

港湾技研資料

TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 520 June 1985

深層混合処理工法による改良地盤の振動性状
に関する模型実験

稲 富 隆 昌
風 間 基 樹
今 村 俊 博

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. ま え が き	3
2. 実 験 内 容	4
2.1 実験の目的	4
2.2 実験に使用した改良地盤模型	4
2.3 模型の製作	9
2.4 振動試験装置	14
2.5 実験ケースと加振方法	15
2.6 計測項目とデータ整理方法	15
3. 実 験 結 果	16
3.1 ブロック状着底型改良地盤（モデル1）	16
3.2 ブロック状浮き型改良地盤（モデル2）	18
3.3 壁状着底型改良地盤（モデル3）	21
3.4 壁状着底型改良地盤（モデル4）	24
3.5 壁状浮き型改良地盤（モデル5）	28
3.6 壁状浮き型改良地盤（モデル6）	32
4. 結 論	37
5. あ と が き	37
参 考 文 献	38

Model Tests on Vibrational Characteristics of Improved Ground by Deep Mixing Method

Takamasa INATOMI *

Motoki KAZAMA**

Toshihiro IMAMURA **

Synopsis

In order to investigate the vibrational characteristics of the improved ground by the Deep Mixing Method, the vibration tests on the models on the shaking table were carried out. In this study, the block and the wall type improved grounds were tested. Main results are as follows: (1) On the models of the both types, the resonant frequencies and the ratios of the response acceleration of the improved ground to the shaking table acceleration increase. (2) On the models of the wall type improved ground, when they are subjected to the shaking of which direction is parallel to the wall, the motions of the untreated soil between the walls are same with the motions of the wall. (3) The improved ground shaken in the perpendicular direction to the face line of the wharf behaves like a rigid body and the vibrational characteristics of the improved ground are influenced by vibrational mode of the soft clay layer around the improved ground. (4) The wall type improved grounds shaken in the parallel direction to the face line of the wharf do not behave like a rigid body, because the stiffness of the improved ground in this direction is small compared with that in the perpendicular direction.

* Chief of Vibration Laboratory, Structures Division

** Members of Vibration Laboratory, Structures Division

深層混合処理工法による改良地盤の振動性状 に関する模型実験

稲 富 隆 昌*
風 間 基 樹**
今 村 俊 博**

要 旨

深層混合処理工法による改良地盤の振動性状を検討するため、模型振動実験を実施した。改良形式はブロックおよび壁で、改良地盤の底面が砂層に接している着底型改良地盤と粘土層に接している浮き型改良地盤である。振動方向はブロック状改良地盤の場合は法線直角方向、壁状改良地盤の場合は法線直角方向と法線平行方向である。着底型改良地盤の改良率は25%、浮き型改良地盤の場合は36%である。実験では改良地盤と周辺地盤の振動性状を各振動数ごとに比較し、両地盤の相互作用を検討した。おもな結論は以下のとおりである。

- 1) 改良形式、振動方向にかかわらず加振外力が増大すると改良地盤は非線形挙動を示す。
- 2) 壁状改良地盤の場合、同一深度の改良壁と壁間未改良土の挙動は振動方向が同じであれば同一である。
- 3) 振動方向が改良地盤の法線直角方向の改良地盤の振動は剛体的挙動を示し、周辺地盤の振動形に依存する。
- 4) 振動方向が法線平行方向の壁状改良地盤は剛性が小さいことおよび周辺地盤の影響により剛体挙動を示さない。

1. ま え が き

四面を海にかこまれ、多くの原材料を海外に依存する我が国の生産活動は、港湾を窓口として機能しているといえる。我が国の港湾は、昔から河口に広がる沖積層に立地し、最近では特に軟弱な沖積粘土層に港湾施設を築造するようになってきた。したがって、軟弱な粘土層を港湾構造物の基盤地盤とする場合、何らかの方法でその軟弱な地盤を改良している。

近年、地盤改良工法として新たに深層混合処理工法(D.M.M)^{1),2)}が開発され、実用化されてきた。深層混合処理工法は、石灰系またはセメント系安定剤を軟弱な粘性土地盤中で直接粘性土と混合させ、粘性土の強度を現位置にて増加させる工法である。したがって、本工法によってでき上がる改良土の強度および変形係数は、改良前の未改良土に比較してきわめて大きくなり、改良地盤は非常に堅固な地盤となる。その改良形式は、未改良土を残さずにある範囲を全面的に改良するブロック状および未改良土を一部残す壁状、格子状、更に杭状などがある。また、これら形状の改良地盤には、その底面が堅固な支持地盤に接する着底型改良地盤および改良地盤の底面と支

持地盤の間に軟弱粘土層を残す浮き型改良地盤がある。現在、このような改良地盤に対する地震時の設計は、改良地盤を軟弱地盤中に構築した剛体構造物として考え、震度法によって算定した改良地盤の慣性力と設計震度を考慮して得られる地震時土圧を用いて行われている⁷⁾。改良地盤の剛体構造物としての安定性検討は、改良地盤の滑動、転倒、端し圧、支持地盤の支持力について行い、更に壁状改良地盤の場合は前記の検討に加えて壁間未改良土の抜け出しに対して行っている。次に、改良地盤が剛体として挙動するに十分な強度を有しているかどうか改良土の内部応力の検討を行うことになっている。以上示した改良地盤に対する耐震設計法は深層混合処理工法の歴史が浅く、改良地盤の振動性状も十分に把握されていないため、今後、更に詳細な検討が望まれている。

本報告は、改良形式において多く用いられているブロックおよび壁式に焦点を合わせ、両形式の改良地盤の振動性状を模型実験によって検討したので、その結果を報告するものである。壁状改良地盤の振動性状は、法線直角方向と法線平行方向の2方向について検討した。また、両形式とも着底型改良地盤と浮き型改良地盤に分けて実験を実施した。本報告では、改良地盤の振動性状を大型

* 構造部 振動研究室長

** 構造部 振動研究室

模型実験⁷⁾において報告したような定量的な検討ではなく、模型各部において測定された加速度記録から定性的にその振動性状を検討している。本報告における壁状改良地盤という用語は改良壁にかこまれた未改良粘土も含んで用いている。

2. 実験内容

2.1 実験の目的

本実験は、軟弱地盤中に構築された剛性の大きい改良地盤の振動性状を把握するために行われたものである。改良地盤の振動性状を把握するためには、今回のような実験による他に、すでに施工された改良地盤における地震観測もある。現在、地震観測は、横浜港大黒ふ頭のブロック状改良地盤⁹⁾および広島港廿日市地区分離堤の格子状改良地盤の2地点で実施されている。なお、横浜港大黒ふ頭のブロック状改良地盤の一部は壁状に改良され、壁状改良地盤の振動性状も検討できるようになっていたが、昭和58年4月以降においては事情により壁状部の地震観測は中止となった。地震観測によって得られた地震動の大きさは、比較的小さいものであったが、これら地震観測結果からしだいに改良地盤の地震時挙動も明らかにされている。また、本実験と同様に、模型振動実験⁷⁾によって壁状改良地盤の振動性状が検討されている。この実験は比較的大きな改良地盤模型を用いて実験を行うことができたため改良地盤に作用する振動土圧および、改良地盤の動的変位も測定ができ、現在提案されている改良地盤の耐震設計法の妥当性について検討を行うことができた。

現在、改良地盤の改良形式は、今までの研究および施工実績からある範囲を全面的に改良するブロック形式が多い。しかし、経済性の面からみると全面的に地盤を改良せずに一部未改良土部分を残すことが経済的とも考えられる。すなわち、壁状改良地盤、格子状改良地盤がそれである。この場合、これら改良地盤に残る未改良土の挙動、改良土底面に作用する端し圧、壁状、格子状改良地盤直下の原地盤の支持力、更に、改良土部分の内部応力等をどのように評価するか新たな問題もでてくる。すでに格子状改良地盤は広島港、壁状改良地盤は壁が2枚と極めて少ないが、横浜港において地震観測を実施し、更に、壁状改良地盤については模型振動実験も行い、これら改良地盤の振動特性を明らかにしている。しかし、これら改良地盤は、支持砂層に着底した着底型改良地盤である。また、壁状改良地盤の模型振動実験の振動方向は、改良地盤の法線直角方向のみであった。

今後改良地盤の改良形式は、経済性の面から、ブロッ

ク状の他に壁状、格子状も更に多く採用されることが考えられる。本実験では、ブロックおよび壁状改良地盤に着目して実験を行った。

2.2 実験に使用した改良地盤模型

(1) 模型の概要

実験に用いた模型の諸元を表-1に示す。模型はモデル1～モデル6の6種類である。モデル1、モデル2がブロック状改良地盤、モデル3～モデル6が壁状改良地盤に対するもので、モデル1、モデル3、モデル5は、改良地盤底面が支持砂層に接している着底型改良地盤、モデル2、モデル4、モデル6は改良地盤底面と支持砂層の間に粘土層がある浮き型改良地盤である。また、加振方向は、モデル1～モデル3、モデル5は法線直角方向、モデル4とモデル6が改良地盤の法線平行方向である。

これら改良地盤模型の基本的な製作仕様は、以下のよう設定した。

a) 本実験に使用した振動台は後述するように当研究所の粘性土振動試験装置の振動台である。この振動台に載荷固定する実験槽の内のり寸法は幅3m、長さ3m、高さ1.2mであり、この範囲内に改良地盤模型の寸法が制約される。本実験では、改良地盤の原型として、特定の地域、構造物を対象としなかったが、粘土層の厚さは、実験可能な模型重量が15tfであること、低振動数領域まで加振できることなどを考慮して、10cm厚の支持砂上に60cmとした。

b) 粘土層、改良地盤、砂層の模型材料はおのおのの原型材料をそのまま使用した。なお、ケーソン模型は、各モデルの安定計算結果をもとにコンクリート製のもの(モデル2、4、5、6)と鉄製のもの(モデル1、3)を使用した。

c) 土材料を使用した模型実験においては、模型製作技術上の限界から相似則を完全に満たすことはきわめて困難である。そこで、本実験に使用した模型は、厳密な相似模型とは考えずに、模型は小さな実物であるとして取り扱った。なお、粘土層および改良土部の模型強度は、改良地盤をすでに施工している横浜港大黒ふ頭の粘土地盤強度および改良土強度の1/20程度とし、粘土層のせん断強度を0.1tf/m²、改良地盤のせん断強度を、10tf/m²とした。

(2) 模型の設計

改良地盤模型は、特定の原型を想定して設計されていない。したがって、模型は前述の地盤強度および改良土強度を勘案しながら、模型が小さな実物であるとして、現行の設計法によって安定計算を行い、その断面を決定した。実験開始前に、模型断面を決定する際には、地盤

表-1 模型(モデル)の諸元

モデルNo.	改良地盤 の名称	粘土層の厚さ (cm)	改良厚さ (cm)	改良幅 (cm)	改良壁厚さ (cm)	改良率 (%)	加振方向
1	着底型 ブロック状 改良地盤	60	60	60	—	100	法線直角 方向
2	浮き型 ブロック状 改良地盤	59	35	60	—	100	法線直角 方向
3	着底型 壁状改良地盤	58	58	60	5	25	法線直角 方向
4	着底型 壁状改良地盤	60	60	60	5	25	法線平行 方向
5	浮き型 壁状改良地盤	60	40	60	5	36	法線直角 方向
6	浮き型 壁状改良地盤	60	40	60	5	36	法線平行 方向

強度、改良率、ケーソンの高さおよびおのおのの模型材料の単位体積重量等が相互に関連するため、一義的に断面を決定することはできない。そこで、模型断面の設定は以下の順序で行った。

a) あらかじめ地盤強度、改良率、ケーソン高さおよび単位体積重量をパラメータにして種々の断面に対して安定計算を行い、実験の目的、すなわち改良地盤の滑動、転倒、端し圧などが限界状態になる断面の範囲を設定した。

b) 設定した範囲に対応する地盤強度、単位体積重量を模型地盤および改良土作製時の目標値とした。なお、後述の模型断面の安定計算結果は、実験時に必ずしも想定した地盤強度等が発現しなかったため、想定した模型断面に対して実際に実験前に得られた地盤強度等を用いて再計算した結果である。

現在、改良地盤は、改良地盤の改良土の強度および変形係数が改良前の未改良土に比較してきわめて大きくなるため、改良地盤を剛体構造物として取り扱い安定計算を行っている。すなわち、ブロック状改良地盤の安定計算は、改良地盤のⅰ滑動、ⅱ転倒、ⅲ端し圧、ⅳ原地盤の許容支持力について検討し、更に、改良地盤が剛体として挙動するに十分な強度を有しているかどうか改良土の内部応力を検討する。

壁状改良地盤の安定計算は、壁間未改良土部を含めた改良地盤を剛体として取り扱い、ブロック状改良地盤と同様に検討し、更に、上記の検討の他に改良壁間未改良土の抜け出し、改良壁内の最大せん断応力についても検

討している。

本報告の安定計算に使用した土圧および地震力(慣性力)は、「技術上の基準・同解説」に基づいて求めた。

表-2に各モデルの設計条件、図-1～図-6に模型の平面図および断面図を示す。なお、表-1、2に示した壁状改良地盤の改良率は、図-7に示すように改良地盤(改良土部と壁間未改良土部を合わせた地盤)の底面積に対する改良土部の底面積の割合をいう。

なお、安定計算結果は、振動方向が改良地盤の法線平行方向のモデル4とモデル6の改良地盤も含めて法線直角方向に対しての結果である。

なお、壁状改良地盤の法線平行方向の安定性については、特に地震時に問題となるといわれているが、現在、改良壁部の変形や内部応力を解析する手法は、壁部および壁間未改良土部の挙動が明らかでないため、まだ提案されていないのが現状である。そこで、振動方向が法線平行方向の壁状改良地盤の模型の断面は、法線直角方向の実験の断面と同じとした。しかし、法線平行方向の安定性に関しては、今後、今回の実験結果も含め総合的な検討を行う予定である。

図-8～13に、実験に使用した改良地盤模型の滑動、転倒、端し圧の安定計算結果を示す。なお、端し圧については、砂質土地盤の浅い基礎の支持力公式によって算定した支持力(q_u)に対する比率で示した。なお、支持力公式中の安全率は、本報告では、1.0とした。図-14は壁間未改良土の抜け出し安全率、図-15は改良壁内の最大せん断応力を示す。

表-2 模型改良地盤の安定計算諸元

改良地盤 モデル			ブロック状改良地盤		壁 状 改 良 地 盤																	
			着 底 型 *		浮 き 型 *		着 底 型 *		着 底 型 **		浮 き 型 *		浮 き 型 **									
			モデル 1		モデル 2		モデル 3		モデル 4		モデル 5		モデル 6									
粘 土 層	粘性土の単位体積重量 (tf/m ³)		1.6		1.60		1.6		1.67		1.67		1.67									
	深 さ (cm)	粘土のせん断強度 (tf/m ²)	0 ~ -60	0.16	0 ~ -29	0.16	0 ~ -8	0.34	0 ~ -18	0.16	0 ~ -20	0.12	0 ~ -20	0.11								
															-18 ~ -28	0.11	0 ~ -60	0.15	-20 ~ -40	0.14	-20 ~ -40	0.16
裏埋土の単位体積重量 (tf/m ³)		1.6		1.6		1.6		1.6		1.6												
裏埋め砂層	" 内部摩擦角 (度)		30		30		30		30		30		30									
	" 壁面摩擦角 (度)		15		15		15		15		15		15									
	改良土の単位体積重量 (tf/m ³)		1.6		1.6		1.6		1.585		1.585		1.585									
改 良 地 盤	" 一軸圧縮強さ (tf/m ²)		42.0		36.0		9.0		10.0		10.8		10.3									
	" 改 良 率 (%)		100		100		25		25		36		36									
	" 改 良 幅 (m)		0.6		0.6		0.6		0.6		0.6		0.6									
	" 改 良 深 さ (m)		0.6		0.35		0.58		0.6		0.4		0.4									
	ケーソンの単位体積重量 (tf/m ³)		7.8		2.35		7.8		2.35		1.59		1.59									
ケーソン	" 幅 (m)		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4									
	" 高 さ (m)		0.2		0.2		0.2		0.4		0.18		0.18									
設 計 震 度 (K _H)			0 ~ 0.3																			

