

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

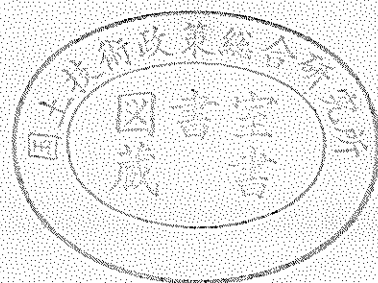
資料係
文献複写
禁止出

VOL. 9

NO. 2

JUNE 1970

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第9巻 第2号 (Vol. 9, No. 2), 1970年6月 (June 1970)

目 次 (CONTENTS)

1. 長周期波に対する防波堤の効果に関する計算 (第6報)
——港口損失係数の影響——……………伊藤喜行・木原 力…… 3
(Digital Computation on the Effect of Breakwaters Against Long-period waves (6th Report)—On the Head-loss Coefficient at the Tsunami-Breakwater Opening—
……………Yoshiyuki ITO and Tsutomu KIHARA)
2. 偏心傾斜荷重を受ける粘性土地盤上の基礎の支持力
……………中瀬明男・小林正樹…… 23
(Bearing Capacity of Foundation on Cohesive Soil under Eccentric and Inclined Loads…………… Akio NAKASE and Masaki KOBAYASHI)
3. 航空機タイヤの平均接地圧に関する一考察
……………須田 颯・佐藤勝久・阿部洋 …… 39
(A Study on the Average Contact Pressure of Airplane Tires
…………… Hiroshi SUDA, Katsuhisa SATO and Yoichi ABE)
4. 海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算
……………土田 肇・野田節男・倉田栄 …… 61
(Vibration Test and Circular Arc Analysis for Full-scale Models of Levee
…………… Hajime TSUCHIDA, Setsuo NODA and Eiichi KURATA)
5. 矢板壁の耐震性に関する研究 (第2報)
——矢板壁模型の振動数特性——…荒井秀夫・藤野芳明・坂井慧子……123
(On the Earthquake Resistance of Anchored Sheet-Pile Walls (2nd Report)—Frequency Characteristics of Model Anchored Sheet-Pile Walls—
……………Hideo ARAI, Yoshiaki FUJINO and Keiko SAKAI)
6. 水噴流による水中の岩盤の掘削特性について
——ノズル移動時のモルタル試料掘削について——
……………藤井喜一郎・守口照明……147
(On the Excavation Characteristic of Rocks in the Water by Water-jets
…………… Kiichiro FUJII and Teruaki MORIGUCHI)

4. 海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算

土 田 肇*・野 田 節 男**・倉 田 栄 一**

要 旨

海岸堤防のような堤状構造物の耐震設計法を確立するために行なってきた一連の調査・研究の内、実物大模型に対する振動実験結果と震度法を適用した円形すべり安定計算法との比較について述べる。

一般に土構造物と模型の間では十分に相似律を満足することが困難であり、实在構造物に対して破壊に至るまで加振することも実際には不可能である。しかし、本実験の結果は实在堤防が強震下に示す挙動に近いと考えられ、耐震性を判定するための幾つかの資料を得た。

いくぶん粘着成分を含む砂質堤体には、すべり破壊が発生する可能性が示された。一方、实在構造物にあてはめるなら一種の破壊現象と判定できるような沈下・亀裂および頂部の崩壊が生じた。

2~10 Hz の振動数に対し堤体の加速度応答は無視できないので、震度を分布させた円形すべり安定解析を行なうことが合理的と思われる。

なお、新設した直杭式振動台の詳細を付録として示した。

* 構造部 耐震構造研究室長

** 構造部 耐震構造研究室

4. Vibration Test and Circular Arc Analysis for Full-scale Models of Levee

Hajime TSUCHIDA*

Setsuo NODA**

Eiichi KURATA**

Synopsis

A series of the investigations have been conducted for the earthquake-proof design of soil embankments which are actually levees. In this paper, the experimental results with full-scale models were compared to the stability analysis with the circular arc method.

Generally speaking the similarity is hardly satisfied between prototype soil structures and small scale models. Also when the experiments are conducted in the field with the prototype structure, it can not be tested for destruction. The experiments reported herein were carried out with fullscale models under large magnitude of excitation and it is believed that the experiment reproduced very aculately the behaviour of the proto structure under strong earthquake condition.

From the experiments many useful data for the earthquake-proof design of the structures were obtained. The collapse along the sliding surface may occur in the sandy embankment which contains a little cohesive material. The settlement, crack and partial destruction at the top of the model embankments occured and practically these correspond to failure in the prototype structures.

The circular arc analysis in which the seismic coefficients are distributed in height seems rational because the response of the embankment can not be ignored in the frequency range of earthquakes.

Furthermore the vibration table of new type used in this experiment is described in the appendix.

* Chief, Earthquake Resistant Structure Laboratory, Structures Division

** Members, Earthquake Resistant Structure Laboratory, Structures Division

目 次

| | |
|-------------------------|-----|
| 要 旨 | 61 |
| 1. はじめに | 65 |
| 2. 関連実験の概要 | 65 |
| 3. 実験概要 | 67 |
| 3.1 堤体の種類 | 67 |
| 3.2 振 動 台 | 68 |
| 3.3 測 定 事 項 | 68 |
| 3.4 振動測定器 | 71 |
| 3.5 使用した砂 | 72 |
| 3.6 築堤方法 | 72 |
| 3.7 加振方法 | 74 |
| 4. 実験結果 | 75 |
| 4.1 築堤に伴う試験結果 | 75 |
| 4.2 せん断波の伝播速度 | 76 |
| 4.3 振動試験結果 | 76 |
| 5. 円形すべり法による安定解析 | 86 |
| 5.1 震度を考慮した円形すべり法 | 86 |
| 5.2 計算条件 | 88 |
| 5.3 計算結果 | 90 |
| 6. 考 察 | 93 |
| 6.1 堤体の振動 | 93 |
| 6.2 堤体の破壊と安定解析 | 95 |
| 7. ま と め | 97 |
| 8. お わ り に | 97 |
| 参考文献 | 98 |
| 付録・A 直杭式振動台 | 100 |
| 付録・B 貫入試験 | 110 |
| 付録・C 位相を考慮した加速度の鉛直分布 | 112 |
| 付録・D 三軸圧縮試験による内部摩擦角と粘着力 | 117 |
| 付録・E 位相を考慮した震度分布 | 119 |

1. はじめに

わが国には地盤面の低い土地が多い。これらの低地は津波や高潮などの時に浸水する虞れのあるものから、常時でも海面より低いものまでである。このような低地はいずれも海岸堤防により海水の浸入から守られている。したがって、海岸堤防の重要性は大きく、地震に対しても十分な安定性を有するものでなければならない。ことに、津波の浸入を防ぐ目的の海岸堤防では、万一地震により破壊されると、津波が来襲するまでの間にそれを復旧することは全く不可能であるから、その耐震性が重要な問題となる。常時海面下にある低地を守る海岸堤防においては、さらに十分な耐震性が必要であり、このことについて改めて説明するまでもないと思う。

これまでに建設された海岸堤防は、すべてその時点における最高の技術的配慮のもとに設計され、施工されたものである。しかし、近年、交通輸送に便利な海岸沿いの地域への工業や住宅の進出集中が著しく、これらの低地が万一浸水したときの損失は莫大なものとなる。したがって、海岸堤防の持つ重要性は、過去におけるそれとは比較にならぬほどに増大した。このような事情から、運輸省港湾局防災課より耐震構造研究室に、より高度の耐震設計法を確立するために必要な調査研究を実施するよう要請があった。これを受けて、同研究室では次節に説明するような一連の調査研究を昭和40年度より実施して来た。

現在ある海岸堤防はいろいろな断面のものがあるが、やはり基本的には盛土堤であり、かつ土構造物の耐震設計が現在最も弱点となっていることから、盛土堤の耐震性に関する問題から出発することにした。土を材料とする構造物の模型実験では、模型と原型の間で相似則を満足させることが難かしい。このために、実物による実験が望ましいが、その場合には破壊時の挙動を調べることが不可能に近い。これらの相反する条件を克服するために、実在堤防の振動実験や、実物大の模型による振動実験などを組合わせて実施して来た。実物大模型による振動実験は、第五港湾建設局設計室ならびに同衣浦港工事々務所の協力を得て、愛知県衣浦港三号埋立地で実施した。本報告では、実物大模型による振動実験の結果の一部を報告する。

この実験は、鋼管直杭とコンクリート床版および側壁からなる振動台を建設し、この中に盛土堤を築いて、振動数および台加速度を変えて、堤体の加速度や変形を測

定したものである。また、振動台の最大能力までの振動を与え、堤体の極限安定性の観察も試みた。振動台は偏心質量が回転する形式の起振機で振動させた。振動台の固有周期は、地震波の主要振動数と起振機の能力を考えて、約4~5Hzとなるように設計し、比較的小さな偏心モーメントの起振機で大きな台加速度が発生できるようにした。堤体の材料は非粘着性の土と、ある程度粘着性のある土とを選んだ。

今回は、主に砂質土による堤体の安定について、円形すべり法による堤体の安定性の検討と実験結果の比較について報告する。その他の問題、たとえば堤体の振動特性等については改めて詳しく報告する予定である。

2. 関連実験の概要

海岸堤防の耐震性に関する一連の実験については、本報告が最初のものであるので、これまでに実施した実験の全体を簡単に説明し、本報告で取扱う部分が全体のどのような位置を占めるかを明らかにする。

実在の海岸堤防が震害を受けるときの条件は①原寸の構造物が②大加速度の③地震という不規則振動により、被害を受けるといえる。したがって上記三条件を満足する堤防の強度試験を多数回実験すれば、最も確実な結果が得られるが、実験技術上また経済上不可能であって、夢物語にすぎない。それゆえ、現在実行可能ないくつかの手段を用い、それらが相互にその弱点を補い合うように考慮しながら研究を進めることにした。

海岸堤防の耐震性を検討するのに、特に新たな実験を行わず、これまでに明らかにされている研究成果や被害報告をもとに、解析的作業のみによってこれを行なうことも考えられた。しかし、この種の構造物に関する研究や調査報告は多くはなく、しかも土を材料とした構造物であるため、ある構造物についての事実が、そのままではほぼ似た他の構造物に適用できないことが多い。このため、どうしても実験を行ない新たな資料を追加する必要が認められた。

実験の手法により海岸堤防の耐震性に関する問題を検討しようとする時、考えられる実験としては、実在の堤防を用いる方法と模型堤防を用いる方法とがある。実在の堤防については、人工地震による地震応答の観測と、起振機により振動を与えて堤体の応答を観測することが考えられる。また、模型堤防を用いる場合には、与える振動の源としては振動台を考えるのが普通であろう。模

表-1 各種実験の特徴

| | 模型相似律 | 与え得る加速度の大きさ | 与える振動の波形 | 破壊試験の可否 | 実験実施の容易さ |
|-------------------|------------|-------------|------------|-----------|----------|
| 人工地震動による实在堤防の振動観測 | 問題とならない | 小 | 不規則波 | 不可能 | 容易ではない |
| 起振機による实在堤防の振動実験 | 問題とならない | 小 | 規則波 | 不可能 | 容易ではない |
| 振動台による大模型の振動実験 | あまり問題とならない | 大 | 規則波 | 可能性は相当大きい | まあ容易である |
| 振動台による小模型の振動実験 | 問題となる | 大 | 規則波および不規則波 | 可能 | 容易 |

型の寸法については、相似律に関する問題を避けるために、原寸に近い寸法とする場合と、振動台の能力や実験の能率を重く見て縮小寸法とする場合がある。他方、実験の終局の目的は堤体の破壊に対する安定性について資料を求めることであるから、おのおの実験の優劣を考えるとときまず破壊にどれだけ近づけるかが問題となり、次いで与え得る加速度の大きさと波形、相似律の問題、実験実施の容易さが検討されることになる。実験手法の優劣はそのような諸点について検討しても容易に定まるものではなく、また実験実施上の問題から必ずしも望むものが実施できるとは限らない。しかし、一応各種の実験の特徴を知るために、前記各項目について整理したのが表-1である。

表-1 に示した各種実験の特徴を考慮し、かつ実験を行なうに必要な人員、器材、経費等の条件も併せ考え、昭和 40 年度より順次実験を実施した。

昭和 40 年度

人工地震および起振機による实在堤防の振動観測
(愛知県衣浦港亀崎地区)

ダイナマイト爆発により人工地震を発生させ、これに対する堤体の地震応答を観測した。また、堤防より数 100 m 離れた地盤に起振機を設置し、地盤に振動を起こさせ、これに対する堤防の応答を観測した。これにより、比較的小きな加速度に対してであるが、实在堤防の振動特性を明らかにしようとした。

昭和 41 年度

人工地震による实在堤防の振動観測 (愛知県衣浦港川崎製鉄前)

前年度実施した実験のうち、人工地震によるものと同一内容で、対象とする堤防を変えて実験を行なった。

昭和 42 年度

振動台による小寸法の模型堤防の振動実験 (港湾技術研究所)

非粘着性の土を材料とした堤防の模型実験では振動加速度を徐々に大きくすると、それに応じて法面がくずれ落ちて平衡に達し、すべり破壊は生じないことが多い。しかし、実際の地震では急激に加速度が増大し、法面が徐々にくずれながら平衡に達することができない。このような条件下では、どのような現象が見られるかを明らかにするため、港湾技術研究所の中型振動台に模型堤防を作り、急激に加速度が増大する振動を与えた。これにより、砂質土から成る堤防でも振動によりすべり破壊の生ずることが明らかになった。

直杭式大型振動台の建設 (愛知県衣浦港三号埋立地)

これは実験ではないが、一応ここで説明する。これまでの実験結果、ことに振動台による実験の結果を検討したところ、模型相似律の問題を無視し得る大模型による大加速度の実験の必要性が強く認められた。そこで、付録・A で詳しく説明するように、共振現象を利用した簡易な構造の直杭式振動台を衣浦港三号埋立地に建設した。この年度では、杭打ちと床版コンクリートの施工を実施し、側壁の施工は次年度に行なった。また、杭打ち後、杭の水平載荷試験を実施した。

昭和 43 年度

直杭式大型振動台による大模型堤防の振動実験 (愛知県衣浦港三号埋立地)

前年度施工されなかった振動台の側壁を施工し、振動台を完成させた。この振動台を用い、気乾状態の砂を材料とする堤防を作り、振動実験を行なった。堤体は地盤厚 0.5 m で堤高 2.0 m のものおよび地盤がなく堤高 2.5 m のもので、法勾配を変えて実施した。また、堤防の下の地盤がゆるづめ状態の砂質土の場合、地震時に地盤が流動化することを考え、飽和砂層の流動化の実験も行なった。

昭和 44 年度

直杭式大型振動台による大模型堤防の振動実験 (愛

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算

知県衣浦港三号埋立地)

前年度に引き続き、大型振動台を用いた模型堤体の振動実験を行なった。堤体は砂質土で作成し、その上にコンクリート壁を置いたものや、法面にコンクリートブロックを張ったものが用意された。また、振動台側壁のかさ上げを行ない、堤高 3.5m の模型を用いた実験を行なった。さらに、ある程度の粘着性を有する材料を用いた堤体の試験も実施した。

以上が昭和 44 年度までに実施した実験の概要である。これらの実験の結果は、研究発表会等で部分的に概略を報告したものもある^{1,2,3)}。しかし、種々の事情で報告書の刊行が遅れていたが、本報告をこの系列の初報とし、以後順次報告の予定である。なお、結果を総合的に検討するため、あるいは解析に必要な電子計算機のプログラムの準備が遅れているなどの理由から、報告書の刊行順序は実験の順序とは一致していない。

これまでの説明で明らかのように、本報告で取扱うのは、昭和 43, 44 年度に実施した大型振動台による砂質土堤の実験結果と、現在行なわれている円形すべりによる堤体の安定計算の比較検討である。

3. 実験概要

3.1 堤体の種類

前章に述べたように新設された直杭式振動台を使用して、実物大の模型堤防に対する振動実験を行なった。表-2 には実施した実験ケースの全てについてその概要と目的を示してあり、図-1-a, b, c に断面形状を示した。本報告ではこの中で乾燥砂からできており、斜面勾配の等しい対称断面の堤体に関して検討した。Test 3, 4, 7 および 10 の 4 ケースがこれに該当するものである。堤体中には図-3-a, b, c に示したように加速度計が埋設されている。

表-2 実験ケースと実験目的

| 実験番号 | 堤体材料 | 地下水位 | 堤体の形状と実験目的 |
|---------|----------------|-------|---|
| Test 1 | 乾燥砂 | — | 厚さ 0.5m の砂地盤上に高さ 2m の対称な斜面勾配の堤体がある。最も一般的な場合として、乾燥状態の砂地盤と堤体の振動性状を調べる。 |
| Test 2 | 乾燥砂 | — | 砂地盤上に斜面勾配の異なる非対称断面の堤体がある。急斜面側に崩壊が発生することを期待し、対称断面の堤体と比較する。 |
| Test 3 | 乾燥砂 | — | 高さ 2.5m の対称断面の堤体だけで地盤がない。堤体自身の振動性状と崩壊を調べる。 |
| Test 4 | 乾燥砂 | — | Test 3 と同断面の堤体をあまり締め固めないで作る。締め固め度の低い気乾状態の堤体の性状を調べる。 |
| Test 5 | 飽和砂地盤 湿潤砂堤体 | +0.5m | Test 1 と同断面だが +0.5m の地下水位があり、堤体は毛管作用によってかなり水分を含んでいる。地下水位がある場合の挙動を調べる。 |
| Test 6 | 飽和砂地盤 | +1.0m | 厚さ 1m の飽和砂地盤で、地下水位は地表面と同じである。飽和砂地盤の地震時の安定性を調べる。小型振動台で行なった実験結果と比較する。 |
| Test 7 | 乾燥砂 | — | 斜面勾配が 1:1.3 の急勾配対称断面の堤体。Test 3 より急斜面を持つ堤体の安定性を検討する。 |
| Test 8 | 乾燥砂 | — | 表面がコンクリート・ブロック (たて 50cm×よこ 50cm×厚さ 15cm) により被覆されている高さ 2.5m の堤体。コンクリート被覆工を施した時の安定性を検討する。 |
| Test 9 | 乾燥砂 | — | 天端に Test 8 で用いたブロックとたて 50cm×よこ 40cm×高さ 50cm のコンクリートブロックがある堤体。上載構造物のある場合の安定性を検討する。 |
| Test 10 | 乾燥砂 | — | 高さ 3.5m で斜面勾配 1:1.3 の対称断面の堤体。堤高が増大した時に堤体の振動性状と安定性に表われる相違を調べる。 |
| Test 11 | シルト | — | 湿潤状態のシルトからなる高さ 3.5m、勾配 1:1.3 の堤体。粘着成分を持つ材料から出来た堤体の挙動を調べる。 |
| Test 12 | シルト | — | 同 上 |

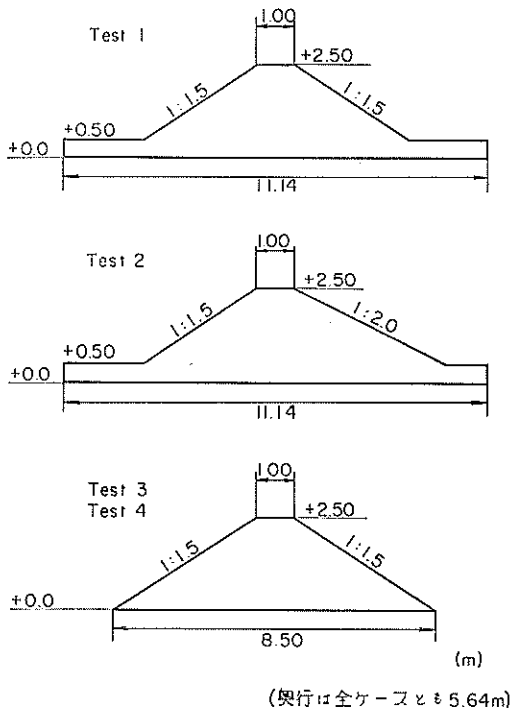


図-1.a 全実験断面

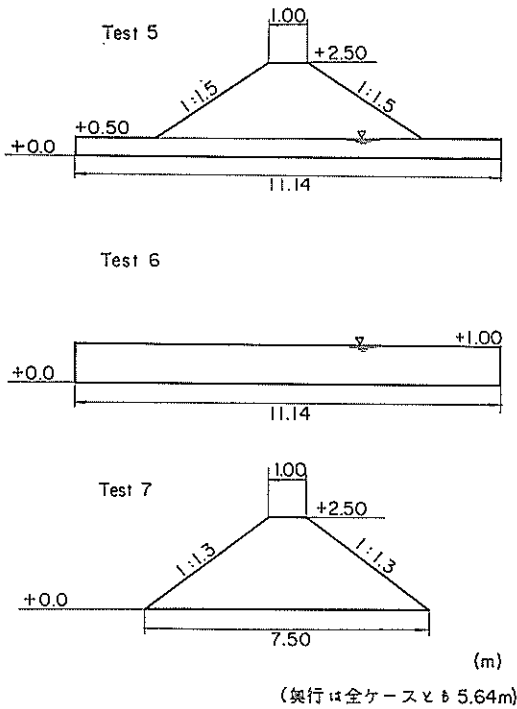


図-1.b 全実験断面

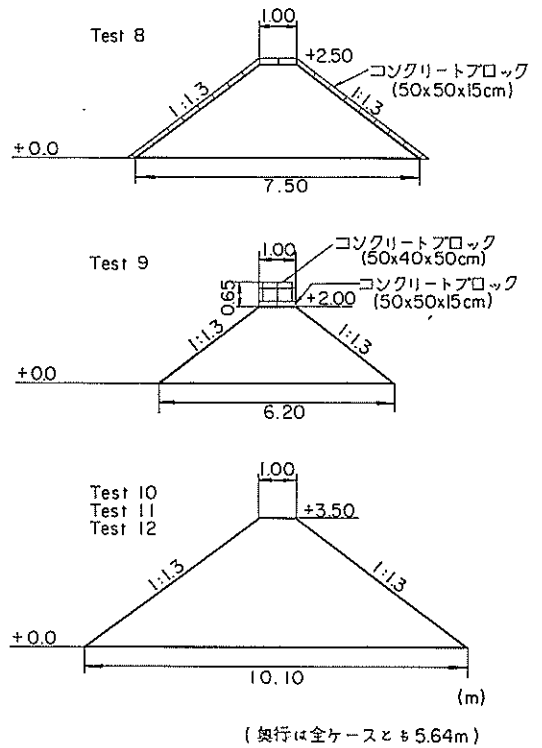


図-1.c 全実験断面

3.2 振動台

写真-1.a は実物大の模型に対する振動実験を行なうために建設された直杭式振動台の外観を示しており、写真-1.b は取り付けられている起振機を示している。模型を作ることのできる振動函の内法寸法は振動方向に直角に 5.64m、振動方向に 11.14m で、側壁の高さは最も高い部分が 3.5m、最も低い部分が 1.5m である。

3.3 測定事項

本実験で行なわれた測定事項は次のとおりである。

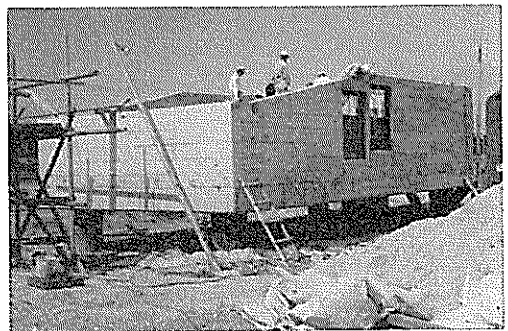


写真-1.a 直杭式振動台

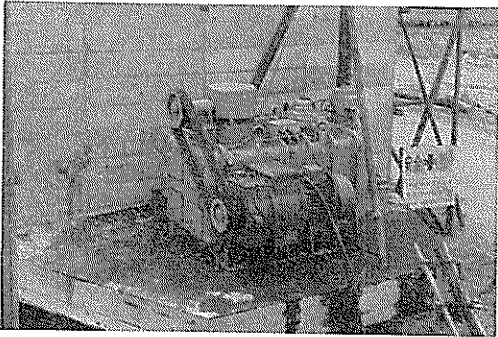


写真-1・b 起振機

(1) 単位体積重量および含水比

砂質堤体中の各部分の密度および含水比の分布を知るために行なったものである。単位体積重量の測定には内径 150mm、高さ 150mm、肉厚 1mm のアルミ製円筒を使用した。これを砂中に注意深くそう入した後、掘り出して重量を測定する方法である。JIS A 1214 に示されている砂置換法による単位体積重量試験方法と比較したところ、本実験のような砂地盤に対しては十分信頼できる方法であることがわかり、測定に必要な時間と手数が非常に少なくてすむことから本方法を採用した。測定は 3.6 に示すように厚さ 50cm の層ごとに 2 地点で行ない、同時にアルミ円筒内の砂から含水比測定用試料を 3 個採取した。

(2) 貫入抵抗

堤体の相対的強さの分布を調べるために、動的な貫入試験を行なった。これは貫入棒先端が円錐形のロッドを

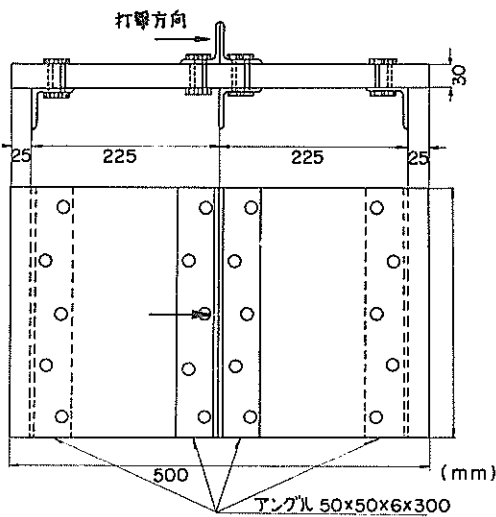


図-2 板叩き法に使用した打撃板

落錘の衝撃で打込む方法で、土研式貫入試験器と呼ばれるものである。この仕様は次に示すとおりである。

先端コーン：先端角度 60°、底部直径 2.99 cm

貫入ロッド：直径 2.57 cm、長さ 100 cm

落錘：重量 4.971 kg

落下高さ：50 cm

測定事項として落錘を 50 cm 自由落下させた時のロッドの貫入深度を記録した。測定地点は単位体積重量を測定した時と同様に各層 2 地点である。しかし振動実験後は堤体中心部の 1 地点のみの場合もある。

(3) せん断波の伝播速度

本報告では触れないが、堤体を多質点系あるいは楔型連続体としてモデル化し、その振動性状を検討する際に土質定数としてせん断剛性率が必要となる。せん断剛性率は土中のせん断波の伝播速度と土の密度によって定まるから、ここでは「板叩き法」と呼ばれる方法によって堤体中を伝播するせん断波の速度を測定し、これからせん断剛性率を求めることにした。ここでいう「板叩き法」とは、すべり止めとしてアングルを 3 本取り付けた木板を堤頂に置き、この板を木槌で水平方向に打撃することによりせん断波を発生させて、この波を堤体内に埋設してある加速度計で記録し、せん断波の伝達時間の差と加速度計相互の位置関係から伝播速度を求める方法である。図-2 は板の形状を示している。

(4) 振動台加速度

振動台の加速度はコンクリート床版での加速度を容量 $\pm 2G$ の加速度計によって計測した。加速度計の仕様は 3.4 で述べる。付録 A に示したように振動台床版の四隅での加速度は等しいと考えてよいから、ここでは床版上の一点での加速度（付録 A-6 の No. 1 の加速度計）だけを使用した。加速度計はコンクリート床版の下面に接着したプラスチック製治具にボルトで固定されている。

(5) 堤体加速度

堤体内の各部分の振動現象は埋設した加速度計によって測定された。埋設位置は図-3・a, b, c に示したように堤体中心部、側壁から 50 cm 離れた地点および斜面から 50 cm 内側の地点である。ここで堤体上部に埋設した加速度計の容量は $\pm 5G$ であり、その他は容量 $\pm 2G$ のものを使用した。

