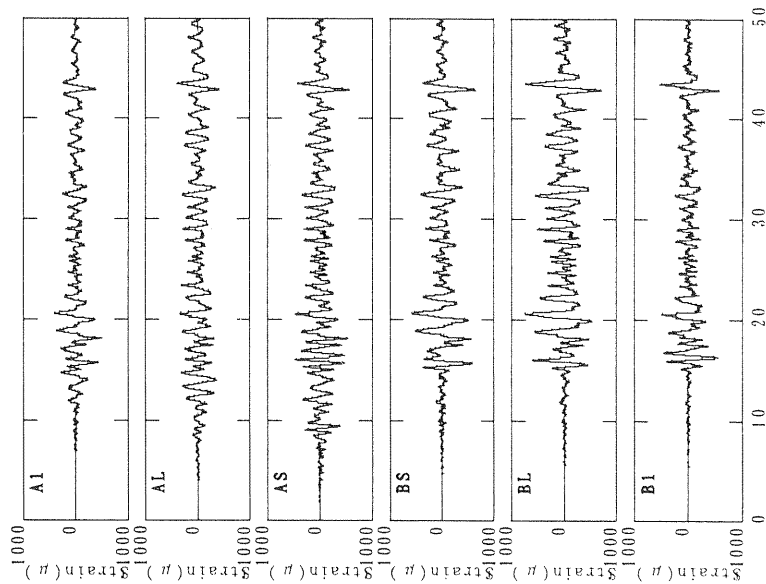


図3.1.6 杭頭付近曲げ歪
(A杭:高さ5.25m)
Fig.3.1.6 Flexural strain at pile top
(Pile-A:5.25m height).

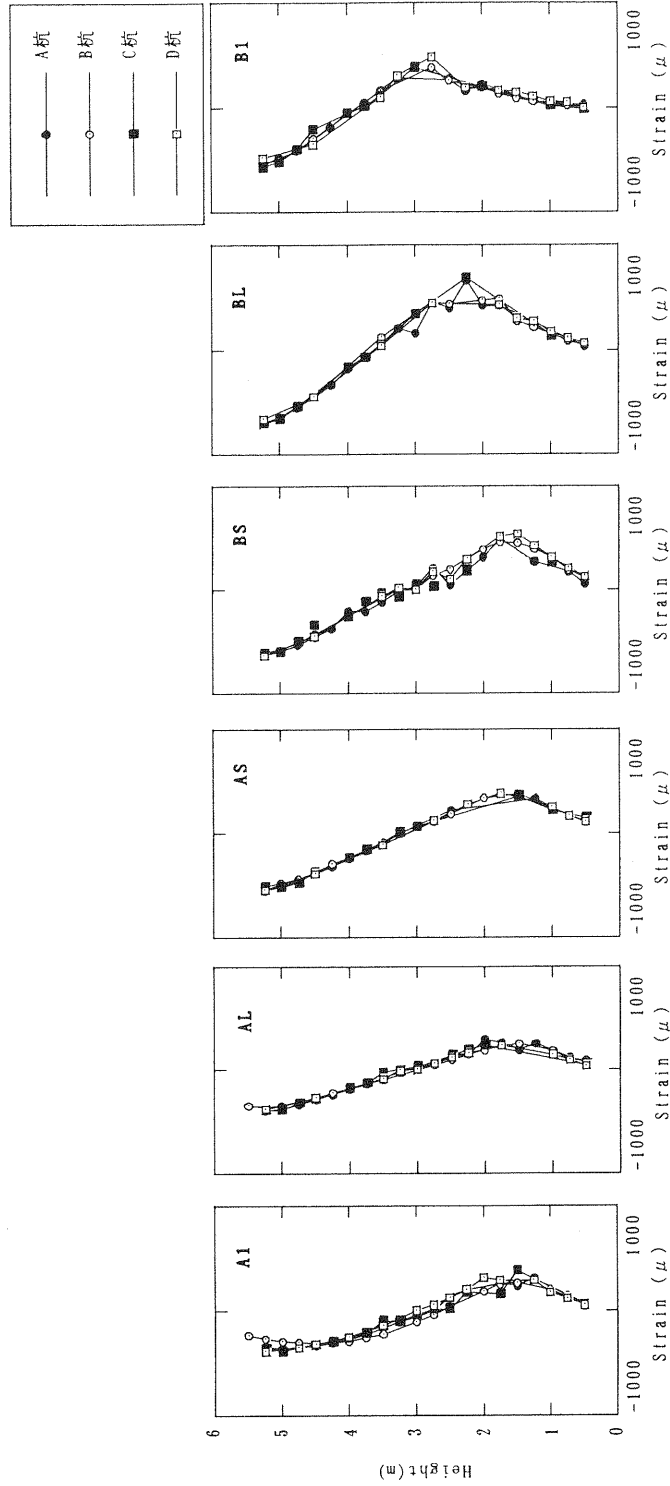


図3.1.7 杭曲り歪深度分布 ($t = 42.9$ sec)
Fig.3.1.7 Vertical distributions of flexural strain.

3.2 根入れなしモデルにおける地盤・杭の相互作用特性

本節で検討する実験モデルを図 3.2.1 に再掲し概要を下に示す。

A1：地盤・杭・基礎

AL：地盤・杭・基礎・上部構造物（長周期）

AS：地盤・杭・基礎・上部構造物（短周期）

AL, AS と A1 の比較より、上部構造物の杭に対する影響を把握出来る。

60 gal, 120 gal 入力の結果を考察する。はじめに 60 gal の場合を示し、次に 120 gal の場合を示す。120 gal の考察が 60 gal と同じような場合には、記述を省略する。

3.2.1 60gal の時刻歴波形

入力波形とフーリエスペクトルを図 3.2.2 に示す。

3つのモデルの水圧波形（図 3.2.1 の Line1 の高さ 4.5 m, 以降 … m の記述は高さについての記述とする）を図 3.2.3 に示す。1つの例であるが、地盤の液状化上昇過程はほぼ同じと考えられるので、地盤条件は概ね等しいと考えて考察する。図より 16-18 秒では顕著な水圧上昇が発生する。

後述するが、2.5 m 以上についての地盤は完全液状化し、2.5 m 以下では完全液状化はしていない。

曲率波形：

杭の曲率波形（4.5 m）の比較を図 3.2.4 に示し、ピーク時刻にマークを記したが、マークをした時刻は水圧上昇カーブを参考に振幅の大きいピークを選んだ。

マークした時刻の説明を以下に示す。

A_L, A_S：水圧上昇カーブの途中で加速度振幅の大きいピーク位置

B_L, B_S：A_L, A_S の次のピーク位置

C_L, C_S：水圧上昇カーブの後半のピーク位置

D_L, D_S：C_L, C_S の直後で基礎変位が大きいピーク位置

E_L, E_S：水圧上昇終了前で A1 と AS の振幅が非常に大きいピーク位置

F_L, F_S：水圧上昇終了より少し経過したピーク位置

G_L, G_S：水圧上昇終了後、約 20 秒経過した最大振幅のピーク位置

注：添え字の L と S は AL と AS のピーク時刻に対応している。添え字無しの表示の場合は両方のモデルの時刻を意味する。

水圧上昇過程の B_L, C_L, D_L, E_L では AL の振幅は A1 より小さいが、A_L と F_L, G_L では AL の方が大きい。特徴的な性質として、AL と A1 の周期は殆ど同じであるが、僅かに異なっている事である。F_L とその前の 2 つのピーク近傍でこの現象を捉える事ができる。A1 と AS の比較より、AS は A1 より全体的に大きく、B_S 以前では AS の振幅は非常に大きく、両者の差は顕著である。30 秒以降では両者の周期特性は近づき、ピーク位置が対応するようになる。

変位波形：

AL と AS の基礎と上部構造物の比較を図 3.2.5 に示す。なお、図 3.2.4 と同様に、ピーク時刻にマークを示している。AL では約 18 秒までは上部構造物の変位は基礎より大

きく、18 秒以降は若干小さくなる。一方、AS では全時刻で両者は一致しているので基礎と上部構造物は剛体のような応答を示している。

A1 と AL, AS の基礎の比較を図 3.2.6 に示す。AL の振幅は約 22 秒以前では A1 よりかなり小さく 30 秒以降は若干大きい。又、全体的な傾向は図 3.2.4 と類似している。A1 と AS の応答は 19 秒までは似ている。又、F_S 以降では周期は近く、AS の振幅は A1 より大きい。F_S 以降の傾向は図 3.2.4 に似ている。

加速度波形：

AL と AS の上部構造物の比較を図 3.2.7 に示す。なお、図 3.2.4 と同様に、ピーク時刻にマークを示している。18 秒以前では AS の振幅が AL よりかなり大きい、それ以降は周期と振幅が似てくるので、差は小さくなる。

3.2.2 60 gal のスペクトル比

AL と AS の基礎に対する上部構造物のスペクトル比を図 3.2.8 に示す。各々のピーク振動数は約 1.5 Hz（0.8 秒）と約 4.5 Hz（0.2 秒）であり、上部構造物の共振振動数は明らかに異なるので、共振振動数の差は杭の応答に影響を及ぼす。ピークの振幅は共に小さい値である。

次に AL, AS, A1 について入力に対する基礎と上部構造物のスペクトル比を図 3.2.9 ~ 図 3.2.11 に示す。水圧上昇カーブを参考にして Period 1 ~ Period 4 の区間に分けてスペクトル比を求めた。各区間は次のようである。

Period 1：顕著な水圧上昇前

Period 2：顕著な水圧上昇過程

Period 3：深い位置では水圧上昇過程

Period 4：水圧上昇終了以降

Period 1 で AL の上部構造物は 4 Hz 以下の応答を示し、基礎は 3 Hz と 9 Hz で大きな振幅を示す。Period 2 では上部構造物は 1 Hz でピークを示し 2 Hz 以上で振幅は非常に小さくなる。基礎は 5.5 Hz と 8 Hz 以上でやや大きい振幅を示す。Period 3 では基礎と上部構造物の応答は 2 Hz 以下で似ているが、振幅は上部構造物の方が大きい。基礎は 4 Hz 以上で凹凸を示す。Period 4 の結果は Period 3 に似た傾向を示す。Period 1 ~ Period 4 で AL の基礎の応答は A1（図 3.2.11）の基礎と同様な傾向である。

図 3.2.10 の AS では Period 1 ~ Period 4 で上部構造物と基礎の応答がほぼ同じである。ピーク振動数は Period 1 では 2 Hz 強であり、上部構造物の振幅は約 5.5 で基礎は約 7.5 である。ピーク振幅は AL よりかなり大きいので、この影響を図 3.2.4 および図 3.2.7 に見る事が出来る。約 4.5 Hz の上部構造物の共振振動数ではピークは生じない。Period 2 ~ Period 4 ではピーク振動数は約 1 Hz であり、上部構造物と基礎は殆ど一致している。2 Hz 以上では振幅は非常に小さい。Period 1 では AL との差が顕著であるが、Period 2 ~ Period 4 では差が小さくなる。

図 3.2.11 の A1 の基礎は Period 1 で 3 Hz にピークを示すが、これは地盤の 1 次ピーク振動数である。Period 2 ではこのピークは 1 Hz に移動し Period 4 では消えている。5 Hz 以上に凹凸が見られるが、深い所の地盤の影響と考えられる。

3.2.3 60 galの曲率分布

図 3.2.9～図 3.2.10に基づき、上部構造物の影響は3Hz以下で生じると考えられるので、3Hzのローパスフィルターを採用する。マークした時刻の曲率分布、せん断力分布、地盤反力分布を図 3.2.12～図 3.2.14に示す。

曲率分布：

ALとA1, ASとA1の比較を各時刻について図 3.2.12に示し、参考として3Hzのハイパスフィルターの1例を示し、水圧分布についても1例を示す。

B_L, C_L, D_L, E_L ではALの振幅はA1より小さくなるが、 B_S, C_S ではASの振幅の方が大きくなる。これは上部構造物の差の影響によって生じたと考えられる。時刻 A_L, A_S ではA1の振幅が非常に小さいのに対してAL, ASの振幅が大きく、ASの振幅は特に大きい。 F_L, F_S の特徴としてはALとASの振幅がA1よりかなり大きく、曲率分布が似ている事である。 G_L, G_S においても、ALとASは似ている。言い換えると曲率分布の性質は、液状化終了後には上部構造物の共振振動数の差の影響は小さくなるが、上部構造物の有無によって曲率分布に違いが生じる。

3Hzのハイパスフィルターで得られる結果は地盤の影響と考えられる。ハイパスフィルターは G_L, G_S について示したが、A1, AL, ASの振幅は小さく、ALとA1は一部を除きほぼ同じである。ASは他の2つと異なるが、ばらつきの範囲と考えれば、地盤条件はほぼ同じであると見なせるであろう。

水圧分布を G_L, G_S について示したが、約3m以上で地盤は完全に液状化し、以下では完全液状化には至っていない。液状化層の境界は1.5mにあるが、2m～3mの所もかなり液状化している。3m以下の所では曲率分布に凸凹があるが液状化程度が異なっているために生じたと考えられる。3ケースの水圧分布はかなり似ているので、地盤条件はほぼ同じであると見なせよう。従ってハイパスフィルターの結果と調和的である。

杭のせん断力分布と地盤反力分布：

(A_L, A_S), (B_L, B_S), (C_L, C_S)についてせん断力分布と地盤反力分布を図 3.2.13および図 3.2.14に示す。AL, ASのせん断力は上部構造物の慣性力の影響のためにA1との差が生じている。又、時刻 A_L と A_S , G_L と G_S ではALとASの分布傾向は似ているが、 C_L ではALの振幅は4m以下でA1, ASより小さい。

地盤反力の特徴は完全液状化した3m以上と以下で振幅に顕著な差が見られる事である。この傾向はAL, ASでは明らかである。又、ALの分布はA1と調和的である。 C_L の3m以上の所ではALとA1の振幅は交差しているが、図 3.2.13でも同じような交差が見られる。

3.2.4 60 galの応答の一覧

表 3.2.1に杭の曲率、基礎変位、上部構造物の加速度の応答振幅の一覧を示す。表から得られる考察の纏めを以下に示す。

- ・ A, B時刻ではASの振幅が大きい。
- ・ C, D, EではALの曲率がA1, ASより振幅が小さい。
- ・ F, GではAL, ASの曲率が大きい、A1, AL, ASの

基礎変位は調和的である。

- ・ 基礎変位と曲率（杭頭位置）は全体的には調和的である。C, D, EではALの曲率が中だが基礎変位が大きく、F, Gでは曲率は大きい、基礎変位は中なので若干の差は見られる。

注 大きな傾向を把握するため、A-G時刻の表示では添え字無しとした。

3.2.5 60 galの地盤反力係数

地盤反力係数は杭と地盤の相対変位に対する地盤反力の比である。図 3.2.15に相対変位波形（4.5m）の例を示し、図 3.2.16に地盤反力と相対変位（相対速度）の3区間（S1：A, B, C時刻を含む小区間、S2：E時刻を含む小区間、S3：G時刻を含む小区間 図 3.2.15 参照）のオービットを4.5mと2.5mについて示す。オービットはローパスフィルターを適用し求めた。

相対変位はAL, A1が調和的であるが、位相に若干差がある。AS, A1は25秒までは大きな差があるが、以降は調和的である。しかし位相と振幅には若干の差が存在する。AL, ASの関係は25秒までは差が大きい、以降はほぼ調和的である。

オービットの特徴としては次のようである。

相対変位（4.5m）を横軸とする S_1 では勾配・地盤反力係数が時刻経過に従い低下してゆく様子が分かる。AL, ASには類似した傾向が見られる。 S_2 では勾配は明確にはならないが、A1の場合は未だ勾配が存在している事が分かる。それに対して S_3 では勾配は殆ど存在していない。2.5mの S_3 についても示したが、この位置では完全液状化していないので4.5mの結果に比較し地盤反力の値が大きく、相対変位は小さい。又、相関が明らかなので、勾配が把握出来る。

参考のため S_2 （4.5m）について相対速度の場合を求め示したが、相関が明確になり勾配が把握できる。

3.2.6 120 galの時刻歴波形

時刻歴波形を曲率、基礎と上部構造物の変位、上部構造物の加速度について示す。

始めに入力波形と3ケースの水圧波形（60galと同じ位置）を図 3.2.17および図 3.2.18に示す。10秒～15秒の上昇過程でA1とAL, ASの差が見られるので、この区間では地盤条件に差があると考えられる。応答にはこの差の影響が生じている可能性はあるが、影響は小さいとして考察を行う。深い位置では上昇過程が20秒まで継続した。

水圧上昇の開始時刻は60galより早いので各々の応答波形は約22秒までは60galと異なるが、それ以降は似てくる。又、ALでは上部構造物と基礎の変位振幅に差があるが、ASでは一致している点も60galと同様である。

曲率を図 3.2.19に示し、60galと同じくマークした。マークした時刻は次のようである。

- A_L, A_S ：上昇カーブの初期で大きい加速度振幅のピーク位置
- B_L, B_S ：水圧上昇カーブの中期のピーク位置
- C_L, C_S ：水圧上昇カーブの後期で振幅の大きいピーク位置

- D_L, D_s : C_L, C_s の直後で基礎変位の振幅の大きいピーク位置
 E_L, E_s : 水圧上昇カーブの終了前で振幅の大きいピーク位置
 F_L, F_s : 水圧上昇終了近くのピーク位置
 G_L, G_s : 水圧上昇終了後のピーク位置
 H_L, H_s : 水圧上昇終了後約20秒経過した最大振幅のピーク位置
 IL, Is : 水圧上昇終了後約55秒経過した振幅の大きいピーク位置

水圧上昇過程の中期から終了(B~F)まではALの曲率の振幅はA1より小さくなり、上昇後にAL, ASがA1より大きくなる傾向は60 galと同様である。

変位波形を図 3.2.20 ~ 図 3.2.21 に示したが、波形に見られる性質は60 galと共通した内容なので補足はしない。

上部構造物の加速度波形については図 3.2.22 に示したが、ALは減衰の影響が大きいので15秒~18秒では振幅がASよりかなり小さい。この区間ではALの慣性力は小さいが、前述のようにALの曲率はA1より小さいので、慣性力の影響が生じている事が分かる。

位相の関係を確かめるために、22-45秒の変位波形を拡大して図 3.2.23 に示す。ALとA1の基礎の比較より位相は近いが、ALの振幅は小さい。ASとA1の比較より位相が近く振幅も差は殆ど無い。ALとASの上部構造物と基礎の変位波形の比較も示したが、ALの場合には上部構造物は基礎とは異なる応答を示し、ASの場合は上部構造物と基礎は同じ応答を示す。この応答特性の相違がALとASの基礎の応答に影響を与え、両者の基礎の振幅に差が生じる。

3.2.7 120 gal のスペクトル比

AL, AS, A1について入力に対する基礎と上部構造物のスペクトル比を図 3.2.24 ~ 図 3.2.26 に示す。水圧上昇カーブを参考にしてPeriod 1 ~ Period 3 の時刻区間に分けてスペクトル比を求めた。各区間は次のようである。60 galとの対応関係も()に示す。

Period 1 : 水圧上昇前 (60 galではPeriod 1)

Period 2 : 水圧上昇過程 (60 galではPeriod 3)

Period 3 : 水圧上昇終了以降 (60 galではPeriod 4)

水圧上昇カーブに基づき区間を分割してスペクトル比を求めるとその応答特性が明らかになる。

60 galのPeriod 2に対応する区間はないが、Period 1 ~ Period 3の特徴は対応する60 galの区間で述べた内容とほぼ同じなので説明は省略する。

図のピーク振動数を参考にして、以降でPeriod 2とPeriod 3の区間の性質を考察する時、適用するローパスフィルターを2Hzとした。

3.2.8 120 gal の曲率分布

各時刻について2 Hzのローパスフィルターで求めた結果を図 3.2.27 に示す。2 Hzのハイパスフィルターの1例を示す。又、水圧分布の1例も示す。

水圧上昇の状況を考慮すれば、各時刻におけるALとA1の大小関係、ASとA1の大小関係は60 galと調和的であ

る。言い換えると、水圧上昇直前と上昇終了後には、AL, ASの振幅はA1より大きくなる事、上昇中期、終了近傍ではモデルの差が顕著になり、ALの振幅は小さくなり、ASでは大きくなる事等は60 galの場合にも見られた性質である。

60 galでは終了後55秒経過の1時刻を図示しなかったが参考のため示した。完全液状化後もALとASの慣性力の影響は顕著であり、両者は類似している。

1例のハイパスフィルターの結果より、地盤条件は同じと見なす事が可能である。

3ケースの水圧分布は等しいので、地盤条件は上記のように考えて良いであろう。水圧分布より、液状化層(1.5m以上)では完全液状化したと推定できる。

3.2.9 120 gal の応答の一覧

表に応答振幅の一覧を示す。表 3.2.2 から得られる考察は60 galの表 3.2.1 の場合と調和的である。

120 galの結果を簡単に示す。

- ・ALの振幅はA1, ASより小さく、B~Eまではこの傾向が顕著である。
- ・A1はD, E, Fで大きい振幅となる。
- ・曲率と基礎変位は調和している。
- ・AとG, Hでは上部構造物の加速度は若干の差はあるが曲率と調和的である。

3.2.10 120 gal の地盤反力係数

10-30秒(上昇開始直後から終了数秒後まで)と30-50秒の区間についてローパスフィルターを用いてオービットを求めた。図 3.2.28 に地盤反力と相対変位、地盤反力と相対速度の関係を示す。相対変位を横軸とするオービットでは勾配(地盤反力係数)が評価出来ないが、相対速度の場合には可能である。ALの勾配はA1, ASより小さい。図 3.2.27 の D_L, E_L ではALの曲率は小さいので、 D_L, E_L を含む18-20秒の区間を取り出して図示した。ALの縦軸(地盤反力)はA1, ASより小さく、複雑な形のオービットを示す。ALの曲率が小さくなる要因の一つとして複雑なオービットを描く事が考えられる。

3.2.11 地盤振動による杭のせん断力の検討

杭の応力は慣性力と地盤振動(又は地盤変形)から生じるが、液状化地盤のように強非線形性を示す場合には、両者の関係を把握する事は一般に難しい。60 galと120 galのケースについてこの問題の解明を試みた。

ALの場合を例に採り、検討する。手順を始めに述べる。

A1は上部構造物がないので、杭の応力は地盤振動のみから生じる。ALの杭のせん断力は慣性力と地盤振動から生じるが、4.5 mの慣性力は地表に近いので上部構造物の慣性力と等しいと考える。

従って4.5 mにおけるせん断力と慣性力の差は地盤振動の寄与と考える。得られた地盤振動によるALのせん断力とA1のせん断力と比較する。検討内容を次に述べる。

60 gal, 120 galについて慣性力とせん断力の比較を図 3.2.29-1 および図 3.2.30-1 に示す。2つの波形は殆ど同じであるが、せん断力が僅かに大きいので、差を求める。

求めた差は地盤振動の寄与であると考え、図 3.2.29-2,

図 3.2.30-2 にせん断力との比較を示す。2つの波形の振幅の差は大きいですが、山・谷は調和的である。又、2つの振幅の比較より、せん断力に対する地盤振動の寄与率の目安が分かる。時刻によって異なるが、大きい寄与率の所では約3割程度であろう。

ALとA1の地盤振動による波形の比較を図 3.2.29-3、図 3.2.30-3 に示したが、2つの波形は良い対応を示す。

60 gal, 120 galの場合共にALのピークの振幅はA1より、小さく、60 galではその傾向が顕著である。ALの振幅が小さくなる要因としては、地盤振動にも上部構造物の慣性力が影響するためと考えられる。

図 3.2.29-3、図 3.2.30-3の振幅の大きい時刻ではALとA1の波形の対応が良いので寄与率を評価し易い。振幅の大きい図 3.2.19のF時刻近傍（約21秒）を例に採り、ALとA1の差について別の観点から検討する。

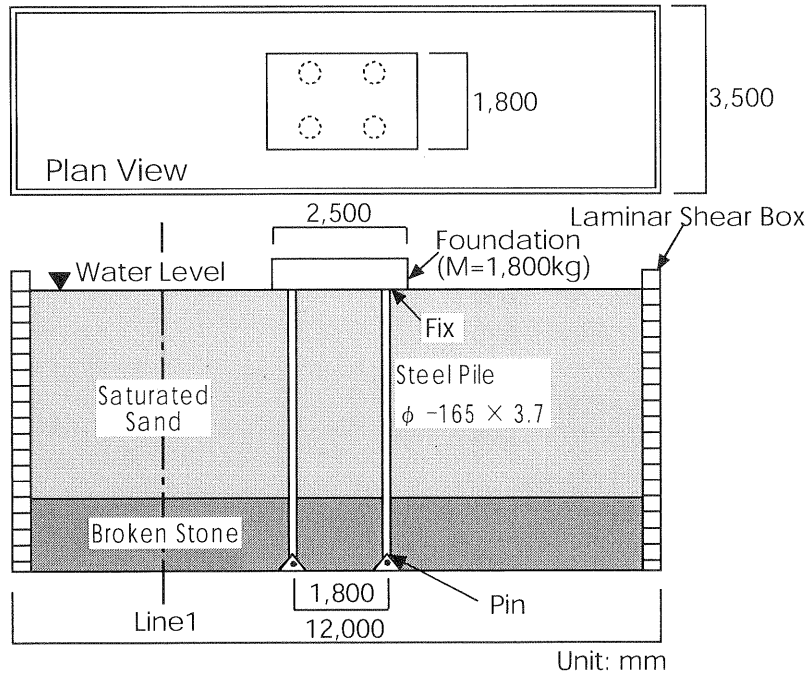
4.5mの地盤反力と相対速度の半周期のオービットを図 3.2.31、図 3.2.32 に示す。ピークとピークの勾配より求まるALの地盤反力係数はA1より小さくなる。何故なら、ALの縦軸はA1より小さく、横軸は大きいからである。この傾向は前述の地盤振動によるALの杭のせん断力はA1より小さいという性質と調和的と言える。又、60 gal, 120 galのケースに上記の性質は存在している。なお、横軸を相対速度とする場合の縦軸の地盤反力は粘性力に関係する。

杭に作用する慣性力と地盤振動の評価方法は重要なので特性把握を試みた。

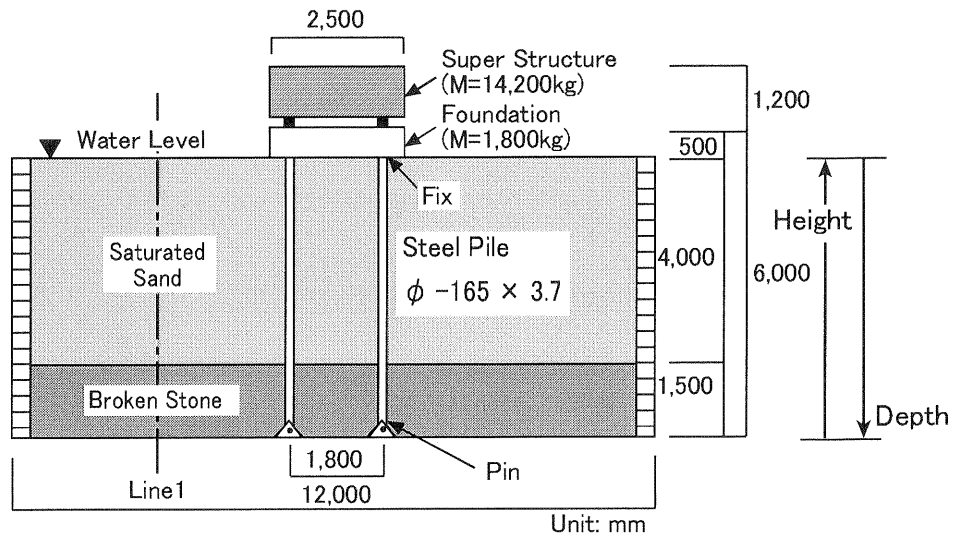
3.2.12 まとめ

60 gal, 120 gal入力についてA1, AL, ASの3つのモデルの結果の比較を行い、得られた内容を以下にまとめた。

- 1) 水圧上昇過程でALの曲率はA1より振幅が小さくなるが、ASは大きくなるので、長周期モデルと短周期モデルの顕著な相違を把握出来た。しかし水圧上昇後にはALとASの応答は似てくる。
- 2) ALとA1の杭の応答は周期特性が非常に近いが微妙に異なる。この性質の影響により、ALの杭の応答振幅が小さくなると考えられる。
- 3) ASでは基礎と構造物は同じ振幅を示し、1質点の剛体モデルのような応答を示す。
- 4) ALについて、地盤振動による杭の応答を地表に近い位置で評価し、A1と比較した。地盤条件が同じであっても、地盤振動による杭の応力は構造物のある場合と無い場合では異なる事を把握した。従って地盤反力係数にも差が生じる事になる。
- 5) 地盤の層境界の影響は地盤反力分布に明確に生じる。又、水圧上昇過程で発生する液状化層の層境界も地盤反力分布に明確に生じる。
- 6) 以上の性質は60 galと120 galの結果に共通して存在している。



A1 モデル



Section View of soil - pile - structure model
(AL and AS models)

AL, AS モデル

図3.2.1 実験モデル
Fig.3.2.1 Test models.