* 加振方向 改良地盤法線直角方向

** " " 平行方向

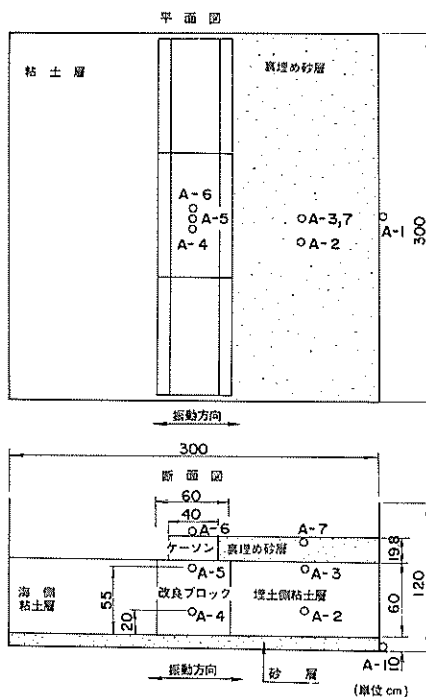


図-1 モデル1 および加速度計位置

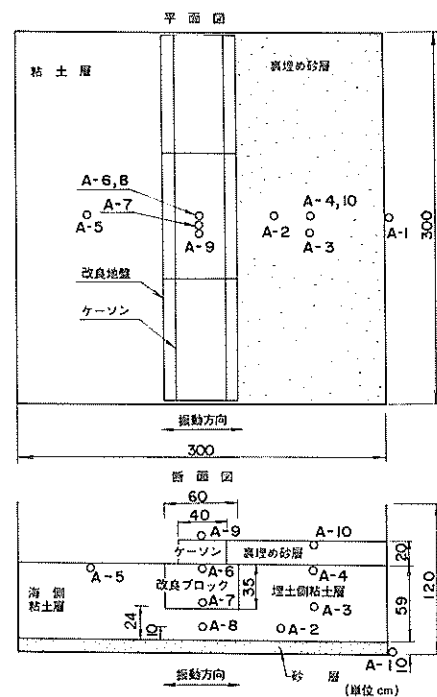


図-2 モデル2 および加速度計位置

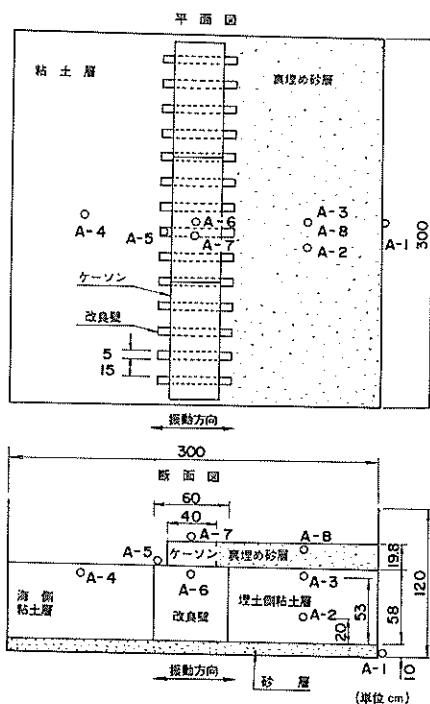


図-3 モデル3 および加速度計位置

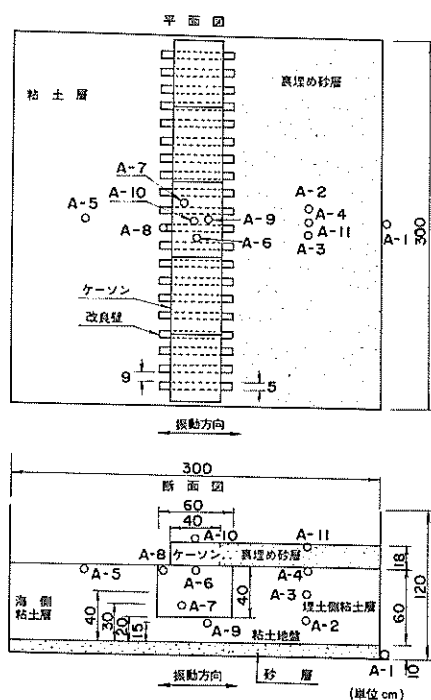


図-5 モデル5 および加速度計位置

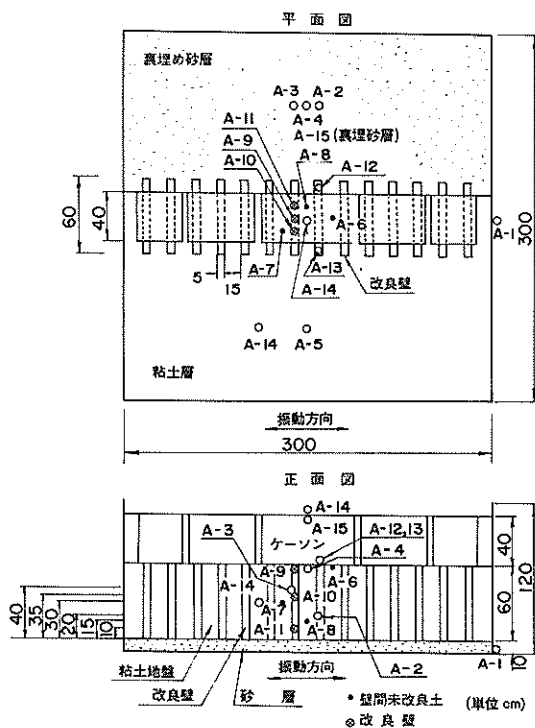


図-4 モデル4 および加速度計位置

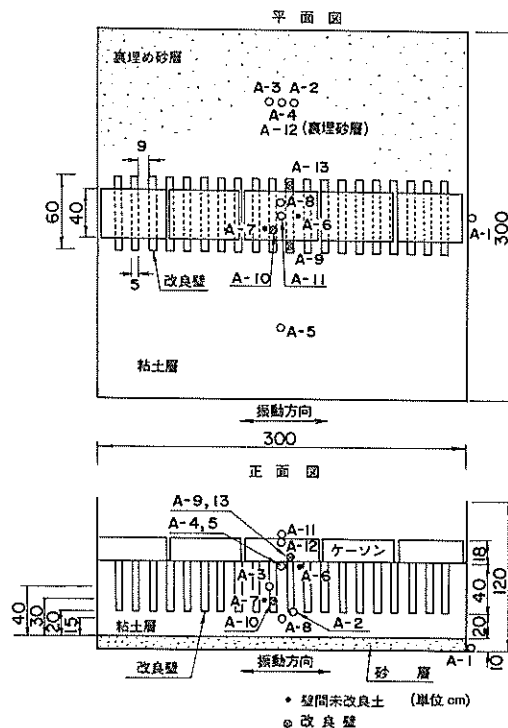


図-6 モデル6 および加速度計位置

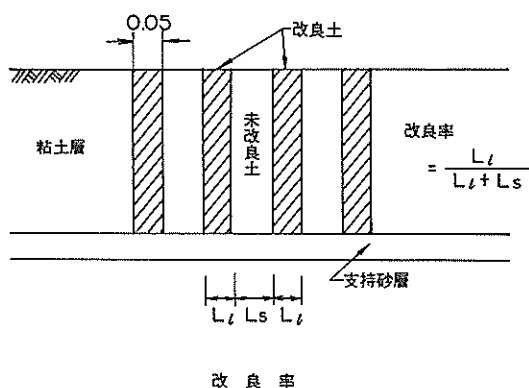


図-7 改良率

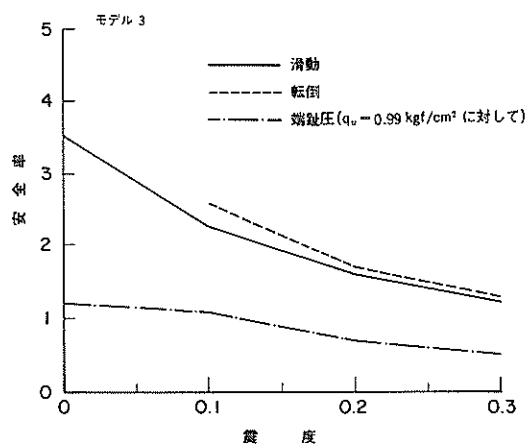


図-10 モデル 3 の安定計算結果

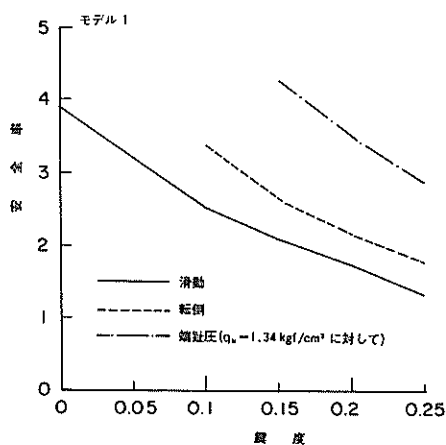


図-8 モデル 1 の安定計算結果

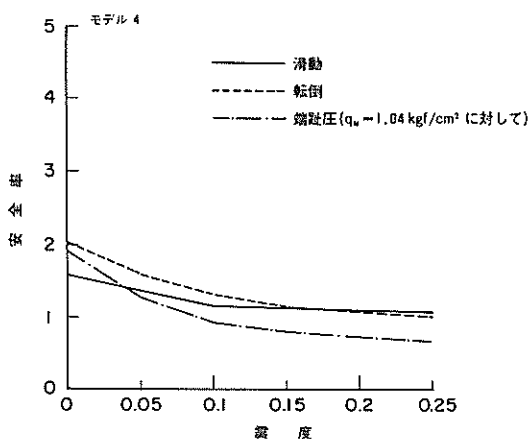


図-11 モデル 4 の安定計算結果

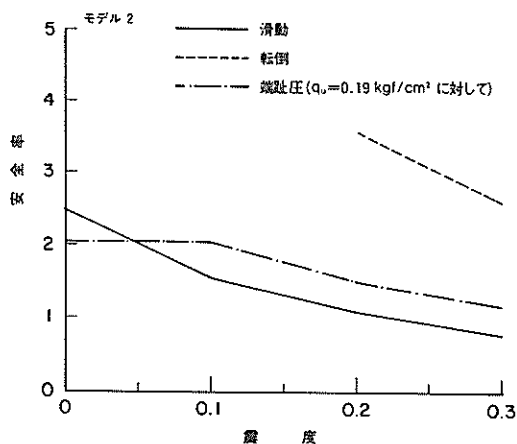


図-9 モデル 2 の安定計算結果

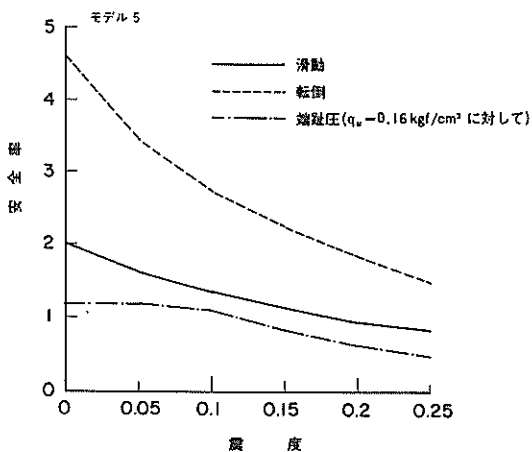


図-12 モデル 5 の安定計算結果

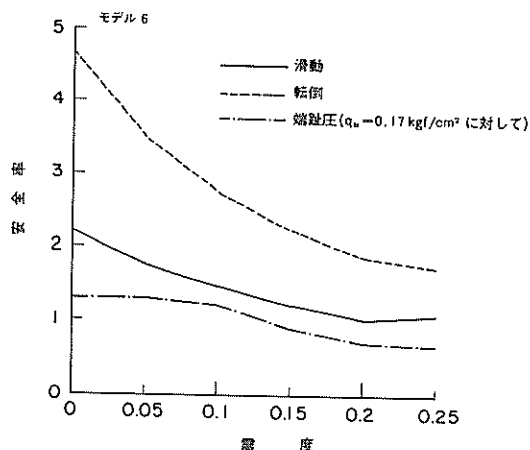


図-13 モデル6の安定計算結果

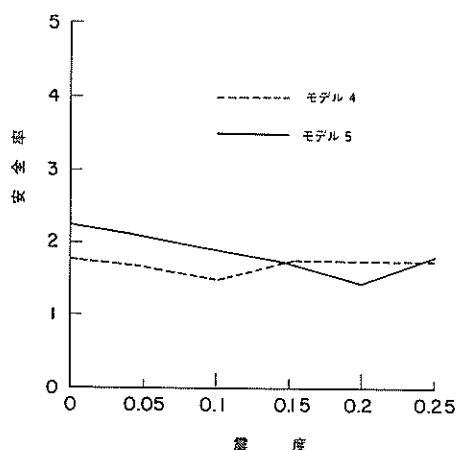


図-14 未改良土の抜け出し安全率

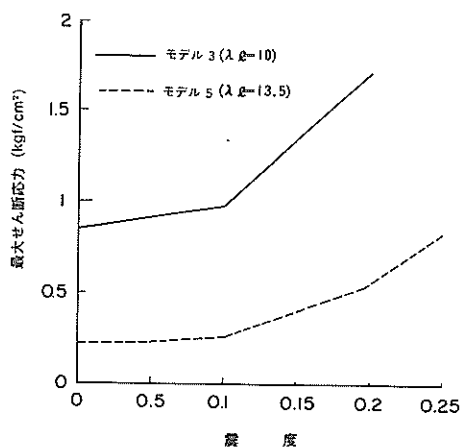


図-15 改良壁内の最大せん断応力

着底型ブロック状改良地盤のモデル1 (図-8) においては、すべての安全率が1.0以上となっている。なお、同じ鉄製ケーソンを使用した着底型壁状改良地盤のモデル3 (図-10) においては、設計震度が0.1以上になると、端し圧が支持砂層の極限支持力を越えている。浮き型ブロック状改良地盤のモデル2 (図-9) においては、設計震度が0.2以上になると、滑動の安全率が1.0以下になる。コンクリート製ケーソンを使用した着底型壁状改良地盤のモデル4 (図-11) においては、モデル3と同様に設計震度が大きくなると端し圧の安全率が1.0以下になってくる。浮き型壁状改良地盤のモデル5 (図-12) とモデル6 (図-13) の両モデルにおいては、設計震度が0.15以上になると、端し圧の安全率が1.0以下になり、またモデル5の滑動の安全率も震度が0.2以上になると1.0以下になる。壁間未改良土の抜け出しについては、図-14にモデル4と5の結果を例として示しているが、その安全率は1.0以上となっている。改良壁内の最大せん断応力については、図-15にモデル3と5の結果を例として示しているが、その最大せん断応力は、表-2に示す一軸圧縮強さの1/2から得られるせん断強さより1桁程度大きい。このように大きな値を示していることの理由のひとつは、最大せん断応力度と平均せん断応力度の比 λ_e を、改良壁がディープビーム (はりの長さ比べ、高さの大きなはり) であると仮定して求めたためと考えられる。

2.3 模型の製作

模型の諸元および断面は表-1および図-1～図-6に示したとおりである。模型は、幅3m、長さ3m、高さ1.2mの実験槽内に製作された。ブロック状改良地盤および壁状改良地盤が製作された粘土層の厚さは、約60cmである。この粘土層の下には約10cmの砂層がある。以下に粘土層、改良地盤等の製作手順、物性値等を説明する。

(1) 粘土層の製作

実験に用いた粘土は川崎港で得られた粘土で、その物理的性質は液性限界 W_l が54.1%、塑性限界 W_p が29.4%、塑性指数 I_p が24.7、土粒子比重 G が2.673で、図-16にその粒径加積曲線を示す。

実験に使用した粘土は、粘土試料攪拌機 (0.6 m³/バッチ) で含水比を約75%に調整しながら十分に練り返した (攪拌時間30分程度) 後、圧送ポンプで実験槽内に搬入した。粘土層の厚さは、実験開始までに粘土が圧密沈下するため所定の粘土層厚さ60cmに約20cmの余盛を行って80cmとした。なお、粘土を搬入する前に実験槽床版上に10cm厚の砂層 (支持砂層) を製作した。

粘土層の製作手順は、後述の2) 改良地盤の製作にて

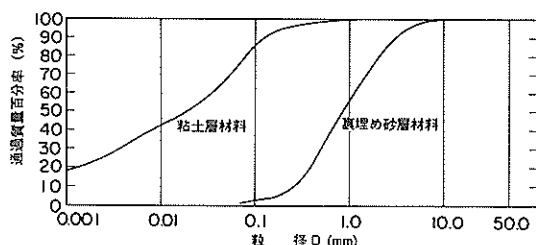


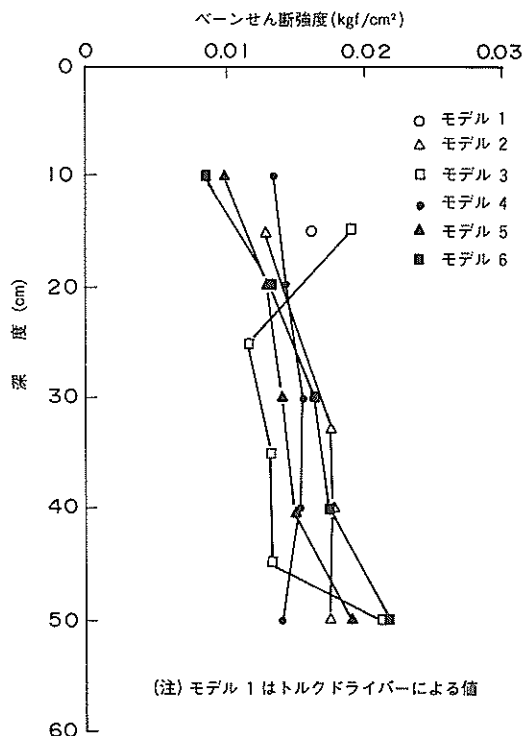
図-16 実験材料の粒径加積曲線

示すようにモデル2の浮き型ブロック状改良地盤とその他のケースで若干異なるが概略以下のとおりである。

実験槽内に搬入された粘土のせん断強度 C_u は、 0.003 kg/cm^2 程度で、振動実験開始前の目標せん断強度 C_u の $0.012 \sim 0.016 \text{ kg/cm}^2$ より小さい。そこで、所定の強度を得るため搬入後の粘土層上に砂を15～30 cm 厚で載荷した。搬入直後の粘土はきわめて柔かく、載荷砂と混じり合う可能性があるため、粘土層表面をならした後、その表面に帆布を敷き、その上に砂を載荷した。粘土の圧密は実験槽底面からも排水が可能のため、両面排水条件で行った。底面からの間げき水は、載荷砂の天端面の位置から排水するようにした。砂載荷は、粘土層のせん断強度が目標強度に達するまで実施した。

せん断強度はベーン試験（羽根の幅は3 cm、高さは6 cm である）によって求めた。図-17に実験直前のベーンせん断強度を示す。粘土層の作製直後のベーンせん断強度 τ_f は、モデルによって多少のばらつきはあるが、 $\tau_f = 0.002 \sim 0.0035 \text{ kgf/cm}^2$ であった。図からわかるように実験開始前の粘土層の中間（30 cm）付近のせん断強度は、 $0.013 \sim 0.017 \text{ kgf/cm}^2$ と粘土層作製直後のそれに比較して強度増加がみられ、圧密効果が顕著にあらわれている。なお、実験開始前の40 cm以深の粘土のせん断強度は大きくなる傾向がある。これは粘土層下にある砂層からの排水効果によるものと考えられる。

粘土層のベーンせん断強度を測定すると同時に、粘土層の各深さの粘土の含水比と、単位体積重量を測定した。各深さの粘土試料は、モデルによって若干異なる場合もあるが主として以下の方法で採取した。試料採取用サンプラーは、長さ1 m、外径2 cm（内径1.66 cm）の亚克力円筒型サンプラーを使用した。まず、サンプラーの下端を粘土層表面に付け、ピストンロッドを固定したのち亚克力円筒をゆっくり支持砂層面に達するまで押し込む。押し込みが終了した後、ピストンロッドの固定を解きピストンロッドと亚克力円筒の両方を静かに



（注）モデル1はトルクドライバーによる値

図-17 粘土のベーンせん断強度

引き上げる。亚克力円筒に採取した粘土試料は、シャーレーに押し出して含水比および単位体積重量を測定した。図-18と図-19に実験直前の含水比と単位体積重量を示す。図-18からわかるように粘土層製作直後の約75%の含水比が、粘土層の中層（30 cm）付近において60～67%に低下しており圧密効果があらわれている。深さ方向の含水比は、粘土表層および下層が中層に比較し、やや低い値を示している。これは、粘土層の圧密を両面排水状態で実施したためと考えられる。粘土層の単位体積重量は、粘土層製作時において $1.53 \sim 1.6 \text{ tf/m}^3$ であったが、実験直前においては図-19に示したように粘土層の中層（30 cm）付近において $1.6 \sim 1.7 \text{ tf/m}^3$ になり、圧密による単位体積重量の増加が認められた。

以上の結果をとりまとめると、実験開始前の粘土層のベーンせん断強度は、 $0.013 \sim 0.017 \text{ kgf/cm}^2$ （ $0.13 \sim 0.17 \text{ tf/m}^2$ ）、単位体積重量は、 $1.6 \sim 1.7 \text{ tf/m}^3$ となり、当初目標とした強度および単位体積重量に近い粘土層を製作することができた。

(2) 改良地盤の製作

ブロック状改良地盤および壁状改良地盤の製作方法は各地盤において異なるので各地盤ごとに説明する。改良地盤の物性値は、改良地盤製作を説明した後、各モデル

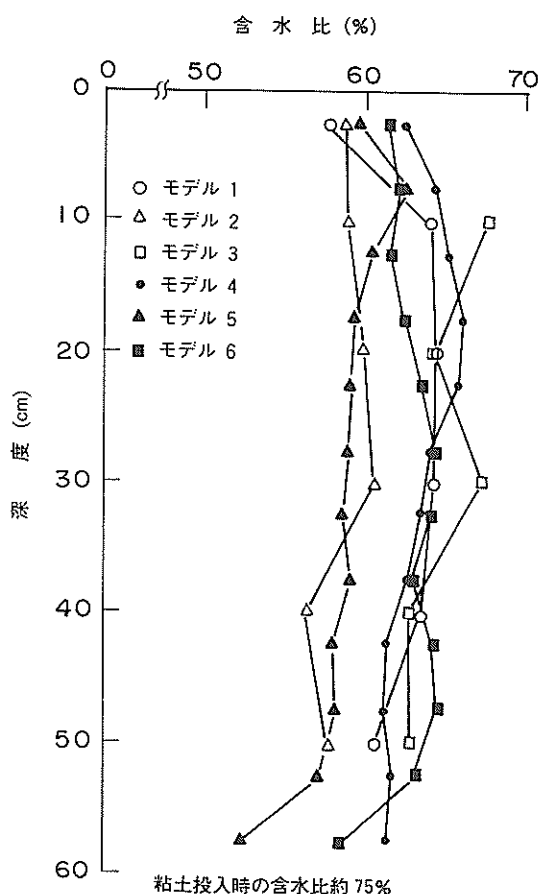


図-18 粘土の含水比

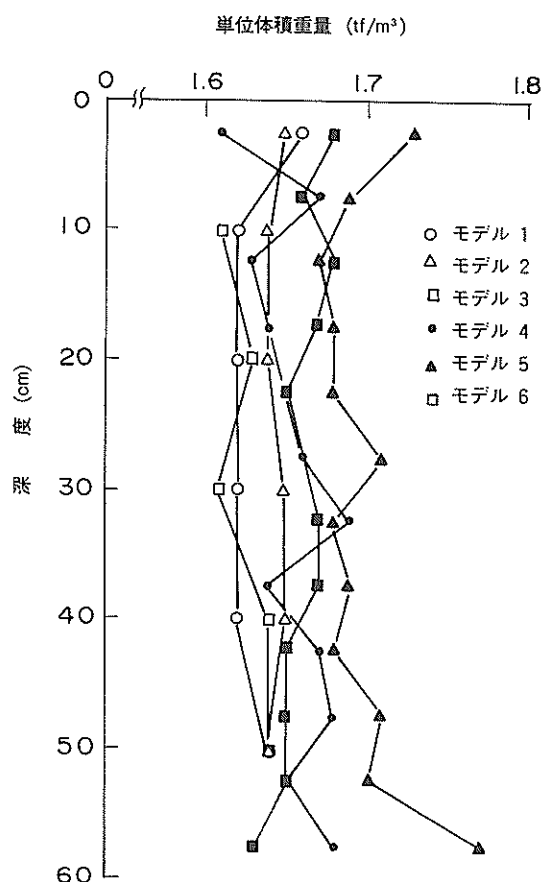


図-19 粘土の単位体積重量

ごとに説明する。なお、改良土製作に使用した粘土は粘土層製作に用いた粘土（川崎粘土）と同じである。

a) 着底型ブロック状改良地盤（モデル1）

ブロック状改良地盤（改良ブロックという）は、図-1に示したように幅が60 cm、高さが60 cm、振動直角方向の長さが290 cmである。このような改良ブロックを粘土層内に直接製作することは改良地盤製作の型枠を堅固にする必要があり、また、この型枠撤去時には粘土層と改良ブロックの間に空隙が生じたり、また圧密中においては型枠近傍の粘土層が乱されると予想されたため、改良ブロックは粘土層を製作する前に支持砂層上に型枠を用いて製作した。改良ブロックは法線平行方向に3分割して製作し、各ブロック間には1 cmの目地を設けた。粘土層の粘土投入は、改良ブロックを7日間養生した後の型枠脱型後に行われた。

改良ブロックの製作においては、現地の改良地盤の単位体積重量が粘土地盤のそれとほぼ等しいということから、改良土の単位体積重量を粘土層のそれと同一程度に

するため鉄粉を混入させた。改良土製作に必要なセメント、鉄粉等の配合量は次式によって求めた。

$$\text{セメント混入量 } W_c = W_{sd} \times \frac{A_c}{100}$$

$$\text{鉄粉混入量 } W_f = W_{sd} \times \frac{A_f}{100}$$

$$\text{追加水量 } W_w = \left(W - \frac{W_o}{100} \right) \times W_{sd}$$

ここに

$$W_{sd} : \text{粘土の乾燥重量} = \frac{W_{st}}{1 + W_o/100}$$

W_{st} : 湿潤重量 (kgf)

W_o : 予練りによる初期含水比 (%)

W : 目標含水比

A_c : セメント混合比 (%)

A_f : 鉄粉混合比 (%)

計画時点における改良土の配合条件は、 $A_c=10\%$ 、 $A_f=60\%$ 、 $W=200\%$ であった。しかし、この配合下で練り混ぜを行った結果、改良土が極端な液状を呈し、型枠脱型までの硬化の可否および強度発現の有無が懸念され

た。そこで硬化時間の短縮と強度確保を意図して、 $A_c=20\%$ 、 $A_f=55\%$ 、 $W=150\%$ で改良ブロックの製作を行った。

改良地盤模型の改良土の一軸圧縮強さと単位体積重量の経時変化を調べるため、模型製作に使用した改良土を用いて供試体を製作した。供試体は直径 50 mm、高さ 100 mm のモールドにて製作し、恒温恒湿槽内で養生（標準養生）した。標準養生改良土の一軸圧縮強度は時間の経過とともに増加していく。図-20 に実験直前の強度（6 週間強度）を示す。なお、同図には他の実験の改良土の一軸圧縮強度も示してある。

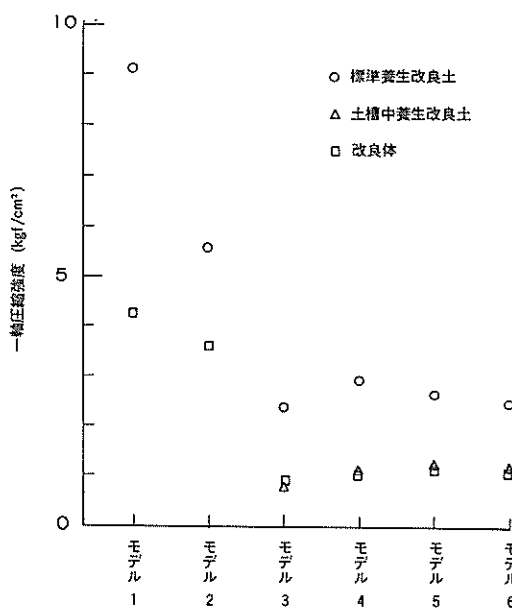


図-20 改良土の一軸圧縮強度

この図からわかるように振動実験時の供試体の強度 q_u は、 9 kgf/cm^2 程度であった。また、実験終了後に改良地盤模型本体から採取した試料の強度も示しているが、その強度 q_u は、 4 kgf/cm^2 と標準養生の改良土強度の $1/2$ 程度であった。これは、養生条件による差と考える。なお、この改良ブロックの改良土の強度は、当初の目標強度 q_u の $1 \sim 2 \text{ kgf/cm}^2$ を大幅に上回るものである。これは、前述のごとく、改良土の硬化に対する不安から、セメント混合比および追加水を大きく変更したことに起因する。ただし、本実験では改良地盤がブロック状であることから、この強度の差が振動時の振動性状に及ぼす影響はほとんどないと考える。