(6) 堤体側面の変形

振動を受けた時に堤体内部に起きる変形あるいは崩壊面を観察するために、振動台の側壁には 2 面の観測用ガラス窓がある。ここに白色砂（寒水砕石）を用いて水平

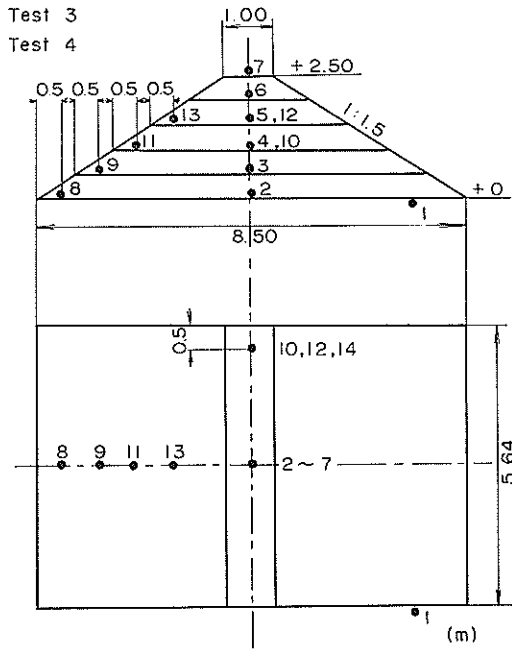


図-3・a 加速度計埋設位置

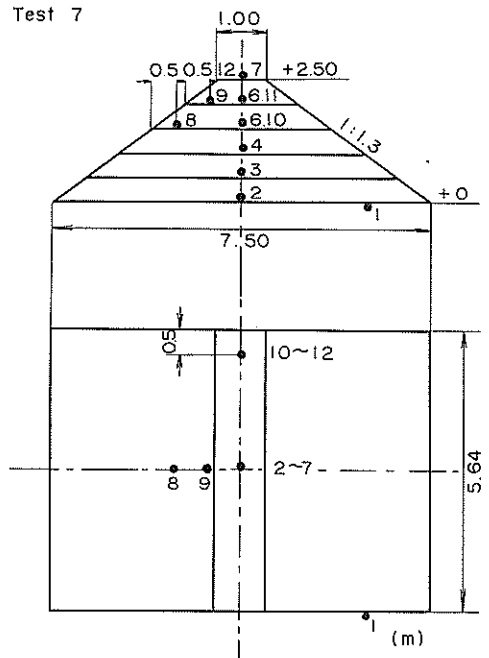


図-3・b 加速度計埋設位置

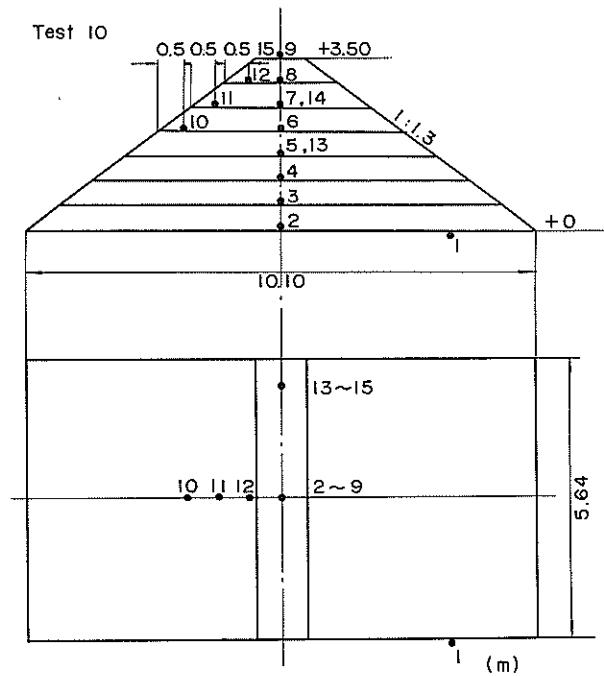


図-3・c 加速度計埋設位置

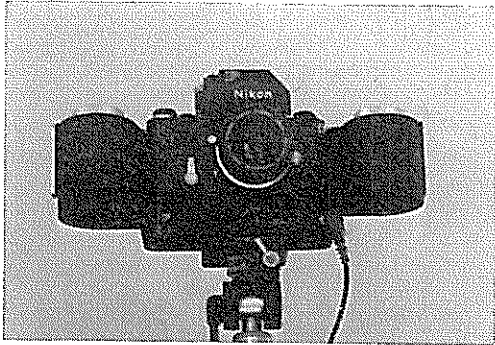


写真-2 モータードライブ付き撮影装置

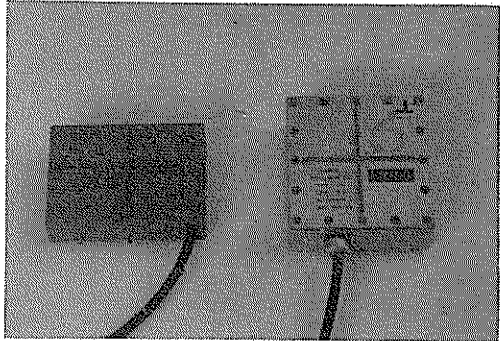


写真-3 加速度計, 乾燥砂用 (左), 飽和砂用 (右)

間隔 50 cm, 鉛直間隔 40 cm, 太さ約 1.5 cm の格子を作り, 振動中の堤体内部の様子を写真撮影した。カメラにはモータードライブ装置 (日本光学製・35 mm フィルムを毎秒 1~4 コマのスピードで自動的に 250 コマ連続撮影可能) が装備してあり, ガラス窓と共に時計も同時に写してあるので, もし堤体内部に崩壊面が発生したならばその位置と時間を知ることができ, 埋設してある加速度計からの記録と対応づけることができる。写真-2 にはモータードライブを装備したカメラを示した。

(7) 堤体内部の変形と沈下

堤体内部の変形状態は側壁付近と中心部では異なることが考えられる。それゆえ, 中心部の変形, 沈下を調べるために堤体内に 50 cm の高さごとに約 1 cm の厚さで白色砂をまいた。実験後に堤体を上方から層ごとに掘り起こして, 白色砂面の高さの変化を測定すれば, 内部の変形状態を知ることができる。もし崩壊面が発生した場合には, 白色砂面に不連続な部分が生じるのでその位置を定めることができるし, 発生した時刻は斜面付近に埋設した加速度計の記録に何らかの変化が見られるので知ることができると思われる。堤体表面の変化は巻尺を用いて直接測定した。

3.4 振動測定器

堤体の単位体積重量, 貫入抵抗および堤体変形の写真撮影に使用する測定器については, すでに 3.3 で述べたので, ここでは振動台と堤体各部の振動を検出する抵抗線ひずみ計式加速度計と増幅器および記録器について述べる。図-4 に振動測定器類のブロックダイアグラムを示した。付録・A で説明するが, 振動実験中の地盤の振動を測定する場合に用いた動線輪型加速度計についてもここに説明する。

(1) 加速度計

加速度計の仕様を表-3 に示す。抵抗線ひずみ計式加

表-3 加速度計の仕様

| | 測定範囲 (gal) | 固有周期 (Hz) |
|--------------|------------|-----------|
| 抵抗線ひずみ計式加速度計 | ±2,000 | 120 |
| " | ±5,000 | 190 |
| 動線輪式加速度計 | ±50 | 2 |

速度計の固有振動数は 2G 用で 120 Hz, 5G 用で 190 Hz である。本実験で加振する最大振動数は 10 Hz であるから, この範囲での加速度計の感度低下は無視してよいと考えられる。堤体の振動性状は必ずしも剛体的ではなく, ことに振動数が高くなれば堤体の下部と上部では相位差が生ずることが考えられる。抵抗線ひずみ計式加速度計が 10 Hz で加振されたとき, 出力電圧に生ずる位相差はダンピング比を 0.7 とすると, 2G 用加速度計で 7 度 15 分, 5G 用加速度計で 4 度 25 分である。堤体各部の振動の位相差を比較する時, それぞれの加速度計に生ずる位相差の相違が最も大きく影響すると考えられ, 他の測定器による影響は無視できよう。2G 用と 5G 用による位相差の相違は 10 Hz のとき 2 度 50 分であり, 今回の実験では無視してよいと思われる。砂中に埋め込んだ加速度計は上下に十字形のすべり止めを付けた容器に入れてあり, 見かけの重量が砂とほぼ等しくなるように設計し, 堤体と同じ運動をするようにした。乾燥砂用の容器は縦 10.5 cm, 横 7.5 cm, 厚さ 2.7 cm のアルミ箱で, 加速度計を内蔵した場合の見かけの単位重量が 1.56 g/cm³ となる。飽和砂用の耐水容器は縦 10.0 cm, 横 9.6 cm, 厚さ 4.25 cm で, 水中の見かけの単位重量は 0.77 g/cm³ である。写真-3 は乾燥砂用および飽和砂用容器を示している。

(2) 動ひずみ計

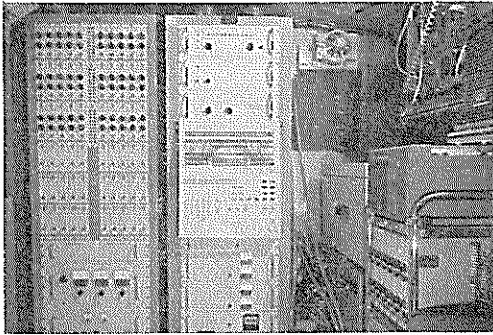


写真-4 観測車内部

抵抗線ひずみ計式加速度計はトランジスタ式動的ひずみ測定器に接続され、加速度が等価な電圧に変換される。この動ひずみ計は 5000 Hz の搬送波を使用しており、直流から 1000 Hz の現象を増幅できる。本実験ではこれを 2 台 (計 16 チャンネル) 使用した。

(3) 観測車

図-4 に破線で示したように前置増幅器からデジタル磁気記録装置およびフォトコーダーまでは観測車³⁾と称する専用の大型バスに組み込まれている。フォトコーダーは12チャンネルで全ての加速度計と結合させるにはチャンネル数が不足するため、アナログ・デジタル変換器を用いて全記録をマグネティックテープに記録しておき、実験後デジタル-アナログ変換器を用いてフォトコーダーに再現した。記録の解析はマグネティックテープから直接に解析システムを利用することが可能であるが、今回の実験ではフォトコーダーの記録のみによって解析した。写真-4 は観測車の内部を示している。

3.5 使用した砂

砂質堤体を作るのに用いた砂は愛知県の大矢川産のものである。夏期に好天が続いた時に採取して実験現場の横に野積みしておいた。表面をビニールシートで覆って

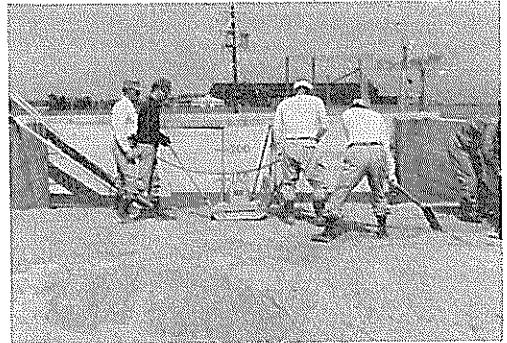


写真-5 築堤状況

雨水を防ぎ、雨の降らぬ時に築堤作業を行なった。しかし多少水分を含んでおり、見かけの粘着力を持っていた。この砂の物理定数を表-4 に、粒経加積曲線を図-5 に示す。

3.6 築堤方法

実験全ケースとも厚さ 50 cm の層ごとに砂を積み上げて締め固め作業を行なった。Test 3, 7, 10 の堤体に対しては小型バイブレーター (重量 80 kg, 出力 1.5 kw, 振動数 5,200 cycle/min, 振動板面積 2,800 cm²) を使用して比較的良く締まった状態にした。Test 4 は Test 3 と断面形状は同一であるが、堤体があまり締め固まっていない状態に加振することを意図したので、木板 (重量約 8 kg, 面積 1,200 cm²) を用いて各層の表面を叩くだけに止めた。1 層の作業工程は次のようになる。まず締め固めた後の層厚が 50 cm となるようグラブシエルで砂を搬入し、バイブレーターで締め固める。表面の不陸をなくし斜面を整形してから動的貫入試験を行ない、単位体積重量を測定する。堤体中心部に堤軸直角方向に幅 2 m, 厚さ 1 cm で白色砂をまく。所定の位置に加速度計を設置して 1 工程が終了する。なお観測用ガラス窓に作る白線格子の作業は並行して進める。写真-5 は築堤状

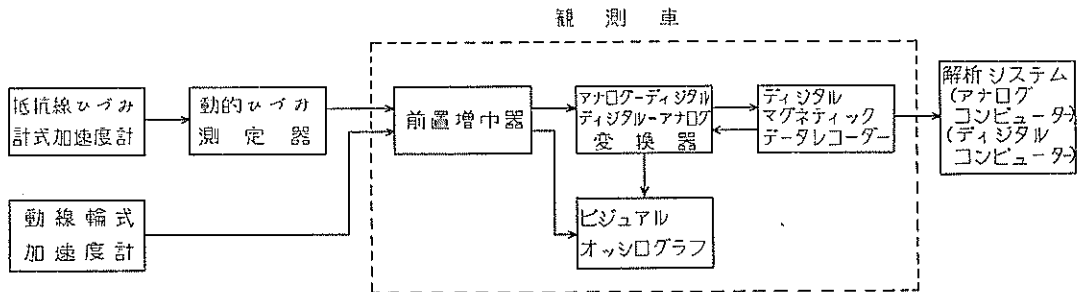


図-4 測定器ブロックダイアグラム

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算

表-4 矢作川砂の物理定数

| | 湿潤密度 γ_s (t/m ³) | 間げき比 e | 含水比 w (%) | 内部摩擦角 ϕ (°) | 粘着力 c (t/m ²) |
|---------|--|-------------|----------------|---------------------|--------------------------------|
| Test 3 | 1.556 | 0.790 | 5.5 | 31 | 0.468 |
| Test 4 | 1.460 | 0.909 | 6.2 | 29 | 0.458 |
| Test 7 | 1.595 | 0.765 | 6.6 | 32 | 0.466 |
| Test 10 | 1.573 | 0.803 | 7.4 | 31 | 0.467 |

| 粒子比重 G (g/cm ³) | 有効径 D_{10} (mm) | 均等係数 C_u |
|----------------------------------|----------------------|---------------|
| 2.64 | 0.16 | 2.28 |

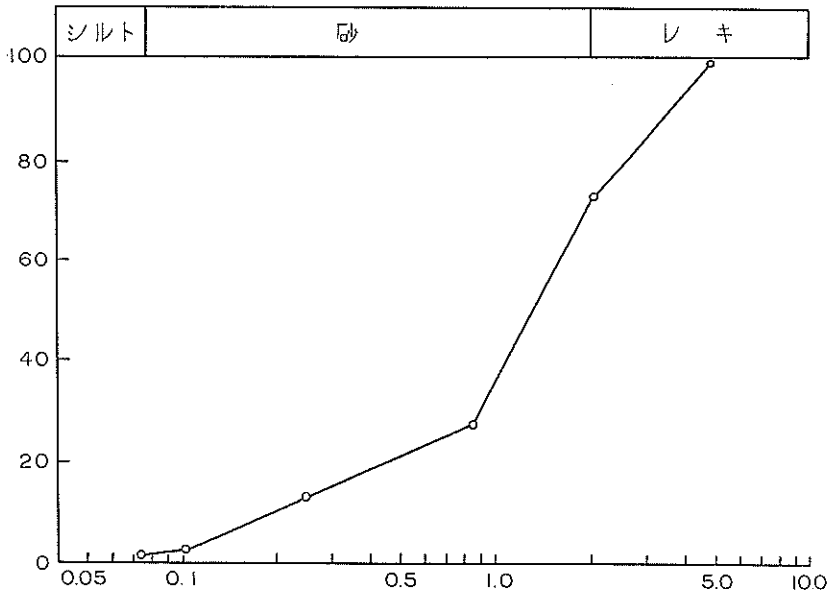


図-5 矢作川砂の粒徑加積曲線

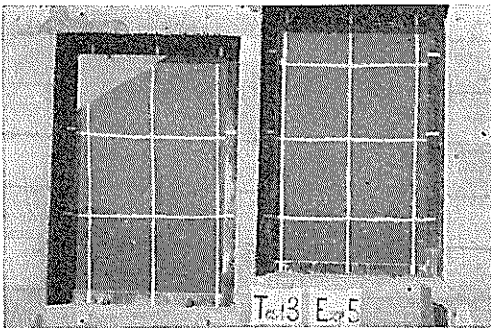


写真-6・a 加振後の堤体側面 (Test 3)

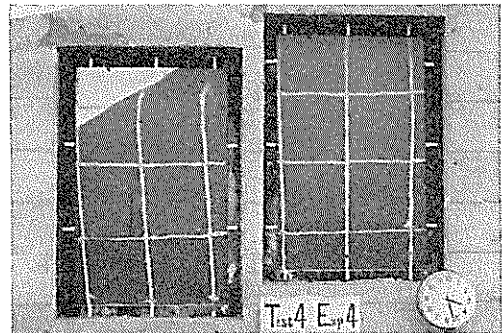


写真-6・b 加振後の堤体側面 (Test 4)

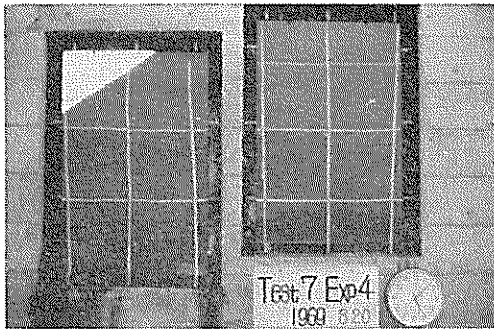


写真-6-c 加振後の堤体側面 (Test 7)

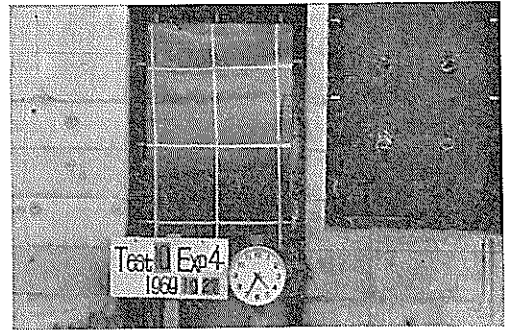


写真-6-d 加振後の堤体側面 (Test 10)

況を示している。

3.7 加振方法

(1) 定起振力加振

堤体に大きな変形が生じないような比較的低い加速度レベルで起振機の振動数を変化させる方法である。この方法は堤体の振動数に対する応答特性を知るためのもので、起振機の発生する起振力を一定に保ちながら振動数を 0.5 Hz 刻みで 10 Hz まで増加して行く。しかし堤

体の共振点付近では 0.25 Hz 刻みとした。起振力は 2, 5, 10 ton の順に増加して行ったが、Test 3 の場合のみさらに 15 ton についても行なっている。構造物の振動数に対する応答特性を調べる場合、振動台の加速度を一定に保ちながら加振できるなら、各加速度レベルにおける応答から堤体振動の非線型性について、より解析が容易なデータを得心することができよう。しかし今回の実験では振動台自体が振動系を形成しており、振動台加速度

表-5 実験前後の単位体積重量

| 高 さ (m) | Test 3 | | Test 4 | | Test 7 | | Test 10 | |
|---------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|
| | γ_t | γ_t' | γ_t | γ_t' | γ_t | γ_t' | γ_t | γ_t' |
| 0.5 | 1.570 | 1.620 | 1.481 | 1.482 | 1.585 | 1.579 | 1.624 | 1.528 |
| | 1.584 | 1.635 | 1.486 | | 1.590 | | 1.665 | |
| 1.0 | 1.507 | 1.644 | 1.450 | 1.550 | 1.596 | 1.587 | 1.569 | 1.556 |
| | 1.559 | 1.642 | 1.459 | | 1.560 | | 1.539 | |
| 1.5 | 1.569 | 1.640 | 1.495 | 1.518 | 1.628 | 1.622 | 1.511 | 1.551 |
| | 1.544 | 1.633 | 1.480 | | 1.595 | | 1.577 | |
| 2.0 | 1.533 | 1.640 | 1.444 | 1.492 | 1.621 | 1.607 | 1.621 | 1.598 |
| | 1.549 | 1.589 | 1.392 | | 1.574 | | 1.583 | |
| 2.5 | 1.577 | 1.632 | 1.395 | 1.511 | 1.607 | | 1.584 | 1.553 |
| | 1.565 | 1.684 | 1.520 | | 1.593 | | 1.568 | |
| 3.0 | | | | | | | 1.562 | 1.618 |
| | | | | | | | 1.490 | |
| 3.5 | | | | | | | 1.547 | |
| | | | | | | | 1.531 | |
| γ_{av} | 1.556 | 1.636 | 1.460 | 1.511 | 1.595 | 1.599 | 1.573 | 1.567 |

γ_t : 加振前の湿潤単位体積重量 (t/m^3)

γ_t' : 加振後の湿潤単位体積重量 (t/m^3)

γ_{av} : 堤体全体の平均湿潤単位体積重量 (t/m^3)

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算

を指定の値に制御することは非常に手数がかかるので、上に述べたように定起振力方法を採用した。

(2) 破壊加振

堤体が破壊もしくは大きな変形を生じてしまい、実際の構造物にあてはめた場合、その機能を果せなくなる状態にまで加振する方法であり、これによって現行の設計法による安定解析と実験による結果とを比較し、相互の関係について検討を加えようとするものである。この方法は起振機の偏心モーメントを最大の状態に固定しておき、振動数をできるだけ急速に増大させ、起振機の能力を最大に発揮させるものである。しかし実際には、起振機の偏心重量を回転するための電動機や電力供給施設の容量によって起振力が規制される場合があって、4で述べるように、起振力は理論計算による値とは必ずしも一致しなかった。

4. 実験結果

4.1 築堤に伴う試験結果

3で述べたように堤体を層ごとに築造したので、部分的に強度の相違を生ずることが予想される。堤体内部の

強度分布を知ることは振動試験結果の解析に有益な資料となるので、築堤時に行なった2, 3の試験結果を示す。

(1) 単位体積重量

各層における単位体積重量試験結果を表-5に示す。築堤時には層ごとに2カ所で測定し、振動試験後に堤体を撤去する時には堤体中心部の1カ所で単位体積重量を測定している。ただし、Test 3では堤体撤去時にも2カ所で測定した。それゆえ、表-5中で同一高さにおける実験前後の値は必ずしも同一地点から得られたものではない。各層を比較するといくぶん値がばらついているが、平均値に注目すると加振後には堤体が締め固められていることがうかがわれる。特にTest 4ではその傾向が著しい。しかしTest 10では加振前よりも逆に加振後の値がわずかに大きい、これはサンプリング数が少ないためと考えられ、Test 7と同様に平均値は加振前後であまり大きな差違はなかったようである。

(2) 含水比

単位体積重量を測定した試料の一部を用いて含水比を測定した。表-6は堤体中の含水比の分布状態を示している。堤体築造には1~2日を必要とするので、夜間と

表-6 実験前後の含水比

| 高 さ (m) | Test 3 | | Test 4 | | Test 7 | | Test 10 | |
|-------------|--------|------|--------|------|--------|------|---------|------|
| | w | w' | w | w' | w | w' | w | w' |
| 0.5 | 5.15 | 5.63 | 6.17 | 6.79 | 7.24 | 6.27 | 8.37 | 9.63 |
| | 5.22 | 5.45 | 6.02 | | 5.68 | | 11.07 | |
| 1.0 | 5.52 | 5.25 | 6.37 | 7.22 | 6.63 | 6.13 | 6.07 | 6.41 |
| | 5.34 | 5.33 | 5.56 | | 5.90 | | 5.77 | |
| 1.5 | 5.65 | 5.91 | 6.37 | 6.49 | 6.86 | 6.72 | 9.18 | 7.24 |
| | 5.88 | 5.50 | 6.86 | | 6.63 | | 6.67 | |
| 2.0 | 5.44 | 5.94 | 6.32 | 6.78 | 6.35 | 6.09 | 7.84 | 7.63 |
| | 5.93 | 5.49 | 5.92 | | 6.26 | | 6.24 | |
| 2.5 | 5.24 | 5.36 | 7.12 | 6.29 | 7.08 | | 8.59 | 5.30 |
| | 5.56 | 7.03 | 5.64 | | 7.54 | | 6.35 | |
| 3.0 | | | | | | | 5.67 | 6.50 |
| | | | | | | | 7.70 | |
| 3.5 | | | | | | | 7.33 | |
| | | | | | | | 6.59 | |
| w_{av} | 5.49 | 5.69 | 6.24 | 6.71 | 6.62 | 6.30 | 7.41 | 7.12 |

w : 加振前の含水比 (%) w' : 加振後の含水比 (%)

w_{av} : 平均含水比 (%)

雨天の日はビニールシートで表面を覆っておいた。しかし多少雨水が洩れることもあったと思われる。一方、好天時には堤体および野積みしてある砂が乾燥していったであろう。なお、堤体は砂質土からなっているといっても多少はシルト、粘土の塊を含んでおり、鶏卵大の砂利が混入していることもあった。含水比のばらつきは、以上のことが原因していると思われる。これらは単位体積重量にも影響を及ぼしていよう。

(3) 貫入抵抗

動的貫入試験器⁹⁾により加振前後の堤体の貫入抵抗を測定した。試験結果を整理して深さ方向の貫入抵抗の分布として表わしたものを付録・B にまとめている。3.6 で述べたように堤体は層状に築造されたので、50 cm ごとに貫入抵抗の大きな部分ができていることがわかる。これは数パーセントの含水比をもつ砂が見かけの粘着力を持っていることから、パイプレーターの締め固め効果が下方にあまり及ばなかったためと思われる。加振前後の抵抗値を比較すると Test 3 では加振後いくぶん増しており、Test 4 では約3倍に増大している。Test 7 では事情により加振後のデータが欠けているので比較できなかったが、Test 10 では実験前後でほとんど相違が見られない。付録・B の記録と一般に実施されている標準貫入試験による値の間にある相関係数のようなものは土質等の条件によって支配されるもので、深さが増すと共に値を大きく見積る傾向があるが、一般的な型には報告されていない。それゆえ、本実験では地層の相対的強度の比較にのみこの結果を用いた。

4.2 せん断波の伝播速度

せん断波速度の測定には本実験で採用した板叩き法以外にも、実際の地盤における爆破実験から求める方法、柱状の供試体に対する共振法、自由振動法、位相差法等があり、いくつかの研究結果^{6),7)}が報告されている。これらによれば伝播速度は拘束圧や間隙比によって支配されることがわかる。ことに砂の弾性係数に関する実験的研究⁹⁾によると弾性係数、剛性率は拘束圧力にほぼ直線的に比例して増大し、この拘束圧力を地盤の自重と考えるなら、剛性率は地盤の深さにより直線的に増加するといわれている。しかし、これは拘束圧力が 0.3~0.4kg/cm² 以上の場合に適合するもので、拘束圧力がもっと小さい場合にはさらに著しく影響されることが考えられる。本実験のように堤高が 2.5 m および 3.5 m でも、堤体の振動性状を論ずる場合には、せん断剛性率の変化を考慮する必要があるかも知れない。しかし、今回は実

表-7 せん断波の平均伝播速度とせん断剛性率

| | Test 4 | Test 7 | Test 10 |
|------------------------------|--------|--------|---------|
| 平均伝播速度 (m/sec) | 111 | 124 | 85 |
| せん断剛性率 (kg/cm ²) | 186 | 250 | 116 |

験結果と現行の安定計算法の比較を目的としているので、ここでは伝播速度の平均値と(1)式より求めるせん断剛性率を示すにとどめ、詳細は別の機会に報告したい。

$$G_s = V_s^2 \cdot \rho \quad \dots\dots(1)$$

ここに G_s : せん断剛性率 (kg/cm²)

V_s : せん断波の伝播速度 (m/sec)

ρ : 密度 (kg·sec²/m³)

測定結果を表-7 に示す。

4.3 振動試験結果

定起振力加振および破壊加振試験から得られた加速度記録を整理し以下に示す。

(1) 振動台加速度

振動台に発生した加速度を振動数に対してプロットしたものが図-6・a, b, c, d である。ここで破壊加振試験における記録が約 7 Hz までしか得られていないのは、振動する基礎の上に起振機が取り付けられているという特殊な条件下にあったとはいえ、起振機およびそれに付随する電力供給施設の容量不足によるものである。各実験ケース共に 5, 10 ton の定起振力加振と破壊加振試験で

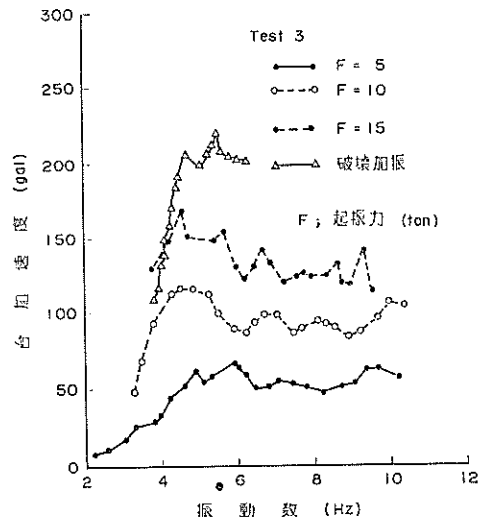


図-6・a 振動台加速度

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算

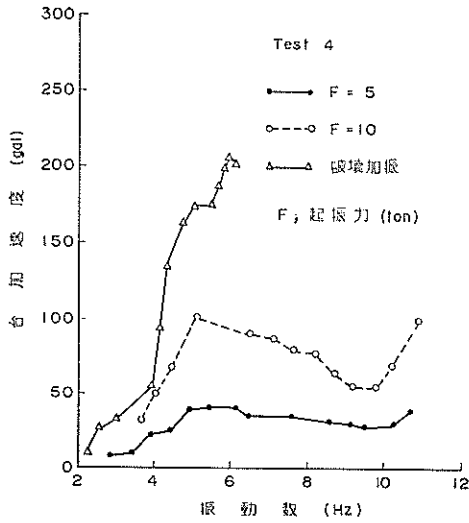


図-6-b 振動台加速度

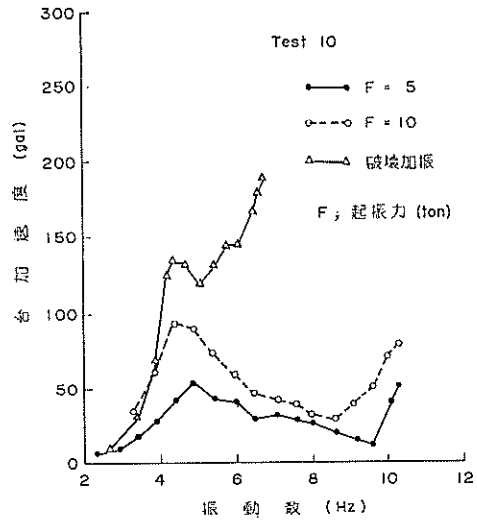


図-6-d 振動台加速度

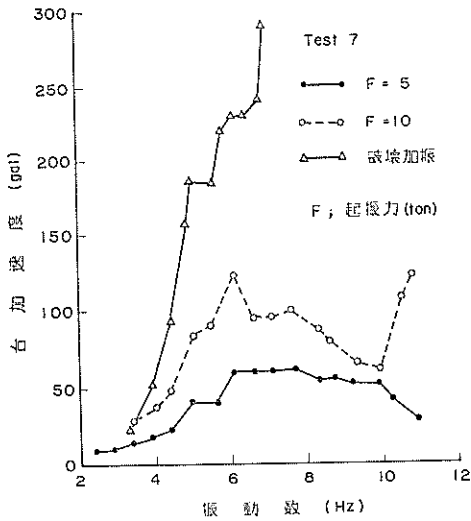


図-6-c 振動台加速度

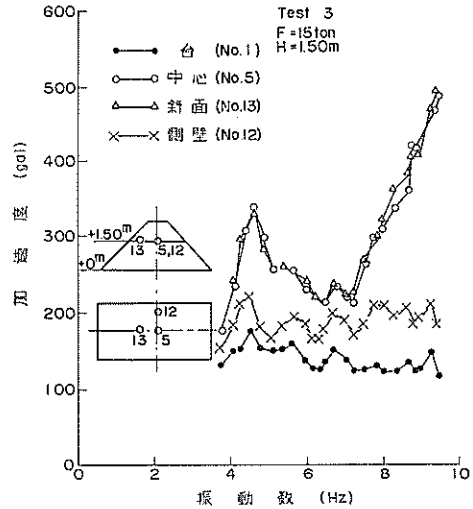


図-7 同一高さにおける加速度の比較

の加速度の最大値は 4—6 Hz の時に生じており、おのおのおよそ 50, 100, 200 gal である。これまでに集積されている強震記録のスペクトル分析結果や応答スペクトル¹⁰⁾によると、地震波の主成分は 2~10 Hz であり、それらが土木構造物の振動性状に強く影響することがわかっている。それゆえ、実物大模型を用いたこの実験結果は、今回の実験における加振力が定常的なものであることをのぞけば、強震下の砂質堤体の挙動をそのまま表わしていると考えてよからう。