60Gal 入力の場合

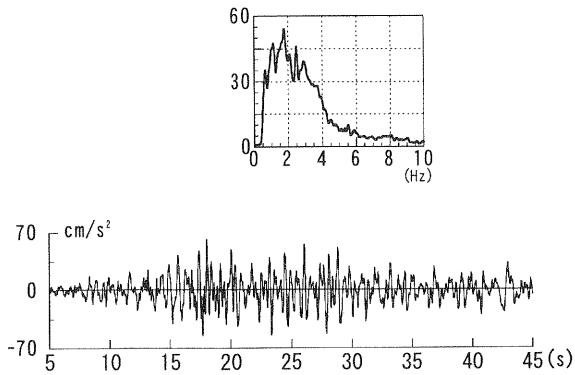


図3.2.2 入力波形とフーリエスペクトル
Fig.3.2.2 Input motion and Fourier spectrum.

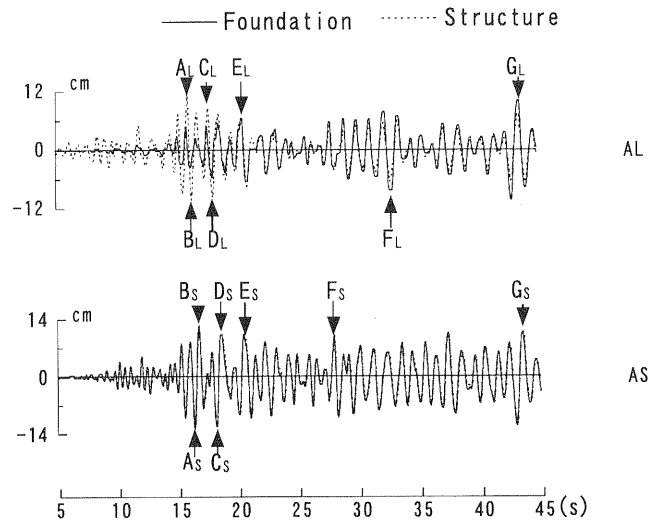


図3.2.5 基礎と上部構造物の変位波形の比較
Fig.3.2.5 Comparison between foundation and superstructure displacements.

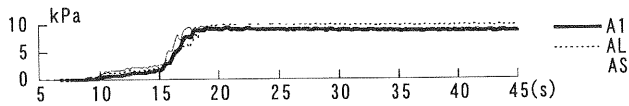


図3.2.3 水圧波形 (height : 4.5m)
Fig.3.2.3 Pore Pressure at height 4.5m.

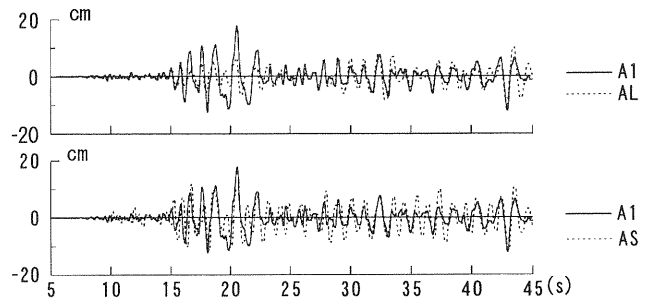


図3.2.6 基礎の変位波形の比較
Fig.3.2.6 Comparison between foundation displacements.

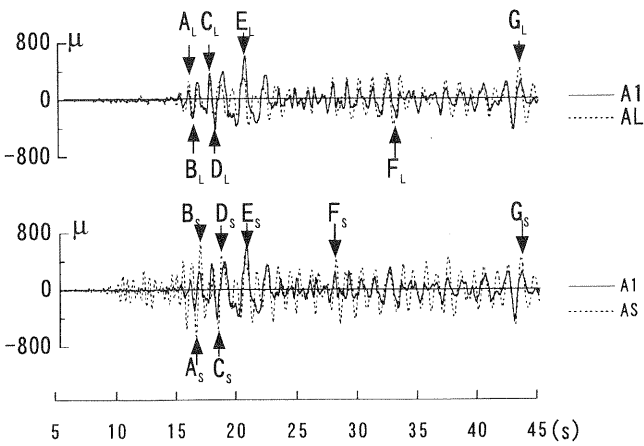


図3.2.4 杭の曲率波形の比較 (height : 4.5m)
Fig.3.2.4 Comparison between pile curvature at height 4.5m.

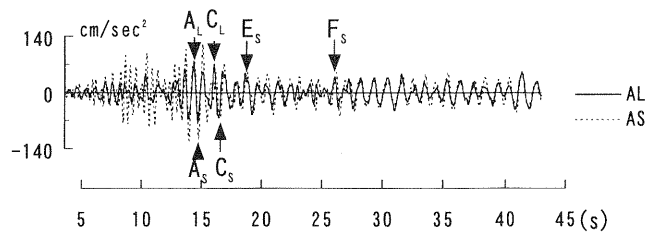


図3.2.7 上部構造物の加速度波形の比較
Fig.3.2.7 Comparison between superstructure accelerations.

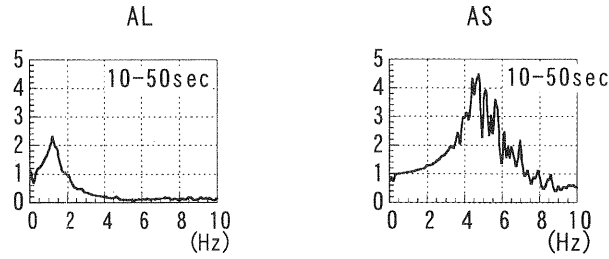


図3.2.8 スペクトル比 (上部構造/基礎)
 Fig.3.2.8 Spectrum ratios of superstructure to foundation.

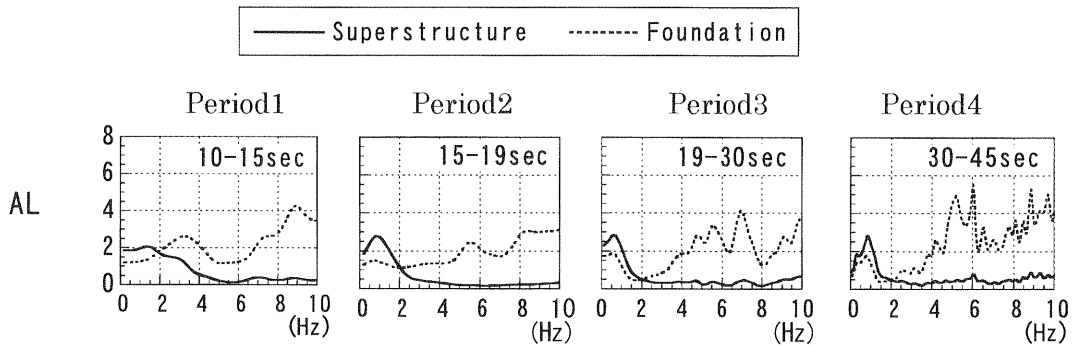


図3.2.9 時間区間のALのスペクトル比の比較 (上部構造/入力波, 基礎/入力波)
 Fig.3.2.9 Comparison between spectrum ratios of superstructure and foundation to input motion for AL.

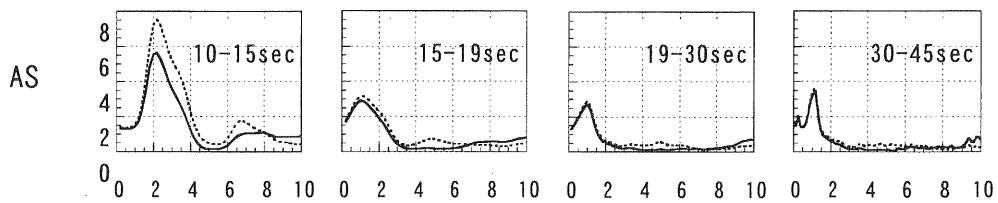


図3.2.10 時間区間のASのスペクトル比の比較 (上部構造/入力波, 基礎/入力波)
 Fig.3.2.10 Comparison between spectrum ratios of superstructure and foundation to input motion for AS.

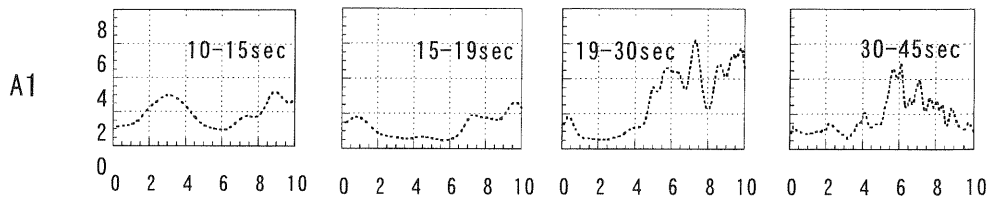


図3.2.11 時間区間のA1のスペクトル比の比較 (基礎/入力波)
 Fig.3.2.11 Spectrum ratios of foundation to input motion for A1.

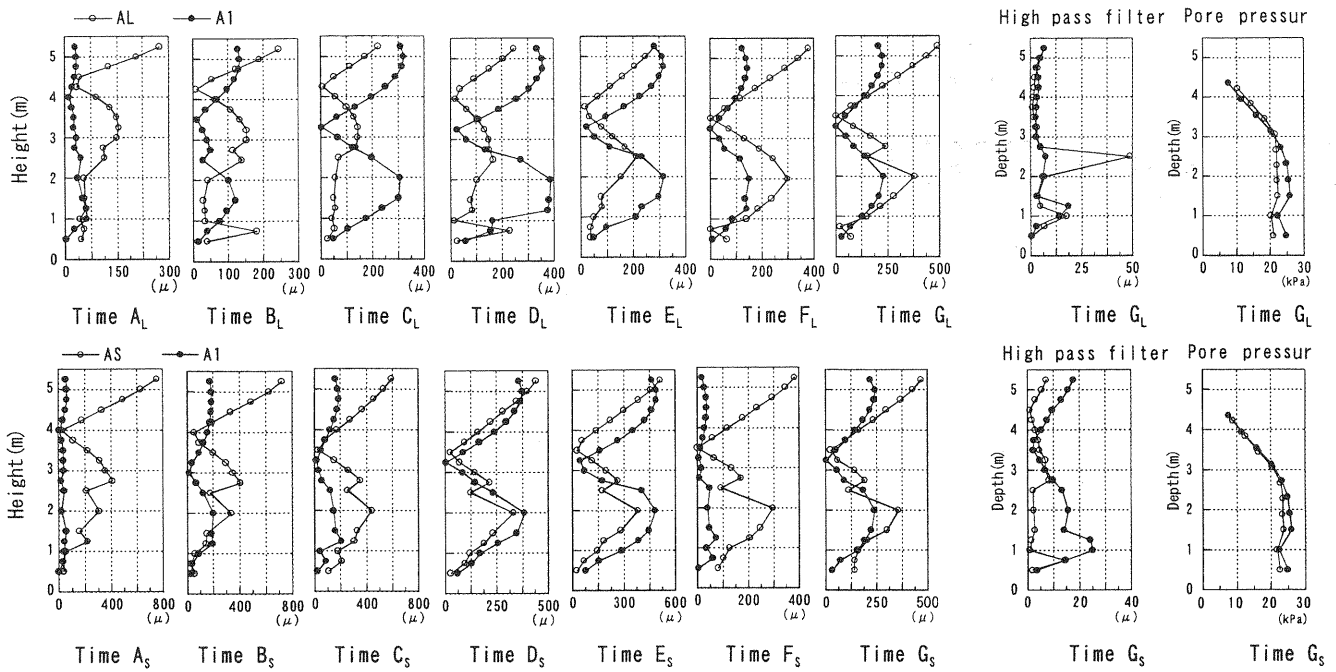


図3.2.12 杭の曲率の深度分布の比較と間隙水圧

Fig.3.2.12 Comparison between pile curvature distributions and pore pressure distributions.

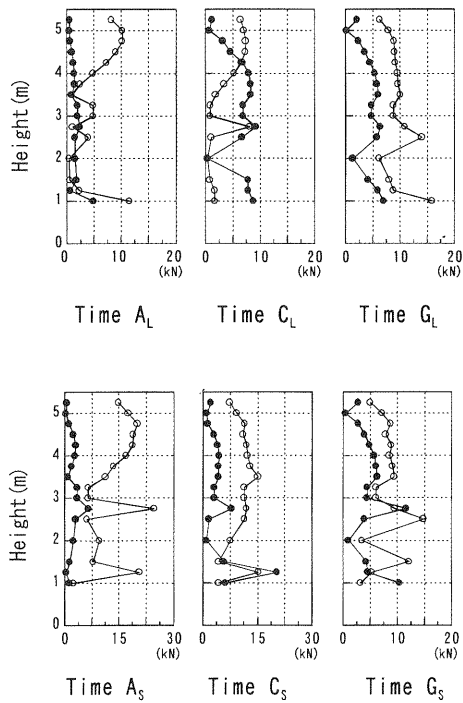


図3.2.13 杭のせん断力分布の比較

Fig.3.2.13 Comparison between shear force distributions.

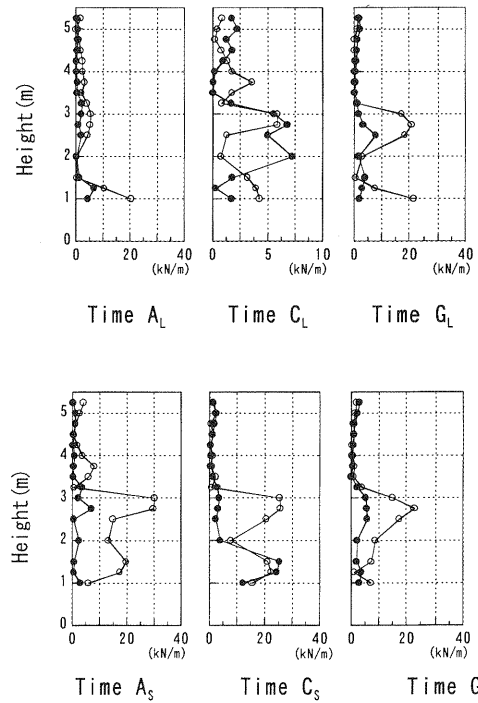


図3.2.14 地盤反力分布の比較

Fig.3.2.14 Comparison between subgrade reaction distributions.

表3.2.1 応答振幅一覧 (A1, AL, AS)

Table 3.2.1 Summary of response amplitude for A1, AL and AS.

時刻ステップ		A	B	C	D	E	F	G
水圧上昇状況		開始直後	開始直後	中期	終了直前	終了直後	終了後	終了後
モデル	対象位置							
A1	杭曲率 ^注	小小(小小)	中(小)	中(中)	大大(大大)	大大(大大)	中(中)	中(中)
	基礎変位	中	中	大	大	大大	中	大
AL	杭曲率 ^注	中(小)	中(小)	中(小)	中(小)	中(中)	大(大)	大(大)
	基礎変位	中	中	中	大	大	中	大
	上部加速度	大	大	中	中	中	中	中
AS	杭曲率 ^注	大大(中)	大大(中)	大(中)	大(大)	大大(大大)	大(大)	大(大)
	基礎変位	大大	大	大	大	大大	中	大
	上部加速度	大大	大	中	中	中	中	中

注: 杭頭位置、()は地中部G.L.-3.5m近傍位置

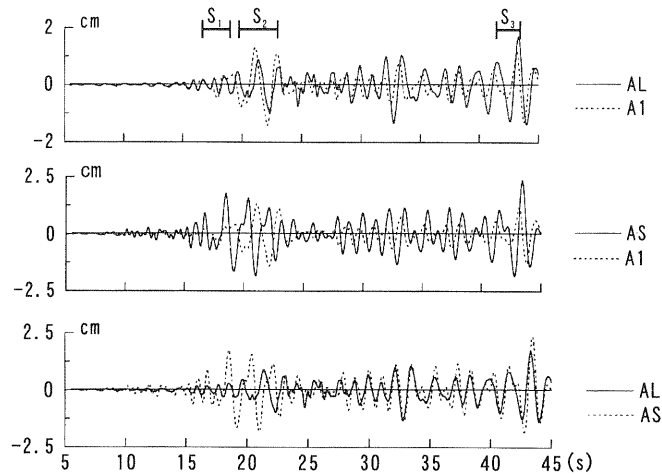


図 3.2.15 相対変位波形の比較 (height : 4.5m)

Fig. 3.2.15 Comparison between relative displacements at height : 4.5m.

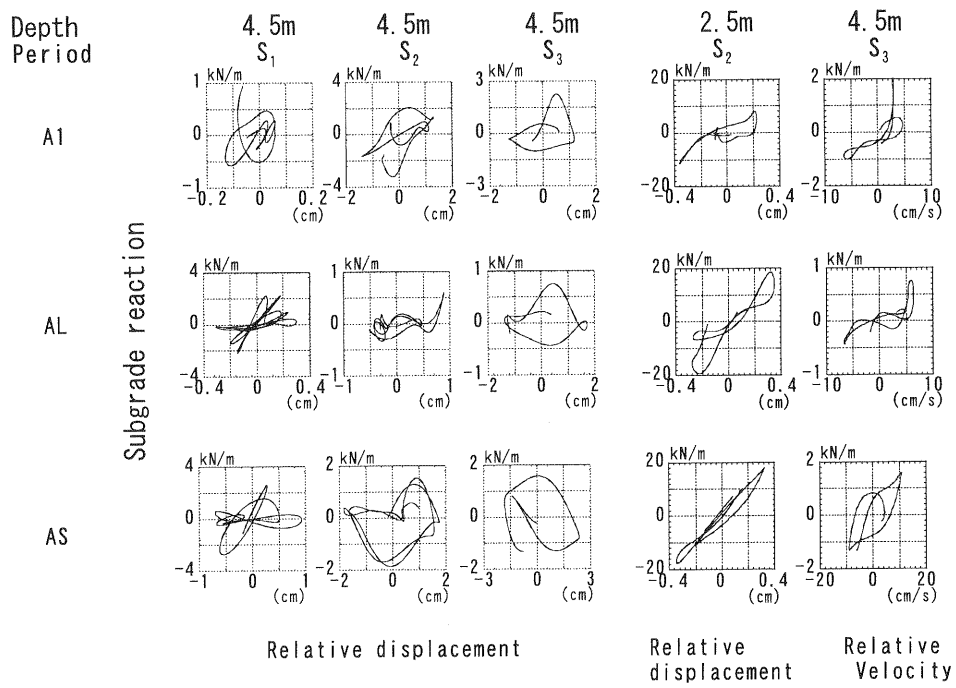


図3.2.16 地盤反力と相対変位（相対速度）の相関関係（height：4.5mと2.5m）

Fig.3.2.16 Relationships between subgrade reaction and relative displacement and velocity at heights 4.5m and 2.5m.

120Gal 入力の場合

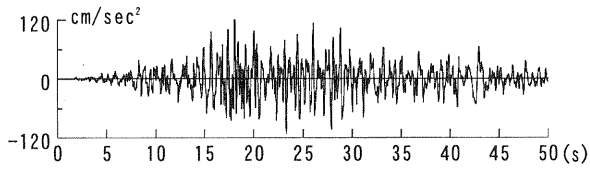


図 3.2.17 入力波形
Fig. 3.2.17 Input motion.

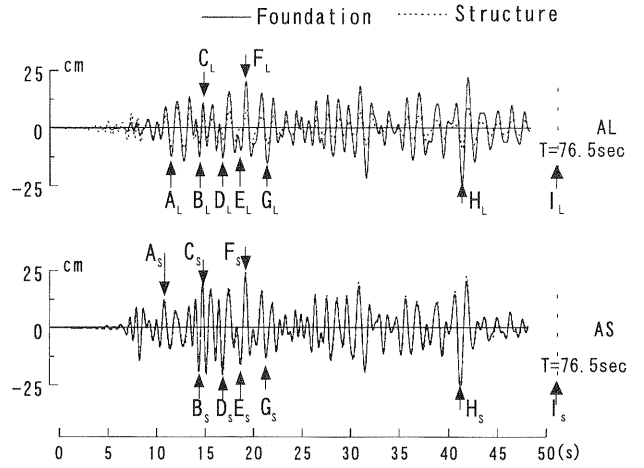


図 3.2.20 基礎と上部構造物の変位波形の比較
Fig. 3.2.20 Comparison between foundation and superstructure displacements.

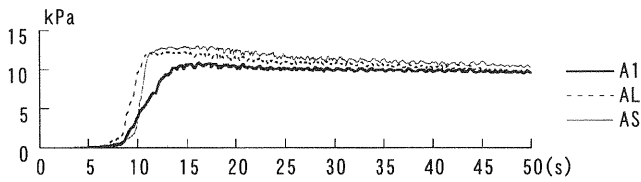


図 3.2.18 水圧波形 (深度 1.0m)
Fig. 3.2.18 Pore Pressure at 1.0m depth.

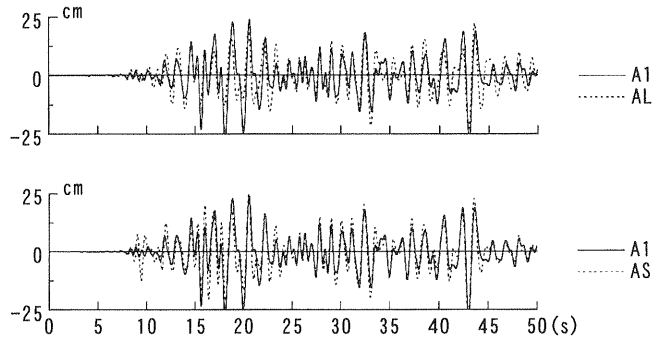


図 3.2.21 基礎の変位波形の比較
Fig. 3.2.21 Comparison between foundation displacements.

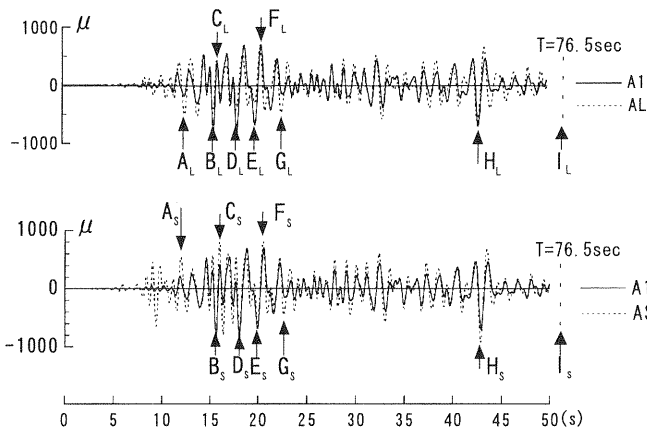


図 3.2.19 杭の曲率波形の比較 (height : 4.5m)
Fig. 3.2.19 Comparison between bending strains at height : 4.5m.

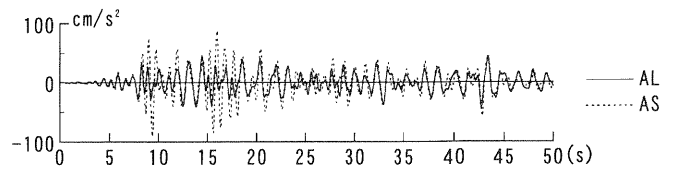


図 3.2.22 上部構造物の加速度波形の比較
Fig. 3.2.22 Comparison between superstructure accelerations.

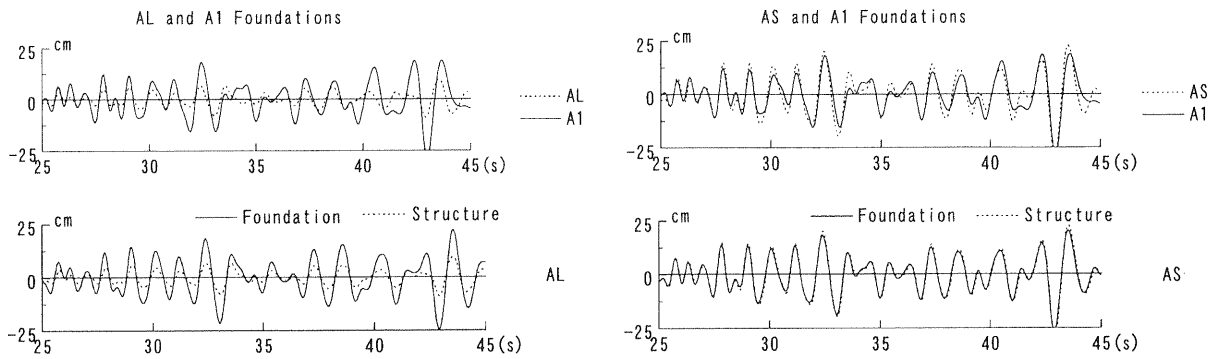


図 3.2.23 変位波形の比較
Fig. 3.2.23 Comparison between displacement.