実験開始前の標準養生の改良土の単位体積重量 γ_t は、図-21 に示すように 1.61 tf/m^3 程度である。また、実験後に採取した改良ブロックの単位体積重量 γ_t は

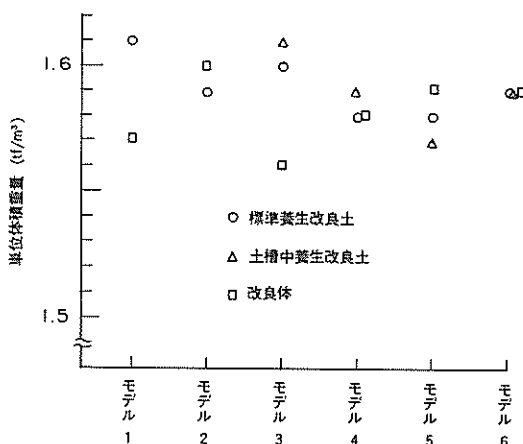


図-21 改良土の単位体積重量

1.57 tf/m^3 である。改良土の単位体積重量は、粘土のそれとほぼ等しくなるように改良土の配合条件を決定した。標準養生および改良ブロックの改良土の単位体積重量は図-19 に示す粘土のそれ ($\gamma_t = 1.62 \text{ tf/m}^3$) と比較し、 0.05 tf/m^3 の差ではほぼ等しかったことがわかる。

b) 浮き型ブロック状改良地盤（モデル2）

改良地盤模型の大きさは、図-2 に示すように幅 60 cm、高さ 35 cm で振動直角方向に 290 cm である。このため、改良地盤（改良ブロック）は着底型ブロック状改良地盤と同様に 3 区間に分けて製作した。改良ブロックは鋼製型枠を粘土層に押し込み、型枠内部の粘土を除去した後、スラリー状の改良土を流し込んで製作した。なお、型枠内部の粘土を除去したとき、型枠内の底面粘土の版張れをできるだけ小さくするため、型枠の押し込みは粘土層を 1 週間圧密させた後に行った。型枠は、粘土層と模型の間に空隙を生じさせないように改良土打設後すぐに引き抜いた。改良土の打設は、まず中央部の 1 m 区間を打設し、改良土の硬化が進んだ 1 週間後に両隣りの区間を打設した。改良ブロック製作後の粘土に対する砂載荷は、改良ブロックが硬化する前に行うと改良ブロックが破壊する恐れがあるため、両端の改良ブロック製作後 8 日めから行った。改良ブロック直下の粘土は、改良ブロックの両側の粘土より排水距離が短く圧密時間も早くなることから、図-22 に示すように、まず改良ブロックの両側の粘土を先に圧密させ、その後改良ブロック上にも砂を載荷して圧密を行った。なお、改良ブロック直下の粘土層と改良ブロック両側の粘土層の強度を同一にするため、圧密時間は、両粘土層の間げき水の排水距離を考慮して決定した。すなわち、図-22 からわかるように改良ブロック両側の粘土層は両面排水状態で圧密が

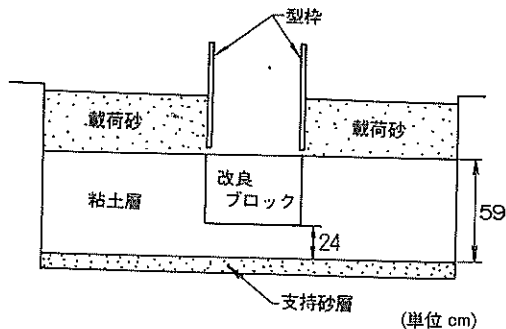


図-22 モデルの砂載荷

行われ、その最大排水距離は 29.5 cm、改良ブロック直下の粘土層のそれは片面排水で最大排水距離は 24 cm である。そこで改良ブロック直下と改良ブロック両側の粘土層の圧密に要する時間の関係は $(24/29.5)^2 = 1/1.51$ となる。したがって、この関係を用いて両粘土層の圧密時間を操作した。

改良土を製作するためセメント混入量等は、a) 着底型ブロック状改良地盤(モデル1)にて示した式によって求めた。なお、セメント混合比 A_c 、鉄粉混合比 A_f 、目標含水比 W は、配合条件に関する予備試験から $A_c = 10\%$ 、 $A_f = 55\%$ 、 $W = 150\%$ とした。この配合条件はモデル2からモデル6の実験に適用できるよう求められた。しかし、本実験においては、改良ブロック製作過程で型枠内の底面粘土の版脹れの心配から改良土の硬化をできるだけ早くするため、セメント混合比 A_c を、 $A_c = 12\%$ とした。

標準養生の改良土の一軸圧縮強さは、モデル1の場合と同じく時間の経過とともに増加していく。実験直前の標準養生の改良土の強度(6週間強度) q_u は、図-20に示すように 5.5 kgf/cm^2 となった。また実験終了後に実施した改良ブロックの強度 q_u は 3.6 kgf/cm^2 で、モデル1と同じく当初目標の強度より大きい改良土となった。これは、改良ブロック製作時における型枠内の底面粘土の版脹れを避けるためセメント混合比を大きくしたためである。

単位体積重量 γ_t についてみると、標準養生と改良ブロックの改良土ではそれほど差はなく、 1.6 tf/m^3 程度である。この改良土の単位体積重量は、図-19に示したモデル2の粘土のそれに比較し、 0.04 tf/m^3 程度小さい。

c) 着底型壁状改良地盤(モデル3とモデル4)

壁状改良地盤は、図-3と図-4に示すように粘土層中に厚さ 5 cm、幅 60 cm、高さ 58 cm の改良壁を 14 枚、15 cm 間隔に製作したものである。改良壁は、粘

土層が所定の強度に達した後、鋼鉄型枠を粘土層の所定の位置に押し込み、型枠内の粘土をかき出し、スラリー状の改良土を流し込んで製作した。改良土の配合条件は $A_c = 10\%$ 、 $A_f = 55\%$ 、 $W = 150\%$ である。

粘土層内の改良壁と同じ条件で養生された改良土の強度の経時変化を調べるため、標準養生用のモールド供試体の他に、実験槽の隅角部 4 か所の粘土層中に直径 6 cm、長さ約 60 cm の供試体を製作した。この供試体は内径 6 cm、長さ 120 cm の塩ビパイプを粘土層に押し込み、その中の粘土をかき出し、その後に改良土を打設し、塩ビパイプを引き抜いて製作した。

図-20に示すように標準養生の改良土の一軸圧縮強度(改良土打設後28日目強度) q_u は、 $2.4 \sim 2.9 \text{ kgf/cm}^2$ であったが、実験前の実験槽養生および改良壁の改良土の強度(改良土打設後 38 ~ 44 日目強度)は $0.9 \sim 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ となっている。これから、目標強度が $1 \sim 2 \text{ kgf/cm}^2$ である改良土が作製できたことがわかる。

改良土の単位体積重量 γ_t についてみると、モデル4の場合は養生条件による差は余りなく 1.58 tf/m^3 であるが、ケース3の場合は養生条件によって $1.56 \sim 1.61 \text{ tf/m}^3$ とばらついている。これら単位体積重量を図-19に示した粘土のそれと比較すると 0.05 tf/m^3 程度小さい。

d) 浮き型壁状改良地盤(モデル5とモデル6)

壁状改良地盤は、図-5と図-6に示すように粘土層中に厚さ 5 cm、幅 60 cm、高さ 40 cm の改良壁を 20 枚、9 cm 間隔に製作したものである。その他の事項は、c) 着底型壁状改良地盤(モデル3とモデル4)にて述べたものと同じである。

両モデルの実験前の改良土の一軸圧縮強さは、図-20からわかるようにモデル3とモデル4の傾向と同じである。また、単位体積重量についても、図-21からわかるようにモデル3とモデル4の傾向と同じである。

(3) ケーソン模型の製作

ケーソン模型の大きさ、材質等は、実験槽の大きさ、ケーソンを含めた改良地盤の安定計算結果から決定した。その大きさ等は、表-2に示したとおりである。モデル1とモデル3に使用したケーソン模型は鉄製である。これは、改良土に過大な外力を作用させ、改良土が内部応力によって破壊するように考えたためである。しかし、実際には内部応力の検討はできなかった。この鉄製ケーソンは、鉄板を重ねて製作した。ケーソン模型の振動直角方向の長さは、モデル1の改良地盤模型のブロック割りに合わせて、3ブロック(95 cm, 100 cm, 95 cm)に製作した。

モデル2およびモデル4~6のケーソン模型はコンク

リート製である。モデル2のケーソン模型は、モデル1と同様に改良地盤模型のブロック長さと同じ長さで製作した。モデル4のケーソン模型は図-4に示すように計測の行われる中央部では、4枚の改良壁で支持される長さで製作した。各ケーソン間には、振動中に接触することのないように、5 cmの空間を設けた。モデル5とモデル6のケーソン模型は、図-5と図-6に示したように改良壁4枚で支持されるようにして製作した。コンクリート製ケーソン模型の単位体積重量は、モデル2とモデル4の場合が2.35 tf/m³、モデル5、6の場合は1.59 tf/m³であった。

ケーソン模型を改良地盤に据え付ける前には、改良地盤天端面の不陸に伴う応力集中を防ぐため、改良地盤上に厚さ1 cmの砂層を設けた。

(4) 裏埋め砂層の製作

裏埋め砂層は、図-16に示した粒径加積曲線を有する砂で製作した。土の土粒子比重 G_s は $G_s = 2.749$ である。裏埋め砂層は、粘土層表面をならし、ケーソン模型を改良地盤上に設置した後、所定の厚さに砂をまき出し製作した。砂層の単位体積重量は、1.49 tf/m³ ~ 1.66 tf/m³ であった。

2.4 振動試験装置

振動実験は、粘土地盤と構造物の動的相互作用を研究するために設置された粘性土振動試験装置を用いて実施

した。振動装置のブロックダイアグラムを図-23、振動試験装置の性能を表-3に示す。振動装置の駆動方式は

表-3 粘性土振動試験装置の性能

名 称	項 目	性 能
圧密載荷装置 (圧密フレーム)	制 御 方 法	油圧弁開閉方式
	シリンダ本数	9本
(載 荷 板)	設 定 荷 重	0 ~ 10 tf / 本
	圧 密 圧 力	0 ~ 1 kgf/cm ²
	シリンダストローク	800 mm
	外 形 寸 法	2980 × 2980 × 167 (mm)
	ボーラスメタル重量	80φ × 5 × 36個 2.5 tf
実 験 槽	内 形 寸 法	3000 × 3000 × 1200 (mm)
	ボーラスメタル	80φ × 5 × 36個 100φ × 5 × 2個
	重 量	9.8 tf
運 搬 台 車	搭 載 重 量	40 tf
	走 行 速 度	3 m/min
	走 行 方 向	前、後進
振 動 装 置	周 波 数 範 囲	0.5 ~ 100 Hz
	振 動 方 向	水平一方向
	最 大 加 振 力	18 tf G
	可 動 部 重 量	15 tf
	最 大 振 幅	10 cm (P-P)
	最 大 速 度	25 cm/s
	最 大 加 速 度	0.45 G (25 搭載時)
	振 動 波 形	正弦波、(矩)形波、任意波
	最 大 搭 載 重 量	25 tf
	振 動 台 寸 法	4 m × 3.5 m
	駆 動 方 式	動電型
	台 支 持 方 式	油圧軸受
	冷 却 方 式	強制水冷

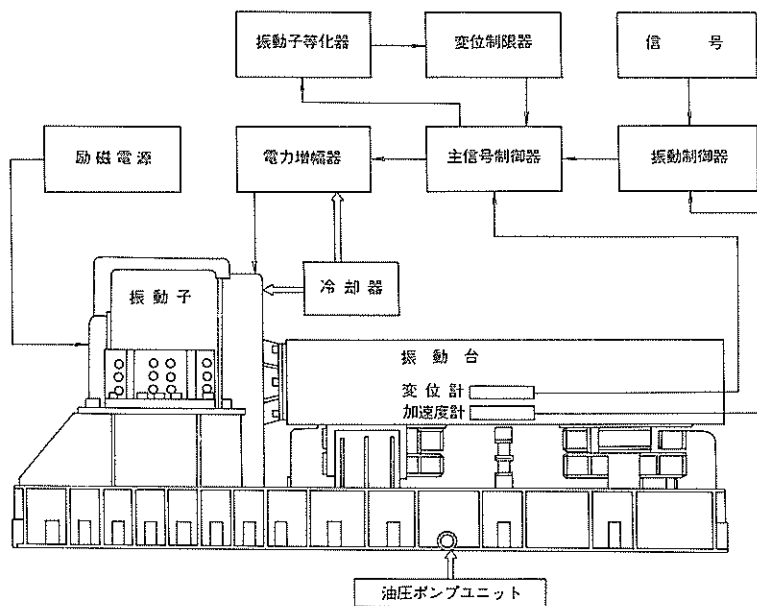


図-23 振動装置のブロックダイアグラム

広い範囲の振動数で良好な振動波形が得られるように動電型方式を採用している。模型を製作する実験槽の内寸法は幅が3m、長さが3m、深さが1.2mである。実験槽の床版には38個のポーラスメタルが設置され、粘土を圧密する場合、床版側からも間げき水を排水できるようにになっている。このような実験槽が4基用意されている。本装置では圧密載荷装置により粘土層を圧密することができる。しかし、今回は実験時の粘土層の強度から判断して、本装置による粘土の圧密は行わず載荷砂によって粘土の圧密を行った。

改良地盤等の模型が作製され、実験準備の整った実験槽は、レール上にある運搬台車によって振動台へ運搬され、振動台にボルト締めされる。

2.5 実験ケースと加振方法

振動実験は2.2実験に使用した改良地盤模型にて説明したようにブロック状改良地盤と壁状改良地盤の振動性状を把握するために行われた。振動実験は、改良地盤の振動性状をより明確に把握するため、図-1～図-6に示した完成断面に対する実験に先立ち、ケーソン、裏埋め砂層がない状態の実験も行った。実験ケースを表-4に示す。

表-4 実験ケース

モデル No.	改良地盤の名称	実験ケース	ケーソン、裏埋め砂層の有無	振動方向
1	着底型ブロック状改良地盤	1-1	無	T
		1-2	有	
2	浮き型ブロック状改良地盤	2-1	無	T
		2-2	有	
3	着底型壁状改良地盤	3-1	無	T
		3-2	有	
4	着底型壁状改良地盤	4-1	無	L
		4-2	有	
5	浮き型壁状改良地盤	5-1	無	T
		5-2	有	
6	浮き型壁状改良地盤	6-1	無	L
		6-2	有	

振動方向 T: 法線直角方向
L: 法線方向

模型に与えた振動は、正弦波振動である。その加振方法は、振動台加速度を一定値に保ち、振動数を順次変化させる方法である。与えた台加速度は10、20、50、100、150、200 Galである。振動数の範囲は1～50 Hzで1 Hzごとに10波ずつ模型に与えた。なお、粘土層と改良地盤のみの実験における振動台加速度は、10、20、50 Galである。

2.6 計測項目とデータ整理方法

改良地盤等の挙動は、加速度および変位によって検討

する予定であったが、変位については、以下の理由によって検討の対象からはずした。変位測定は変位計を実験槽上端に設置したH型鋼に慎重に取り付けて実施したが、加振振動数が1～50 Hzと広範囲であったため変位計の固定度が低下してしまった。また、高振動数までの変位を取得できるよう変位計のばねを強化したが、逆に強度が比較的弱い改良地盤に取り付けた変位測定用板を移動させてしまった。このような理由で変位の検討は行わなかった。そこで、本報告では加速度記録のみから改良地盤等の振動性状を検討した。また、改良地盤と粘土層の相互作用、壁状改良地盤の場合は改良壁と壁間未改良の挙動の差異などを検討することに主眼を置いているためケーソン、裏埋め砂層の振動性状については特に言及していない。

加速度記録は、加速度変換器から動ひずみアンプを介してデータレコーダに収録した。データレコーダに収録されたアナログデータは、パーソナルコンピュータによって制御されたスペクトルアナライザーで解析され、各測点の加速度、更に振動台加速度に対する各測点の加速度応答倍率および位相差を求めた。表-5(a)～(d)に計測および解析に用いた機器の規格等を示す。

表-5(a) 変換器

名称	型式	容量	数量	適用
加速度計	新興通信UA-2G	2g	16	実験槽
	東横エルメスAL-02	2g	3	粘土層
	東横エルメスAL-2WP	2g	3	改良土部
	共和電業AS-2C	2g	11	ケーソン
	共和電業AS-2GB	2g	8	裏埋め砂層
	共和電業AS-2GA	2g	3	

表-5(b) 増幅器

名称	型式	数量	適用
動ひずみ測定器	共和電業DPM-110A	32 ch	加速度
	" DPM-6E	18 ch	変位

表-5(c) 記録装置

名称	型式	数量	適用
電磁オシログラフ	横河電業TYPE 2925 (18 ch)	1	加速度
	横河電業TYPE 2932 (18 ch)	2	変位
	横河電業TYPE 2902 (12 ch)	2	
データレコーダ	共和電業RTP-160A (14 ch)	1	加速度
	サンガモ 3600 (14 ch)	2	変位

表-5(d) データ解析に使用した機器

名 称	型 式	数 量	適 用
スペクトルアナライザ	横河ヒューレットパッカード 3582A FFT アナライザ	1	
パーソナルコンピュータ	横河ヒューレットパッカード HP-85	1	

3. 実験結果

3.1 ブロック状着底型改良地盤 (モデル1)

ブロック状着底型改良地盤の振動性状については、すでに地震観測においてその特性が明らかにされつつある。地震観測結果によると、改良地盤の最大加速度は改良地盤底面と接する支持砂層の最大加速度とほぼ同じで、改良地盤は剛体的に挙動する。また、改良地盤と周辺粘土地盤は同一位相で振動しない。

今回実施したブロック状着底型改良地盤の模型の平面図および断面図は図-1, 改良地盤の安定計算結果は図-8に示したとおりである。

図-24に埋土側粘土層 (A-3) の共振曲線を示す。図から、台加速度が増大するに伴い粘土層の一次共振振動数の加速度応答倍率および一次共振振動数は低下し、粘土層が非線形挙動を示していることがわかる。同様に

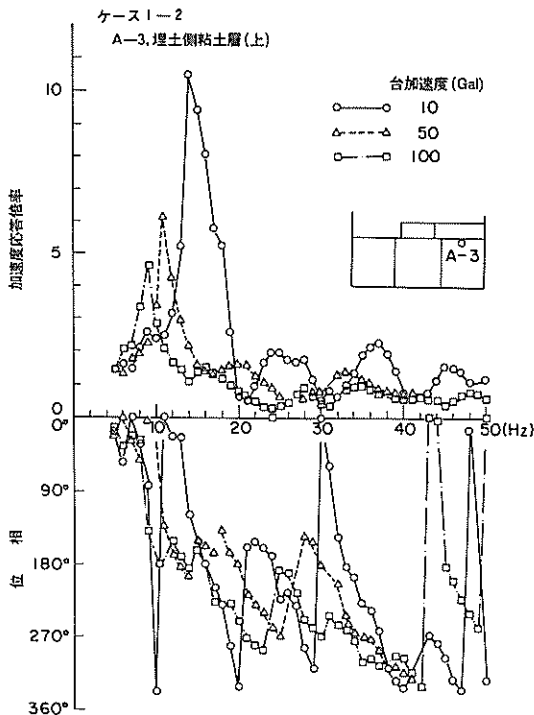


図-24 加速度応答曲線 (ケース1-2, A-3)
— 振動方向 法線直角方向 —

改良ブロック (A-5) の共振曲線を図-25に示す。改良ブロックも台加速度が増大すると非線形的な挙動を示すことがわかる。

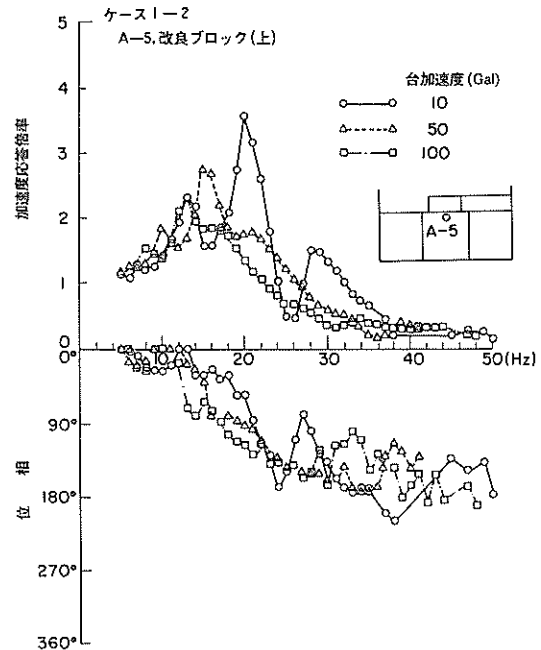


図-25 加速度応答曲線 (ケース1-2, A-5)
— 振動方向 法線直角方向 —

埋土側粘土層と改良ブロックの挙動を比較してみるため例として、台加速度が50 Galのときの両者の共振曲線を重ね書きして比較したのが図-26である。図からわかるように、粘土層の第一次共振振動数は11Hz, 改良ブロックのそれは15Hzと両者で異なり、位相についても明瞭な差がみられる。すなわち、粘土層が約6倍の応答比で振動する第一次共振振動数における改良ブロックの応答比は1.5倍程度と粘土層より小さな応答比で振動し、振動台に対して位相遅れがないことがわかる。一方、改良ブロックの第一次共振振動数における粘土層の振動は改良ブロックの応答比より小さく、振動台に対して180°の位相差がある。このような傾向は、地震観測の結果と矛盾するものではないことがわかる。本実験に使用したケーソンは鉄製ケーソンで、改良ブロックに作用する荷重としては極めて大きなものである。そこで、改良ブロックと粘土層のみの動的相互作用をみるため、ケーソンおよび裏埋め砂層がない実験結果を図-27に示す。図からわかるように改良ブロックと粘土層の共振振動数には明瞭な差があり、かつ位相差もある。したがって、改良ブロックと粘土層が同一振動数で共振することはないよ