(2) 側壁と中央部の加速度

堤体内部の各点の加速度記録の中から同一高さでの値を比較した一例を図-7 に示す。これは Test 3 で起振力 15 ton の時、高さ 1.5 m における堤体中心部、斜面から 50 cm 内部、側壁から 50 cm 内部および振動台加速度を図示したもので、図-3-a の No. 5, 12, 13 が対応する位置である。堤体中心部と斜面ではほとんど同じ値を示していることから、堤体中心における堤軸に直角方向の断面内を考えた時、同一高さでの加速度はほぼ同

じ値を示すと見なしてよい。しかし、側壁から 50 cm 内側の値は非常に小さく、著しく壁により拘束されていることがわかる。

(3) 鉛直方向の加速度分布

堤体内での鉛直方向の加速度分布を調べることは、その振動性状を知る上にも震度法による安定解析を行なう場合にも欠かせない。以下に実験結果のうちで堤体中心部から得られた記録で代表的な例をいくつか示す。

(a) 最大加速度の鉛直分布

図-8・a, b, c, d には、各実験ケースにつき代表的な場合として、定起振力加振試験での振動数 4, 7, 9 Hz (または 10 Hz) の時と破壊加振試験における 2, 3 の振動数の時の鉛直分布を示した。この値はおのおのの高さにおける最大加速度をプロットしたもので、必ずし

も同一時刻に発生したものではなく、次に述べる位相差を考慮した場合における図の包絡線を表わしているといえる。後に 6 で述べるが、堤体の最上部では振動によって土の強度が減少し、下方の振動が上層土に伝達されにくくなった可能性があることおよび天端が崩壊し加速度計が傾斜した疑いがあることから、いくぶん小さめの値を示している。

(b) 位相を考慮した加速度の鉛直分布

図-9・a, b は振動台のほぼ半周期の間に堤体がどのように振動するかを調べるために、微小時間々隔 (0.01 sec) で加速度を読み取り、同一時刻における鉛直方向の加速度分布を調べたものである。代表例として、Test 3 と Test 10 で起振力 10 ton の場合に振動数がおのおの 9 および 9.5 Hz の時の結果を示した。付録・C にさら

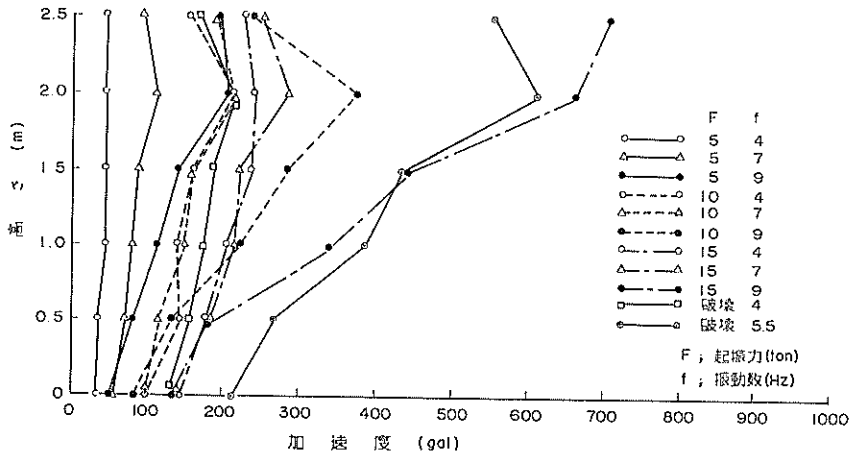


図-8・a 最大加速度分布 (Test 3)

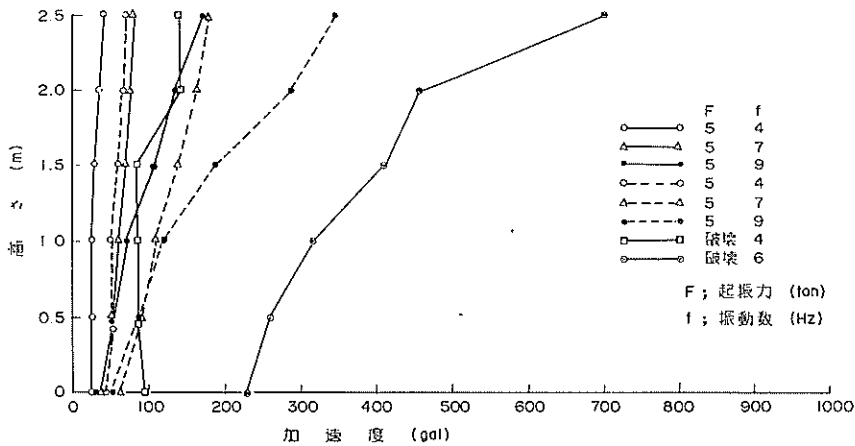


図-8・b 最大加速度分布 (Test 4)

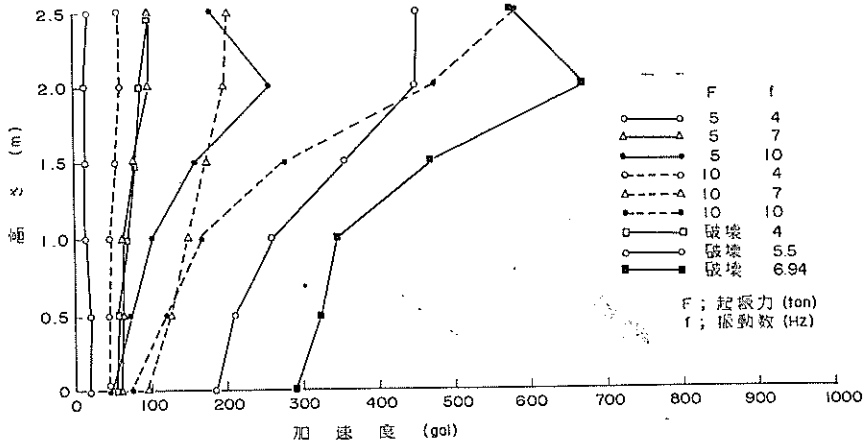


図-8-c 最大加速度分布 (Test 7)

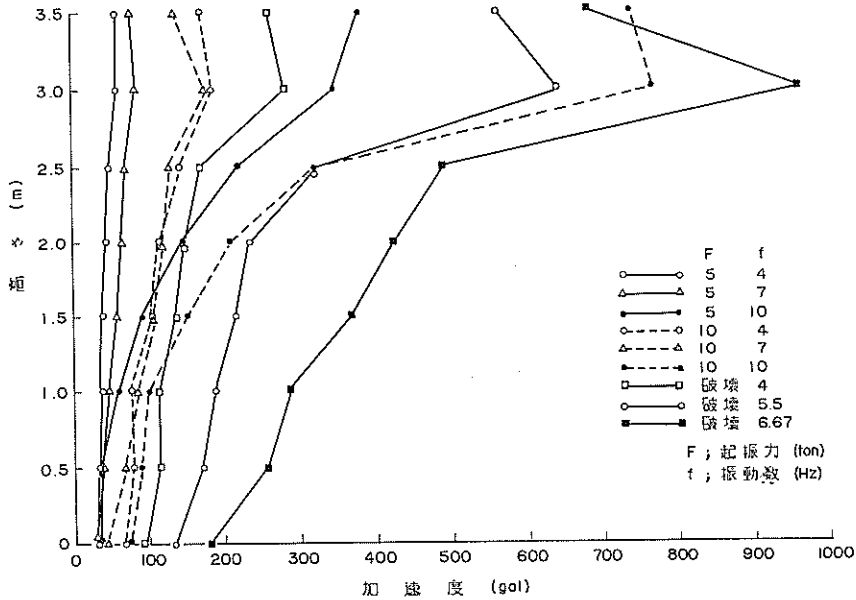


図-8-d 最大加速度分布 (Test 10)

にいくつかの代表例をまとめてある。図-9-aにおいて、Test 3 の堤体は振動台の加速度が最大の時に同時に他の地点でも最大加速度が発生している。次項で述べるようにこの堤体の共振々動数は 9 Hz 付近にあるにもかかわらず位相遅れがほとんど認められないことから、堤体は粘性抵抗の小さい弾性体的振動をしていることがわかる。しかし、図-9-b では著しく位相差が生じており、堤頂部と底部では 0.04 秒の差であるから約 140 度の遅れとなる。ここに示した記録は、堤高の増大による堤体

の固有振動数の低下や粘性抵抗の変化を考慮の場合と共に、安定解析を行なう場合にも考慮されねばならない。

(4) 堤頂の加速度

実際の堤状構造物の上部には、バラベットその他の上載構造物がある場合も多い。それゆえ、構造物を設計する時に地盤での地震動が堤頂で増幅される程度を把握しておくことは重要である。図-10-a, b, c, d は堤体中心部の値を用いて各実験ケースにおける堤頂の加速度を振動数に対してプロットしたものである。いずれの場合も

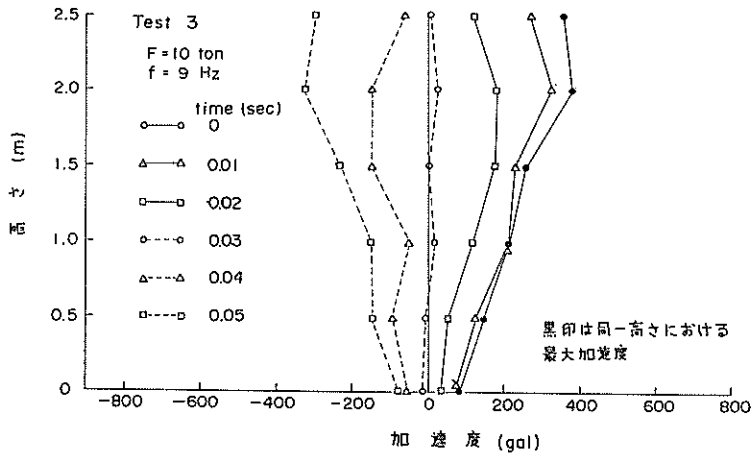


図-9-a 鉛直方向の加速度分布

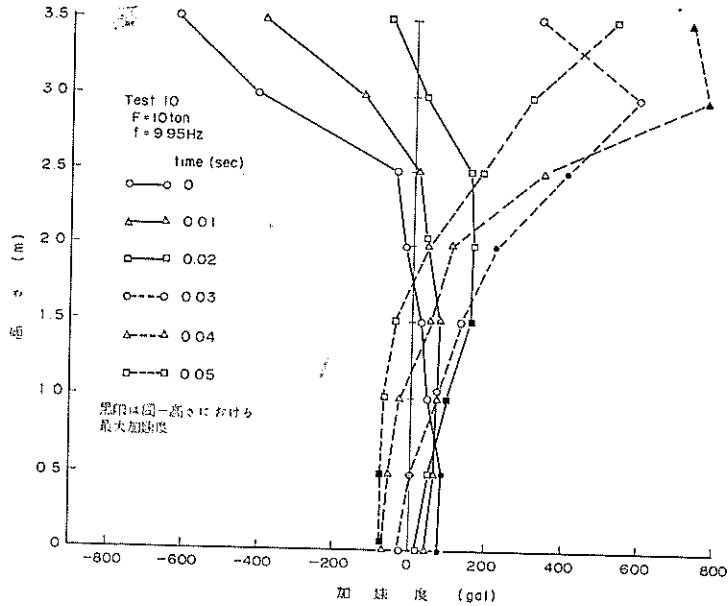


図-9-b 鉛直方向の加速度分布

非常に大きな値を示しており、特に破壊加振実験では Test 3 以外は 1G 以上の加速度が生じている。図-11-a, b, c, d は 4.3 (1) で述べた振動台加速度に対する堤頂加速度の比として表わし、堤頂の応答曲線を求めたものである。図によると起振力の小さい時、すなわち台加速度の小さい時ほど応答倍率が大きくなっており、同時に応答がピークを示す時の振動数（共振々動数）も高くなっていることがわかる。Test 10 およびその他のケ

ースについて、共振々動数と応答倍率の概略の値を表-8 に示した。

(5) 堤体の変形、破壊

今回の実験では加振によって明瞭な崩壊面を持つすべり破壊は発生しなかったが、堤体にはかなりの変形、沈下と頂部における局所的な破壊が生じている。以下に結果を記述する。

(a) 堤体側面の変形

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算

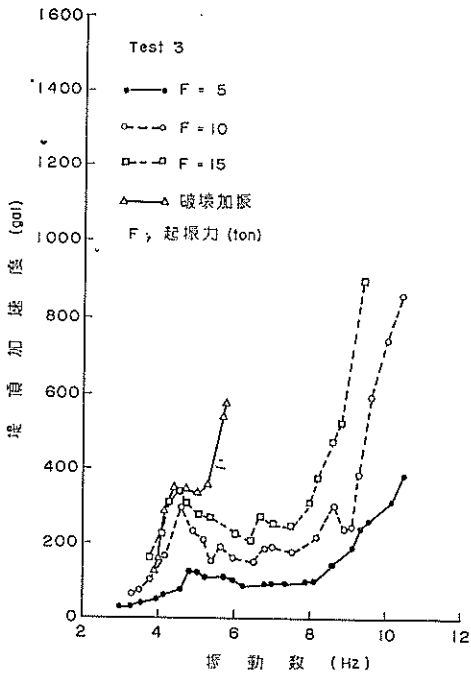


図-10・a 堤頂の加速度

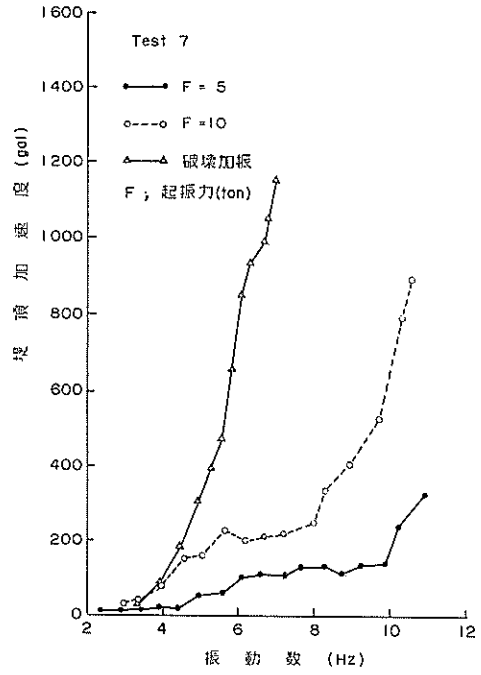


図-10・c 堤頂の加速度

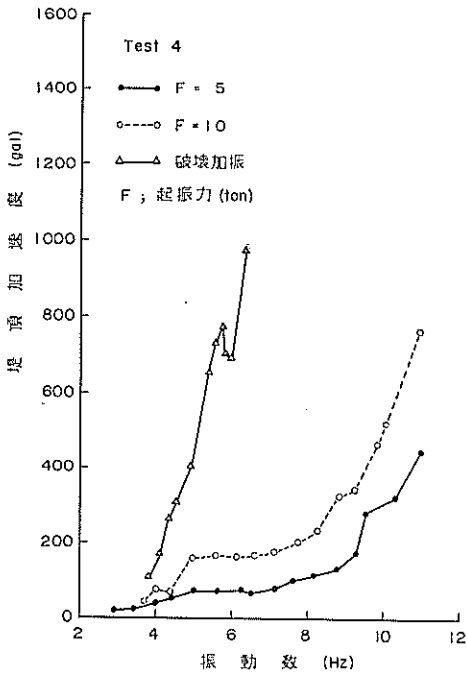


図-10・b 堤頂の加速度

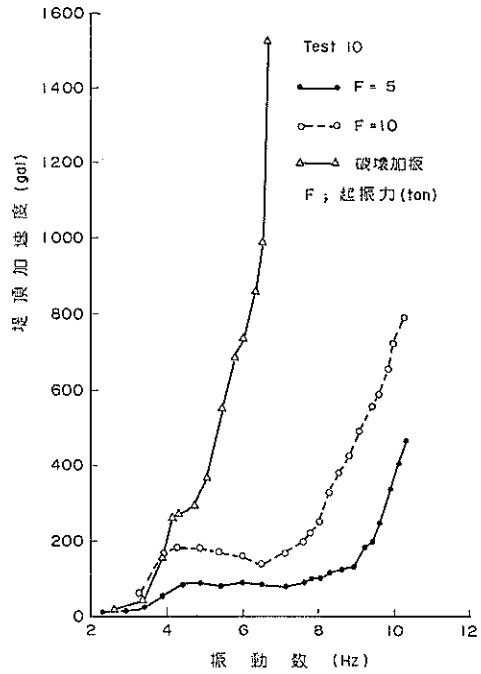


図-10・d 堤頂の加速度

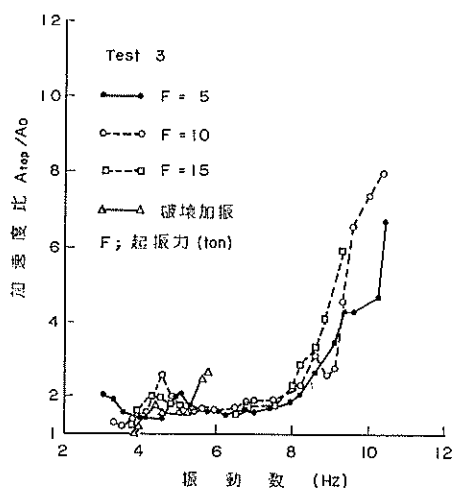


図-11.a 加速度応答 (堤頂)

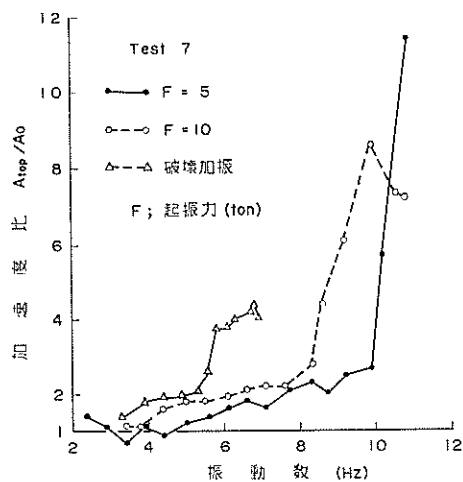


図-11.c 加速度応答 (堤頂)

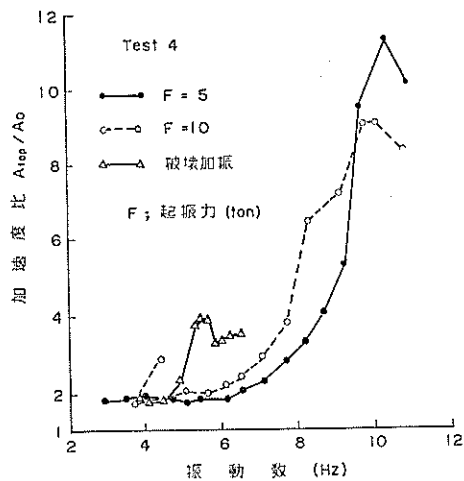


図-11.b 加速度応答 (堤頂)

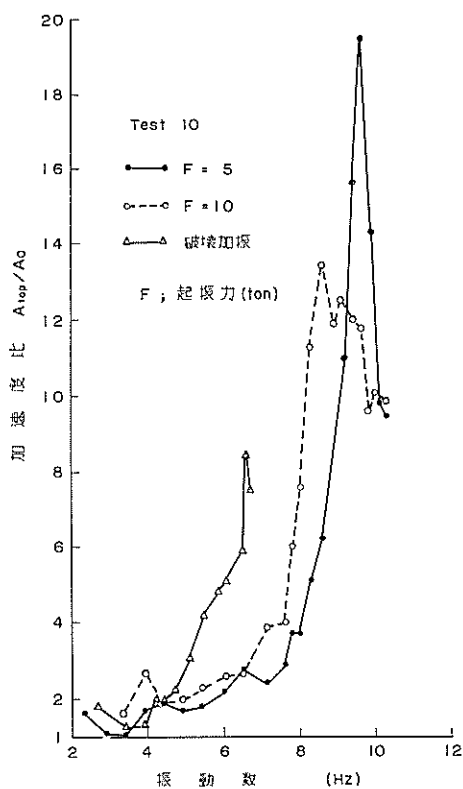


図-11.d 加速度応答 (堤頂)

表-8 共振々動数および応答倍率

| | 加振条件 | 共振々動数 (Hz) | 応答倍率 |
|---------|--------|------------|------|
| Test 3 | F = 5 | 10~11 | 11 |
| Test 4 | F = 10 | 10 | 8~9 |
| Test 7 | 破壊加振 | 6~7 | 3~4 |
| Test 10 | F = 5 | 9.5 | 19.5 |
| | F = 10 | 8.5 | 13.5 |
| | 破壊加振 | 6.5 | 8.5 |

F: 定起振力加振試験における起振力 (ton)

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算

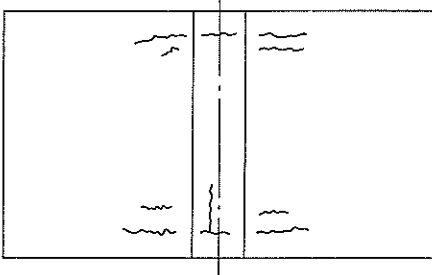
加振中は約1秒間隔で観測用ガラス窓から側面の変形を写真撮影した。しかしすべり破壊が発生しなかったので、ここでは写真-6・a, b, c, d によって加振後の堤体側面の様子を示すにとどめる。窓枠につけた印は加振前の白線の位置を示している。水平方向の白線は下方から1.0, 1.5, 2.0mの高さを示していた。鉛直方向の間隔は40cmで右側の窓の中心が堤体の中心線と一致している。なお、Test 10における右側の窓は作業中に過ってガラスを割ってしまったので鋼板によって閉ざしてあり、他の場合と白線の位置が異なっている。左側の窓の

白線は、水平方向の線がおのおの0.7, 1.2, 1.7mの高さを示し、鉛直方向の線が中心より1.1, 1.5, 1.9mの位置を示している。

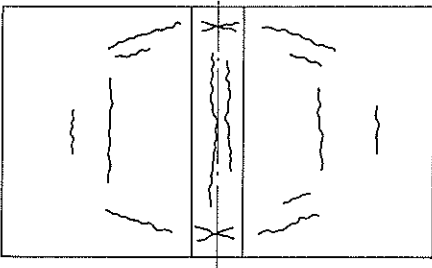
(b) 堤体表面の変形, 崩壊

各実験ケースにおいて実験条件がいくぶん異なっているものの、堤体表面に表われた変化は似かよっていたので、Test 4の場合を例にとり定性的な説明を加える。図-12は堤体表面に発生した亀裂の状態をスケッチしたものである。ここで(a)は起振力5tonで加振した後の状態を示しており、側壁近くの天端および斜面にヘアークラックが生じている。これは堤体が側壁によって強く拘束されていることを示すものであろう。他の実験ケースでも同様であるが、起振力が小さく台加速度が50gal程度の場合には沈下量が微小で、側壁付近に加振方向と直角な堤軸方向にはほとんどクラックが発生していない。(b)は起振力が10tonで台加速度は約100galであった時の堤体の状態である。振動による締め固め作用を受けて沈下が認められ、天端には堤軸方向に縦クラックが発生するようになる。斜面のヘアークラックも数を増し、その形状は堤軸を中心に左右対称な弓状であった。振動数が高くなると堤体上部の振動が顕著となり、下部と比較して振幅が相当大きいことが肉眼でも認められる。(c)は破壊加振実験後の状態をスケッチしたもので、天端には約5cm間隔に大きな縦クラックが見られ、法肩が崩壊している。振動によって堤体が締め固められるので、堤頂の沈下は著しく25cmに達した。これは堤高の10%に相当する。写真-7はTest 3で起振力10tonの加振を行なった後、側壁近くに生じた亀裂を示している。写真-8は同じくTest 3における破壊加振試験後の堤体の状況を示しており、Test 4では図-12の(c)に対応する。写真-9・a~hはTest 10における堤

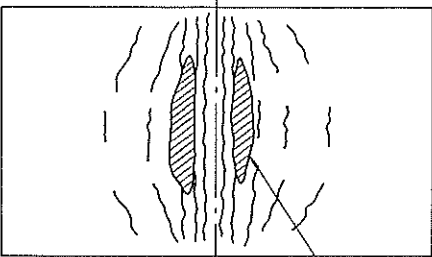
(a) 起振力5ton 加振後
天端沈下量4cm



(b) 起振力10ton 加振後
天端沈下量6cm



(c) 破壊加振後
天端沈下量25cm



崩れ落ち

(天端沈下量は側壁面で測定したもの)

図-12 亀裂の発生状況 (Test 4)

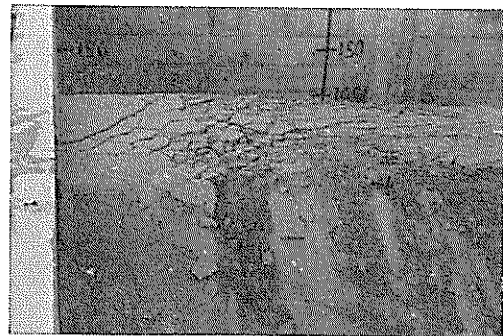


写真-7 側壁付近に生じたクラック (Test 3, 起振力10ton)



写真-8 加振後の堤体全景 (Test 3)

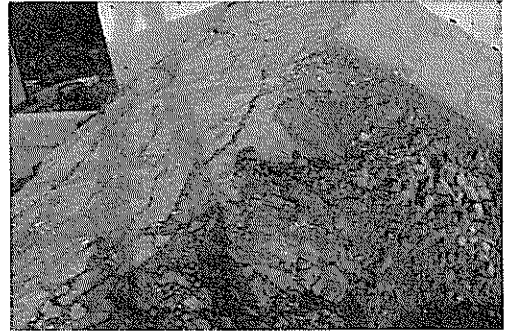


写真-9・d 破壊加振試験中 (Test 10)

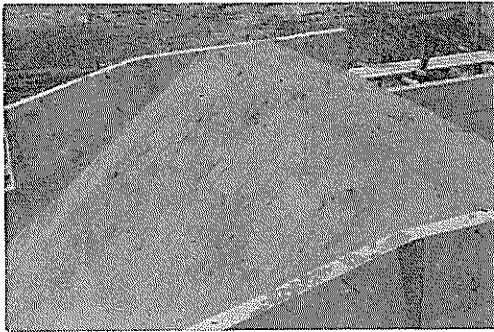


写真-9・a 加振前の堤体 (Test 10)

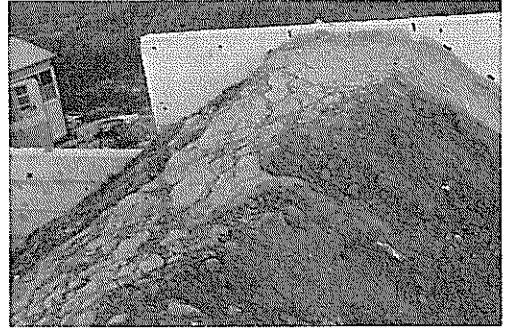


写真-9・e 破壊加振試験中 (Test 10)

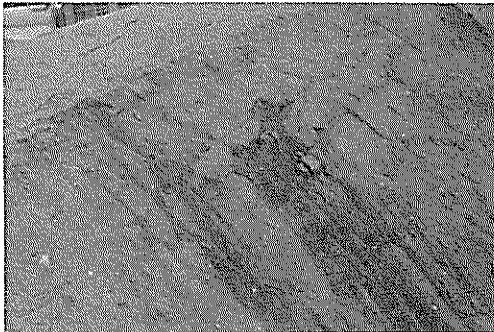


写真-9・b 起振力 10 ton で加振後の状態 (Test 10)



写真-9・f 破壊加振試験中 (Test 10)