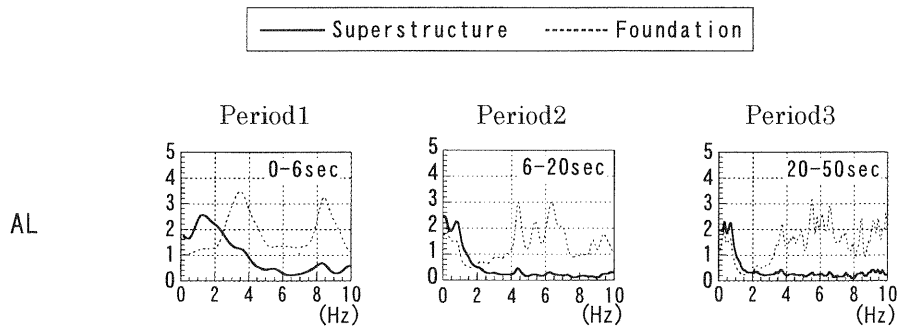


図 3.2.24 時間区間のALのスペクトル比の比較 (上部構造/入力波, 基礎/入力波)
Fig. 3.2.24 Comparison between spectrum ratios of superstructure and foundation to input motion for AL.

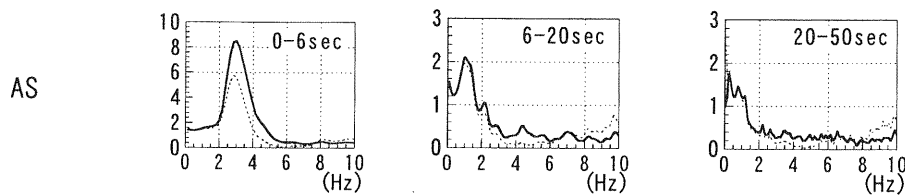


図 3.2.25 時間区間のASのスペクトル比の比較 (上部構造/入力波, 基礎/入力波)
Fig. 3.2.25 Comparison between spectrum ratios of superstructure and foundation to input motion for AS.

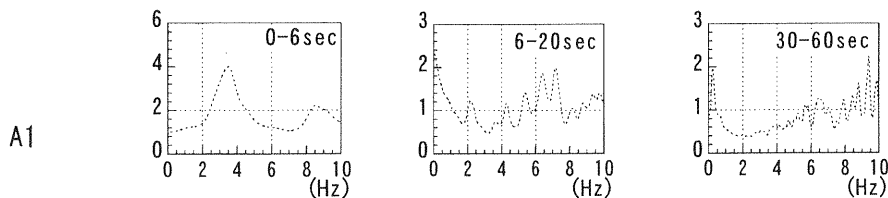


図 3.2.26 時間区間のA1のスペクトル比の比較 (基礎/入力波)
Fig. 3.2.26 Comparison between spectrum ratios of foundation to input motion for A1.

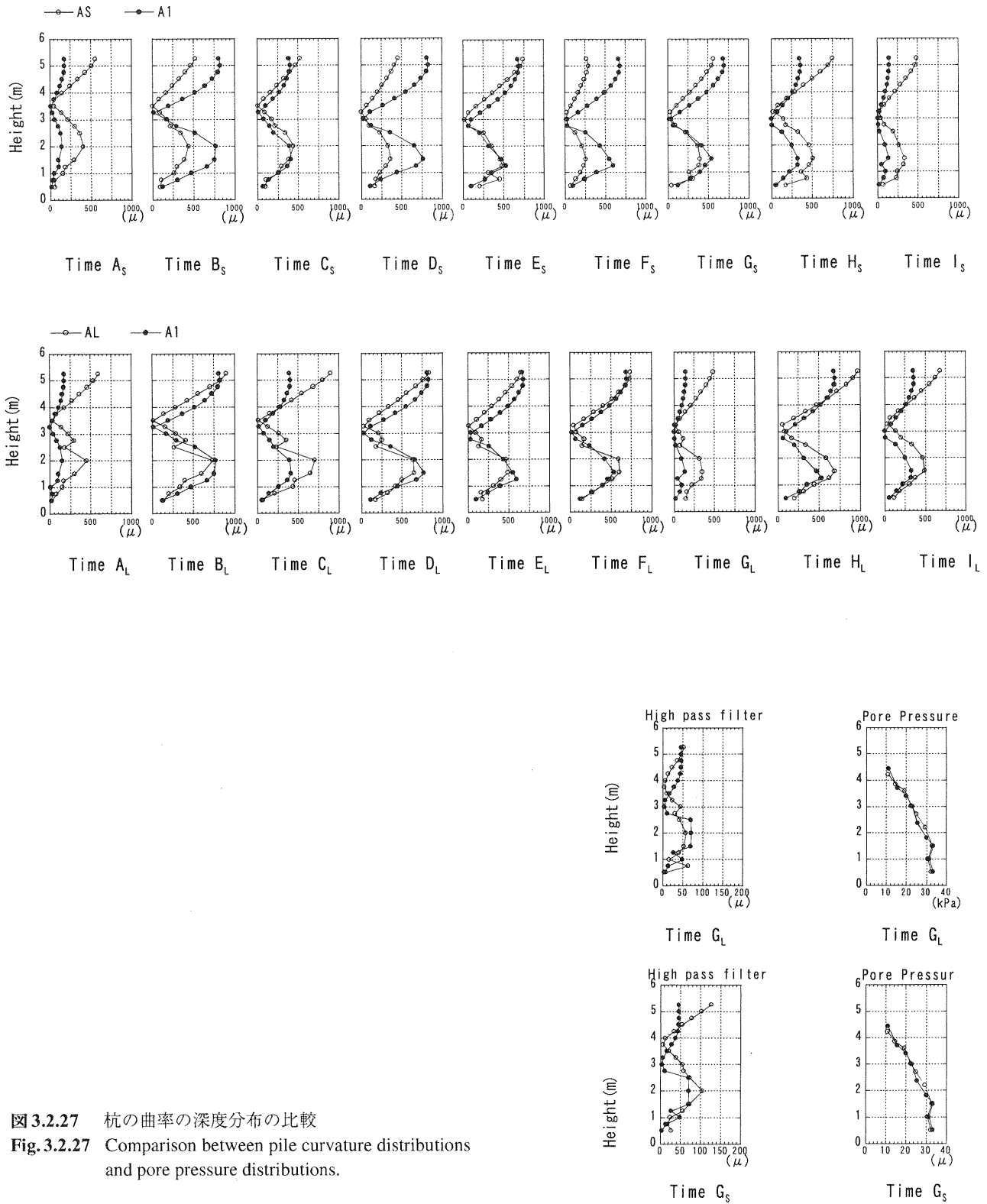


図 3.2.27 杭の曲率の深度分布の比較

Fig. 3.2.27 Comparison between pile curvature distributions and pore pressure distributions.

表 3.2.2 応答振幅一覧 (A1, AL, AS)

Table 3.2.2 Summary of response amplitude for A1, AL and AS.

時刻ステップ		A	B	C	D	E	F	G	H
水圧上昇状況		中期	中期	中期	終了直前	終了直前	終了直前	終了直後	終了後
モデル	対象位置								
A1	杭曲率 ^注	小(小)	大(大)	中(中)	大大(大大)	大(中)	大大(大)	小小(小小)	大(中)
	基礎変位	小	大	小	大大	大大	大大	小小	大
AL	杭曲率 ^注	中(中)	中(中)	中(中)	中(小)	小小(小小)	中(中)	中(小)	大(中)
	基礎変位	中	中	小	小	小小	中	中	大
	上部加速度	中	小	小	小	小	小	中	中
AS	杭曲率 ^注	中(中)	大(大)	大大(大)	大(大)	大(大)	大大(大)	中(小)	大大(大)
	基礎変位	中	大	大大	大	中	大大	中	大
	上部加速度	大	大	大大	中	小	小	中	中

注: 杭頭位置、()は地中部G.L.-3.5m近傍位置

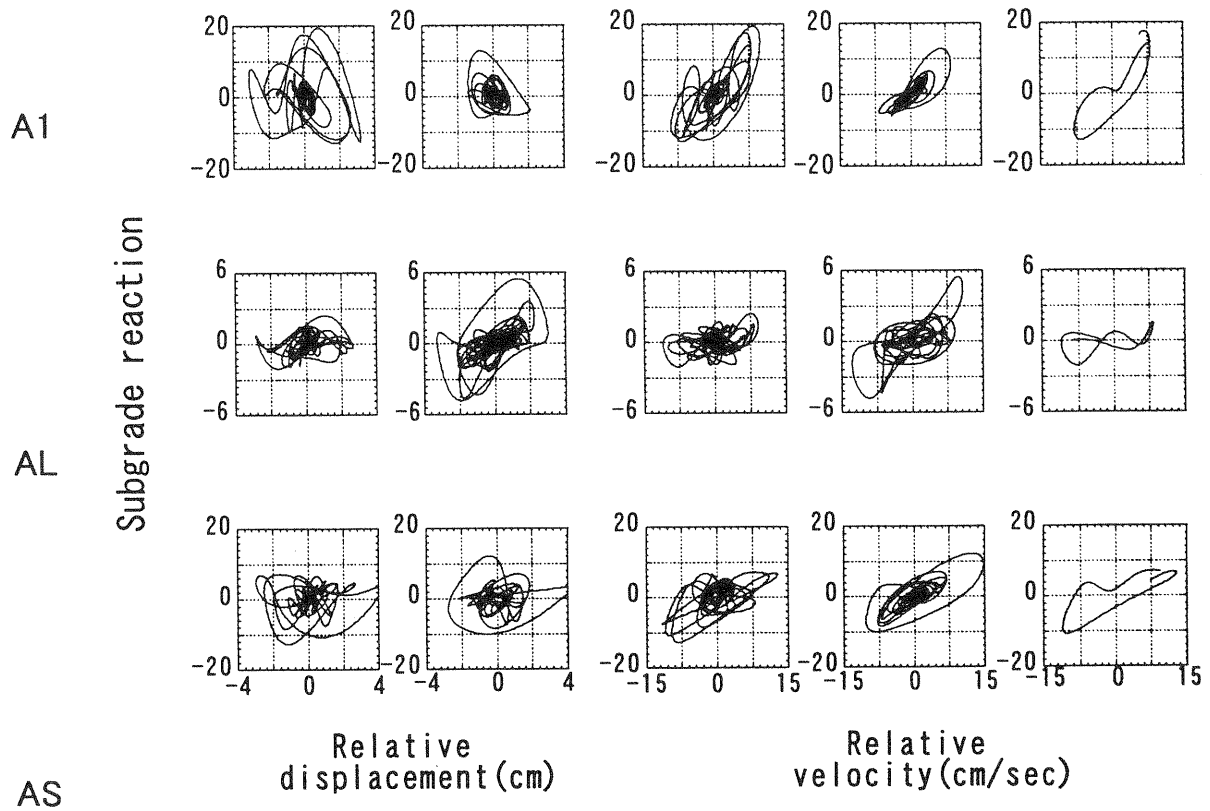


図 3.2.28 地盤反力と相対変位 (相対速度) の相関関係 (height : 4.5m)

Fig. 3.2.28 Relationships between subgrade reaction and relative displacement and velocity at heights 4.5m.

60Gal 入力の場合

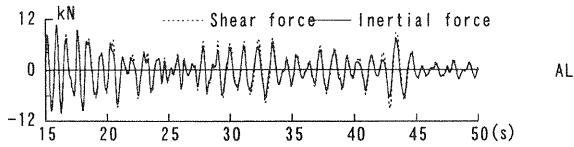


図 3.2.29-1 慣性力とせん断力の比較 (AL)
Fig. 3.2.29-1 Shear force and inertial force.

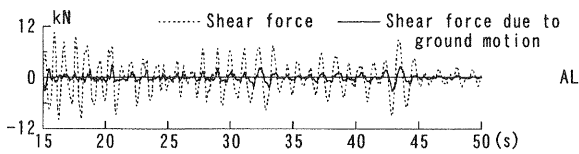


図 3.2.29-2 せん断力と地盤振動によるせん断力の比較 (AL)
Fig. 3.2.29-2 Shear force of test and shear force due to ground motion.

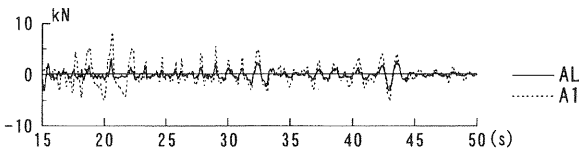


図 3.2.29-3 地盤振動によるせん断力の比較 (A1とAL)
Fig. 3.2.29-3 Shear force for A1 and shear force due to ground motion for AL.

図 3.2.29 慣性力とせん断力の関係 (height : 4.5 m)
Fig. 3.2.29 Relation between shear force and inertial force at height 4.5m.

120Gal 入力の場合

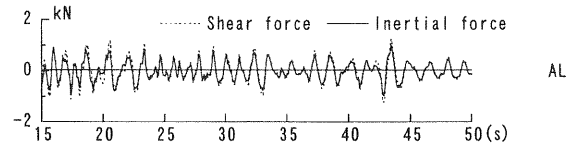


図 3.2.30-1 慣性力とせん断力の比較 (AL)
Fig. 3.2.30-1 Shear force and inertial force.

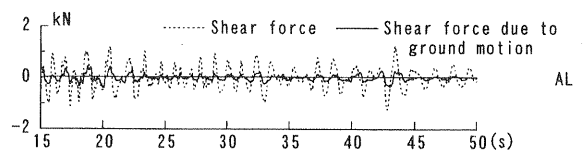


図 3.2.30-2 せん断力と地盤振動によるせん断力の比較 (AL)
Fig. 3.2.30-2 Shear force of test and shear force due to ground motion.

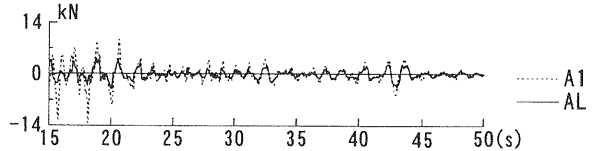


図 3.2.30-3 地盤振動によるせん断力の比較 (A1とAL)
Fig. 3.2.30-3 Shear force for A1 and shear force due to ground motion for AL.

図 3.2.30 慣性力とせん断力の関係 (height : 4.5 m)
Fig. 3.2.30 Relation between shear force and inertial force at height 4.5m.

P1, P2 : Peak for A1 P1', P2' : Peak for AL

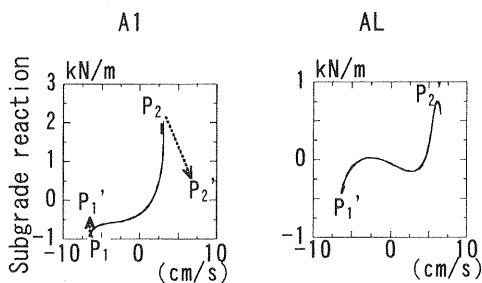


図 3.2.31 地盤反力と相対速度の相関関係の比較 (height : 4.5 m)
Fig. 3.2.31 Relationships between subgrade reaction and relative velocity at height 4.5m.

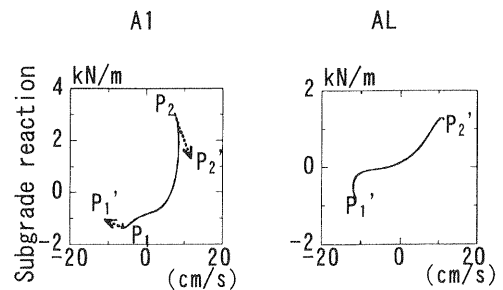


図 3.2.32 地盤反力と相対速度の相関関係の比較 (height : 4.5 m)
Fig. 3.2.32 Relationships between subgrade reaction and relative velocity at height 4.5m.

3.3 基礎根入れ部に加わる土圧

本節では、入力波の最大加速度 240cm/s^2 における実験シリーズに対し、基礎根入れ部に加わる土圧を検討する。

3.3.1 地盤と上部構造物の応答

図 3.3.1 に各モデルにおける上部構造物、地表面および振動台の加速度時刻歴、図 3.3.2 に深度 1.8m および 4m における過剰間隙水圧の時刻歴を示す。振動台の加速度は、3 ケースともほぼ同じであり、入力波の再現性は良いことが分かる。過剰間隙水圧は、加振開始後 8 秒程度から上昇し、10 秒程度で飽和砂層の上部が、20 秒程度で飽和砂層の下部が液状化した。B1 における過剰間隙水圧の上昇がやや遅いのは、他のモデルに比べて地盤がやや密になっているためである。地表面の加速度は、液状化の進行とともに、長周期化して入力波に比べて小さくなる。ただし、B1 における地表面加速度には、サイクリックモビリティと思われるスパイク状の鋭いピークが認められる。0～8 秒における BS の質点加速度は、BL のそれに比べて大きい。これは液状化する前の地盤の卓越周期が、BS の固有周期に近いと認められる。一方、8 秒以降では BL の質点加速度が大きくなる。これは、液状化によって地盤の卓越周期が長周期化し、BL の固有周期に近いと認められる。

図 3.3.3 に基礎部および表層地盤の変位を示す。いずれも振動台との相対変位とし、変位は加速度の 2 階積分で算定した。なお、表層地盤の変位は、地表面の加速度 (ACL1-14, 3-7) および基礎部根入れ深さ $GL_{-0.5\text{m}}$ の加速度 (ACL1-13, 3-6) から算定された変位の平均とした。8 秒付近まで全てのモデルで、基礎部と表層地盤の変位は極めて小さいが、8 秒から 20 秒にかけて急激に大きくなる。B1 では、地盤変位が基礎部変位に比べて明らかに大きい。BL, BS では、基礎部と地盤変位の振幅は同程度であるが、両者の間にやや位相差が生じてくる。その位相差は BL で顕著である。

図 3.3.4 に基礎部と表層地盤の相対変位を示す。全てのモデルにおいて、相対変位が 8 秒から 20 秒付近まで増加する。ただし、相対変位の最大値はモデルによって異なり、B1 の相対変位が最も大きく、BS のそれが最も小さい。

3.3.2 基礎根入れ部に加わる土圧合力

(1) 土圧合力の算定法

基礎根入れ部に地盤から働く力として、主働面の土圧、受働面の土圧、基礎部の底面および側面の摩擦が考えられる。液状化に伴って地盤が沈下すると、地盤と基礎部底面に隙間が生じるため、基礎部底面の摩擦は小さいと考えられる。また、根入れ深さが 50cm と浅いため側圧が小さいこと、また動摩擦となることを考えると、側面摩擦は比較的小さいと考えられる。以上から、底面摩擦、側面摩擦が主働土圧・受働土圧と比べて無視できると仮定すると、地震時土圧は図 3.3.5 の模式図のように表され、基礎部に作用する土圧合力 P は次式となる。

$$P = P_p - P_a = Q - F \quad (3.3.1)$$

ここに、 P_a は主働側の土圧、 P_p は受働側の土圧、 Q は各杭の杭頭せん断力の和、 F は構造物慣性力、すなわち質点および基礎部の慣性力の和である。実験において、(3.3.1) 式の杭頭せん断力 Q は歪みの差分から、構造物慣性力 F は質量と加速度の積から算定できるので、土圧合力 P が求められる。

(3.3.1) 式により推定される土圧の妥当性を検討するため、写真 2.1.2 のように基礎部の根入れがされていない AL モデル ($a_{\text{max}} = 120\text{cm/s}^2$) における構造物慣性力と杭頭せん断力を図 3.3.6 に示す。構造物慣性力と杭頭せん断力は良く一致し、杭頭の歪みから杭頭せん断力が精度良く算定できることが分かる。このことは、(3.3.1) 式によって基礎部に加わる土圧合力を算定できることを示唆している。

(2) 構造物慣性力および地盤変形と土圧合力の関係

図 3.3.7 に各モデルにおける土圧合力の時刻歴を示す。液状化前の 0～8 秒における BL の土圧合力は長周期で変動するのに対し、BS のそれは短周期で変動する。B1 の土圧合力の変動は、BL, BS のそれに比べて極めて小さい。液状化進行過程の 8～20 秒における土圧合力の変動は、モデルによらず、液状化前に比べて大きくなる。ただし、BS における土圧合力は、BL, B1 のそれに比べて若干小さい。液状化後の 20～50 秒の土圧合力は、モデルによらず長周期で変動し、液状化進行過程に比べて小さくなる。

基礎部土圧合力の発生メカニズムを検討するため、図 3.3.8 に土圧合力、構造物慣性力、表層地盤変位のフーリエスペクトルを、時刻 0～8 秒、12～20 秒、20～28 秒について示す。0～8 秒において、質点のない B1 における土圧合力は明確な卓越周期をもたない。それに対し、質点のある BL, BS における土圧合力は、それぞれ 0.79s および 0.28s に明確な卓越周期をもつ。この卓越周期は、BL, BS の構造物慣性力のそれと対応する。一方、8～20 秒および 20～28 秒において、全てのモデルにおける土圧合力は明確な卓越周期をもつ。この卓越周期は、地盤変位のそれとほぼ対応する。以上から、液状化前における土圧は、主に上部構造物の慣性力の影響が強く、液状化進行過程および液状化後における土圧は、地盤変位の影響が強いと考えられる。そのため、質点のない B1 の土圧合力は、液状化前で極めて小さく、液状化の進行とともに大きくなったと考えられる。

(3) 基礎部土圧と相対変位の関係

基礎部に加わる土圧のメカニズムを検討するため、図 3.3.9 に土圧合力と相対変位の関係を示す。グレーは基礎部の変位が地盤変位に比べて大きい状態、すなわち「基礎部が地盤を押すモード」、黒は地盤変位が基礎部の変位に比べて大きい状態、すなわち「地盤が基礎部を押すモード」を示している。液状化する前の 0～8 秒の相対変位と土圧合力の関係は、各モデルとも上に凸型の曲線となる。このため、わずかの相対変位で土圧合力が発生する。BL では、土圧合力のピークで、「基礎部が地盤を押すモード」と「地盤が基礎部を押すモード」がともに認められる。BS では土圧合力のピークで、「基礎部が地盤を押すモード」が認められる。

すモード」となっていることが分かる。B1では相対変位と土圧合力が極めて小さいため、どちらのモードか不明瞭である。

液状化進行過程の8～20秒の相対変位と土圧合力の関係は、各モデルとも非線形性が顕著になり、逆S字型となる。すなわち、土圧は、ある相対変位以下では極めて小さく、それを超えると土圧が急増する。これは、基礎部と地盤の間に「緩み領域」が生じたためと考えられる。BSの相対変位は、BLおよびB1のそれに比べて若干小さい。そのため、BSの土圧合力は、BLおよびB1に比べて小さくなったと考えられる。土圧合力のピークでは、モデルによらず黒が卓越し、「地盤が基礎部を押すモード」であることが分かる。これは、液状化の進行によって地盤変位が極めて大きくなるためと考えられる。

液状化後の20～50秒の相対変位と土圧合力の関係は、液状化進行過程と同様に逆S字型である。ただし、「緩み領域」はさらに大きくなる傾向を示す。このため、全てのモデルにおいて、大きい相対変位にもかかわらず、液状化後の繰り返し変形にもなっても土圧合力の変動が小さくなったと考えられる。土圧合力のピークではモデルによらず、「地盤が基礎部を押すモード」が卓越する。これは、液状化後においても、地盤変位が極めて大きいためと考えられる。

(4) 土圧合力の最大値と物部・岡部の地震時土圧理論

図 3.3.10 に各モデルにおける相対変位と土圧合力の関係を、土圧合力のピークがそれまでの最大値より大きくなった場合について示す。モデルによらず、わずかな相対変位から土圧合力は発生し、相対変位が大きくなるにしたがって土圧合力も大きくなる。相対変位が2～3cmより大きくなると、土圧合力はほぼ一定値になる。これから、土圧は受働土圧に達したと考えられる。受働土圧に達する相対変位は根入れ深さの4～6%であり、既往の張ほか(1998)の研究と概ね一致する。

地震時土圧の評価として、物部・岡部の理論が最も一般的に使われる。そこで、物部・岡部の地震時土圧理論に基づいて、基礎根入れ部に加わる土圧合力の最大値を検討する。物部・岡部の土圧理論に基づくと、土圧合力Pは次式で与えられる。

$$P = P_p - P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 B (K_p - K_a) \quad (3.3.2)$$

ここに、 K_p は受働土圧係数、 K_a は主動土圧係数、 γ は地盤の単位体積重量、 H は根入れ深さ、 B は壁面幅である。地震力 kh を0.2、砂の内部摩擦角 ϕ を 30° 、壁摩擦角を $1/2 \phi$ と仮定して、(3.3.2)式で土圧合力を算定し、図 3.3.10 に実線で示す。理論土圧合力は計測土圧合力の最大値とほぼ一致することが分かる。すなわち、土圧合力の最大値は、物部・岡部の地震時土圧理論に基づいて算定した値と良い対応を示すことが分かる。

(5) 土圧合力と構造物慣性力

地盤変形を考慮した杭基礎設計をするうえで、土圧合力と構造物慣性力をどのように重ね合わせるかは重要で

ある。一般に、上部構造物の固有周期 T_b 、地盤の卓越周期 T_g によって、土圧合力と構造物慣性力の位相は、以下のように考えられている。

- 1) $T_b < T_g$ の場合、構造物慣性力と土圧合力は同位相になる。
- 2) $T_b > T_g$ の場合、構造物慣性力と土圧合力は逆位相になる。

この土圧合力と構造物慣性力の関係は、土圧合力と地盤変形が同位相、すなわち土圧合力は地盤変位だけに依存するという前提で導かれている。しかし、土圧合力は地盤変位と基礎部の相対変位に依存すると考えられる。この相対変位を考慮すると、図 3.3.11 に示すように、土圧合力と構造物慣性力の位相は以下のように考えられる。

- 1) $T_b < T_g$ で $\Delta S > \Delta B$ の場合、構造物慣性力と土圧合力は同位相になる。したがって、杭頭せん力は構造物慣性力と土圧合力の和となり、土圧合力は危険側に作用する。
- 2) $T_b > T_g$ で $\Delta S > \Delta B$ の場合、構造物慣性力と土圧合力は逆位相になる。したがって、杭頭せん断力は構造物慣性力と土圧合力の差となり、土圧合力は安全側に作用する。
- 3) $T_b < T_g$ で $\Delta S < \Delta B$ の場合、構造物慣性力と土圧合力は逆位相になる。したがって、杭頭せん断力は構造物慣性力と土圧合力の差となり、土圧合力は安全側に作用する。
- 4) $T_b > T_g$ で $\Delta S < \Delta B$ の場合、構造物慣性力と土圧合力は同位相になる。したがって、杭頭せん断力は構造物慣性力と土圧合力の和となり、土圧合力は危険側に作用する。