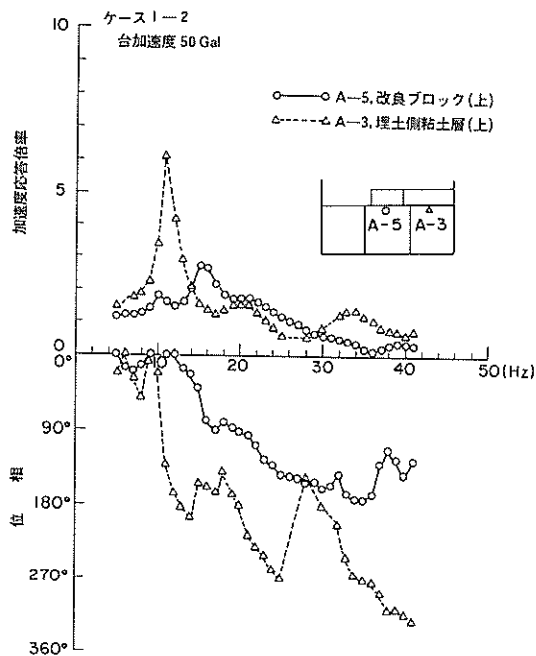


図-26 加速度応答曲線(ケース1-2, A-5, A-3)
— 振動方向 法線直角方向 —

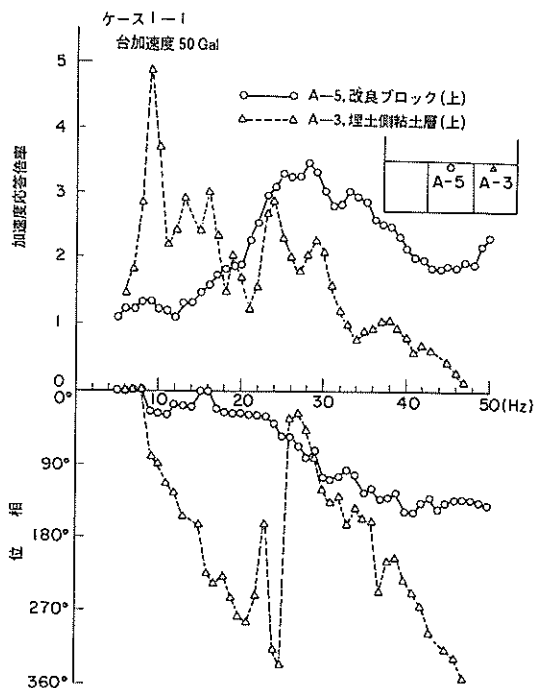


図-27 加速度応答曲線(ケース1-1, A-5, A-3)
— 振動方向 法線直角方向 —

うである。なお、改良ブロック上にケーソンが載荷され、裏埋め砂層が製作されると改良ブロックの共振振動数は粘土層の共振振動数に近づくことがわかる。これも地震観測の結果と同じである。

図-28は改良ブロック内の上層(A-5)と下層(A-4)の共振曲線を比較したものである。図から上層の加速度比は下層のそれに比較し31 Hzまでは大きな値を示していることがわかる。このような差は、改良ブロックの重量(0.576 t/m)に相当するケーソン(重量0.617 t/m)の慣性力が改良ブロックの上端に集中していること、また、改良ブロックの法線直角方向の断面形状が正方形であったことなどから生じたと考えられる。ケーソンおよび裏埋め砂層がない実験の改良ブロックの共振曲線を図-29に示す。改良ブロックが共振状態に近づくに伴って図-28と同様に上層の加速度が下層の加速度より大きくなっていく。この場合、両層の位相差が同一であることから、改良ブロックはロッキング振動を行っていることがわかる。なお、粘土層の第一次共振振動数は図-27からわかるように9 Hzであったが、この振動数における改良ブロックの上層、下層の加速度比はほぼ同じであることがわかる。以上から、着底型の改良ブロックの振動性状は、定性的には次のように言えるであろう。

① 粘土層および改良ブロックは台加速度の増大とともに非線形挙動を示す。

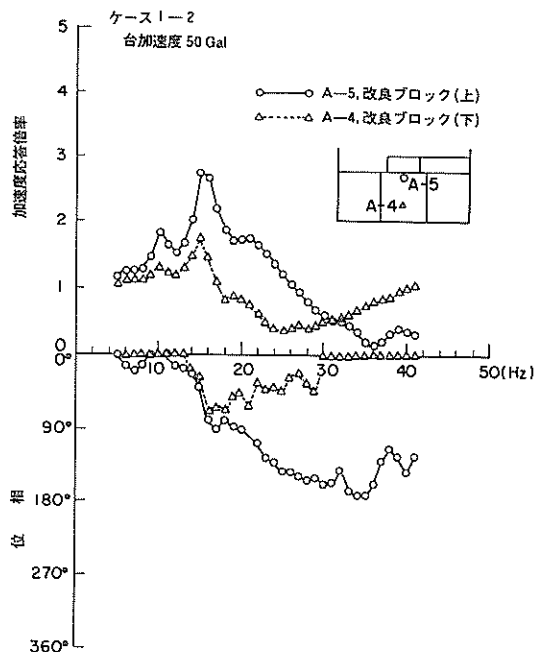


図-28 加速度応答曲線(ケース1-2, A-5, A-4)
— 振動方向 法線直角方向 —

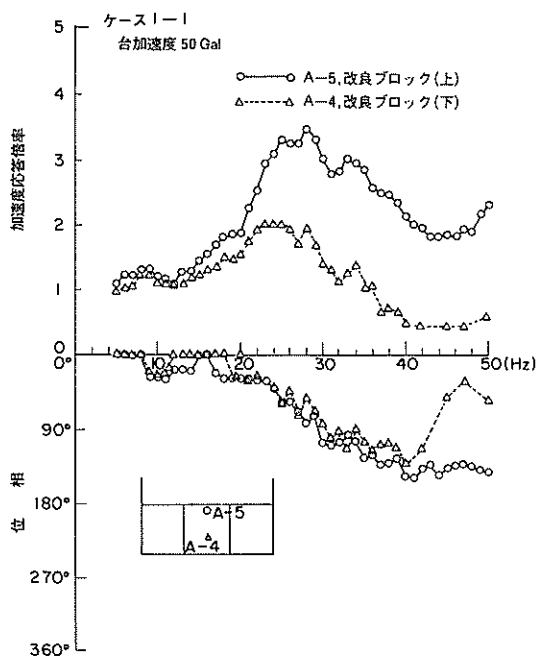


図-29 加速度応答曲線(ケース1-1, A-5, A-4)
— 振動方向 法線直角方向 —

② 改良ブロックの一次共振振動数は周囲の粘土層より高い。なお、改良ブロック上にケーソンを載荷また裏埋め砂層を製作することによって、改良ブロックと埋土側粘土層の共振振動数は近づく。

③ 改良ブロックは、振動数の増大とともにロッキング振動が卓越し、その応答比はしだいに大きくなる。しかし粘土層が共振する振動数における改良ブロックの応答比は、台加速度の大きさとほぼ等しい。したがって、改良ブロックが共振しない場合は、ほぼ支持砂層と同一挙動すると考えてよい。また、改良ブロックは剛体挙動を示す。

3.2 ブロック状浮き型改良地盤(モデル2)

軟弱な粘土層が厚くなると、施工機械の施工性能により地盤改良を堅固な支持層まで行うことができなくなる。そのため改良地盤の底面と支持層の間に軟弱な粘土層が存在することになる。このような状態にある改良地盤の振動性状は、前述の着底型改良地盤のそれと異なると予想される。昭和58年4月から横浜港大黒ふ頭-10m岸壁第二バースにおいてブロック状浮き型改良地盤の地震観測を実施し、実物としての浮き型ブロック状改良地盤の振動性状を検討している。

今回実施したブロック状浮き型改良地盤の模型の平面図および断面図は図-2、安定解析結果は図-9に示し

たとおりである。

図-30と図-31に海側粘土層(A-5)および埋土側粘土層(A-4)の共振曲線、また図-32に改良ブロック(A-6)の共振曲線を示す。図から台加速度が増大するに伴い粘土層、浮き型改良ブロックとも明瞭な非線形挙動を示していることがわかる。粘土層と改良ブロックの挙動の振動数特性を比較するため、例として台加速度が50 Galのときの両者の共振曲線を重ね書きして示したのが図-33と図-34である。図から、改良ブロックの一次共振振動数は粘土層のそれと同じであり、加速度応答比もほぼ同じであることがわかる。すなわち、この振動数では、改良ブロックと粘土層は同位相、同振幅で振動していることを示している。このような傾向は、1 Hz から20 Hz付近まで継続している。振動数が20 Hz以上になると改良ブロックは周囲の粘土層より小さな応答しか示さないことがわかる。これは、加振振動数が大きくなると改良ブロックと粘土層に強い動的相互作用があることを示している。この動的相互作用は、粘土層の振動形が振動数の増大とともに図-35に示すようになり、粘土層に改良ブロックの振動を抑制するような効果があらわれるためと考えられる。この現象は図-36に示す粘土層の上層および中層の加速度の位相差(両者の位相差は約180°ある)からも明らかである。

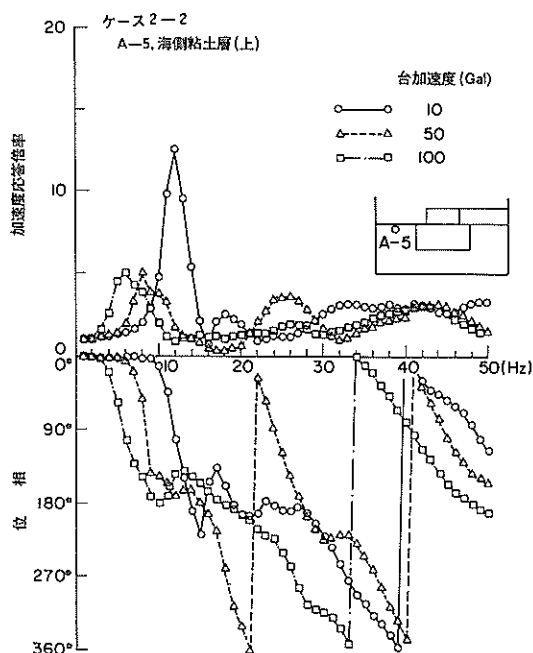


図-30 加速度応答曲線(ケース2-2, A-5)
— 振動方向 法線直角方向 —

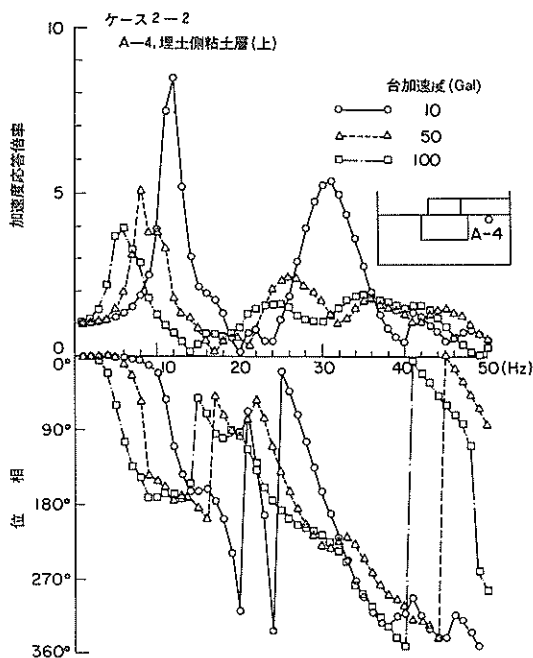


図-31 加速度応答曲線(ケース2-2, A-4)
— 振動方向 法線直角方向 —

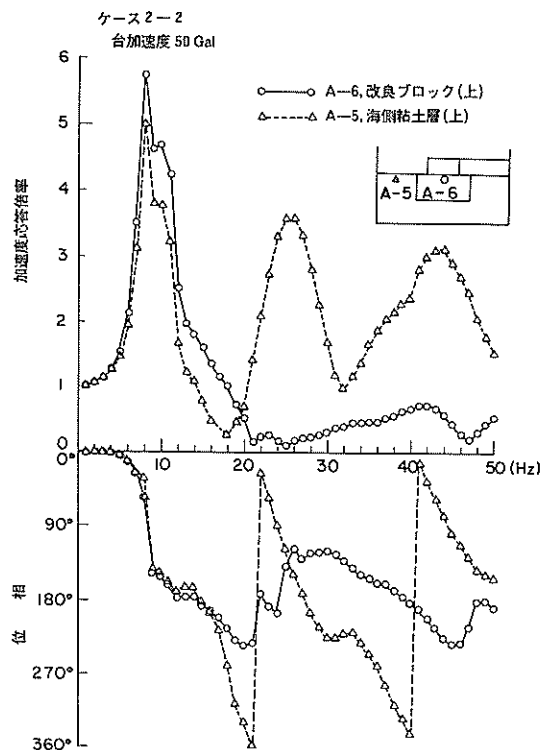


図-33 加速度応答曲線(ケース2-2, A-6, A-5)
— 振動方向 法線直角方向 —

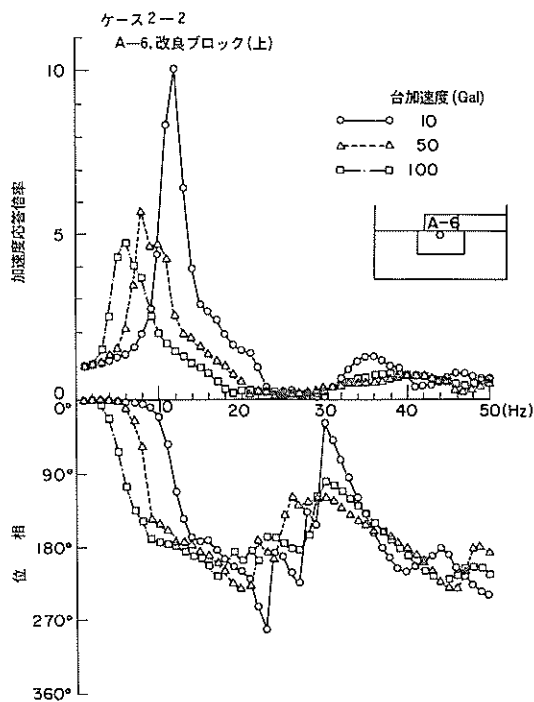


図-32 加速度応答曲線(ケース2-2, A-6)
— 振動方向 法線直角方向 —

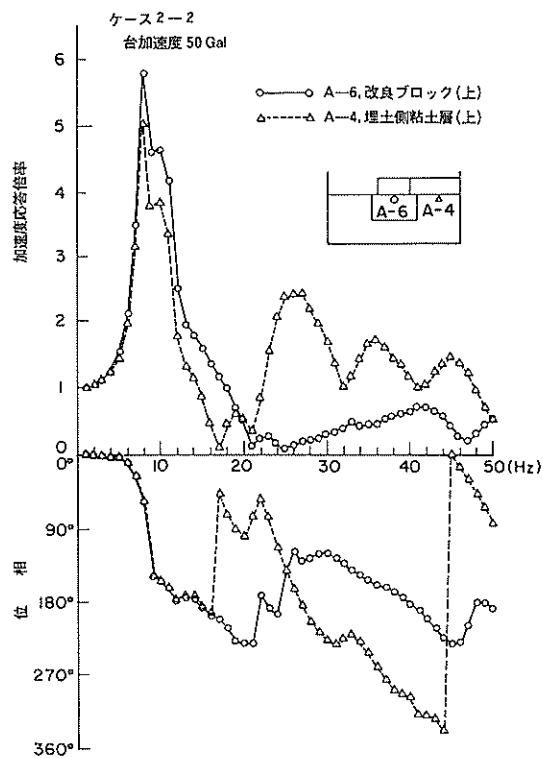


図-34 加速度応答曲線(ケース2-2, A-6, A-4)
— 振動方向 法線直角方向 —

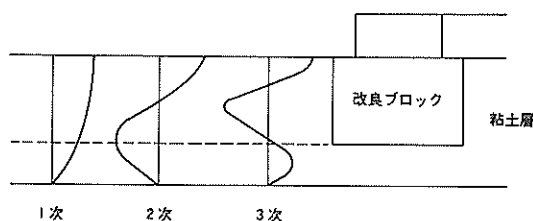


図-35 粘土層の振動形

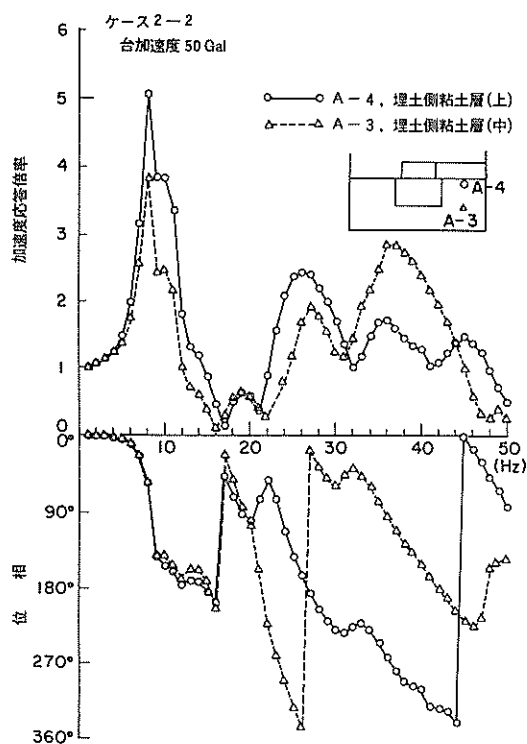


図-36 加速度応答曲線(ケース2-2, A-4, A-3)
— 振動方向 法線直角方向 —

図-37は、改良ブロック(A-7)と改良ブロック直下の粘土層(A-8)の共振曲線を比較したものである。両者の位相は一部の振動数において差はあるがほぼ同じで、両者は同一位相で振動しているようである。しかし、振幅を改良ブロックと改良ブロック直下の粘土層で比較すると、19 Hzより低い振動数においては改良ブロックの加速度は粘土層のそれより大きく増幅されている。また、19 Hzより高い振動数においては、両者の加速度比はほぼ同じで、改良ブロックはその下の粘土層とほぼ同じ挙動をしていることがわかる。一般に軟弱地盤上にある剛性の大きい地盤の応答は、両地盤のインピーダンス比 α ($\alpha = \rho_2 V_2 / \rho_1 V_1$, $\rho_1 V_1$ および $\rho_2 V_2$ は軟弱地盤と剛性の大きい地盤の密度とせん断波速度) が大きくなる

と小さくなるといわれているが、19 Hzより低い振動数領域における改良ブロックの挙動は次のような現象を考えることができる。一次共振振動数近傍における粘土層は図-35に示したように一次振動形で振動するため、改良ブロック側面の粘土層の振幅は改良ブロック直下の粘土層より大きくなる。したがって、改良ブロックの応答比は、その周囲の粘土層の影響を受けて改良ブロック直下の粘土層より大きくなったと考えられる。また、19 Hz以上の振動数においては、図-36に示すように粘土層の挙動が深さによって位相差(180°)があるため、粘土層から改良ブロック側面への影響は小さくなる。そこで、改良ブロックの挙動はブロック直下の粘土層と同じになったと考えられる。

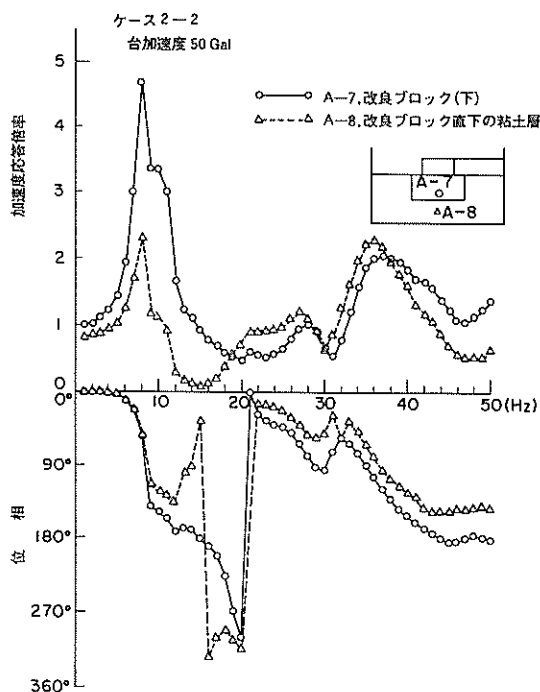


図-37 加速度応答曲線(ケース2-2, A-7, A-8)
— 振動方向 法線直角方向 —

図-38は、改良ブロック上端(A-6)と下端(A-7)の共振曲線を比較したものである。改良ブロック本体の挙動は、20 Hzまでは、並進運動が卓越し、改良ブロック上端、下端の加速度はほぼ等しい。それ以上大きな振動数においては、下端の加速度が上端より大きくなり、いわゆる改良ブロックの上端を中心とした回転現象を示している。この現象は図-35に示した加振振動数の増大に伴う粘土層の振動形の変化によるものと考えられる。なお、着底型ブロック状改良地盤の場合は、図-28に

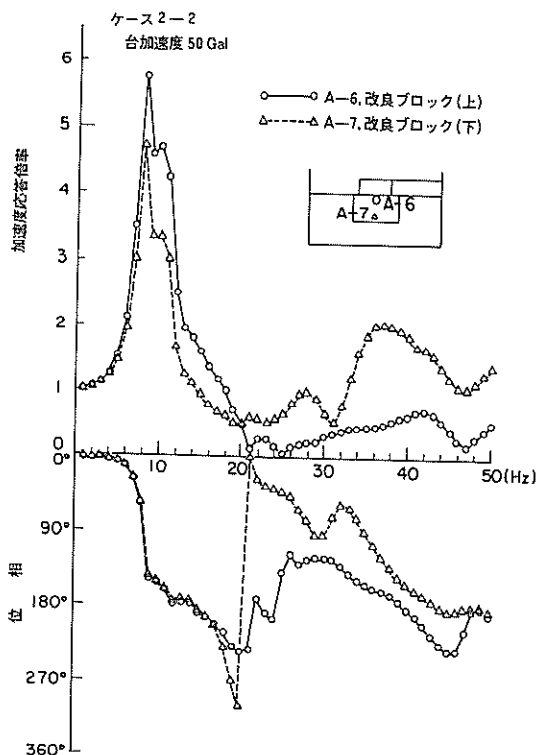


図-38 加速度応答曲線(ケース2-2, A-6, A-7)
— 振動方向 法線直角方向 —

示したように加振振動数が大きくなると改良ブロックの上端の加速度が下端より大きく、下端を中心とした回転現象を示していた。以上から、浮き型改良ブロックの振動性状は、定性的には次のように言えるであろう。