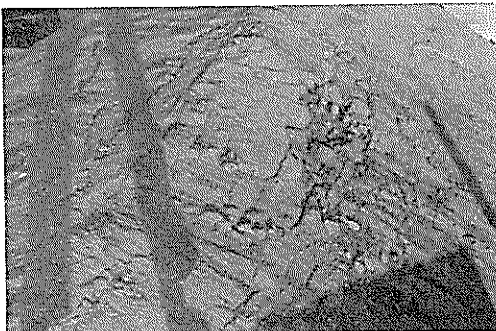


写真-9・c 破壊加振試験中 (Test 10)

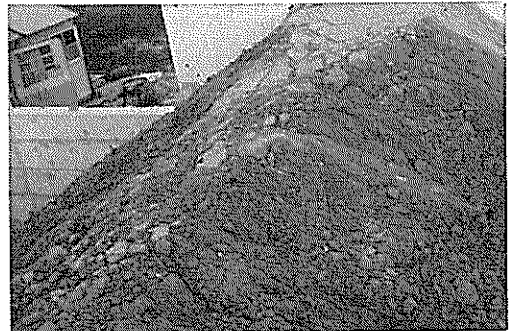


写真-9・g 破壊加振試験中 (Test 10)

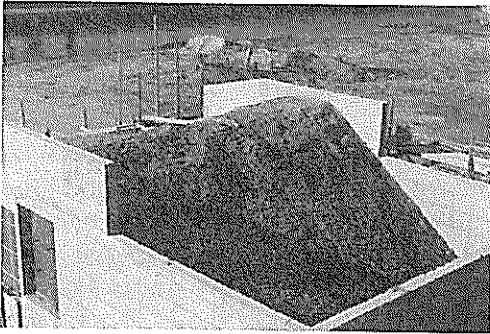


写真-9-h 加振後の堤体全景 (Test 10)

体表面の変化を示している。写真-9.a は築堤直後の状態を示しており、写真-9.b は起振力 10 ton で加振された後の状態で、天端と斜面に多数のヘアークラックが見られ、表面砂の剝離現象が認められる。写真-9.c から写真-9.h は、破壊加振試験において堤体が崩壊してゆく過程を示している。写真-9.b ではヘアークラックであったものが、太く深く成長してゆき、次いで法肩が崩れ落ち、最終的には写真-9.h の状態となった。

(c) 堤頂と内部の沈下

表-8 には定起振力加振および破壊加振試験後の堤頂部における沈下量を示してある。測定箇所は側壁から 10 cm 内側であるから、中心部における値と比較すると小さいと考えられる。しかし、加振試験が終了するまでは堤体表面を乱すことができないので、中心部での沈下量は破壊加振終了時に測定しただけである。表-9 の括弧内の値がそれである。図-13.a, b, c, d は加振実験終了

表-9 堤頂側壁部における沈下量

| | Test 3 | Test 4 | Test 7 | Test 10 |
|-------------------|------------|------------|------------|------------|
| 5 ton 加振後 | — | 4 | 0 | 0 |
| 10 ton 加振後 | — | 6 | 1.5 | 2.1 |
| 破壊加振後 (中心部での値) | 10 (12) | 25 (28) | 14 (16) | 18 (29) |

単位 : cm

時の堤頂と内部の沈下量を示した断面図である。なお、幅と高さ方向の縮尺は異なっている。堤体内部の沈下量

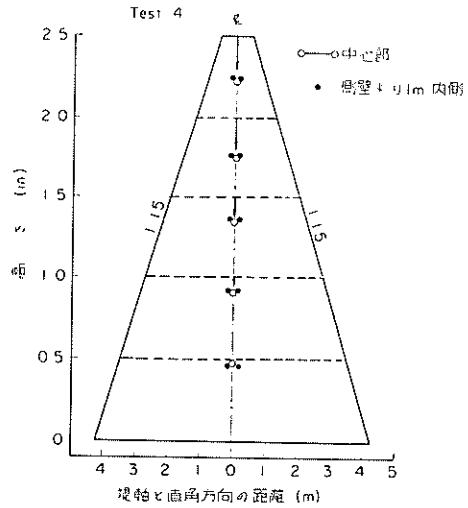


図-13-b 実験後の堤体の変形状態 (中心部)

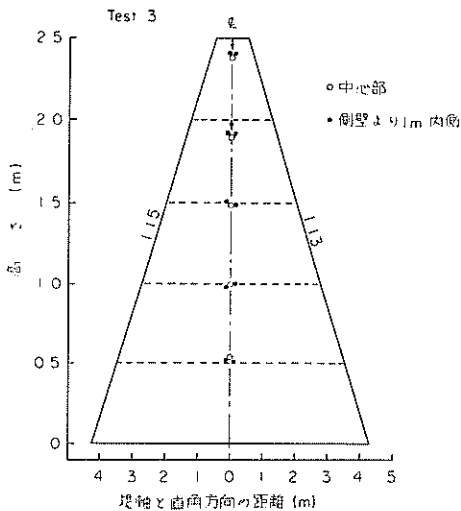


図-13-a 実験後の堤体の変形状態 (中心部)

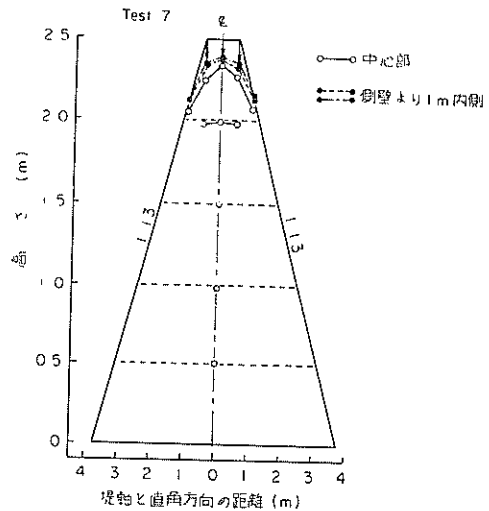


図-13-c 実験後の堤体の変形状態 (中心部)

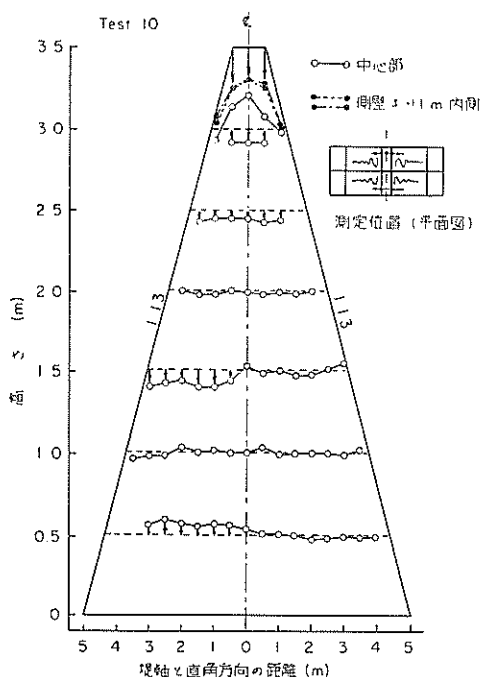


図-13-d 実験後の堤体の変形状態 (中心部)

は 3.3 (7) で述べたように白色砂の変化から読み取ったもので、精度はあまり良くないとはいえ、およその傾向は把握することができる記録が得られた。

5. 円形すべり法による安定解析

5.1 震度を考慮した円形すべり法

(1) 安定計算法

土木構造物の中でも堤防のような土構造物の安定解析に対しては、一般に土中にすべり面を仮定して、すべり面上の土塊がすべるか否かを判定する方法がとられている。この他にも土中の応力-ひずみ関係を求めてゆくランキン系の解析方法¹¹⁾があるが、現在のところ単純な条件のもとでしか解法がなく計算に費やす労力の割には信頼できる結果を得られない。しかし近年電子計算機を利用した有限要素法による解法が開発されつつあり、近い将来には実際の設計々算にも用いられるようになる。

ここでは現在広く採用されているすべり面を仮定する方法について考えてみる。堤体が地震力を受けた場合の安定を考える時、次の2つの考え方があろう。第1は、すべり面で発生したせん断応力と土のせん断強さを比較して、その極限平衡状態が破れた時を破壊と考えるものである。第2は、すべり面上の土塊が移動する時に吸収

する運動エネルギーを考慮して、適当な変位量を許容する考え方¹²⁾である。現実には少々の変位が生じても使用上あまり支障のない構造物も多く、経済的見地からも後者の考え方を検討する必要がある。前者ではすべり面の形態が問題となるが、一般には円弧、対数らせん、直線、折線等が考えられている。おのおの断面や土質条件によって適合の程度が異なるが、乾燥した砂質土からなるものには直線すべり面、湿潤状態で内部摩擦角と共に見かけの粘着力を持つものには円形すべり面が実際に良く合うといわれている。

(2) 震度を考慮した円形すべり法

最も一般的な安定計算法¹⁴⁾は、すべり面を円弧と仮定する方法である。安全率は土のせん断強さとすべり円弧面に沿って生じるせん断応力の比で表わされ、すべり円の中心に関して作るモーメントから計算される。複雑な断面に対してモーメントを求める場合は、すべり面上の土塊を幾つかに分割し個々の和を求める分割法が採用される。地震という動的現象の影響をこの計算法に取り入れるために、現行の設計法ではそれを等価な静的問題に置換する震度法という考え方が導入されており、港湾関係では地域、地盤および構造物の重要度に応じた設計震度を定めて、構造物全体に一律な震度を分布させている。震度とは重力加速度 (980 gal) に対する加速度の比である。震度法とは、構造物の各部分はその質量に地盤の震度を乗じた慣性力と等しい力を静的に受けていると見なすものであり、弾性変形を無視できるような剛性構造物に対し広く用いられている。この方法は動的な事象を静的な問題に置き換えるので解析上の労力を非常に節減できるという利点があるが、4 で示したように堤体の振動応答倍率が非常に大きな場合には実状にそぐわないように思われる。そこで動的応答の影響を加味するために、円形すべり法において震度を高さ方向に変化させる方法を採用する。この結果、すべり面が発生して破壊が進行してゆくような場合を除けば、構造物の応答を含めた動的安定解析を静的手法により行なうことができる。

(3) 計算に用いた円形すべり法

実験によって得られた振動記録から、堤体の震度分布を得る。堤体内に一定震度を仮定する在来の震度法と震度分布を考慮した方法による結果を比較し、種々の条件のもとでの安定解析における動的応答を考慮した場合の影響を検討することができる。一方、堤体の変形・破壊状態と計算結果とを比較すれば、両者がいかなる相関性を持っているかを知ることができる。

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算

表-11-a 震度分布と安全率

| | 起振力 (ton) | 振動数 (Hz) | 震 度 | | | | | | | 安全 率 | | |
|--------------------------|--------------------------|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|---------|---------|------|-------|-------|
| | | | +0 | +0.5 | +1.0 | +1.5 | +2.0 | +2.5 | +3.0 | +3.5 | 一様分布 | 最大分布 |
| Test 3 常時安全率 2.152 | 5 | 4 | 0.034 | 0.037 | 0.044 | 0.044 | 0.042 | (0.043) | | | 2.043 | 2.026 |
| | | 7 | .057 | .072 | .080 | .088 | .112 | (.092) | | | 1.975 | 1.922 |
| | | 9 | .054 | .082 | .113 | .138 | .204 | (.192) | | | 1.984 | 1.855 |
| | 10 | 4 | .100 | .145 | .140 | .159 | .211 | (.152) | | | 1.859 | 1.761 |
| | | 7 | .100 | .122 | .147 | .156 | .214 | (.189) | | | 1.859 | 1.773 |
| | | 9 | .084 | .132 | .222 | .285 | .374 | (.235) | | | 1.901 | 1.665 |
| | 15 | 4 | .145 | .177 | .203 | .235 | .239 | (.226) | | | 1.752 | 1.657 |
| | | 7 | .140 | .183 | .218 | .221 | .285 | (.251) | | | 1.763 | 1.646 |
| | | 9 | .135 | .184 | .342 | .443 | .662 | (.707) | | | 1.775 | 1.484 |
| | 破壊加振 | 4 | .133 | .156 | .173 | .186 | .214 | (.162) | | | 1.779 | 1.710 |
| | | 5.5 | .213 | .266 | .383 | .432 | .611 | (.553) | | | 1.621 | 1.408 |
| | Test 4 常時安全率 2.116 | 5 | 4 | 0.024 | 0.024 | 0.024 | 0.028 | 0.036 | (0.040) | | | 2.039 |
| 7 | | | .037 | .048 | .062 | .069 | .074 | (.081) | | | 2.000 | 1.950 |
| 9 | | | .033 | .051 | .072 | .107 | .135 | (.172) | | | 2.012 | 1.913 |
| 10 | | 4 | .043 | .050 | .050 | .058 | .067 | (.068) | | | 1.928 | 1.959 |
| | | 7 | .062 | .091 | .109 | .139 | .163 | (.179) | | | 1.928 | 1.824 |
| | | 9 | .054 | .085 | .119 | .187 | .287 | (.348) | | | 1.962 | 1.786 |
| 破壊加振 | | 4 | .097 | .082 | .085 | .083 | .142 | (.138) | | | 1.836 | 1.850 |
| | | 6 | .227 | .258 | .317 | .410 | .456 | (.699) | | | 1.556 | 1.430 |

・括弧内の値は堤頂での震度で、計算には用いられていない。

・すべり円と中心点の位置は Test 3, 4 共に全ケースについて同じであった。図-15-a の座標によると中心点(4, 4.5)、通過点(0, 2.5)である。

計算は港湾技術研究所設計基準部にある電子計算機 TOSBAC 3400 によって行なわれた。使用したプログラムは現在業務用として広く活用されているチェボタリオフ法による円形すべり安定計算プログラム¹⁵⁾である。チェボタリオフ法¹⁶⁾とは分割法による円形すべり計算法の一種である。他の方法との比較¹⁷⁾についてここでは触れず、地震力に関するプログラム上の取り扱いについてのみ述べる。用いたプログラムでは、地震による水平方向の慣性力は、転倒モーメントにのみ関与し抵抗モーメントには影響を及ぼさなくなっている。すなわち、安全率は(2)式に示されるように、抵抗モーメントと転倒モーメントの比として与えられる。

$$F = \frac{\sum (\gamma_i A (\cos \theta - e \cdot \sin \theta) \cdot \tan \phi + c \cdot l)}{\sum \gamma_i A (\sin \theta + e \cdot \cos \theta)} \dots (2)$$

ここに F: 安全率

ϕ : 土の内部摩擦角

c : 土の粘着力 (ton/m²)

γ_i : 土の単位体積重量 (ton/m³)

A: 分割片の面積 (m²)

θ : 分割片底面の平均傾斜角

e : 水平震度

l: 分割片底面の長さ (m)

この時、分子の $e \cdot \sin \theta$ の項が無視されていることである。また、計算時にはすべり円弧の中心位置と堤体内を通る円弧の通過点を指定しなければならない。すなわち最小安全率を与える可能性を持った幾つかのすべり面について計算するのであるから、通過点の位置の指定は十分注意して行なうべきである。なお 4.3 (2) に示した実験結果から、堤体の振動に対して壁面の拘束力が著しく作用していることが指摘された。それゆえ、安定計算でも側面の影響を考慮した 3 次元解析手法を用いた方がより厳密な検討が可能となろう。しかし、ここでは、

表-11-b 震度分布と安全率

| | 起振力 (ton) | 振動数 (Hz) | 震 度 | | | | | | | | 安 全 率 | |
|---------------------------|--------------|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|---------|-------|---------|-------|-------|
| | | | +0 | +0.5 | +1.0 | +1.5 | +2.0 | +2.5 | +3.0 | +3.5 | 一様分布 | 最大分布 |
| Test 7 常時安全率 2.042 | 5 | 4 | 0.020 | 0.018 | 0.014 | 0.014 | 0.013 | (0.020) | | | 1.987 | 1.998 |
| | | 7 | .060 | .064 | .065 | .078 | .100 | (.100) | | | 1.886 | 1.863 |
| | | 10 | .047 | .073 | .102 | .161 | .258 | (.181) | | | 1.918 | 1.774 |
| | 10 | 4 | .042 | .044 | .047 | .053 | .063 | (.058) | | | 1.930 | 1.916 |
| | | 7 | .095 | .126 | .151 | .175 | .199 | (.204) | | | 1.805 | 1.707 |
| | | 10 | .072 | .121 | .167 | .278 | .474 | (.583) | | | 1.857 | 1.625 |
| | 破壊 加振 | 4 | .056 | .058 | .068 | .077 | .086 | (.099) | | | 1.895 | 1.808 |
| | | 5.5 | .184 | .208 | .261 | .357 | .450 | (.453) | | | 1.628 | 1.491 |
| | | 6.94 | .290 | .322 | .344 | .470 | .670 | (.576) | | | 1.457 | 1.336 |
| Test 10 常時安全率 1.718 | 5 | 4 | 0.032 | 0.034 | 0.037 | 0.041 | 0.044 | 0.049 | 0.059 | (0.058) | 1.647 | 1.631 |
| | | 7 | .032 | .046 | .047 | .059 | .066 | .071 | .084 | (.079) | 1.647 | 1.605 |
| | | 10 | .034 | .035 | .059 | .092 | .145 | .218 | .346 | (.379) | 1.643 | 1.519 |
| | 10 | 4 | .068 | .079 | .076 | .104 | .116 | .142 | .186 | (.171) | 1.574 | 1.519 |
| | | 7 | .046 | .069 | .085 | .109 | .118 | .129 | .177 | (.137) | 1.618 | 1.526 |
| | | 10 | .073 | .081 | .099 | .152 | .210 | .320 | .766 | (.736) | 1.564 | 1.401 |
| | 破壊 加振 | 4 | .095 | .115 | .114 | .134 | .144 | .169 | .281 | (.208) | 1.523 | 1.458 |
| | | 5.5 | .133 | .171 | .187 | .216 | .236 | .319 | .639 | (.560) | 1.457 | 1.322 |
| | | 6.67 | .181 | .254 | .284 | .367 | .423 | .489 | .960 | (.678) | 1.381 | 1.168 |

- ・括弧内の値は堤頂での震度で、計算には用いられていない。
- ・すべり円と中心点の位置は、おのおののケースについて同じであった。
- Test 7 では図-15-a の座標によると中心点 (4, 4.5)、通過点 (0, 2.5) である。
- Test 10 では図-15-b の座標によると中心点 (5, 5.5)、通過点 (0, 3.5) である。

慣用されている 2 次元的手法によることにし、3 次元の
な検討は別の機会に行なうつもりである。

5.2 計算条件

(1) 砂の強度定数

円形すべり法による安定計算に採用した堤体の強度定数を表-10 に示す。ここに示した湿潤密度、間げき比、含水比は築堤時に得た値を用いており、内部摩擦角と粘着力は三軸圧縮試験によって得たものである。振動を受けた時に土の強度定数がどのように変化するかを適確に知ることは現状では不可能であるから、ここでは通常行なわれている三軸圧縮試験によって求めた値を採用した。内部摩擦角と粘着力の決定に関する詳細は付録・D に示してある。

(2) 計算に用いた震度

安定計算は以下の 4 つの状態について行なわれた。

① 震度が零の場合 (常時)

表-10 安定計算に用いた強度定数

| | 湿潤密度 γ_t (t/m ³) | 含水比 w (%) | 内部摩擦角 ϕ (°) | 粘着力 c (t/m ²) |
|---------|--|----------------|---------------------|--------------------------------|
| Test 3 | 1.556 | 5.5 | 31 | 0.468 |
| Test 4 | 1.460 | 6.2 | 29 | 0.458 |
| Test 7 | 1.595 | 6.6 | 32 | 0.466 |
| Test 10 | 1.573 | 7.4 | 31 | 0.467 |

- ② 震度が堤体全体にわたり一様に作用する場合 (一定震度分布) この時震度は振動台加速度から求める。
- ③ 堤体内の各層に発生した最大加速度から震度を求める場合 (最大震度分布)
- ④ 動的応答を考慮し、ある瞬間に各層に発生している加速度から震度を求める場合 (位相を考慮した震度分布)

堤体は 3.6 で述べたように 50 cm 厚ごとに分割され、

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算

表-12 位相を考慮した震度分布による安全率

| | | | | | | | |
|---------------------------|-------|-------------|-----------|-----------|-------------|-----------|---------|
| Test 3 $F=10, f=9$ | t | 0 | 0.01 | 0.02 | 0.03 | 0.04 | 0.05 |
| | F_s | 1.676 | 1.712 | 1.885 | 2.148 | 1.891 | 1.784 |
| | O | (4, 4.5)① | " | " | " | " | " |
| Test 3 破壊加振, $f=4$ | t | 0 | 0.03 | 0.06 | 0.09 | 0.125 | |
| | F_s | 1.701 | 1.823 | 2.071 | 1.902 | 1.694 | |
| | O | (4, 4.5)① | " | " | " | " | |
| Test 3 破壊加振, $f=5.5$ | t | 0 | 0.02 | 0.04 | 0.06 | 0.08 | |
| | F_s | 1.486 | 1.444 | 1.665 | 2.051 | 2.051 | |
| | O | (4, 4.5)① | " | " | " | " | |
| Test 4 $F=10, f=9$ | t | 0 | 0.01 | 0.02 | 0.03 | 0.04 | 0.05 |
| | F_s | 1.839 | 1.799 | 1.831 | 1.945 | 2.105 | 1.903 |
| | O | (4, 4.5)① | " | " | " | " | " |
| Test 4 破壊加振, $f=4$ | t | 0 | 0.03 | 0.06 | 0.09 | 0.125 | |
| | F_s | 1.800 | 1.911 | 2.072 | 1.933 | 1.799 | |
| | O | (4, 4.5)① | " | " | " | " | |
| Test 4 破壊加振, $f=6$ | t | 0 | 0.02 | 0.04 | 0.06 | 0.08 | |
| | F_s | 1.507 | 1.678 | 1.619 | 1.954 | 1.542 | |
| | O | (4, 4.5)① | " | " | " | " | |
| Test 7 $F=10, f=9.85$ | t | 0 | 0.01 | 0.02 | 0.03 | 0.04 | 0.05 |
| | F_s | 1.836 | 1.678 | 1.700 | 1.794 | 1.972 | 1.850 |
| | O | (4, 4.5)① | " | " | " | " | " |
| Test 7 破壊加振, $f=4$ | t | 0 | 0.03 | 0.06 | 0.09 | 0.125 | |
| | F_s | 1.874 | 1.929 | 2.025 | 1.942 | 1.875 | |
| | O | (4, 4.5)① | " | " | " | " | |
| Test 7 破壊加振, $f=6.9$ | t | 0 | 0.02 | 0.04 | 0.06 | 0.08 | |
| | F_s | 1.565 | 1.403 | 1.615 | 1.757 | 1.458 | |
| | O | (3.5, 3.5)② | (4, 4.5)① | (4, 4.5)① | (3.5, 3.5)② | (4, 4.5)① | |
| Test 10 $F=10, f=9.5$ | t | 0 | 0.01 | 0.02 | 0.03 | 0.04 | 0.05 |
| | F_s | 1.667 | 1.614 | 1.519 | 1.487 | 1.579 | 1.665 |
| | O | (5, 5)④ | (5, 5)④ | (5, 5.5)③ | (5, 6)③ | (5, 5.5)③ | (5, 5)④ |
| Test 10 破壊加振, $f=4$ | t | 0 | 0.03 | 0.06 | 0.09 | 0.125 | |
| | F_s | 1.505 | 1.462 | 1.583 | 1.678 | 1.496 | |
| | O | (5, 5.5)③ | " | " | " | " | |
| Test 10 破壊加振, $f=6.67$ | t | 0 | 0.02 | 0.04 | 0.06 | 0.08 | |
| | F_s | 1.380 | 1.310 | 1.438 | 1.646 | 1.357 | |
| | O | (5, 5)④ | (5, 5)④ | (5, 5.5)③ | (5, 5)④ | (5, 5.5)③ | |

F : 起振力 (ton), f : 振動数 (Hz), t : 微小時間々隔 (sec), F_s : 安全率。

O : 図-15-a, 図-16-a の座標によるすべり円の中心位置。ここで①, ②, ③, ④はおのおのすべり円弧が通過点 (0, 2.5), (0.25, 2.5), (0, 3.5), (0.25, 3.5) を通る場合を示している。

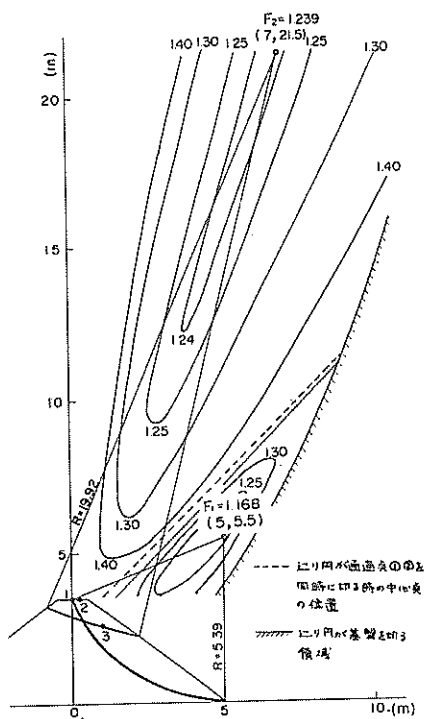


図-14 最小安全率を与えるすべり円的位置

その範囲内で震度は一定とし、その値は地層の下面で得られた加速度から求められる。

計算に用いた震度は表-11・a, b にまとめてある。これらは図-8・a, b, c, d の記録を震度として数字化したものである。なお位相差を考慮する場合は付録・E に示した値を用いたが、これは付録・C を震度としたものである。

5.3 計算結果

前章に示した計算条件に対して得られた安全率は表-11・a, b と表-12 に示した。計算結果のうちで安全率が最小となった Test 10 破壊加振、振動数 6.67 Hz の場合の安全率のコンターを図-14 に示す。図中に示した2つの安全率を比較すると、法先崩壊に近い深いすべり円弧を持つ場合の安全率 F_1 の方が、直線すべりに近い場合の安全率 F_2 より小さな値を与える。今回の実験に使用した砂はいくらか粘着力を持っていたので、図-14 に示したように上層の震度が最も大きいケースについても直線すべりよりも円形すべりによる安全率が小さくなったと考えられる。また、計算結果の中から代表例として、Test 3 起振力 10 ton、振動数 9 Hz の場合と、Test 10 起振力 10 ton、振動数 9.5 Hz の場合を取り上げ、安全率のコンターを図-15・a, b, c および図-16・a, b, c, d,

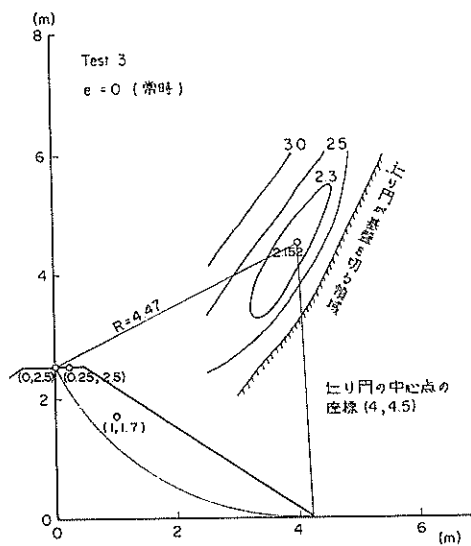


図-15・a 安定計算結果 (Test 3) 常時

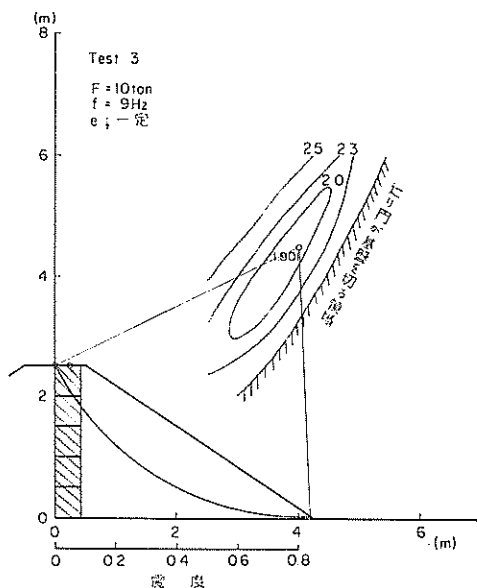


図-15・b 安定計算結果 (Test 3) 一定震度分布

e, f に示した。図中には震度の分布状態と最小安全率を与えるすべり円的位置を示してあり、三つの通過点の位置を図-15・a と図-16・b に示した。なお、斜線で示したすべり円が基盤を切る領域とは、その範囲に中心がある時のすべり円は基盤のコンクリート床版を横切ることになり、現実には存在し得ないことを意味している。