液状化過程における位相差を検討するため、図 3.3.12 にBL、BSにおける土圧合力と構造物慣性力の関係を示す。図中の第1,3象限は、構造物慣性力と土圧合力は同位相であることを示し、第2,4象限は、構造物慣性力と土圧合力は逆位相であることを示している。また、図中のグレーは基礎部の変位が地盤変位に比べて大きい状態、黒は地盤変位が基礎部の変位に比べて大きい状態を示している。

液状化前の0～8秒の場合、BLでは土圧合力のピークで、「基礎部が地盤を押すモード」と「地盤が基礎部を押すモード」がともに認められ、土圧合力は構造物慣性力と逆位相になる。一方、BSでは土圧合力のピークで、基礎部変位が地盤変位より大きく、土圧合力は構造物慣性力と逆位相になる。すなわち、図 3.3.11 (c) のモードに対応する。いずれのモデルにおいても、構造物慣性力と逆方向に土圧合力が働き、構造物慣性力の6～7割を地盤が負担する。そのため、杭頭せん断力は小さかったと考えられる。このことは、剛性が小さく、かつ靱性に富んだ杭であれば、短周期建物においても土圧合力を安全側にできることを示唆している。

液状化進行過程の8～20秒では、いずれの液状化前と異なり、土圧合力は構造物慣性力と同方向に働く。液状化によって地盤変位が基礎部変位よりも大きい。地盤の

卓越周期が質点固有周期より長いことを考慮すると、図 3.3.11 (a) のモードに対応する。すなわち、杭頭せん断力は、構造物慣性力と地盤合力の和となり、土圧は杭にとって危険側に作用する。したがって、8 秒以降、杭頭の曲げモーメントが急激に大きくなったと考えられる。

液状化後の構造物慣性力と土圧合力の関係は、液状化進行過程と同様の傾向を示す。ただし、慣性力は液状化進行過程に比べて小さい。また、基礎部が地盤を押しモードで土圧合力も比較的小さい。これは、基礎部と地盤との間に緩み領域が生じ、相対変位がある程度大きくなると土圧が生じないためと考えられる。

3.3.3 まとめ

B シリーズで、表層の非液状化層が基礎部に及ぼす土圧合力を検討し、以下の結果を得た。

- 1) 液状化前の場合、短周期質点モデルでは、基礎部変位が地盤変位を上回るため、基礎部が地盤を押しモードとなる。長周期質点モデルでは、基礎部が地盤を押しモードと地盤が基礎部を押しモードがともに現れる。いずれの質点モデルにおいても、基礎部土圧に及ぼす上部構造物慣性力の影響が顕著である。土圧合力は、わずかな相対変位から発生し、相対変位と土圧合力の関係は上に凸型の曲線になる。また、土圧合力は、構造物慣性力と逆位相、すなわち安全側に作用する。質点のないモデルでは、構造物慣性力が小さいため、基礎部土圧も極めて小さい。
- 2) 液状化進行過程の場合、地盤変位が基礎部変位を上回るため、地盤が基礎部を押しモードとなり、基礎部土圧に及ぼす地盤変位の影響が顕著である。繰り返し変形によって、基礎部と周辺地盤の間に緩み領域が生じ、相対変位と土圧合力の関係は逆 S 字型の曲線となる。ただし、相対変位が大きいため、質点の有無、上部構造物の固有周期によらず、土圧合力の変動は、液状化前に比べて大きくなる。また、土圧合力は構造物慣性力と同位相、すなわち危険側に作用する。
- 3) 液状化後の場合、地盤変位が基礎部変位を上回るため、地盤が基礎部を押しモードとなり、基礎部土圧に及ぼす地盤変位の影響が顕著である。しかし、基礎部と周辺地盤の間に生じた緩み領域の拡大で、質点の有無、上部構造物の固有周期によらず、土圧合力の変動は、液状化後の繰り返し変形にともなって小さくなる。また、土圧合力は構造物慣性力と同位相、すなわち危険側に作用する。
- 4) 土圧合力の最大値は、物部・岡部の地震時土圧理論に基づいて算定される理論値と良い対応を示す。また、受働土圧に達する相対変位は、根入れ深さの 4～6% である。

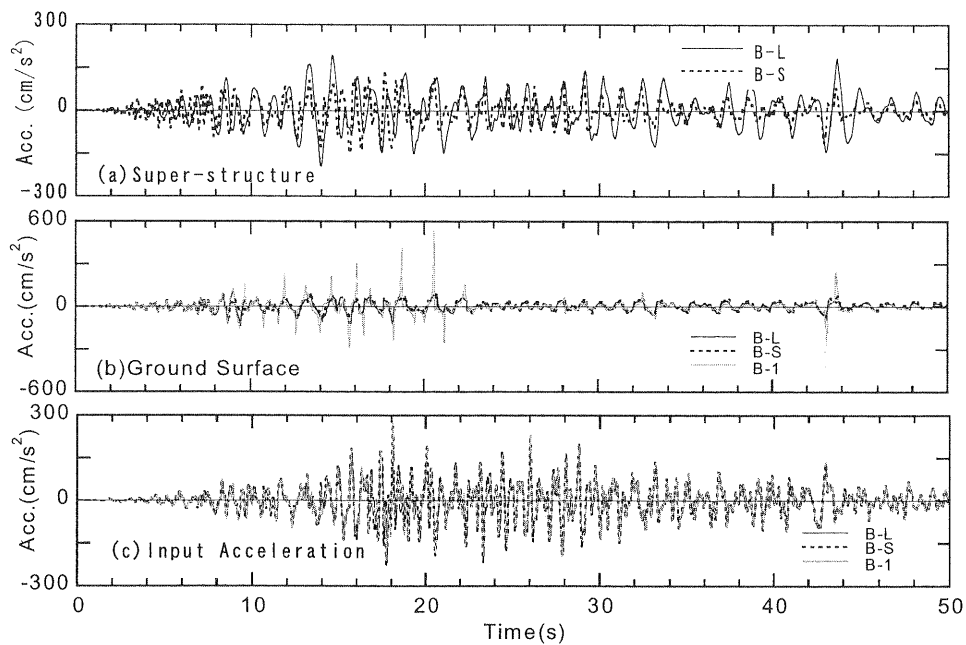


図 3.3.1 上部構造物，地表面および振動台の加速度
 Fig.3.3.1 Time histories of acceleration.

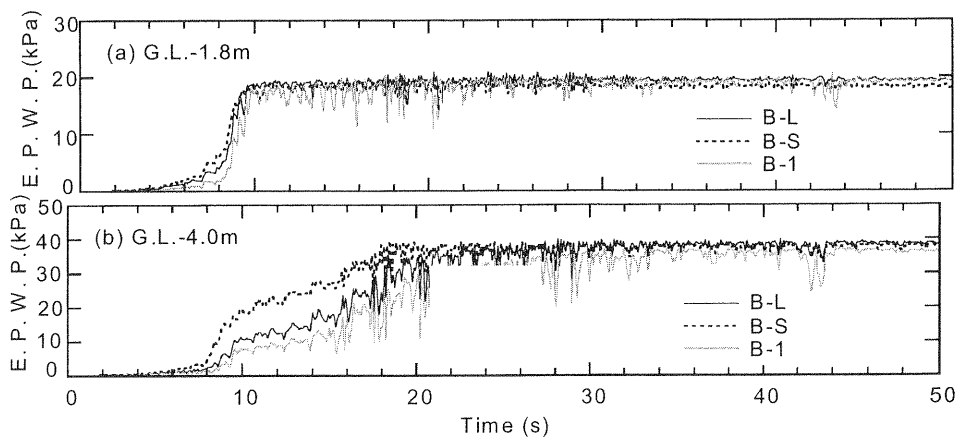


図 3.3.2 過剰間隙水圧
 Fig.3.3.2 Time histories of excess pore water pressure.

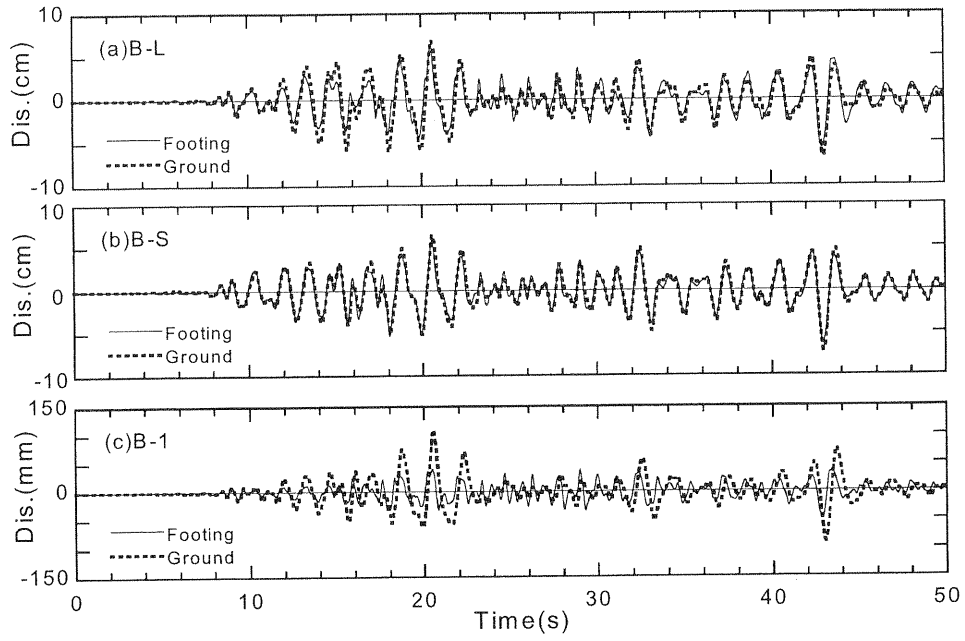


図 3.3.3 基礎部および表層地盤変位

Fig. 3.3.3 Time histories of footing and ground displacement.

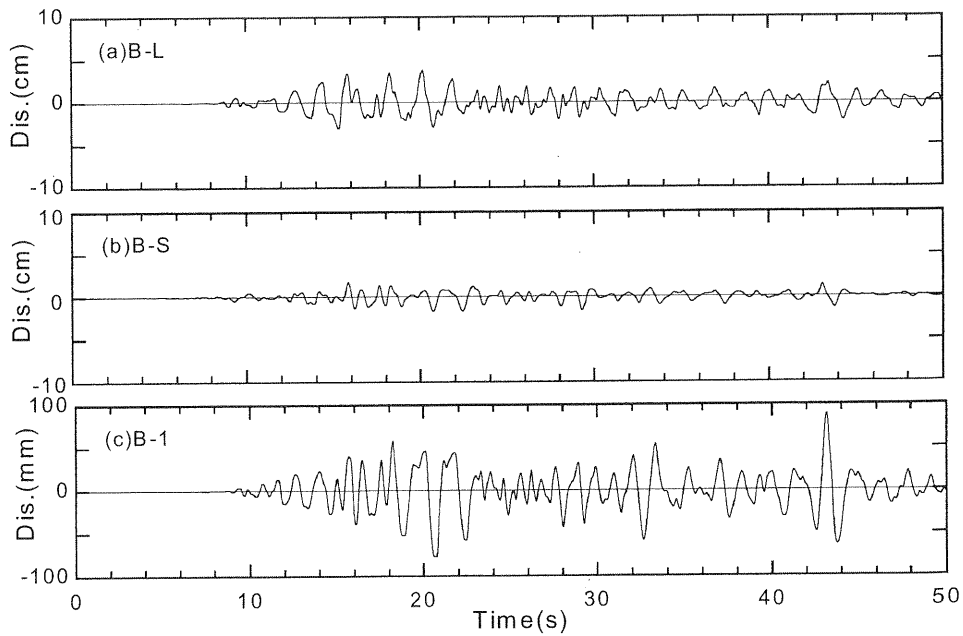


図 3.3.4 基礎部と表層地盤の相対変位

Fig. 3.3.4 Time histories of relative displacement between footing and ground surface.

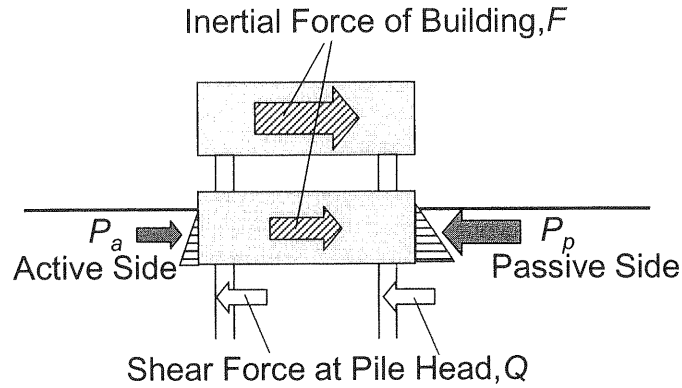


図 3.3.5 基礎部に加わる土圧 (模式図)

Fig. 3.3.5 Schematic figure showing seismic earth acting on footing.

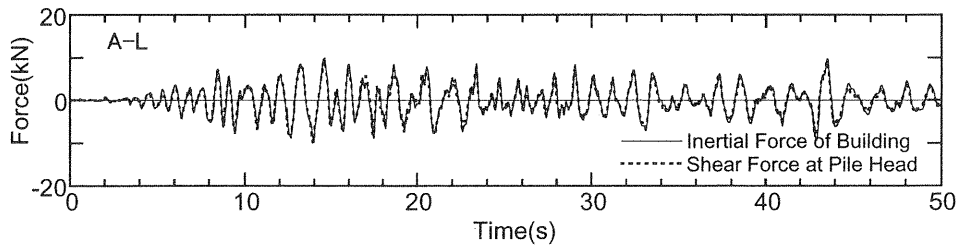


図 3.3.6 構造物慣性力と杭頭せん断力 (A1モデル)

Fig. 3.3.6 Time histories of inertial force of building and shear force at pile head.

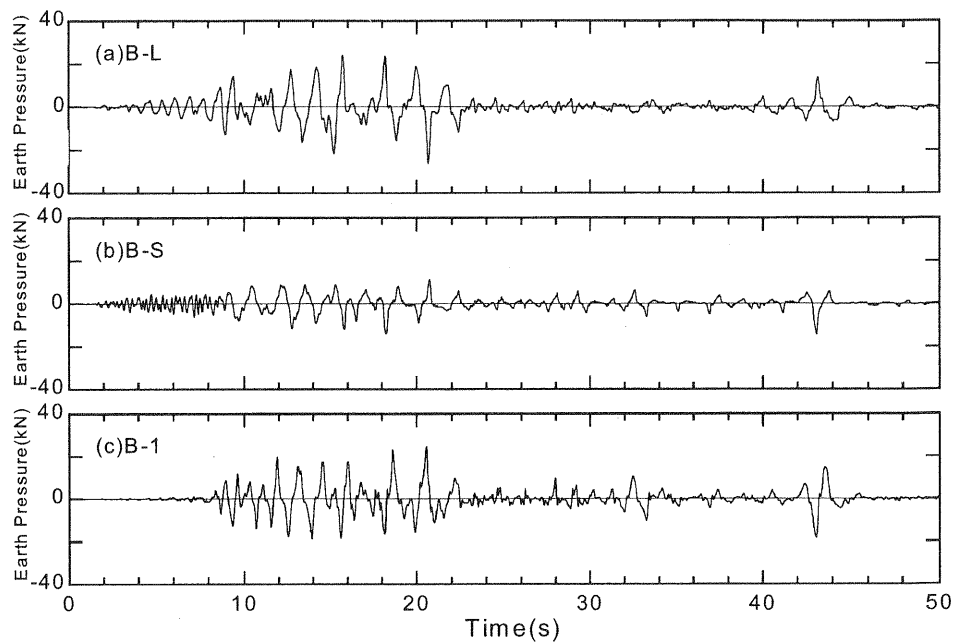


図 3.3.7 土圧合力

Fig. 3.3.7 Time histories of total earth pressure acting on footing.

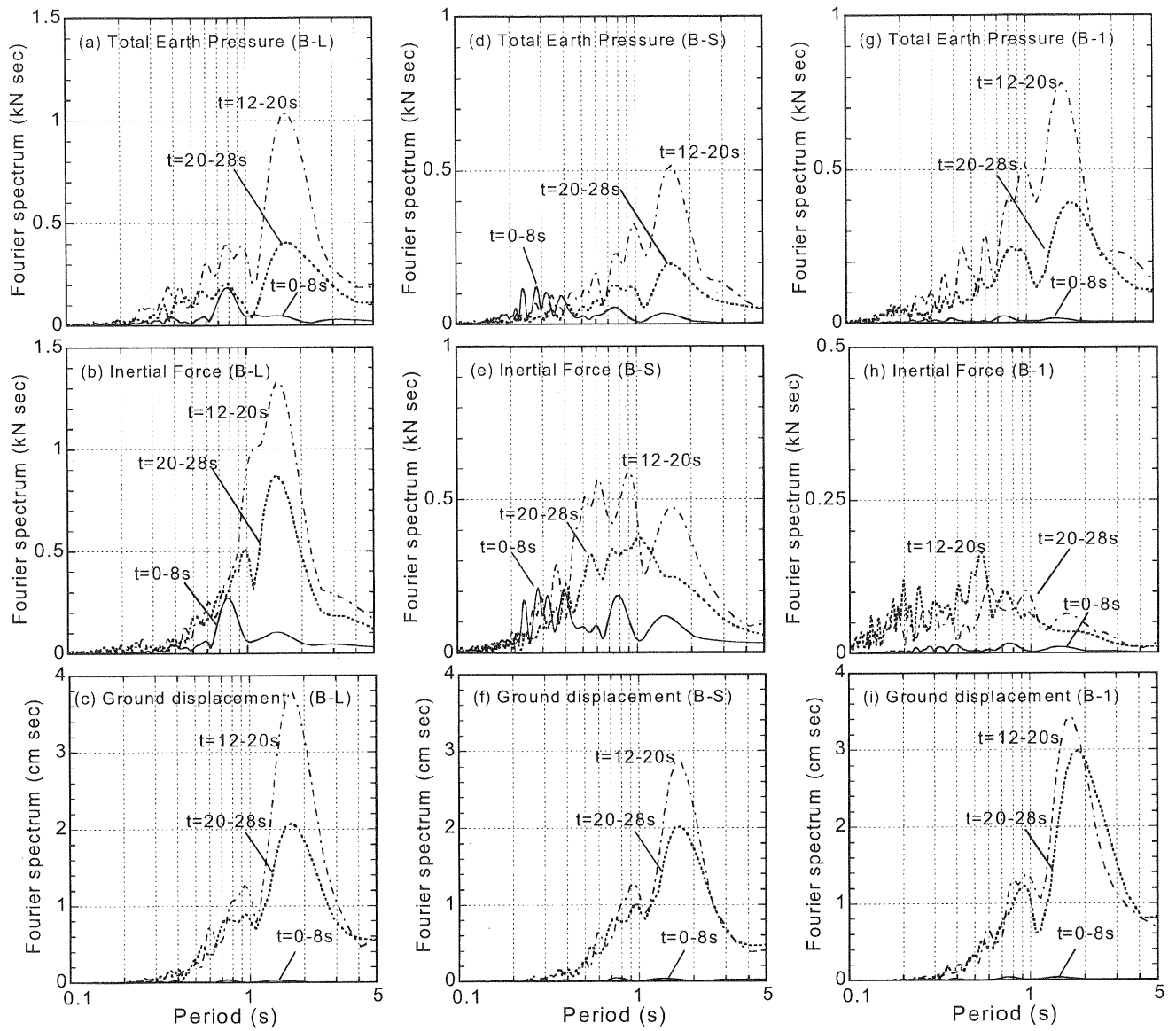


図3.3.8 土圧合力，基礎部慣性力，表層地盤変位の周波数特性

Fig.3.3.8 Fourier spectra of earth pressure, inertial force and soil displacement.

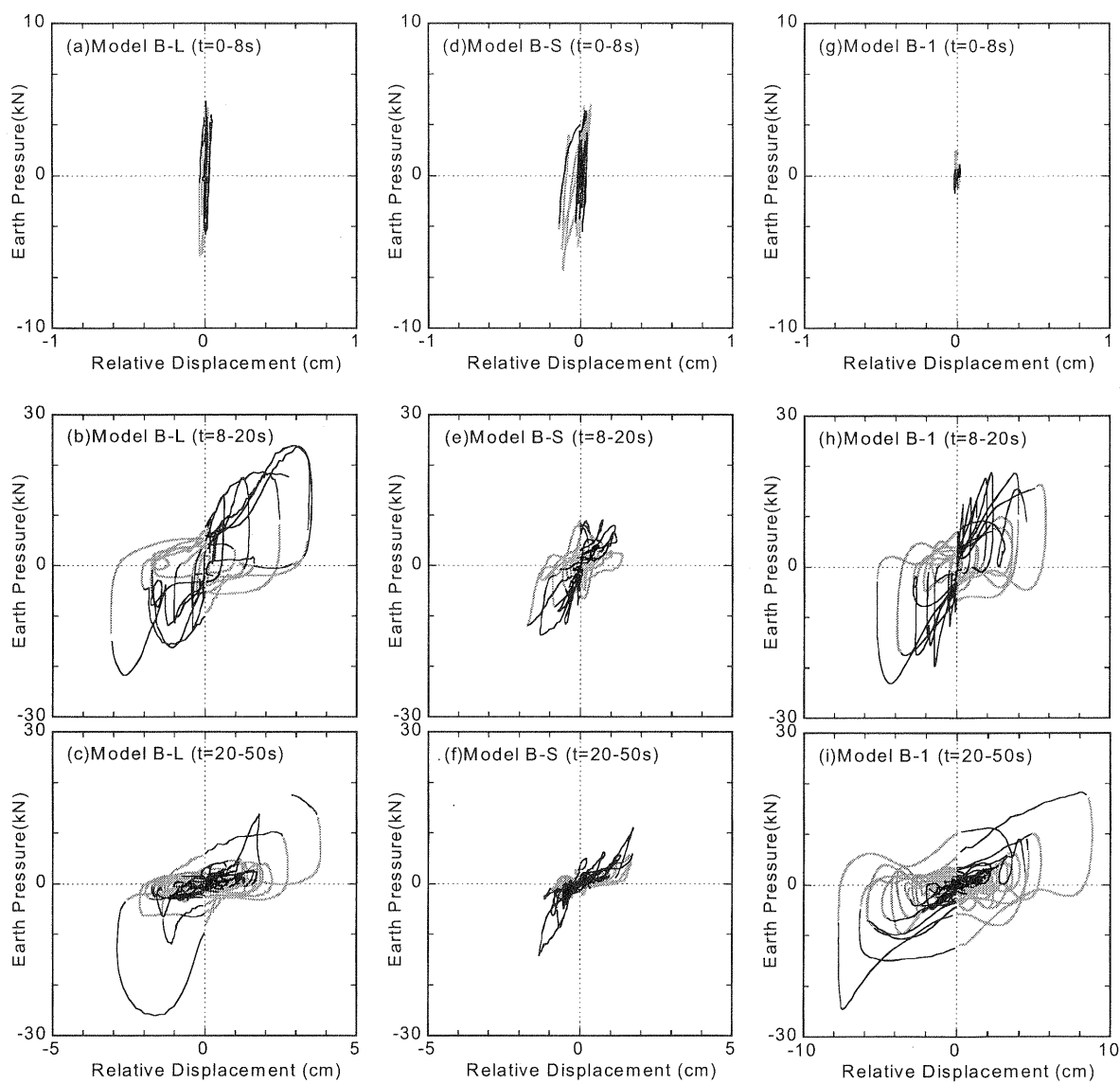


図3.3.9 土圧合力と相対変位の関係

Fig. 3.3.9 Relation between relative displacement and total earth pressure.

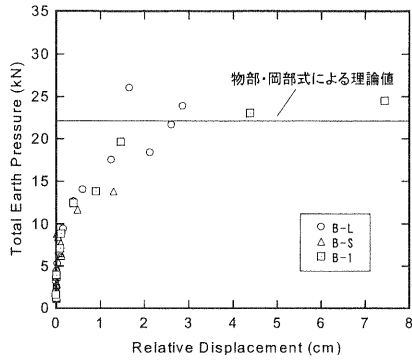


図 3.3.10 相対変位と土圧合力ピークの関係
 Fig. 3.3.10 Relative displacement and peak of total earth pressure.

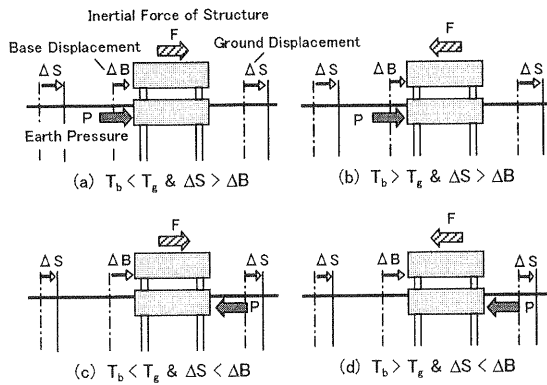


図 3.3.11 土圧合力と構造物慣性力の関係 (模式図)
 Fig. 3.3.11 Schematic figure showing relation between inertial force and total earth pressure.

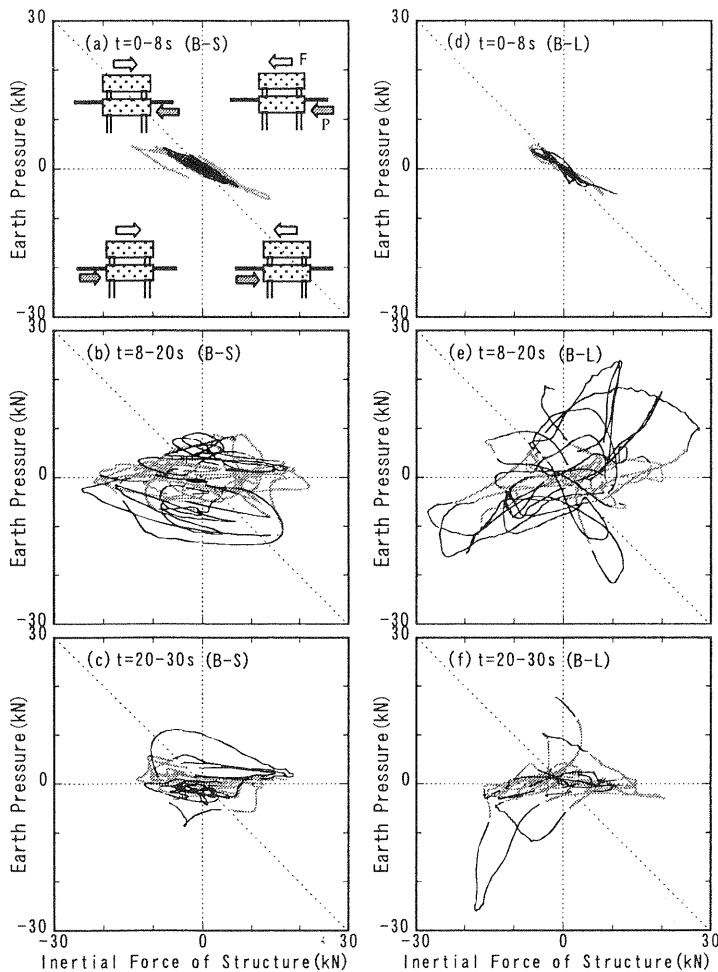


図 3.3.12 土圧合力と構造物慣性力の関係
 Fig. 3.3.12 Relation between total earth pressure and inertial force of building.