- ① 粘土層および改良ブロックは、台加速度の増大とともに非線形挙動を示す。
- ② 改良ブロックの一次共振振動数は、粘土層と同じである。一次共振振動数近傍における改良ブロックの挙動は、改良ブロックの周囲の粘土層とほぼ同じである。
- ③ 加振振動数が一次共振振動数以上になると改良ブロックの挙動は周囲の粘土層のそれより小さく、改良地盤直下の粘土層の挙動とほぼ同じになる。改良ブロックの挙動はその周囲の粘土層の振動形に強く依存するようである。
- ④ 改良ブロックは一次共振振動数をすこし越えた振動数までは、並進的挙動を示すが、振動数がそれ以上になると上端を中心とした回転現象を示し、下端の加速度比が上端より大きくなる。

3.3 壁状着底型改良地盤(モデル3)

改良地盤の経済性を考えた場合、軟弱地盤のある範囲を全面的に改良せず、一部未改良地盤を残したほうがよ

いという考えがある。一方、軟弱地盤中にでき上る改良地盤の改良土の性質が、微小なひずみレベルで最大せん断強度を発現し、その後はせん断抵抗の大部分が失われ、引張りに対しても小さな抵抗しか発揮できない脆性材料であることを考えると、一部未改良土を残すことに多少の不安が残ることも事実である。また、軟弱地盤中に構築される未改良土部分が残る改良地盤、いわゆる壁状改良地盤、格子状改良地盤、杭状改良地盤等は、その構造様式が複雑になるにともなって、その全体的挙動、改良土の内部応力の発生機構、支持層の支持力機構等が複雑になってくる。このような理由から、一部に未改良土を残す改良地盤の施工実績は多くないのが実状である。本項以降は、未改良土を残す地盤として最も期待されている壁状改良地盤に焦点を合わせて、その振動性状を検討する。

モデル3の壁状着底型改良地盤の平面図および断面図は図-3、安定計算結果は図-10に示したとおりである。加振方向は法線直角方向である。改良地盤の改良率は25%で、改良壁の上端は結合されていない。図-39と図-40に海側粘土層(A-4)と埋土側粘土層(A-3)、図-41に改良壁(A-5)の共振曲線を示す。図から、台加速度が増大するとともに粘土層、改良壁はともに非線形挙動を示していることがわかる。なお、図-39の海側

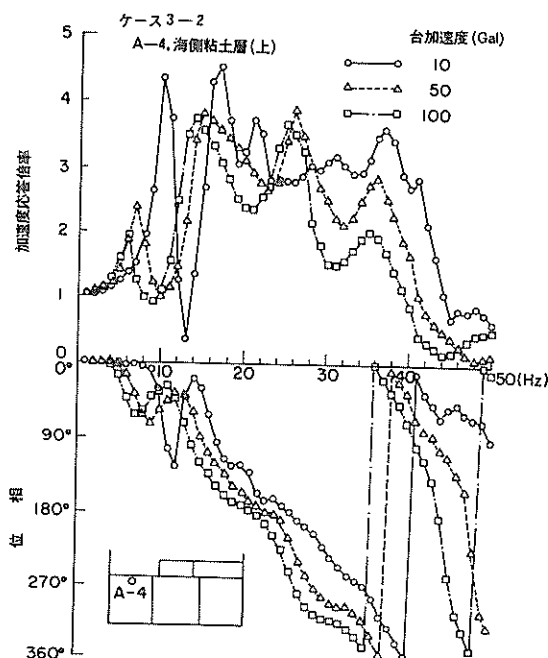


図-39 加速度応答曲線(ケース3-2, A-4)
— 振動方向 法線直角方向 —

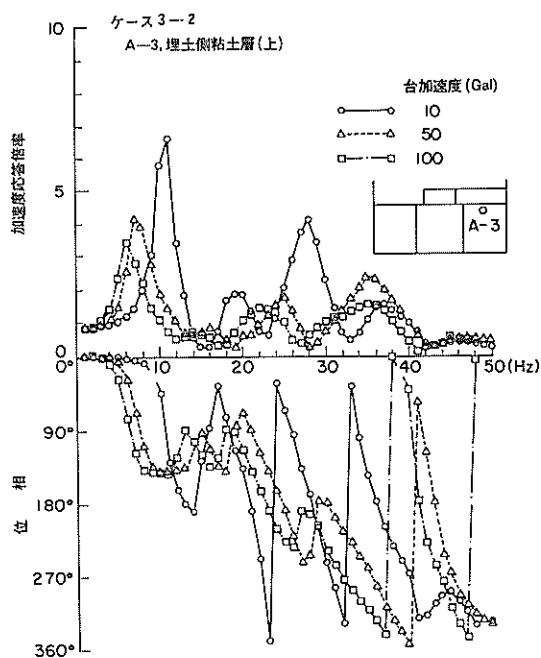


図-40 加速度応答曲線(ケース3-2, A-3)
— 振動方向 法線直角方向 —

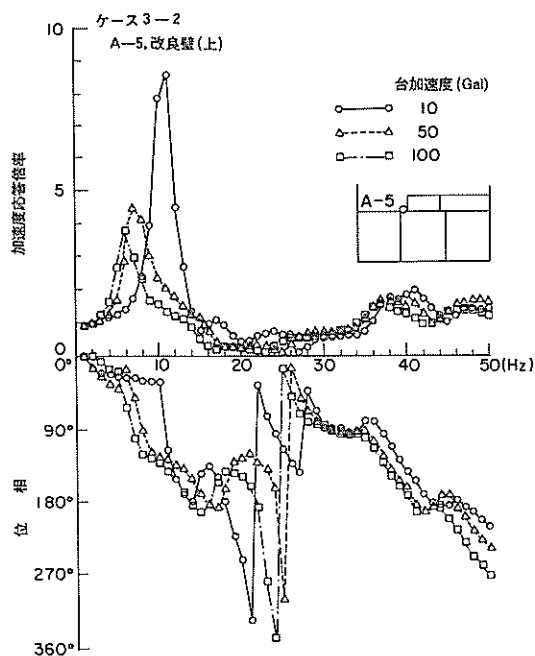


図-41 加速度応答曲線(ケース3-2, A-5)
— 振動方向 法線直角方向 —

粘土層の共振曲線は埋土側粘土層のそれに比較し、高振動数が特に卓越している。この応答結果は後述するよう

にこの粘土層の正常な共振曲線ではないと考えられる。

図-42は台加速度が 50 Gal の場合の改良壁 (A-5) の共振曲線を埋土側粘土層の上層 (A-3) と下層 (A-2) の共振曲線と比較したものである。図から、改良壁の挙動は、一次共振振動数を含め 20 Hz 付近までは粘土層の上層 (A-2) とほぼ同じであることがわかる。

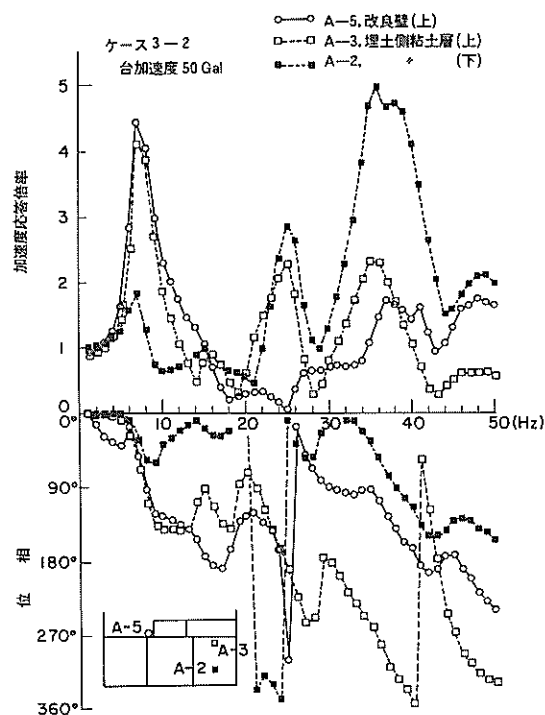


図-42 加速度応答曲線(ケース3-2, A-5, A-3, A-2)
— 振動方向 法線直角方向 —

同じ着底型改良地盤でも図-26に示したブロック状着底型改良地盤の場合は、改良ブロックと粘土層の一次共振振動数は異なっていた。これは、改良壁間の未改良土を含む壁状改良地盤の剛性がブロック状改良地盤より小さく、かつ改良地盤の重量が、ケーソン(鉄製)によって見掛け上増加したことによる壁状改良地盤の固有振動数の低下が考えられる。そこでケーソンおよび埋埋め砂層の影響がない両地盤の挙動を比較するため、台加速度が同じ 50 Gal の実験による両地盤の共振曲線を図-43に示す。改良壁の一次共振振動数は、粘土層のそれと比較し、明らかに大きい。図-27に示した改良ブロックの実験の場合よりは接近している。したがって、改良壁の場合は、その改良率にも左右されるが、その一次共振振動数は、周囲の粘土層に近くなることがわかる。また、図-42からは、加振振動数が増大すると、粘土層の上層、

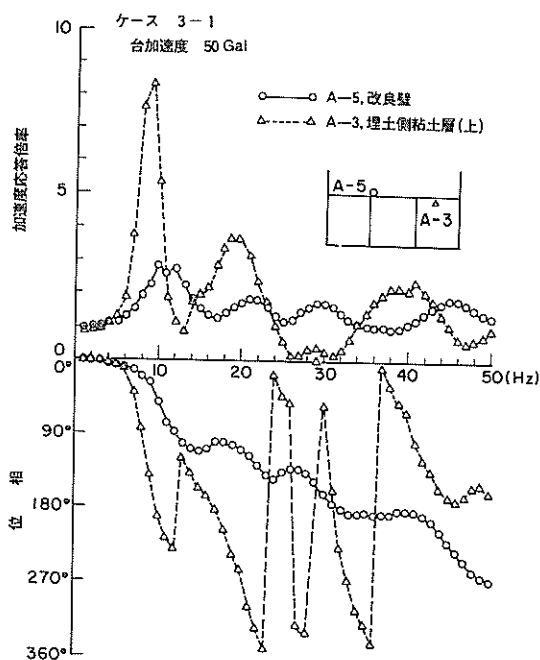


図-43 加速度応答曲線(ケース3-1, A-5, A-3)
— 振動方向 法線直角方向 —

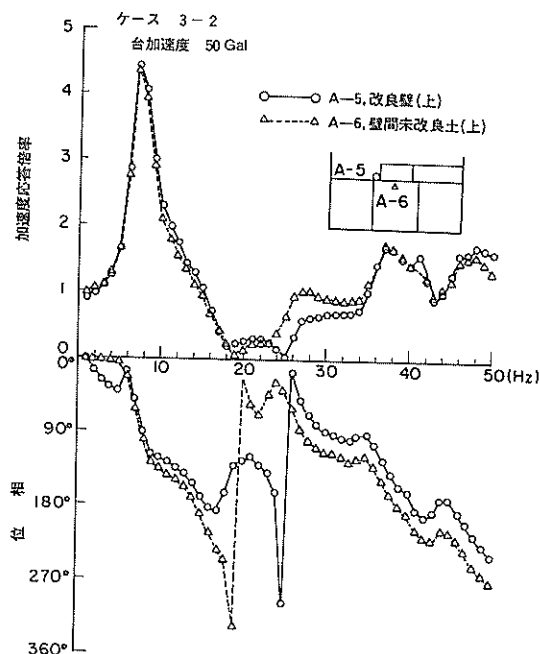


図-44 加速度応答曲線(ケース3-2, A-5, A-6)
— 振動方向 法線直角方向 —

下層ともその応答比が改良壁の応答比より大きくなる振動数がある。このときの上層、下層の位相を比較すると、多少のばらつきはあるが約 180° の差がみられる。すなわち、粘土層は図-35に示したような2次あるいは3次の振動形で振動していると考えられる。このように加振振動数が粘土層の1次共振振動数以上になると改良壁の周囲の粘土層の上層と下層の振動は逆位相になり、粘土層は改良壁の挙動を抑制するように作用してくることかわかる。なお、図-39に示した海側粘土層は、高振動数で卓越していた。これは、すでに報告した裏埋め砂層のない同じ条件下の埋土側粘土層(図-43のA-3、図-27のA-3参照)の共振曲線から判断して正常な共振曲線を示していないと考えられる。この原因は、加速度計を設置したところの粘土層が均一でなかった、あるいは加速度計を設置するとき、加速度計付近の粘土を乱したことが考えられる。

次に、改良壁と改良壁間未改良土の挙動について検討する。図-44は振動台加速度が50 Galのときの改良壁(A-5)と未改良土(A-6)の共振曲線を比較したものである。一般に壁状改良地盤の改良壁の上端は、改良壁の連続性を維持する目的を持っていわゆる短壁によって結合されているのが普通である。今回の実験では、模型の大きさの制約によってこの短壁を製作していない。

したがって、改良壁は個々に独立している。このような条件下の改良壁にケーソンを載荷しているわけだが、図からわかるように、改良壁と未改良土は、加振振動数の大きさにかかわらず同じ挙動をしていることがわかる。なお、個々に独立して建て込まれている改良壁の上端はケーソンによって見掛け上連続しているが、図-45はケーソンおよび裏埋め砂層がない状態、すなわち改良壁が一枚一枚独立した状態の改良壁(A-5)と未改良土(A-6)の挙動を比較したものである。図からわかるように、改良壁と未改良土の位相は加振振動数の大きさに関係なく、ほぼ同じであるが、応答比は加振振動数の増加とともにしだいに未改良土のほうが大きくなっていく。すなわち、改良壁と未改良土は同位相で振動するが未改良土の挙動が改良壁より大きくなる傾向を示している。以上のように改良壁を間接的にはあるが結合した場合とそうでない場合の改良壁と未改良土の挙動は異なっていたが、別途実施した短壁によって改良壁を結合した壁状改良地盤の振動実験においては、改良壁と未改良土は同じ挙動をすることを確認している。このように改良壁と壁間未改良土が同一挙動をするということは、壁状改良地盤の加速度応答特性を検討する際、改良壁と壁間未改良土を区別することなく、ひとつの地盤として検討してよいことがわかる。

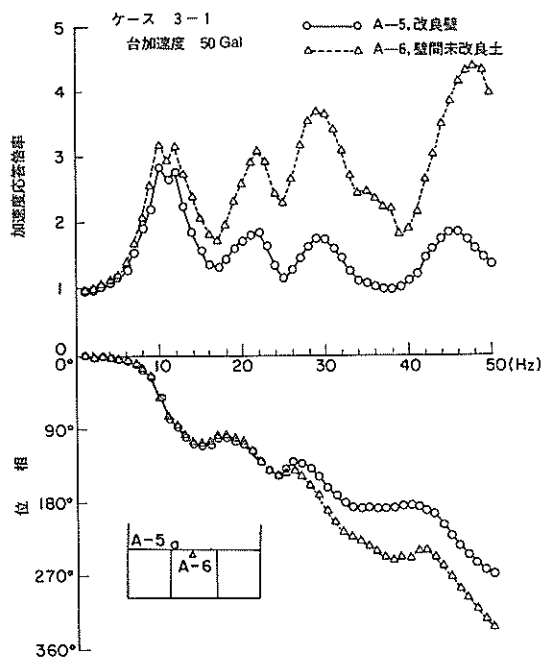


図-45 加速度応答曲線(ケース3-1, A-5, A-6)
— 振動方向 法線直角方向 —

以上から、振動方向が法線直角方向の着底型壁状改良地盤の振動性状は定性的に次のように言えるであろう。

- ① 粘土層および改良壁の挙動は、台加速度の増大とともに非線形挙動を示す。
- ② 改良壁の一次共振振動数は、埋土側粘土層と同じで、その応答比も同じであった。加振振動数が増大すると、改良壁の応答比は、粘土層のそれに比較して小さくなる。これは、粘土層の各深さの振動に位相差があるためである。
- ③ 改良壁と改良壁間未改良土は、改良壁の上端を結合することによって、加振振動数の大きさにかかわらず同じ挙動をする。このことは、振動方向が法線直角方向の壁状改良地盤の加速度応答を検討する場合、改良壁と壁間未改良土を区分けすることなく一つの地盤として、検討してよいことがわかる。ただし、改良壁の内部応力あるいは支持層の支持力等の検討に際しては、改良壁と壁間未改良土の剛性の差等は考慮する必要がある。

3.4 壁状着底型改良地盤(モデル4)

前項においては、壁状着底型改良地盤の挙動を法線直角方向で検討したが、本項では法線平行方向に対して検討する。壁状改良地盤の法線平行方向の安定性を検討する場合、特に関心が持たれるのは、いわゆる改良壁の将棋どおし現象であろう。壁状改良地盤の法線平行方向の

振動性状については、地震観測においてその特性が検討され、改良壁と改良壁間の未改良土はほぼ同じ挙動をすることが報告されている⁸⁾。本項においても、同様な視点に基づいて実験結果を整理した。モデル4の模型の平面図および断面図は図-4に示したとおりである。改良率はモデル3と同様に25%で、ケーソン模型はコンクリート製である。なお、安定計算結果は図-11に示している。海側粘土層(A-5)、埋土側粘土層(A-4)、および改良壁(A-9)の共振曲線を図-46～図-48に示す。図から、粘土層、改良壁は台加速度が増大するとともに非線形挙動することがわかる。

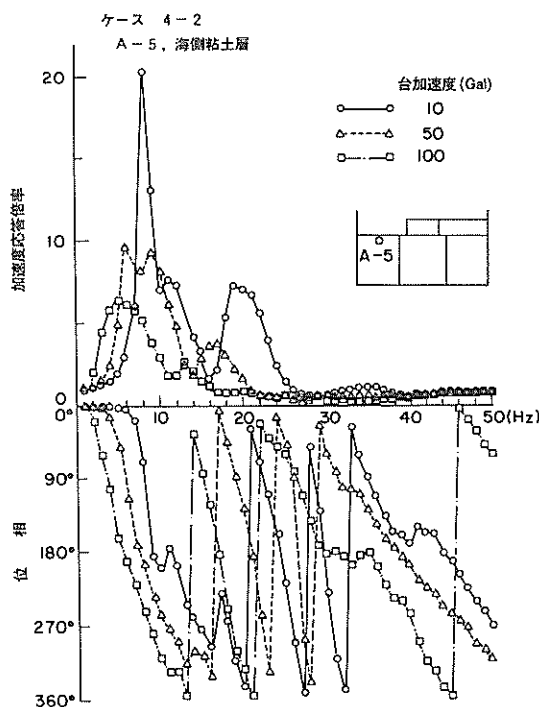


図-46 加速度応答曲線(ケース4-2, A-5)
— 振動方向 法線平行方向 —

図-49と図-50は台加速度が50 Galの場合の改良壁の共振曲線を海側および埋土側粘土層の共振曲線と重ね書きしたものである。図-49は粘土表層付近の深さ、図-50は粘土中層付近の深さにおける結果である。海側粘土層と埋土側粘土層の挙動を比較すると表層および中層とも応答比および位相に差がみられる。この事は、改良壁に対する粘土層からの影響の度合いが改良壁の両側で異なっていることを示している。この現象を改良壁上端の海側と埋土側の加速度計によって得られた共振曲線で検討する。図-51に台加速度が50 Galのときの結果を示す。図から一次共振振動数は5 Hzでその応答倍率