表-13 には 0.1 および 0.2 の震度が堤体中に一様に

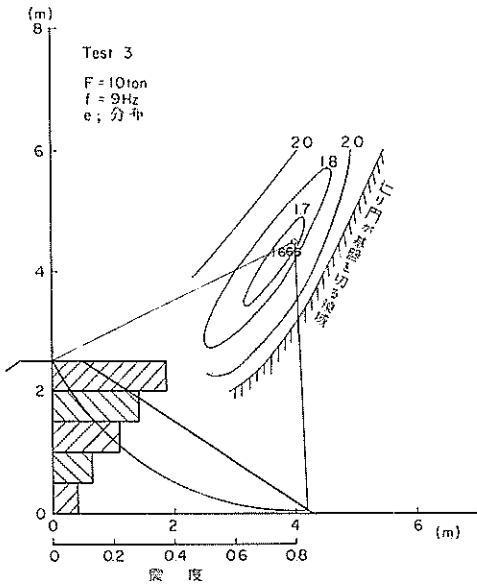


図-15-c 安定計算結果 (Test 3) 最大震度分布

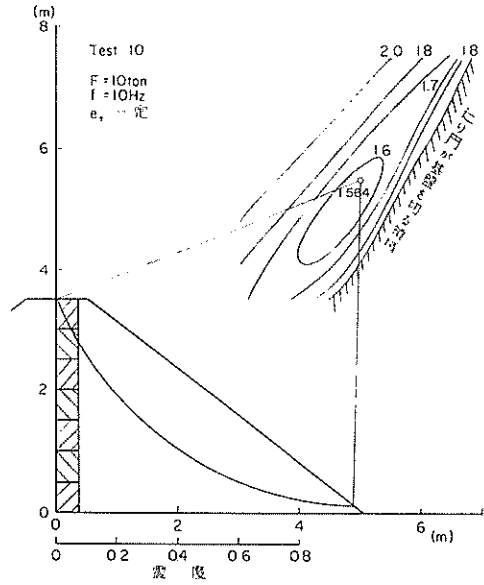


図-16-b 安定計算結果 (Test 10) 一定震度分布

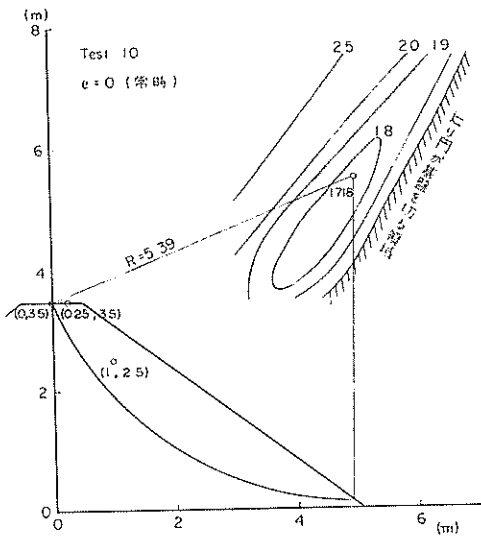


図-16-a 安定計算結果 (Test 10) 常時

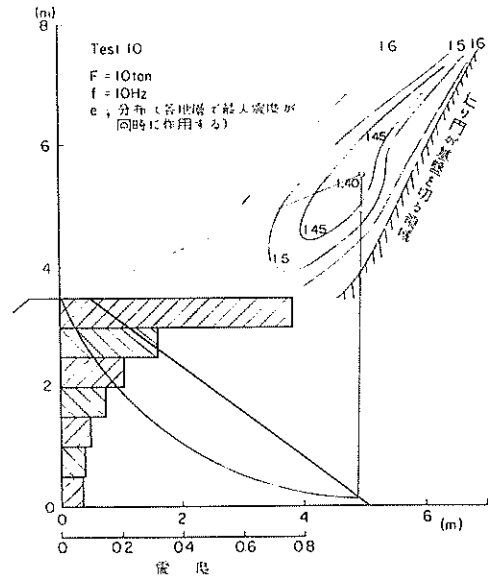


図-16-c 安定計算結果 (Test 10) 最大震度分布

分布した時の安全率の概数を示してある。表-14 は表-11-a, b および表-11 の中から最も安全率が低下した破壊加振試験の場合を抜粋したものである。

写真-6-a, c によると、白線の曲がり具合から起振機の出力がもっと大きかったならば堤体内に発生していたかも知れないすべり円の位置を推定できる。図-17-a, b では、Test 3 および Test 7 について白線の変形から

推定したすべり円の位置と最大震度が分布した時の安全率を求め、安全率が最小となるすべり円の位置と比較してある。

なお、港湾関係における現行設計法¹³⁾では、土を粒度分析に基づき砂質土と粘性土に大別している。この時砂質土および粘性土はそれぞれ摩擦成分および粘着成分の

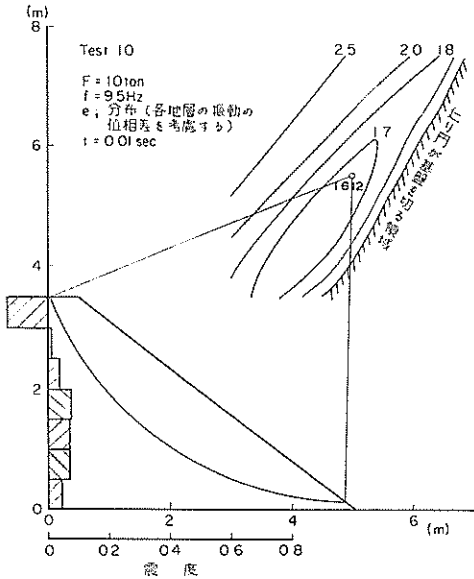


図-16.d 安定計算結果 (Test 10) 震度分布 $t=0.01$ 秒

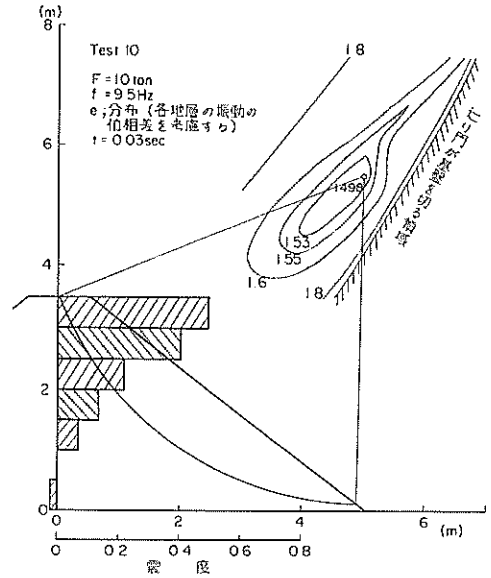


図-16.f 安定計算結果 (Test 10) 震度分布 $t=0.03$ 秒

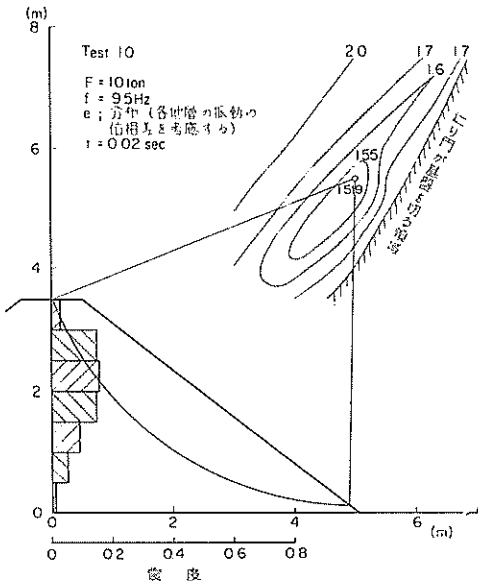


図-16.e 安定計算結果 (Test 10) 震度分布 $t=0.02$ 秒

表-13 常時および一定震度が分布した時の安全率の比較

| | 安全率 (一定震度分布) | | | |
|---------|--------------|-------|---------|---------|
| | 常時安全率 | $e=0$ | $e=0.1$ | $e=0.2$ |
| Test 3 | 2.152 | 1.9 | 1.6 | 1.6 |
| Test 4 | 2.116 | 1.8 | 1.5 | 1.5 |
| Test 7 | 2.042 | 1.8 | 1.5 | 1.5 |
| Test 10 | 1.718 | 1.5 | 1.3 | 1.3 |

e : 震度

表-14 各方法による安全率の比較 (破壊加振試験時)

| | f | F_1 | F_2 | F_3 | F_4 |
|---------|------|-------|-------|-------|-------|
| Test 3 | 5.50 | 2.152 | 1.621 | 1.408 | 1.444 |
| Test 4 | 6.00 | 2.116 | 1.556 | 1.430 | 1.445 |
| Test 7 | 6.94 | 2.042 | 1.457 | 1.336 | 1.403 |
| Test 10 | 6.67 | 1.718 | 1.381 | 1.168 | 1.310 |

f : 振動数 (Hz)

F_1 : 安全率 (常時), F_2 : 安全率 (一定震度分布)

F_3 : 安全率 (最大震度分布)

F_4 : 安全率 (位相を考慮した震度分布)

みによってせん断強さが発揮されるものとしている。この分類方法によれば今回の実験に用いた土は明らかに砂質土に属するので、各実験ケースの中で最も安全性が低下すると考えられる最大震度分布の場合について安定計

算を行なった。ただし、粘着成分を無視した場合には堤体表面の強さが零となり、円形すべり法によって安定解析を行なうことは無意味である。それゆえ、堤体は三軸圧縮試験によって得た粘着力の 10% の値を持つものと

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算

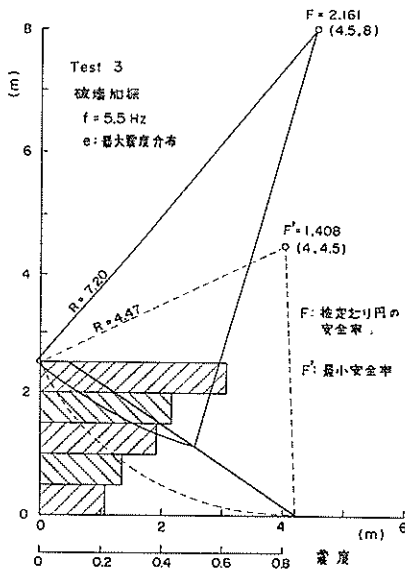


図-17-a 推定すべり円の安全率

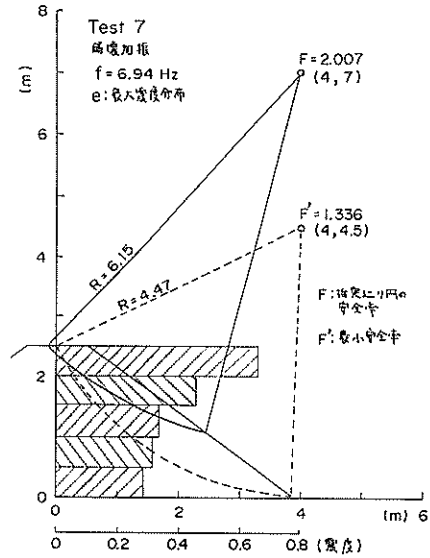


図-17-b 推定すべり円の安全率

し、内部摩擦角は 35° および 40° の 2 種類とした。表-15 には常時安全率とあわせて計算結果を示した。

5.1 (3) で指摘したように、ここで用いた計算プログラムでは、地震力による抵抗モーメントの増減は考慮されておらず、転倒モーメントにのみ関与するようになっている。それゆえ、ここに得られた安全率の性質は(2)式から求まる安全率より大きめの値を示すことである。

6. 考 察

実験結果を検討するにあたり主眼とする点は、非常に大きな振動を受けた場合の堤体の状態と円形すべり法に

よる安定解析の相関性を調べることである。それゆえ、まず実物大の堤体が生じた振動時の挙動を検討し、次いで得られた加速度記録を用いて行なった安定解析の結果と振動実験で生じた変形破壊との比較を行なう。

6.1 堤体の振動

(1) 側壁の拘束

今回の実験では堤体は振動台中に作られており、実在の海岸堤防とはいくぶん条件が異なっている。得られた加速度がいかなる条件のもとで発生したものであるかを把握しておくことは、以後の考察を進めるにあたって欠くことができない。ここでは最も大きな影響を与えると

表-15 粘着力と内部摩擦角を変化させた場合の安全率

| | 密度 γ_t (ton/m ³) | 粘着力 c' (ton/m ²) | 内部摩擦角 ϕ ($^\circ$) | 振動数 f (Hz) | 安全率 F_1 | 安全率 F_2 | 安全率 F_3 |
|---------|-------------------------------------|--------------------------------|---------------------------|--------------|-----------|-----------|-----------|
| Test 3 | 1.537 | 0.047 | 35 | 5.5 | 1.294 | 0.977 | 0.812 |
| | | | 40 | 5.5 | 1.518 | 1.150 | 0.947 |
| Test 4 | 1.477 | 0.046 | 35 | 6.0 | 1.319 | 0.980 | 0.871 |
| | | | 40 | 6.0 | 1.550 | 1.152 | 1.018 |
| Test 7 | 1.595 | 0.047 | 35 | 6.94 | 1.138 | 0.837 | 0.749 |
| | | | 40 | 6.94 | 1.345 | 0.982 | 0.870 |
| Test 10 | 1.573 | 0.047 | 35 | 6.67 | 1.097 | 0.887 | 0.666 |
| | | | 40 | 6.67 | 1.292 | 1.047 | 0.768 |

思われる側壁について検討した。

4.3 (2) で述べたように、堤体内の同一高さでの加速度記録を比較した時、堤体中心と斜面付近の値はほとんど同じであるのに反し、側壁から 50 cm 内側では著しく小さな値となっている。付録・A に示すように、側壁の振動は振動台床版と同一の振動をすることが確認されているので、側壁付近の砂の振動は側壁によってかなり拘束されていたことがわかる。

図-12 に示したように側壁付近の天端にヘア・クラックが発生し、斜面上にも弓状のクラックが見られたことも拘束力の働いていることの裏づけである。

振動実験中の側壁とそれに接する砂の挙動を肉眼により観察していると、各実験ケース共に、起振力の小さい間は一体となって振動しているが、ある程度振動台の加速度が増大すると両者の間のつながりは切れてしまうようである。どの部分のつながりがどの程度の加速度の時に切れたのか、またその後には両者の間に働く動摩擦力についての資料を得ることはできなかった。

寒天を用いた模型実験結果¹⁹⁾にもとづいて、堤長対堤高の比が 3~4 以上であれば、堤体中心部での振動は 2 次元的と見なし得るとした報告もある。本実験では、できる限り大きく高い実物大模型を対象としたので、堤長を十分に長くすることは振動台の大きさと起振機の能力に制約されて困難であった。ちなみに Test 3, 4, 7 では堤高 2.5 m, 堤長 5.64 m で堤高に対する堤長の比は 2.26 である。Test 10 では堤高 3.5 m, 堤長 5.64 m で両者の比は 1.61 であった。このことから、堤体の振動は必ずしも二次元的ではないと考えられるので、今回の堤体中心部から得たデータを二次元的に取り扱うことには問題が残ると思う。厳密には側壁とそれに接する砂との間の付着性を考慮し、3 次元振動体として取り扱うべきであるから、今後何らかの形で側面の拘束力を取り入れて検討するつもりである。

(2) 堤体の加速度応答

前項で述べたように、堤体の振動に及ぼす側壁の拘束力の影響を定量的に知ることは困難であるから、ここでは堤体中心部の加速度だけに注目して振動応答に関する考察を行なう。

(a) 鉛直方向の加速度分布

付録・C によると、各ケース共に振動数が 4 Hz の時にはほぼ同位相で振動している。振動数が大きくなると位相差が生じ、特に Test 10 においてその傾向が著しく、図-9・b によると堤頂と底部での位相差は 140 度

違っている。Test 7 においても同様なことがいえる。構造物をその変形と抵抗の機能から分類すると、せん断形構造物と曲げ形構造物に理想化することができる。塔状の高い構造物では曲げ変形の方がせん断変形よりも優勢となるが、堤状体ではせん断変形が優勢と考えられ、模型実験や実物大堤防の振動測定結果^{20,21)}によってその妥当性が実証されている。同一高さにおける堤体中心部と斜面付近の記録がほぼ等しいことと合わせて、鉛直方向の加速度分布から堤体がせん断変形していることが推測できる。

(b) 堤頂部の加速度応答

図-10 からわかるように、堤頂部での加速度は非常に大きな値を示している。特に破壊実験では振動台に約 200 gal の加速度が生じた時に、堤頂では 1 G を越える加速度が発生しており、この結果を直ちに設計に適用できないとはいえ、もしその適用した場合を想定すると、上載構造物の設計震度として 1.0 以上を用いることになる。図-11 は堤頂部の応答曲線であり、これより台加速度の小さい時ほど応答倍率が大きく、共振動数が高いことがわかる。砂層に対する振動実験²²⁾によると、砂層はきわめて小さなひずみに対しては弾性的挙動を示すが、変形が増大するに従ってせん断剛性率が減少し、減衰定数が大きくなることが報告されている。図-11 はこれらと定性的に同じことを示しているものと解釈してよからう。すなわち堤体が正弦振動をするものとみなせば、加速度レベルの低い所ではひずみも小さいので、ひずみの大きい場合と比較してせん断剛性率が大きく共振動数が高いのであろう。共振時の応答倍率はその系の減衰定数によって定まるが、図-11 によると加速度レベルが大きいほど応答倍率が小さくなっており、堤体全体の見かけの減衰定数は大きくなってゆくことがわかる。

堤体の断面形状、密度、台加速度等がいくぶん異なっているが、表-8 から共振動数と応答倍率の概略の値を知ることができる。

以上に述べたように堤体为非線形な応答を示すことは明らかであるから、堤体をモデル化して応答計算を行なう時にもひずみレベルによってバネ定数や減衰定数を変化させることが必要と思われる。実際に構造物を設計する場合を想定すると、堤体の共振点付近では応答倍率が著しく増大するから、たとえ地盤加速度が小さくとも堤頂では大きな加速度が発生することが考えられるので、地震波成分の振動数と堤体の固有振動数との関係に注意を怠ってはならないであろう。

6.2 堤体の破壊と安定解析

(1) 堤体の変形, 沈下, 破壊

4.3 で述べたように, 今回の実験では振動によって堤体がすべり破壊を起こすことはなかったが, 堤体にはかなりの変形, 沈下と局部的破壊が見られた。

(a) 堤体内部の変形

一般に砂質土は振動による締め固め作用の影響を強く受け, 特に乾燥砂による堤体はこの傾向が著しい。乾燥砂を用いた模型堤体の振動実験²³⁾によると, 振動を受けた堤体の変形と破壊は締め固め作用による全体的な沈下と横方向への拡がりおよび砂粒子が斜面上を転落することの三つの形態が複合したものといえることができ, 同時に粘性土による構造物の場合に生じるすべり破壊が砂質堤体にも起こりうる事が示されている。

本実験における堤体は, ある程度の含水比を持つ砂からできているので, 見かけの粘着力を有していた。起振力が小さな時に変形があまり顕著でなかったのはこのためであろう。しかし, 加速度が増すと写真-6 に示したように沈下と共に側方への拡がりが見られる。Test 4 の堤体は密度が小さかったためにその傾向が著しい。図-17・a, b に見るように, 白線の変形から推定したすべり円の位置は, 多少粘着成分を含む土のすべり面としては浅いように感じられる。しかし, 堤体表面に見られるクラックの状態からも明らかであるが, ガラス面と堤体中心部の変形との間にはかなりの相違があり, 中心部ではもっと深いすべり円が発生していると思われる。

(b) 沈下

図-13・a, b, c, d に示したように, 堤体は振動により締め固められ沈下した。しかし粘着力がいくぶんあるために乾燥砂からできたものと様子が異なっているように感じられる。乾燥砂では堤体全体に沈下が生じるが, 今回は主として堤体上部に沈下が生じており, 下層では非常に少ない。ただし, Test 4 の堤体は密度が小さく粘着力も他と比較して小さかったので, 全体的な沈下が生じている。表-9 によると堤頂部の沈下量は, 定起振力加振試験では微小であり, ほとんどが破壊加振試験の時に生じている。定起振力加振試験の時堤頂部に発生した加速度は 200~300 gal で, 破壊加振試験では 600~1000 gal であった。このことから 200~300 gal の振動を受けても, Test 4 以外の堤体中の砂粒子の配列は変化しないが, それ以上に加速度が増大すると, 粒子相互間に移動が生じたと考えられる。沈下は主として堤頂部に生じたが, 堤体内部でもいくぶん締め固められていることが

わかる。

付録・B において Test 3, Test 10 における加振前後の貫入抵抗値 N_{10} を比較すると, 非常に大まかではあるが, 4 から 7 に変化している。しかし Test 4 では 2 から 6 に増大しており, 図-13・b の沈下現象を裏付けている。加振前の堤体密度は Test 4 と他のケースとではかなり異なっており, 貫入抵抗値にも差異があったが, 加振後はほぼ同じ値に落ち着いている。各ケース共に台加速度の最大値は 200~300 gal であり, 数秒間継続して加振されたことから, 堤体は 200~300 gal の加速度に対応する固有の締め固め度に達したものと考えられる。

(c) 亀裂および局部破壊

堤体表面に見られるクラックの発生状況は 4.3 に述べたようにどの実験ケースでも似かよっていた。堤体表面の砂は見かけの粘着力を持っていたとしても非常に弱いし, 小さなひずみで破壊すると考えられるから, 表面に生じたクラックを観察することは, 堤体表面の変形状態を推測する手がかりとなる。起振力が小さく台加速度も 50 gal 程度の時には, 堤体表面にはほとんどクラックが見られなかった。ただし, 壁面付近にはわずかにヘアークラックが見られ, 側面の拘束作用を受けていることを示していた。台加速度が 100 gal 程度になると, 天端に堤軸方向の縦クラックが発生する。天端は側壁に拘束されて単弦的な振動をしているものと思われる。破壊加振試験では台加速度が 200~300 gal であるから, 堤体上部の側面の拘束状態が変化し, 壁面と土が相対変位を生じていると考えられる。天端の縦クラックは数を増し深くなって, 最後には法肩から崩壊してゆく。

今回の実験ですべり破壊は生じなかったが, 最終的には法肩が崩壊し天端は原形を留めていない。加速度記録からわかるように, 堤体上部の振動は非常に増幅されており, この部分の土の強度特性は動的影響を強く受けているだろう。乾燥砂に対する振動時の直接せん断試験結果²⁴⁾によると, せん断強さは振動加速度の増加と共に減少し, 400~800 gal の加速度を受けた時にその傾向が著しいことが報告されている。ここでも土質条件が異なるとはいえ, 堤頂部の加速度から推定してかなりの強度低下が起こったと考えられ, その結果沈下と共に横方向に流れるように崩れたものであろう。この状態は堤状構造物の典型的な破壊形式の一種であり, 過去の大地震によるアースダム, 堤防, その他の盛土構造物に生じた震災²⁵⁾と外見上非常に類似している。

(2) 円形すべり法による安定計算

(a) 安全率の比較

表-10・a, b に示した常時安全率を見ると, Test 3, 4, 7 ではいずれも 2.0 以上であり, Test 10 についても約 1.72 であるから, 今回の実験に使用した堤体はかなり安定度の高い構造物と見なせよう。

現行設計法によって堤体全体に地盤加速度と等しい一定の震度を分布させた場合を考えてみる。おのおのの堤体に震度 0.1 および 0.2 が作用した時, 安全率がどの程度になるか概数を示したものが表-13 である。堤体に 0.1 の震度が作用すると 10~15%, 0.2 の震度が作用すると 25~30% 安全率が低下することがわかる。

次に堤体の各層で得られた最大加速度を震度として分布させた場合について考察する。この場合は, 当然の事ではあるが, さらに安全率が低下する。ことに振動数が高くなると堤体の応答倍率も大きくなるので, その傾向が著しい。地盤の震度と振動数によって堤体の応答が異なるので, 一定震度が分布する場合と比較してどの程度の安全率の低下が予想されるかということはいちがいにはいえない。破壊加振試験で振動数が最大となった時についてみると, 最大震度を分布させた時の安全率は一定震度の時より 8~15% 小さくなっている。ちなみに常時安全率と比較すると 32~34% 小さな値を与える。

震度法による円形すべり安定計算法の中で最も実際の現象に近い震度の与え方と考えられるものは, 堤体振動の位相を考慮する方法であろう。加速度の鉛直分布をみても, 振動数の高い場合に Test 7 および Test 10 では著しい位相差が見られた。表-12 に示されるように, 振動時の安全率も堤体の振動と同様に周期的に増減している。このような場合に, 堤体の各層に最大震度を与えて計算することは安全率を小さく見積り過ぎる恐れがある。表-14 には破壊加振試験で振動数が最大になった時を例にとり, 各方法によって求めた安全率の相違が示されている。位相差は Test 10 で最も大きく, 次いで Test 7, Test 4 の順になっており, Test 3 ではほとんど見られなかった。それゆえ, 安全率の数値にはこの影響が明らかに現われている。

(b) すべり円弧の位置

図-15 および図-16 によると, 最小安全率を与えるすべり円弧の位置は震度の与え方にかかわらず一定であり, 全ての堤体について法先崩壊に近い深い円弧となっている。一般には震度が大きくなり応答倍率も非常に大きい場合に, 堤体上部の安定性が減少し, 堤頂付近だけがす

べるようなすべり円弧が発生するように考えられる。しかし今回の計算結果に関する限りではそのような例は見られなかった。砂質土のすべり破壊に対しては一般に直線すべり面が仮定されるが, 図-14 に示したように, ほぼ直線すべり面と見なせるものより円形すべり面の方が小さな安全率を与えている。直線に近いすべり円弧の中心点の座標は求めておらず, 最終的には直線すべりへと収束するのであるが, 安全率の低下の度合は微小であり安全率の差もかなり大きいので, 深い円弧の与える安全率が小さいと判断した。なお, 通過点①および②を通る直線的すべり面の安全率は③を通る場合より大きな安全率を与えたが, これは砂の持つ粘着成分のためと考えられる。すべり円の中心位置は同じでも, 図-16 に示された安全率のコンターの形はいくぶん異なっている。上方に大きな震度が分布している時は, 震度の大きいすべり円の上方の面積がやや大きくなるように, コンターの谷は上方に伸びて行く。

(c) 砂の強度定数を変えた時の安全率

5.3 で述べたように港湾関係の現行設計法では, 土を摩擦成分だけを持つ砂質土と粘着成分だけを持つ粘性土の 2 種類に区分している。そこで, 今回の実験に対し現行法によって土質条件を解釈したならば, いかなる安全率が得られるか比較したものが表-15 に示されている。理論上粘着力を無視しては安定計算を行なうことができないので, わずかな粘着成分を考慮してあるが, 得られた値は現行設計法による安全率に近いと考えられる。いずれの場合も, 常時では安全率が 1 以上であるが, 堤体に一定震度を分布させた場合および最大震度を分布させた場合に 1 を割るようになる。

(3) 実験結果と円形すべり安定計算法との比較

今回の振動実験によって砂質堤体が強い振動を受けたときの挙動を把握することができた。実物大模型による実験であるから, 結果は実在構造物と同じ挙動を表わしていると思なせる。ただし, 実際の地震では最大級の振動はたかだか数波であるのに対し, 今回行なった実験では大加速度が連続的に作用しており, 破壊実験の場合でも振動台の加速度が最大となるまでには 90~120 秒の時間が経過している。それゆえ, 破壊等の累積効果を考えると実際の地震におけるよりも過酷な条件下の実験といえよう。一方, 側壁の拘束力の影響を無視できるような十分に長い堤体では, 同じ地盤加速度に対してもっと大きな振動が発生するはずである。実験結果と実在構造物の地震時の安定性を結びつける際には, このように堤

体の安定に対して相反する効果を持った要素が含まれていることに留意する必要がある。上記の事柄を念頭に置き、振動実験によって堤体に生じた変形および局部破壊と震度を考慮した円形すべり法による安定計算結果を比較してみる。

振動実験では堤体に完全なすべり破壊は発生しておらず、震度を考慮した安定計算でも安全率は1以下にならなかったため、安定計算結果とすべり現象の明確な定量的対比はできない。しかし、堤体側面の変形や天端および斜面上に発生したクラックの状態を見ると、すべり破壊の起こり得ることが推定される。図-17に示したように側面で予想したすべり円の位置はかなり浅い円弧であるが、斜面上のクラックの様子から推定すると中心部ではもっと深い円弧であることは間違いない。これは図-17に破線で示した安定計算から求めた臨界すべり円弧の位置に近いものと思われる。それゆえ、いくぶん見掛けの粘着成分を持つ砂質土については、円弧状のすべり面を考えてもよいと思われる。

堤体の振動応答は数 Hz の振動数に対してもかなり大きいということが認められたので、従来行なわれているように一定震度を与える方法よりも、何らかの形で堤体の高さ方向に対し震度を分布させる方が妥当と考えられる。堤体の形状、土質条件によって異なるが、一般に地盤加速度が小さい時には堤体の位相差があまり大きくないので最大震度を分布させ、地盤加速度が非常に大きい時には位相を考慮した震度分布を与えるのが良いと思われる。

堤体に生じた沈下、クラックおよび局部破壊はすべり破壊とは別の現象ではあるが、実際の構造物にあてはめてみると多大の被災に対応し、これも破壊の一種と見なせよう。このような現象を解明するには、振動が土の強度低下に及ぼす影響を知らねばならないが、現段階では最も未知な分野に属するものであるから、今後のデータの集積を待ちたい。表-15に示したように、港湾分野の現行設計法によって土の強度定数を定め、安定計算を行なうとほとんど安全率が1以下となり、すべり破壊を起こすと判断することになる。

結局、すべり破壊および沈下、局部破壊という異なった現象を含めて、堤体の耐震性に対する目安を円形すべり安定解析から求めようとするならば、堤体の応答を考慮して震度を分布させた計算を行なうのが合理的と考えられよう。このような計算を行なう場合、動的な荷重に対する土の強度が問題となる。したがって、ここで取り

上げた堤体の安定性の検討も、土の動的性質の究明が進むのに応じて、その精度を向上し発展するものといえる。しかしながら、現状においても異なった断面の堤体の耐震性の相対的な比較は、堤体の地震応答を考慮した円形すべりによる安定計算結果を検討することにより、より合理的に行なうと考える。

7. ま と め

実物大の模型を用いた砂質堤防の振動実験と円形すべり法による安定解析結果から、強震下の海岸堤防の挙動と耐震性の判定に対し幾つかの資料が得られた。これらを以下に要約する。