3.4 杭頭水平載荷実験

杭基礎の水平方向地盤反力係数を求める実験は、実大規模の実験から小型～大型の土槽を用いた実験まで数多く実施されている。近年は液状化時の水平地盤反力係数を推定するための研究も数多く行われている。液状化を模擬する方法には、浸透圧により過剰間隙水圧を発生させる場合、土層の振動により砂地盤を液状化させて過剰間隙水圧を発生させる場合とに大別される。しかしこれらの実験は小型土槽を用いた1G場もしくは遠心場における実験結果に基づくものが多く、大型土槽を用いた実験は少ない。

大型土層を用いた実験は小型の実験装置に比べて密な計測器の配置が可能であるとともに、比較的大きな拘束圧下での実験が可能である。そこで液状化した地盤における杭基礎の挙動を把握するためにRC模型杭を用いた大型せん断土槽振動実験(田村 他, 1999)が行われ、その実験の中で杭頭載荷実験(静的, スイープ加振)が実施された。実験結果より杭の地盤反力係数が算出されたが、RC杭の鉄筋が引張り降伏しないレベルの載荷(杭頭変位で約1mm)であったため、求められた地盤反力係数の適用範囲は非常に限定されるものであった。そこでフェーズ2として行われた今回の鋼管杭を用いた振動実験では、前回の載荷レベルよりも大きい載荷レベル(杭頭変位約10mm)を目指して杭頭載荷実験を行った。その実験結果の報告及び実験結果より逆算した地盤反力係数について考察する。

3.4.1 実験結果

大型せん断土槽中の砂層地盤を液状化させる方法は、①砂礫層上端に設置したボイリング装置からの注水による場合、②中程度の地震波加振により地盤を液状化させる場合、の2ケースで行った。②の方法で静的載荷実験を行ったとき、アクチュエーターの取付に時間を要し水圧比の大きい状態でのデータがとれなかったため、本報告では①の方法による結果を示す。図3.4.1に実験の装置概要を示す。過剰間隙水圧時の地盤反力の特徴を杭の変位レベルで考察するために、載荷は変位制御で行った。また液状化前の状態としてボイリングを行う前にも杭頭載荷実験を実施した。

図3.4.2はボイリング前に実施した杭頭載荷実験より得られた杭頭荷重－杭頭変位関係、過剰間隙水圧、及び杭の歪み計より算出した曲げ歪みの深度分布(杭頭荷重－変位曲線中の○印をつけたとき)である。水圧はB杭に設置された水圧計の値である。

図3.4.3はボイリング後に実施した杭頭載荷実験より得られた杭頭荷重－杭頭変位関係、過剰間隙水圧、及び杭の歪み計より算出した曲げ歪みの深度分布である。水圧と曲げ歪み分布は、荷重－変位曲線中に示した印と対応したステップの値である。ボイリング25秒後(図中○印, 高さ4.0mで水圧比約1.0), 225秒後(図中△印, 高さ4.0mで水圧比約0.5), 400秒後(図中□印, 高さ4.0mで水圧比約0.1)での荷重－変位曲線を比較すると、過剰間隙水圧の消散過程にともない履歴ループが大きくなり、また

剛性が回復していくことが解る。杭の曲げひずみ分布を比較すると、ボイリング直後の①では砂礫層上端の高さ1.5m付近まで曲げひずみ分布がほぼ直線的に分布している。せん断力が深度方向に一定であり、地盤反力がほとんど無いことが解る。曲げひずみ分布は過剰間隙水圧の消散過程を追って(②→③)地中部で極大となる位置が徐々に地表面に近づいていき、地盤剛性が回復していることが解る。

3.4.2 静的載荷実験結果より算出した地盤反力係数

(1) 算出方法および算出結果

杭頭載荷実験から得られた曲げ歪み分布の中からD杭のデータについて、弾性床土の梁の曲げの基礎方程式に乗っていると考え、杭先端より後退差分をとって地盤反力と杭変位を算出した。D杭のデータの中で他の杭の値と比較して明らかにおかしい値については、加力方向に直交する面上で同一平面にあるB杭のデータを用いて補間した。杭頭はパイルキャップと剛結合、杭先端はピンでH鋼(せい: 200mm)を介して土槽底面に固定しているので、境界条件は杭頭でせん断力が載荷荷重、杭変位が実測変位、及び回転角 $\theta = 0.0$ 、杭先端で曲げ歪み $\phi = 0.0$ 、及び変位 $y = 0.0$ である。今回の計算では杭先端での境界条件を用いて差分近似をし、得られた杭頭変位と実測変位との差から杭先端の回転角の補正を行った。またせん断力、地盤反力は差分近似で得られた値を、上下二つのデータで移動平均をとって平滑化した。

図3.4.4はボイリング前の実験結果より算出した杭変位と地盤反力で、図3.4.5はボイリング後の水圧の消散過程での実験結果より算出した杭変位と地盤反力である。ボイリング直後の①では土層上部では地盤反力がほとんど無く土層下部と砂礫層で地盤反力が得られている。水圧が消散するに従い地盤反力が土層上部で大きくなっていくことが分かる。以降では差分近似による地盤反力が比較的滑らかに求められており、かつ杭変位が大きい表層付近で求められた地盤反力係数の値について考察を行った。

(2) 過剰間隙水圧比と地盤反力係数の関係

高さ約4m～5mで算出した地盤反力と変位より地盤反力係数を求めて時系列に並べた図を図3.4.6に示す。高さ4mでの水圧計の時系列を併記した。地盤反力係数の算出に用いたデータは杭頭荷重－杭頭変位曲線の正方向載荷時のピークにおける値である。図3.4.6で水圧がほぼ消散した630秒のステップでの地盤反力係数の値を初期値 k_{H0} として、水圧の消散過程における各ステップの地盤反力係数の値 k_H を k_{H0} で正規化し、各深度における過剰間隙水圧比との相関を図3.4.7に示す。ほぼ水圧比と地盤反力係数比とは直線的な関係となっている。

地盤反力係数の値は杭変位が0.0近傍の値をとるとばらつきが大きくなるため、比較的杭変位の大きい高さ4.59mと4.34mの位置で求められた地盤反力係数について、杭変位との相関をみたのが図3.4.8である。過剰間隙水圧比別に凡例を変えて示し、また参考値としてボイリング前の実験結果から求められた値を実線で示す。

水圧比が1.0近傍では地盤反力係数の値は小さく、1.5～4.5 mmの変位レベルの間ではほとんど一定値である。同様に水圧比が0.7程度までは求められた地盤反力係数に変位依存性が見られない。水圧比0.5～0.6程度から若干の傾きが見られ、水圧比が小さくなるほど、ボイリング前の結果より求められた地盤反力係数の変位依存の傾きに近づいていくことが解る。水圧比0.1の場合の反力係数がボイリング前の実線よりも大きく算出されたが、これはボイリングにより地盤が締め固められた可能性が考えられる。

また図 3.4.9 は図 3.4.7と同様に地盤反力係数の最大値(水圧比0.1時)で図 3.4.8中のデータを正規化したものである。変位レベル毎での傾向を見るために杭変位が2 mm, 3 mm, 4 mmの場合に求められた地盤反力係数同士で比較した。水圧比の増加と地盤反力係数の低減の関係は直線関係よりもやや上側の傾向であるが、図 3.4.7と併せて考えると、地盤反力係数はほぼ水圧比の一乗で低減していると言える。

3.4.3 まとめ

ボイリングにより液状化を模擬した地盤中で杭頭水平載荷実験を行い、得られた曲率分布の差分近似により地盤反力係数を求め、その特性を考察した。その結果、地盤反力係数と過剰間隙水圧比の相関について、変位レベルを考慮することにより、地盤反力係数は水圧比の一乗で低減していると考えられる。

杭頭の静的載荷実験の利点としては杭と地盤との相対変位が杭変位を求めれば分かる事が上げられる。しかし密な砂地盤の地震応答でサイクリックモビリティにより大きな歪みレベルで有効応力が回復しせん断抵抗が生じる現象は再現できない。振動実験結果の分析等と併せて地盤反力係数の特徴を考察していきたい。

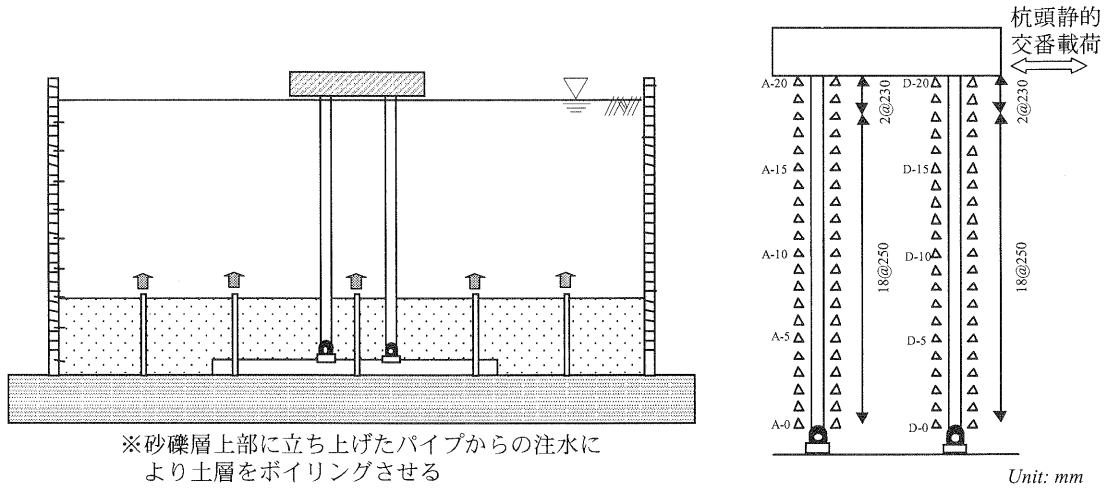


図 3.4.1 静的載荷実験の装置概要
 Fig.3.4.1 Outline of static loading test equipments.

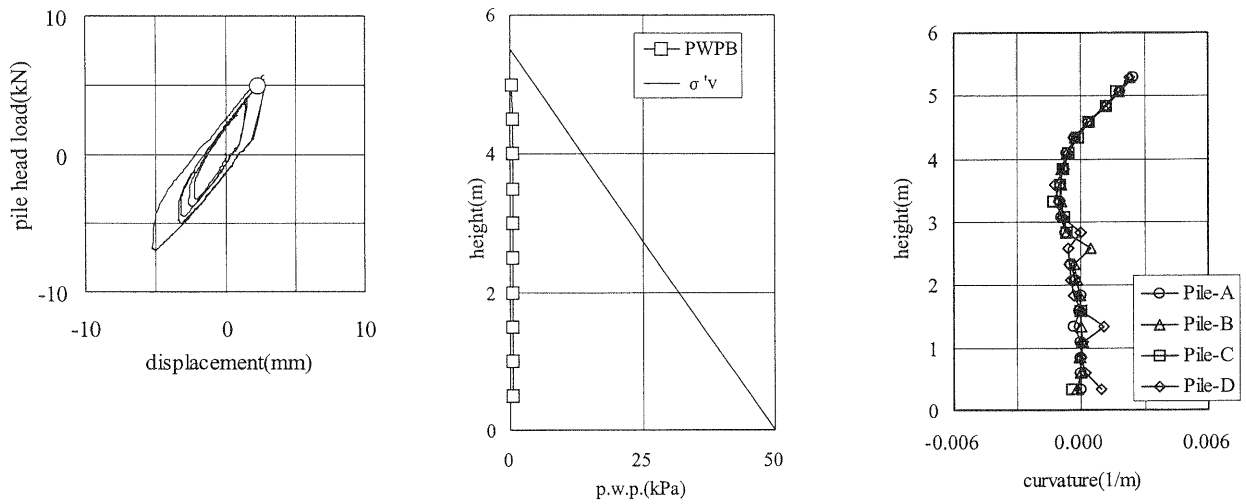


図 3.4.2 ボイリング前の静的載荷実験結果
 Fig.3.4.2 Static loading test results before boiling.

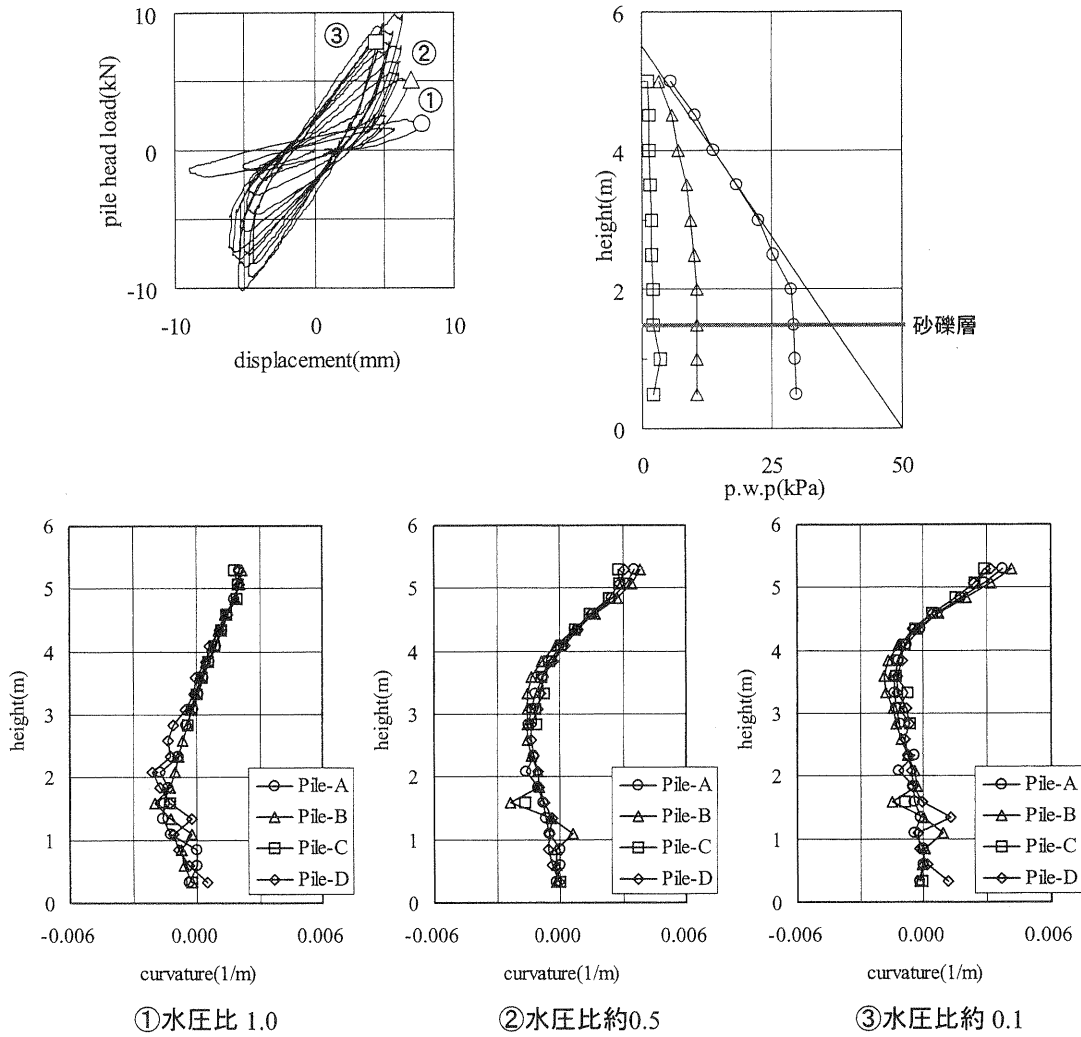


図 3.4.3 ボイリング後の静的荷重実験結果
Fig. 3.4.3 Static loading test results after boiling.

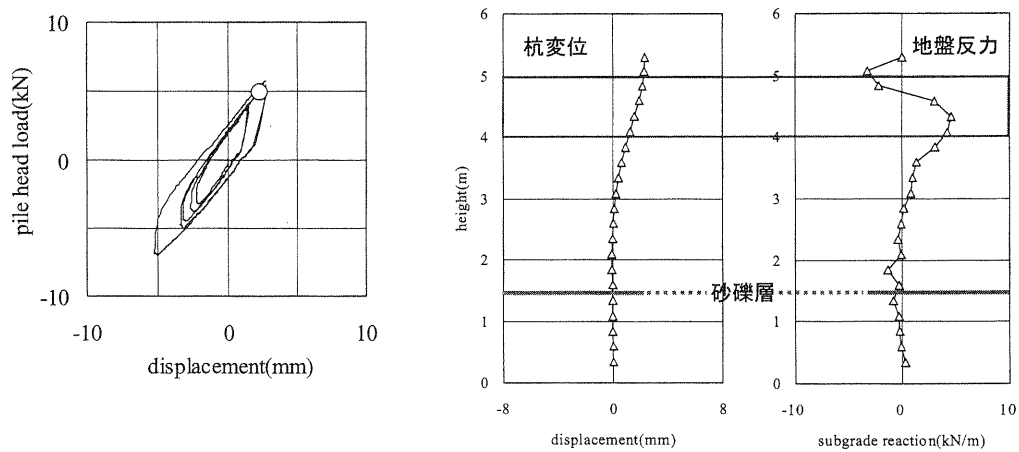


図 3.4.4 ボイリング前の実験結果から算出した杭変位と地盤反力
Fig. 3.4.4 Calculated pile displacement and subgrade reaction using static loading tests results before boiling.

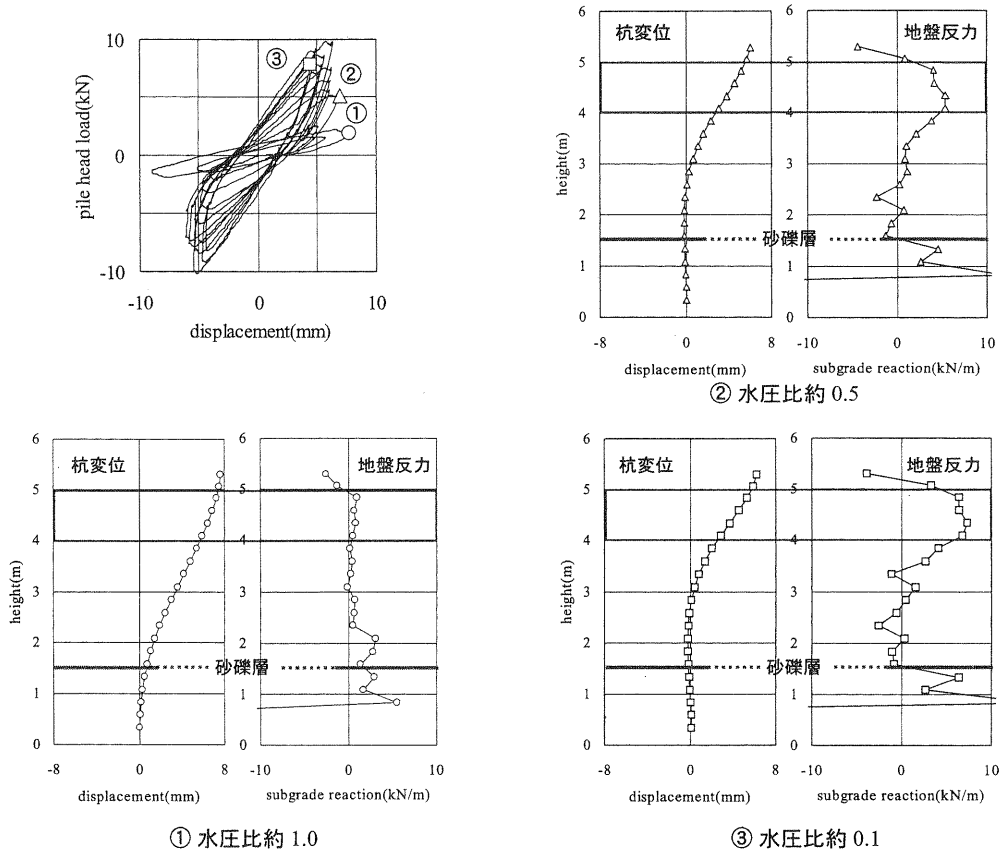


図 3.4.5 ボイリング後の実験結果から算出した杭変位と地盤反力

Fig. 3.4.5 Calculated pile displacement and subgrade reaction using static loading tests results after boiling.

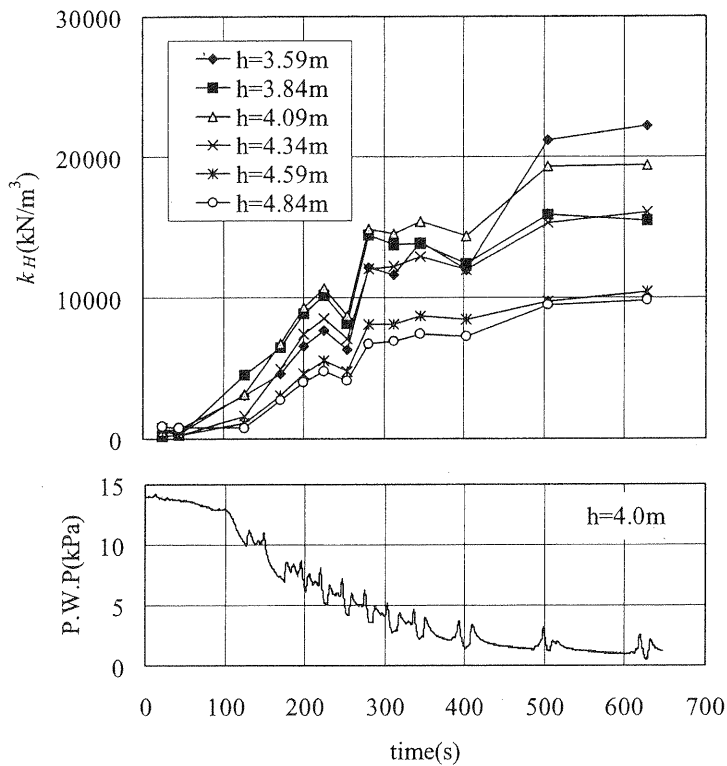


図 3.4.6 地盤反力係数と過剰間隙水圧の時系列の比較

Fig. 3.4.6 Time histories of coefficient of subgrade reaction compared with dissipation of excess pore water pressure.

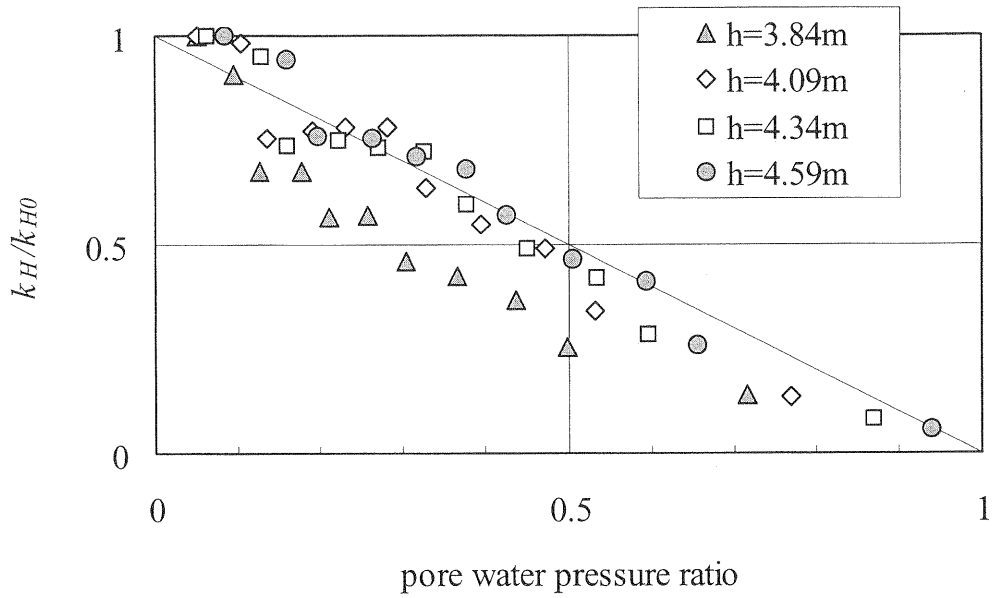


図 3.4.7 地盤反力係数の低減と過剰間隙水圧比の相関

Fig. 3.4.7 Correlation between reduction of coefficient of subgrade reaction and pore water pressure ratio.

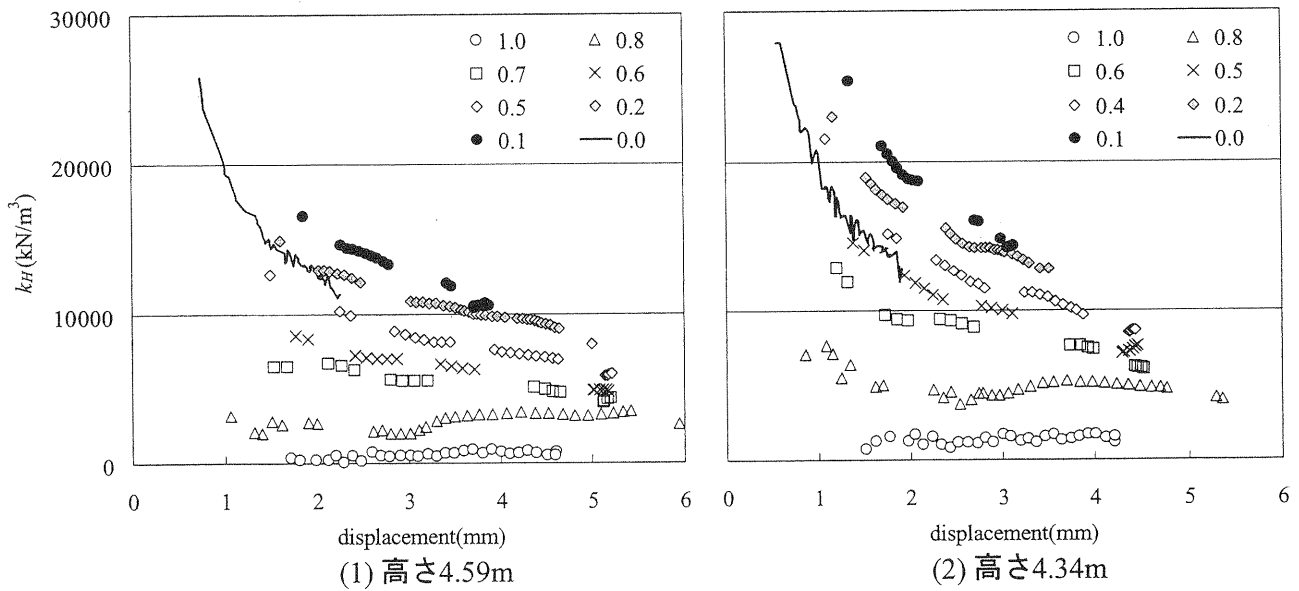


図 3.4.8 杭変位と地盤反力係数の相関

Fig. 3.4.8 Correlation between pile displacement and coefficient of subgrade reaction.