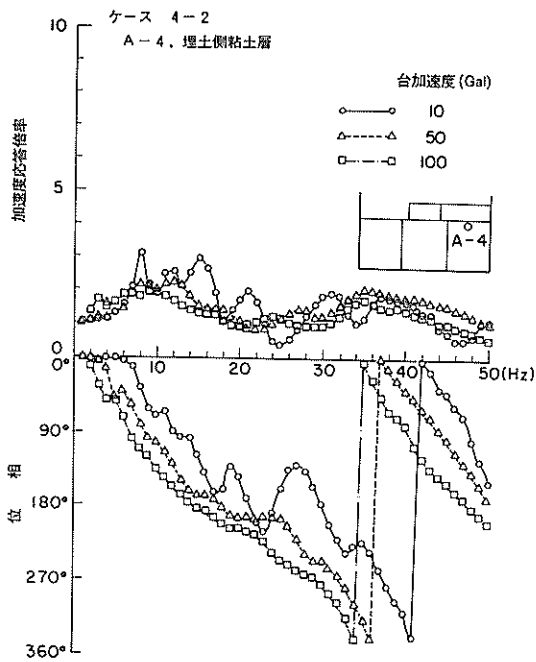


図-47 加速度応答曲線 (ケース4-2, A-4)
— 振動方向 法線平行方向 —

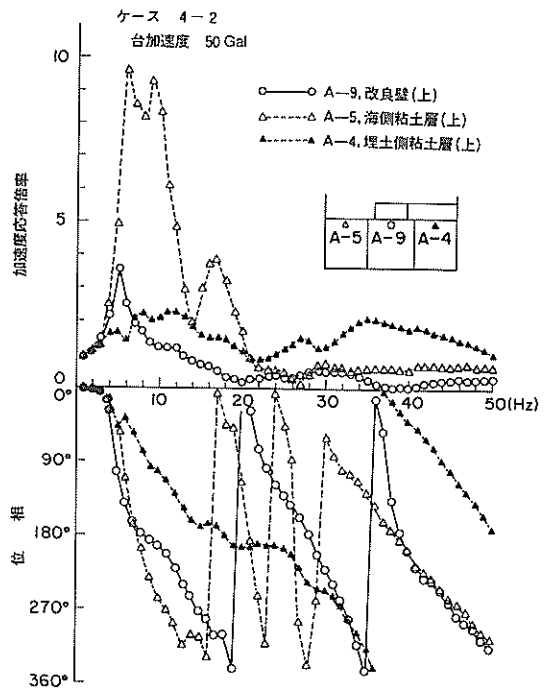


図-49 加速度応答曲線 (ケース4-2, A-9, A-5, A-4)
— 振動方向 法線平行方向 —

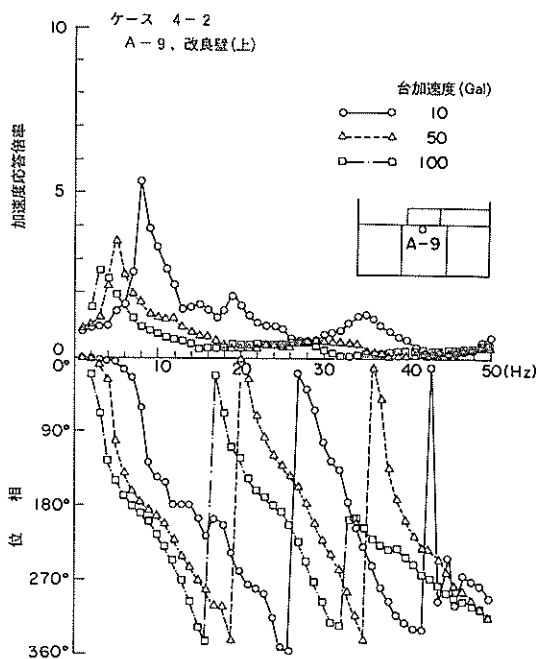


図-48 加速度応答曲線 (ケース4-2, A-9)
— 振動方向 法線平行方向 —

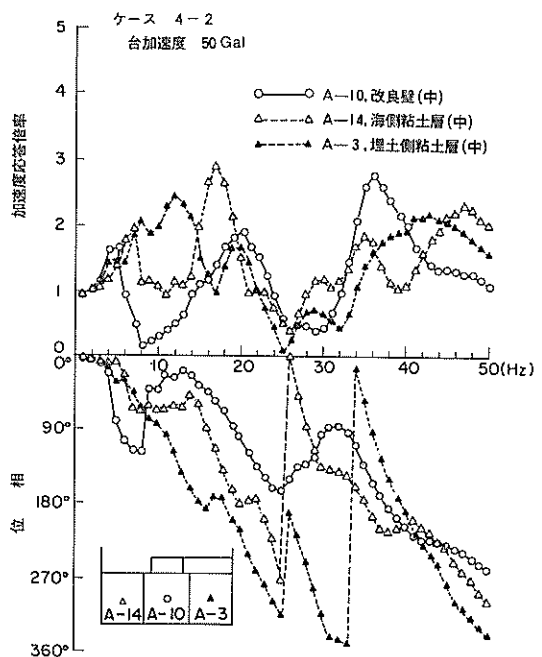


図-50 加速度応答曲線 (ケース4-2, A-10, A-14, A-3)
— 振動方向 法線平行方向 —

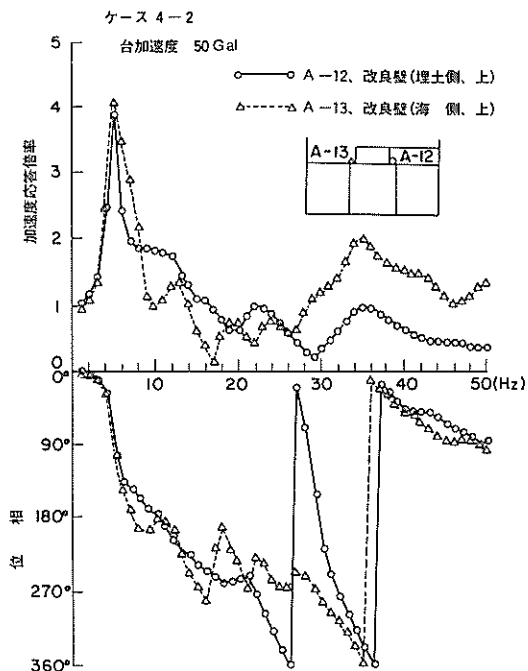


図-51 加速度応答曲線(ケース4-2, A-13, A-12)
— 振動方向 法線平行方向 —

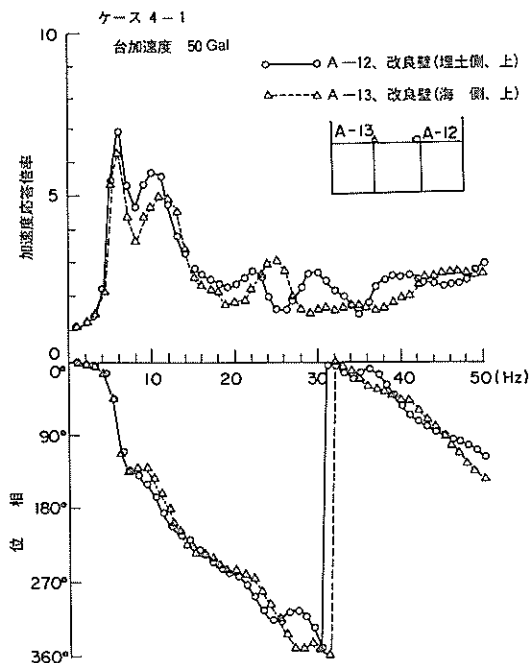


図-52 加速度応答曲線(ケース4-1, A-13, A-12)
— 振動方向 法線平行方向 —

は4.0程度あり、この結果は、図-49の改良壁中央部(A-9)のそれとほぼ同じで、改良壁上端は、海側、中央部、埋土側でほぼ同じ挙動をしていたことがわかる。しかし、加振振動数が更に増加すると図-51から改良壁の海側と埋土側で応答倍率に差が生じてきていることがわかる。これは、振動性状が異なる海側粘土層と埋土側粘土層が互に独立して改良壁の側面に作用するためである。ここで、裏埋め砂層およびケーソンがない状況、すなわち改良壁の両側の粘土層が同じ挙動を示す場合の改良壁の挙動を比較する。その結果を図-52に示す。台加速度は同じく50 Galである。改良壁の両側は、ほとんど同じ挙動をしていることがわかる。したがって、裏埋め砂層がある場合の改良壁の海側と埋土側の挙動の差異は、海側粘土層と埋土側粘土層の挙動の差異によって、生じたということがわかる。ただし、改良壁の両端の応答には位相差がみられないことから、同一深度の改良壁は剛体として挙動していたことがわかる。

図-53は改良壁の深さ方向の挙動を検討するために改良壁の上端(A-9)と中間部(A-10)の共振曲線を比較したものである。一次共振振動数を含む13 Hzまでは改良壁の上端が中間部より大きく改良壁に増幅効果がみられるが、13 Hz以上になるとその大きさは逆転してくる。この現象は位相曲線からもわかるように、加振振

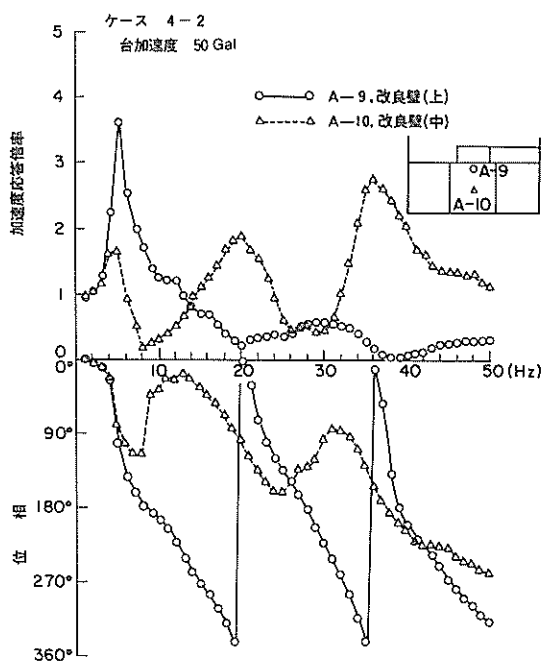


図-53 加速度応答曲線(ケース4-2, A-9, A-10)
— 振動方向 法線平行方向 —

動数の増加とともに改良壁に1次、2次等の振動形が順次卓越していることを示している。これは、法線平行方向の改良壁の剛性が小さいとともに図-49、50に示した改良壁の側面の粘土層の振動形の影響によるものと考えられる。次に、ケーソン、裏埋め砂層のない状態の改良壁と粘土層の共振曲線を図-54、55に示す。両図から改良壁の深さ方向の挙動は図-53に示した傾向と同じであることがわかる。したがって、振動方向が法線平行方向の改良壁は、法線直角方向の場合と異なり、加振振動数の大きさによって並進振動を示さないことを示している。

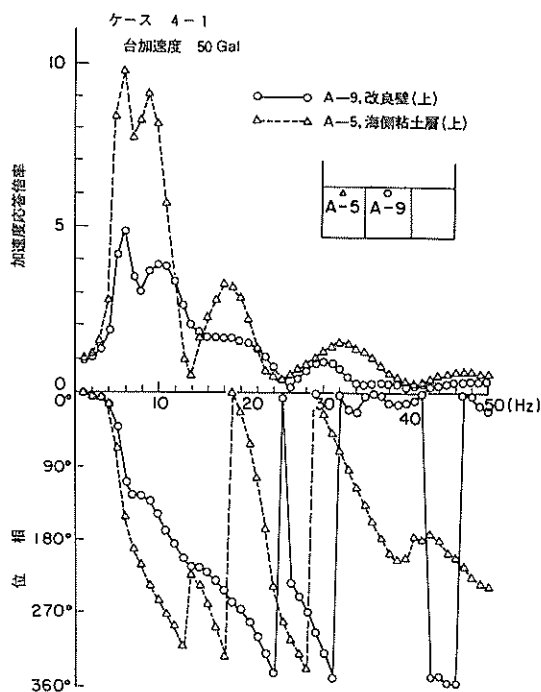


図-54 加速度応答曲線(ケース4-1, A-9, A-5)
— 振動方向 法線平行方向 —

次に、改良壁と改良壁間未改良土の挙動を検討する。加振方向が法線平行の場合、改良壁のいわゆる将棋だおし現象を恐れるであろう。図-56に例として改良壁(A-9)と未改良土(A-6)の共振曲線を示す。図から改良壁と未改良土はすべての振動数において同一挙動することがわかる。また、中間部、下端でも同様な結果を得た。なお、図-56に示す一次共振振動数以上の未改良土(A-6)は、図-51に示すケーソン両端の改良壁と同一挙動を示していない。これは、改良壁の振動性状が加振振動数によってケーソンの両側、ケーソン直下で異なっていることを示している。本実験もモデル3と同様に改良壁間が短壁によって結合されていないが、改良壁はケ

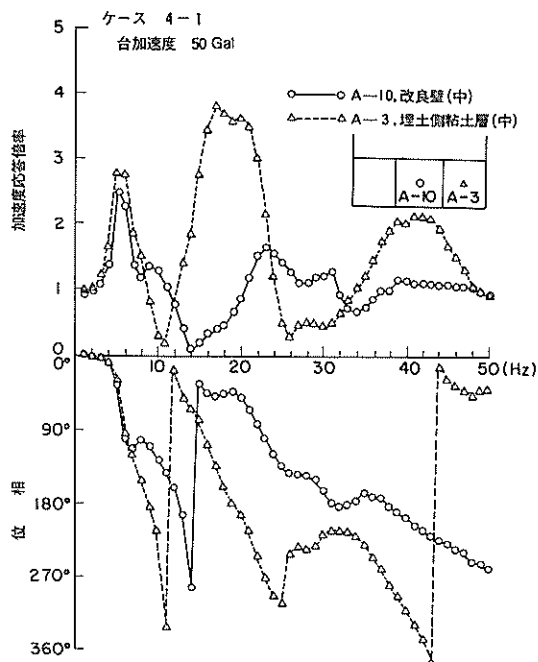


図-55 加速度応答曲線(ケース4-1, A-10, A-3)
— 振動方向 法線平行方向 —

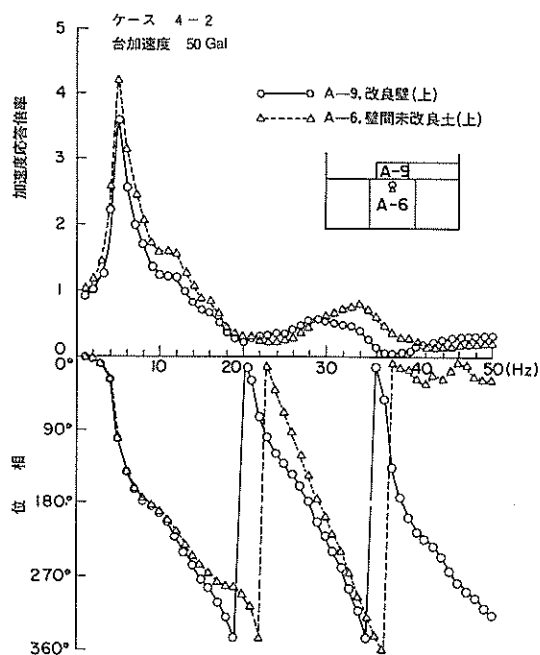


図-56 加速度応答曲線(ケース4-2, A-9, A-6)
— 振動方向 法線平行方向 —

ーソンによって見掛け上結合されている。そこで、改良壁が個々に独立した状態にある実験の改良壁と未改良土の挙動を検討したのが図-57である。台加速度は同じく50 Galである。全体に未改良土の応答比が若干大きい値を示しているが、位相の結果も考慮して、改良壁と未改良土はほぼ同じ挙動をしていると考えられる。

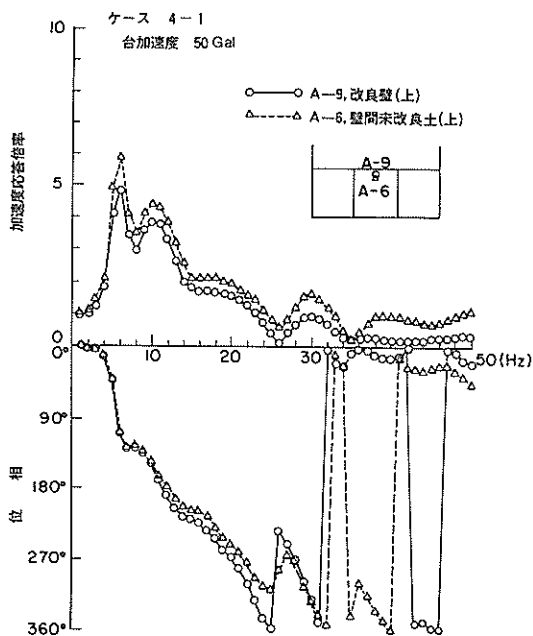


図-57 加速度応答曲線(ケース4-1, A-9, A-6)
— 振動方向 法線平行方向 —

以上から、振動方向が法線平行方向の着底型壁状改良地盤の振動性状は定性的には次のように言えるであろう。

- ① 粘土層および改良壁の挙動は、台加速度の増大とともに非線形挙動を示す。
- ② 改良壁の深さ方向の振動性状は、加振振動数が増加するとともに1次、2次の振動形が順次卓越してくる。これは、この振動方向の改良地盤の剛性が小さいということによるもので、改良地盤に作用する地震波の卓越振動数の大きさによっては、改良地盤が並進振動を示さないということを示している。
- ③ 改良壁の埋土側と海側の加速度比は、裏埋め砂層があることにより差が生じる。すなわち、法線平行方向においては異なった振動性状を示す海側粘土層と埋土側粘土層が互いに独立して、改良壁の側面に作用するためと考えられる。その差が生じるのは改良壁の一次共振振動数より高い振動数であった。ただし、改良壁の両端の挙動に位相のずれはなかった。

④ 改良壁の振動は粘土層の振動形の影響を受けるが、その影響の度合は、振動方向が法線直角方向の場合より小さい。

⑤ 改良壁と壁間未改良土の挙動は、同一深度であれば加振振動数の大きさにかかわらず同一である。

3.5 壁状浮き型改良地盤(モデル5)

地盤改良を必要とする軟弱地盤の層厚が厚くなると、壁状改良地盤の場合も、ブロック状改良地盤と同様に改良地盤の底面は軟弱な粘土層と接することになる。現在壁状改良地盤の底面が軟弱な粘土層と接するような事例は、ほとんどないのが実状である。これは、改良壁間の未改良土を含む改良地盤の挙動、改良壁が短冊状にある改良地盤直下の粘土層の支持力機構などに不明な点が残っているためである。今回の実験においては、計測の都合から未改良土を含む改良地盤の振動性状のみを検討した。

モデル5の模型の平面図および断面図は、図-5に示したとおりである。改良率は35%で、改良壁の厚さは5 cmである。安定計算結果は図-12に示したとおりである。

海側粘土層(A-5)、埋土側粘土層(A-4)および改良壁(A-8)の共振曲線を図-58~図-60に示す。図から、粘土層、改良壁とも台加速度が増加するとともに非線形挙動をすることがわかる。改良壁の挙動を海側

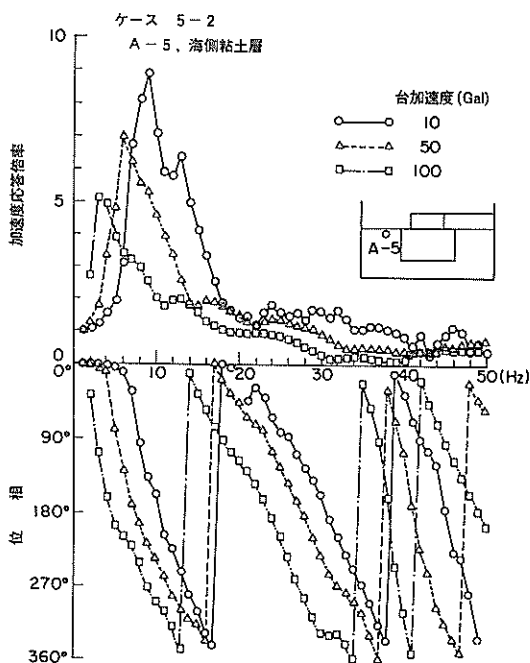


図-58 加速度応答曲線(ケース5-2, A-5)
— 振動方向 法線直角方向 —

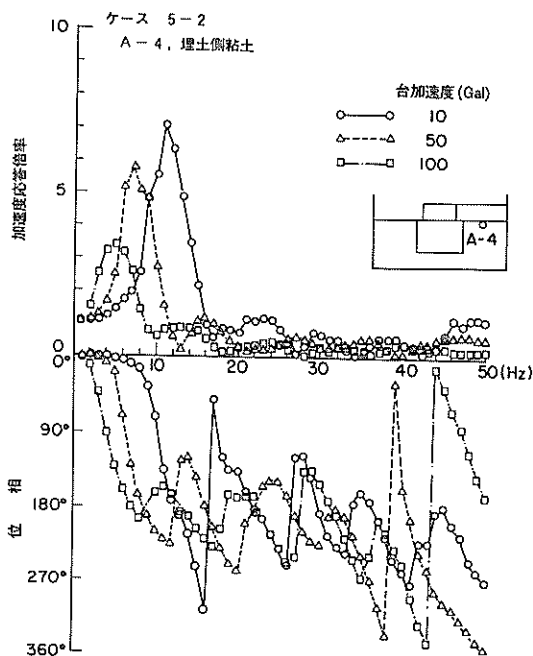


図-59 加速度応答曲線(ケース5-2, A-4)
— 振動方向 法線直角方向 —

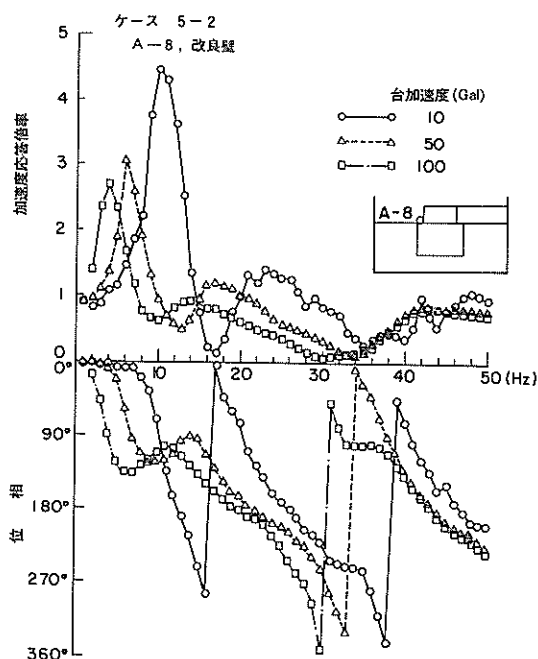


図-60 加速度応答曲線(ケース5-2, A-8)
— 振動方向 法線直角方向 —

および埋土側粘土層のそれと比較するため、台加速度が 50 Gal の場合を例として、図-61と図-62にその結果を示す。改良壁上層の加速度応答比は、海側粘土層および埋土側粘土層のそれに比較して小さな値を示している。なお、改良壁と粘土層の一次共振振動数はほぼ同じようである。この一次共振振動数における結果を同じモデル2の浮き型ブロック状改良地盤のそれと比較してみる。図-33と図-34からわかるように、ブロック状改良地盤の場合は一次共振振動数における改良ブロックの応答倍率は周辺粘土層とはほぼ一致し、改良ブロックと粘土層は同一挙動をしていた。この理由は以下のように説明できる。図-36からモデル2の一次共振振動数における粘土層の深さ方向の加速度応答倍率はほぼ同じであったことがわかる。しかし本実験の場合、粘土層の応答倍率は、図-63に示すように表層に近いほど大きい。そこで、改良壁の挙動を粘土層中層のそれと比較してみる。その結果を図-64に示す。図からわかるように改良壁は、改良壁の深さの1/2の粘土層とはほぼ同じ挙動をしていることがわかる。すなわち、粘土層の一次共振振動数における改良壁は、その周囲の粘土層の挙動の平均的なものであったということが推定できる。したがって、モデル5の改良ブロックも、その周囲の粘土層の平均的な挙動を示していたということになる。加振振動数が、一次共振振