- i) 2~10 Hz の振動に対し堤頂では3~20倍の加速度応答を示す。
- ii) 堤体の振動性状は非線型で、振動台加速度が増大するに伴い応答倍率は低下し、共振々動数も小さくなる。
- iii) 粘着成分をいくぶん持つ砂質堤体の沈下は堤頂部で著しい。今回の実験では約300 gal を越えるとその傾向が明らかとなる。
- iv) 加速度が300 gal を越えると堤頂には著しいクラックが発生し法肩が崩れる。これらは過去の大地震における堤状構造物の被害状況と類似している。
- v) 側壁の拘束作用が堤体振動に強く作用する。振動台加速度が200 gal を越えると、壁面と堤体側面に相対変位が観察された。
- vi) 粘着成分をいくぶん持つ砂質堤体のすべり円は、深い円弧状となることが予想される。これは円形すべり法によって求まる臨界円に近い位置である。
- vii) 今回の実験で堤体の振動応答を考えた安全率は堤体に一定震度分布を考えた場合より8~15%、常時安全率より32~34% 小さな値となった。
- viii) 堤体の安定計算では、堤体の高さ方向の加速度分布を考慮して震度を分布させて行なうのが合理的と思われる。

8. おわりに

海岸堤防の重要性は、海岸沿いへの人口および社会的資産の集中により、日ごとに増大しつつある。したがってそれが十分な耐震性を必要とすることは明白である。それゆえ、著者等も鋭意この研究を進めてきた。しかしながら、海岸堤防あるいはより広い表現で盛土構造物については、その研究が非常に難しい。それは土という、

力学的にやっかいな材料が構造物の主体をなしているからであろう。本報告では、与えられた問題の解決への第一歩にすぎないが、今後積極的にその解決に努力を続けるつもりである。本報告および今後の研究について、諸賢の御批判、御指導をお願いしたい。

今回の実験と解析を通じて痛感したことは、土の動的性質の研究の必要性であった。堤体の振動を論ずるには動的外力に対する土の応力とひずみの関係が必要となる。しかし、これまで土構造物のほとんどは、若干の変形は許容されるものとして、極限平衡の状態に着目して安定解析が行なわれてきたため、土の応力とひずみの関係についての資料、特に動的な外力を想定したものが非常に少ない。また、応答加速度に応じた地震力を静的に作用させて、現象を静的なものに置換えて円形すべり法を適用しようとしても、その時の土の強度は動的荷重に対するものであるのが妥当であろう。この動的荷重に対する土の強度についても研究されるべきことが多い。以上のような事情から、今回行なった解析は一応現時点におけるものであり、将来、この方面の研究が進むに及び、新たな解析を追加して行きたいと考えている。将来行なわれるであろうより高度の解析のために、現時点での解析でさほど必要のない数値もできるかぎり詳しく記録するよう心掛けた。また、堤体の材料として用いた砂も相当量保存されているので、将来、より進んだ土質試験や室内実験が可能である。したがって、振動三軸試験や振動単純せん断試験などが実施可能となったときは、さらにこの報告を発展させたいと考えている。

この報告に引続いて、粘着性を有する材料による実験結果をこの報告と同様な観点から検討したものを予定している。さらにその先には、堤体の振動特性に重点を置いたもの、模型実験と実在海岸堤防の人工地震に対する応答観測結果との比較などを考えている。

今回の実験に当たり、運輸省港湾局防災課には問題の提起を受けると共に、実験の実施に対し全面的な支援をいただいた。この実験は主として海岸事業等調査費により実施したものである。また、運輸省第五港湾建設局設計室ならびに衣浦港工事々務所には、協力者というよりは実施主体ともいうべき尽力をいただいた。さらに、運輸省第五港湾建設局名古屋港工事々務所からも非常な協力をいただいた。これら関係機関ならびにその担当者各位には深く感謝の意を表す。また、港湾技術研究所内部においても多数の方々には結果の討論その他で御協力をいただいた。特に土性研究室には砂の三軸圧縮試験で御世

話になった。ここに各個人の名前を記するには御協力いただいた方が多く無理なので、謹んで割愛させていただくが、深謝の意を表したい。

参考文献

- 1) 土田 肇, 野田節男, 倉田栄一, 荒田昌潔: 海岸堤防のスベリ破壊についての一実験, 第6回港湾技術研究所研究発表会講演概要, 運輸省港湾技術研究所, 1968年12月, pp. 111~125.
- 2) 土田 肇, 野田節男, 倉田栄一: 大型模型による海岸堤防の振動実験, 第7回港湾技術研究所研究発表会講演概要, 運輸省港湾技術研究所, 1969年12月, pp. 77~91.
- 3) 土田 肇, 野田節男: 砂質堤防の振動実験, 第10回地震工学研究発表会講演概要, 土木学会, 1969年7月, pp. 13~16.
- 4) 林 聰, 宮島信雄, 山田通一郎: 振動記録処理装置について, 運輸省港湾技術研究所資料, No. 15, 1965年2月, pp. 1~25.
- 5) 谷藤正三, 森 麟: 建設省土木研究所報告, 第83号, 1952年3月, pp. 1~24.
- 6) S. Omote, S. Komaki, N. Nakajima; Seismic wave types in a sand layer near a small explosion, Bulletin of the Earthquake Research Institute, Vol. 36, 1958, pp. 311~327.
- 7) K. Iida; Velocity of elastic waves in granular substance, Bulletin of the Earthquake Research Institute, Vol. 17, No. 17, 1939, pp. 783~808.
- 8) B. O. Hardin, F. E. Richart; Elastic wave velocities in granular soils, Proc., A. S. C. E., SM 1, Feb. 1963, pp. 33~65.
- 9) 大原資生: 数種の砂の動弾性常数と動内部摩擦係数, 土木学会論文集, No. 58, 1958年9月, pp. 82~85.
- 10) たとえば, 土田 肇, 山田通一郎, 倉田栄一, 須藤克子: 港湾地域強震観測年報, 運輸省港湾技術研究所資料, No. 55, No. 62, No. 64, No. 80.
- 11) 土質工学会編: 土質工学ハンドブック, 第8章斜面安定, 技報堂, 1965年10月, pp. 195~221.
- 12) たとえば, 畑野 正, 渡辺啓行: アースダムの震動解析, 電力中央研究所技術研究所報告, No. 68050, 1968年11月, R. W. Clough, A. A. Chopra; Earthquake stress analysis in earth dams, Pr., A. S. C. E., Vol. 92, EM 2, Apr., 1966, pp. 197~212.
- 13) N. M. Newmark; Effects on earthquakes on dams and embankments, Geotechnique, Vol. 15, No. 2, June, 1965, pp. 139~159.
- 14) 日本港湾協会: 港湾構造物設計基準第5編第4章斜面の安定, 1967年4月.

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算

- 15) 運輸省港湾技術研究所設計基準部計算室資料：円形すべりの安定計算(そのII)，プログラムライブラリー(第1集)，1967年3月，pp. 95~107.
- 16) 石井靖丸訳：チェボタリオフの土質工学，技報堂，1964年，pp. 195~198.
- 17) 野村健司，早藤能伸，長友文昭：斜面安定解析におけるピシヨップ法とチェボタリオフ法の比較，運輸省港湾技術研究所報告，Vol. 7, No. 4, Dec. 1968, pp. 133~175.
- 18) 文献 14) に同じ，第2編第8章土質条件.
- 19) 畑中元弘：土堰堤の振動に関する3次元考察，土木学会誌，Vol. 37, No. 10, 1952年10月 pp. ~6.
- 20) 松村孫治：地震動による土堰堤の変形，内務省土木試験所報告，No. 28, 1934年，pp. 1~67.
- 21) 大内大正，宮島信雄，山下生比古：防潮堤の振動性状に関する研究，運輸省港湾技術研究所報告，Vol. 5, No. 3, 1966年1月.
- 22) 荒井秀夫，梅原靖文：乾燥砂層の振動性状，運輸省港湾技術研究所報告，Vol 6, No. 5, 1967年4月.
- 23) 文献 1) に同じ，pp. 121~122.
- 24) 文献 11) に同じ，第11章土の動的性質，pp. 299.
- 25) たとえば，土木学会新潟震災調査委員会編：新潟地震震害調査報告書，1966年6月.
青森県土木部：十勝沖地震記録(公共土木施設および建物)，1969年2月.
N. N. Ambraseys; On the seismic behaviour of earth dams, Proc. 2nd WCEE, Vol. 1, pp. 331 356.

付録・A 直杭式振動台

a) 振動台の概要

振動台の建設を計画するにあたって主眼とした事柄は、実物に近い寸法の構造物が大地震に相当する加速度の振動を受けた場合の安定性を検討することであった。振動台の駆動方式として従来から用いられているものは、電動機の回転力を水平方向に変換し振動面に正弦振動を与えるもの、ピストンによる油圧式のもの、スピーカーと同一の原理による動電式のもの等があるが、実物大の模型実験に使用し得るよう新たに振動台を作る場合、いずれの方法によっても建設費がかさみ建設のために多大の日時を必要とする。そこで、短期間にかつ比較的少ない建設費でわれわれの意図する実験を行ない得る装置として、直杭式橋脚に似た構造物に起振機を設置したものを振動台として作成した。この台の上に模型を作り、起振機による起振力の振動数と振動台の固有振動数を一致させて共振させることができれば、比較的小さな起振機で大きな加速度を発生でき、大地震に相当する振動を模型に与えることが可能となり、土構造物の動的解析上で隘路となっている相似性の問題に拘束されない実物大模型の強震時の性状を調べることができる。

振動台は、台とその上に作られる模型、杭、地盤からなっており、これらの関係を図-A・1 に示すような1質点系モデルと見なせば、起振機による外力の振動数、振動台の重量、バネ定数および減衰係数を定めると、この系の振動性状を求めることができる。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F \cos \omega t \quad \dots\dots(1)$$

ここに m : 起振機、模型を含めた振動台の全質量 (kg・sec²/cm)

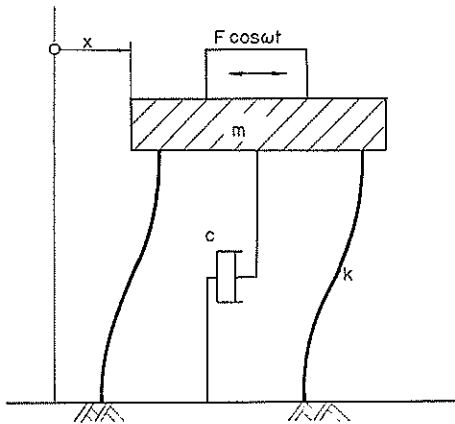


図-A・1 一質点系モデル

c : 粘性減衰係数 (kg・sec/cm)

k : バネ定数 (kg/cm)

F : 起振機の遠心力, $m_0 r \omega^2$ (kg)

m_0 : " の偏心質量 (kg・sec²/cm)

r : " の回転半径 (cm)

ω : " の円振動数 (1/sec)

あるいは, $k/m = \omega_0^2$, $c/m = 2h\omega_0^2$ とおくと,

$$\ddot{x} + 2h\omega_0 \dot{x} + \omega_0^2 x = \frac{m_0 r \omega^2}{m} \cos \omega t \quad \dots\dots(2)$$

ここに ω_0 : 非減衰自由円振動数 (1/sec)

h : 減衰定数

(1), (2)の解は次式になる。

$$x = e^{-h\omega_0 t} (A \cos \sqrt{1-h^2}\omega_0 t + B \sin \sqrt{1-h^2}\omega_0 t) + \frac{m_0 r}{m} \frac{\omega^2}{\sqrt{(1-u^2)^3 - 4h^2 u^2}} \cos(\omega t - \varphi) \quad \dots\dots(3)$$

ここに $\varphi = \tan^{-1} \frac{2hu}{1-u^2}$

$u = \omega/\omega_0$

一定時間定常的に振動させたり、振動数を変える場合においてその変化の割合が比較的緩慢である実験では、(3)式の右辺第1項の自由減衰振動を表わす項は考慮する必要はなく、右辺第2項の強制振動解のみとなる。加速度振幅 X_{acc} は次式で与えられる。

$$X_{acc} = \frac{m_0 r \omega^2}{m} \frac{u^3}{\sqrt{(1+u^2)^2 + 4h^2 u^2}} = \frac{m_0 r \omega^2}{m} M \quad \dots\dots(4)$$

ここに M : 感度係数, $\frac{u^2}{\sqrt{(1+u^2)^2 + 4h^2 u^2}}$

これまでに得られた強震記録のスペクトル分析の結果や応等スペクトル¹⁾によると、大地震の地震動のうちで、振動数が数 Hz の成分が構造物に強く影響することがわかっている。それゆえ、この振動台の固有振動数を数 Hz になるよう設計し、起振機による水平外力によって共振させるようにする。

この振動台に使用した起振機の仕様は表-A・1 に示してある。起振力と振動数の可変範囲は限定されているから、希望する性能の振動台を建設するためには、(4)式からわかるように、適当な方法によってバネ定数と粘性定数を求め、数 Hz の固有振動数が得られるように台と模型の重量を設計する必要がある。

以上、杭式振動台の概要を述べたが、ここでこの振動台が満たすべき条件を列記してみる。

i) 杭は上部構造物を支えるに十分な鉛直支持力を

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算

表-A.1 起振機の諸元

| | |
|-----------|--|
| 所 属 | 運輸省第五港湾建設局名古屋港工事々務所 |
| 主電動機 | (形式) 誘導型, 3相, 200V, 50/60c/s (出力) 30kW |
| 最大起振力 | 100 ton (9Hz 以上で) |
| 振動数範囲 | 1~10Hz |
| 振動方向 | 水平1成分 |
| 制御方式 | リモートコントロール方式 |
| 起振力制御用電動機 | (形式) 誘導型, 3相, 200V, 50/60c/s (出力) 0.4kW |
| 全重量 | 約 8 ton |

持ち、振動台の床版、壁と共に、振動による変形に耐え得ること。

- ii) より大きな模型を作り得るように、振動台は軽量であるほど良い。
- iii) 振動台の減衰性を小さくし、共振倍率を大きくする。そのためには杭の自由長は長い方が望ましい。
- iv) 上載模型、起振機も含めた振動台全体の固有振動数は数 Hz とする。

これらの条件は互いに相反する事柄を含んでいるので、設計の手順としてまず建設地点の地盤状態を参考に鋼管杭の諸元と自由長を選定し、杭の鉛直、水平支持力を求め、固有振動数が希望する値となるよう振動台の床版、壁の設計を行なった。

b) 杭の水平載荷試験

振動台の固有振動数を知るためには、バネ定数を求めねばならない。すなわち基礎杭の動的水平抵抗力を求める必要があるのだが、ここでは静的試験によって杭の動的な値の推算を行なうことにした。建設現場は衣浦港三号埋立地にあり、この地盤状態は図-A.2 に示すように軟弱な粘土層の上をポンプ船による浚渫土が覆っており、かなり複雑な様相を示している。ディーゼル・ハンマーを用い、図-A.3 に示したように8本の鋼管を自由長が 1.50 m となるよう打込んだ。上載構造物を設計するために、打込まれた杭の鉛直方向支持力を(5)式に示す Hiley の式により求めた。

$$R = \frac{e_r WH(w + e^2 W_p)}{\left(S + \frac{c}{2}\right)(w + W_p)} \quad \dots\dots(5)$$

ここに R: 杭の鉛直方向支持力 (杭の貫入抵抗力) (ton)

W: ハンマーの重量 (ton)

H: ハンマーの落下高さ (m), ここでは実落下

高さの2倍とする

S: 杭の貫入量 (cm)

W_p : 杭および杭と一体となって運動する部分の合計重量 (ton)

e_r : 摩擦効率, ここでは 1.0

e: 反発係数, ここでは 0

c: クッション杭および土の打込み時の弾性変形量 (cm)

水平載荷試験は一方向緩速載荷試験と交番急速載荷試

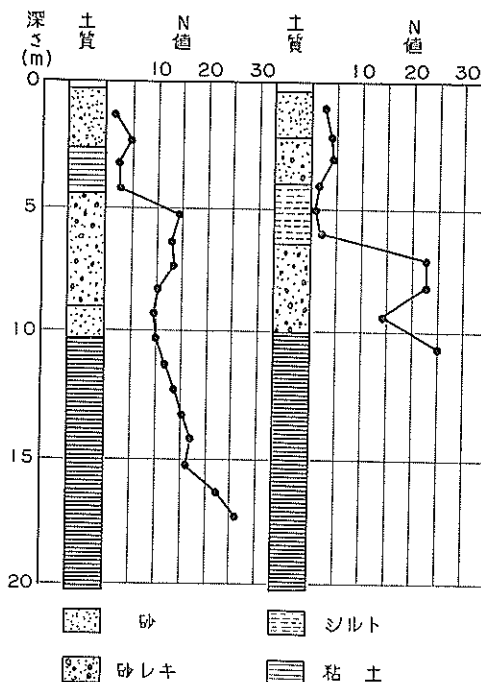


図-A.2 建設現場の土質状態

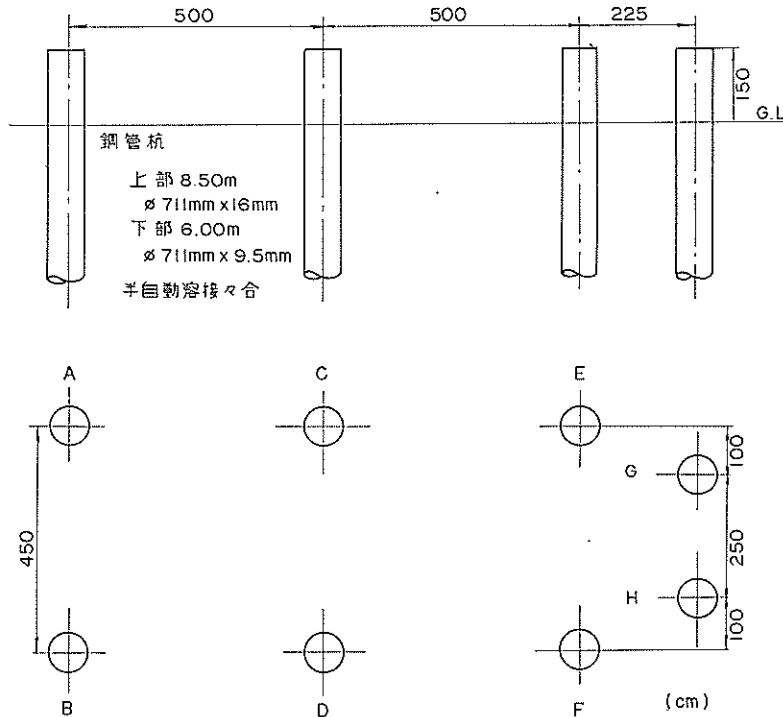


図-A.3 鋼管杭の位置

表-A.2 鋼管杭の諸元

| | 長さ m | 外径 mm | 厚さ mm | 重量 kg/m | 断面積 cm ² | 断面2次モーメント cm ⁴ | 断面係数 cm ³ | 周長 cm | 先端面積 cm ² |
|----|---------|----------|----------|------------|------------------------|------------------------------|-------------------------|----------|-------------------------|
| 上部 | 8.50 | 711.2 | 16 | 272.5 | 349.3 | 210,900 | 5,930 | 223.4 | — |
| 下部 | 6.00 | 711.2 | 9.5 | 163.5 | 209.6 | 131,300 | 3,692 | 223.4 | 3,970 |

験の2種類を実施した。前者は図-A.3におけるD杭に対し行ったもので、最大荷重 24 ton を 3 ton 刻みで加えた。後者はC杭について行ったもので、最大荷重 ± 8, ± 16, ± 24 ton をおのおの 1/8 の載荷ステップで3サイクル実施した。C, D杭以外は反力杭とし、載荷にはオイルジャッキを用い、プルーピングリングで荷重を求めた。載荷高さは 1.20 m で、この点の変位はダイヤルゲージによって求めた。図-A.4 に交番載荷試験による荷重—変位曲線の1例を示した。図によると杭の反力—変位関係は明らかに非線形であり、最大荷重を増加させる時と減少させる時でも異なっている。振動台中に模型を作って振動させた場合を想定すると、全体の固有振動数が 5 Hz で振動台に 200 gal の加速度が発生したと

仮定すると、振動台の変位は 0.203 cm となる。それゆえ、ここでは変位が 2 mm 生じる時の杭反力を求めて、これより線形なバネ定数を決定することにした。交番載荷試験における各最大荷重 8, 16, 24 ton を載荷した時の変位を両対数紙上にプロットしたものが図-A.5である。最大荷重を増加させる時と減少させる時では、明らかに反力—変位関係は異なっている。ここに見られる差違の主な原因は、地表面付近の土に生じた塑性変形によると考えられる。すなわち、最大荷重を増大している間は杭と地表面付近の土は接しているが、除荷時にはそこに間隙が発生するためであり、この間隙は試験中にははっきりと認められた。

杭のバネ定数は以下の手法で求めることにした。計算

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算

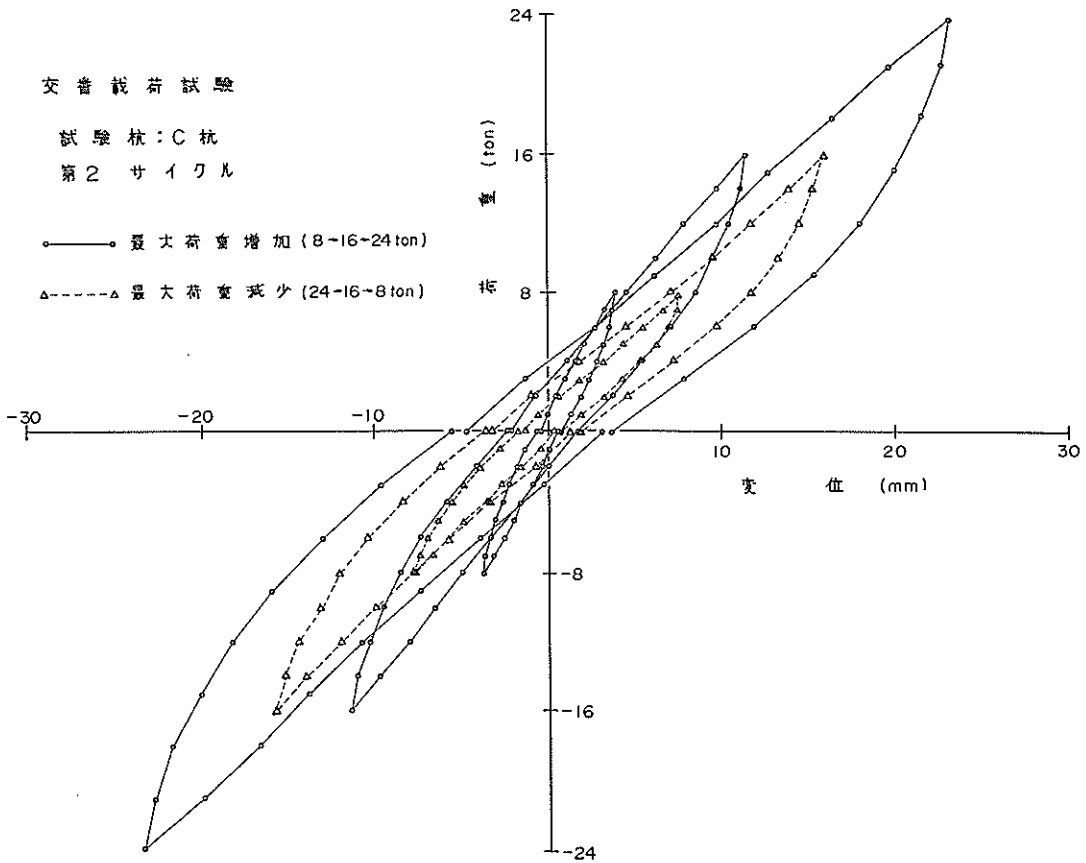


図-A・4 交番載荷試験結果

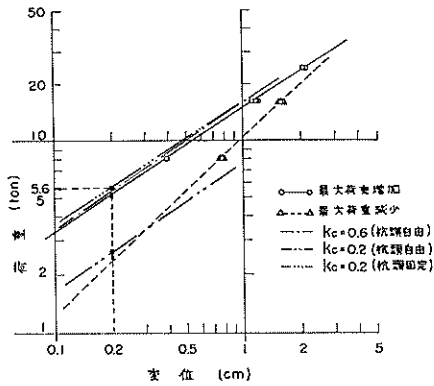


図-A・5 杭の反力—変位関係

は港研方式杭の横抵抗計算^{2,3,4)}によった。図-A・2 より地表付近のN値は 2~3 であったから、横抵抗係数： kc を 0.6 と仮定した。杭頭自由の実物杭の荷重—変位曲線を基準線による基準曲線から求めたところ、実測値

とほぼ等しいことから、この値は妥当と考えられる。実際に振動実験を行なっている時は、杭と地表付近には間隙が生じていると考えられるので、杭の反力—変位関係は最大荷重減少時のものを用いる。この曲線を用いて港研方式によって杭頭固定の反力—変位関係を求めたいのであるが、この曲線の勾配は 1 に近く、相当する基準曲線はない。そこで便宜的に間隙によって横抵抗係数が減少したと考えると、変位 2 mm 付近で除荷曲線と交わる反力—変位曲線を求めると、この時の横抵抗係数は 0.2 であった。これを用いて杭頭固定条件の反力—変位曲線に変換し、2 mm 変位した時の反力を求めると 5.6 ton であった。これより杭は 30 ton/cm の一定な反力係数を持つものとした。

図-A・4 の履歴曲線の囲む面積は最大荷重増加時と減少時ではほぼ等しいので、両者のサイクルあたりのエネルギー吸収量は等しいと考えられる。それゆえ、図-A・5 における最大荷重減少時の代りに増加時の曲線の勾配

を求め、これより減衰定数を求めると 0.16 となる⁵⁾。ここにいう減衰定数とは、杭を線型バネを持つ 1 自由度系に置き換えたと見なす等価な減衰定数である。実施した杭の水平載荷試験結果について、本報告では概算を行なったに過ぎず十分に解析されたとはいえないが、以後の作業において杭は 30 ton/cm のバネ定数と約 0.2 の減衰定数を持つものとした。

c) 床版、側壁の設計

水平載荷試験により、杭が 30 ton/cm の線型バネ定数を持つものとして上部構造物の設計を行なった。振動台の中に作る模型の重量を 120 ton、起振機を含めた振動台重量を 140 ton とすると、杭 1 本に対する重量は 32.5 ton で、1 質点系モデルとした場合の非減衰固有振動数は 4.8 Hz となる。起振機の偏心モーメントを最大にした場合、振動台に生じる加速度は(4)式によって求まる。図-A・6 はこの時の振動台全重量と減衰定数をパラメーターとした応答曲線であり、重量 260 ton、減衰定数 0.20 の場合に共振点付近での加速度は約 300 gal に達することがわかる。200~300 gal の地震動は土木構造物の設計時に考慮する最大級のものと考えられるから、振動台の重量を 140 ton となるよう設計すれば目的にかなう振動台が得られることになる。杭の鉛直支持力は表-A・3 に示したように大きな値であって、振動台という特殊な用途を考えても十分な支持力を持っていると思う。こ

表-A・3 杭の鉛直方向支持力

| 杭 | A | B | C | D | E | F | G | H |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 算定支持力 ton | 267.8 | 260.9 | 280.0 | 312.9 | 280.0 | 266.0 | 116.0 | 295.5 |

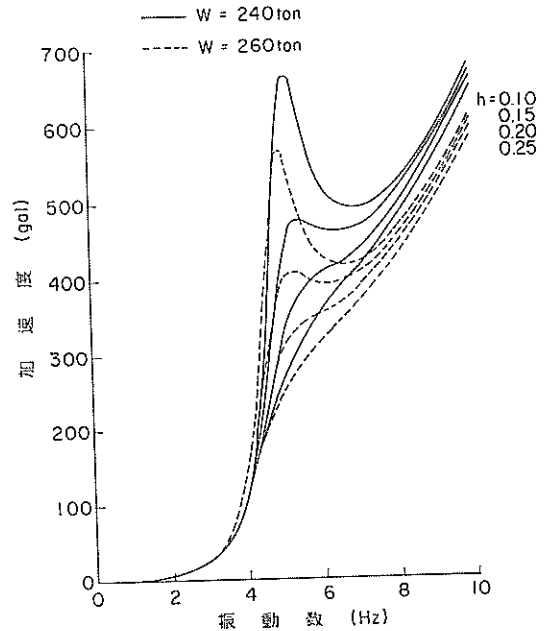


図-A・6 応答曲線 (起振力最大)

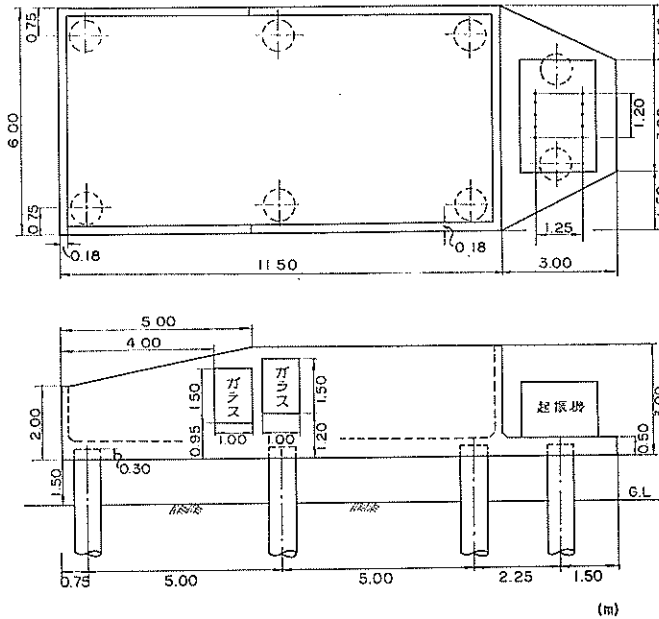


図-A・7 振動台完成図

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算

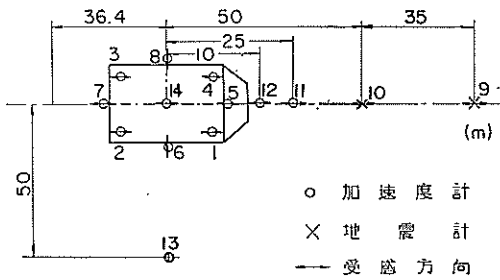


図-A-8 計測器配置図

のような検討を加えた結果、図-A-7 に示す振動台を建設することにした。床版は厚さ 50 cm の鉄筋コンクリートスラブとし、杭頭を 30 cm だけ床版中に埋め込んで剛結し、杭の自由長が 120 cm になるようにした。起振機を床版上に固定するために、直径 6.5 cm、長さ 75 cm のアンカーボルト 10 本を取付けてある。側壁は厚さ 20 cm の鉄筋コンクリートで作り、図-A-7 のように高さ 1.5~2.5 m とし、四隅に直径 3 cm の排水孔を設けて地下水位のある状態の模型実験も行なえるようにした。その後、昭和 44 年 10 月に嵩上げ工事を行ない、