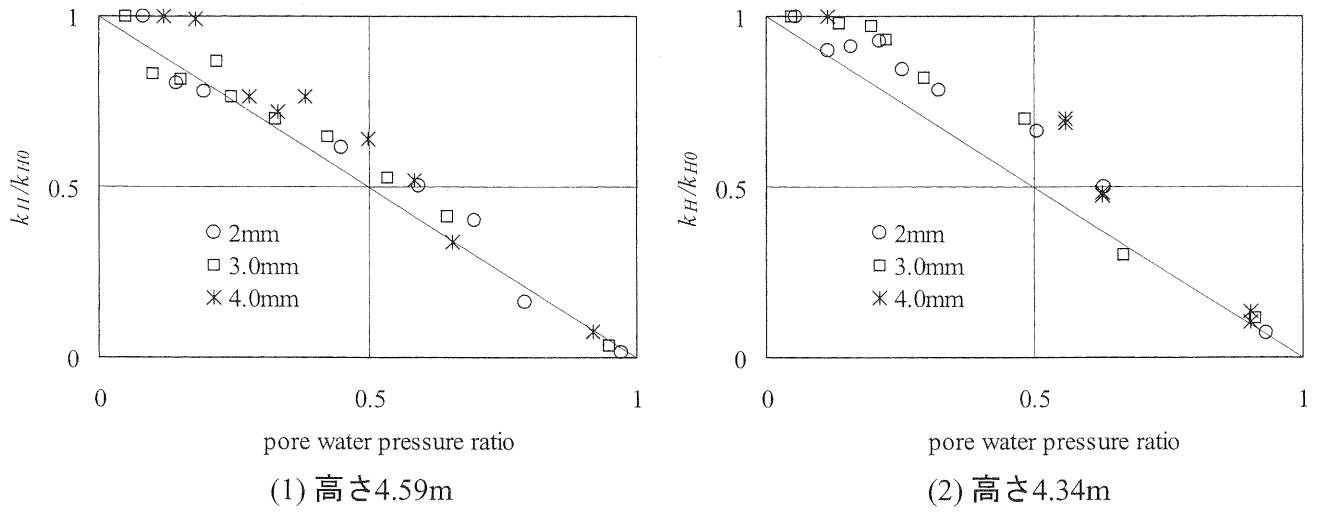


図 3.4.9 地盤反力係数の低減と過剰間隙水圧比の相関
 Fig. 3.4.9 Correlation between reduction of coefficient of subgrade reaction and pore water pressure ratio.

3.5 杭頭加振実験における地盤反力

杭基礎を設計するうえで、水平地盤反力の把握は重要である。一般に非液状化地盤では、水平地盤反力は杭と地盤の相対変位に依存する。しかし、液状化地盤の場合、水平地盤反力が相対変位に依存するか、相対速度に依存するか十分な検討がされていない。そこで、杭頭加振実験に基づき、液状化地盤における水平地盤反力のメカニズムについて検討する。

3.5.1 実験概要

振動台加振による液状化実験では、地盤の変位・速度を精度良く計測するのが難しい。それに対し、杭頭加振実験では、地盤が振動しないため、杭の変位・速度から、精度良く杭と地盤の相対変位・相対速度を得ることができる。そこで、土槽下部からボーリングすることで液状化を再現して、その前後で杭頭加振を行った。加振モーメントは一定 (98 kNm) とし、2～9 Hz の範囲で sin 波スイープ加振をした。実験では加速度、間隙水圧、杭の曲げ歪を測定した。杭の曲げ歪から算定される杭の曲げモーメント (M) を、2 回微分することにより水平地盤反力 (P) を求めた。また、杭加速度を 1 回積分して杭速度 (V)、2 回積分して杭変位 (D) を求めた。

3.5.2 水平地盤反力と杭変位・杭速度の関係

深さ 1.5 m での自由地盤と杭周辺の過剰間隙水圧比、杭変位、杭の曲げモーメント、水平地盤反力の波形を、杭変位が最大になる時間を中心にして、図 3.5.1 に示す。非液状化地盤の場合、杭変位が約 2 秒から増加し始め、4 秒で最大となる。これは、起振機の加振周波数が地盤-杭-構造物系の固有周波数に近づいたためである。また、ほぼ同じ時間に杭周辺の間隙水圧比が増加しているが、自由地盤の間隙水圧比は増加していない。これから、杭周辺の過剰間隙水圧は、杭の振動により励起されたと考えられる。液状化地盤の場合、杭変位は約 3 秒から急激に増加し始め 4 秒で最大になる。自由地盤と杭周辺の間隙水圧比は 1 に近く、ボーリングによってほぼ液状化していることが分かる。非液状化地盤、液状化地盤ともに、杭変位が最大になる直前に杭の曲げモーメントおよび地盤反力が最大となる。その後、非液状化地盤では地盤反力が若干低下するのに対し、液状化地盤では地盤反力が大幅に低下する。

非液状化地盤において、杭変位と水平地盤反力の関係を図 3.5.2 に、杭速度と水平地盤反力の関係を図 3.5.3 に、それぞれ杭変位が一定である過程 (0～2 s)、杭変位が増加する過程 (2～4 s)、杭変位が減少して一定になる過程 (4～8 s) について示す。杭変位と地盤反力の関係では、どの過程でも杭変位のピークと地盤反力のピークが対応している。一方、杭速度と地盤反力の関係では、どの過程でもループは丸く、杭速度と地盤反力のピークの対応が悪い。これから、非液状化地盤の場合、つねに地盤反力は杭変位と相関が良いことが分かる。

同様の過程において、液状化地盤における杭変位と水平地盤反力の関係を図 3.5.4 に、杭速度と水平地盤反力の関係を図 3.5.5 に示す。杭変位が一定である過程 (0～3 s)、

杭変位が減少して一定になる過程 (4～8 s) では、杭速度と地盤反力のピークが対応し、地盤反力と杭速度の相関が良いことが分かる。一方、杭変位が増加する過程 (3～4 s) では、地盤反力は杭速度だけでなく、杭変位とも相関が良い傾向が認められる。

3.5.3 杭変位と水平地盤反力の位相差

水平地盤反力の依存性をさらに検討するために、杭変位と地盤反力のピークの時間差から位相差 (f) を求め、杭変位ピークの絶対値の時間変化とともに、図 3.5.6 に示す。位相差ゼロだと地盤反力は杭変位に比例し、位相差 90° だと地盤反力は杭速度に比例する。非液状化地盤の場合、つねに位相差は 45° 以下と小さく、地盤反力は杭変位と相関が良いことが分かる。液状化地盤の場合、杭変位が一定である過程、杭変位が減少して一定になる過程では、位相差はほぼ 90° であり、地盤反力は杭速度と相関が良い。一方、杭変位が増加する過程では、位相差が減少しはじめ、地盤反力と杭速度の相関は徐々に低くなる。杭変位が最大になる直前、すなわち杭の曲げモーメント最大時には、位相差は 45° 以下となり、地盤反力は杭変位と相関が良いことが分かる。

3.5.4 まとめ

杭頭加振実験から水平地盤反力と杭変位、杭速度の関係を検討し、以下の結果を得た。

- 1) 非液状化地盤の場合、つねに地盤反力は杭変位と相関が良い。
- 2) 液状化地盤の場合、杭変位が一定である過程、杭変位が減少して一定になる過程では、地盤反力は杭速度と相関が良い。一方、杭変位が増加する過程では、地盤反力と杭速度の相関が徐々に低くなり、杭の曲げモーメント最大時には、地盤反力は杭変位と相関が良くなる。

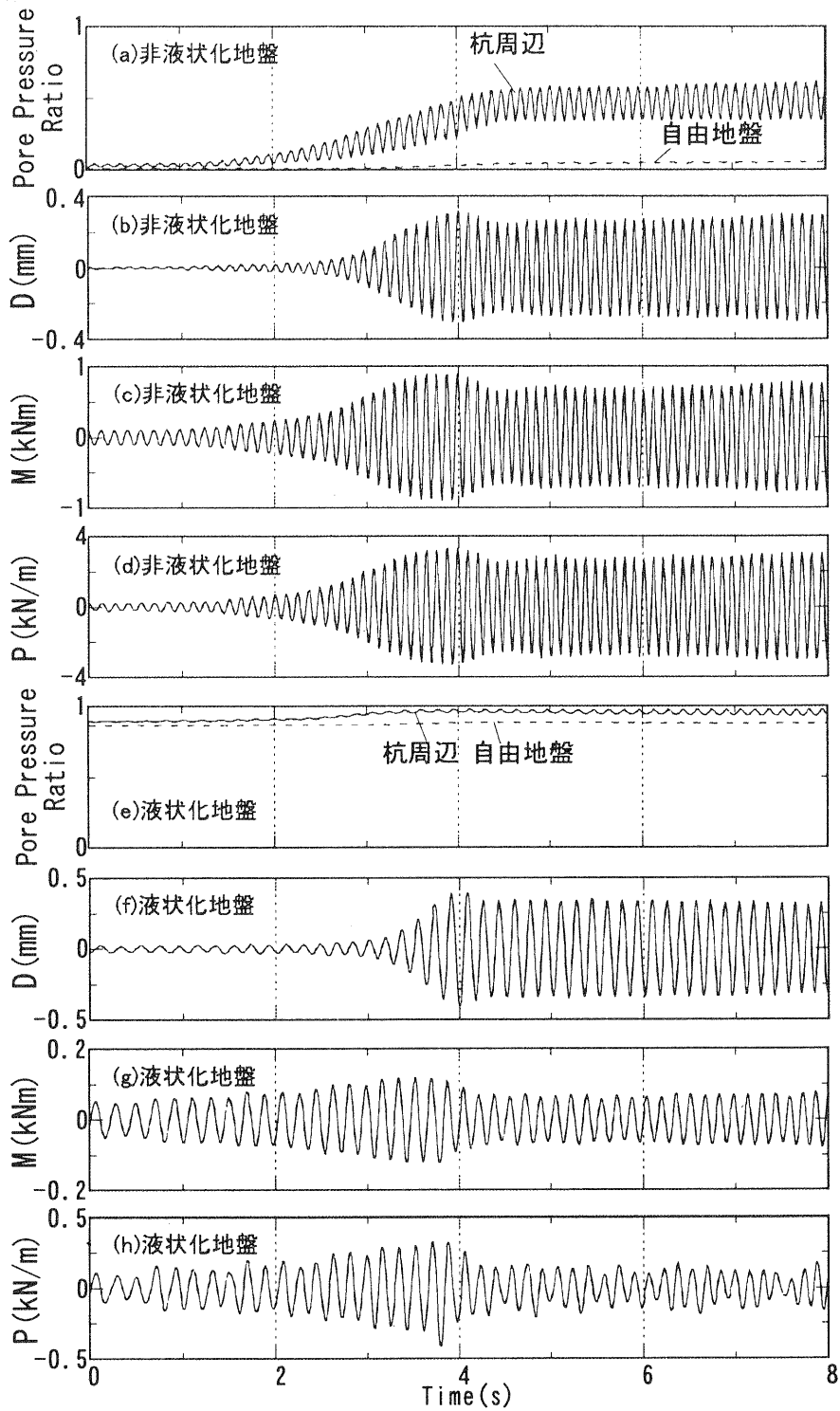


図 3.5.1 過剰間隙水圧比，杭変位，杭の曲げモーメント，水平地盤反力の時刻歴
 Fig. 3.5.1 Time histories of excess pore water pressure ratio, pile displacements, bending moment of pile and subgrade reaction.

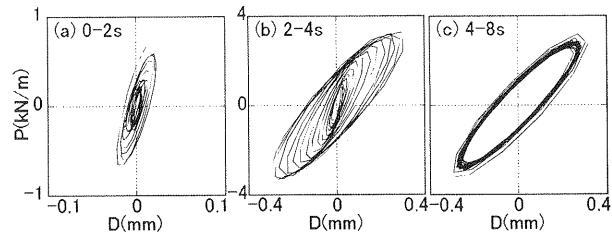


図 3.5.2 非液状化地盤における杭変位と水平地盤反力の関係
 Fig. 3.5.2 Relation between pile displacement and horizontal subgrade reaction (Non liquefied case).

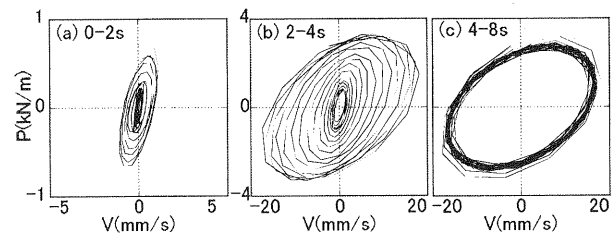


図 3.5.3 非液状化地盤における杭速度と水平地盤反力の関係
 Fig. 3.5.3 Relation between pile velocity and horizontal subgrade reaction (Non liquefied case).

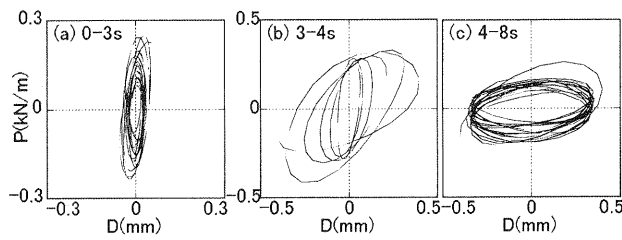


図3.5.4 液状化地盤における杭変位と水平地盤反力の関係
 Fig. 3.5.4 Relation between pile displacement and horizontal subgrade reaction (Liquefied case).

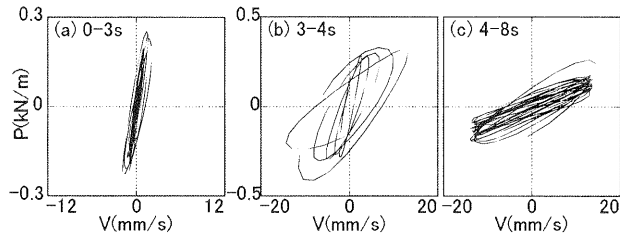


図3.5.5 液状化地盤における杭速度と水平地盤反力の関係
 Fig. 3.5.5 Relation between pile velocity and horizontal subgrade reaction (Liquefied case).

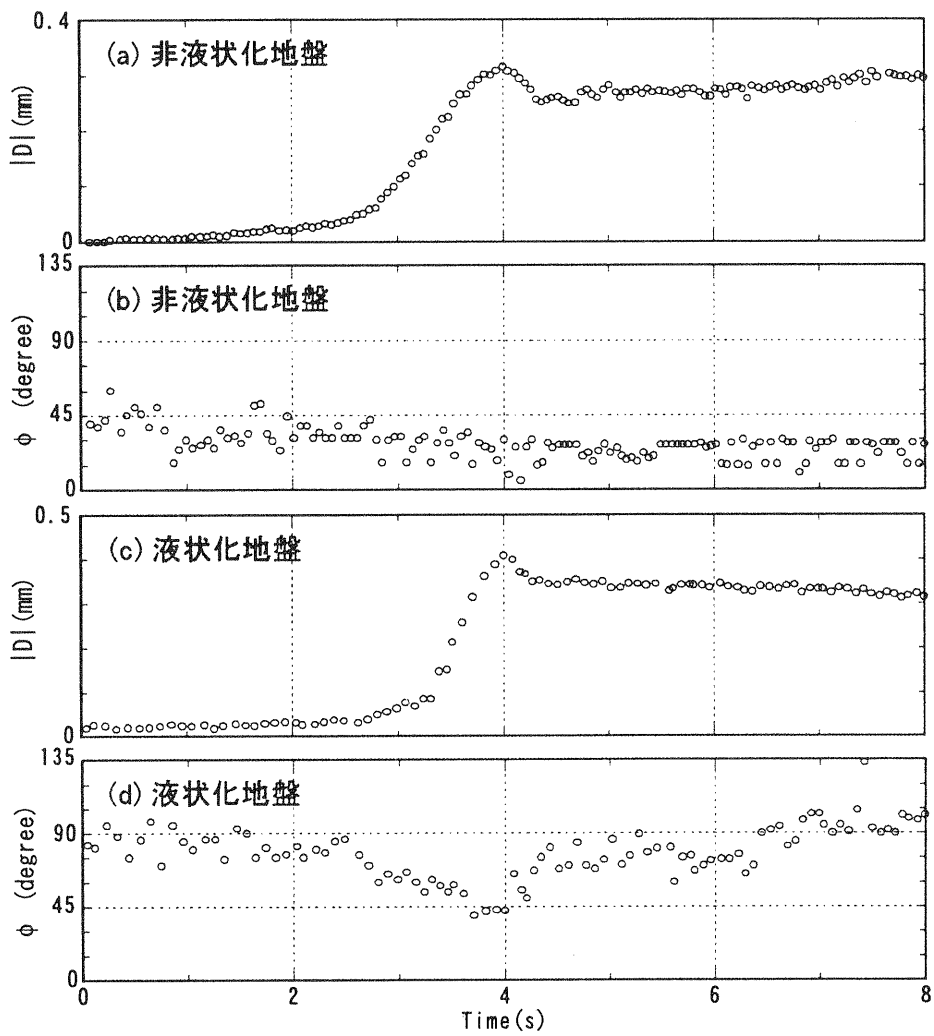


図 3.5.6 位相差と杭変位のピークの時間変化
 Fig. 3.5.6 Time histories of phase difference and pile displacement.

3.6 地震波加振における杭の水平地盤反力

3.6.1 はじめに

液状化時の杭の水平地盤反力変位関係を明らかにすることは、地盤—杭基礎—構造物系での相互作用を検討する上で、重要である。このため、地盤反力変位関係に関する研究が行われているが、多くは非液状化時のデータによるもので、液状化過程での地盤反力変位関係については明らかにされていない点が多い。

最近のWilson (1998)の研究では、振動台実験に基づき、液状化過程での地盤反力変位関係を推定している。この研究では、曲げ歪みを差分によって深度方向に微分することで、地盤反力を推定している。しかし、歪みの計測データが少ないため、得られた地盤反力の精度は十分とは言えず、より信頼性の高い液状化過程での地盤反力変位関係の解明が、求められている。

本実験では、歪みゲージを25cm間隔と密に貼って計測しており、差分による微積分も、より高い精度を期待できる。また、地盤および杭の加速度が測定されており、これらを積分することで、加振中の地盤と杭の相対変位を、別途、求めることができる。本節では、このような大型振動台の地震波加振実験に基づいて、液状化過程での地盤反力変位関係および地盤反力係数を時刻歴で求め、これに影響を与える要因について考察する。また、それらの要因を踏まえ、地盤反力変位関係をモデル化する。

3.6.2 評価方法

(1) 検討対象

実験で計測されたコーン貫入値を、表 3.6.2-1 に示す。表に示すように、実験シリーズは、A1, BL, B1の順に地盤密度が高くなっている。本節では、地盤密度と入力加速度の影響を明らかにするため、A1シリーズ120gal入力(A1-120)、BLシリーズ120gal入力(BL-120)、240gal入力(BL-240)、B1シリーズ120gal入力(B1-120)の4ケースを検討対象とし、杭の水平地盤反力変位関係を求める。

(2) 地盤反力と変位の算定

杭の曲げモーメント(M)、杭の水平変位(y)、水平地盤反力(p)の関係は、次式により与えられる。

$$M = -EI \frac{d^2y}{dx^2} \quad (3.6.1)$$

$$\frac{d^2M}{dx^2} = -p \quad (3.6.2)$$

ここで、 EI は杭の曲げ剛性、 x は深度を表している。図 3.6.2-1 に示すように、測定された杭の曲げ歪みを、深度方向に、差分により微分または積分することで、水平地盤反力、杭変位を求める。ここで、各深度に対する値は、上下の深度を含めた3点を重み付き平均することで、平滑化している。また、地盤および杭の加速度記録を時間で積分して、変位、速度を求める。ここで求められる杭変位は、杭の曲げ歪みから求められる値と、一致することを確認している。本節では、地盤と杭の相対変位および相対速度は、加速度記録から求めたものを用いる。な

お、加速度記録の波形処理では、0.2～20Hzのバンドパスフィルターをかけている。

3.6.3 水平地盤反力の評価

(1) 時刻歴

図 3.6.3-1～3にBL-120深度1.0m、2.5m、4.5mでの地盤変位、杭変位、相対変位、相対速度、地盤反力、間隙水圧比を示す。深度1.0m、2.5mの間隙水圧比は、18秒付近で1に達し、地盤は液状化していることがわかる。一方、深度4.5mでの間隙水圧比は0.6程度に留まり、液状化には至っていない。

地盤および杭の変位は、いずれの深度においても、間隙水圧の上昇とともに、大きくなる傾向が見られる。しかし、その相対変位は、深度によって異なる傾向を示す。すなわち、深度1.0mでは、液状化後に地盤変位が杭変位より大きくなり、地盤が杭を押す傾向にある。深度2.5mでは、液状化後においても、杭変位が地盤変位より大きく、杭が地盤を押す傾向にある。深度4.5mでは、地盤変位と杭変位の波形はほぼ同じで、相対変位は小さい。

なお、深度1.0mの地盤反力は、液状化後の波形のピークが、相対速度と一致する。一方、深度2.5m、4.5mの地盤反力の波形のピークは、終始、相対変位と一致する傾向にある。このことから、間隙水圧上昇後、深度1.0mの地盤反力は、速度に応じて生じているのに対し、深度2.5m、4.5mの地盤反力は、変位に応じて生じていると考えられる。

(2) 水平地盤反力と相対変位および相対速度の関係

以上の傾向を説明するために、図 3.6.3-4, 5にBL-120深度1.0m、2.5m、4.5mでの地盤反力と相対変位、相対速度との関係を、0～20秒、20～50秒、50～80秒にわけて示す。深度1.0mでの地盤反力は、時間の経過と共に相対変位との位相がずれ、液状化後の20秒以降では、相対変位より相対速度と相関が良くなっている。一方、深度2.5m、4.5mでの地盤反力は、液状化の程度に関わらず、終始、相対変位と相関が良い。以上より、地表近くの低密地盤は、液状化したことにより、粘性流体的な挙動を示すと考えられる。このことは、表 3.6.2-1で、深度1.0mのコーン貫入値が小さいことに対応している。

深度2.5mの液状化過程(0～20秒)では、地盤反力変位関係の傾きが、徐々に低下する傾向にある。ただし、液状化後に変位がある値(0.5～1.0cm)より大きくなると、変位の増加に伴って地盤反力が急激に大きくなるひずみ硬化が見られ、地盤反力変位関係は逆S字型になる。これは、杭周辺の地盤ひずみの増大により、間隙水圧が減少し有効応力が増加するダイレンタンシーの影響と考えられる。深度4.5mでは、間隙水圧比の上昇が0.6程度に留まっているため、変位の増大は抑えられ、地盤反力変位関係の傾きに大きな変化は見られない。

図 3.6.3-6に、BL-120と入力加速度がその2倍になるBL-240深度2.5m、4.5mでの地盤反力と相対変位の関係を示す。BL-240での相対変位は、BL-120の同深度と比較して、大きくなっている。その結果、BL-240深度2.5mでは、液状化後のひずみ硬化は見られず、時間の経過と

ともに、地盤反力変位関係の傾きは小さくなる。これは、入力が大ききことにより、繰り返しの履歴に伴って、杭周辺地盤でのダイレンタンシーの発生が、抑えられているためと考えられる。BL-240深度4.5mでは、BL-120に比べ、地盤反力変位関係の傾きが小さくなっている。これは、この深度での間隙水圧比がBL-120より大きく、時間とともに変位が大きくなっているためと考えられる。

図3.6.3-7に、BL-120と地盤密度が異なるA1-120, B1-120深度2.5mでの地盤反力と相対変位の関係を示す。地盤反力変位関係は、地盤密度の影響を大きく受け、地盤密度が高くなるほど、その傾きが鋭くなる。BL-120と比較すると、地盤密度の低いA1-120では、相対変位は大きく、地盤反力変位関係の傾きは小さく、液状化後のひずみ軟化が著しい。一方、地盤密度の高いB1-120では、相対変位は小さく、地盤反力変位関係の傾きは大きく、繰り返し履歴によるひずみ軟化は見られない。

以上より、地盤反力変位関係には、変位および速度だけでなく、間隙水圧、地盤密度、入力レベルが影響していることがわかった。

3.6.4 水平地盤反力係数の評価

(1) 水平地盤反力係数の時刻変化

図3.6.4-1, 2に、BL-120, BL-240深度2.5m, 4.5mでの、地盤反力と相対変位の関係から求めた地盤反力係数の変化、間隙水圧比の変化を示す。いずれの実験でも、地盤反力係数は、深い地点ほど、その値が大きくなる。これは、拘束圧の影響と考えられる。また、入力が大ききBL-240の地盤反力係数は、BL-120の同深度と比較して、小さくなっている。これは、入力の増大により相対変位が増加したことに加え、間隙水圧の上昇も大きくなっているためと考えられる。

(2) 間隙水圧による影響

間隙水圧の影響を調べるために、図3.6.4-3に、BL-240深度2.5m, 4.5mにおける、水圧上昇過程での地盤反力係数と間隙水圧比の関係を示す。変位が小さい(0.01cm以下)点では、精度が期待できないため、除いて表示する。いずれの深度でも、地盤反力係数は、間隙水圧の上昇に伴って、線形的に低下する傾向にある。このことは、既往の研究(Liu and Dobry, 1995)とも一致する。

図3.6.4-4, 5に、BL-120, BL-240深度2.5m, 4.5mでの地盤反力係数と間隙水圧比の関係を示す。液状化まで(0~20秒)を○、それ以降を△(20~50秒)と×(50~80秒)で示す。両実験とも、深度2.5mの地盤反力係数は、間隙水圧の上昇とともに低下するが、間隙水圧上昇後においても、低下している。BL-120深度4.5mの地盤反力係数は、ほぼ一定であるのに対し、BL-240深度4.5mの地盤反力係数は、間隙水圧が上昇した後でも、低下を見せる。以上より、地盤反力係数の変動は、間隙水圧比以外の要因の影響も受けていることがわかる。

