

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

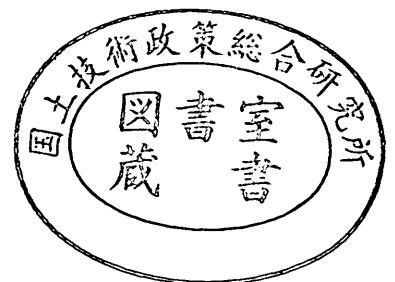
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 22

NO. 3

SEPT. 1983

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第22巻 第3号 (Vol. 22, No. 3), 1983年9月 (Sept. 1983)

目次 (CONTENTS)

1. A Unified Nonlinearity Parameter of Water Waves
..... Yoshimi GODA..... 3
(水面波の非線型性パラメーターの統一的表示について.....合田良実)
2. 無反射性造波方式の原理と推力制御式造波装置の特性
..... 谷本勝利・原中祐人・富田英治..... 31
(Principle and Performance of Non-reflective Wave Generator by Thrust Control
..... Katsutoshi TANIMOTO, Suketo HARANAKA and Eiji TOMIDA)
3. マイクロプロセッサ応用によるステップ式波高計の改良について
..... 佐々木 弘・高橋智晴..... 57
(Improvement of step-type recording wave gauge with application of micro-processor
..... Hiroshi SASAKI and Tomoharu TAKAHASHI)
4. 日本沿岸の波浪のスペクトル形について
..... 広瀬宗一・立花祐二・菅原一晃..... 83
(One-dimensional spectra of wind waves in coastal waters
..... Munekazu HIROSE, Yuji TACHIBANA and Kazuteru SUGAHARA)
5. 波力発電ケーソンの空気出力効率の解析
——波エネルギーに関する研究 第1報——
..... 小島朗史・合田良実・鈴木諭司..... 125
(Analysis of Efficiency of Pneumatic-type Wave Power Extractors Utilizing Caisson
Breakwaters—A Study on Development of Wave Power 1st Report—
..... Roushi OJIMA, Yoshimi GODA and Satoshi SUZUMURA)
6. 海域における物質循環数値モデルの水質支配要因について
..... 堀江 毅・細川恭史..... 159
(Water-quality controlling factors in an eutrophication model
..... Takeshi HORIE and Yasushi HOSOKAWA)

7. 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
..... 稲富隆昌・風間基樹・今村俊博..... 207
(An Experimental Study on the Earthquake Resistance of Wall Type Improved Ground
by Deep Mixing Method
..... Takamasa INATOMI, Motoki KAZAMA and Toshihiro IMAMURA)
8. 川崎港海底トンネルでの地震応答観測と応答解析
..... 清宮理・西澤英雄・横田弘..... 253
(Field Observation and Response Analysis at Kawasaki Koh Submerged Tunnel
..... Osamu KIYOMIYA, Hideo NISHIZAWA and Hiroshi YOKOTA)
9. 港湾における空間設計手法の開発（第3報）
——入力方法の容易化と港湾計画への応用——
..... 奥山育英・梅山珠実・佐々木芳寛..... 301
(Development of Space Design of Port and Harbour (3rd Report)—Easy Input Methods
and Application to Port Planning—
..... Yasuhide OKUYAMA, Tamami UMEYAMA and Yoshihiro SASAKI)
10. 港湾経済効果の計測手法（第2報）
——付加価値モデルの汎用化と原単位の整備——
..... 竹内良夫・米澤朗・稲村肇..... 325
(Development and Application of Synthetic Economic Evaluation Model for Port
Planning (2nd Report)—Value Added Model—
..... Yoshio TAKEUCHI, Akira YONEZAWA and Hajime INAMURA)

7. 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

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および現在提案されている耐震設計法の合理性を検討するため、模型振動実験を実施した。実験に用いた模型は、56%改良率（改良区域面積に対する長壁底面積の割合）の壁状改良地盤で、改良地盤底面が支持砂層に接している着底型改良地盤である。以下に、主な結論を示す。

- 1) 壁状改良地盤の壁状改良土部と壁間未改良土部は同一挙動をする。
- 2) 壁状改良地盤の挙動は、加速度および改良地盤の底面反力分布から剛体的であることがわかった。
- 3) 改良地盤は、振動台加速度が増大すると海側へ残留変位を生じる。
- 4) 改良地盤の最大加速度は、改良地盤が滑動するまでは支持砂層の最大加速度とほぼ同じである。
- 5) 改良地盤の慣性力が海側へ向くときの改良地盤に作用する実測土圧は、振動台加速度が増大すると埋土側は増大し、海側は減少していく。
- 6) 現行設計法では、壁状改良地盤を軟弱地盤中に構築された剛体構造物として設計している。この設計法により、改良地盤の滑動安全率、端し圧および壁間未改良土部の抜け出しなどを検討した結果、実験結果をほぼ説明でき、今回の実験範囲内では、この設計法の妥当性を確認できた。

* 構造部 振動研究室長

** 構造部 振動研究室

7. An Experimental Study on the Earthquake Resistance of Wall Type Improved Ground by Deep Mixing Method

Takamasa INATOMI*

Motoki KAZAMA**

Toshihiro IMAMURA**

Synopsis

In order to investigate the vibrational characteristics of wall type improved ground by Deep Mixing Method and to evaluate the present earthquake-resistant design method for these kind of the improved ground, the vibration tests on model in the shaking table were carried out. In tests, two sizes of the wall type improved ground were used. Dimensions of one of them are 1.0 m in height and 2.59 m in length and others are 1.0 m in height and 2.13 m in length. Improvement ratio (ratio of the cross section of the improved-soil wall to that of the improved ground including the unimproved soil between the improved-soil walls) is about 56%. Improved ground is on the sand layer.

Main results are summarized as follows:

- 1) The dynamic behaviors of the improved-soil wall are identical to those of the unimproved soil between the improved-soil walls.
- 2) The wall type improved ground behaves like a rigid body.
- 3) The improved ground slides in the direction of sea side under strong motion.
- 4) Acceleration of the wall type improved ground equals to that of the sand layer before the improved ground slides.
- 5) As the table acceleration increases, dynamic earth pressure of clay acting on reclamation side of the improved ground increases and that acting on sea side of the improved ground decreases.
- 6) It was found that the present earthquake-resistant design method is able to evaluate the stability of the improved ground.

* Chief of Vabratin Laboratory, Structures Division

** Members of Vibration Laboratory, Structures Division

目 次

要 旨	207
1. ま え が き	211
2. 模 型	211
2.1 模 型	211
2.2 模型地盤製作のための予備試験	214
2.3 模型製作	217
2.4 模型地盤の物性値	218
3. 模型振動実験	222
3.1 振動実験の内容	222
3.2 振動試験装置	222
3.3 加振条件	222
3.4 計測項目およびデータ整理方法	222
4. 実験結果	224
4.1 振動台の振動特性	224
4.2 改良地盤などの加速度	225
4.3 改良地盤などの変位	233
4.4 改良地盤などに作用する土圧	236
5. 改良地盤の耐震性に関する検討	241
5.1 安定計算手法の概要	241
5.2 計算結果	243
6. 結 論	249
7. あとがき	250
参考文献	250
記号表	251

1. まえがき

我が国の港湾の多くは河口の沖積軟弱地盤帯にあり、港湾工事においては何らかの方法で軟弱地盤を改良する必要がある。地盤改良工法は、対象とする軟弱地盤の性質、構造物の種類、施工の難易、工費などを考慮して適切に選ぶ必要がある。代表的な改良工法としては置換工法、サンドドレーン工法、サンドコンパクション工法などがある。

現在、これら工法は広く用いられているが、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.)が開発され^{1),2)}、実用化されてきた^{3),4)}。深層混合処理工法は、軟弱な粘性土地盤中で石灰系またはセメント系安定剤を直接粘性土と混合させて、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、本工法によって出来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るため、改良地盤は非常に堅固な地盤となる。また、同工法は、軟弱地盤をまず杭状に改良し、これを連続させ必要な範囲の地盤を改良するため、その改良形式は、杭状の他に、未改良土を一部残す壁状、格子状、また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などがある。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。現在、地震時の改良地盤の振動性状をより詳細に検討し、現行設計法の妥当性を検討するため、すでに施工された改良地盤において地震観測⁸⁾を実施し、更に模型振動実験⁹⁾および数値計算¹⁰⁾が行われている。

本報告では、改良地盤の振動性状を模型実験から把握し、更に改良地盤の安定性および内部応力の検討を現行設計法によって行い、同設計法の適用性を検討した。なお、実験に用いた改良地盤の改良形状は壁状で、改良地盤の底面が支持砂層に接している着底型改良地盤である。

本報告は、現在提案されている着底型壁状改良地盤の耐震設計法の適用性を模型実験によって検討したものであるが、著者らは、今回の模型振動実験とともに地震観測、数値計算、更に各改良形式の改良地盤に対する模型振動実験も実施し、取りまとめを行っているので、改良地盤に対する耐震設計法の総合的な取りまとめは別途行う予定である。

2. 模 型

2.1 模 型

振動実験に用いた模型の原型は、図-1 および 2 に示

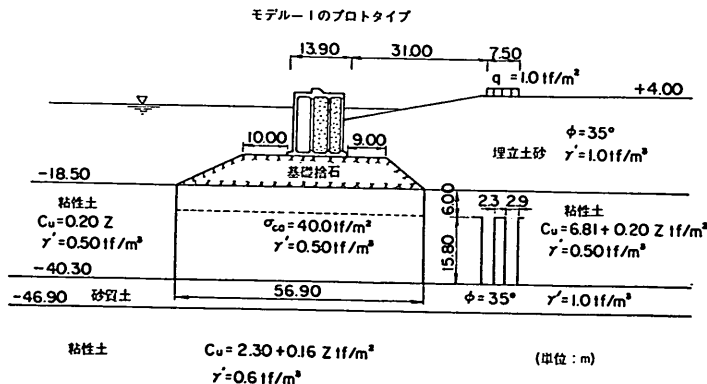


図-1 モデル1の原型標準断面図

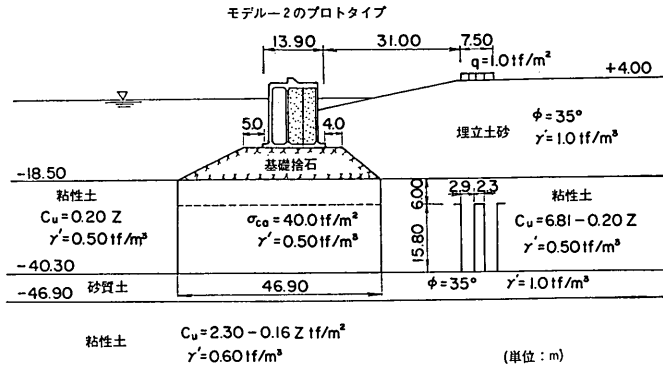


図-2 モデル2の原型標準断面図

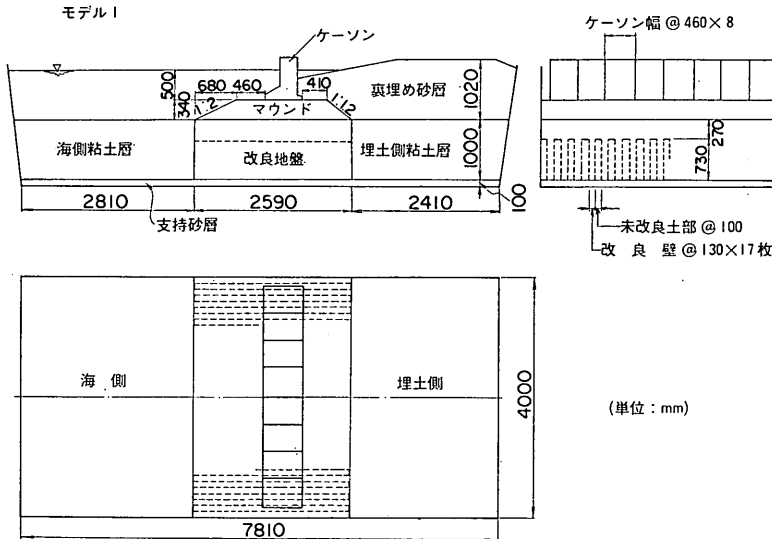


図-3 モデル1の模型

す壁状改良地盤である。改良地盤の底面は砂質土と接しており、いわゆる着底型改良地盤となっている。壁状改良地盤の改良率（改良区域面積に対する長壁の改良底面積の割合）は約56%である。改良土の許容圧縮応力度 σ_{ca} は、 $\sigma_{ca}=40\text{ tf/m}^2$ と設定されている。なお、両図に示す改良地盤は、後述の5.1安定計算手法の概要に示す現行設計法によって設計され、図-1は設計震度 $K_h=0.1$ に対して設計された断面、図-2は常時に対して設計された断面である。

図-1および図-2に対応する模型の断面を図-3および図-4に示す。また、図-5は模型の模式図で、本報告

で用いる地盤等の名称を示した。模型の縮尺 L_r は、後述の振動試験装置の大きさと図-1と図-2に示した原型の条件を考慮して、 $L_r=1/22$ とした。なお、実験に使用する材料の単位体積重量を原型と模型で同一にし、重力加速度を不変とすると、実験に用いる粘土の粘着力および改良土の圧縮強さは、それぞれ $1/22$ となる。

なお、原型の埋土側の粘性土は埋立土砂による粘着力の増加をみているが、模型では埋立土砂による粘着力の増加を早急に期待できないので埋土側粘土層の強度も海側粘土層と同じ強度であるとした。また、原型の粘性土の粘着力は深さとともに増加しているが、模型におい

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

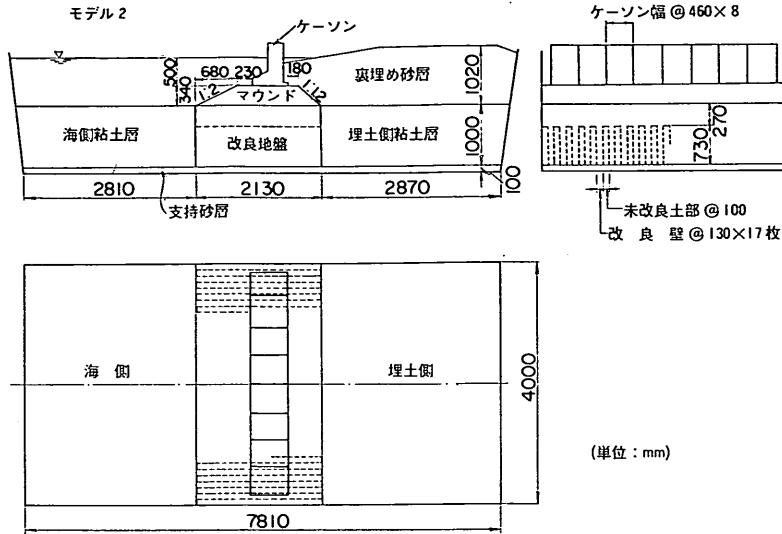


図-4 モデル2の横型

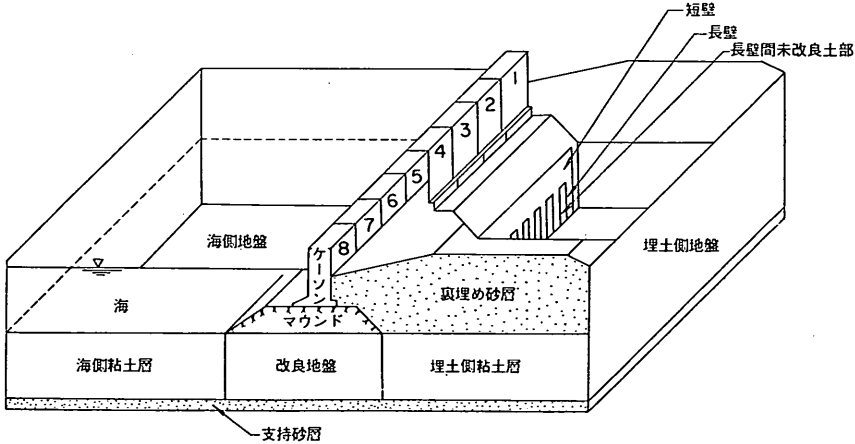


図-5 模型地盤の模式図

て、粘土層の強度を深さ方向に忠実に変化させて粘土層を作製することは極めて困難と考え、原型の粘性土層の深さの1/2における粘着力 ($C_{up}=2.2 \text{ tf/m}^2$) を原型の粘土層の粘着力とした。したがって、模型の粘土層の粘着力 (C_{um}) は、 0.1 tf/m^2 である。原型の改良土の許容縮応力度 σ_{cap} は $\sigma_{ca}=40 \text{ tf/m}^2$ であるが、改良土の材料としての安全率 ($F=3.0$) を考慮すると原型の改良土の一軸圧縮強度 q_{up} は $q_{up}=120 \text{ tf/m}^2$ が要求されている。したがって、模型の改良土の一軸圧縮強度 q_{um} としては、 $q_{um}=5.5 \text{ tf/m}^2$ が必要となる。原型のケーソンは

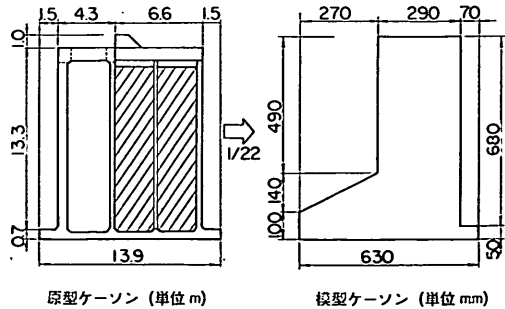


図-6 ケーソン断面図

図-1 および 2 に示されるように直立消波形式のケーソンである。模型において、同様なケーソンを製作することは極めて困難であるため、ケーソンの底面反力分布が原型と模型で相似になるように図-6 に示す形状の模型ケーソンを製作し、使用した。

このように、原型を忠実に模型化するように努めたが、実際に製作された模型地盤の強度、単位体積重量は、後述するように当初設計値と異なってしまったので、本報告では、模型は小さな実物として取扱うことにした。

2.2 模型地盤製作のための予備試験

実験時において改良地盤が所定の軸圧縮強さと単位体積重量、また粘土層も所定のせん断強さと単位体積重量が確保されるよう事前に小容量の試料を用いて改良土および粘土の力学的、物理的試験を実施した。この予備試験の結果から、粘土層を作製するための粘土の初期含水比ならびに改良地盤を作製するための適切なセメント安定剤等の配合条件を決定した。

実験に用いた粘土は、図-7 に示す粒径分布を持つ川崎港で採取された粘土で、その物理的性質は液性限界 W_L が 53.5%、塑性指数 I_P が 29.6、土粒子比重 G_s が 2.631 であった。

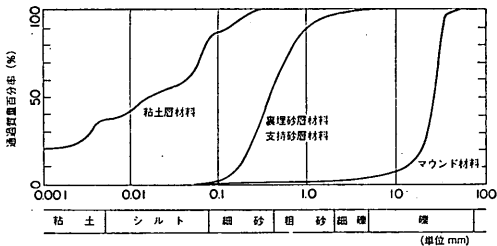


図-7 実験に用いた材料の粒径加積曲線

(1) 粘土層作製の予備試験

実験時における粘土層のせん断強さ C_u および単位体積重量 γ_i の目標値は、それぞれ 0.1 tf/m^2 と 1.5 tf/m^3 である。予備試験ではこのような粘土層を作製するに適切な粘土の初期含水比 W_i を明らかにした。

試験は、図-8 に示す直径 40 cm の硬質防水型紙筒 20 個を用いて行った。この筒底に 10 cm の砂を敷き、その砂層上に振動実験用の粘土層と同じ 1 m の粘土層を作製した。なお、筒底にはドレーン用パイプを接続し、圧密条件を振動実験用の粘土層作製時と同じにした。粘土の初期含水比は、65、70、80、90%とした。粘土層の含水比、せん断強さおよび単位体積重量は粘土投入後、3、

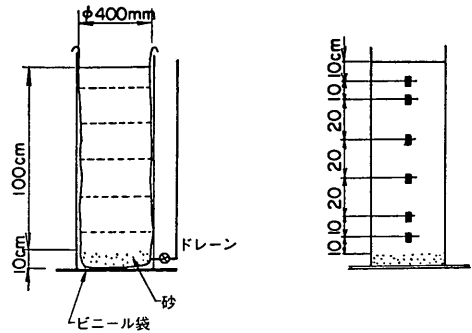


図-8 予備試験に用いた粘土槽と測定深度

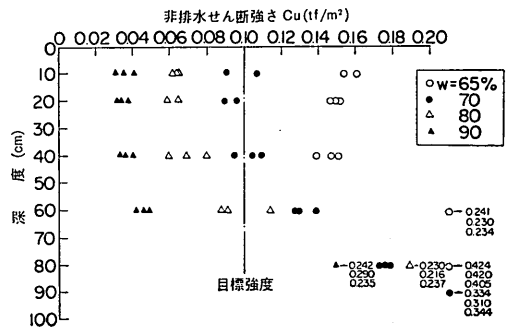


図-9 非排水せん断強さ～深度の関係 (材令=28日)

7, 14, 21, 28日に測定した。測定位置は、図-8 に示す。せん断強さは、小型ベーンせん断試験機 (羽根の直径 D は 3 cm、羽根の高さ H は 6 cm である) によって求めた。

試験結果の一例として、図-9 に模型振動実験時の材令に相当する材令 28 日のせん断強さと深さの関係を示す。ベーン試験結果によると、粘土のせん断強さは材令の経過とともに増加する。また、深さ方向のせん断強さは、深さ 40 cm まではほぼ一定値を示すが、60 cm 以深では除々に大きくなるのがわかった。深さ方向にせん断強さが大きくなるのは、粘土層下端の敷砂によって粘土の圧密が促進されたためと考えられる。この傾向は、後述の振動実験用の粘土層のせん断強さの分布においてもみられた。粘土層の目標せん断強さは 0.1 tf/m^2 である。試験結果を図-9 に示したが、図からわかるように深さ方向に一樣なせん断強さの粘土地盤を作ることはできなかった。しかし、平均的には、初期含水比を 70% にすることによって、目標せん断強さの 0.1 tf/m^2 の粘土層を作ることができることがわかった。