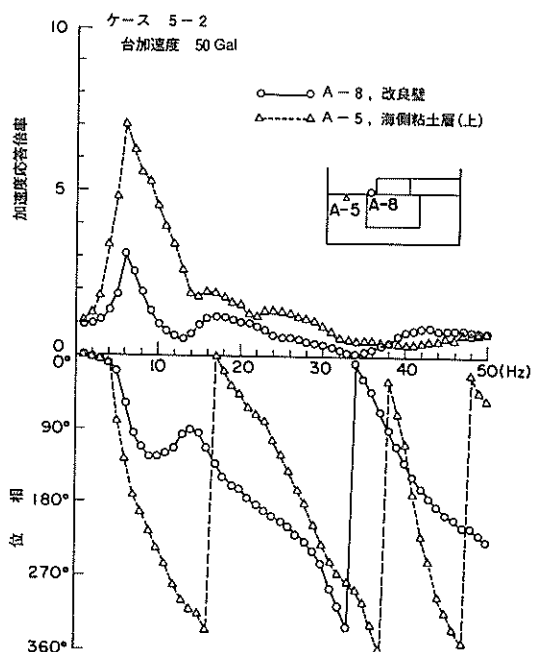


図-61 加速度応答曲線(ケース5-2, A-8, A-5)
— 振動方向 法線直角方向 —

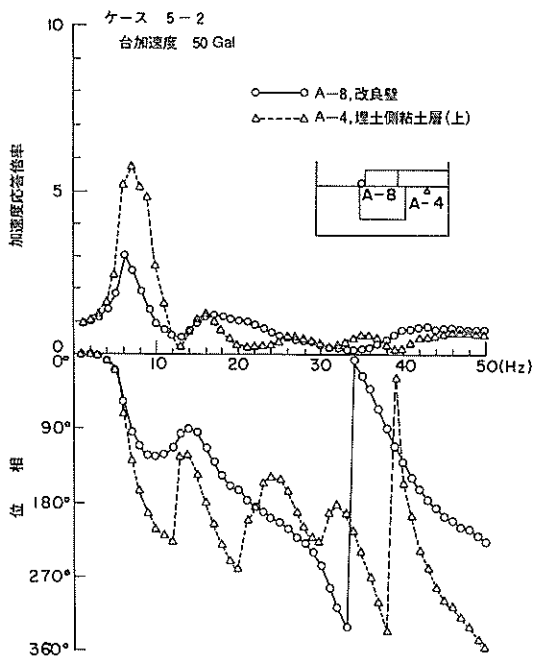


図-62 加速度応答曲線(ケース5-2, A-8, A-4)
— 振動方向 法線直角方向 —

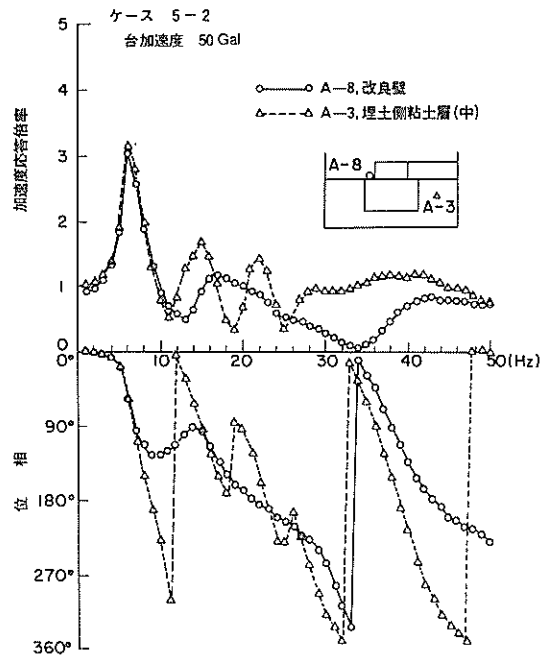


図-64 加速度応答曲線(ケース5-2, A-8, A-3)
— 振動方向 法線直角方向 —

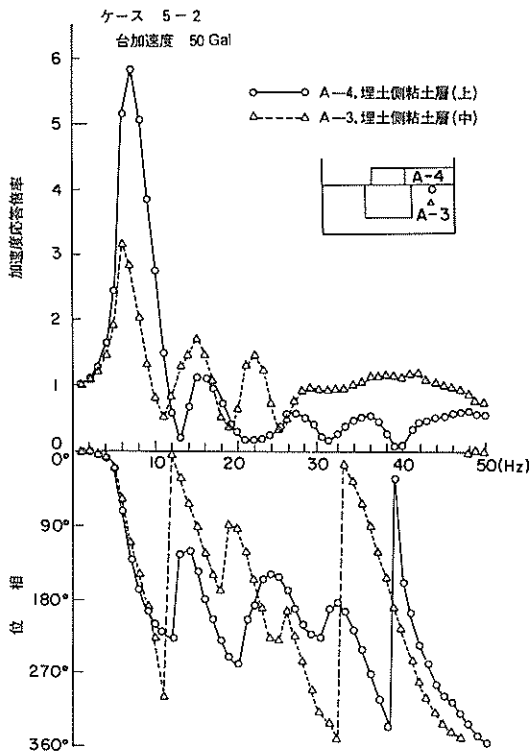


図-63 加速度応答曲線(ケース5-2, A-4, A-3)
— 振動方向 法線直角方向 —

動数以上になると、図-64からわかるように、改良壁の周囲の粘土層の平均的挙動より小さくなっていく傾向がある。これは、図-35に示したように粘土層が深さ方向に位相差をもって振動しているためと考えられる。そこで、改良壁とその直下の粘土層の挙動を比較してみる。図-65にその結果を示す。なお、改良壁下端には加速度計を設置していない。そこで、改良壁上端の挙動が同じ深さの未改良土のそれとほぼ等しかったことを考慮し、壁間未改良土下端の挙動も改良壁下端と同じ挙動をすると仮定し、改良壁の共振曲線の代わりに未改良土(下)の共振曲線を用いた。図から一次共振振動数における壁間未改良土の応答比は、図-37に示した改良ブロックの場合と同じく、改良壁直下の粘土層のそれより増幅されていることがわかる。また、加振振動数が大きくなるに伴って改良壁未改良土の応答比は減少し、改良壁直下の粘土層の応答比と対応しているようである。位相も一次共振振動数以上では、壁間未改良土のほうが若干の遅れが小さいが、両者はほぼ同じ傾向を示している。したがって、壁状改良地盤下端の挙動は一次共振振動数付近の振動数以外では、ほぼ改良地盤直下の粘土層と同じようである。次に、改良壁と改良壁間未改良土の挙動について検討する。図-66は改良壁上端(A-8)と同じ深さの未改良土(A-6)の共振曲線の一例である。壁および未改良

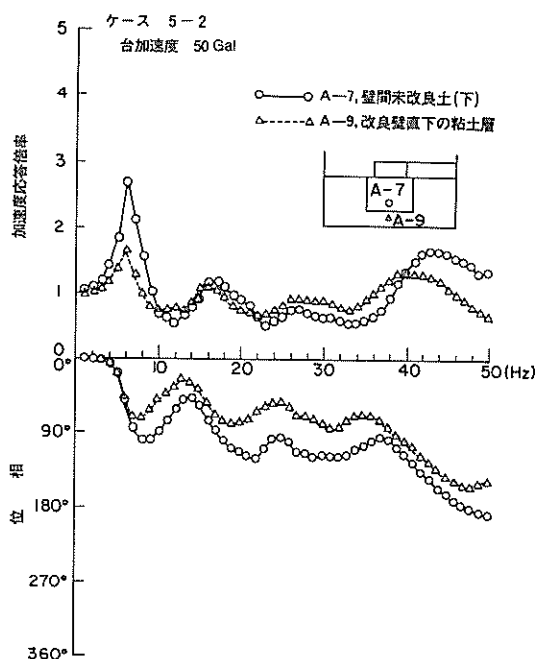


図-65 加速度応答曲線(ケース5-2, A-7, A-9)
— 振動方向 法線直角方向 —

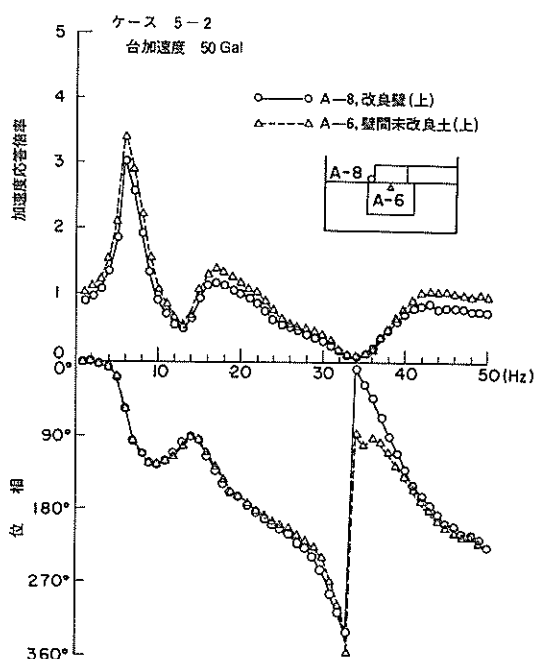


図-66 加速度応答曲線(ケース5-2, A-8, A-6)
— 振動方向 法線直角方向 —

土は、加振振動数に依存することなく、同一挙動をしていることがわかる。改良壁の周囲の粘土層は、図-63に示したように表層に近いほど大きな応答を示していたが、未改良土を含む改良地盤の深さ方向の挙動を検討する。図-67に壁間未改良土の上端(A-6)と下端(A-7)の共振曲線を示す。なお、改良壁の下端には加速度計は設置されていないので、壁間未改良土の結果を用いた。図から、加振振動数の大きさによって、未改良土の深さ方向の加速度応答比に若干差はあるが、図-63に示した粘土層のそれに比較し、小さくなっていることがわかる。すなわち、改良壁の深さ方向の加速度増幅特性は余り大きくないことがわかる。なお、加振振動数が大きくなると、改良壁の上端と下端には位相差が生じる。以上の結果は、改良壁がケーソンによって見掛け上結合されている状態のものである。そこで、ケーソン、裏埋め砂層がない実験の結果、すなわち改良壁が個々に独立しているときの改良壁と壁間未改良土の挙動を検討する。図-68は図-66に対応する改良壁上端と同じ深さの未改良土の共振曲線、図-69は図-67に対応する未改良土の深さ方向の共振曲線である。図-68から、加振振動数が40 Hzまでは、改良壁と未改良土の挙動はほぼ同じで、改良壁の結合の影響はなかったことがわかる。ただし、40 Hz以上になると未改良土の応答が異常に大きくなっ

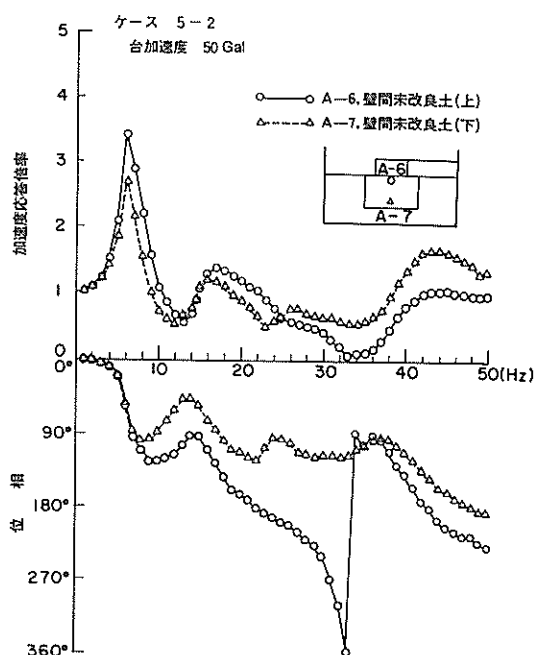


図-67 加速度応答曲線(ケース5-2, A-6, A-7)
— 振動方向 法線直角方向 —

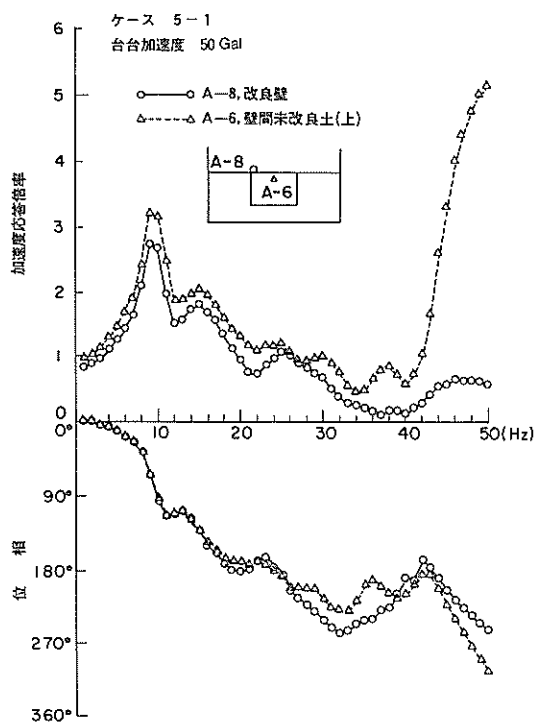


図-68 加速度応答曲線(ケース5-1, A-8, A-6)
— 振動方向 法線直角方向 —

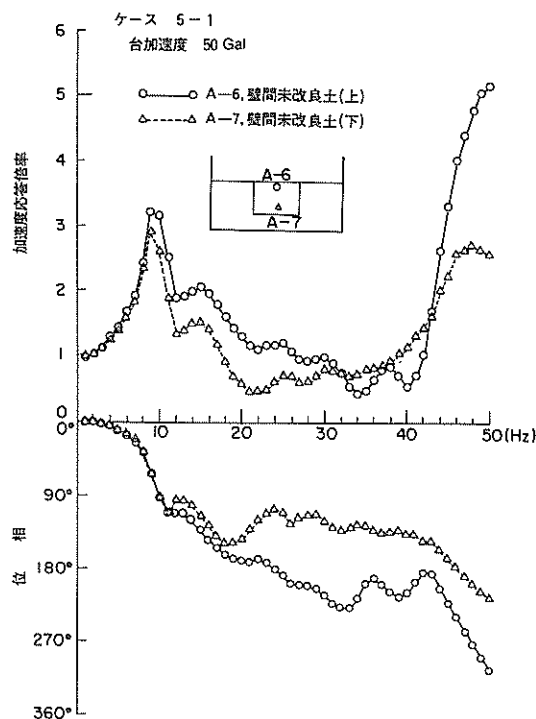


図-69 加速度応答曲線(ケース5-1, A-6, A-7)
— 振動方向 法線直角方向 —

ている。一方、40 Hz までの未改良土の深さ方向の挙動は、図-69から未改良土の上端のほうが若干大きい、ほぼ剛体的挙動を示していることがわかる。これら結果は、図-66, 67に示したケーソンによって結合された状態の結果と変わることはないようである。ただし、40 Hz 以上の壁間未改良土の挙動については改良壁の応答、更に改良壁上端をケーソンによって結合した状態の改良壁および壁間未改良土の応答を考慮すると、きわめて局部的な現象と考えられる。

以上から、浮き型壁状改良地盤の法線直角方向の振動性状は定性的には以下に言えるであろう。

- ① 粘土層および改良壁は、台加速度の増大とともに非線形挙動を示す。
- ② 改良壁の一次共振振動数は、粘土層と同じである。一次共振振動数における改良壁の挙動は、その周囲の粘土層の平均的なものである。
- ③ 加振振動数が一次共振振動数以上になると、改良壁の挙動はその周囲の粘土層より小さくなり、改良壁直下の粘土層と等しくなるようである。これは、壁間未改良土を含む改良地盤の挙動が剛体挙動であるとともにその周囲の粘土層の振動形に影響されていることを示している。
- ④ 改良壁と壁間未改良土の挙動は、改良壁上端の挙動から判断してほぼ等しい。
- ⑤ 壁間未改良土の挙動から、壁状改良地盤の深さ方向の応答加速度は、加振振動数の大きさにかかわらずほぼ同じで、剛体的挙動を示す。

3.6 壁状浮き型改良地盤(モデル6)

加振方向が法線直角方向の壁状浮き型改良地盤の振動性状については、前項において説明した。本項においては同改良地盤の法線平行方向の振動性状を検討する。

モデル6の模型の平面図および断面図は図-6に示したとおりである。模型諸元はモデル5と同じで、改良率は35%、改良壁の厚さは5 cm である。モデル6の改良地盤の法線直角方向の安定計算結果は図-13に示したとおりである。

図-70と図-71に海側粘土層(A-5)と埋土側粘土層(A-4)の共振曲線を示す。図から、台加速度の増大とともに粘土層は非線形的挙動をすることがわかる。

図-72と図-73は改良壁上端の海側(A-9)と埋土側(A-13)の共振曲線を示したものである。改良壁も粘土層と同様に台加速度の増大とともに非線形挙動を示していることがわかる。また、一次共振振動数付近までは改良壁の両側は、ほぼ同じ挙動を示している。しかし、加振振動数が一次共振振動数以上になると、埋土側加速度

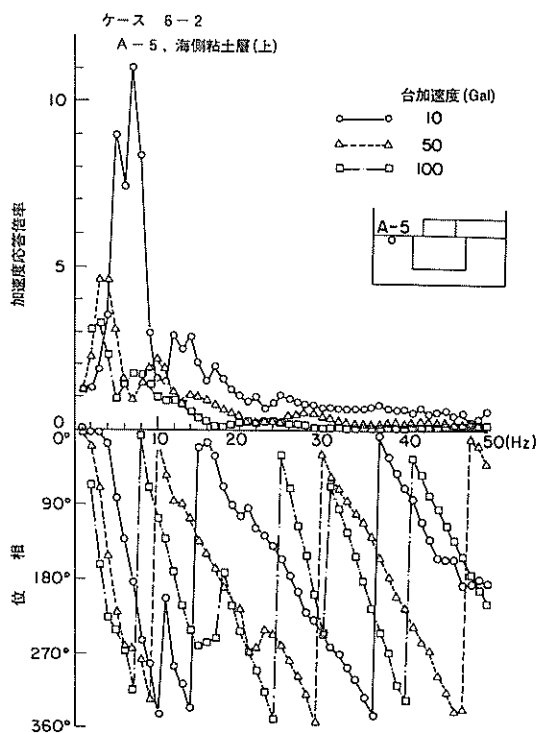


図-70 加速度応答曲線(ケース6-2, A-5)
— 振動方向 法線平行方向 —

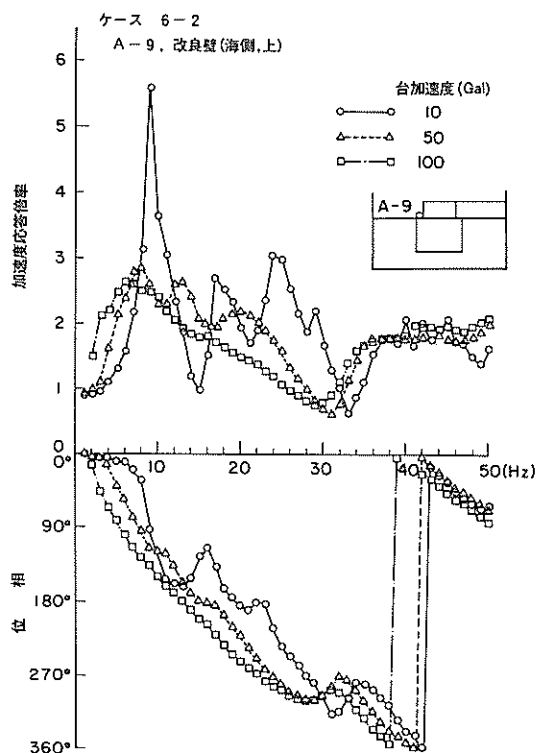


図-72 加速度応答曲線(ケース6-2, A-9)
— 振動方向 法線平行方向 —

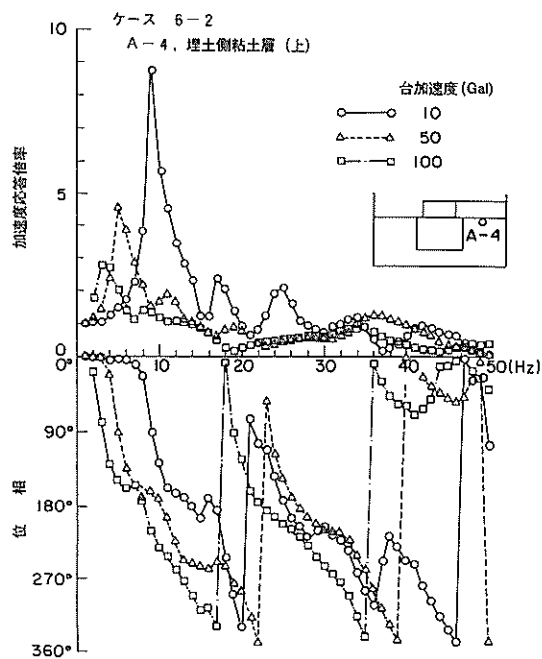


図-71 加速度応答曲線(ケース6-2, A-4)
— 振動方向 法線平行方向 —

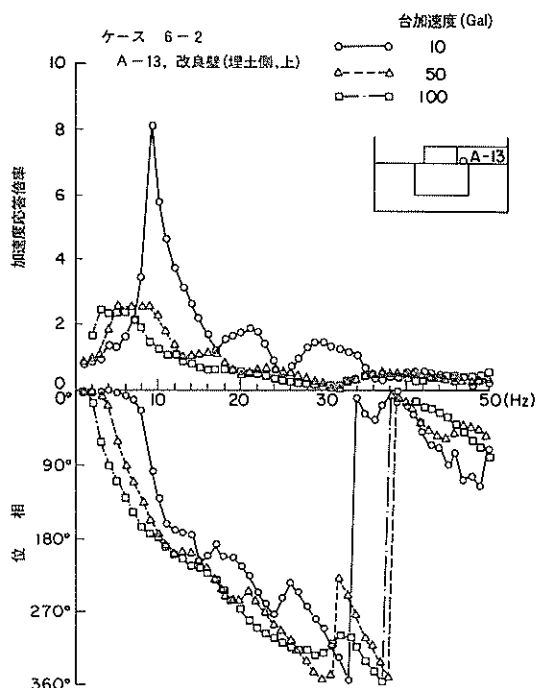


図-73 加速度応答曲線(ケース6-2, A-13)
— 振動方向 法線平行方向 —

応答比は急速に小さくなるが、海側のほうは埋土側に比較して大きな応答を示し、異なった挙動を示している。このことは、位相を考慮すると、改良壁の海側と埋土側は同一位相で振動するが海側の振幅が埋土側より大きいということである。この振動現象は、3.4 壁状着底型改良地盤（モデル4）の実験と同様に裏埋め砂層による影響と考えられる。なお、裏埋め砂層がない状態の実験における改良壁上端の海側および埋土側の共振曲線は、後述の図-79の○印（A-9）と図-81の○印（A-13）に示すようにほぼ同じであった。