(3) 相対変位による影響

相対変位の影響を調べるために、図3.6.4-6に、BL-240深度2.5m, 4.5mでの、間隙水圧上昇後の地盤反力係数と相対変位の関係を示す。いずれの深度でも、地盤反力

係数は、相対変位に反比例して小さくなる傾向にある。

図3.6.4-7, 8に、BL-120, BL-240深度2.5m, 4.5mでの、地盤反力係数と相対変位の関係を示す。地盤反力係数は、入力のレベルによって生じる相対変位に大きく影響を受ける。すなわち、入力の大きいBL-240の地盤反力係数の低下は、深度2.5mでは2桁程度、深度4.5mでは1桁程度であるのに対し、BL-120の地盤反力係数の低下は、深度2.5mでは1桁程度、深度4.5mではわずかである。また、いずれの結果でも、50秒以降に変位が小さくなると、地盤反力係数がもとの値近くまで大きくなる傾向がある。

(4) 密度の違いによる影響

図3.6.4-9にA1-120, B1-120深度2.5mの地盤反力係数と相対変位の関係を示す。A1-120の地盤反力係数は、2桁程度低下するのに対し、B1-120の地盤反力係数の低下は、1桁程度に留まっている。これは、密度の高い地盤では、ダイレンタンシーの影響により、地盤反力係数の低下は抑えられていると考えられる。

3.6.5 地盤反力変位関係のモデル化

(1) 地盤反力係数および地盤反力変位関係

地盤反力係数は、間隙水圧の上昇や相対変位の増大に伴い、低下することがわかった。また、この傾向は、地表に近く、地盤密度が低いほど顕著であることがわかった。これらの要因を踏まえて、地盤反力変位関係をモデル化する。

地盤反力(p)は、地盤反力係数(k_h)、杭径(B)、相対変位(y)を用いて、次式で与えられる。

$$p = k_h B y \quad (3.6.3)$$

また、地盤反力係数を、次式のように推定する。

$$k_h = 2k_{h1}(1-U) / \left(1 + \left| \frac{y}{y_1} \right| \right) \quad (3.6.4)$$

ここに、 k_{h1} は基準地盤反力係数、 y_1 は基準相対変位を表し、 U はその深度における間隙水圧比を表している。相対変位と間隙水圧比がゼロの時の初期地盤反力係数(k_{h0})は、 $k_{h0} = 2k_{h1}$ となり、相対変位が y_1 時の地盤反力係数は、 $k_h = k_{h1}(1-U)$ となる。また、(3.6.3)、(3.6.4)式より、次式を得る。

$$p = 2k_{h1}(1-U) B y / \left(1 + \left| \frac{y}{y_1} \right| \right) \quad (3.6.5)$$

地盤反力の最大値(p_{\max})は、(3.6.5)式中の y を無限大にして、次式となる。

$$p_{\max} = 2k_{h1}(1-U) B y_1 \quad (3.6.6)$$

(3.6.5)、(3.6.6)式より、地盤反力を無次元化すると、地盤反力変位関係の骨格曲線が次式で表わせる。

$$\frac{p}{p_{\max}} = \frac{|y/y_1|}{1 + |y/y_1|} \quad (3.6.7)$$

履歴曲線には、最大減衰が調節できる修正Masing則を適

用する。また、最大減衰は20%とする。

(2) k_{h1} , y_1 の推定

実験ではコーン貫入値が測定されており、コーン貫入値 (q_c (kgf/cm²)) は次式 (山田ほか, 1992) を用いて、標準貫入試験値 (N値) に変換できる。

$$q_c = 10ND_{50}^{0.22} \approx 7.7N \quad (3.6.8)$$

ここに、 D_{50} (=0.31mm) は平均粒径である。このN値から、建築基礎構造設計指針に示される (3.6.9), (3.6.10) 式を用いて、基準地盤反力係数 (k_{h1} (kgf/cm³)) を推定する。

$$E_o = 7N \quad (3.6.9)$$

$$k_{h1} = 0.8E_o B^{-0.75} \quad (3.6.10)$$

ここに、 E_o (kgf/cm²) は変形係数、 B は杭径 (cm) を表す。表 3.6.5-1 に BL シリーズの、表 3.6.5-2 に深度 2.5 m の、コーン貫入値と基準地盤反力係数を示す。表 3.6.5-1 中の深度 4.0 m, 4.5 m では、コーン貫入値のデータが得られてないが、非液状化層での地盤反力係数は、少なくとも液状化層より大きいものとして、69.4 (MN/m³) と仮定している。

3.6.6 提案モデルの妥当性

(1) 推定された地盤反力係数と実験値の比較

(3.6.4) 式を用いて、実験における地盤反力係数の時刻歴を推定する。図 3.6.6-1, 2 に、BL-120, BL-240 深度 2.0 m, 2.5 m, 3.0 m, 3.5 m, 4.0 m, 4.5 m での、地盤反力係数の実験値と推定値の時刻変化を示す。推定された地盤反力係数は、浅い地点ほど時間の経過と共に小さくなる傾向と、入力が大きくなるとその低下が大きくなる傾向を、捉えている。

図 3.6.6-3 に、異なる実験シリーズ A1-120, B1-120 深度 2.5 m での、地盤反力係数の実験値と推定値を示す。推定された地盤反力係数は、密度の低い地盤ほど、その低下が大きくなる傾向を、よく捉えている。

(2) 推定された地盤反力変位関係と実験値の比較

図 3.6.6-4 に、BL-120, BL-240 深度 2.5 m, 4.5 m での推定された地盤反力変位関係を示す。いずれの深度でも、入力が大きいと繰り返しの履歴に伴って、その傾きが小さくなる傾向にある。また、深度 2.5 m では、地盤反力変位関係が逆 S 字型になる。これらのことは、図 3.6.3-6 の実験値と、よく対応している。

図 3.6.6-5 に A1-120, BL-120, B1-120 深度 2.5 m での推定された地盤反力変位関係を示す。推定された地盤反力変位関係は、地盤密度が高いほど、時間の経過とともにその傾きが鋭くなっている。図 3.6.3-7 の実験値の傾向を良く捉えている。

3.6.7 まとめ

大型振動台実験結果に基づいて、水平地盤反力と地盤と杭の相対変位および相対速度の関係、地盤反力係数を時刻歴で求め、以下の結論を得た。

1) 液状化前および液状化後の中密、高密地盤では、杭の

変位が地盤の変位より大きく、地盤反力は相対変位と良い相関を示す。液状化後に地盤の変位が杭の変位より大きくなる低密地盤では、地盤は粘性流体的な挙動を示し、地盤反力は相対速度と良い相関を示す。

2) 液状化後では、地盤密度が低いほど、地表に近いほど、杭と地盤の相対変位が大きくなり歪み軟化を示す。一方、中密および高密の地盤では、地盤反力変位関係が逆 S 字型になる歪み硬化を示す。ただし、入力が大きくなると、繰り返しの履歴に伴い、地盤反力変位関係の傾きは小さくなり、逆 S 字型も見られなくなる。

3) 地盤反力係数は、間隙水圧の上昇と、相対変位の増大に伴って、小さくなり、その傾向は地盤密度が低いほど顕著である。

4) 以上の要因を踏まえ、地盤反力係数および地盤反力変位関係をモデル化し、実験における値を時刻歴で推定した。推定された値は、実験での地盤反力係数の変化、地盤反力変位関係を、実験シリーズや深度によらず、概ね捉えることができた。

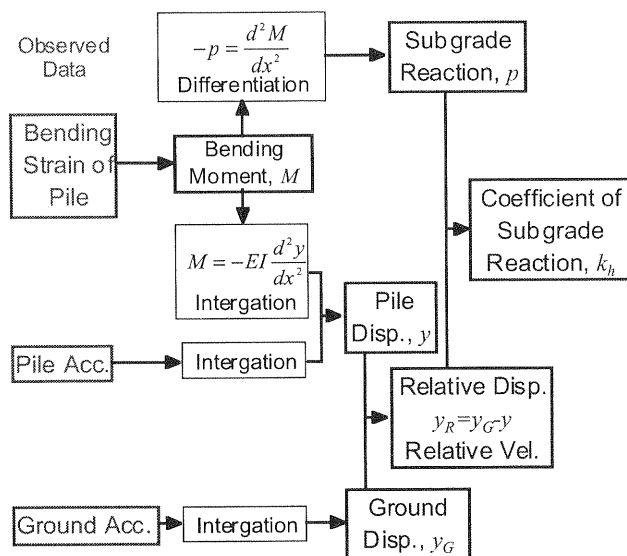


図 3.6.2-1 地盤反力変位関係算定方法
 Fig. 3.6.2-1 Computation of time history of p-y relations.

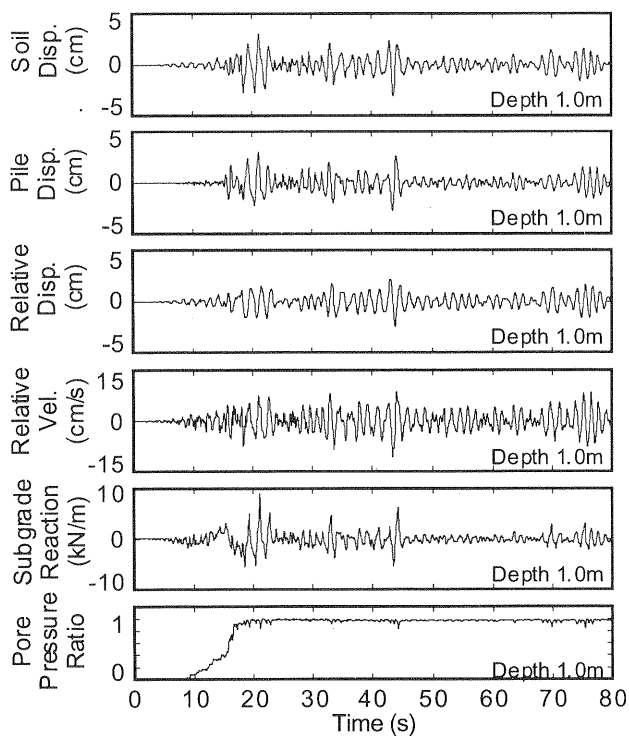


図 3.6.3-1 BL-120の深度1.0mでの時刻歴
 Fig. 3.6.3-1 Time histories at 1.0m depth in BL-120.

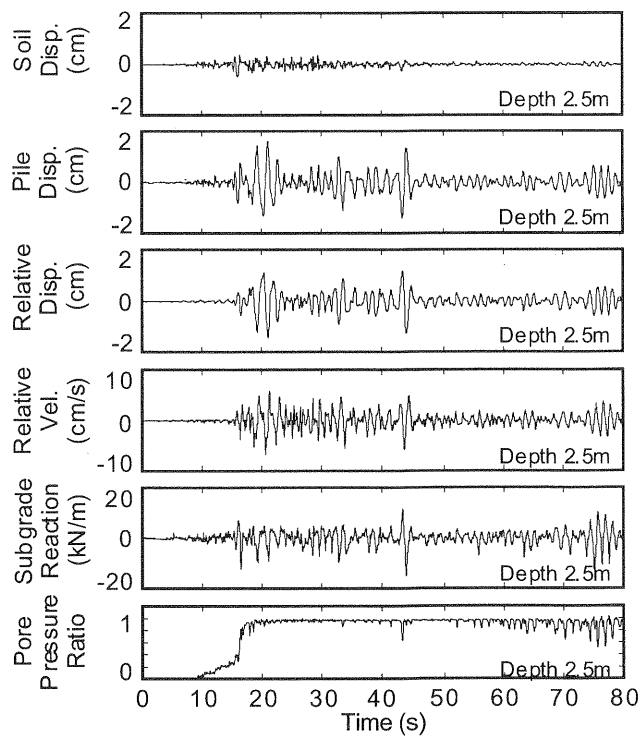


図 3.6.3-2 BL-120の深度2.5mでの時刻歴
 Fig. 3.6.3-2 Time histories at 2.5m depth in BL-120.

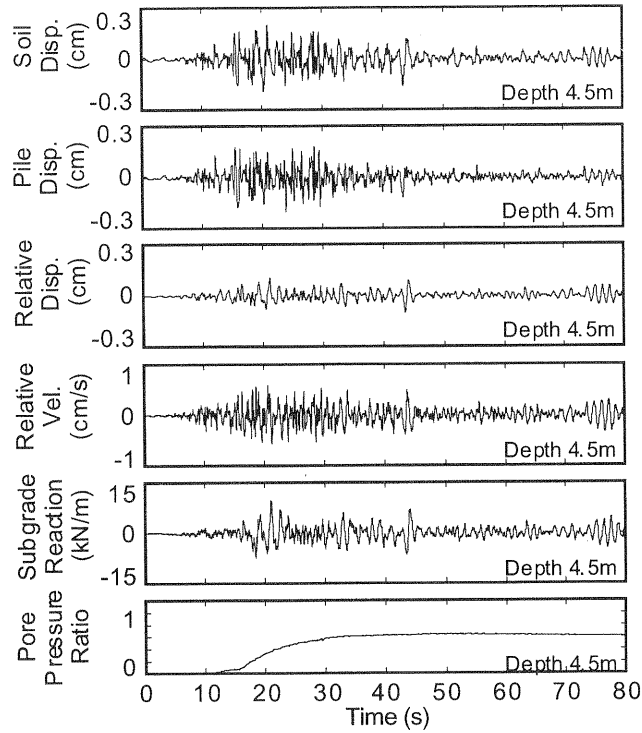


図 3.6.3-3 BL-120の深度4.5mでの時刻歴
 Fig. 3.6.3-3 Time histories at 4.5m depth in BL-120.

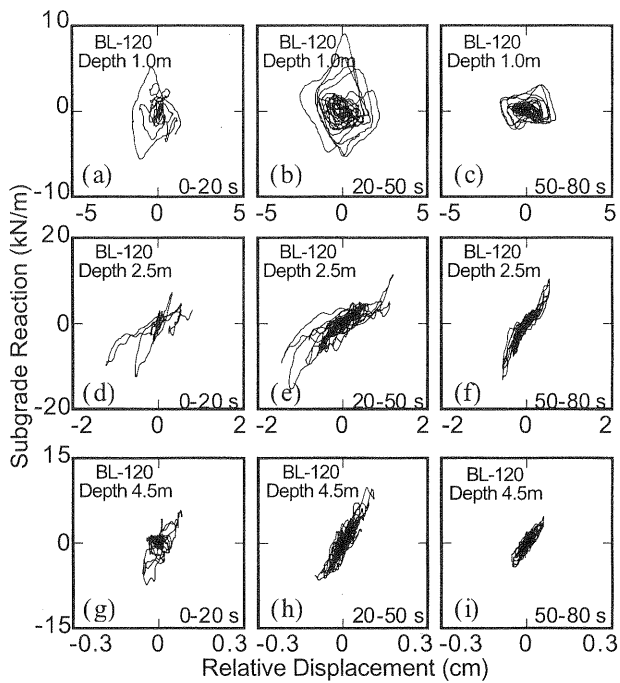


図 3.6.3-4 BL-120の地盤反力変位関係
 Fig. 3.6.3-4 Relationships between subgrade reaction and relative displacement in BL-120.

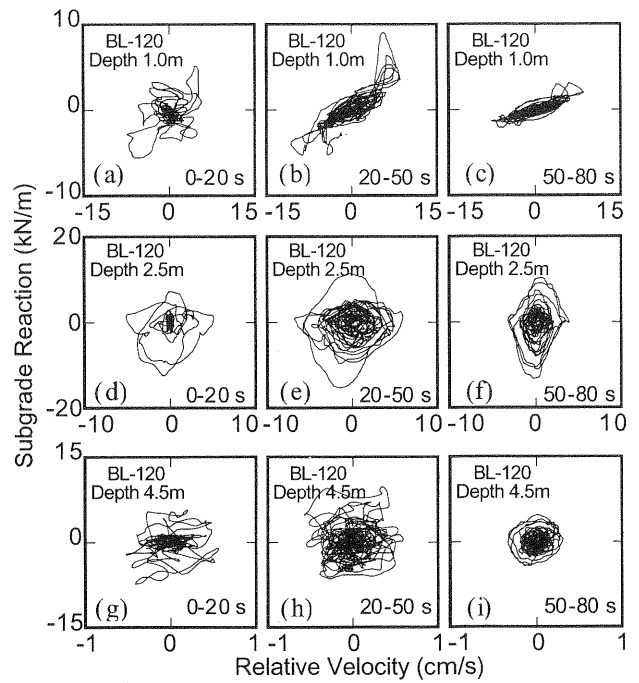


図 3.6.3-5 BL-120の地盤反力速度関係
 Fig. 3.6.3-5 Relationships between subgrade reaction and relative velocity in BL-120.

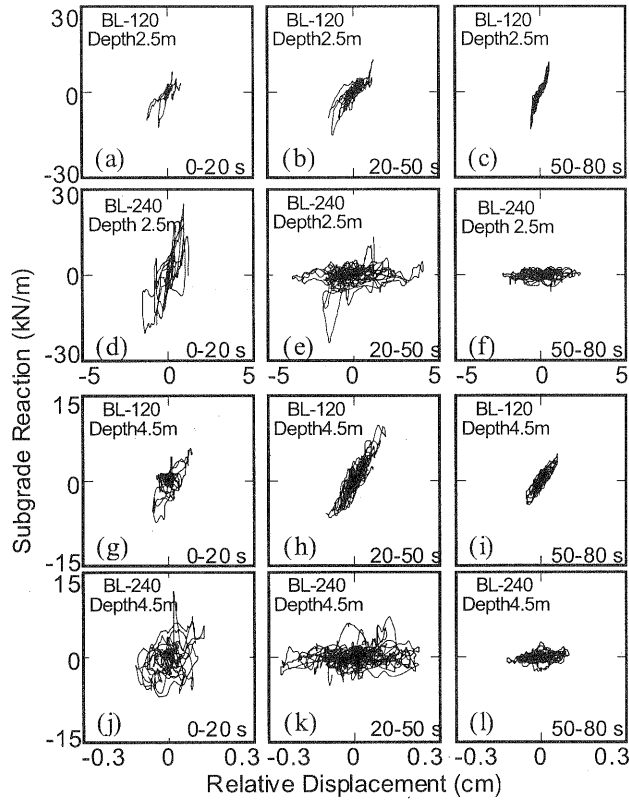


図 3.6.3-6 BL-120, BL-240 の地盤反力変位関係
 Fig.3.6.3-6 Relationships between subgrade reaction and relative displacement in BL-120 and BL-240.

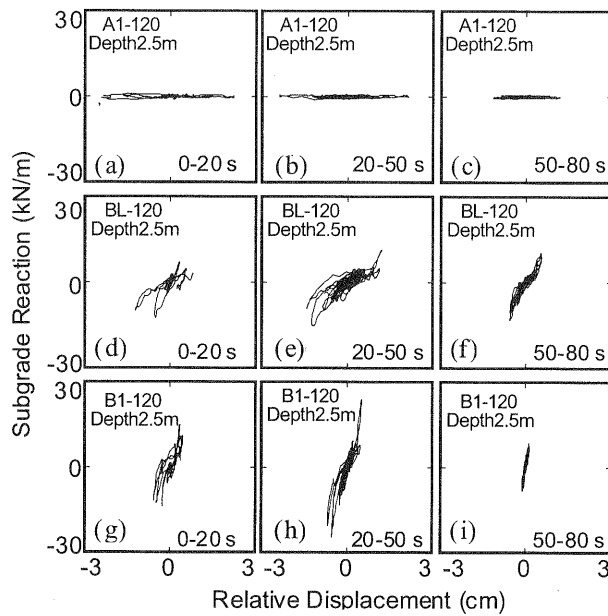


図 3.6.3-7 A1-120, BL-120, B1-120 の地盤反力変位関係
 Fig.3.6.3-7 Relationships between subgrade reaction and relative displacement in A1-120, BL-120 and B1-120.

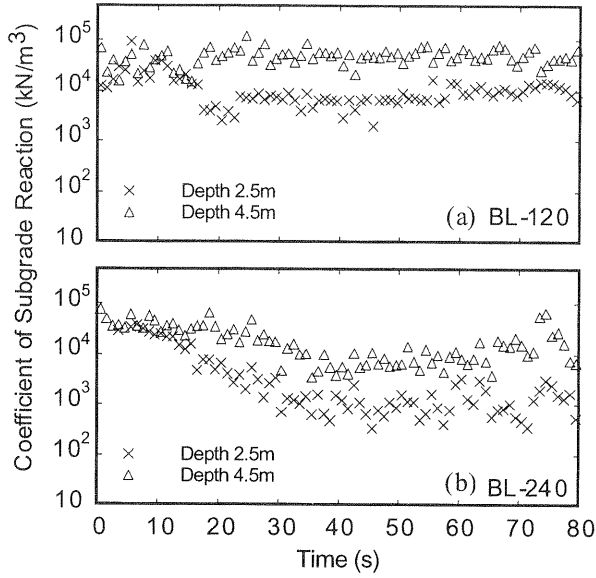


図 3.6.4-1 BL-120, BL-240での地盤反力係数の変化
Fig. 3.6.4-1 Change in coefficient of subgrade reaction with time in BL-120 and BL-240.

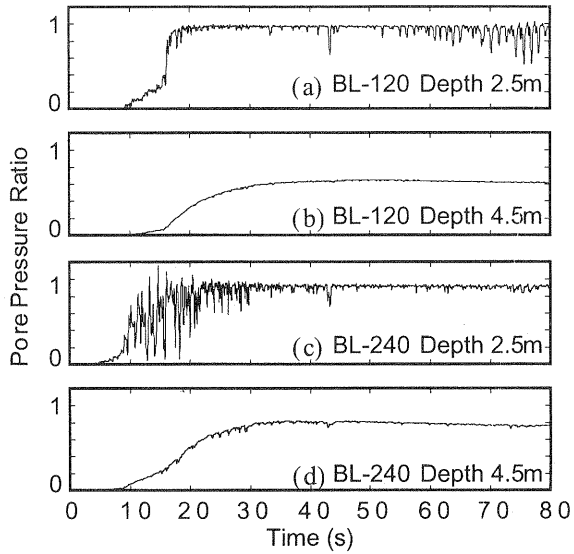


図 3.6.4-2 BL-120, BL-240での間隙水圧比の変化
Fig. 3.6.4-2 Change in pore pressure ratio with time in BL-120 and BL-240.

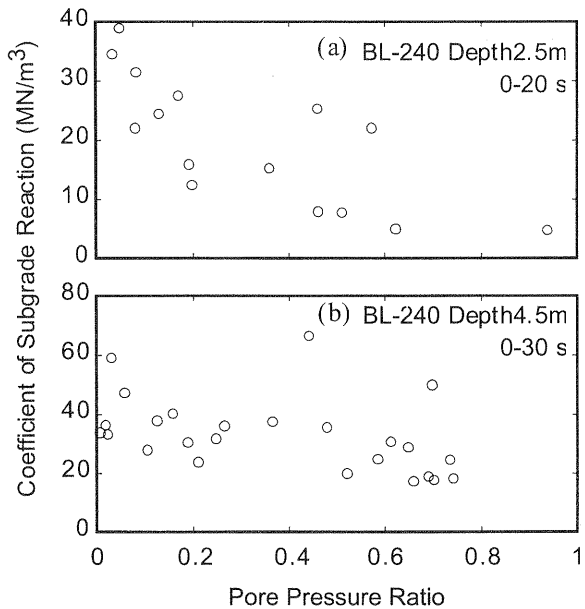


図 3.6.4-3 BL-240での水圧上昇過程における地盤反力係数の変化
Fig. 3.6.4-3 Change in coefficient of subgrade reaction with pore pressure ratio rising in BL-240.

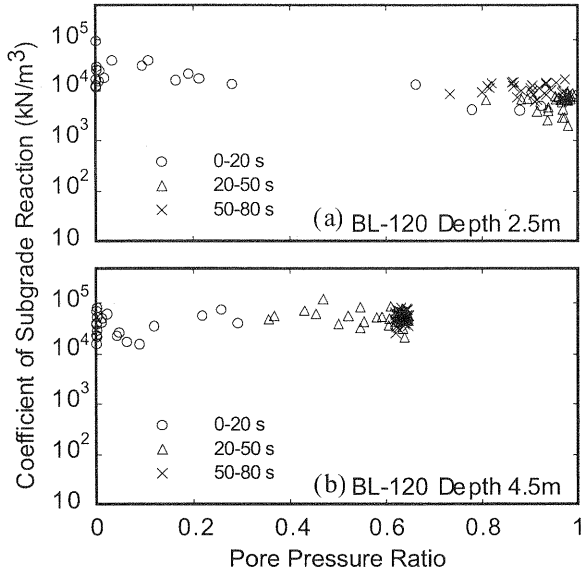


図 3.6.4-4 BL-120での地盤反力係数と間隙水圧比の関係

Fig. 3.6.4-4 Relationships between coefficient of subgrade reaction and pore pressure ratio in BL-120.

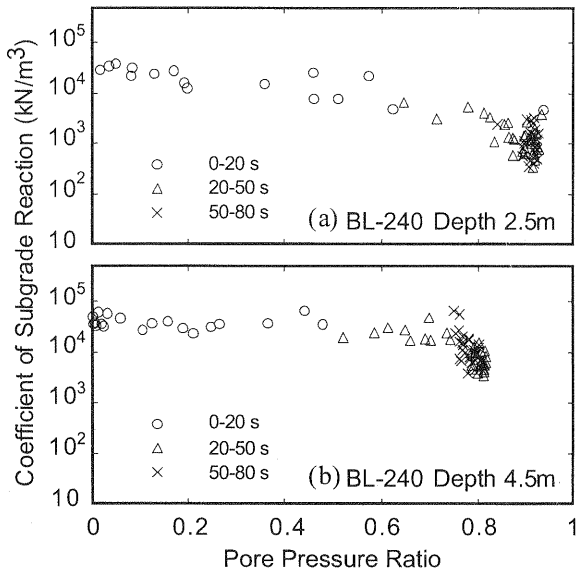


図 3.6.4-5 BL-240での地盤反力係数と間隙水圧比の関係

Fig. 3.6.4-5 Relationships between coefficient of subgrade reaction and pore pressure ratio in BL-240.