図-10 に示す○印は、図-8 に示す所定の深さの粘土の

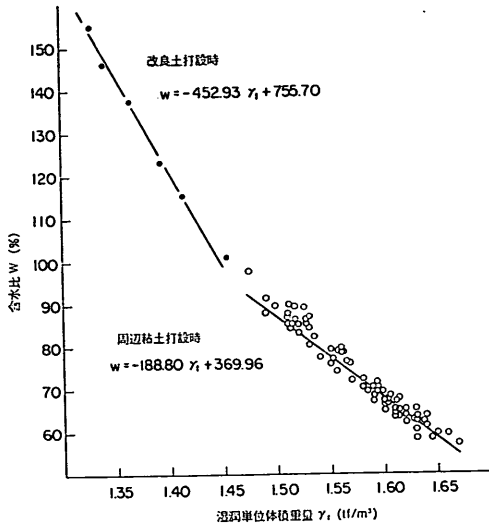


図-10 粘土の含水比と湿潤単位体積重量の関係

含水比と湿潤単位体積重量の関係を示したものである。図中の直線は、一次回帰を行って求めた含水比と湿潤単位体積重量の関係である。この関係式から、目標単位体積重量 $\gamma_t = 1.5 \text{ tf/m}^3$ を確保するためには、粘土の初期含水比を86%にする必要がある。しかし、粘土のせん断強さを 0.1 tf/m^2 にするためには、図-9に示したように初期含水比を70%に確保する必要がある。そこで、粘土の初期含水比としては、粘土のせん断強さの確保を優先させて、70%とした。したがって、粘土の単位体積重量は、目標値の 1.5 tf/m^3 を図-10からわかるように 1.6 tf/m^3 に変更した。なお、改良土の単位体積重量は、改良前の粘土のそれとほとんど同じであるといわれているので³⁾、後述する改良土の単位体積重量の目標値も 1.5 tf/m^3 から 1.6 tf/m^3 に変更した。

(2) 改良地盤作製のための予備試験

実験時における改良地盤の改良土の一軸圧縮強さの目標値は、 5.5 tf/m^2 である。また、改良土の単位体積重量は、前項で述べたように 1.6 tf/m^3 である。そこで、事前に、適切なセメント安定剤等の配合条件を決めておく必要がある。

配合試験に用いた粘土の含水比は、流動性、ブリーディング等を考慮して150%とした。粘土に対するセメントの乾燥重量比であるセメント添加率 a_w は、4, 6, 8, 10%とし、また改良土の単位体積重量を調整するための粘土に対する鉄粉の乾燥重量比の鉄粉添加率は、10, 20, 30%とした。改良土の養生は、標準養生と現場養生の2

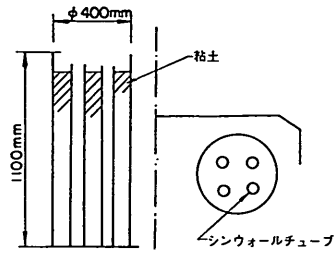


図-11 現場養生粘土槽

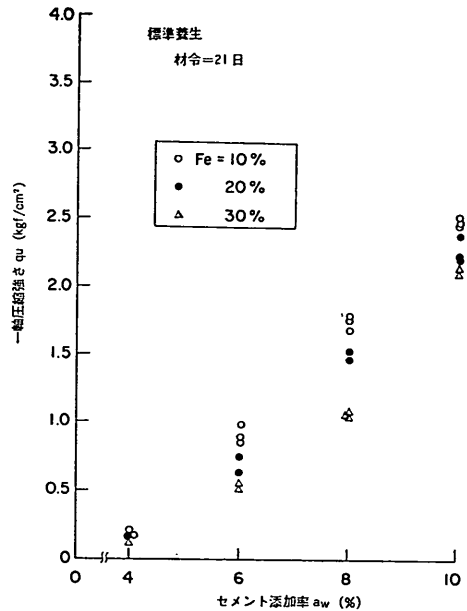


図-12 一軸圧縮強さとセメント添加率の関係 (標準養生)

通りで行った。標準養生は、改良土を充てんした直径50mm、高さ100mmのモルタル試験用モールドを恒温恒湿(温度 $20^\circ\text{C} \pm 3^\circ\text{C}$ 、湿度95%)室に入れて行った。現場養生は、以下の方法で行った。まず、図-8に示したと同じ紙筒内に、粘土層作製の粘土(初期含水比70%)を1m厚に流し込み粘土地盤を作製した。その粘土地盤に直径7.5cmのシンウォールチューブを図-11に示すように4本建込んだ。改良土柱は、チューブ内の粘土を除去後、改良土をチューブ内に流し込み、その後、チューブを静かに引抜いて作製した。このようにして作製した粘土地盤と改良土柱を有する紙筒を振動実験を行う野外に静置した。

改良土の一軸圧縮試験は、改良土打設後7, 14(15),

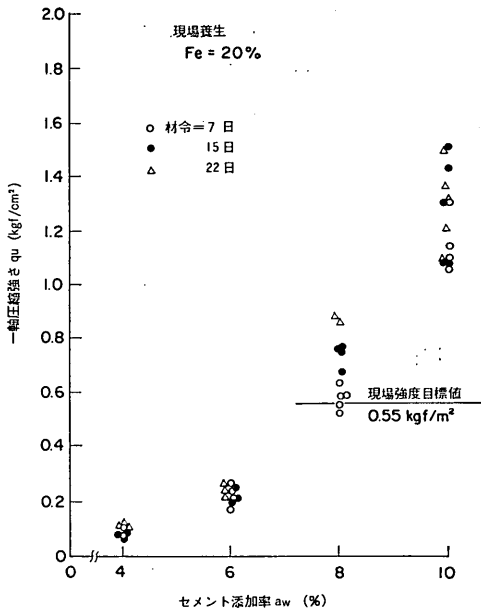


図-13 一軸圧縮強さとセメント添加率の関係 (現場養生)

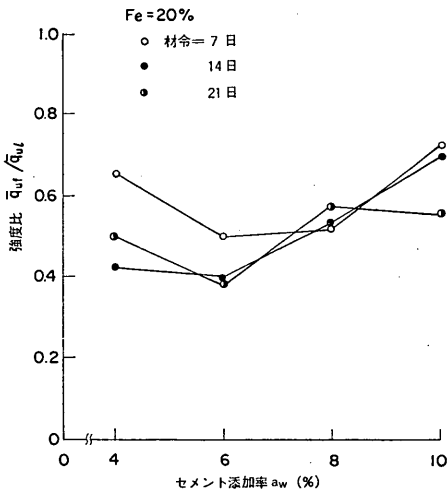


図-14 各材令における強度比とセメント添加率の関係

21日めに実施した。試験結果の一例として、図-12に模型振動実験時の材令に相当する材令21日の標準養生の改良土の一軸圧縮強さとセメント添加率の関係を示す。図-13は鉄粉添加率が20%の現場養生における改良土の一軸圧縮強さとセメント添加率の関係を示したものであ

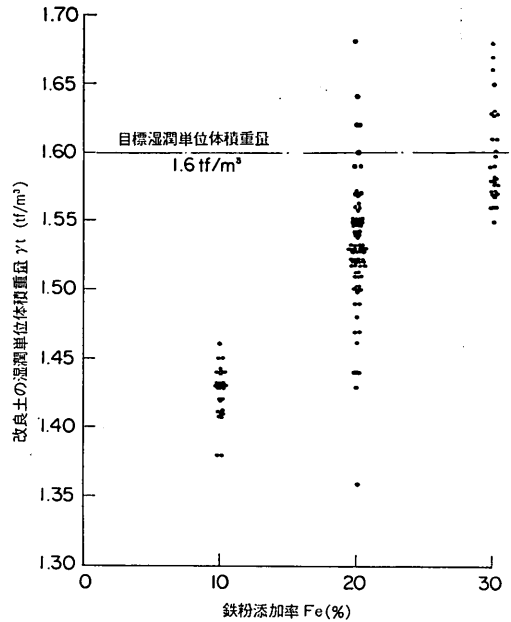


図-15 改良土の湿潤単位体積重量と鉄粉添加率の関係

る。また、図-14は鉄粉添加率が20%の場合の標準養生および現場養生の改良土の一軸圧縮強さを比較したものである。図-12から、改良土の一軸圧縮強さは、セメント添加率の増加とともに大きくなるが、同一セメント添加率においては、改良土の単位体積重量調整のために混入させた鉄粉の量が増加すると減少することがわかる。実験時の改良土の一軸圧縮強さは0.55 kgf/cm²を目標値としているが、図-13から改良土の材令によってばらつきはあるがセメントの添加率をほぼ8%とすれば目標値が得られることがわかる。図-14から、材令21日の改良土の標準養生と現場養生の一軸圧縮強度比は、今回の配合試験におけるセメント添加率の範囲においては、ほぼ0.5であることがわかる。なお、図中の \bar{q}_{uf} と \bar{q}_{us} は、標準養生と現場養生における平均一軸圧縮強さを表す。図-15は改良土の単位体積重量と鉄粉添加率の関係を示したものである。実際の改良地盤においては、改良土の単位体積重量は改良前の粘土のそれと比較して大きくわからないといわれているため³⁾、前項に示した現位置の粘土層の単位体積重量と同じ1.6 tf/m³を模型地盤の改良土の単位体積重量の目標値とした。したがって、図-15から改良土の鉄粉添加率は30%であることがわかる。なお、図-14に示した標準養生と現場養生の一軸圧縮強度比は鉄粉添加率が20%の場合についてのみしか得られて

いない。そこで、鉄粉添加率が30%の場合の強度比も20%の場合と同じ0.5であると仮定して、振動実験時に要求される現場の改良土の一軸圧縮強さ 0.55 kgf/cm^2 から標準養生の改良土の一軸圧縮強さを推定すると 1.1 kgf/cm^2 となる。したがって、図-12に示した標準養生による一軸圧縮強さからも材令21日において、この強度を満足する鉄粉添加率30%の改良土のセメント添加率は、8%であることがわかる。

改良地盤を作製するには大量の粘土が必要である。配合試験に用いた含水比150%の粘土を現場において迅速に作製するため、粘土の含水比と単位体積重量の関係をあらかじめ求めた。その結果を図-10の黒丸および実線の一次回帰式で示す。

以上の予備試験結果をとりまとめたのが表-1である。

表-1 模型地盤製作のための予備試験結果

		粘土地盤	改良地盤
粘土初期含水比	W_p (%)	70	150
セメント添加率	a_p (%)		8
鉄粉添加率	F_p (%)		30
単位体積重量	γ_t (tf/m ³)	1.6	1.6
せん断強度	C_u (tf/m ²)	0.1	
一軸圧縮強度 q_u (tf/m ²)	標準養生 q_{ul}		11
	現場養生 q_{uf}		5.5

2.3 模型製作

図-3および図-4に示す模型地盤等は、図-16に示す手順で作製した。模型は、後述の図-25に示す長さ8m、幅4m、高さ2mの振動箱内に作製した。出来上がった地盤の物性値については、2.4 模型地盤の物性値にて説明する。

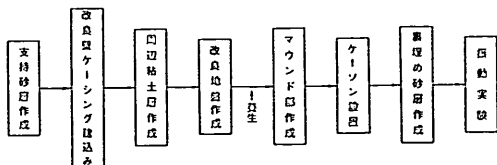


図-16 模型地盤の製作

(1) 支持砂層の作製

支持砂層は図-7に示す粒径分布を持つ砂を厚さ10cm

に締め固めて作製した。ランマーによる締め固めの方法は砂層が薄く、砂がはねて使用できなかったため、足踏みで行った。

(2) 壁状改良壁の打設用ケーシングの建て込み

改良地盤の長壁部分を作製するために用いる17個の鋼製ケーシングをトラッククレーンにて吊込み、支持砂層上に壁状に建て込んだ(写真-1)。

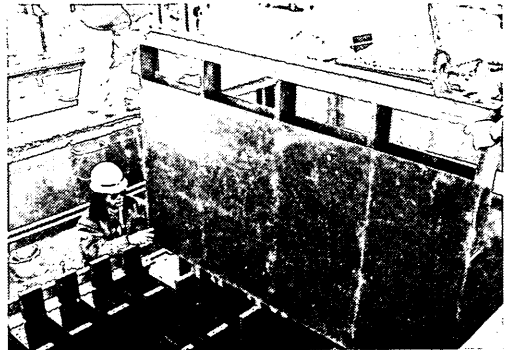


写真-1 改良壁打設用ケーシングの建て込み

(3) 粘土層の作製

含水比を70%に調整した粘土をミキサー(0.7 m³/バッチ)で約30分間攪拌し、図-5に示す海側、埋土側粘土層部分およびケーシング間部分に流し込んで粘土層を作製した。なお、粘土が改良地盤の短壁部分に流入しないように、ケーシング間に山留を行った。

(4) 改良地盤の作製

改良地盤は、含水比を150%に調整した粘土とセメント(添加率8%)および鉄粉(添加率30%)を前述のミキサーによって攪拌し作った改良土をケーシングおよびケーシング間の短壁部分に流し込んで作製した。ケーシングは改良土を打設後すぐに引き上げた。

(5) マウンドの作製

マウンドの作製は、改良土打設後10日めに行った。その材料は図-7に示す粒径分布を持つ砂利である。マウンドは改良地盤上に砂利を2層に分けてまき出し、足踏みによって締め固めた。

(6) ケーソンの設置

マウンド作製後、図-6に示すケーソン8個をトラッククレーンによって図-5に示すように吊り込んだ。

(7) 裏埋め砂層の作製

裏埋め砂は支持砂層の作製に用いた砂と同じ砂を使用した。裏埋め砂層は、1層20cmの厚さで砂をまき出

し、作製した。砂の締め固めは埋土側粘土層の強度がきわめて小さいため行わなかった。

(8) その他

裏埋め砂層の作製が終わった後、水を計画水位まで注入了。なお、振動実験は粘土層作製から約4週間後、改良地盤作製から約3週間後に実施した。注水前の模型全景を写真-2に示す。

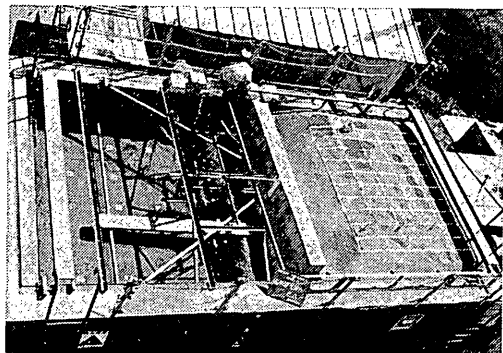


写真-2 模型全景

2.4 模型地盤の物性値

(1) 支持砂層の物性値

支持砂層の単位体積重量は、著者らがケーシング法という名称を付けた方法で求めた。この方法は、短く切ったシンウォールチューブを砂層に静かに押し込み、チューブ内の砂を一定深さ分だけ取り出し、取り出した砂の重量と砂を取り出したチューブの内容積から単位体積重量を求める方法である。この方法による実験前（支持砂層作製中）の乾燥単位体積重量は、表-2に示すとおりである。なお、支持砂層の湿潤単位体積重量は、実験時に砂層が完全に飽和するとして、乾燥単位体積重量と土粒子比重から求めた。その結果、モデル1が1.91 tf/m³、モデル2が1.84 tf/m³であった。

表-2 砂層の乾燥単位体積重量と間げき比 (tf/m³)

γ_d		モデル1	モデル2
支持砂層	実験前	1.38~1.39 (1.016~1.089)	1.23~1.34 (1.151~1.344)
	実験後	1.35~1.42 (1.030~1.136)	1.32~1.42 (1.030~1.218)
裏埋め砂層	実験前	1.17~1.22 (1.235~1.288)	1.23~1.31 (1.059~1.306)
	実験後	1.26~1.29 (1.363~1.403)	1.25~1.40 (1.201~1.344)

() 間げき比

(2) 裏埋め砂層の物性値

裏埋め砂の単位体積重量もケーシング法で求め、その結果を表-2に示す。なお、湿潤単位体積重量も支持砂層と同じ考え方で求めた。その結果、モデル1が1.78 tf/m³、モデル2が1.83 tf/m³であった。

改良地盤の安定計算に必要な裏埋め砂のせん断抵抗角を求めるために静的三軸試験を実施した。試験に用いた砂供試体は以下の方法で作製した。まず、裏埋め砂層の作製時に、内寸法15×15×30cmの容器を砂層上に設置し、その中に砂をまき出した。次に裏埋め砂と同じ状態に砂がはいったこの容器に水を静かに注入し、冷凍庫に入れて砂試料を凍結させた。この凍結試料を試験室で整形、融解して三軸試験を実施した。せん断抵抗角の試験法による差をみるため、モデル1に対する供試体につ

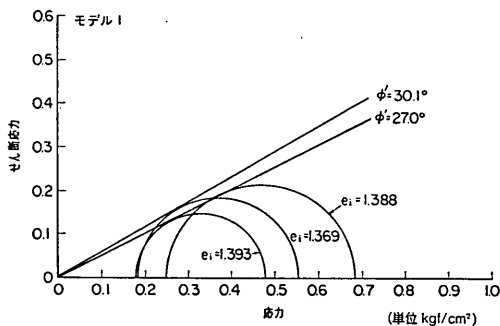


図-17 圧密非排水試験結果 (モデル1)

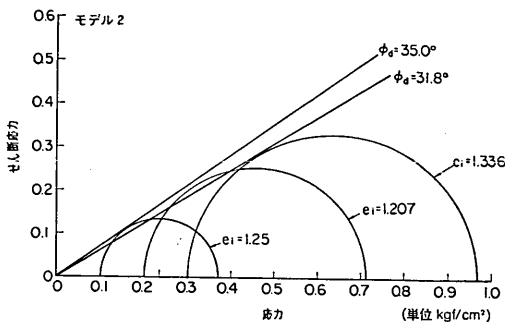


図-18 圧密排水試験結果 (モデル2)

表-3 裏埋め砂のせん断抵抗角

	試験法	圧密拘束力 (kgf/cm ²)	せん断抵抗角 (°)
モデル1	圧密非排水	0.26 0.28 0.38	$\phi' = 27.0 \sim 30.1$
モデル2	圧密排水	0.1 0.2 0.3	$\phi_d = 31.8 \sim 35$

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

モデル1

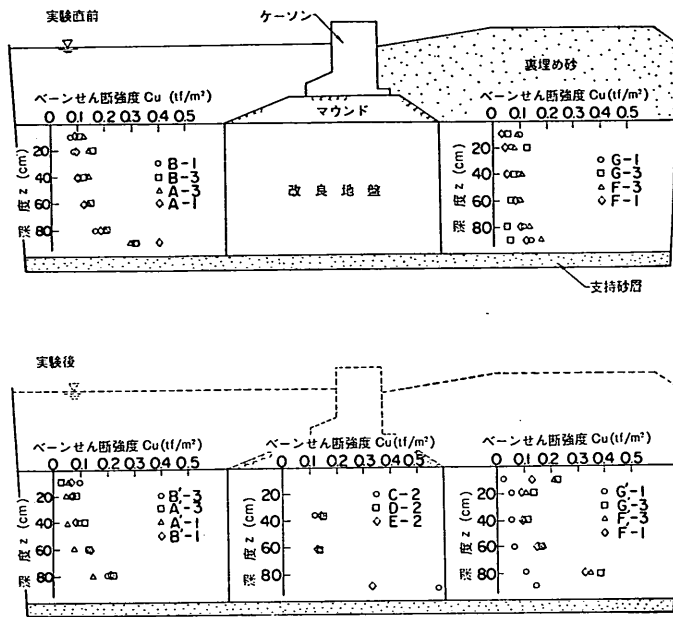


図-19 実験前後における粘土層、未改良土部の
ベーン試験結果 (モデル1)

モデル2

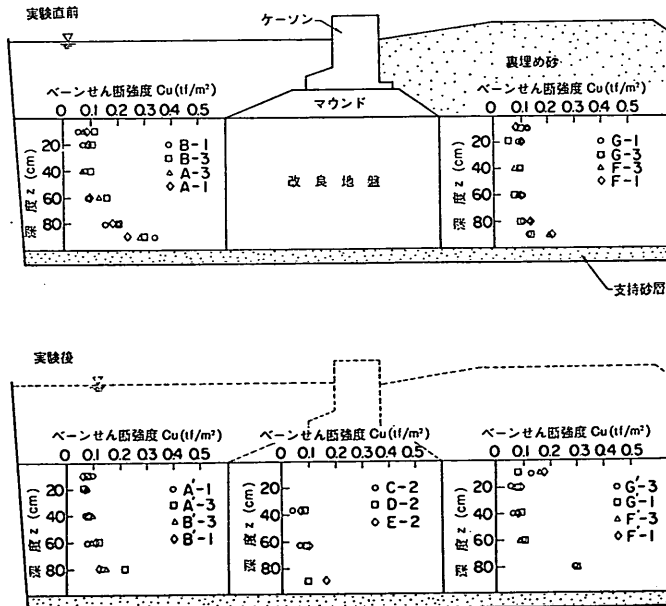


図-20 実験前後における粘土層、未改良土部の
ベーン試験結果 (モデル2)

いては圧密非排水条件，モデル2に対する供試体については圧密排水条件で試験を行った。図-17にモデル1，図-18にモデル2の有効応力表示によるモールの応力円，表-3にその結果を示した。圧密排水条件で求めたせん断抵抗角 ϕ_d は，圧密非排水条件のせん断抵抗角 ϕ' と実用上よく一致するといわれているが，本試験の ϕ_d は ϕ' より 5° 近く大きい。これは，試料に加えた圧密拘束圧がきわめて小さいことなどが原因と考えられる。

(3) 粘土層の物性値

図-19および図-20は振動実験前後に実施したベーン試験による非排水せん断強さを深さ方向に示したものである。なお，図中の記号 A-1, B-1等はベーン試験を実施した位置を表している。また，実験終了後には，短壁を除去して長壁間未改良土のせん断強さも測定した。その結果も図に示した。実験前の海側および埋土側粘土層のせん断強さは，ばらつきはあるが粘土層表面から40cm深さまでは目標強度の 0.1 tf/m^2 となっていることがわかる。しかし，60cm以深のせん断強さは支持砂層に近づくにつれて大きくなる傾向がある。この傾向は2.2模型地盤製作のための予備試験にて示した傾向と同じである。これは，支持砂層によって粘土の圧密が促進されたためと考えられる。また，実験終了後における粘土層のせん断強さは実験前とほぼ同じで，振動実験によって粘土の強度は低下しなかったことがわかる。長壁間未改良土のせん断強さは，改良地盤周囲の粘土層のせん断強さとほぼ同じで，壁が存在することによって未改良土の強度が特に増加したということはないようである。