側壁の一部を 3.5 m の高さにした。海岸堤防のような構造物の内部の変形を知るために、側壁には 2 面のガラス窓を備えてある。この観測窓は縦 1.5 m、横 1 m、厚さ 12 mm の強化ガラスを鋼製サッシにより取付けたもので、ゴムパッキングによって十分水密性を保つようにした。

d) 無載荷振動試験

振動台上部の床版や側壁の施工を完了し起振機を所定の位置に固定した後、模型を上載しない状態で加振した。これは振動台が計画したように動作し振動台として必要な機能を満足しているかを検討するためである。図-A-8 はこの時の換振器の配置状況を示している。振動台および近くの地盤の振動には容量 $\pm 2G$ の抵抗線ひずみ計式加速度計を使用し、25 m 以上離れた地盤の振動に対しては容量 $\pm 50 \text{ gal}$ の動線輪型地震計を使用した。

実験方法は起振機の起振力を一定に保ちながら振動数を増加させるもので、定起振力加振試験と称している。ここでは起振力が 5, 10, 15 ton の 3 種類の試験を実施した。図-A-9 は起振力 15 ton で加振した時の床版四隅での加速度を比較したものであり、これより振動台に

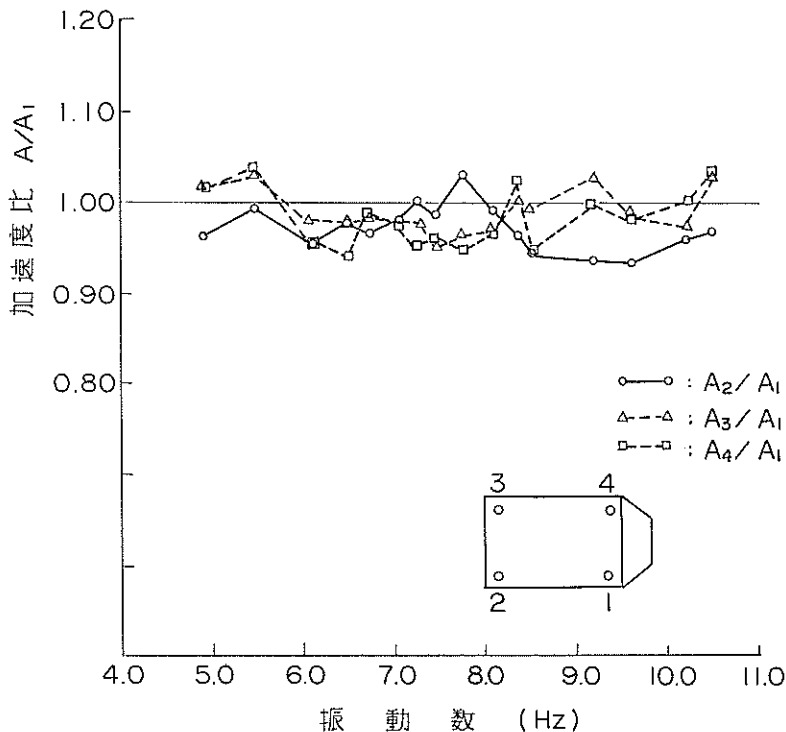


図-A-9 振動台四隅の加速度比 (加振力 10 ton)

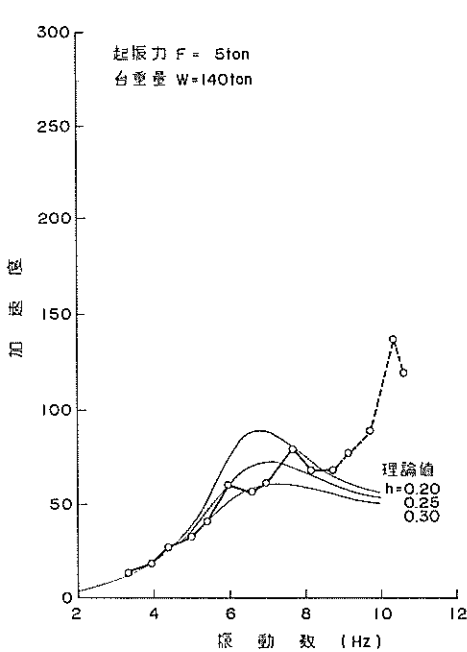


図-A・10 a 実測値と理論値の比較 (起振力 5 ton)

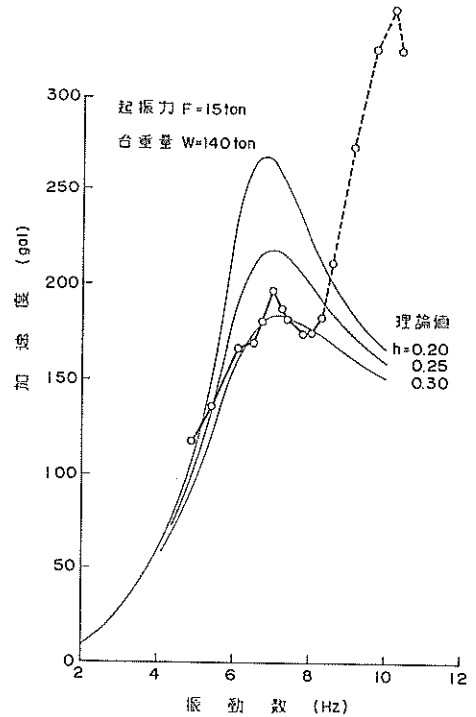


図-A・10 c 実測値と理論値の比較 (起振力 15 ton)

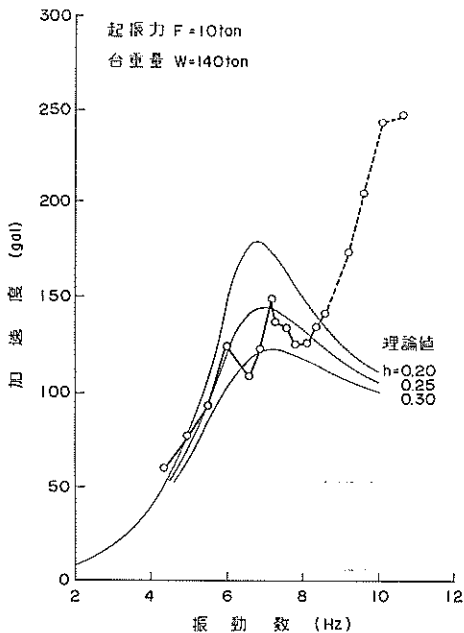


図-A・10 b 実測値と理論値の比較 (起振力 10 ton)

発生する加速度はどの部分でも一定で、振れ等の好ましからざる運動は生じていないことがわかった。

図-A・10a, b, c は定起振力加振試験において床版に発生した加速度と(4)式より求めた理論値とを比較したものである。理論値は杭のバネ定数を 30 ton/cm として求めてあり、この時の非減衰固有振動数は 6.53 Hz である。両者を比較すると、図-A・10 a におけるように起振力の低い場合には実測値の共振々動数の方が理論値より高く、減衰定数は 0.2 程度と考えられる。図-A・10 c におけるように起振力が増大すると、実測値と理論値の共振々動数はほぼ一致し、減衰定数は大きくなり 0.3 と考えた時理論値によく合う。このことは、振動台の杭の復元力特性が線型ではなく、外力の大きいほど復元力が小さくなる軟化系の特性を持っているためであり、減衰定数も振動が大きくなるに従って増加すると考えられる。

次に、振動実験中に起振機の電動機が消費する電力を計ってみた。測定に使用した計器は横河電機製作所製 3 相電力計 (電流計型, DPW 3 型) と同社製変流器 (CT 90 型) である。図-A・11 は起振力 15 ton の無載荷試験中の電力消費量を示している。起振機が振動台を動かすに要するエネルギーを 1 周期の間で平均した平均パ

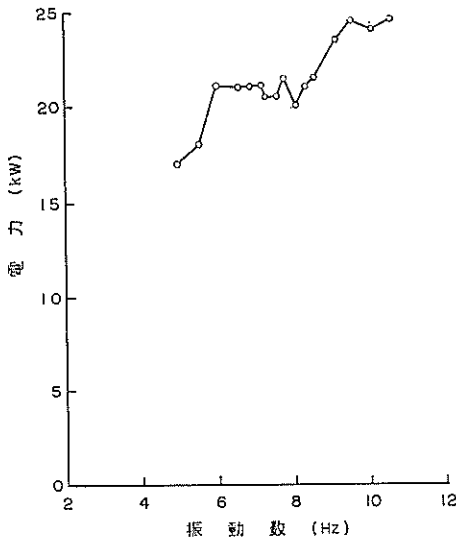


図-A-11 電力消費量

ワームは次式で与えられる⁶⁾。

$$N = \frac{(m_0 r)^2 \omega^3}{2m} \cdot \frac{2h \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^3}{\left\{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2\right\}^2 + 4h^2 \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2} \quad \dots\dots(5)$$

特に共振点では

$$N_{\max} = \frac{(m_0 r)^2 \omega_0^3}{2m} \cdot \frac{1}{2h} \quad \dots\dots(6)$$

起振力 15 ton の場合の共振点における電力消費量 21 kW を用い、(6)式から減衰定数を逆算すると 0.56 となった。これは 1 質点系として図-A-10 から推定したり交番載荷試験から求めた減衰定数 0.2~0.3 よりもかなり大きい。この減衰定数の差は、直杭式振動台という特殊な条件のために生じたものと考えられる。一般の基礎構造物と異なり、ここではかなり大きく振動する床版上に起振機が設置されているので、電動機の効率が著るしく低下し、見かけ上では減衰定数が増加したと見なせる。

図-A-10 において振動数が高くなると実測値と理論値は非常に異なっている。この理由としては、偏心モーメントを変化させるために起振機の回転重錘の開き角を変える時に、実際の開き角と指示計の値の間に相違があったことが考えられる。すなわち中心角は最小 20° から π まで変化する、指示計は中心角の変化を百分率で表示しており、重錘重心の半径を R、中心角を 2θ とし、指示計が実際の値より 2Δθ だけ大きな値を示すような場合、起振力は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} F' &= m_0 r \omega^2 \sin \omega t \\ &= m_0 R \cos (\theta - \Delta\theta) \omega^2 \sin \omega t \\ &= F \cdot \cos \Delta\theta + m_0 R \sin \theta \cdot \sin \Delta\theta \cdot \omega^2 \cdot \sin \omega t \end{aligned} \quad \dots\dots(6)$$

ここに F' : 実際に発生している起振力 (ton)

F : 指示計に示される起振力 (ton)

指示計による開き角の誤差 Δθ が微小であっても、振動数が大きくなると(6)式中の第 2 項の影響が顕著となってくる。このことが図-A-10 中に破線で示したような実測値と理論値の相違を生じた原因と考えられる。

振動実験による振動が周囲にどの程度影響するかを知っておくために、図-A-8 に示したように測定器を配置して付近の地盤の振動を記録した。図-A-12 a, b, c は、おのおの起振力 5, 10, 15 ton の場合に地盤に発生する加速度を、振動台の振動数別に両対数紙上に示したものである。図-A-13 a, b, c は、振動台中心点および 10 m 離れた地盤の加速度と台加速度の比を図示している。この 2 点は杭に囲まれるかあるいは非常に近い距離にあるので、特定の振動数の時に地盤の応答が増大し、振動台加速度よりも大きな加速度を示すことがある。しかし図-A-

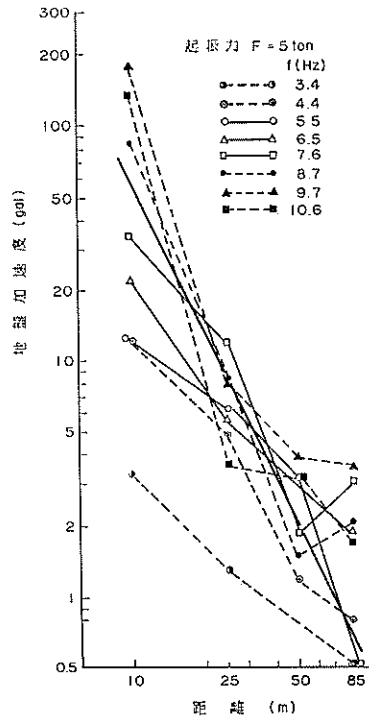


図-A-12a 地盤の振動

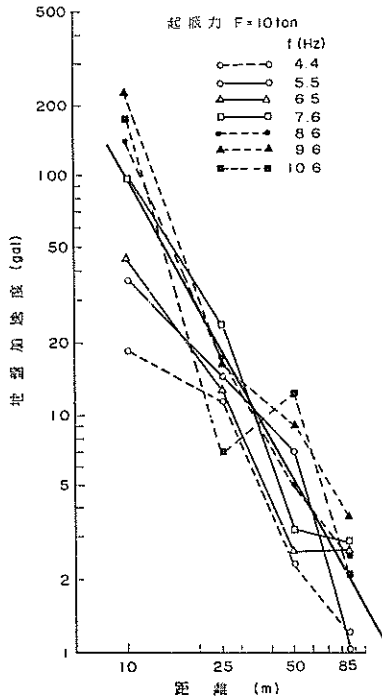


図-A-12b 地盤の振動

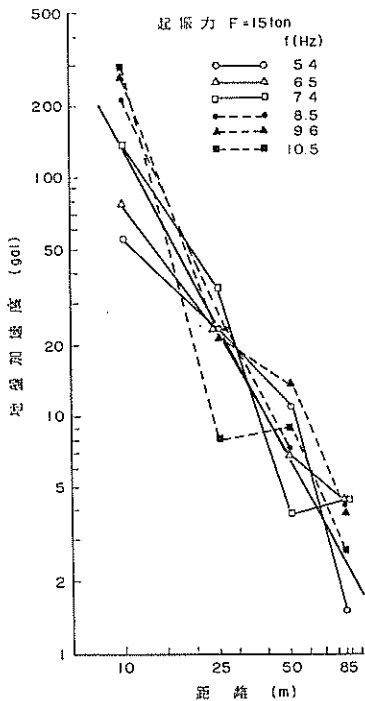


図-A-12c 地盤の振動

・12 a, b, c によると、振動台より 10m 以遠で加速度は急激に減少しており、図上の平均勾配を読み取ると、 $-0.18 \sim -2.0$ であるから、加速度はほぼ距離の 2 乗に逆比例して減衰していることがわかる。ゆえに振動台から 10m 以内では場合によって大きな振動が発生するので注意を必要とするが、それ以遠ではたとえ地盤の特性による影響があったとしても、数値的に大きな振動とはならず周囲への配慮は必要ないと思われる。

以上新たに建設した共振型振動台について述べたが、設計、製作および実際に振動させて感じたことを以下に列記する。

- i) 実物大模型に対する振動実験のための振動台が比較的廉価にかつ短期間に建設できるようになった。

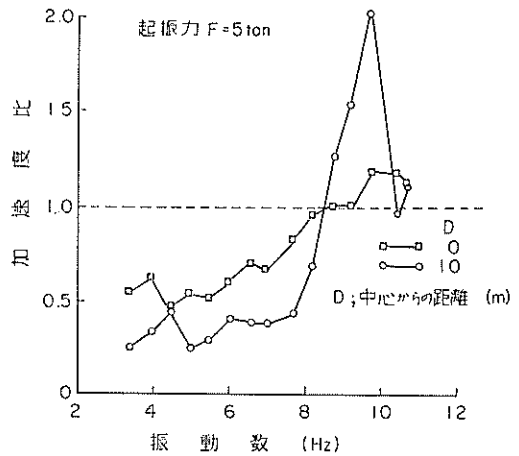


図-A-13a 台加速度に対する地盤加速度の比

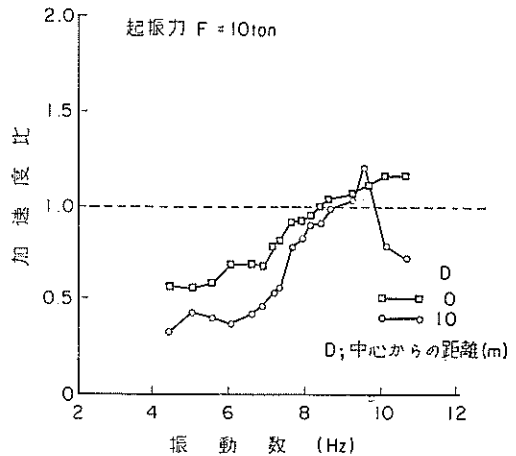


図-A-13b 台加速度に対する地盤加速度の比

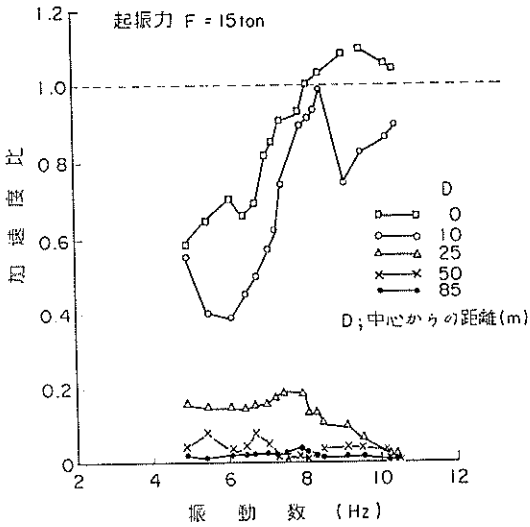


図-A-13c 台加速度に対する地盤加速度の比

- ii) 杭を通して地盤に逸散する振動エネルギーをもっと減少させる工夫が必要である。
- iii) 特定の振動数に対し、振動台付近の地盤には大きな加速度が発生する場合がある。

- iv) この振動台のように起振機の基礎が大きく振動するという特殊な条件を考慮して、起振機の構造、出力を選択しなければならない。
- v) 雨水を防ぐための設備を作っておくこと。
- vi) 模型作成に用いる機械のための、十分な作業空間を確保しておくこと。

参考文献

- 1) 本文中の参考文献 10) に同じ。
- 2) 久保浩一：杭の横抵抗の新しい計算法，運輸省港湾技術研究所報告，Vol. 2, No 3, 1964 年 3 月。
- 3) 山下生比古，荒田昌潔：C型地盤における頭部埋込杭の基準曲線，運輸省港湾技術研究所資料，No. 65, 1969 年 3 月，pp. 12~25。
- 4) 運輸省港湾技術研究所，八幡製鉄：H-パイルの水平抵抗に関する研究，1963 年 3 月，pp. 319~424。
- 5) 林 聰，宮島信雄，山下生比古，山田暹一郎，小蔵絃一郎：鋼杭の動的横抵抗に関する研究，第 3 回港湾技術研究所研究発表会講演概要，運輸省港湾技術研究所，1965 年 12 月，pp. 117~131。
- 6) 田治見 宏：建築振動学，コロナ社，1965 年 5 月，pp. 60~61。

(1970. 3. 31 受付)

付録・B 貫入抵抗

動的貫入試験器により加振前後の堤体の相対的な貫入抵抗を測定した結果が図-B・1a, b, c, d および図-B・2 a, b, c である。これらの図は、落錘1回の打撃によるロッドの貫入深さの記録から、ロッドが10cm 貫入するのに必要な打撃回数を読み取って作成したものである。図において○, ●印は地点 No. 1 の結果を表わし, △, ▲印は地点 No. 2 の結果を表わすが、長さ1mのロッドを用いて地層厚50cmごとに測定しているため、約50cmの重複部分が生じる。混同を避けるために測定厚さ50cmごとに交互に○, △印と●, ▲印を用いた。

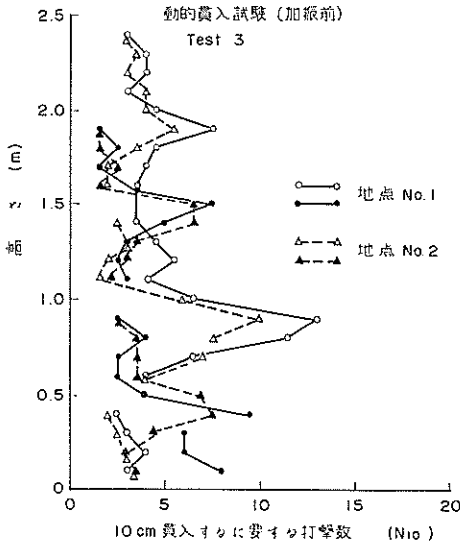


図-B-1a 動的貫入試験 (加振前)

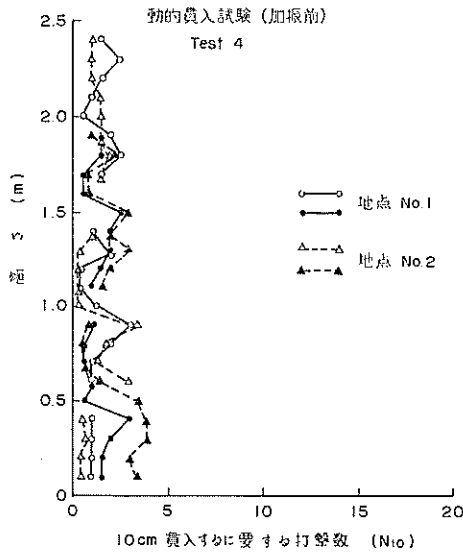


図-B-1b 動的貫入試験 (加振前)

▲印は地点 No. 2 を表わすが、長さ1mのロッドを用いて地層厚50cmごとに測定しているため、約50cmの重複部分が生じる。混同を避けるために測定厚さ50cmごとに交互に○, △印と●, ▲印を用いた。

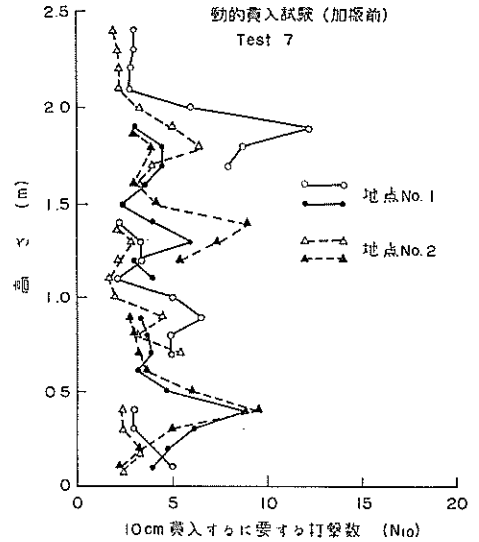


図-B-1c 動的貫入試験 (加振前)

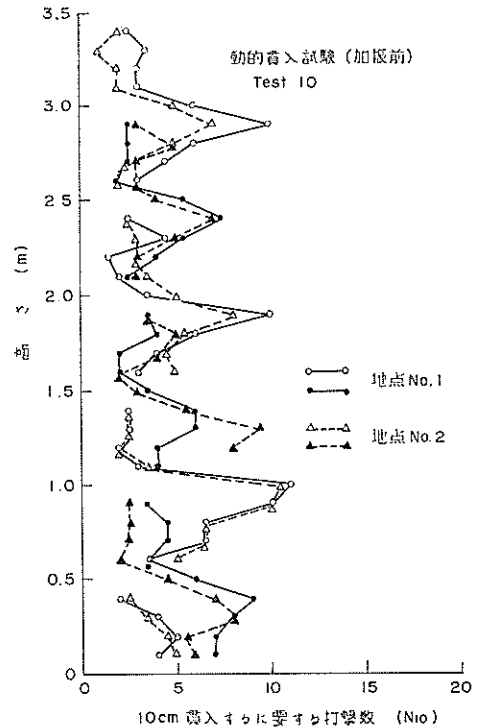


図-B-1d 動的貫入試験 (加振前)

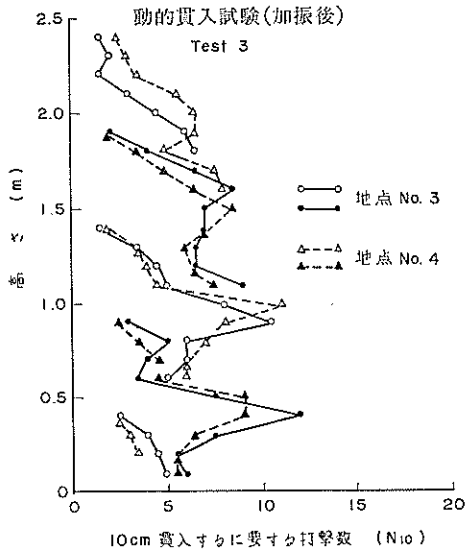


図-B-2a 動的貫入試験 (加振後)

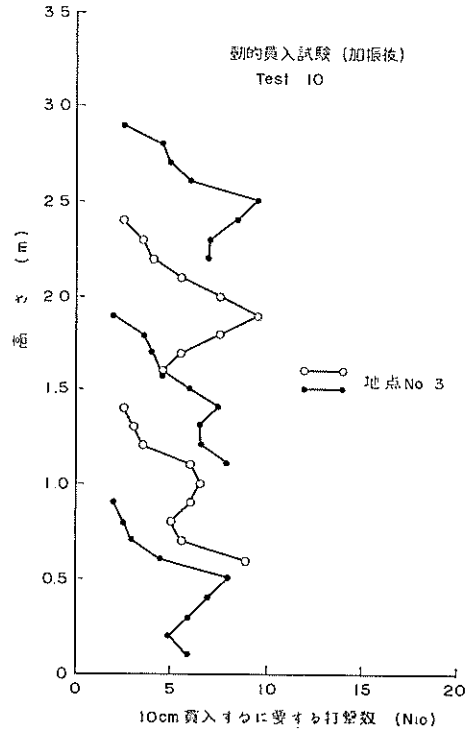


図-B-2c 動的貫入試験 (加振後)

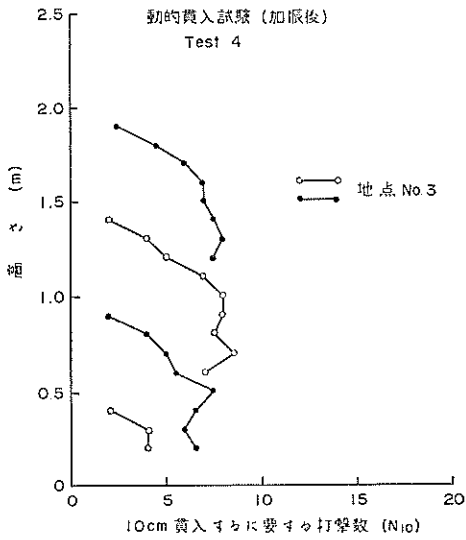


図-B-2b 動的貫入試験 (加振後)

付録・C 位相を考慮した加速度の鉛直分布

振動台加速度が最大値から最小値をとる半周期の間を数区間に分割し、同一時刻での鉛直方向の加速度分布を適当な微小時間々隔 (0.01, 0.02, 0.03 sec) でビジュアルオシログラフの記録から読みとったものである。この中で堤頂部ではいくぶん小さめの値が得られているよ

うに感じられる。この原因としては、振動によって堤頂部に変形が生じ埋設された加速度計が傾斜して感度が低下するか、あるいはクラックの発生により下方からの振動が堤頂に伝達されにくくなったことが考えられる。Test 10 の破壊加振試験において頂部の値に著しい位相の遅れが生じているのは後者に起因すると思う。