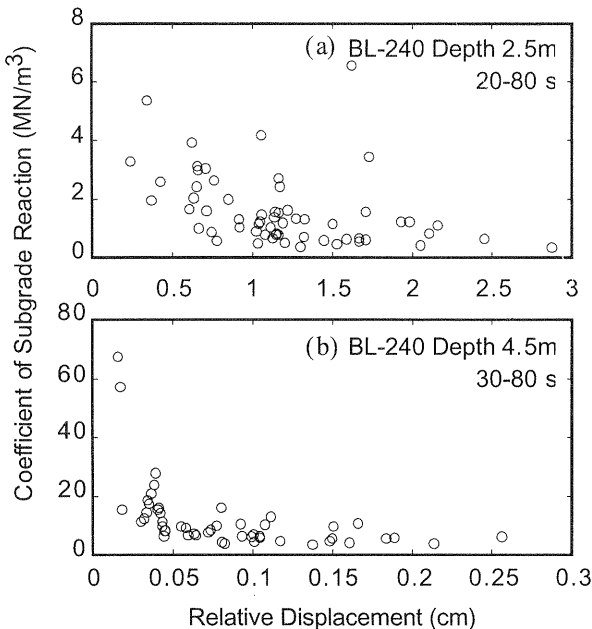


図 3.6.4-6 BL-240での水圧上昇後における地盤反力係数の変化

Fig. 3.6.4-6 Change in coefficient of subgrade reaction with relative displacement in BL-240.

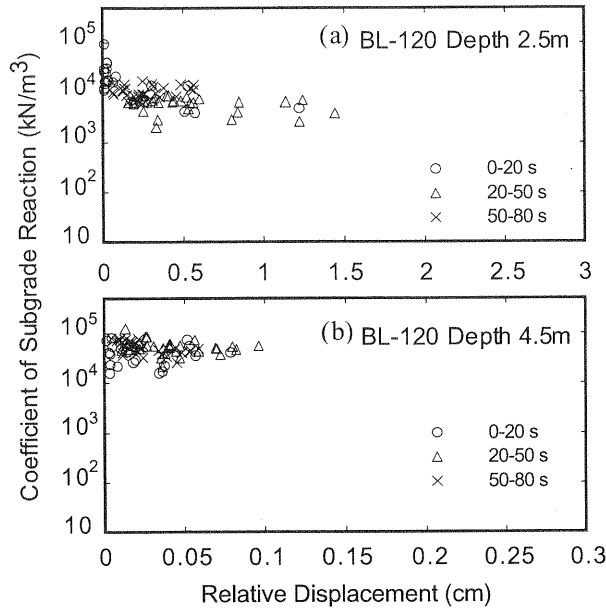


図 3.6.4-7 BL-120での地盤反力係数と相対変位の関係

Fig. 3.6.4-7 Relationships between coefficient of subgrade reaction and relative displacement in BL-120.

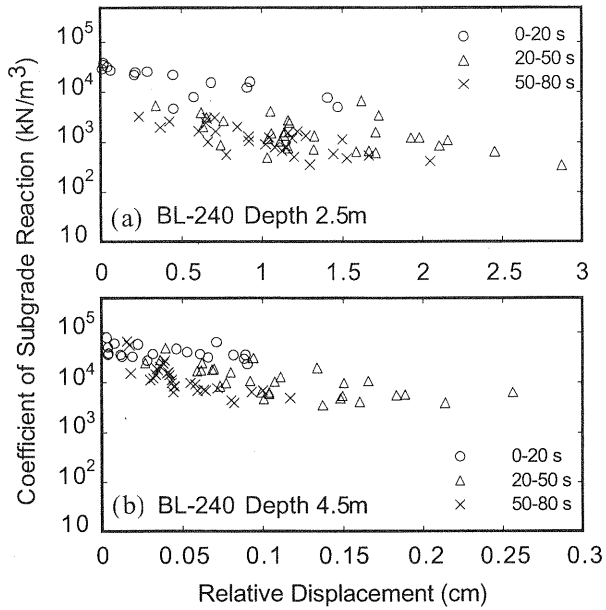


図 3.6.4-8 BL-240での地盤反力係数と相対変位の関係

Fig. 3.6.4-8 Relationships between coefficient of subgrade reaction and relative displacement in BL-240.

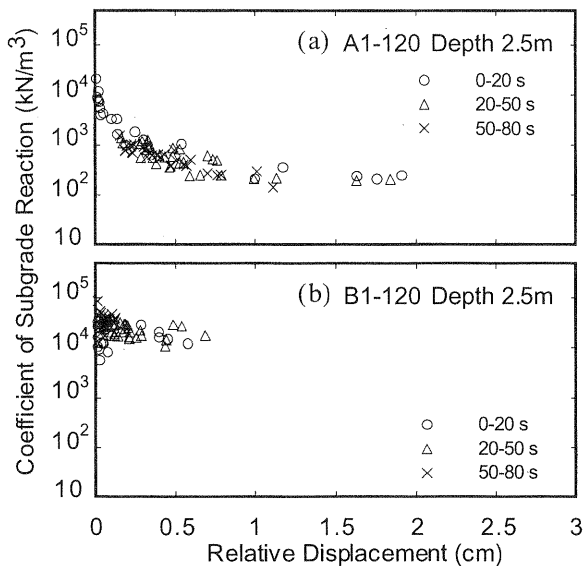


図 3.6.4-9 A1-120, B1-120での地盤反力係数と相対変位の関係

Fig. 3.6.4-9 Relationships between coefficient of subgrade reaction and relative displacement in B1-120 and A1-120.

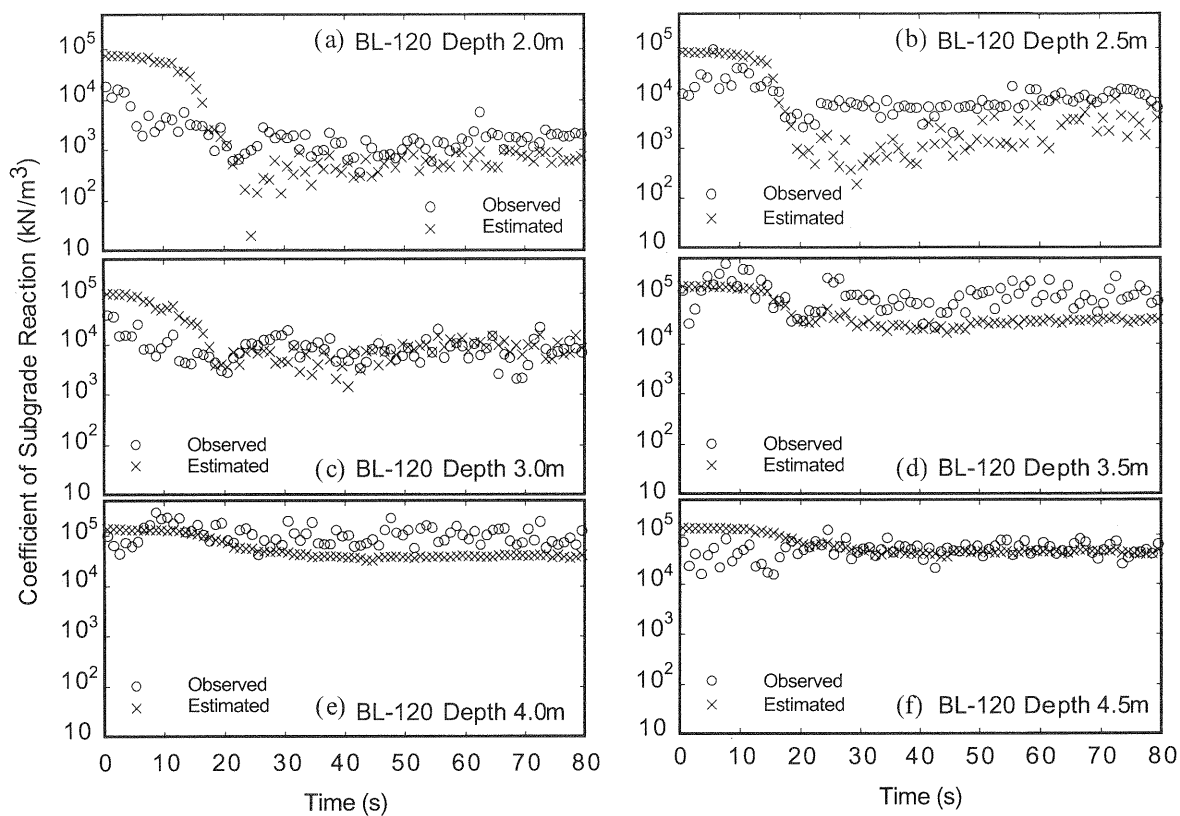


図3.6.6-1 BL-120での地盤反力係数の実験値と推定値
 Fig. 3.6.6-1 Observed and estimated coefficients of subgrade reaction in BL-120.

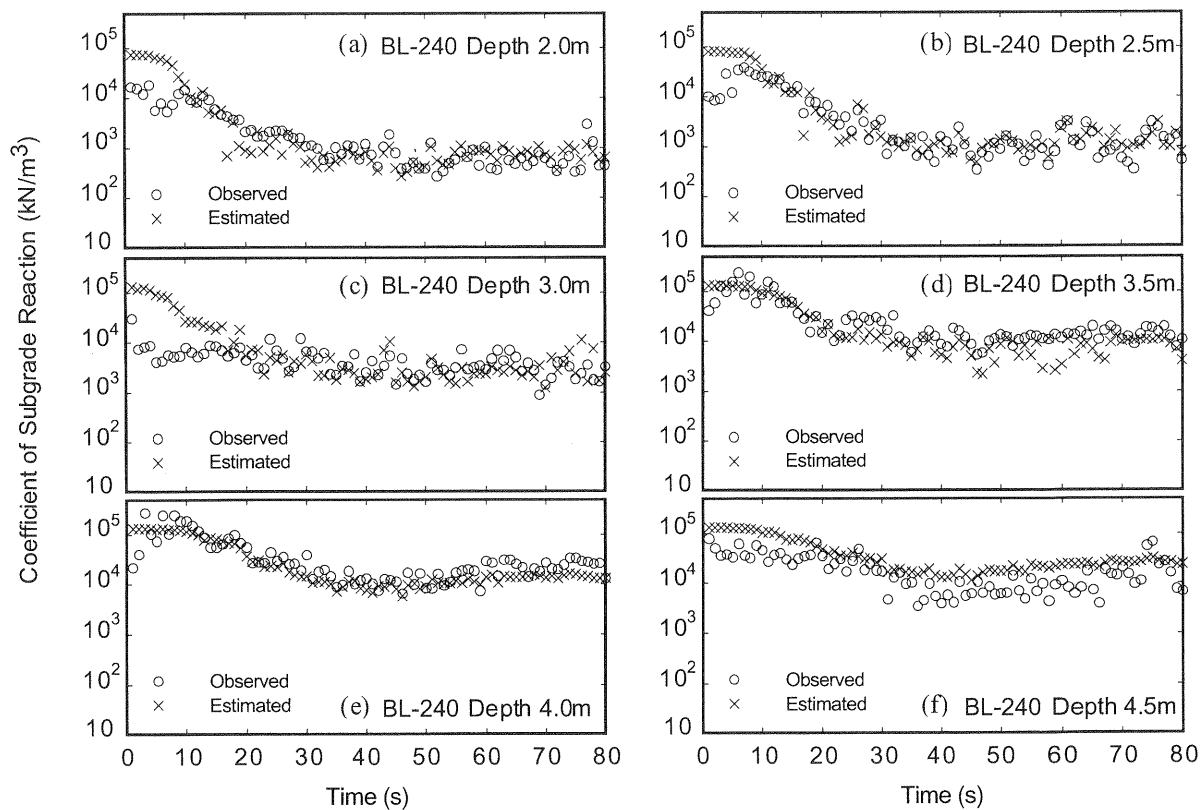


図3.6.6-2 BL-240での地盤反力係数の実験値と推定値
 Fig. 3.6.6-2 Observed and estimated coefficients of subgrade reaction in BL-240.

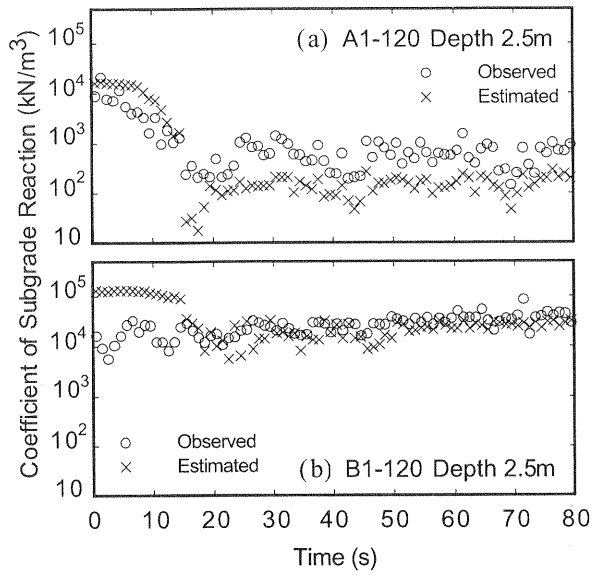


図 3.6.6-3 A1-120, B1-120での地盤反力係数の実験値と推定値

Fig. 3.6.6-3 Observed and estimated coefficients of subgrade reaction in A1-120 and B1-120.

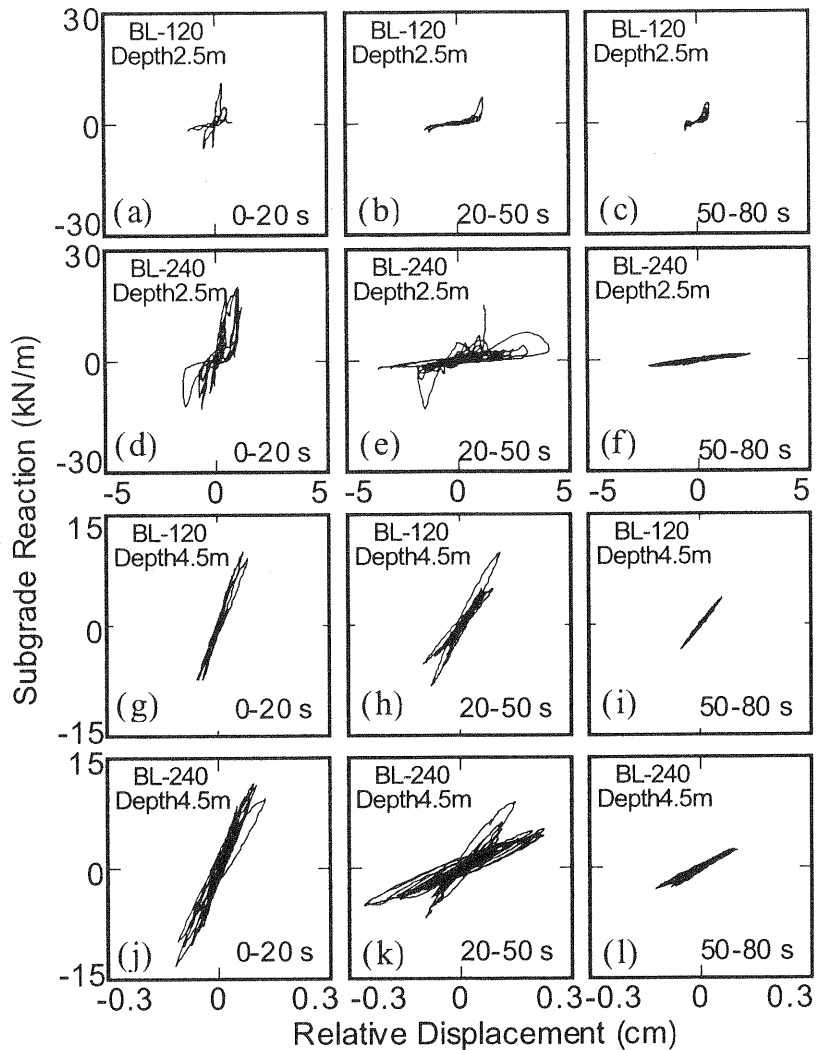


図 3.6.6-4 BL-120, BL-240での推定値の地盤反力変位関係

Fig. 3.6.6-4 Relationships between estimated subgrade reaction and relative displacement in BL-120 and BL-240.

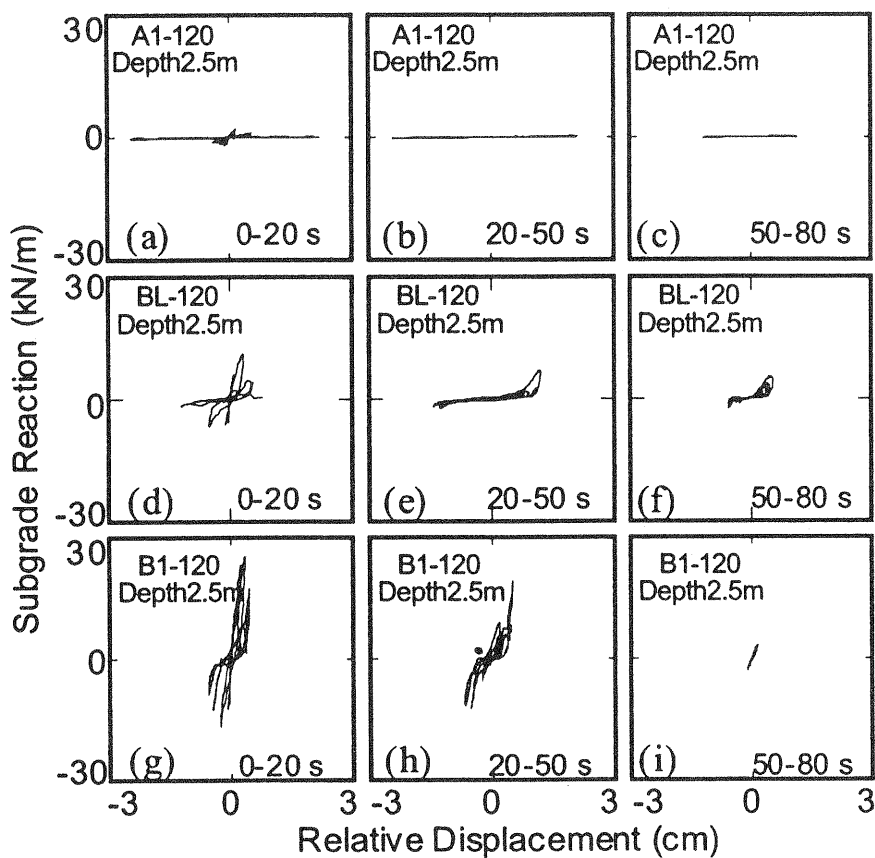


図 3.6.6-5 A1-120, BL-120, B1-120での推定値の地盤反力変位関係
 Fig.3.6.6-5 Relationships between estimated subgrade reaction and relative displacement in A1-120, BL-120 and B1-120.

表 3.6.2-1 コーン貫入値
 Table 3.6.2-1 Cone penetration test data.

深度 (m)	コーン貫入値 q_c (kgf/cm ²)		
	A1 シリーズ	BL シリーズ	B1 シリーズ
1.0	15	20	25
2.5	10	45	80
4.5	80以上	80以上	80以上

表 3.6.5-1 BLシリーズ q_c, k_{h1} の深度分布
 Table 3.6.5-1 Distribution of q_c and k_{h1} in BL.

深度 (m)	q_c (kgf/cm ²)	k_{h1} (MN/m ³)
0.5	15	12.3
1.0	20	14.2
1.5	25	22.0
2.0	40	34.0
2.5	45	39.8
3.0	60	52.0
3.5	80	69.4
4.0	-	69.4
4.5	-	69.4

表 3.6.5-2 深度 2.5m の q_c, k_{h1}
 Table 3.6.5-2 q_c and k_{h1} at 2.5m depth.

実験 シリーズ	q_c (kgf/cm ²)	k_{h1} (MN/m ³)
A1	10	8.7
BL	45	43.4
B1	80	69.4

4. まとめ

本実験で得られた主な知見を、下記にまとめる。

(1) 構造物の根入れが杭・構造物応答に及ぼす影響

- a) 基礎部の根入れがない場合、主に構造物慣性力によって杭頭の曲げモーメントが生じる。
- b) 基礎部の根入れがある場合、主に地盤変形によって杭頭の曲げモーメントが生じる。

(2) 表層の非液状化層が基礎部に及ぼす土圧合力

- a) 液状化前の場合、短周期質点モデルでは、基礎部変位が地盤変位を上回るため、基礎部が地盤を押すモードとなる。長周期質点モデルでは、基礎部が地盤を押すモードと地盤が基礎部を押すモードがともに現れる。いずれの質点モデルにおいても、基礎部土圧に及ぼす上部構造物慣性力の影響が顕著である。土圧合力は、わずかな相対変位から発生し、相対変位と土圧合力の関係は上に凸型の曲線になる。質点のないモデルでは、構造物慣性力が小さいため、基礎部土圧も極めて小さい。
- b) 液状化進行過程の場合、地盤変位が基礎部変位を上回るため、地盤が基礎部を押すモードとなり、基礎部土圧に及ぼす地盤変位の影響が顕著である。繰り返し変形によって、基礎部と周辺地盤の間に緩み領域が生じ、相対変位と土圧合力の関係は逆S字型の曲線となる。ただし、相対変位が大きいため、質点の有無、上部構造物の固有周期によらず、土圧合力の変動は、液状化前に比べて大きくなる。
- c) 液状化後の場合、地盤変位が基礎部変位を上回るため、地盤が基礎部を押すモードとなり、基礎部土圧に及ぼす地盤変位の影響が顕著である。しかし、基礎部と周辺地盤の間に生じた緩み領域の拡大で、質点の有無、上部構造物の固有周期によらず、土圧合力の変動は、液状化後の繰り返し変形にともなって小さくなる。
- d) 土圧合力の最大値は、物部・岡部の地震時土圧理論に基づいて算定される理論値と良い対応を示す。また、受働土圧に達する相対変位は、根入れ深さの4~6%である。

(3) 構造物の固有周期の違いが杭応力に及ぼす影響

- a) 水圧上昇過程では、質点の固有周期によって杭頭の曲げモーメントは大きく異なるが、液状化後では、質点の固有周期による杭頭の曲げモーメントの差異は小さくなる。

(4) 地盤の層境界の影響

- a) 完全液状化後における砂礫層と飽和砂層の境界のみならず、水圧上昇過程で生じる液状化層の層境界においても、杭の曲げモーメントは大きくなる。

(5) 杭頭水平載荷実験および杭頭加振実験による液状化地盤における水平地盤反力の評価

- a) 杭頭水平載荷実験から、地盤反力係数と過剰間隙水圧比の相関を検討したところ、変位レベルを考慮することにより、地盤反力係数は水圧比の一乗で低減している。
- b) 杭頭加振実験から水平地盤反力と杭変位、杭速度の関係を検討し、液状化地盤の場合、杭変位が一定である過程、杭変位が減少して一定になる過程では、地盤反力は

杭速度と相関が良い。一方、杭変位が増加する過程では、地盤反力と杭速度の相関が徐々に低くなり、杭の曲げモーメント最大時には、地盤反力は杭変位と相関が良くなる。

(6) 振動台加振実験による液状化地盤における水平地盤反力の評価

- a) 液状化前および液状化後の中密、高密度地盤では、杭の変位が地盤の変位より大きく、地盤反力は相対変位と良い相関を示す。液状化後に地盤の変位が杭の変位より大きくなる低密度地盤では、地盤は粘性流体的な挙動を示し、地盤反力は相対速度と良い相関を示す。
- b) 液状化後では、地盤密度が低いほど、地表に近いほど、杭と地盤の相対変位が大きくなり歪み軟化を示す。一方、中密および高密度の地盤では、地盤反力変位関係が逆S字型になる歪み硬化を示す。ただし、入力が大きくなると、繰り返し履歴に伴い、地盤反力変位関係の傾きは小さくなり、逆S字型も見られなくなる。
- c) 地盤反力係数は、間隙水圧の上昇と、相対変位の増大に伴って、小さくなり、その傾向は地盤密度が低いほど顕著である。
- d) 以上の要因を踏まえ、地盤反力係数および地盤反力変位関係をモデル化し、実験における値を時刻歴で推定した。推定された値は、実験での地盤反力係数の変化、地盤反力変位関係を、実験シリーズや深度によらず、概ね捉えることができた。

なお、本研究の結果は、限られた実験ケースのものであり、相対密度などの地盤条件、上部構造物の慣性力、杭の剛性などの違いによって、実験結果が本研究結果と異なる可能性がある。より定量的な評価をするためには、さらに実験データの蓄積、数値シミュレーションが必要と考えられる。

謝 辞

杭基礎および質点モデルを製作するにあたり、新日本製鐵の佐伯英一郎博士、永田誠氏、渡辺厚氏に、大変お世話になりました。また、実験準備、データ解析等において、当時東京工業大学大学院生の石崎定幸氏（現：大成建設）、宮崎政信氏（現：NTTファシリティーズ）、東京工業大学4年生の岩崎和明氏（現：大学院生）のご協力をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 張建民・社本康広・時松孝次 (1998): 構造物の地下壁に加わる地震時土圧の評価法。日本建築学会, 第5回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, 231-236.
- 2) Liu, L. and Dobry, R. (1995): Effect of liquefaction on lateral response of piles by centrifuge model tests. National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) Bulletin, 9-1, January, 7-11.
- 3) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針。244-262.
- 4) 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 (1999): 大型せん断土槽を用いた液状化地盤における杭基礎の振動実験. 防災科学技術研究所研究資料, No. 190, 109pp.
- 5) Wilson, D. W. (1998): Soil-pile-superstructure interaction in liquefying sand and soft clay. University of California, Davis, Report No. UCD/CGM-98/04.
- 6) 山田清臣・鎌田彰司・吉野広司・増田幸政 (1992): 標準貫入試験のN値とコーン貫入試験のqcとの相関性. 土と基礎, 40-8, 5-10. (原稿受理: 2001年12月21日)

要 旨

大型せん断土槽を用いた鋼管杭の液状化実験を行った。実験モデルは6ケース、すなわち3つの構造物モデル（短周期質点モデル、長周期質点モデル、質点のないモデル）を、表層の非液状化層に埋め込んだケースと埋め込まないケースで振動台加振実験を行った。その結果、以下の知見が得られた。(1) 液状化前の場合、基礎部土圧は主に上部構造物の慣性力によって発生する。(2) 液状化進行過程の場合および液状化後の場合、基礎部土圧は主に地盤変位によって発生する。(3) 液状化前における相対変位と土圧合力の関係は、上に凸型の曲線となり、わずかな相対変位から土圧合力は発生する。一方、液状化後における相対変位と土圧合力の関係は、基礎部と地盤の間に「緩み領域」が生じるため、逆S字型の曲線となる。(4) 液状化後では、地盤密度が低いほど、地表に近いほど、杭と地盤の相対変位が大きくなり歪み軟化を示す。一方、中密および高密の地盤では、地盤反力変位関係が逆S字型になる歪み硬化を示す。ただし、入力が大きくなると、繰り返しの履歴に伴い、地盤反力変位関係の傾きは小さくなり、逆S字型も見られなくなる。(5) 地盤反力係数は、間隙水圧の上昇と、相対変位の増大に伴って、小さくなり、その傾向は地盤密度が低いほど顕著である。

キーワード：液状化，杭基礎，振動台実験，動的相互作用，地盤反力係数