(4) 改良地盤の物性値

図-21は，実験前の改良土の一軸圧縮強さの度数分布を示したものである。図中の q_{ul} と q_{ur} は標準養生と現場養生の改良土の一軸圧縮強さ，また， \bar{q}_{ul} と \bar{q}_{ur} は q_{ul} と q_{ur} の平均値を表す。養生方法は，2.2模型地盤製作のための予備試験に示した方法と同じである。標準養生の改良土の目標強度は 1.1 kgf/cm^2 であったが，モデル2の改良土の強度が若干高めとなった。また，現場養生の改良土の目標強度は 0.55 kgf/cm^2 であったが両モデルとも低くめの値となった。このように現場養生の改良土強度が低くめの値になったのは予備試験時と改良地盤製作時の養生条件（温度など）の差が原因として考えられる。改良土の単位体積重量は図示しなかったが，標準養生の場合は 1.59 tf/m^3 ，現場養生の場合は $1.58 \sim 1.69 \text{ tf/m}^3$ となり，単位体積重量の目標値 1.6 tf/m^3 に近い値を得ることができた。

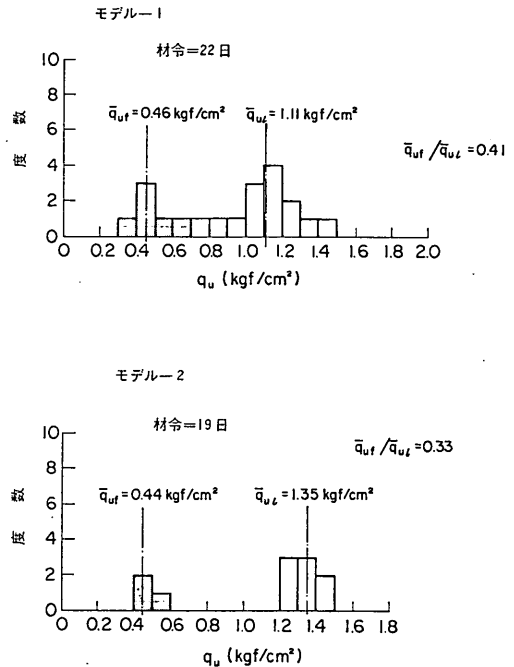


図-21 実験直前の改良土の一軸圧縮強さ

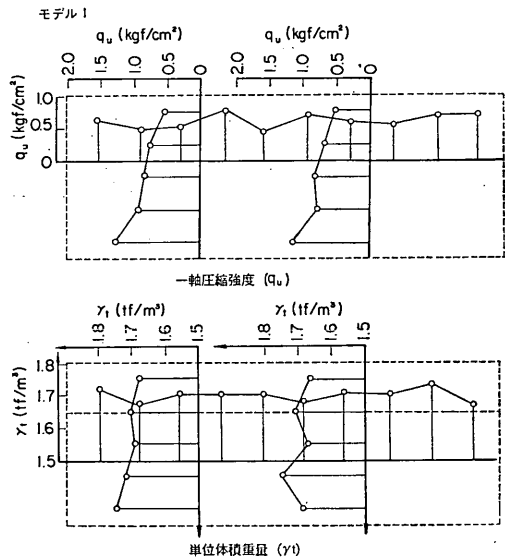


図-22 改良壁内の一軸圧縮強さと単位体積重量

次に，出来上がった改良壁体内の一軸圧縮強さおよび単位体積重量の分布を把握するため，振動実験終了後，改良壁から改良土のブロックサンプリングを行って改良土の一軸圧縮強さと単位体積重量を調べた。なお，一軸

圧縮試験に用いた改良土の圧縮方向は、改良壁の鉛直方向とした。試験結果の一例として、図-22 にモデル1の改良壁の一軸圧縮強さと単位体積重量を示す。改良壁内の一軸圧縮強さおよび単位体積重量は、同一深さにおいてはばらつきが余りなくほぼ同様であるが、深さ方向においては、深くなるとともに大きな値を示してくるようである。この傾向は粘土層においてもみられたが、この原因として、ケーシング内に流し込んだ改良土の含水比が支持砂層によって低下したためとも考えられる。なお、改良壁体の改良土の一軸圧縮試験は、改良地盤作製後5週間を経過して実施している。したがって、改良地盤作製後3週間後に実施した振動実験時の改良土の強度を適切に評価しているかどうかははっきりしなかったので図-21 に示した現場養生の結果と直接比較せずに改良壁体内の強度分布を把握するにとどめた。しかし、単位体積重量については、現場養生の改良土の単位体積重量が養生日数によって大きく変化していなかったので求めてみた。その結果、モデルで1は 1.68 tf/m^3 、モデル2では 1.66 tf/m^3 と目標値の 1.6 tf/m^3 に近い値を示していた。

(5) マウンドの物性値

マウンド材の単位体積重量はマウンド作製時と同じ方法でマウンド材をクラムシェルによって 200 l の内容積を持つ箱に流し込み、その重量から求めた。湿潤単位体積重量は 1.75 tf/m^3 (含水比は8.2%であった)、乾燥単位体積重量は 1.63 tf/m^3 であった。

以上の(1)~(5)に示した地盤の物性値は、図-23 に示すようになる。

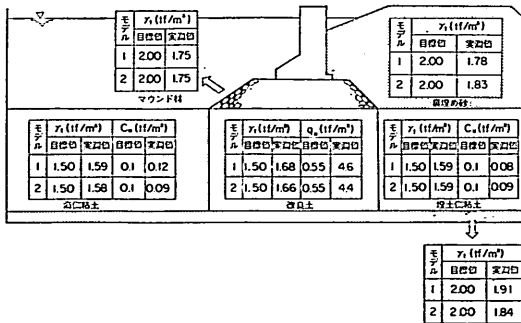


図-23 実験に用いた材料の物性値

(6) その他

a) 改良壁と支持砂層の間の摩擦係数

改良壁と支持砂層の間の摩擦係数を求めるため、モデル

2の振動実験終了後の模型解体時に、現位置で改良壁の滑動試験を実施した。滑動試験に用いた改良土ブロックは、支持砂層と接している2枚の改良壁(厚さ13cm)を使用した、その大きさは、ひとつは高さ40cm、幅50cm(重量は41.6kgf)、他は高さ41cm、幅40cm(重量は34.1kgf)であった。なお、改良土ブロック上には重量48kgfのコンクリートブロックを載荷した。このような条件のもとに得られた改良土ブロックと支持砂層の間の摩擦係数 $\mu = F/W$ (F :改良土ブロックが滑動を開始する直前の水平荷重、 W :コンクリートブロックを含めた改良土の重量)は0.63であった。

b) ケーソンとマウンドの間の摩擦係数

ケーソンとマウンドの間の摩擦係数を求めるため、マウンド上にケーソン(重量は283kgf)を置いて滑動試験を行った。滑動試験は振動実験に用いたマウンドではなく、振動実験に用いたマウンドと同じ方法で作製した別のマウンド上で行った。摩擦係数は改良壁の摩擦試験と同じ方法で整理し、0.57が得られた。

c) 改良土および長壁間未改良土のカルシウム分布

改良土内のセメントの混合度合および改良土から未改良土へのセメントの拡散度合を調べるため、改良土および未改良土内のカルシウム含有量を測定した。その結果の一例を図-24に示す。改良土内のカルシウム含有量は、ほぼ一様で均一な改良土ができていることがわかる。一方、改良壁から2~6cmの間の未改良土のカルシウム含有量は、実験に用いた粘土固有のカルシウム含有量(0.13 mg/g)とほぼ等しかった。そこで、改良壁に接する未改良土のカルシウム含有量から判断しても、改良壁からセメントの拡散はほとんどなかったことがわかる。これは、長壁間未改良土の一軸圧縮強さが、改良地盤周辺の粘土層の一軸圧縮強さとほぼ等しいことと一致している。

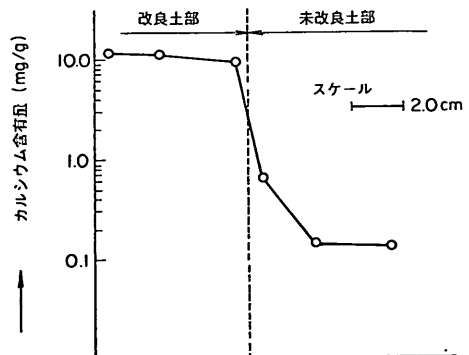


図-24 カルシウム分析結果

3. 模型振動実験

3.1 振動実験の内容

軟弱な粘土地盤中に構築される極めて剛な深層混合処理工法による改良地盤の耐震性については、改良地盤の滑動、転倒、改良地盤の応力破壊、壁状改良地盤の壁間未改良土の抜け出しなどを評価する必要がある。そこで、著者らは、すでに現行設計法によって設計され、施工された改良地盤およびその周辺地盤において地震観測を実施し、改良地盤の振動特性に関する多くの知見を得ている⁹⁾。しかし、地震観測結果においては、取得された地震動の加速度が比較的小さく、また改良地盤に作用する土圧、端し圧および改良地盤の変位などを直接測定することができなかつたため、現行設計法の妥当性などについての詳細な検討は行うことができなかった。

したがって、振動実験は、改良地盤の耐震性を検討する上で重要な改良地盤の加速度、改良地盤に作用する土圧、改良地盤の振動・残留変位、改良地盤の前し・後しの端し圧および壁間未改良土の抜け出しなどに焦点を合わせて実施した。

3.2 振動試験装置

実験に用いた振動試験装置⁹⁾は、図-25に示すように

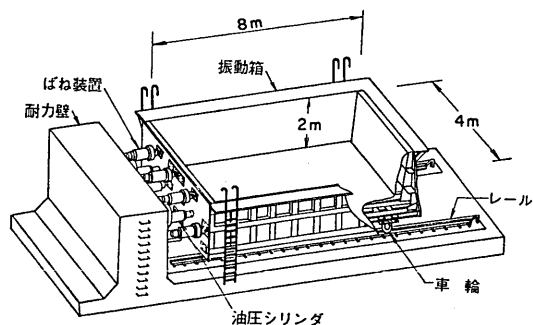


図-25 自由振動型振動試験装置

模型地盤等を収める振動箱、ばね装置、油圧シリンダ、耐力壁で構成されている。振動箱は車輪によって2本のレール上を水平移動するようになっている。駆動方法は、図-26に示すように油圧シリンダによって振動箱に初期変位を与え、その後急速に油圧シリンダを引戻して振動箱を振動させる方法で、水平一方向の減衰自由振動型の試験装置である。振動数は振動箱と耐力壁を連結しているばね装置のばねの本数を変えることによって変化させることができる。また、振動箱に与える最大加速度

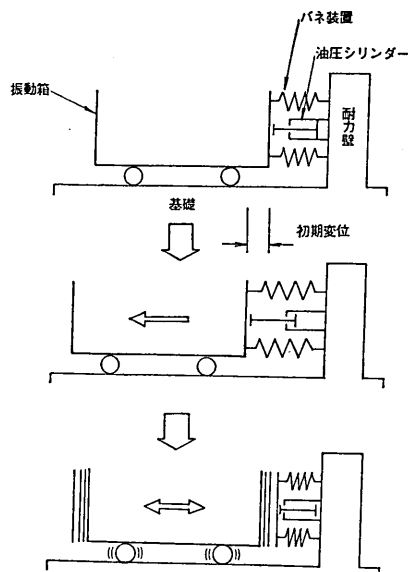


図-26 振動箱の振動原理

表-4 振動試験装置

項目	諸元
水平最大加速度	1.2 G (満載時)
水平最大変位	±90mm
水平最大速度	102cm/s以上
振動数	0.8~4.4Hz (満載時)
載荷重量	130tf
振動箱寸法	長さ8m×幅4m×高さ2m

は振動箱の初期変位の大きさに制御される。後述の図-31に振動箱の加速度波形および変位波形の例を示す。本装置の主要諸元を表-4に示す。

3.3 加振条件

振動実験は振動台の初期変位を段階ごとに上げて実施した。後述の表-6に示すように加振段階はモデル1およびモデル2とも9段階で振動台で測定された最大加速度は20Galから770Galであった。

3.4 計測項目およびデータ整理方法

振動実験における計測は、振動時と振動後において行われた。振動時における計測項目は、i)粘土層、改良地盤等の加速度、ii)改良地盤およびケーソン作用する土圧、iii)改良地盤およびケーソンの変位、振動後における計測項目は、i)改良地盤およびケーソンの残留変位、ii)各地盤の沈下量などである。また、モデル2の模型撤去時においては、壁間未改良土の抜け出し量も計測した。図-27にモデル2の計測機器の位置を示し、表-5に実験に

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

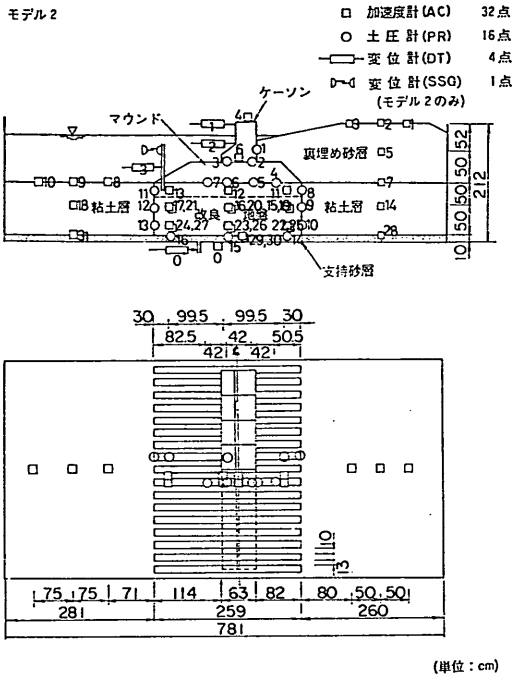


図-27 計測機器の配置図

用いた計測機器の規格等を示した。計測機器によって取得されたアナログデータは、当研究所のハイブリット計算機によって0.005秒ごとにデジタル化し、その後大型電子計算機を用いて解析した。

なお、計測機器のうち、粘土層、改良壁、壁間未改良土部分の加速度計および改良地盤の海側と埋土側の土圧計の設置方法は以下のとおりである。

a) 粘土層の加速度計

加速度計には振動時の加速度計の安定性を確保するためアクリル製支持台(スタビライザー)を取り付けた。このスタビライザーは、加速度計を固定する水平板と、その下側に固定された十字状の鉛直板から成っている。水平板の寸法は6cm×6cmで鉛直板の寸法は、2.5cm×6cm(2枚)である。板厚は5mmである。設置にあたっては、鉛直板の1枚の方向が振動台の振動方向と平行となるようにした。このスタビライザー付加速度計を図-28に示す方法で設置した。まず、加速度計を粘土層に押し込むためのシンウォールチューブの先端にスタビライザーを図に示すようにつり糸で固定し、粘土をチューブ内に流し込む。その後、チューブを静かに粘土層に押し込む。加速度計が所定の深さに達したら、つ

表-5(a) 変換器

名称	型式	容量	数量	適用
加速度計	共和電業 AS-2C	2 g	23	・振動箱, 粘土層, 改良土部, ケーソン, マウンド, 支持砂層
	共和電業 AS-5C	5 g	9	
土圧計	共和電業 BE-5KC	5 kgf/cm ²	16	
変位計	総合計装 TR-50100W	±100mm	1	・ケーソンの水平変位 ・改良土部の水平変位 ・振動箱
	総合計装 TR-50200W	±200mm	2	
	共和電業 DT-50A	50mm	1	
非接触型変位計 (SSG)	BISON M4101A	112.5mm	5	・改良地盤の水平変位 ・モデル 2 のみに使用

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	24ch	加速度 } 土圧 } 最大 52ch 変位 }
	共和電業 DPM-110B	24ch	
	共和電業 DPM-6E	6ch	

表-5(c) 記録装置

名称	型式	数量	適用
電磁オシログラフ	共和電業 RMV-540A (12ch)	2	加速度 } 土圧 } 最大 26ch 変位 }
	横河電業 TYPE2932 (18ch)	1	
データレコーダ	共和電業 RTP-600A (14ch)	1	加速度 } 土圧 } 最大 52ch 変位 }
	共和電業 RTP-160A (14ch)	3	

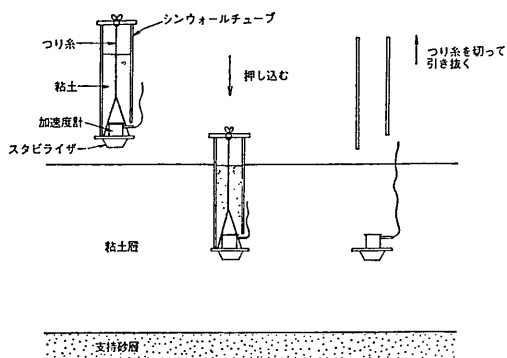


図-28 粘土層内の加速度計の設置方法

り糸を切り、チューブのみを静かに引き抜く。なお、打設時の粘土は軟らかいので、シンウォールチューブと加速度計の押し込みにより粘土層を乱してしまうことはなく、シンウォールチューブ引き抜き後は、チューブ内の粘土とその周囲の粘土は完全に一体化した。

b) 改良壁内の加速度計

改良壁内の加速度計は、図-29 に示す方法で所定の深さに設置した。まず、スタビライザー付加速度計を改良壁製作用のケーシング内の所定の深さに、図に示すように一端を振動台床版、他端をケーシング天端に固定したつり糸を利用して固定した。この後、改良土をケーシング内に流し込み、改良土が所定の深さまで達したら、ケーシング天端のつり糸をほどき、静かにケーシングを引抜いた。引抜いた後、改良土が固まるまで、再びつり糸を張って加速度計を固定した。

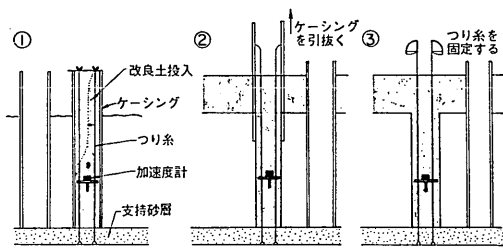


図-29 改良壁内の加速度計の設置方法

c) 壁間未改良土内の加速度計

長壁間に粘土を流し込んだ後、粘土層の加速度計と同じ方法で加速度計を所定の深さに設置した。しかし、押し込み用のシンウォールチューブは、長壁および短壁の改良土が打設され、長壁用のケーシングが引抜かれた後、静かに引抜いた。

d) 改良地盤の海側および埋土側の土圧計

土圧計は改良地盤の改良土が固結した後、図-30 に示す方法で設置した。まず、厚さ1mmの板ゼラチンで図に示すような長尺なゼラチン板を作製し、土圧計をそのゼラチン板に所定の間隔に接着剤で貼り付けた。このゼラチン板を薄い鋼板リーダーとともに改良地盤側壁に沿って、土圧計が所定の深さに達するまで押し込んだ。なお、リーダーは、土圧計を設置後静かに引抜いた。板ゼラチンを使用したのは、粘土中で軟化し、強度がほとんどなくなるためである。これは、模型解体時に確認できた。

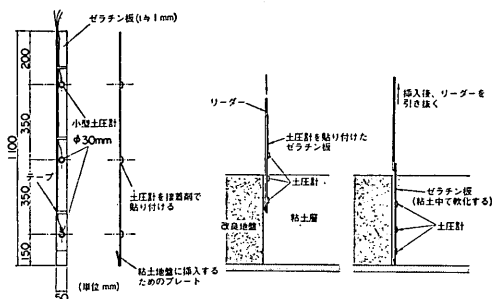


図-30 改良地盤の海側および埋土側の土圧計の設置方法

4. 実験結果

4.1 振動台の振動特性

実験に使用した振動台は、図-25 に示した減衰自由振動型の振動台である。図-31 は振動台の加速度波形と変位波形の一例である。なお、図中の M-1(4) と M-1(7) は、モデル1の加振段階4と7また、AC-0 と DT-0 は振動台の加速度計と変位計を表す。図でわかるように、

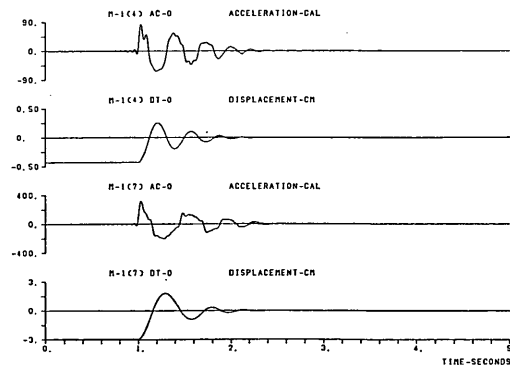


図-31 振動台の加速度波形と変位波形

振動台の振動は正弦波的な減衰自由振動で、最初に最大加速度ならびに最大変位が発生し、その後だいに加速度および変位は小さくなっていく。したがって、その波形には、地震波の一般的な性質、すなわち地震動の初期にみられる微動から振動の大きな主要動へ移行する部分がない。しかし、直下型地震の地震動波形は、今回の入力波形に近いとも考えられる。

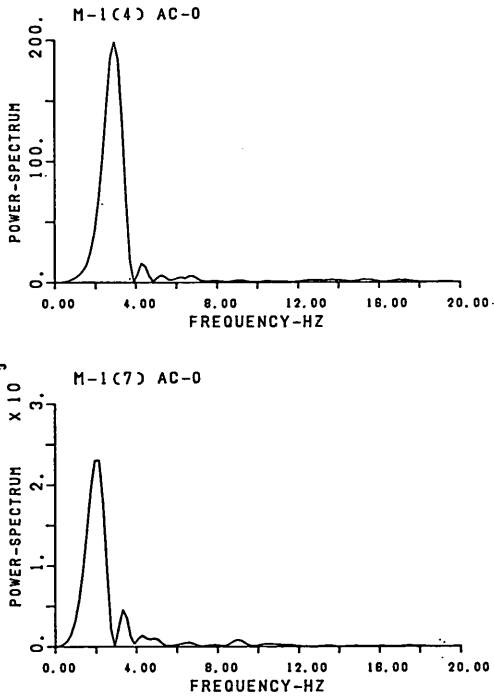


図-32 振動台加速度のパワースペクトル

表-6 振動台および支持砂層の加速度と振動台の卓越振動数

加振段階	モデル 1			モデル 2		
	振動台 加速度 (Gal)	支持砂層 加速度 (Gal)	卓越 振動数 (Hz)	振動台 加速度 (Gal)	支持砂層 加速度 (Gal)	卓越 振動数 (Hz)
1	18	24	4.9	30	36	4.5
2	27	33	4.3	56	61	3.7
3	66	74	3.3	72	78	3.3
4	83	96	2.9	100	111	2.7
5	152	160	2.1	138	153	2.3
6	228	242	2.1	207	227	2.1
7	313	411	2.0	325	344	1.9
8	510	544	1.9	508	539	1.9
9	765	687	1.9	588	637	2.1