次に台加速度が 50 Gal のときを例に改良壁と粘土層の挙動の比較を行ってみる。図-74と図-75にその結果を示す。図-74は改良壁と海側粘土層、図-75は改良壁と埋土側粘土層の比較である。両図に示す改良壁上端の海側と埋土側は前述のように一次共振振動数付近まではほぼ同じ挙動を示しているが、それ以上の加振振動数に対しては、改良壁の海側のほうが大きな応答を示している。改良壁の一次共振振動数は、改良壁両側の粘土層のそれとは一致せずに若干高い振動数を示している。振動方向が法線直角方向のモデル5の場合は、改良壁の一次共振振動数と粘土層のそれとは一致していた（図-61、62 参照）。このように一次共振振動数に差が生じた理由は次のように考えられる。振動方向が法線平行方向の場合、

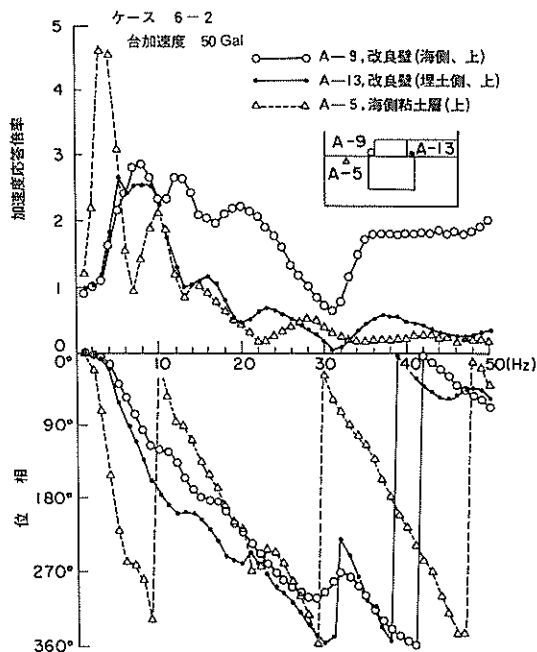


図-74 加速度応答曲線（ケース6-2，A-9，A-13，A-5） — 振動方向 法線平行方向 —

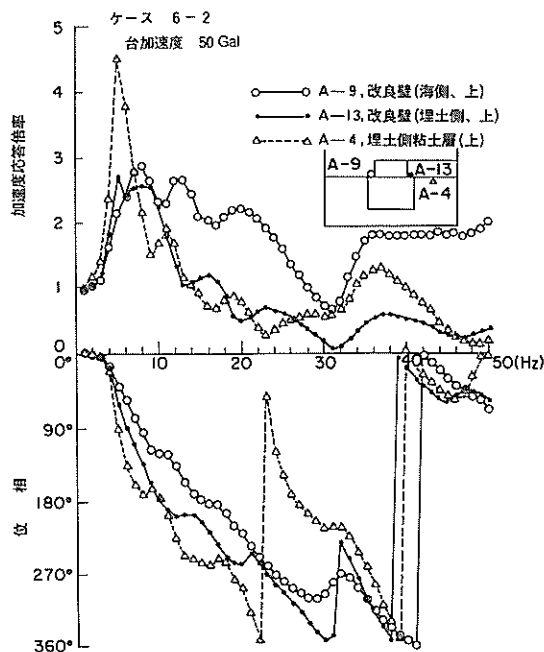


図-75 加速度応答曲線（ケース6-2，A-9，A-13，A-4） — 振動方向 法線平行方向 —

合、改良地盤と粘土層とは土のせん断変形により結合されているのに対し、法線直角方向の場合は、土の圧縮変形によって結合されている。このため、振動方向が法線直角方向の場合の改良地盤と粘土層は一体として応答したと考えられる。粘土層の一次共振振動数において粘土層から改良壁に与えた影響が小さかったことは、図-76に示す結果からもわかる。すなわち、改良壁下端の挙動は、同じ浮き型改良地盤で振動方向が法線直角方向のモデル2（図-37参照）とモデル5（図-65参照）の結果と異なり、改良壁直下の粘土層とほぼ同じであった。

次に改良壁と壁間未改良土の挙動を各深さで検討する。図-77が改良壁上端、図-78が改良壁下端の深さにおける改良壁と壁間未改良土の共振曲線を示したものである。図-77から一次共振振動数付近までのケーソン直下の壁間未改良土の挙動は、ケーソン両端の改良壁と同じであるが、加振振動数がそれ以上になると未改良土の挙動は改良壁と異なっている。これは、同一深度の改良壁の挙動が前述のように振動数の増加とともに異なってくるため、ケーソン両端の改良壁の挙動は、ケーソン直下の未改良土の挙動と一致しなかったと考えられる。なお、ケーソン直下に位置する改良壁下端における改良壁と壁間未改良土は、図-78に示すように加振振動数に関係なくほぼ同一挙動をしていることがわかる。なお、ケ

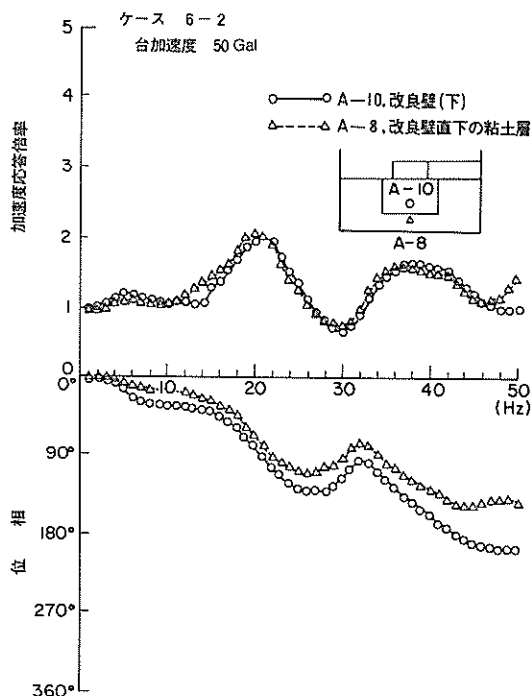


図-76 加速度応答曲線(ケース6-2, A-10, A-8)
— 振動方向 法線平行方向

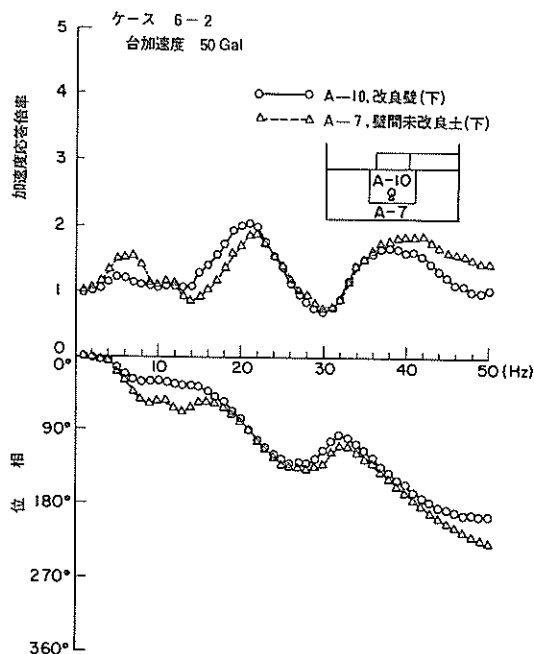


図-78 加速度応答曲線(ケース6-2, A-10, A-7)
— 振動方向 法線平行方向 —

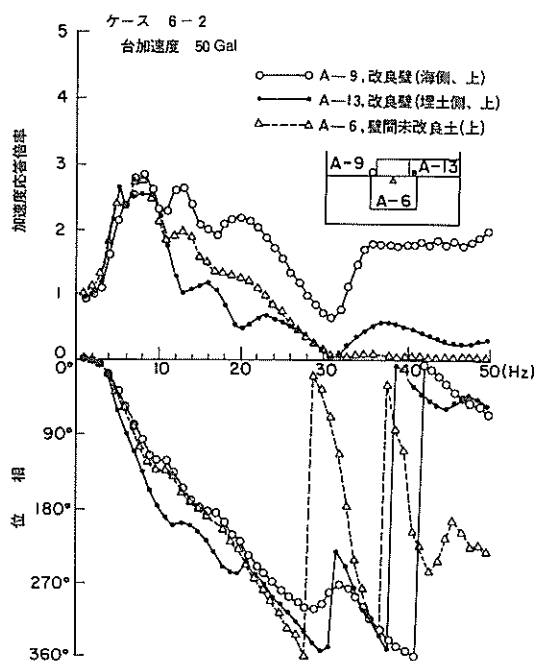


図-77 加速度応答曲線(ケース6-2, A-9, A-13, A-6)
— 振動方向 法線平行方向 —

ーソン、裏埋め砂層がない状態の改良壁と壁間未改良土の挙動を比較したのが図-79である。改良壁の挙動は、海側(A-9)を図示しているが、埋土側(A-13)の結果も後述の図-81の○印で示すように海側と同じである。図から、改良壁および壁間未改良土の挙動は振動数が40 Hz以上で若干異なるが、図-77に示されたような差はなくほぼ同じであることがわかる。以上は、改良壁の上端および下端の挙動をその深さの未改良土と比較したものであるが、図-80は改良壁の上端と下端の挙動を比較したものである。図から改良壁の一次共振振動数の改良壁の応答は深さ方向に大きな開きがあることがわかる。この改良壁の振動現象はモデル5の法線直角方向の改良壁の挙動(図-87参照)、いわゆる、深さ方向に一樣な応答と異なっている。すなわち、加振振動数が一次共振振動数以上になると、改良壁の深さ方向の応答は、海側では一樣、埋土側では下端の応答が大きくなる。なお、深さ方向の位相差は、改良壁の海側、埋土側ともに180°を示し、改良壁の上端と下端は逆位相で振動している。このように、ケーソン、裏埋め砂層がある場合の改良壁内の挙動は加振振動数によって複雑なものであることがわかる。これは、前述のように振動性状の異なる海側および埋土側粘土層が互いに独立して改良壁の側面に作用し、かつ、この振動方向に対する改良地盤の剛性が小さ

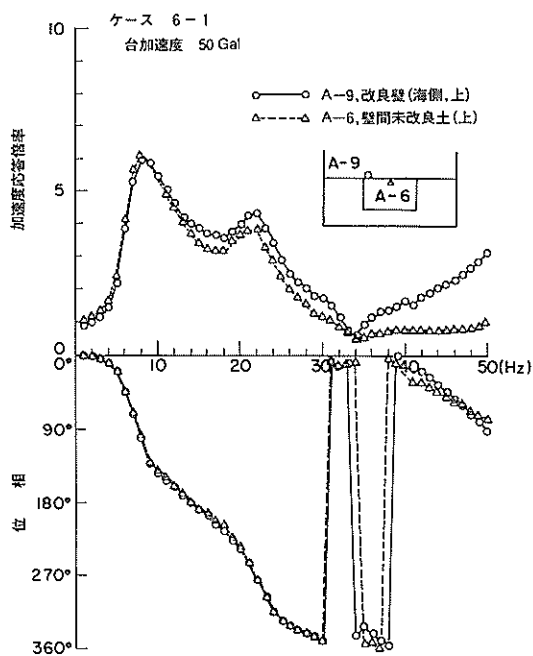


図-79 加速度応答曲線(ケース6-1, A-9, A-6)
— 振動方向 法線平行方向 —

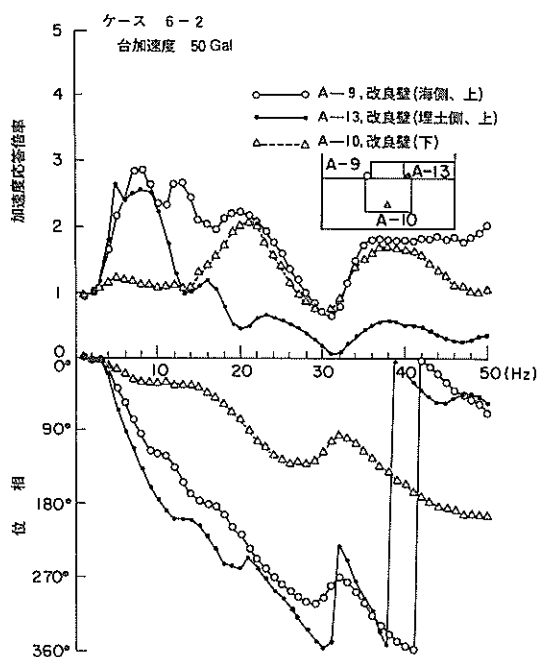


図-80 加速度応答曲線(ケース6-2, A-9, A-13, A-10)
— 振動方向 法線平行方向 —

いためと考える。そこで、改良土にケーソン、裏埋め砂層がない状態の改良壁の上端と下端の挙動を検討する。図-81にその結果を示す。図中の改良壁上端の共振曲線は埋土側を示しているが、海側(A-9)も図-79に示したように同一結果であった。図から、改良壁の上端が共振状態のとき、改良壁の上端と下端の応答には、大きな差があることがわかる。この結果も、加振方向が法線直角方向のモデル5(図-69参照)と異なるところである。このように、浮き型改良地盤の場合、加振方向によって改良壁内の深さ方向の挙動は大きく異なっている。

以上から、浮き型壁状改良地盤の法線平行方向の振動性状は定性的には以下のように言えるであろう。

- ① 粘土層および改良壁は、台加速度の増大とともに非線形挙動を示す。
- ② 改良壁の一次共振振動数は、その周囲の粘土層より高く、改良地盤固有の振動が卓越している。
- ③ 改良壁下端の挙動は、その直下の粘土層と同じようである。このことは、振動方向が法線直角方向の場合と比較し、改良地盤の側面に作用する粘土層の影響が小さかったことを示している。

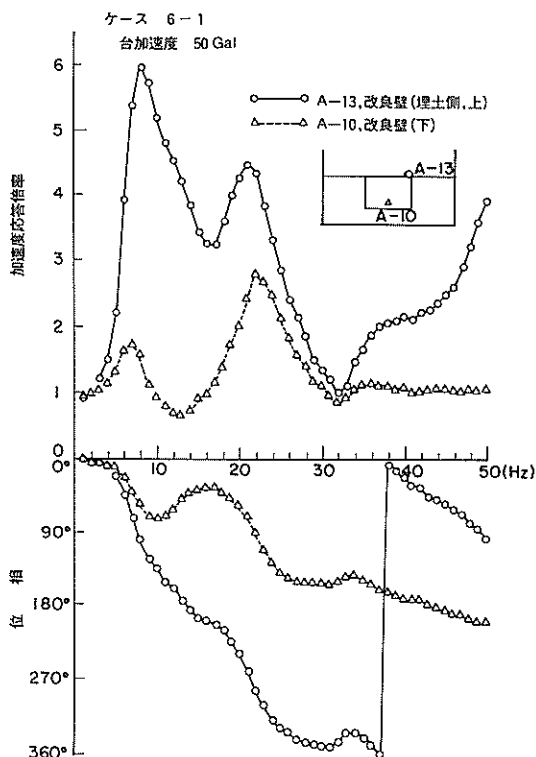


図-81 加速度応答曲線(ケース6-1, A-13, A-10)
— 振動方向 法線平行方向 —

④ 改良壁上端の挙動は、一次共振振動数までは、改良壁の海側と埋土側ではほぼ同一挙動を示すが、加振振動数がそれ以上になると両側の挙動に差がでてくる。この差は振動性状の異なる海側粘土層と埋土側粘土層が改良壁の両側面に作用するためである。

⑤ 改良壁と壁間未改良土は、両者が同一深さであれば同一挙動をする。

⑥ 改良壁上端の一次共振振動数における改良壁の深さ方向の応答は、振動方向が法線直角方向の場合と異なり、上端の応答が下端に比較して大きくなる。このことは、改良地盤が並進かつ剛体的な挙動を示していないことを示している。

4. 結 論

深層混合処理工法によるブロック状および壁状改良地盤の振動性状を把握するため、模型振動実験を実施した。両改良地盤はその改良深度が砂地盤に達している着底型改良地盤と粘土層中にある浮き型改良地盤に分類される。また、改良地盤に与えた振動方向は、ブロック状改良地盤の場合は岸壁法線直角方向、壁状改良地盤の場合は岸壁法線直角方向と平行方向である。加振外力は、正弦波外力である。以下に振動実験のおもな結果を示す。

1) 改良地盤は、改良形状、振動方向にかかわらず外力の増大とともに非線形挙動を示す。

2) 壁状改良地盤の場合、同一深度の改良壁と壁間未改良土は振動方向が同じであれば同一挙動を示す。

3) ブロック状および壁状改良地盤の深さ方向の挙動は、着底型および浮き型とも法線直角方向の振動に対し、顕著な差はなく剛体的挙動を示す。一方、法線平行方向の振動に対する壁状改良地盤の深さ方向の挙動は、着底型および浮き型とも加振振動数の大きさによって差が生じ、剛体的挙動を示さない。

4) 着底型ブロック状改良地盤の一次共振振動数は、周囲の粘土層より高い。

5) 浮き型ブロック状改良地盤の挙動は、周囲の粘土層の一次、二次等の振動形に強く影響を受ける。したがって、加振振動数が粘土層の一次共振振動数以上になると改良地盤の応答は粘土層より小さくなる。

6) 振動方向が法線直角方向の場合、着底型壁状改良地盤の挙動も粘土層の振動形の影響を受ける。

7) 振動方向が法線平行方向の着底型壁状改良地盤の深さ方向の振動性状は、加振振動数の増加とともに一次、二次の振動形が順次卓越し、並進振動を示さなくなる。更に、改良壁の海側と埋土側の応答加速度振幅にも差が生じる。これは、改良地盤の周辺粘土層の振動性状が海

側と埋土側とで相違しているため生ずる現象と理解される。

8) 振動方向が法線直角方向の場合、浮き型壁状改良地盤の挙動は、浮き型ブロック状改良地盤の場合と同様に周囲の粘土層の振動形に依存する。

9) 法線平行方向の振動に対する浮き型壁状改良地盤の改良壁の深さ方向の振動性状ならびに海側および埋土側の振動性状は、着底型壁状改良地盤のそれと同様である。このような振動性状は、法線平行方向に対する改良地盤の深さ方向の剛性が小さいことと改良地盤両側の海側および埋土側粘土層の挙動が相違しているためと考えられる。なお、法線平行方向の振動に対する壁状改良地盤の一次共振振動数は着底型および浮き型とも周囲の粘土層のそれより高く、法線直角方向の場合のように一致していない。これから、振動方向が法線直角方向の場合の粘土層が改良地盤に与える影響は、法線平行方向の場合より大きいことがわかる。

以上の模型実験結果から、軟弱な粘土層によって拘束される実際の改良地盤の地震時挙動は、地震動の振幅の大きさとともにその地震動が有する周期特性によって異なることがわかる。

5. あ と が き

今回の実験は、ブロック状および壁状改良地盤の振動性状を検討するため実施されたものである。実験結果によると、改良地盤の応答は、周辺地盤の振動形に支配されることが確認された。今後、改良地盤の耐震性を検討する際の重要な課題として、改良地盤の周辺地盤の深さごとの地震動を正確に把握する必要がある。また、改良地盤の応答が周辺地盤の振動形に依存するということは、改良地盤に作用する振動土圧の分布形についても検討する必要があると考えられる。改良地盤の建設において、その経済性を重視する場合、今回の実験に用いた壁状改良地盤の採用が期待される。実験結果から、特に振動方向が法線平行方向の場合、改良地盤内の深さ方向の振動性状に差があることがわかった。壁状改良地盤の改良形状から判断すると改良地盤の内部応力の検討においては、三次元的考察が望まれる。現在、改良地盤の規模は、改良地盤の滑動条件によって決定されることが多い。改良地盤のより経済化、また改良地盤が周辺地盤によって拘束され、かつ最大地震動の継続時間を考慮した場合、改良地盤の滑動を許容する解析法の開発も望まれる。

なお、改良地盤に対する合理的な耐震設計法については、地震観測、数値計算および今回の実験を含めた模型振動実験の結果を総合的に取りまとめて発表する予定で

ある。

最後に、本報告をとりまとめるにあたっては、土田壁構造部長より貴重な御助言をいただいた。ここに、厚く感謝する次第である。

(1985年3月30日受付)

参 考 文 献

- 1) 寺師昌明・奥村樹郎・光本 司：石灰安定処理土の基本的特性に関する研究，港湾技術研究所報告，Vol. 16, No. 1, 1977年3月，pp. 3～28.
- 2) 寺師昌明・田中洋行・光本 司・新留雄二・本間定吉：石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究（第2報），港湾技術研究所報告，Vol. 19, No. 1, 1980年3月，pp. 33～62.
- 3) 中村龍二：セメントスラリーを用いた深層混合処理工法〔I〕—横浜港大黒埠頭—12m岸壁に於ける試験工事と設計について—，埋立と浚渫，No. 78, 1978年，pp. 32～55.
- 4) 中村龍二：セメントスラリーを用いた深層混合処理工法〔II〕—横浜港大黒埠頭—12m岸壁に於ける試験工事と設計について—，埋立と浚渫，No. 79, 1978年，pp. 23～38.
- 5) 奥山文雄・鈴木庄二・廣本文泰：深層混合処理工法による横浜港大黒埠頭岸壁工事，土木学会誌，Vol. 67, 1982年12月，pp. 37～42.
- 6) 曾我部隆久・荘司喜博・南兼一郎・村田 進：広島港（廿日市地区）における深層混合処理工法による格子状地盤改良工，土と基礎，Vol. 29, No. 4, 1981年4月，pp. 11～18.
- 7) 稲富隆昌・風間基樹・今村俊博：深層混合処理工法による壁状改良地盤の耐震性に関する実験的研究，港湾技術研究所報告，Vol. 22, No. 3, 1983年9月，pp. 207～251.
- 8) 稲富隆昌・風間基樹・今村俊博：深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動，港湾技術研究所報告，Vol. 21, No. 4, 1982年12月，pp. 83～129.
- 9) 風間基樹・稲富隆昌・今村俊博：深層混合処理工法による格子状改良地盤の地震時挙動，港湾技術研究所報告，Vol. 22, No. 4, 1983年12月，pp. 141～179.
- 10) 日本港湾協会：港湾の施設上の基準・同解説，第2編，第11章 地震及び地震力，第12章 土圧及び水圧，1979年3月，pp. 2～165～2～184.
- 11) 文献10)参照，第5編，第2章 浅い基礎の支持力，pp. 5～2～5～6.
- 12) 風間基樹・今村俊博・稲富隆昌：深層混合処理工法による改良地盤の地震観測 — 横浜港大黒埠頭における浮き型改良地盤について，土木学会第39回年次学術講演会，1984年10月，第3部，pp. 931～932.

港 湾 技 研 資 料 No. 520

1 9 8 5 . 6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発 行 所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印 刷 所 有限会社 光 有 社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.