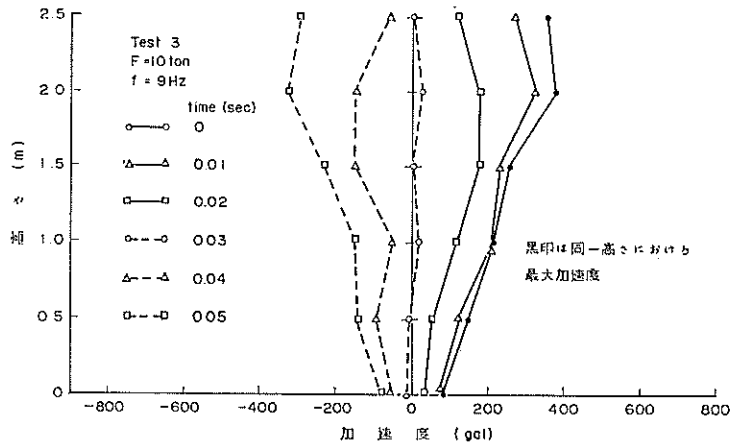


図-C.1a 鉛直方向の加速度分布

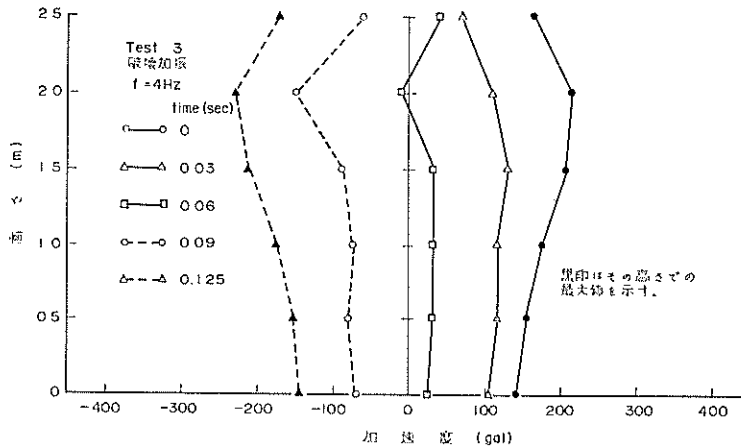


図-C.1b 鉛直方向の加速度分布

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算

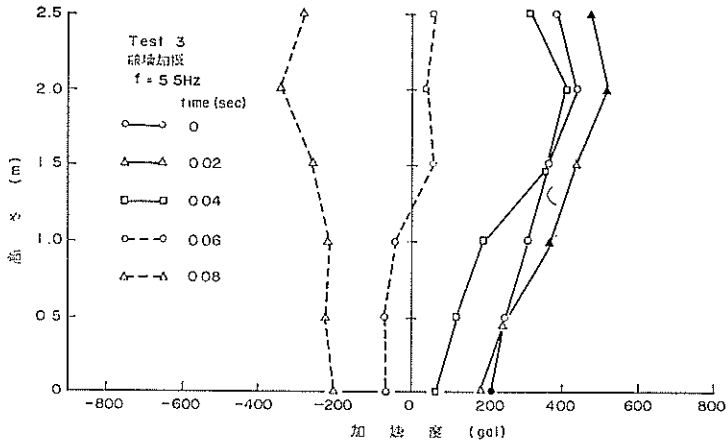


図-C-1c 鉛直方向の加速度分布

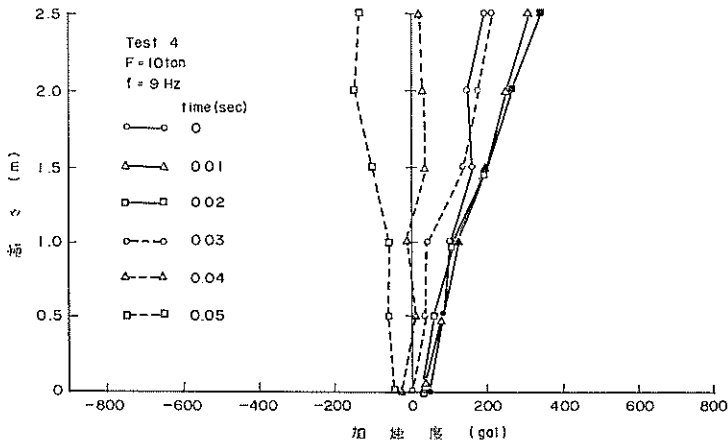


図-C-2a 鉛直方向の加速度分布

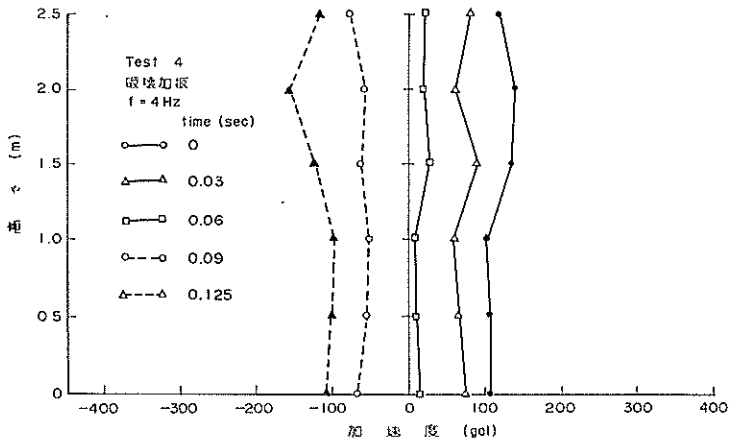


図-C-2b 鉛直方向の加速度分布

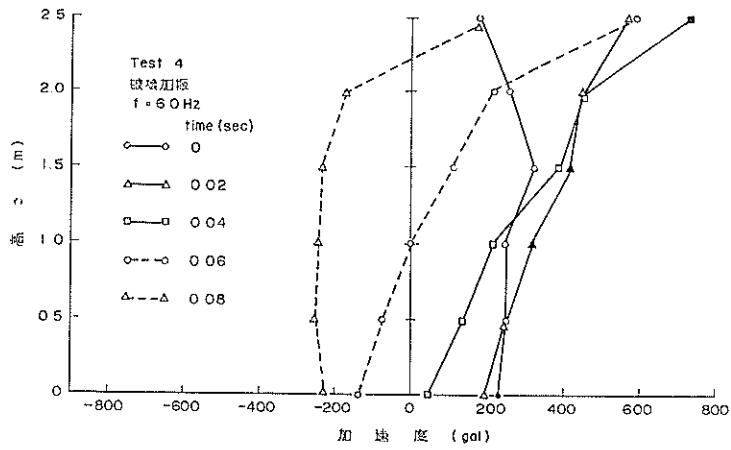


図-C.2c 鉛直方向の加速度分布

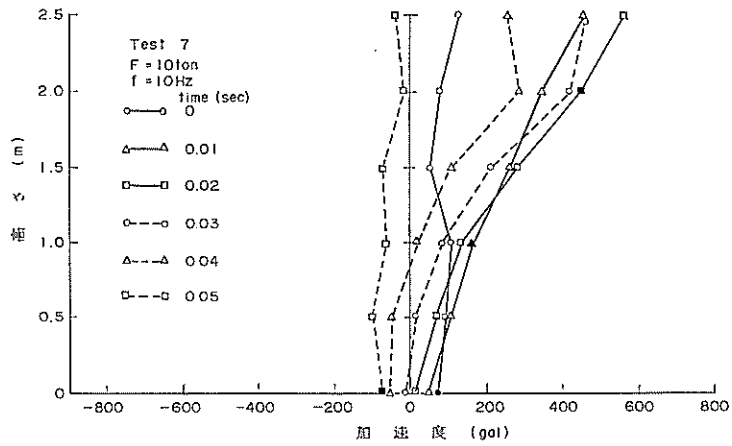


図-C.3a 鉛直方向の加速度分布

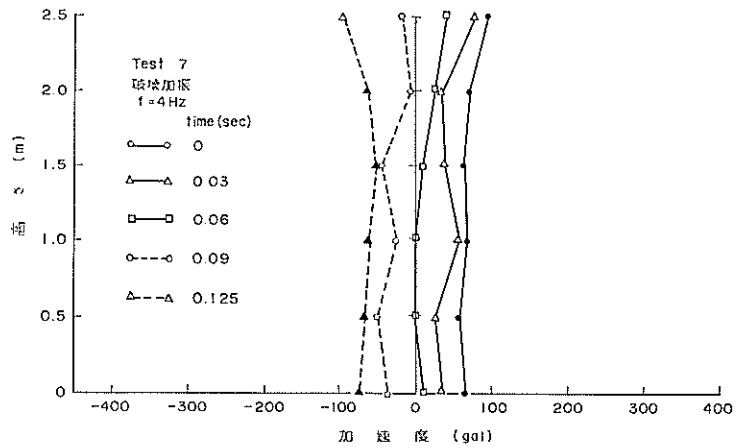


図-C.3b 鉛直方向の加速度分布

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算

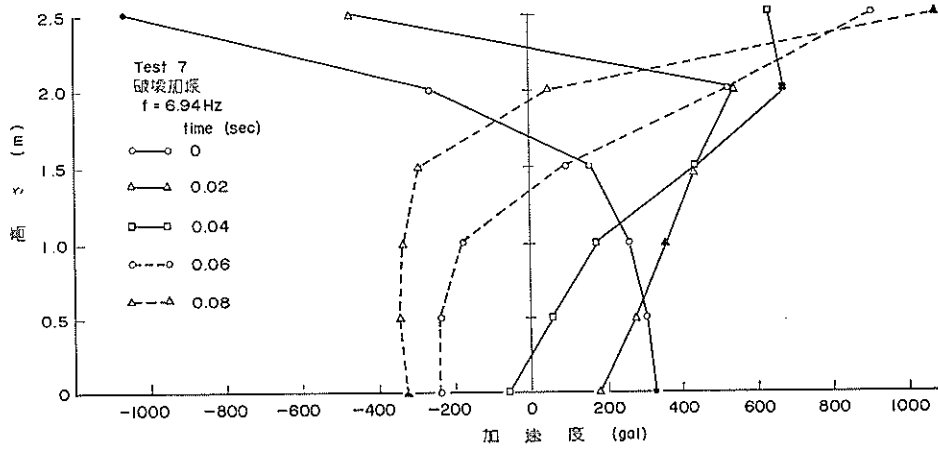


図-C-3c 鉛直方向の加速度分布

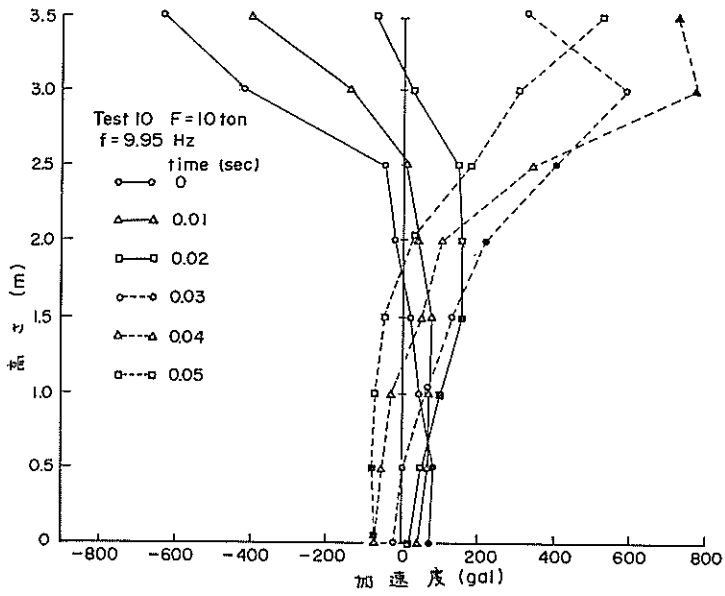


図-C-4a 鉛直方向の加速度分布

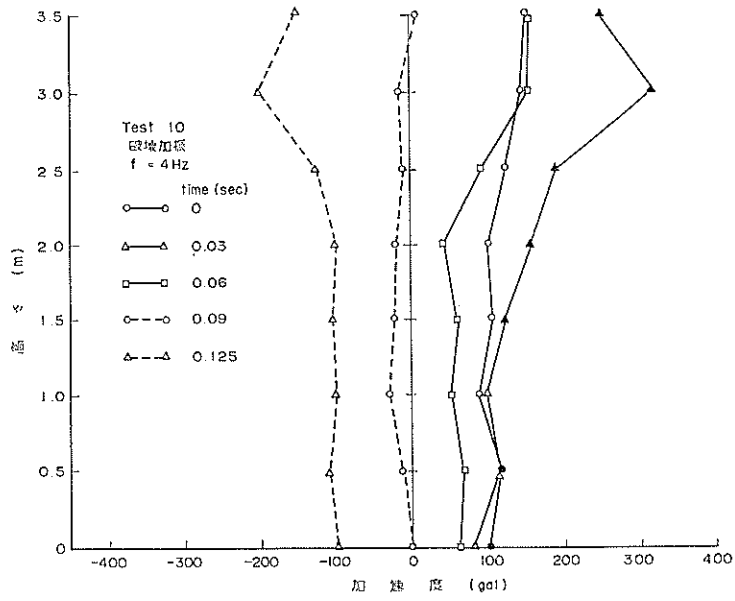


図-C.4b 鉛直方向の加速度分布

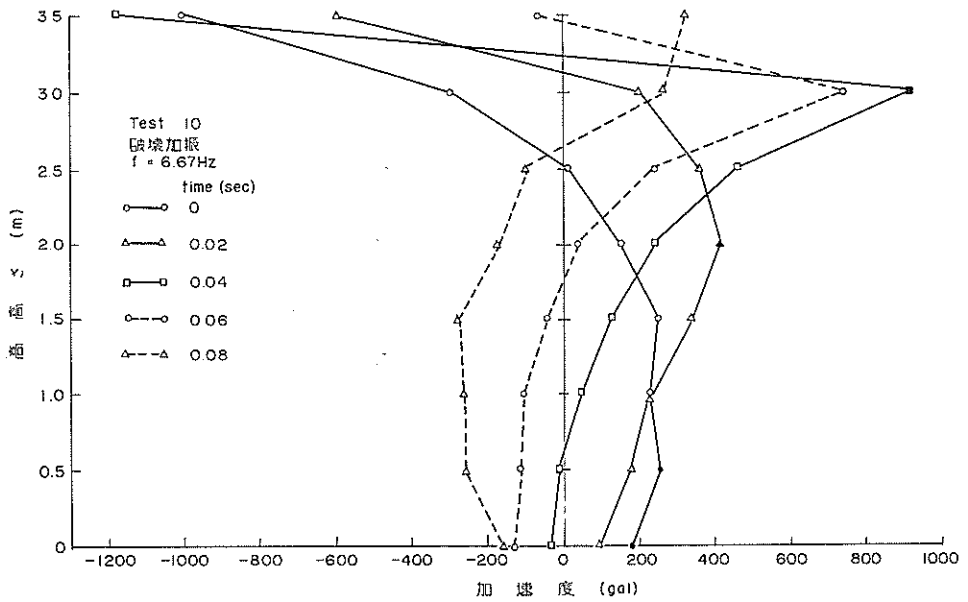


図-C.4c 鉛直方向の加速度分布

付録・D 三軸圧縮試験による内部摩擦角と粘着力

土の動的強度をはっきりと知るための試験方法は現在のところ確立していない。そこで試験方法として今のところ標準的と考えられる三軸圧縮試験を行ない、これによる値を振動時の強度定数として代用した。試験機は港湾技術研究所土質部土性研究室のものを使用した。載荷はひずみ制御方式により、載荷速度は毎秒供試体高さの0.5%のひずみを与えるようにした。供試体の体積変化は下部のポーラス・ストーンから導びかれたパイプにビューレットを接続し、試験中に供試体を出入する空気量を測定することにより求めた。実際の堤体の状態は密度および含水比もまちまちであるが、今回は含水比を一定とし、供試体の初期密度を変化させて試験を行ない、得られた値からおのおの実験ケースにおける強度定数を推定することにした。

試料の含水比は5.5%とし、補助的に炉乾燥状態についても行なった。堤体は高さ3.5mで単位体積重量が約1.6g/cm³であるから、堤体中の状態に近くなるように側圧を0.2, 0.5, 1.0kg/cm²の3種類とした。試験結果を表-D・1に示す。試験結果は以下のようにして

表-D・1 三軸圧縮試験結果

| 含水比 w (%) | 側 圧 σ ₃ (kg/cm ²) | 初期間げ き比 e _i | $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ (kg/cm ²) | $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ (kg/cm ²) |
|-----------------|--|------------------------------|--|--|
| 5.5 | 0.2 | 0.784 | 0.483 | 0.283 |
| | 0.5 | 0.725 | 1.191 | 0.691 |
| | 0.5 | 0.714 | 1.257 | 0.757 |
| | 1.0 | 0.784 | 2.187 | 1.187 |
| | 1.0 | 0.660 | 2.389 | 1.389 |
| 0 | 0.2 | 0.662 | 0.617 | 0.417 |
| | 0.5 | 0.618 | 1.653 | 1.153 |
| | 0.5 | 0.587 | 1.597 | 1.097 |
| | 0.5 | 0.534 | 1.611 | 1.111 |

取り扱った。砂のせん断強さは(1)式で示される Coulomb 式によって表わされるものとする。

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad \dots\dots(1)$$

- ここに τ: せん断応力 (t/m²)
- c: 粘着力 (t/m²)
- σ: 垂直応力 (t/m²)
- φ: 内部摩擦角 (°)

表-D・2 土質定数

| | 湿润密度 γ _t (ton/ m ³) | 間げき比 e _i | 含 水 比 w (%) | 内部摩擦 角 φ (°) | 粘 着 力 c (ton/ m ²) |
|---------|--|------------------------|----------------|--------------------|--------------------------------------|
| Test 3 | 1.556 | 0.790 | 5.5 | 31 | 0.468 |
| Test 4 | 1.460 | 0.909 | 6.2 | 29 | 0.458 |
| Test 7 | 1.595 | 0.765 | 6.6 | 32 | 0.466 |
| Test 10 | 1.573 | 0.803 | 7.4 | 31 | 0.467 |

砂が塑性流動をおこしはじめる瞬間は、Mohr の応力円と(1)式が接した場合を意味しているから、このような状態を表わす塑性平衡条件式は次式で与えられる。

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \sin \phi + c \cdot \cos \phi \quad \dots\dots(2)$$

- ここに σ₁: 最大主応力 (t/m²)
- σ₃: 最小主応力 (t/m²)

実際には土の強度定数は一定ではなく、土の密度、含水比等によって変化すると考えられる。表-D・1 に示した結果を図-D・1 のように整理するとききれいな直線関係が見られたので、得られた縦軸切辺と直線の勾配を用いれば、式(2)は次のように表わすことができる。

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = A \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \frac{1}{e_i + 1} + B \quad \dots\dots(3)$$

$$\left. \begin{aligned} A &= (e_i + 1) \sin \phi \\ B &= c \cdot \cos \phi \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(4)$$

- ここに A: 図-D・1 中の直線の勾配
- B: 図-D・1 中の直線の縦軸切辺 (kg/cm²)
- e_i: 初期間げき比

種々の事情により含水比5.5%の場合だけ試験を行い、含水比による強度定数の変化は考慮していない。それゆえ、各実験ケースでは得られた A, B と加振前の

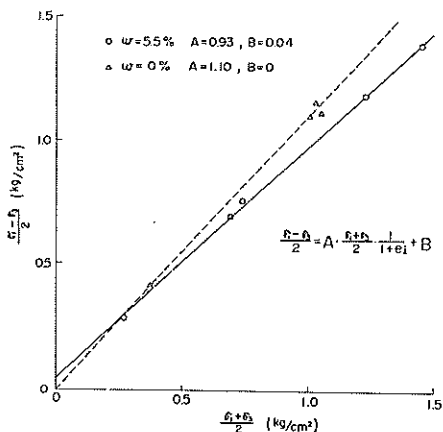


図-D・1 三軸試験結果の整理

堤体の間げき比から、(4)式によって内部摩擦角と粘着力を求めた。表-D・2 は堤体全体の平均単位体積重量を用い、得られた A , B によって求めた内部摩擦角と粘着力である。

付録・E 位相を考慮した震度分布

付録・C に示した堤体加速度の鉛直分布を震度に数字化したものである。堤体は厚さ 50 cm の層に区分し、

各層中では下面の震度が一様に分布すると見なす。堤頂表面で得られた値は、安定計算に対して採用されていない。

表-E-1 位相差を考慮した震度分布

Test 3 $F=10$ ton, $f=9$ Hz

| 高さ (m) | $t=0$ (sec) | $t=0.01$ (sec) | $t=0.02$ (sec) | $t=0.03$ (sec) | $t=0.04$ (sec) | $t=0.05$ (sec) |
|--------|-------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 0 | 0.080 | 0.073 | 0.030 | -0.018 | -0.055 | -0.080 |
| 0.5 | 0.144 | 0.125 | 0.049 | -0.009 | -0.095 | -0.147 |
| 1.0 | 0.209 | 0.203 | 0.116 | 0.015 | -0.050 | -0.151 |
| 1.5 | 0.253 | 0.229 | 0.171 | 0 | -0.147 | -0.235 |
| 2.0 | 0.374 | 0.319 | 0.177 | 0.027 | -0.149 | -0.326 |
| (2.5) | 0.352 | 0.267 | 0.116 | 0.005 | -0.075 | -0.297 |

Test 3 破壊加振, $f=4$ Hz

| 高さ (m) | $t=0$ (sec) | $t=0.03$ (sec) | $t=0.06$ (sec) | $t=0.09$ (sec) | $t=0.125$ (sec) |
|--------|-------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|
| 0 | 0.140 | 0.105 | 0.025 | -0.070 | -0.145 |
| 0.5 | 0.153 | 0.116 | 0.031 | -0.079 | -0.153 |
| 1.0 | 0.174 | 0.116 | 0.029 | -0.076 | -0.174 |
| 1.5 | 0.206 | 0.129 | 0.029 | -0.088 | -0.212 |
| 2.0 | 0.217 | 0.109 | -0.014 | -0.149 | -0.231 |
| (2.5) | 0.161 | 0.070 | 0.040 | -0.060 | -0.171 |

Test 3 破壊加振, $f=5.5$ Hz

| 高さ (m) | $t=0$ (sec) | $t=0.02$ (sec) | $t=0.04$ (sec) | $t=0.06$ (sec) | $t=0.08$ (sec) |
|--------|-------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 0 | 0.210 | 0.185 | 0.065 | -0.065 | -0.200 |
| 0.5 | 0.244 | 0.244 | 0.122 | -0.073 | -0.226 |
| 1.0 | 0.308 | 0.366 | 0.192 | -0.041 | -0.215 |
| 1.5 | 0.359 | 0.435 | 0.359 | 0.071 | -0.259 |
| 2.0 | 0.435 | 0.516 | 0.407 | 0.041 | -0.340 |
| (2.5) | 0.382 | 0.473 | 0.312 | 0.060 | -0.282 |

ただし、高さ 2.5 m での記録は安定計算に用いられていない。

表-E-2 位相差を考慮した震度分布

Test 4 $F=10$ ton, $f=9$ Hz

| 高さ (m) | $t=0$ (sec) | $t=0.01$ (sec) | $t=0.02$ (sec) | $t=0.03$ (sec) | $t=0.04$ (sec) | $t=0.05$ (sec) |
|--------|-------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 0 | 0.047 | 0.038 | 0.025 | 0.006 | -0.025 | -0.044 |
| 0.5 | 0.082 | 0.078 | 0.060 | 0.034 | 0.011 | -0.060 |
| 1.0 | 0.101 | 0.126 | 0.101 | 0.040 | -0.010 | -0.060 |
| 1.5 | 0.160 | 0.193 | 0.190 | 0.131 | 0.036 | -0.107 |
| 2.0 | 0.144 | 0.248 | 0.268 | 0.176 | 0.033 | -0.150 |
| (2.5) | 0.190 | 0.307 | 0.340 | 0.209 | 0.020 | -0.137 |

Test 4 破壊加振, $f=4$ Hz

| 高さ (m) | $t=0$ (sec) | $t=0.03$ (sec) | $t=0.06$ (sec) | $t=0.09$ (sec) | $t=0.125$ (sec) |
|--------|-------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|
| 0 | 0.106 | 0.072 | 0.013 | -0.069 | 0.011 |
| 0.5 | 0.105 | 0.064 | 0.009 | -0.057 | -0.103 |
| 1.0 | 0.101 | 0.058 | 0.008 | -0.053 | 0.101 |
| 1.5 | 0.134 | 0.089 | 0.027 | -0.063 | -0.125 |
| 2.0 | 0.137 | 0.059 | 0.020 | -0.059 | -0.157 |
| (2.5) | 0.118 | 0.079 | 0.020 | -0.079 | -0.118 |

Test 4 破壊加振, $f=6$ Hz

| 高さ (m) | $t=0$ (sec) | $t=0.02$ (sec) | $t=0.04$ (sec) | $t=0.06$ (sec) | $t=0.08$ (sec) |
|--------|-------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 0 | 0.232 | 0.194 | 0.041 | -0.138 | -0.232 |
| 0.5 | 0.252 | 0.247 | 0.133 | -0.073 | -0.252 |
| 1.0 | 0.246 | 0.317 | 0.211 | 0 | -0.246 |
| 1.5 | 0.321 | 0.419 | 0.383 | 0.107 | -0.232 |
| 2.0 | 0.255 | 0.451 | 0.451 | 0.216 | -0.176 |
| (2.5) | 0.177 | 0.569 | 0.726 | 0.588 | 0.177 |

ただし, 高さ 2.5 m での記録は安定計算に用いられていない。

表-E-3 位相差を考慮した震度分布

Test 7 $F=10$ ton, $f=9.85$ Hz

| 高さ (m) | $t=0$ (ton) | $t=0.01$ (sec) | $t=0.02$ (sec) | $t=0.03$ (sec) | $t=0.04$ (sec) | $t=0.05$ (sec) |
|--------|-------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 0 | 0.068 | 0.049 | 0.012 | -0.015 | -0.055 | -0.071 |
| 0.5 | 0.092 | 0.100 | 0.063 | 0.012 | -0.052 | -0.100 |
| 1.0 | 0.103 | 0.160 | 0.132 | 0.083 | 0.017 | -0.069 |
| 1.5 | 0.052 | 0.259 | 0.272 | 0.212 | 0.104 | -0.078 |
| 2.0 | 0.074 | 0.340 | 0.447 | 0.420 | 0.287 | 0.021 |
| (2.5) | 0.125 | 0.453 | 0.558 | 0.460 | 0.256 | 0.046 |

Test 7 破壊加振, $f=4$ Hz

| 高さ (m) | $t=0$ (sec) | $t=0.03$ (sec) | $t=0.06$ (sec) | $t=0.09$ (sec) | $t=0.125$ (sec) |
|--------|-------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|
| 0 | 0.065 | 0.037 | 0.009 | -0.037 | -0.074 |
| 0.5 | 0.060 | 0.026 | 0 | -0.052 | -0.069 |
| 1.0 | 0.069 | 0.060 | 0 | -0.026 | -0.061 |
| 1.5 | 0.062 | 0.039 | 0.008 | -0.047 | -0.054 |
| 2.0 | 0.072 | 0.064 | 0.032 | -0.008 | -0.064 |
| (2.5) | 0.099 | 0.079 | 0.039 | -0.020 | -0.099 |

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算

Test 7 破壊加振, $f=6.94$ Hz

| 高さ (m) | $t=0$ (sec) | $t=0.02$ (sec) | $t=0.04$ (sec) | $t=0.06$ (sec) | $t=0.08$ (sec) |
|--------|-------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 0 | 0.322 | 0.175 | -0.055 | -0.239 | -0.322 |
| 0.5 | 0.301 | 0.275 | 0.052 | -0.241 | -0.344 |
| 1.0 | 0.258 | 0.353 | 0.172 | -0.181 | -0.336 |
| 1.5 | 0.155 | 0.435 | 0.427 | 0.093 | -0.296 |
| 2.0 | -0.263 | 0.534 | 0.670 | 0.526 | 0.051 |
| (2.5) | -1.063 | -0.473 | 0.630 | 0.906 | 1.073 |

ただし, 高さ 2.5 m での記録は安定計算に用いられていない。

表-E・4 位相差を考慮した震度分布

Test 10 $F=10$ ton, $f=9.5$ Hz

| 高さ (m) | $t=0$ (sec) | $t=0.01$ (sec) | $t=0.02$ (sec) | $t=0.03$ (sec) | $t=0.04$ (sec) | $t=0.05$ (sec) |
|--------|-------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 0 | 0.074 | 0.043 | 0.014 | -0.023 | -0.070 | -0.074 |
| 0.5 | 0.079 | 0.072 | 0.056 | 0 | -0.053 | -0.079 |
| 1.0 | 0.046 | 0.071 | 0.095 | 0.071 | -0.027 | -0.071 |
| 1.5 | 0.025 | 0.074 | 0.152 | 0.133 | 0.052 | -0.046 |
| 2.0 | -0.021 | 0.038 | 0.156 | 0.220 | 0.103 | 0.038 |
| 2.5 | -0.048 | 0.011 | 0.151 | 0.403 | 0.347 | 0.179 |
| 3.0 | -0.0416 | -0.136 | 0.032 | 0.592 | 0.776 | 0.312 |
| (3.5) | -0.0628 | -0.397 | -0.066 | 0.331 | 0.727 | 0.529 |

Test 10 破壊実験, $f=4$ Hz

| 高さ (m) | $t=0$ (sec) | $t=0.03$ (sec) | $t=0.06$ (sec) | $t=0.09$ (sec) | $t=0.125$ (sec) |
|--------|-------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|
| 0 | 0.099 | 0.080 | 0.062 | -0.003 | -0.099 |
| 0.5 | 0.166 | 0.114 | 0.066 | -0.013 | -0.111 |
| 1.0 | 0.087 | 0.097 | 0.051 | -0.029 | -0.100 |
| 1.5 | 0.103 | 0.122 | 0.057 | -0.022 | -0.106 |
| 2.0 | 0.100 | 0.156 | 0.038 | -0.021 | -0.100 |
| 2.5 | 0.123 | 0.190 | 0.092 | -0.011 | -0.126 |
| 3.0 | 0.144 | 0.320 | 0.152 | -0.016 | -0.200 |
| (3.5) | 0.152 | 0.251 | 0.152 | 0.007 | -0.152 |

Test 10 破壊実験, $f=6.67$ Hz

| 高さ (m) | $t=0$ (sec) | $t=0.02$ (sec) | $t=0.04$ (sec) | $t=0.06$ (sec) | $t=0.08$ (sec) |
|--------|-------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 0 | 0.183 | 0.092 | -0.029 | -0.133 | -0.159 |
| 0.5 | 0.254 | 0.180 | -0.008 | -0.116 | -0.254 |
| 1.0 | 0.228 | 0.228 | 0.044 | -0.104 | -0.258 |
| 1.5 | 0.250 | 0.340 | 0.128 | -0.044 | -0.275 |
| 2.0 | 0.153 | 0.417 | 0.241 | 0.035 | -0.170 |
| 2.5 | 0.017 | 0.358 | 0.462 | 0.238 | -0.092 |
| 3.0 | -0.296 | 0.200 | 0.920 | 0.744 | 0.264 |
| (3.5) | -1.005 | -0.596 | -1.178 | -0.066 | 0.331 |

ただし, 高さ 3.5 m での記録は安定計算に用いられていない。