図-32は図-31に示した振動台加速度のパワースペクトルである。この図から、加振段階4の卓越振動数は2.9Hz、加振段階7は2Hzを示し、振動台加速度が増大すると模型に作用する振動の卓越振動数は低下することがわかる。これは、振動台の加振装置のばねに軟化性があるためである。表-6は、すべての加振段階での振動台の最大加速度とその加速度波形の卓越振動数を示したものである。また、同表には改良地盤の支持砂層の最大加速度も合わせて示した。表からわかるように、模型に作用した加速度の卓越振動数は、両モデルとも振動台の最大加速度の増加とともに約5Hzから約2Hzに減少している。

粘土層および改良地盤は、振動台床版上の厚さ10cmの砂層(支持砂層)上に作製されている。その支持砂層と振動台の加速度を比較すると、モデル1の加振段階9を除いて、支持砂層の加速度が振動台の加速度より大きい値を示している。したがって、本報告における改良地盤などの加速度応答倍率などの検討は支持砂層に対して行った。

4.2 改良地盤などの加速度

4.2.1 改良地盤の改良土部と壁間未改良土部の挙動

改良地盤は、改良率56%の壁状改良地盤で作製されている。この改良地盤の改良土部と壁間未改良土部の同じ深さの最大加速度を比較したのが図-33である。多少のばらつきはあるが、加振加速度が増大しても、改良土部

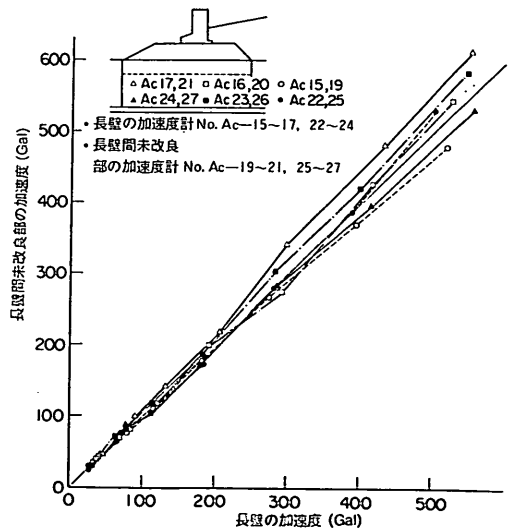


図-33 長壁と長壁間未改良土部の加速度の比較

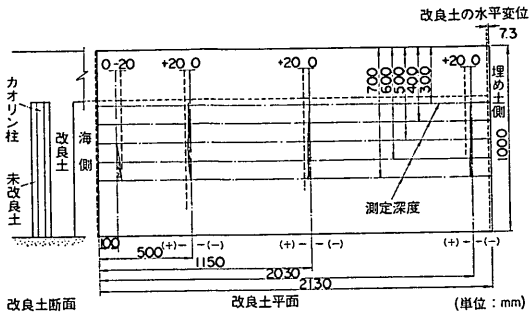


図-34 カオリン柱による未改良土の移動量の測定

と未改良土部の加速度，ほぼ同じと考えられる。また，図示していないが，加速度波形からは改良土部と未改良土部の位相差はみられなかった。したがって，加振加速度の大きさに係らず改良土部と未改良土部は同一挙動をするということがわかった。

また，改良地盤作製時には，未改良土の抜け出し量を測定するため，石灰を混合したカオリン粘土柱を未改良土部に4本埋め込んだ。模型解体時にそのカオリン粘土柱の移動量を測定した結果，図-34に示すように未改良土の移動量は，海側の測線の結果が若干異なるが，改良壁の移動量とほぼ同じであることがわかった。したがって，未改良土の壁間からの抜け出しはなかったと考えられる。

以上から，今回対象とした壁状改良地盤の改良土部と壁間未改良土部の水平方向の挙動は同一であると考えてもよいことがわかった。

4.2.2 加速度分布

改良地盤の加速度分布は，改良土部と未改良土部の挙動が同一であることがわかったので，改良土部の加速度で検討する。

(1) 第1波および第2波の加速度分布

第1波および第2波の加速度は，図-35に例として示したように加速度波形の第1波および第2波の極値とした。実験では，第1波の加速度の向きが埋土側，第2波が海側となる。したがって，改良地盤などの慣性力の向きとしては，第1波が海側，第2波が埋土側となる。

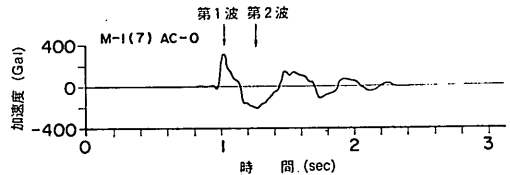


図-35 加速度波形の第1波，第2波

図-36と図-37はモデル1とモデル2の各深さにおける第1波および第2波の加速度を各加振段階ごとに示したものである。両モデルの加速度分布は，ほぼ同じ傾向を示している。その他に，以下のことがわかった。

- ① 改良地盤の加速度は，多少のばらつきはあるが深さ方向にほぼ同じ値を示し，改良地盤には加速度の増幅特性がほとんどないことがわかる。これから，改良地盤は剛体的に挙動するということがわかる。
- ② ケーソン上端の加速度は，下端より大きい。これは，ケーソンにロッキング振動が発生していることを示している。

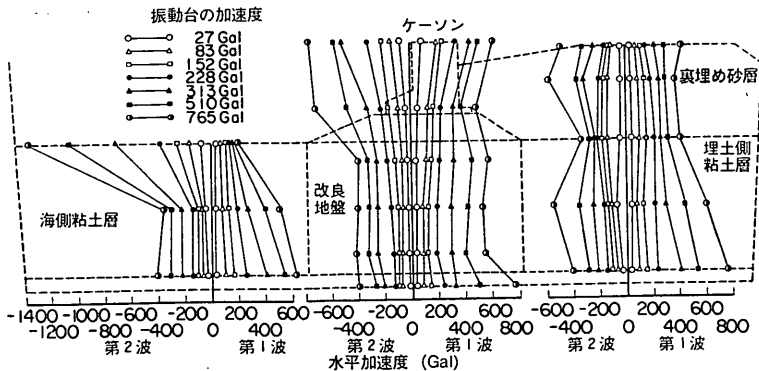


図-36 加速度分布 (モデル1)

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

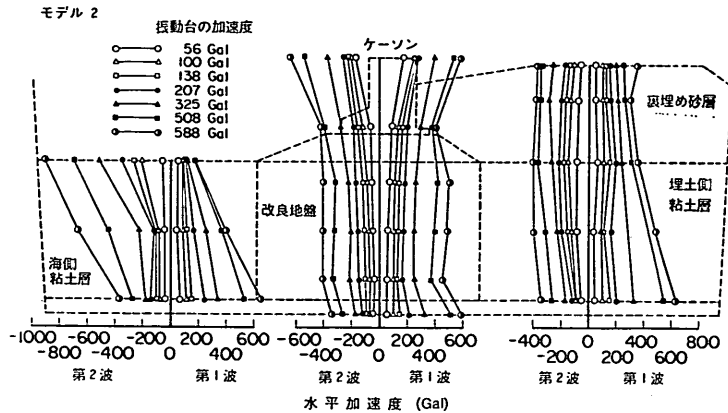


図-37 加速度分布 (モデル 2)

③ 裏埋め砂層の加速度分布は深さ方向にほぼ一様で、加速度の増幅特性がみられない。

④ 粘土層の加速度分布は、海側と埋土側できわだって異なっている。第1波の粘土表層の加速度は、海側および埋土側とも、振動台加速度が増加すると粘土層中層の加速度より減少している。その傾向は海側粘土層のほうが顕著である。一方、第2波の海側の粘土表層の加速度は、振動台加速度の増大とともに、第1波の場合と違い中層の加速度より大きくなっている。また、埋土側の粘土層の加速度は深さ方向にほぼ一様な分布を示している。このうち、第1波の粘土表層の加速度が下層の加速度に比較して小さかったのは、図-31の振動台の加速度波形にみられるように第1波では過渡現象としての応答が卓越し、粘土表層が振動台に追従できなかったと考えられる。なお、第2波では正弦応答が卓越していると考えられる。

(2) 支持砂層に対する改良地盤の加速度応答倍率
改良地盤の底面が堅固な砂地盤と接している着底型改

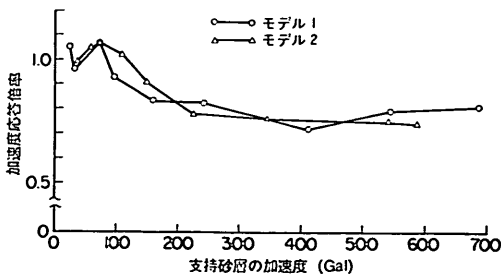


図-38 改良地盤の加速度応答倍率

良地盤の加速度は、砂地盤の加速度とほぼ同じといわれている。⁸⁾そこで、支持砂層に対する改良地盤の加速度応答倍率を検討した。その結果を図-38に示す。なお、改良地盤の加速度は改良地盤の改良土部の各測点で得られた埋土側向きの最大加速度の平均値である。図から、改良地盤の最大加速度応答倍率は支持砂層の最大加速度が90~110 Gal まではほぼ1.0であるが、支持砂層の加速度がそれ以上増加すると0.8程度まで減少してくることがわかる。このように、改良地盤の加速度が支持砂層の加速度より大きくなるのは、剛体化した改良地盤に加速度の増幅特性がほとんどなく、かつ加振加速度が増大すると改良地盤に滑動が発生するためと考えられる。

(3) 同一時刻における加速度分布

改良地盤、粘土層等の第1波、第2波の加速度分布から、模型全体の加速度応答特性の概略が把握できた。本項では、模型全体の挙動を同一時刻で検討し、その振動性状を把握する。図-39にその結果の一例を示す。図-39の(a)~(d)は各図に示す改良地盤の加速度波形の①~⑤の時刻における各測線の加速度を深さ方向に示したものである。加速度の大きさの比較を容易にするため、海側粘土層の加速度(○印で示す)、ケーソンならびに改良地盤の加速度(△印で示す)および裏埋め砂層ならびに埋土側粘土層の加速度(□印で示す)は同一座標軸で示した。また、同図の(a)と(c)は支持砂層の加速度が100 Gal 前後、(b)と(d)は300~400 Gal に対する結果である。これら図から、以下のことがわかる。

① 改良地盤の加速度分布(△印)は周辺地盤の加速度分布と比較し、時刻に係わらず深さ方向に一様分布を示

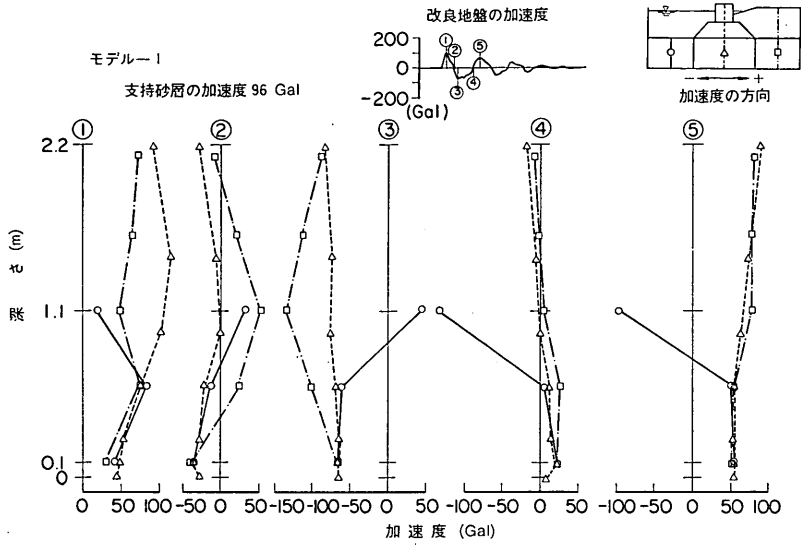


図-39(a) 同一時刻における加速度分布

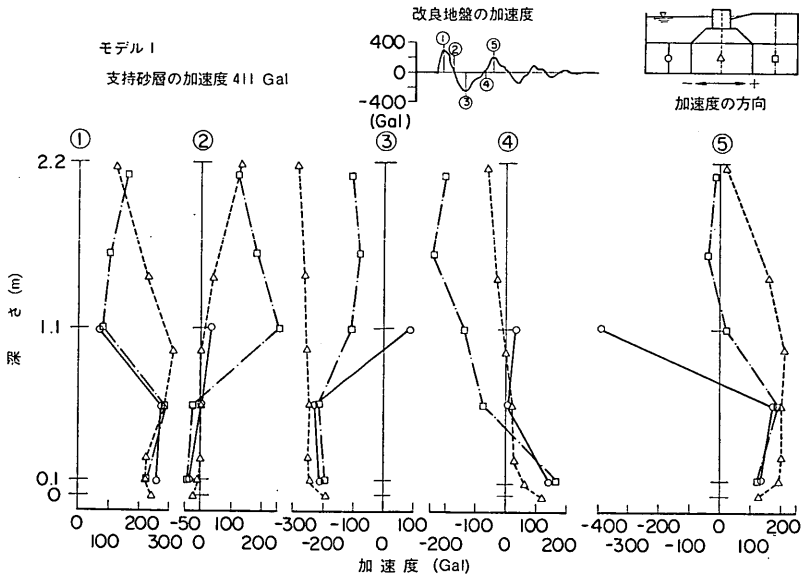


図-39(b) 同一時刻における加速度分布

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

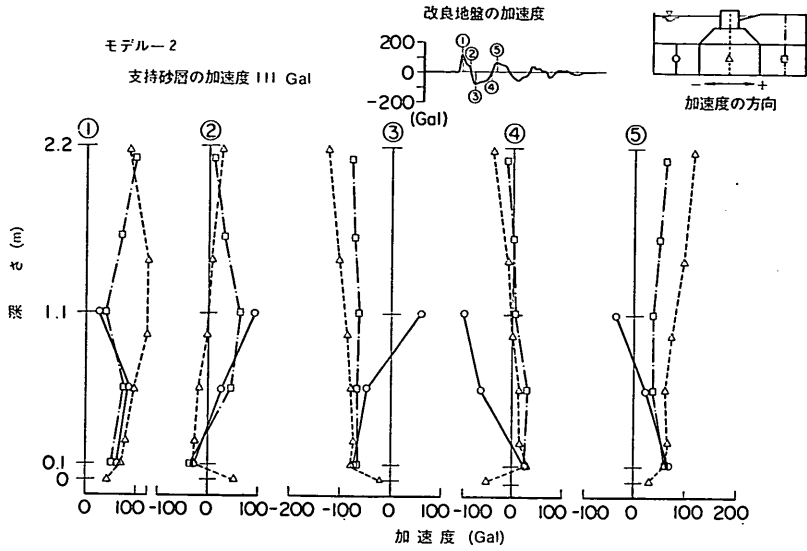


図-39(c) 同一時刻における加速度分布

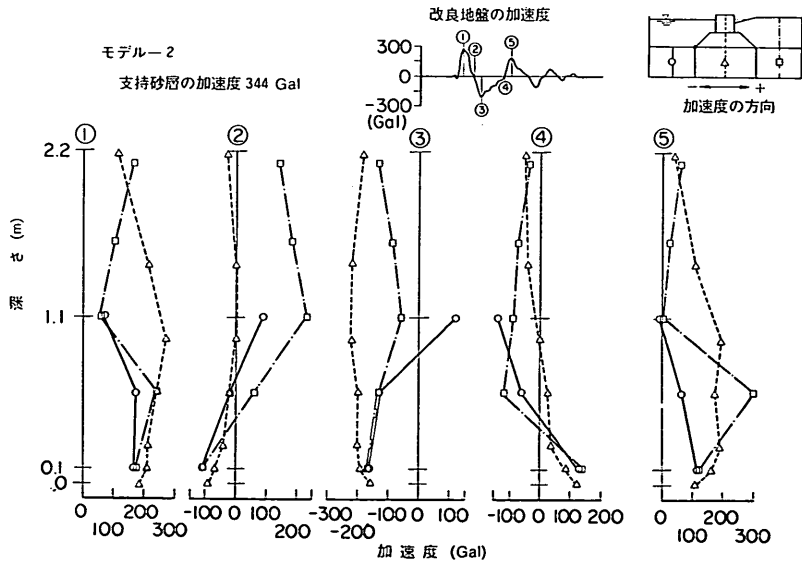


図-39(d) 同一時刻における加速度分布

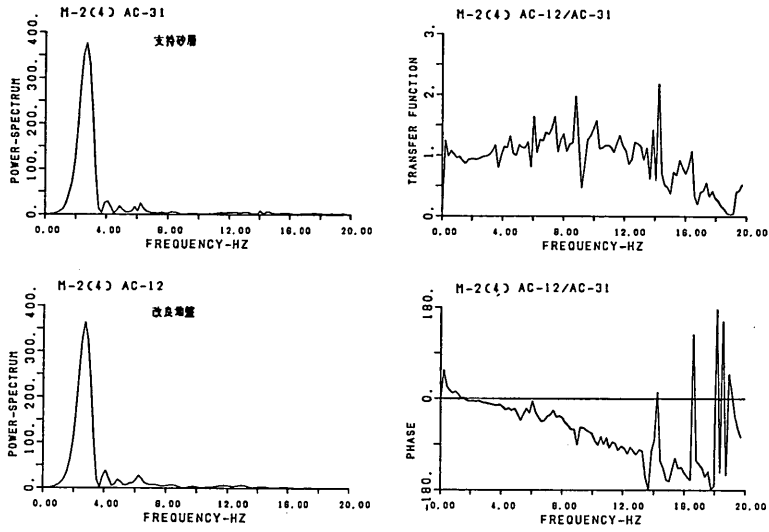


図-40(a) 改良地盤の周波数特性

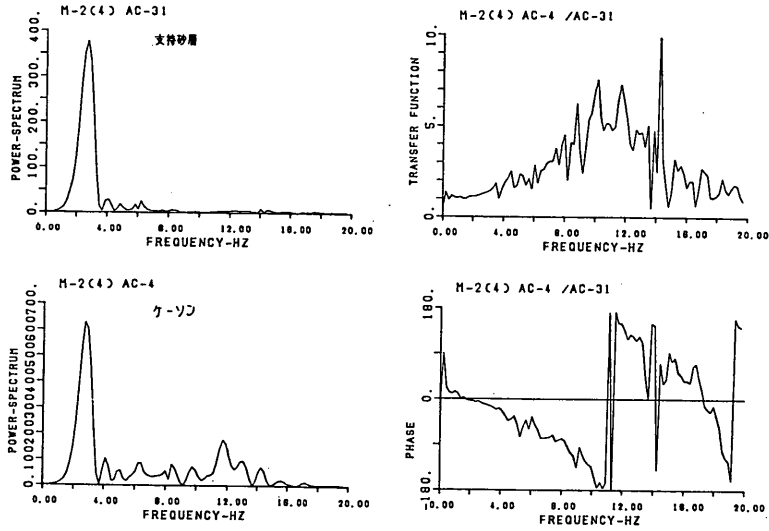


図-40(b) ケーソンの周波数特性

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

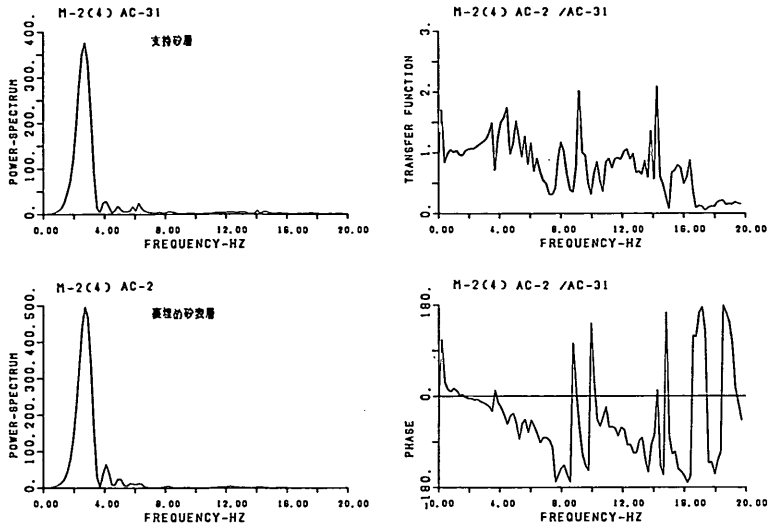


図-40(c) 裏埋め砂層の周波数特性

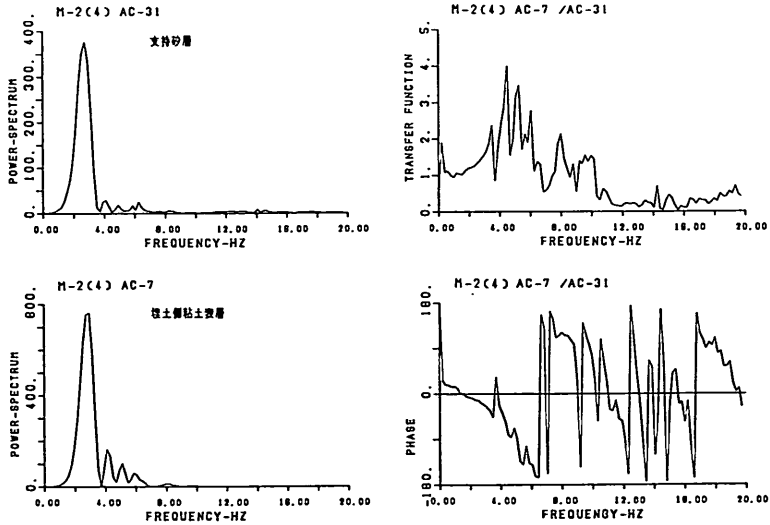


図-40(d) 埋土側粘土層の周波数特性

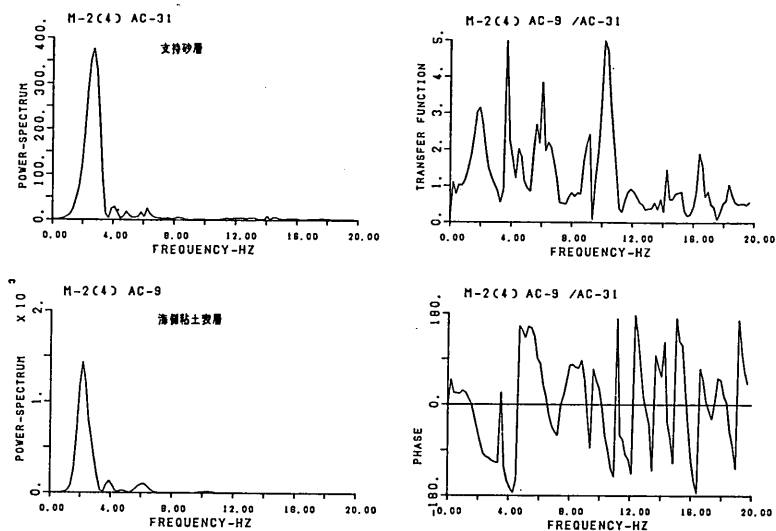


図-40(e) 海側粘土層の周波数特性

し、改良地盤が剛体として挙動していることがわかる。
 ② 時刻①と⑥は改良地盤の加速度の向きが埋土側、すなわち改良地盤の慣性力が海側へ向いているときであるが、ケーソンの加速度(△印)は、図-39の(b)と(d)にみられるように改良地盤の加速度が増大すると改良地盤の加速度より小さくなっている。
 ③ 改良地盤の加速度が極値を示すとき、すなわち時刻①、③、⑤における海側および埋土側粘土層の加速度は若干のばらつきはあるが改良地盤の加速度より小さいようである。

(4) 支持砂層に対する模型各部の周波数伝達特性

改良地盤の支持砂層に入射した地震動に対して、支持砂層以浅の改良地盤、粘土層などがどのような挙動を示すかは、各地盤等の固有振動数に強く影響を受けると考えられる。また、支持砂層に入射する地震動の卓越振動数も重要な要素となるであろう。振動実験は、図-31に示したような正弦波的な減衰自由振動実験であり、かつ卓越振動数も振動台の性能上比較的低い振動数となっている。したがって、振動台加速度のパワースペクトル密度はその振動数以外ではきわめて小さい。したがって、広い振動数範囲で伝達特性を論じるには多少問題はあるが、以下に模型各部の周波数伝達特性、位相特性を検討してみる。その結果の一例が図-40である。図-40はモデル2の加振段階4の結果で、同図の(a)には、支持砂層と改良地盤のパワースペクトル密度および支持砂層に

対する改良地盤の周波数伝達関数と位相が左上、左下、右上、右下の順に示してある。同様に、図-40の(b)、(c)、(d)、(e)には、ケーソン、裏埋め砂層、埋土側粘土層、海側粘土層に対する結果が示されている。これらの図から、次のことがわかる。

- ① 改良地盤の伝達関数は、一部の振動数で凹凸はあるが、ほぼ1.0付近にあり、改良地盤に加速度の増幅特性がほとんどないことを示している。また、改良地盤の位相遅れは、振動数とともに直線的に増大している。これは、支持砂層から改良地盤表面へ伝わるせん断波の伝播時間が振動数に関係なく一定であることを示している。ちなみに、位相差が振動数 20 Hz で 180° であるとすると、その伝播時間は、 $\tau=0.025$ 秒となる。
- ② ケーソンのパワースペクトルは、改良地盤の場合と異なり、高振動数にいくつかの卓越振動数がみられる。これは、ケーソンのロッキング振動によるものと考えられる。ケーソンの 4 Hz 付近までの伝達関数は、ほぼ1.0で増幅特性はないが、10~12 Hz 付近に顕著なピークがある。
- ③ 裏埋め砂層および埋土側粘土層の伝達関数をみると 4.5 Hz 付近にピークをみることができ。なお、その振動数における伝達関数は粘土層のほうが大きく、粘土層上にある砂層の加速度増幅特性は 1.0 以下であることがわかる。したがって、4.5 Hz は埋土側粘土層の位相も考慮すると埋土側粘土層の固有振動数と考えられる。

④ 海側粘土層の伝達関数には、2, 3.7, 6, 10 Hz に顕著なピークがみられる。位相差を考慮すると 2 Hz が 1 次固有振動数、6 Hz が 2 次、10 Hz が 3 次固有振動数と考えられる。なお、モデル 2 の振動実験に先立ち、海側粘土表層において板叩き法によって、S 波速度検層を行った。その結果、S 波速度から求めた固有振動数は、2.5 Hz であった。これからも、粘土層の固有振動数が、この加振段階で 2.0 Hz というのは妥当と考えられる。また模型各部の伝達関数から、海側粘土層の固有振動数のみが支持砂層の加速度の卓越振動数より若干低かったことがわかる。

以上の伝達特性および位相特性から、今回の振動実験は、おおむね同位相の外力が模型各部に作用した実験であったことがわかる。

4.3 改良地盤などの変位

4.3.1 改良地盤およびケーソンの実測変位

改良地盤およびケーソンの振動性状は、加速度の他に変位によっても検討することができる。図-41 は、モデル 2 の加振段階 4 と 7 におけるケーソン (DT-2) と改良地盤 (DT-3) の変位波形である。図からわかるように、振動台加速度が増加すると振動前の静止状態からの振動変位は増大し、残留変位も海側へ増大している。これら振動変位と残留変位を支持砂層の加速度に対してとりまとめたのが図-42 と図-43 である。なお、同図の振動変位は、海側に変位した量の最大値である。また、ケーソンについては、各加振後に、スケールによって沈下量を測定した。その結果を図-44 に示す。以下に、改良地盤およびケーソンの変位に関する検討結果を述べる。

1) 改良地盤の変位

- ① モデル 1 とモデル 2 で顕著な差異はない。
- ② 改良地盤の振動変位は、支持砂層の加速度が小さくとも発生する。なお、改良地盤の残留変位は、支持砂層の加速度が 100 Gal 以上になると発生している。残留変位の値は、振動変位の 1/2 程度である。
- ③ モデル 2 においては接触型変位計と非接触型変位計 (SSG) によって改良地盤の変位を測定した。その結果、振動変位が 3 mm 以下の場合の両者の結果はよく一致しているが、それ以上の変位では、非接触型変位計のほうが大きめの値を示す。なお、この差異については、今後検討する必要がある。

2) ケーソンの変位

- ① ケーソンの振動変位はケーソンに発生する加速度が小さくとも発生する。その変位量はケーソンの加速度が

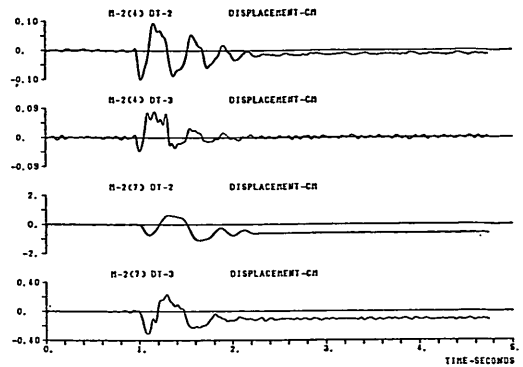


図-41 改良地盤とケーソンの変位波形

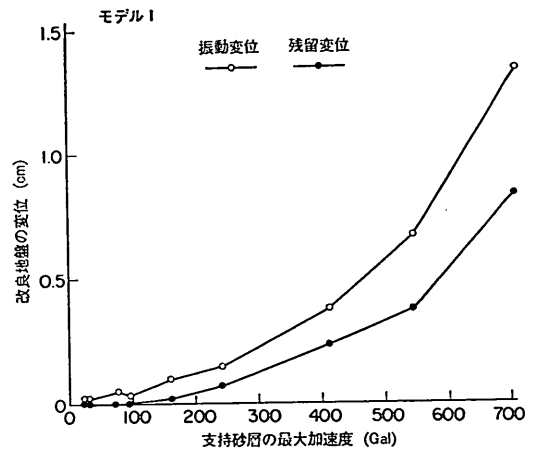


図-42(a) 改良地盤の変位量 (モデル 1)

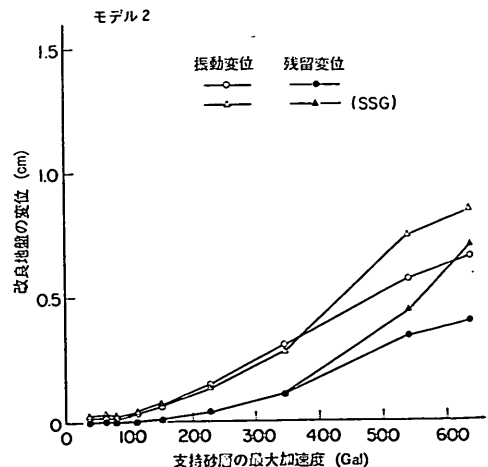


図-42(b) 改良地盤の変位量 (モデル 2)

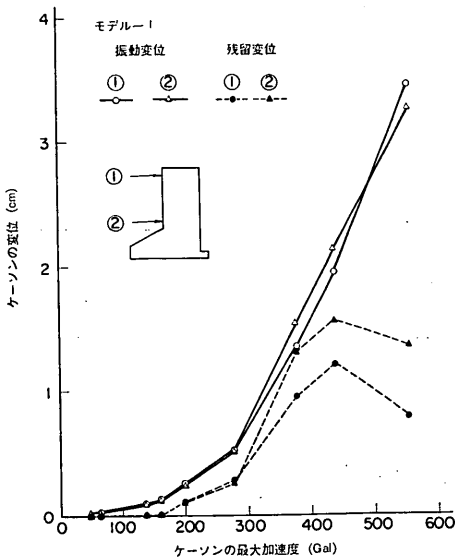


図-43(a) ケelsonの変位量 (モデル1)

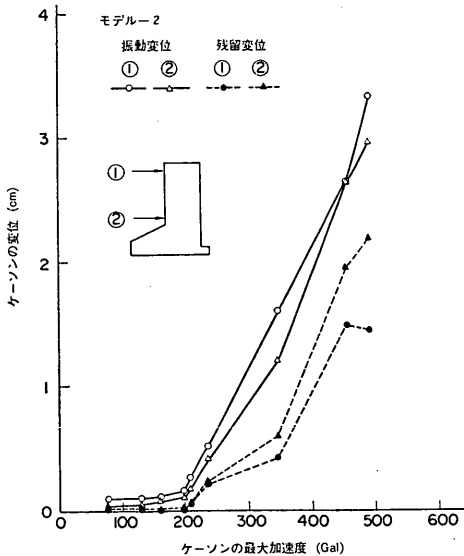


図-43(b) ケelsonの変位量 (モデル2)

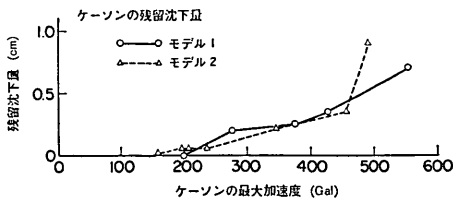


図-44 ケelsonの沈下量

200 Gal 以上で急速に増大する。

② ケelsonの上端および下端の振動変位を比較すると、顕著な差はないがモデル2の場合は上端のほうが大きく、ケelsonがロッキング振動をしていることがわかる。

③ ケelsonの残留変位は、ケelsonの加速度が160 Gal (モデル1) から200 Gal (モデル2) 以上になると発生している。また、ケelsonの上、下端の残留変位量は、ケelsonの加速度が300 Gal 以下ではほぼ同じであるが、それ以上の加速度になると下端の残留変位量が大きくなっている。これは、ケelsonの形状からわかるように、ケelsonの重心が後し側に寄っていることが原因のひとつと考えられる。

④ ケelsonの沈下は、ケelsonの加速度が200 Gal 以上になると発生している。

4.3.2 計算によって求めた模型各部の変位分布

改良地盤およびケelsonの変位特性は、変位計によって得られた変位量から把握することができた。しかし、改良地盤に作用する周辺地盤の変位状況は、周辺地盤の変位を直接測定することができないので明らかでない。そこで、加速度記録を2回積分して求められる変位波形を用いて、改良地盤およびケelsonに作用する周辺地盤の振動性状を検討した。なお、改良地盤およびケelsonの変位波形も粘土層および裏埋め砂層の変位波形と精度を同じくするため、実測波形でなく加速度記録を積分して求めた。加速度記録を積分する際、加速度記録のデジタル化に伴う低振動数成分の誤差を除くためローカットフィルターを用いた¹²⁾。用いたフィルターは、表-6 に示したように振動台の卓越振動数が1.9 Hz 以上であることを考慮して1.0 Hz 以下の成分を減衰させるものとした。

図-45 は加速度記録を積分して求めた振動台、ケelsonおよび改良地盤の計算変位波形を実測波形と比較したものである。図からわかるように、計算変位波形は振動台においては初期変位、また、ケelsonおよび改良地盤においては残留変位を表すことはできないが、振動変位のパターンは、実測波形をよく再現している。

以下に、このようにして求めた計算変位波形を用いて改良地盤、ケelsonおよびその周辺地盤の振動性状を検討する。なお、計算変位波形は振動箱に対する変位で示した。

1) 第1波および第2波の変位分布

第1波および第2波の変位は図-46 に示すように、第1波の場合が負の極値、第2波の場合が正の極値であ

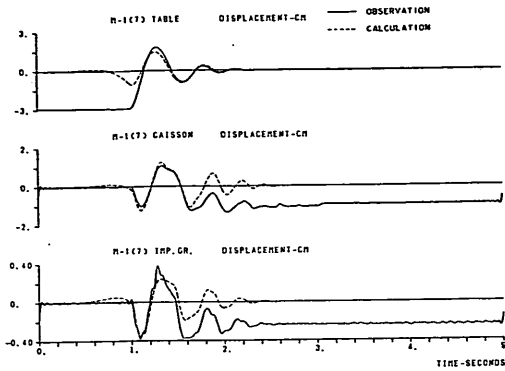


図-45(a) 加速度波形から求めた変位波形 (モデル 1)

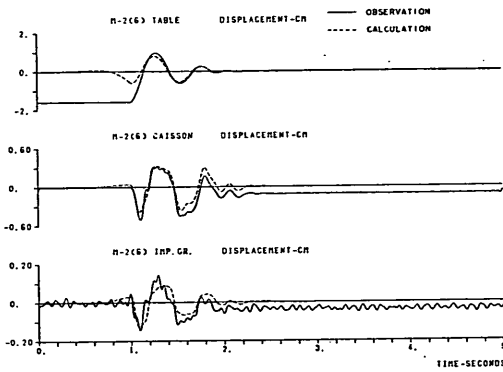


図-45(b) 加速度波形から求めた変位波形 (モデル 2)

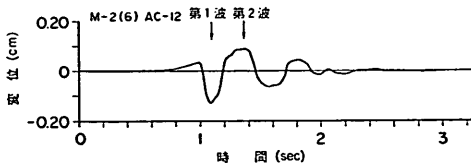


図-46 変位波形の第1波, 第2波

る。負の変位は海側に変位したことを示す。図-47は、改良地盤、ケーソンおよび周辺地盤の第1波および第2波の振動変位分布の一例である。図から以下のことがわかる。

- ① 改良地盤の変位は、深さ方向にほぼ一様で支持砂層の変位と同じである。これから、改良地盤は剛体的に挙動していることがわかる。
- ② ケーソン上端の変位は、下端の変位より大きく、ケーソンがロッキング振動をしていることがわかる。
- ③ 海側および埋土側粘土層の変位は表層ほど大きくな

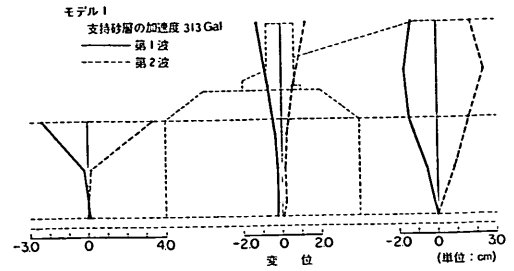


図-47(a) 変位分布 (モデル 1)

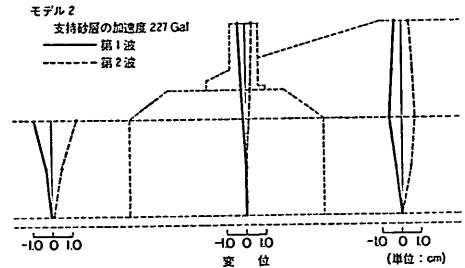


図-47(b) 変位分布 (モデル 2)

っており、その変位の大きさは改良地盤の変位より大きい。したがって、第1波の変位分布から、埋土側粘土層の改良地盤に対する圧力は増大し、また、海側粘土層の抵抗力は減少することがわかる。すなわち、第1波の粘土層は改良地盤を海側へ滑动させる向きに振動していることがわかる。もちろん、改良地盤が滑动するか否かを検討するには、周辺地盤からの影響の他に改良地盤の慣性力および改良地盤の底面摩擦力などを考慮しなければならない。

④ 裏埋め砂層の変位は深さ方向に余り変化がなかった。

2) 同一時刻における変位分布

同一時刻における模型各部の変位分布を示したのが、図-48である。同一時刻としては、振動台の変位が図に示した正負の極値とゼロになるときとした。なお、模型各部の変位の大きさの比較を容易にするため、海側粘土層の変位 (○印)、ケーソンと改良地盤の変位 (△印) および裏埋め砂層と埋土側粘土層の変位 (□印) は同一座標軸に示した。図から、以下のことがわかる。

- ① 改良地盤の変位は時刻に係わらず深さ方向に一様であり、改良地盤が剛体的に振動していることがわかる。
- ② 改良地盤の変位は、時刻に係わらず粘土層の変位より小さい。なお、改良地盤が海側へ変位している時刻②

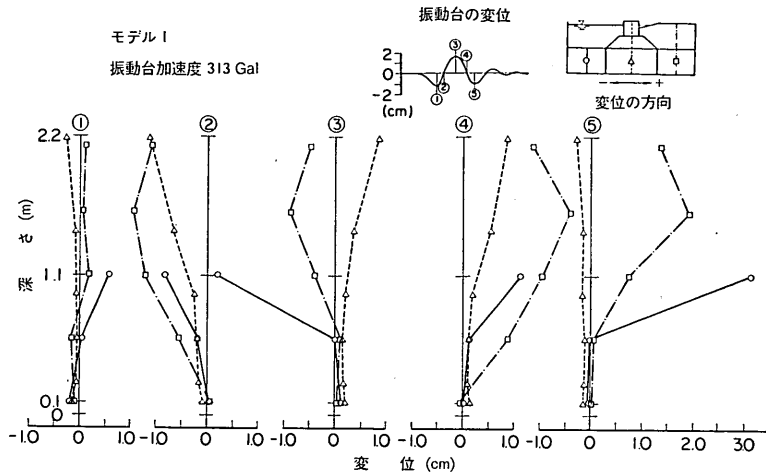


図-48(a) 同一時刻における変位分布 (モデル1)

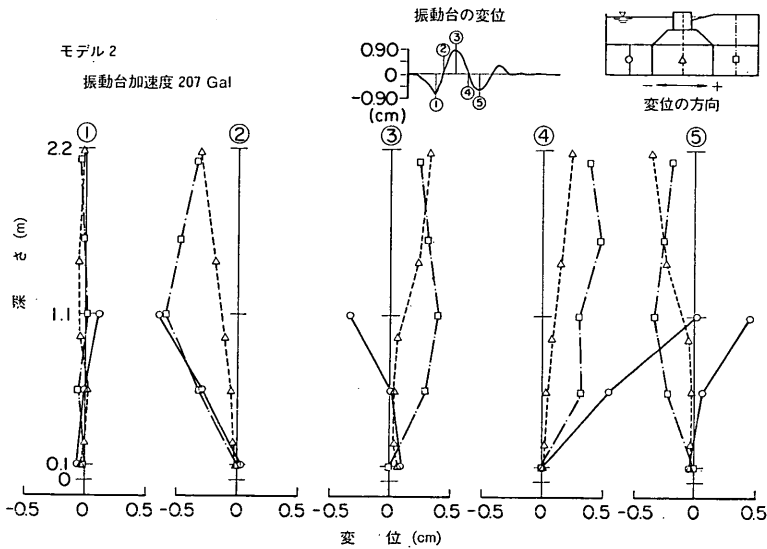


図-48(b) 同一時刻における変位分布 (モデル2)

における粘土層の変位をながめてみると、埋土側粘土は改良地盤を海側に押し、海側粘土は改良地盤から遠ざかっており、周辺粘土が改良地盤を海側へ滑动させようとしていることがわかる。

4.4 改良地盤などに作用する土圧

改良地盤およびケーソンの振動性状を改良地盤およびケーソンに作用した土圧で検討した。振動時の土圧は、本来、振動前の静止状態の土圧も考慮して検討する必要がある。しかし、振動前の静止状態の土圧は土圧計のド

リフトなどによって正確に計測されなかった。そこで、本項では振動時の増減土圧分で検討を行った。なお、本報告では、この増減土圧分を振動土圧と定義した。振動土圧の波形の例を図-49に示す。

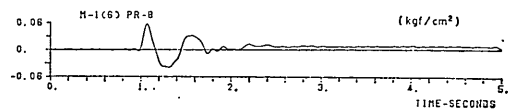


図-49 土圧波形

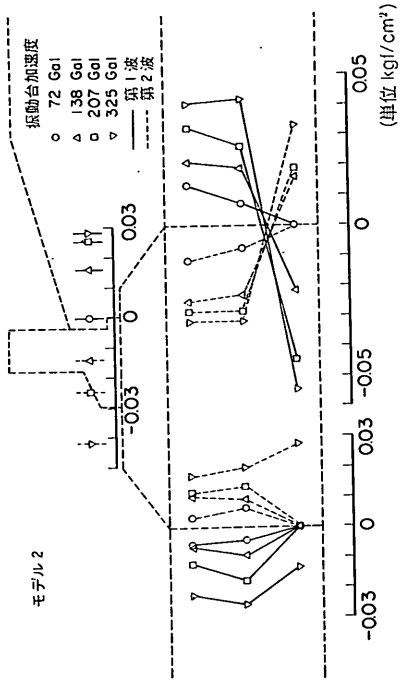


図-51(a) 水平土圧 (モデル2)

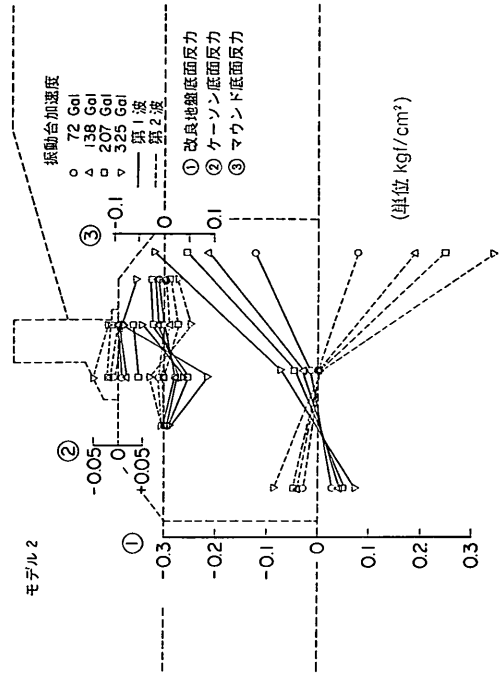


図-51(b) 鉛直土圧 (モデル2)

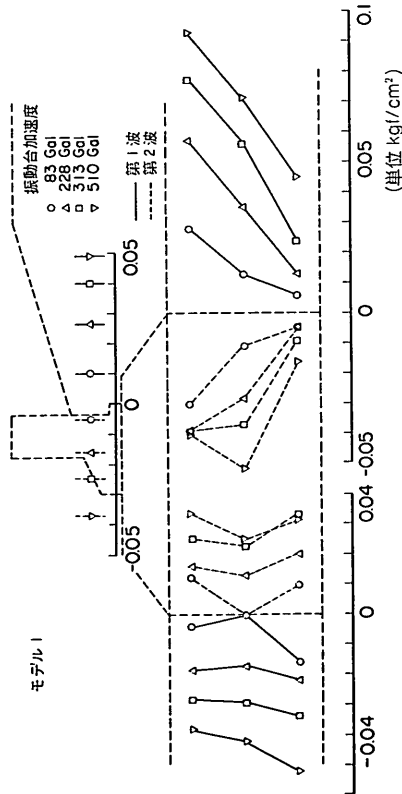


図-50(a) 水平土圧 (モデル1)

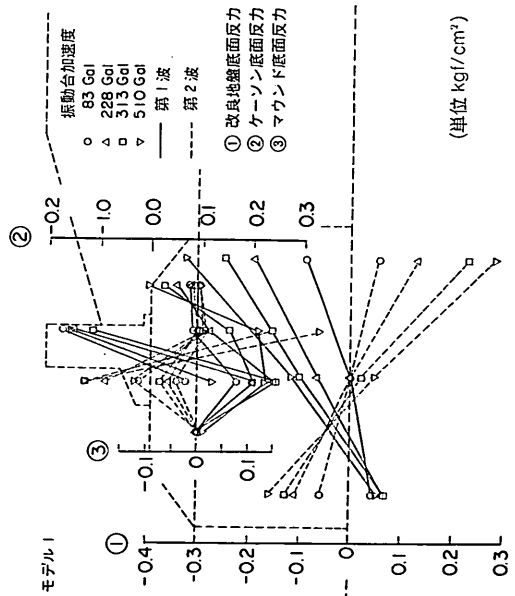


図-50(b) 鉛直土圧 (モデル1)

以下に、改良地盤およびケーソンに作用する土圧を振動土圧の第1波、第2波、更に同一時刻の土圧で検討する。なお、第1波および第2波の土圧の定義は、加速度波形などで示したものと同じである。

1) 第1波および第2波の土圧分布

第1波および第2波の土圧分布を図-50と図-51に示す。図-50(a)と図-51(a)はモデル1とモデル2の水平土圧、図-50(b)と図-51(b)は同じく鉛直土圧(底面反力)である。

a) 改良地盤に作用する埋土側粘土層の水平土圧

モデル1の第1波の土圧は、振動台加速度が増大するとともに増大している。また、その深さ方向の土圧分布は、深さとともに減少している。モデル2の第1波の土圧分布は、上層および中層部においてはモデル1と同様な傾向を示しているが、下層部の土圧は振動台加速度が増大すると負側へ増大している。以上から、埋土側粘土層の改良地盤に作用する振動土圧は、深さとともに減少する傾向がある。また、振動台加速度が増大するとその値は、最深部の土圧に例外はあったが増大していくと考えられる。第2波の土圧は、第1波の土圧の符号を逆にした傾向を示している。

b) 改良地盤に作用する海側粘土層の水平土圧

モデル1およびモデル2とも、振動台加速度が増加すると、第1波の土圧は減少する傾向がある。また、深さ方向の土圧分布には、深さとともに増大あるいは減少といったような傾向はみられず、ほぼ一様な傾向を示している。第2波の土圧分布は、第1波の土圧の符号を逆にした傾向を示している。

したがって、第1波の土圧は改良地盤の埋土側で増加、海側で減少する土圧であることがわかる。

c) ケーソンに作用する裏埋め砂層の水平土圧

裏埋め砂層からケーソンに作用する土圧は、測点がひとつしかないので深さ方向の分布はわからないが、振動台加速度が増加するとともに、第1波で増大、第2波で減少する。

d) 改良地盤の底面反力

図-50(b)と図-51(b)からわかるように第1波の改良地盤の底面反力は、改良地盤の海側(前し側)が増加、改良地盤の埋土側(後し側)が減少し、その分布はほぼ直線的である。また、第2波の底面反力分布は、第1波の反力の符号を逆にした傾向を示している。これから、改良地盤はロッキング振動をしていることがわかる。振動台加速度が増大すると第1波の前し側の底面反力は増

加、後し側の底面反力は減少していくが、前し側の底面反力の増加割合は後し側の減少割合に比較して小さい。前し側の端し圧の増加の割合が小さいのは、振動台加速度が増大するに伴って前し側の端し圧は次第に増大するが、ある加速度以上になると支持砂層の支持力が不足するためと考えられる。なお、第2波の改良地盤の後し側の底面反力が、振動台加速度の増加とともに増大するのは、裏埋め砂層により有効鉛直応力が海側より大きく、支持砂層の許容支持力が大きくなっているためと考えられる。

e) ケーソンの底面反力

ケーソンの底面反力も改良地盤の底面反力と同じく、ロッキング振動による分布形状を示しており、第1波はケーソンの前し側、第2波は後し側の反力が増大している。なお、モデル2のケーソンの底面反力分布は、モデル1に示されたケーソンの典型的なロッキング振動による反力分布を示していない。しかし、前し側の底面反力に注目すると第1波では底面反力は増大、第2波では減少し、モデル1と同じ傾向を示している。また、後述のマウンド底面反力分布がケーソンのロッキング振動による分布形状を示しているところから、モデル2のケーソン後し側の土圧は土圧計とマウンド材料の接触等が十分でなかったため、正確に計測されなかったと考えられる。

f) マウンドの底面反力

ケーソン直下のマウンドの底面反力分布は、ケーソンの底面反力分布形状とよく似ている。ケーソンの前しから30.5cm海側のマウンドの底面反力は、振動台加速度が増加してもほとんどゼロを示し、ケーソンの振動の影響がなかったことを示している。一方、ケーソンの後しから30.5cm埋土側のマウンドの底面反力には、ケーソンあるいは裏埋め砂層の影響がはいっていることがわかる。

2) 同一時刻における土圧分布

本項では、振動中のある時刻における改良地盤およびケーソンに作用する振動土圧を検討する。図-52と図-53はその結果の一例である。図-52はモデル1の加振段階8、図-53はモデル2の加振段階6の結果で、同一時刻としては支持砂層の加速度が各図に示す極値とゼロになる時刻とした。

a) 改良地盤に作用する水平土圧

改良地盤に作用する海側粘土層からの土圧の符号と埋土側粘土層からの土圧の符号は、時刻に関わらずほぼ逆

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

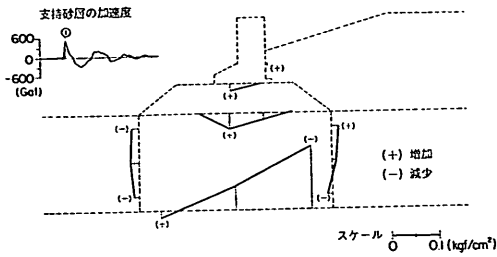


図-52(a) 同一時刻における土圧分布 (モデル 1)

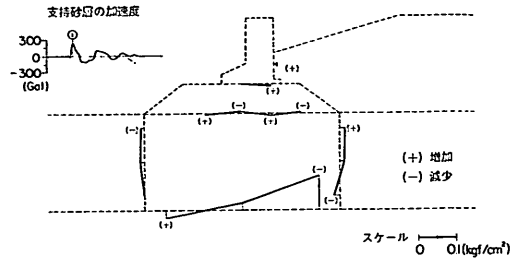


図-53(a) 同一時刻における土圧分布 (モデル 2)

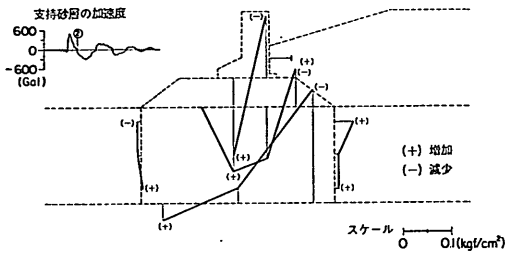


図-52(b) 同一時刻における土圧分布 (モデル 1)

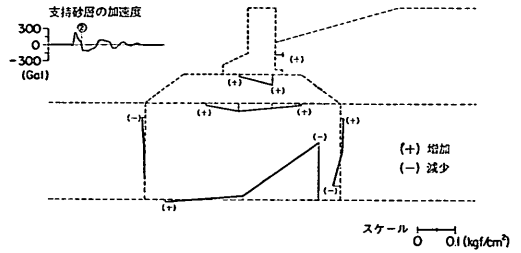


図-53(b) 同一時刻における土圧分布 (モデル 2)

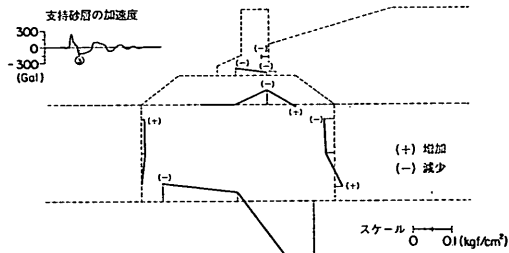


図-52(c) 同一時刻における土圧分布 (モデル 1)

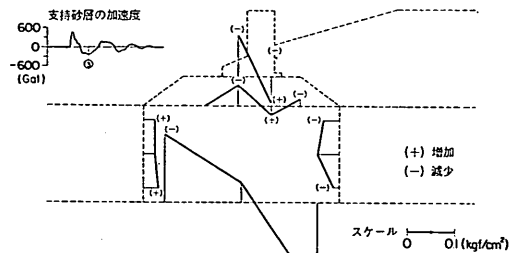


図-53(c) 同一時刻における土圧分布 (モデル 2)

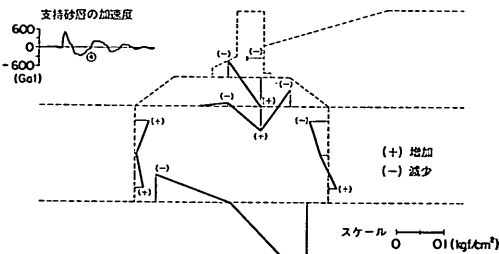


図-52(d) 同一時刻における土圧分布 (モデル 1)

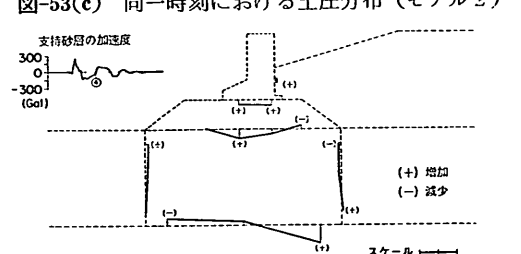


図-53(d) 同一時刻における土圧分布 (モデル 2)

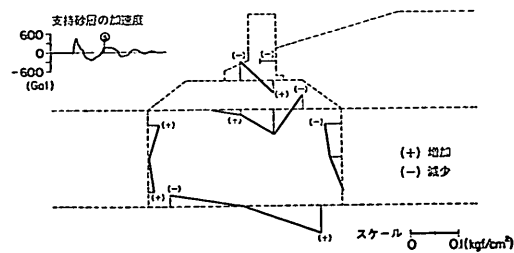


図-52(e) 同一時刻における土圧分布 (モデル 1)

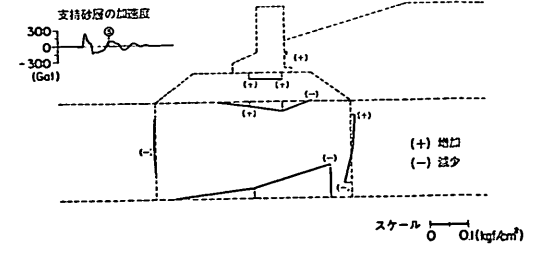


図-53(e) 同一時刻における土圧分布 (モデル 2)

となっている。例えば、時刻①における上層、中層の土圧は、埋土側は増加、海側は減少、また、時刻③における土圧は、埋土側は減少、海側は増加となっている。これは、埋土側粘土層と海側粘土層は同じ向きに振動していることを示している。なお、時刻①は、改良地盤に作用する慣性力が海側へ向いているときであるが、改良地盤に作用する土圧も改良地盤を海側へ滑動させるような土圧になっている。しかし、モデル1の時刻②は、時刻①と同じく支持砂層の加速度が正の極値を示し、改良地盤の慣性力が海側を向くときであるが、改良地盤に作用する土圧は埋土側が減少、海側が増加し、時刻①の土圧分布と異なっている。これは、改良地盤に作用する土圧と支持砂層の加速度に位相差があることを示している。

b) 改良地盤の底面反力

改良地盤の底面反力分布は、図-50(b)と図-51(b)に示した第1波および第2波の底面反力分布と同じく改良地盤のロッキング振動に起因する分布形状を示している。改良地盤の底面反力と改良地盤に作用する水平土圧を比較検討すると、改良地盤の前し側の底面反力が増加するときの埋土側に作用する水平土圧は増加、海側に作用する水平土圧は減少している。逆に、海側の水平土圧が増加し、埋土側の水平土圧が減少するときは、改良地盤の後し側の底面反力は増加し、前し側の底面反力は減少している。このように、改良地盤に作用する水平土圧の向きと改良地盤の底面反力分布は対応している。しかし、改良地盤の底面反力は、改良地盤に作用する土圧の他に改良地盤に作用する慣性力にも影響を受けていることは当然である。

c) ケーソンに作用する水平土圧

ケーソンに作用する土圧は、改良地盤の埋土側に作用する粘土表層の土圧と同じ傾向を持っている。

d) ケーソンの底面反力

モデル1のケーソンの底面反力分布は、ほぼ改良地盤の底面反力分布と同じ傾向を示している。これは、ケーソンと改良地盤がほぼ同位相で振動していることを示している。

e) マウンドの底面反力

マウンドのケーソン直下の底面反力分布はケーソンの底面反力分布とほぼ同じ傾向を示している。

3) 改良地盤に作用する水平土圧と改良地盤・粘土層間の相対変位の関係

改良地盤に作用する水平土圧の大きさは、改良地盤と粘土層の間の相対変位の大きさに依存すると考えられ

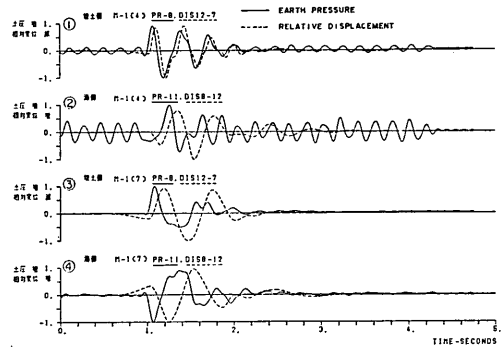


図-54 土圧波形と変位波形の比較

る。そこで、改良地盤に発生した土圧の波形と改良地盤・粘土層間の相対加速度を2回積分して求めた変位波形を比較し、検討した。図-54にその波形の一例を示す。図中の実線が土圧、点線が相対変位を示し、①と③が改良地盤の埋土側、②と④が海側の結果である。なお、土圧波形と変位波形は、両者の比較を容易にするため、縦軸は、最大土圧および最大変位で規準化し、同一時間軸に示した。また、埋土側の①と③の縦軸の正は、土圧が増加、相対変位が減少、海側の②と④の縦軸の正は、土圧および相対変位が増加する場合である。②の実線で示す土圧には実験前から5Hz程度のノイズがのっている。

これから、以下のことがわかる。

① 改良地盤に作用する埋土側からの土圧(①と③の実線)と改良地盤・埋土側粘土層間の相対変位(①と③の点線)の時刻歴波形はよく似ている。これから、改良地盤に作用する土圧が改良地盤と粘土層の相対変位に依存することがわかる。なお、振動台加速度が増大すると(③の場合)土圧と相対変位に位相差が大きくなってくる。このように土圧と相対変位に位相差が生じるということは、振動箱内の粘土層、すなわち土圧と密接に関係する改良地盤近傍の粘土層と改良地盤から遠く離れた粘土層の挙動が一樣でないことを示している。これは、振動箱の振動方向に直角な壁などが影響しているとも考えられる。

② 改良地盤に作用する海側からの土圧(②と④の実線)と改良地盤と海側粘土層の相対変位(②と④の点線)の関係からは、土圧が減少するとき相対変位は増加し、土圧が増加するとき相対変位は減少することがわかる。海側の粘土層から改良地盤に作用する土圧も、改良地盤と粘土層の相対変位に依存していることがわかる。

4) 改良地盤に作用する水平土圧と改良地盤の加速度の関係

改良地盤の安定性は、改良地盤に発生する慣性力と改良地盤に作用する土圧に大きく左右される。また、慣性力が最大になるとき、土圧が埋土側で最大、海側で最小となるかを否かは、改良地盤の安定性を検討する上で、重要なことである。

図-55 は改良地盤の加速度と改良地盤に作用する土圧の時刻歴波形を同一時間軸に重ね書きしたものである。両波形は、波形の比較を容易にするため最大加速度および最大土圧で標準化してある。なお、実線で示す加速度の縦軸の正は、改良地盤の慣性力が海側へ向く方向、すなわち、改良地盤の加速度が陸側へ向く方向、また点線で示す土圧の縦軸は増加を正とした。また、①と③の点線は改良地盤に埋土側から作用する土圧、②と④の点線は海側から改良地盤に作用する土圧である。これらから、以下のことがわかる。

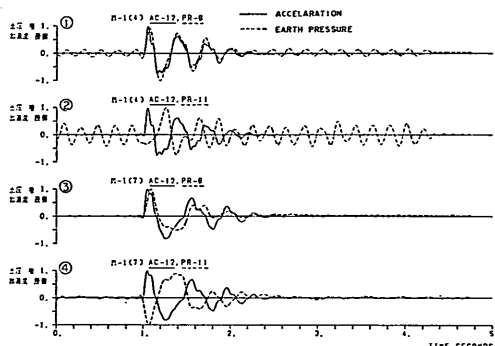


図-55 改良地盤の加速度波形と土圧波形

埋土側から改良地盤に作用する土圧 (①と③の点線) と改良地盤の加速度 (①と③の実線) の波形は、極めてよく一致し、また、海側については土圧(②と④の点線)と加速度 (②と④の実線) の波形に 180° の位相差がみられる。これは、改良地盤の慣性力が海側へ向くとき、埋土側の土圧は増加、海側の土圧は減少することを示している。また、加速度と土圧が極値を示す時刻は、ほぼ同じであることがわかる。このような現象は、地震時におけるケーソン式防波堤に作用する動水圧現象と似ている¹⁹⁾。なお、実験に用いた振動台加速度波形には地震波の一般的な性質である地震動の初期にみられる微動から振動の大きな主要動へ移行する部分がない。したがって、今回の模型振動実験における振動台速の加度波形は、実

際の地震波の内、加速度の振幅が急激に変化する部分に対応していると考えられる。したがって、実際の地震動全般にわたっての改良地盤の振動性状については、今後更に詳しく検討する必要がある。

5. 改良地盤の耐震性に関する検討

5.1 安定計算手法の概要

現行設計法²⁾では、改良地盤は軟弱粘土地盤中に構築された剛体構造物として定義されている。これは、改良土の強度および変形係数が原地盤の粘性土のそれに比較して極めて大きく、改良土の破壊ひずみも粘性土のそれに比較して著しく小さいためである。したがって、現在、改良地盤は、重力式構造物として設計が行われている。また、地震時の設計法は常時の設計法に震度法を適用したものをを用いている。

今回の模型実験から、改良地盤は剛体的に挙動することが確認された。そこで、実験結果を現在提案されている壁状改良地盤に対する耐震設計法によって解析し、その妥当性を検討した。

1) 安定解析を行う範囲

ケーソン、裏埋め砂層およびマウンドを含む改良地盤安定性は、図-56 の壁状改良地盤に作用する外力の概念図に示すように改良地盤の後しを通る鉛直面と前しを通る鉛直面の間で改良地盤の底面より上の部分を一体と考えて検討した。以後、改良地盤を含むこの範囲を改良地盤系という。なお、本報告は改良地盤系の安定性の検討を主目的としたのでケーソンの安定解析は省略した。また、図-56 に示す記号の内容は、記号表に示した。

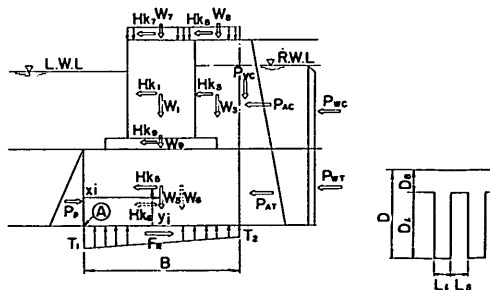


図-56 外力の概念図

2) 改良地盤系に作用する外力

改良地盤系に作用する外力としては、図-56 に示すように改良地盤、ケーソン等の自重および慣性力、土圧、残留水圧、上載荷重、改良地盤の底面摩擦力などがあ

る。なお、模型実験の残留水圧は、図-3, 4 に示したようにケーソン背面水位が前面水位と同じ、また、上載荷重はない条件で実験しているため、残留水圧と上載荷重は安定計算の外力から除外した。

安定計算に用いた改良地盤系に作用する慣性力と土圧は、①実験結果と、②港湾構造物に対する設計法¹⁴⁾によるものの二通りで求めた。実験から得られる慣性力と土圧は、以下の方法で求めた。改良地盤、ケーソンなど改良地盤系内部の加速度および振動土圧は、実験からわかるように時々刻々変化し、かつ位相差もある。そこで、改良地盤系の慣性力および土圧は、0.005秒ごとに数値化された加速度および振動土圧を用いて求めた。すなわち、慣性力は0.005秒ごとに改良地盤系内部の震度(応答加速度/重力加速度)に各部の重量を乗じて求めた。土圧も慣性力と同様に0.005秒ごとに求めた。したがって、外力を実験によって求めた改良地盤系の安定計算は0.005秒ごとに行った。なお、振動実験前の改良地盤系に作用する静止状態の土圧は、直接測定することができなかった。そこで、ケーソンに作用する振動中の裏埋め砂土圧は、0.005秒ごとの振動土圧に、 $K_0\sigma'_v$ (K_0 : 静止土圧係数、 σ'_v : 有効鉛直応力) で求められる砂の静止土圧を加えたものとした。また、改良地盤に作用する粘土土圧も同様に粘土の静止土圧に振動土圧を加えたものを用いた。なお、砂の静止土圧係数については、 $K_0=0.5$ 、粘土については、 $K_0=0.75$ を用いた。粘土の静止土圧係数 $K_0=0.75$ は以下の方法で推定した。超軟弱地盤の沈下予測のために開発された試験法¹⁵⁾を用いて振動実験時の粘土の圧密度を推定した結果、50%であることがわかった。そこで、実験時における静止土圧係数としては、粘土投入直後の静止土圧係数を1.0、圧密終了後の静止土圧係数を0.5と仮定し、その中間値の0.75を用いた。図-57に実験開始前の静止土圧分布および静止土圧を用いて求めた改良地盤の底面反力分布を示す。

3) 安定計算手法

壁状改良地盤の安定性は、下記の項目について行った。

- i) 改良地盤系の滑動
- ii) 改良地盤系の転倒
- iii) 改良地盤系の端し圧

また、壁間の未改良土に対しては、抜け出しの検討を行った。更に、改良地盤に発生する内部応力についても検討した。なお、支持砂層の振動時の許容支持力につい

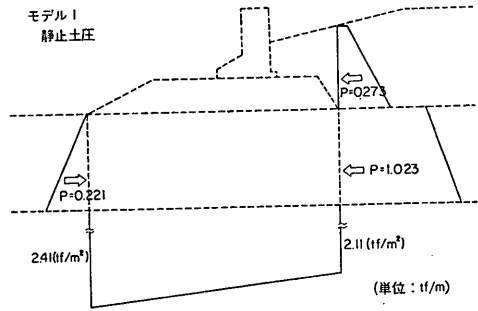


図-57(a) 静止土圧 (モデル 1)

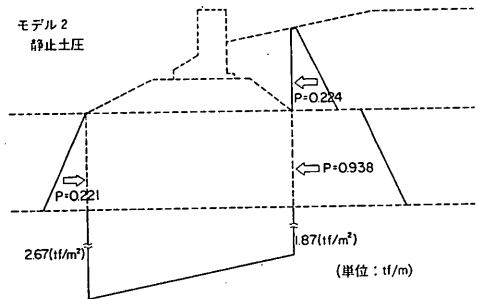


図-57(b) 静止土圧 (モデル 2)

ては、現在、いくつかの支持力の算定方法が提案されているが、支持砂層の強度定数が不明であること、支持砂層の下には振動箱の床版があることなどの理由から今回の検討からは除外した。

以下に、現在提案されている壁状改良地盤に対する地震時の設計法を示す。

(a) 滑動に対する検討

改良地盤系の滑動に対する安全率は、次式によって算定する。

$$S_F = \frac{F_P + F_R}{P_A + P_W + \sum H K_i} \quad (5-1)$$

なお、長壁間にはさまれた未改良土の滑動抵抗については、未改良土がどの位置で切れるかが不明である。そこで、改良地盤が支持地盤に着底しているような場合の未改良土の滑動抵抗力は、未改良土重量による摩擦抵抗力と平均付着力による抵抗力を比較して、そのうち小さい抵抗力を未改良土による滑動抵抗力 F_u とする。すなわち、

$$F_R = (\sum W_i + \sum P_V) \cdot \mu + F_u$$

ここに、 F_u は $W_0 \cdot \mu$ と $\bar{C} \cdot B$ のうち小さいほうとする。また、 \bar{C} は未改良土の平均付着力、 μ は摩擦係数である。

したがって、上式の $\sum W_i$ には、未改良土の重量 W_0 は考慮しない。ただし、地震時の改良地盤の慣性力には、未改良土部分を考慮する。

(b) 転倒に対する検討

改良地盤系の転倒に対する安全率は、次式によって算定する。

$$S_F = \frac{\sum W_i \cdot x_i + P_v \cdot x_v + P_P \cdot y_P}{\sum H_{K_i} \cdot y_i + P_w \cdot y_w + P_a \cdot y_a} \quad (5-2)$$

ここに、 x_i, x_v : 改良地盤の前しから各鉛直力の作用位置までの距離

y_i, y_P, y_w, y_a : 改良地盤の前しから各水平力の作用位置までの距離

ここで、長壁間未改良土が付着力により長壁と一体となっていると考えたと転倒の検討では未改良土の有効重量 W_0 および未改良土の慣性力 H_{K_0} を同時に考慮する必要があるが、未改良土が抜け落ちることも考えられるので抵抗モーメントの計算には W_0 を考慮しない。

(c) 端し圧に対する検討

改良地盤の前しおよび後し側の端し圧 (T_1, T_2) は、改良地盤系に作用する合力の作用位置を考慮して次式によって計算する。

$e \leq B/6$ のとき

$$\left. \begin{matrix} T_1 \\ T_2 \end{matrix} \right\} = \frac{\sum W}{B \cdot R_l} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (5-3)$$

$e > B/6$ のとき

$$T_1 = \frac{2}{3} \frac{\sum W}{X \cdot R_l}, \quad T_2 = 0 \quad (5-4)$$

ここに、

$e = B/2 - X$ (偏心量)

$X = \frac{\sum M_R - \sum M_A}{\sum W + P_v}$ (合力の作用位置)

$\sum M_R$: 抵抗モーメント

$\sum M_A$: 転倒モーメント

壁状改良地盤に作用する鉛直荷重は長壁だけで支持すると考え、短壁部の荷重は長壁に伝えるとしている。すなわち、端し圧はブロック状改良地盤に準拠して求めた端し圧の算定値を長壁の割合 R_l で割り増している。また、端し圧は、未改良土重量 W_0 を含めた場合と考えない場合とを比較して大きいほうの値を用いている。

(d) 未改良土の抜け出しに対する検討

長壁間の未改良土の抜け出しの安全率は、次式によって算定する。

$$S_F = \frac{2(L_S + D_i) \cdot \bar{C} \cdot B + P'_{PT}}{P'_{AT}} \quad (5-5)$$

ここに、 D_i : 短壁下端より検討面までの距離

\bar{C} : 平均付着力

P'_{AT} : $D_i \times L_S$ に作用する主動土圧合力

P'_{PT} : $D_i \times L_S$ に作用する受働土圧合力

本報告では、付着力が深さ方向に一樣であるとし、 $D_i = D_l$ とした。

(e) 長壁のせん断応力度に対する検討

長壁に発生するせん断応力の検討は、後述の図-66に示すように地盤反力と改良地盤の重量を考慮して、次式によって算定する。

$$S_l = \frac{V_l - W_l}{A} \quad (5-6)$$

$$V_l = \frac{(T_1 + T_l) \cdot B_l \cdot L_l}{2}$$

ここに、 S_l : 平均せん断応力

B_l : 改良地盤の前しからケーソン前面までの距離

T_1 : 端し圧

T_l : 改良地盤前しから B_l 離れた点の地盤反力

W_l : B_l 間の改良地盤およびマウンドの重量

A : 改良断面積 ($A = L_l \cdot D + L_S \cdot D_S$)

5.2 計算結果

1) 実測土圧と現行設計土圧の比較

実験によって得られた改良地盤およびケーソンに作用する土圧合力を、模型を小さな実物と考えて求めた現行設計土圧公式¹⁰⁾による土圧合力と比較検討した。現行設計土圧と比較する改良地盤系に作用する埋土側および海側の実測土圧は、図-50(a)および図-51(a)に示した第1波の振動土圧(実線)に図-57の静止土圧を加えたものである。振動土圧の第1波は、図-55に示したように、ほぼ改良地盤の慣性力が海側へ向いているときに対応している。したがって、このようにして求めた改良地盤系に作用する埋土側の土圧は、改良地盤が海側へ変形しようとするときの最大土圧、また海側の土圧は、最小土圧とみることができであろう。なお、このようにして求めた実測土圧が、土塊に作用する力の極限平衡状態から求めた現行設計土圧と直接対応するかどうかは、今後、更に詳しく検討する必要がある。

図-58~60に実測土圧と現行設計土圧の結果を示した。図-58は改良地盤の埋土側に作用する粘土の土圧合力の最大値を支持砂層の最大加速度に対して示したものである。図-59は改良地盤の海側に作用する粘土の土圧合力、

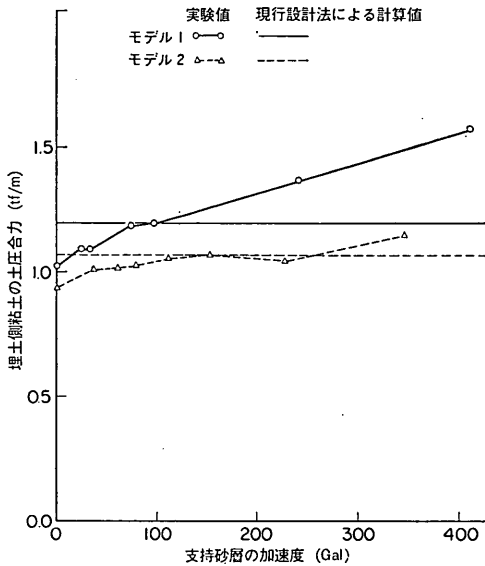


図-58 埋土側粘土層の土圧合力

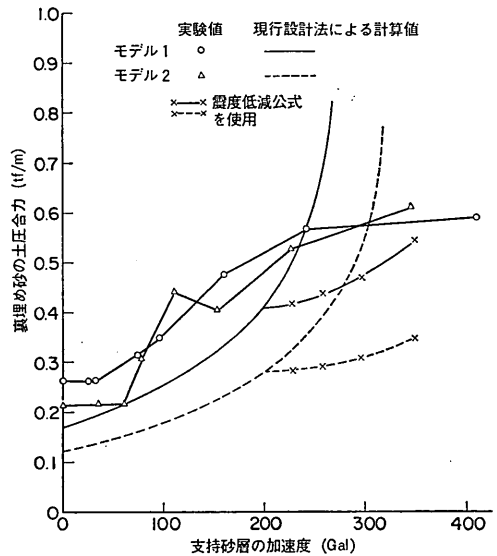


図-60 ケーソンに作用する砂の土圧合力

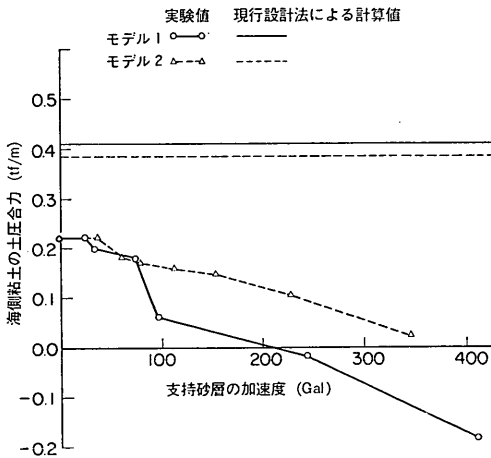


図-59 海側粘土層の土圧合力

図-60はケーソン背後の砂の土圧合力である。なお、土圧合力には、静水圧は含まれていない。これらの図から以下のことがわかる。

① 改良地盤に作用する埋土側粘土層の土圧

現行設計法による地震時土圧（主働土圧）は、崩壊面が水平となす角を求める式の根号内において、震度が増大すると根号内の値がゼロまたは負となるため、震度の大きさに係わらず常時の主働土圧を用いた。しかし、実測土圧は支持砂層の加速度の増加とともに増加し、加振加速度の増大は、改良地盤に作用する粘土の土圧合力を大きくすることがわかる。実験開始前の実測土圧は現行

設計土圧より小さいが、支持砂層の加速度が増大すると実測土圧合力は現行設計土圧合力と同じかそれ以上の大きくなる。なお、実験で改良地盤が滑動したとき、すなわち支持砂層の加速度が100 Gal から150 Gal の実測土圧は現行設計土圧とほぼ同じである。

② 改良地盤に作用する海側粘土層の土圧

現行設計法による土圧合力（受働土圧合力）も主働土圧と同様に常時の土圧算定式によって求められるため、支持砂層の加速度の大きさに係わらず一定値を示す。しかし、実測土圧合力は加振加速度の増大とともに減少し、加振加速度が増大すると粘土層の改良地盤に対する抵抗土圧は小さくなることがわかる。なお、実験開始前の実測土圧は、現行設計土圧より小さい。これは、実測土圧 P が $P=0.75 \Sigma \sigma'_v$ 、現行設計受働土圧 P が $P=\Sigma \sigma'_v + 2C$ によって求められるためである。

③ ケーソンに作用する砂層の土圧

実測土圧合力は、加振加速度の増大とともに増加し、200 Gal 付近までは現行設計法による土圧合力と同じ傾向を示している、しかし、現行設計土圧合力の値は、支持砂層の加速度が約200 Gal 以下では実測土圧合力より小さい。なお、支持砂層の加速度が200 Gal 以上になると、実測土圧合力の増加の割合が小さくなっている。これは、振動台加速度が増大するに伴って、裏埋め砂層の非線形振動による振動エネルギーの損失ならびに裏埋め砂層とケーソンの挙動に位相差が増大することなどで説

明できると考える。地震によって被災を受けた重力式構造物の安定解析結果によると、地盤加速度が 200 Gal 以上については次式によって低減した震度を用いると現行設計法によっても被災の実情をよく説明できるとしている¹⁶⁾。

$$K_H = \frac{1}{3} \left(\frac{\alpha}{g} \right)^{1/3}$$

ただし、 $\alpha \geq 200$ Gal

K_H ：震度
 α ：地盤加速度
 g ：重力加速度

上式によって得られた土圧合力も図に示した。現行設計法による土圧合力と実測土圧合力の支持砂層の加速度に対する傾向はよく似ていることがわかる。

2) 改良地盤系の安定計算結果

a) 改良地盤系の滑動に対する検討

滑動に対する安定計算結果を図-61に示す。滑動の安全率を求める場合の改良地盤系に作用する外力、すなわち土圧および慣性力は、実験から求めたものと、現行設計法(震度法)によって算定したものがあ。図中の①と②が前者の実験結果による結果、③が後者の震度法による結果である。なお、①の滑動の安全率は支持砂層の最大加速度に対して示したものである。また、②の滑動の安全率は、改良地盤系内の加速度および重量を考慮して求めた改良地盤系の慣性力が海側向きに最大になるときの改良地盤系の重みつき平均加速度に対して示したものである。なお、③は支持砂層以浅に一樣な震度が作用した場合の結果である。図から以下のことがわかる。

支持砂層あるいは改良地盤系の加速度が増大すると、滑動の安全率はしだいに低下する。安全率が1.0になる支持砂層の加速度は、モデル1で130 Gal、モデル2で100 Gal程度である。この結果は、図-42に示した改良地盤の残留変位が、支持砂層の加速度が、約100 Gal以上になると発生するという実験結果と対応している。これから、改良地盤系の滑動に対して、本安定計算手法の適用性が高いことがわかる。一方、改良地盤系の重みつき平均加速度で整理した安全率(△印)と支持砂層の加速度で整理した安全率(○印)を同一安全率と比較すると、安全率が1.0以上ある場合は、支持砂層の加速度と改良地盤の加速度がほぼ同じであるが、安全率が1.0以下になると明らかに改良地盤系の加速度のほうが支持砂層の加速度より小さくなっている。すなわち、改良地盤系の滑動安全率が1.0以下の改良地盤系の最大加速度

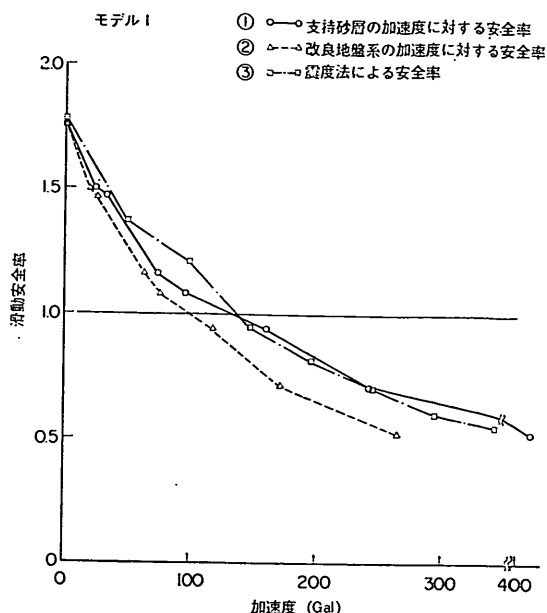


図-61(a) 滑動の安全率 (モデル1)

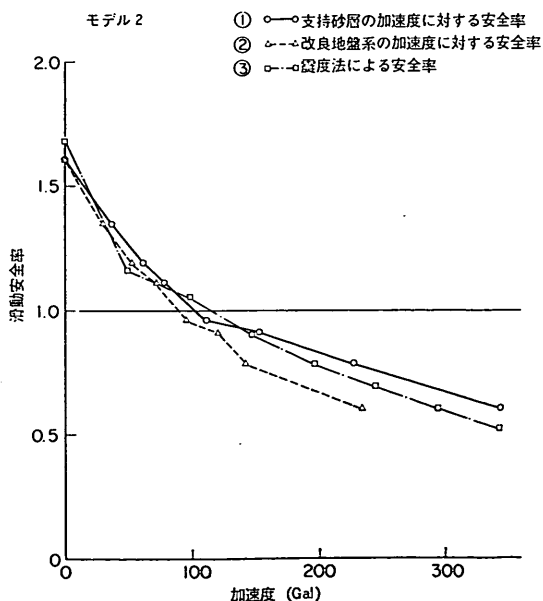


図-61(b) 滑動の安全率 (モデル2)

は、支持砂層の最大加速度より小さいということである。これは、図-38に示した改良地盤系の慣性力が海側に向いているときの支持砂層の最大加速度と改良地盤系の最大加速度の関係と対応している。したがって、改良地盤系

の断面は、支持砂層の加速度が改良地盤系に一樣に作用すると設計すれば、滑動に対して安全側の断面が設計されるということになる。

また、改良地盤系に作用する慣性力および土圧を港湾構造物に対する設計法¹⁴⁾によって算定し、改良地盤系の滑動を検討した結果は、図中の③で示したが、その安全率は①と②と同様に改良地盤に作用する震度（図では重力加速度を乗じた加速度で示す）が増大すると減少してくる。③と②で示す安全率は改良地盤系に作用する加速度で整理されているため、現行設計土圧と実測土圧が等しければ同一になると考えられる。しかし、現行設計土圧は、図-58~60に示したように実測土圧と異なっている。そのために、③と②の結果は異なっている。

以上から、実測土圧と現行設計土圧についての対応については、今後検討すべき点はあるが、今回の実験範囲内では、滑動の安全率を(5-1)式によって求めても実験結果と矛盾しないことがわかった。なお、改良地盤系に作用する慣性力は、図-38に示したように改良地盤の加速度が支持砂層の加速度より大きくなることから支持砂層の加速度が改良地盤系に一樣に分布しているとして算定しておけば安全側の設計になる。しかし、(5-1)式は改良地盤系が滑動するか否かを判断することはできるが、改良地盤系の残留変位を許容してよいとする場合の滑動に対する計算手法については別途検討する必要がある。また、振動時の粘土土圧についても今後検討する必要がある。

b) 改良地盤系の転倒の検討

転倒に対する安定計算結果を図-62に示す。転倒の安全率は、前項の滑動の安全率で示したと同じ三つの加速度で整理した。滑動の安全率は、支持砂層および改良地盤系の最大加速度が、ほぼ 100 Gal になると 1.0 となるが、このときの転倒の安全率は、2.0 以上と大きな安全率を示している。また、振動台加速度が増大しても転倒の安全率は 1.0 以上を示し、実験後の調査からも改良地盤の転倒現象がなかったことを考え合わせると、計算結果はほぼ妥当な結果を示しているといえる。

一方、外力を港湾構造物に対する設計法によって求めて検討した転倒の安全率(□印)は改良地盤系の加速度(△印)に対する安全率より高めの結果がでてくる。

c) 改良地盤の端し圧の検討

実験および計算によって求めた改良地盤の前し側(海側)と後し側(埋土側)の端し圧を示したのが、図-63と図-64である。図-63がモデル1、図-64がモデル2の

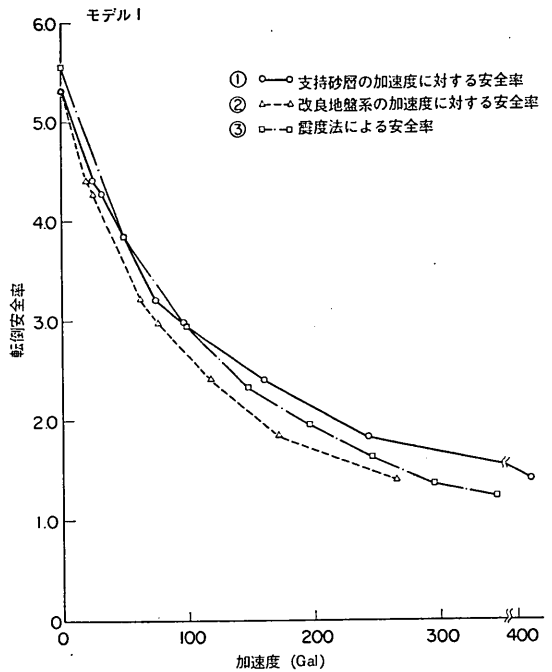


図-62(a) 転倒の安全率 (モデル1)

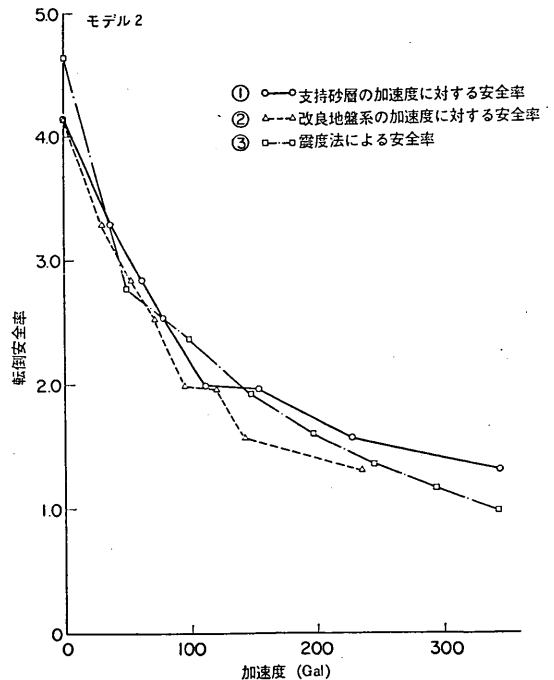


図-62(b) 転倒の安全率 (モデル2)

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

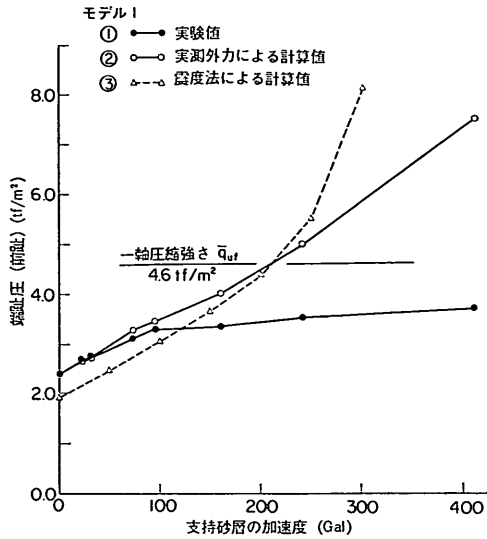


図-63(a) 端し圧 (モデル1, 前し側)

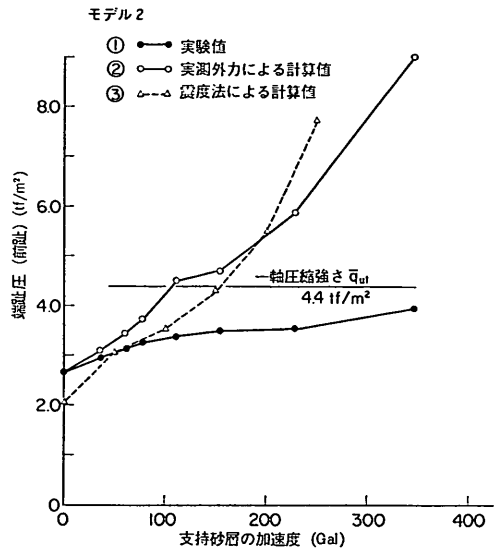


図-64(a) 端し圧 (モデル2, 前し側)

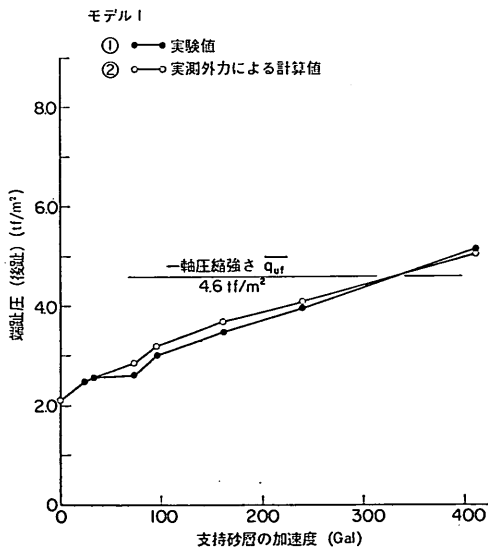


図-63(b) 端し圧 (モデル1, 後し側)

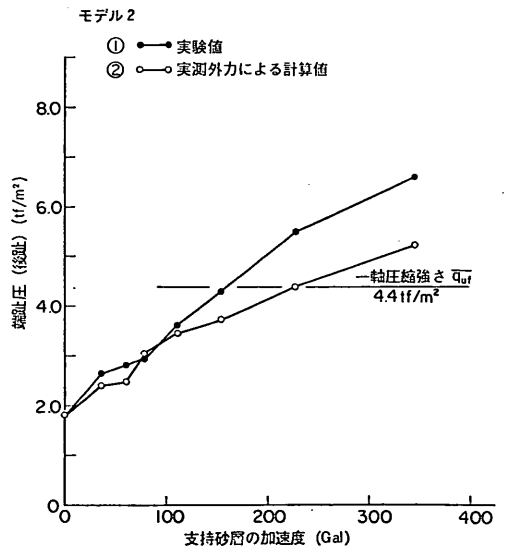


図-64(b) 端し圧 (モデル2, 後し側)

結果である。実験による端し圧は、改良地盤底面の3個の土圧計による実測値を外そうして求めた。その結果を図中の①で示す。なお、実験開始前(支持砂層の加速度がゼロのとき)の前しおよび後しの端趾圧は、図-57に示した結果を用いた。一方、計算による端し圧は、二つの方法で求めた。一つは、改良地盤系に作用する慣性力と土圧の外力を実験結果から求めたもので、図中の②で示す。この場合の実験開始前の端し圧は、①と同じであ

る。もうひとつは、外力を港湾構造物に対する設計法によって求めたもので、図中の③で示す。この③の結果は改良地盤の前し側のみとした。土圧計によって得られた端し圧①と、改良地盤系に作用する外力を実験から求め、それを用いて求めた端し圧②は、支持砂層の加速度で整理した。以下に、前し側および後し側の端し圧の検討結果を示す。

① 前し側の端し圧

図-63(a)と図-64(a)からわかるように、実験による端し圧(①で示す)は、支持砂層の加速度が100 Gal前後まで支持砂層の加速度の増大とともに増大している。支持層の加速度が100 Gal以上になると端し圧の増加の割合は、100 Gal以下の場合より小さい。これは、図-42(a),(b)に示したように、支持砂層の加速度が100 Gal以上になると改良地盤の端し圧が支持砂層の許容支持力に達し、それ以上の端し圧が発生しようとする支持砂層に局所的な破壊が生じ、端し圧すなわち地盤反力が増加しなかったためと考えられる。一方、改良地盤系に作用する慣性力および土圧を用いて求めた計算による端し圧(②で示す)は、支持砂層の最大加速度が増大するとともに増大している。これは、支持砂層の許容支持力が非常に大きいという仮定をおいているためである。実測による端し圧と計算による端し圧を比較すると、改良地盤の滑動が生じない100 Gal前後までは、実験結果と計算結果はほぼ一致している。すなわち、改良地盤が滑動しないあるいは、支持砂層の支持力が十分にある場合は、端し圧の検討に対しては、(5-3)式に適用性の高いことがわかる。

港湾構造物に対する設計法によって算定した外力を用いて求めた端し圧(③で示す)も、改良地盤系に作用する震度が増大するとともに、増大している。しかし、その結果は、現行設計土圧が実測土圧と異なるため、前者の結果と異なっている。

次に端し圧を改良地盤の一軸圧縮強さと比較すると、両モデルとも、実測端し圧は一軸圧縮強さ以下となり、圧縮破壊はなかったと考えられる。これは、実験終了後の改良壁の調査からも確認されている。

② 後し側の端し圧

図-63(b)と図-64(b)に示す実測による端し圧(①で示す)は、支持砂層の加速度が増大するとともに増大し、前し側でみせたような支持砂層の加速度の増大に伴う端し圧の頭打ち傾向はみられない。これは、後し側は、前し側と異なり裏埋め砂層により有効鉛直応力が大きく、支持砂層の許容支持力が大きくなっているためと考えられる。実験によって得られた改良地盤系に作用する慣性力および土圧を用いて求めた端し圧(②で示す)は、モデル2の支持砂層の加速度が110 Gal以上で若干実測結果とかい離しているが、全体的に実測結果とよく一致している。これから、改良地盤系が滑動しない、あるいは、支持砂層に十分な支持力がある場合の改良地盤の端し圧は、(5-3)式を用いて算定してもよいことがわか

る。

次に端し圧を改良地盤の一軸圧縮強さと比較すると、両モデルとも、実測端し圧は一軸圧縮強さを越えている。しかし、実験終了後の調査では、改良壁にクラック等は発生していなかった。改良土の一軸圧縮強さは、実験時の改良壁の一軸圧縮強さではなく、現場養生による実験時と同じ材令の改良土の強さである。また、図-22に示した模型解体時に試験した改良壁の一軸圧縮強さが深さ方向にその強さを増していることなどにより、実測端し圧が実際に改良壁の一軸圧縮強さを越えたかどうかについては明らかでないとする。なお、振動時の改良土の強度については室内試験から、改良土に作用するせん断速度が増加しても強度に与える影響は小さいと報告されている²⁾。

d) 壁間未改良土の抜け出しに対する検討

壁間未改良土の抜け出しに対する計算結果を支持砂層の加速度に対して示したのが図-65である。抜け出しの検討は、支持砂層と長壁、短壁で囲まれた未改良土が全体として抜け出す場合について行った。なお、未改良地盤に作用する土圧は、改良地盤に作用した実測土圧を用いた。(5-5)式における壁間未改良土に作用する外力は、埋土側の土圧のみである。これは、図-33に示したように長壁と長壁間未改良土の挙動が同じになると想定しているためである。しかし、安定計算では、未改良土の慣性力が抜け出しに対して、どの程度影響するかを検討するため、図-65には未改良土に作用する外力として、(5-5)式に未改良土の慣性力を加えた場合の計算結果も示し

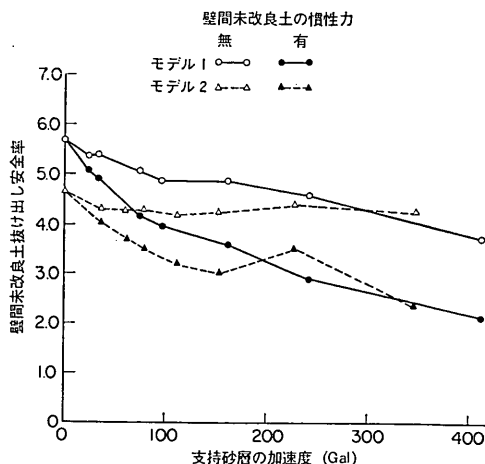


図-65 未改良土の抜け出し安全率

た。抜け出しの安全率は、未改良土の慣性力の有無に係らず大きな値を示している。図-34 に示した未改良土の抜け出しの実験結果からわかるように、未改良土の抜け出しがなかったことを考慮すると、計算結果は妥当な結果を示していると考えられる。

なお、改良地盤の建設において、経済性を重視する場合は、長壁間隔を広くすると考えられる。この場合、長壁間未改良土の抜け出しにおいて未改良土の慣性力を考慮するか否かは、今後重要な問題となってくる。また、本計算式を用いる場合の長壁間隔に関する適用限界についても検討する必要がある。

e) 長壁のせん断応力度に対する検討

長壁に発生するせん断応力度の計算結果を支持砂層の加速度に対して示したのが図-66である。本計算に用いた外力も実測値を用いた。長壁のせん断応力は、支持砂層の加速度が 100 Gal になるまでは、漸次大きくなるが、100 Gal 以上では頭打ちの傾向を示す。これは、この加速度以上では、支持砂層の支持力不足などにより改良地盤の前し側の底面反力が増加しなかったことと対応する。

次に、改良壁に発生したせん断応力度を改良土の破壊せん断応力度と比較すると、発生せん断応力は、破壊せん断応力度の約 1/2 強であったことがわかる。計算結果は、長壁にクラックなどが発生していなかったことからほぼ妥当な結果と考える。

以上の安定計算結果から以下のことがわかった。改良地盤系に作用する実測土圧と現行設計土圧の対応については 検討すべき 点が残っているが、今回の実験範囲で

は、着底型壁状改良地盤系の滑動、端し圧などの実験結果と現在提案されている壁状改良地盤に対する耐震設計法による検討結果は矛盾していないことがわかった。

6. 結 論

深層混合処理工法による改良地盤の耐震設計法をより合理的にする目的を持って改良地盤の模型振動実験を実施した。実験に用いた改良地盤は、支持砂層に着底した壁状改良地盤である。模型に与えた振動は、改良地盤の法線直交方向で減衰自由振動である。以下に、振動実験の結果および現行設計法によって検討した結果を示す。

壁状改良地盤の振動性状について

1) 壁間未改良土と改良土は同一挙動をする。

改良率（改良区域面積に対する長壁底面積の割合）が約56%の壁状改良地盤の壁間未改良土と改良土は、加速度および未改良土の抜け出しを検討した結果、同一挙動をしていることがわかった。これから、改良地盤に作用する地震力（慣性力）としては、改良土の慣性力に壁間未改良土の慣性力も考慮して算定する必要があることがわかった。

2) 改良地盤は剛体的に挙動する。

改良地盤の応答加速度は深さ方向にほぼ一様であり、かつ、改良地盤の底面反力分布形状が直線的であることから、改良地盤は剛体的に挙動していることがわかった。

3) 改良地盤の最大加速度は、改良地盤が滑動するまでは支持砂層の最大加速度と同じである。

改良地盤の慣性力が海側へ向くときの改良地盤の支持砂層に対する最大加速度応答倍率は、加振加速度が増加するにしたがって 1.0 以下に減少した。これは、改良地盤の滑動が原因と考えられる。したがって、改良地盤の断面は、支持砂層の最大加速度が改良地盤に一樣に作用するとして検討すれば、滑動に対しては安全側の断面になる。

4) 改良地盤は海側へ滑動する。

改良地盤は、加振加速度が増加すると海側へ滑動する。これは、改良地盤に作用する慣性力の増大とともに改良地盤に作用する埋土側土圧の増大と海側抵抗土圧の減少が影響していると考えられる。

5) 改良地盤の底面に作用する地盤反力は、前し側より後し側のほうが大きくなる。

加振加速度が増大すると、振動によって発生する改良地盤の底面反力は、前し側より後し側のほうが大きくな

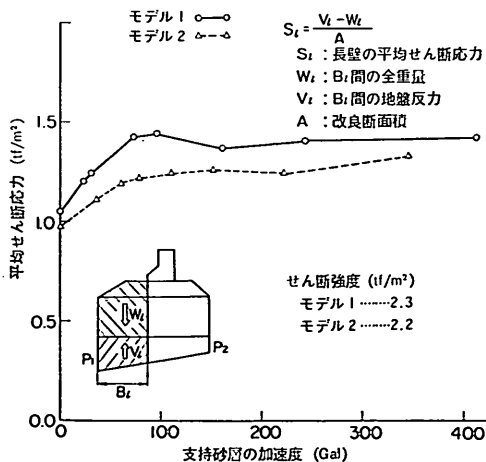


図-66 せん断応力

る。これは、改良地盤の振動が増大すると海側の支持砂層に支持力不足が生じるためと考えられる。

6) 改良地盤の上面、すなわちマウンド底面に発生する振動土圧の分布形状は、ケーソンの底面土圧の分布形状とほぼ同じである。

改良地盤の上面に発生する振動土圧の分布形状は、ケーソンのロッキング振動に伴うケーソンの底面反力分布形状と相似である。

7) 改良地盤の慣性力が海側へ向くとき、改良地盤に作用する埋土側の振動土圧は増加、海側の振動土圧は減少する。

なお、実験で得られた改良地盤の慣性力と土圧の関係が、実物においても常に成立しているかは、地震波の周波数特性、また改良地盤および周辺地盤の固有振動数に影響されると考える。

現行設計法による改良地盤の安定性について

1) 実測土圧と現行設計土圧の比較

① 改良地盤に作用する粘土土圧

改良地盤の慣性力が海側へ最大になるときの改良地盤に作用する実測土圧は、振動台の加速度が増大するとともに埋土側は増加し、海側は減少する。一方、現行設計土圧は、粘土の崩壊面が水平となす角を求める式の根号内の数値がゼロまたは負になるため震度に係らず常時の主働土圧および受働土圧を用いた。このようにして求めた実測土圧と現行設計土圧の対応には検討の余地があるが、改良地盤が滑動したとき、すなわち支持砂層の加速度が 100 Gal 付近のときの改良地盤に作用する埋土側の実測土圧は、現行の主働土圧とほぼ一致し、海側の実測土圧は、現行の受働土圧より小さい結果となった。

② ケーソンに作用する裏埋め砂土圧

ケーソンに作用する実測土圧は、現行設計土圧と同様に振動台加速度が増大するとともに増大する。しかし、その絶対値は、支持砂層の加速度が 200 Gal 程度までは実測土圧のほうが現行設計土圧より大きい。

2) 改良地盤系の安定計算手法

振動実験によって得られた改良地盤系の応答加速度、改良地盤系に作用する土圧を現在提案されている改良地盤系の安定計算手法に代入し、振動実験を解析した結果、滑動、端し圧に関する計算結果は実験結果をよく説明できた。また、転倒および壁間未改良土の抜け出しの安全率も 1.0 以上あり、実験結果と対応していた。また、改良壁の内部応力も改良土の一軸圧縮強さから求めたせ

ん断応力度以下となり、改良壁に亀裂等がなかった実験結果を説明できた。

以上から、改良地盤の底面が支持砂層に接している壁状改良地盤の現行設計法は、今回の実験範囲内では、実験結果と矛盾するような計算結果を示さなかった。なお、本計算手法の一般的な適用性については、地震観測および数値計算によって確認していく予定である。

7. あとがき

本報告は、深層混合処理工法による壁状改良地盤の耐震設計手法をより合理的にする目的を持って実施された模型振動実験を取りまとめたものである。実験から改良地盤は剛体として挙動し、壁間未改良土の抜け出しもなかった。また、改良地盤を地中構造物とみなした現行設計法ではほぼ実験結果を説明できることもわかった。

深層混合処理工法は、軟弱地盤を今回の実験に用いた壁状の他に格子状、杭状、ブロック状と任意な形状に改良できる特徴を持っている。また、改良地盤の底面が堅固な支持砂層に着底せずに粘土層と接する場合もある。したがって、今回の実験では検討できなかった事項等もあるので以下に示す。

- 1) 改良地盤の残留変位を許容する設計法
- 2) 壁状、杭状改良地盤等に対する支持地盤の支持力機構
- 3) 実測土圧と設計土圧の関係
- 4) 壁状改良地盤の法線方向の挙動

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を総合して取りまとめる予定である。

最後に、振動実験に用いた模型の原型は、運輸省第三港湾建設局神戸調査設計事務所設計していただき、また、本報告書を取りまとめるにあたり、計測データの A/D 変換作業は構造部耐震構造研究室倉田栄一技官、超軟弱粘土の圧密試験は土質部大根田秀明主任研究官の御協力を得、更に土田壁構造部長より貴重な御助言をいただきました。ここに、これら関係各位に対して感謝の意を表します。
(1983年6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.

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

- 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) 寺師昌明・布施谷 寛・能登繁幸：深い地盤改良の実際と問題点を考える 10. 深層混合処理工法の実際と問題点—深層混合処理工法の概要—，土と基礎，Vol. 31, No. 6, 1983年6月, pp. 57~64.
- 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) 野田節男・北沢沢介・千葉忠樹：改良地盤上の重力式護岸の模型振動実験，土と基礎，Vol. 28, No. 5, 1980年5月, pp. 39~45.
- 10) 阪本 浩・村田 充：横浜港大黒埠頭における深層混合処理工事(I)，埋立と浚渫，No. 103, 1982年, pp. 51~55.
- 11) 千葉忠樹・野田節男：地盤及び土構造物の模型実験のための自由振動台について，土木学会第34回年次学術講演会講演概要集，第1部，I-214, 1979年, pp. 442~443.
- 12) 井合 進・倉田栄一・土田 肇：強震記録の数字化と補正，港湾技研資料，No. 286, 1978年3月, 56 p.
- 13) 上部達生・野田節男・千葉忠樹・楢垣典弘：水との連成を考慮した大型混成式防波堤の振動特性と動水圧，港湾技術研究所報告，Vol. 20, No. 4, 1981年12月, pp. 41~81.
- 14) 日本港湾協会：港湾の施設上の基準・同解説，第2編，第11章 地盤及び地盤力，第12章 土圧及び水圧，1979年3月, pp. 2-165~2-184.
- 15) 梅原靖文・善 功企：超軟弱粘土の圧密試験法とその適用，港湾技術研究所報告，Vol. 18, No. 1, 1979年3月, pp. 33~65.
- 16) 野田節男・上部達生・千葉忠樹：重力式岸壁の震

度と地盤加速度，港湾技術研究所報告，Vol. 14, No. 4, 1975年12月, pp. 67~111.

記号表

$W_1(H_{K1})$:	ケーソン重量 (ケーソンに作用する地震時慣性力)
$W_3(H_{K3})$:	ケーソン背後改良部上の土の重量 (ケーソン背後改良部上の土に作用する地震時慣性力)
$W_5(H_{K5})$:	改良壁重量 (改良壁に作用する地震時慣性力)
$W_6(H_{K6})$:	改良壁間の未改良土の重量 (改良壁間の未改良土に作用する地震時慣性力)
$W_7(H_{K7})$:	ケーソン上の上載荷重 (ケーソン上の上載荷重に作用する地震時慣性力)
$W_8(H_{K8})$:	ケーソン背後改良部の上載荷重 (ケーソン背後改良部の上載荷重に作用する地震時慣性力)
$W_9(H_{K9})$:	マウンド重量 (マウンドに作用する地震時慣性力)
P_{AC} :	ケーソンに作用する主働土圧水平成分
P_{AT} :	改良壁 (マウンド部も含む) に作用する主働土圧水平成分
P_A :	$P_{AC} + P_{AT}$
P_{VC} :	ケーソンに作用する主働土圧の鉛直成分
P_{WC} :	ケーソンに作用する残留水圧
P_W :	$P_{VC} + P_{WC}$
P_{NT} :	改良壁 (マウンド部も含む) に作用する残留水圧
P_P :	受働土圧
F_R :	支持砂層による摩擦抵抗, 粘着抵抗
T_1, T_2 :	前し側および後し側の端し圧
B :	改良幅
R_L :	長壁の割合 $L_L / (L_L + L_S)$
R_S :	短壁の割合 $L_S / (L_L + L_S)$
$L_L(D)$:	長壁の法線方向長さ (長壁の鉛直長さ)
$L_S(D_S)$:	短壁の法線方向長さ (短壁の鉛直長さ)

なお，改良壁重量は次式で求められる。

$$W_5 = \gamma_i (D \cdot R_L + D_S \cdot R_S) \cdot B$$

ここに γ_i : 改良土の単位体積重量