

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. 24 NO. 2 JUNE 1985

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第24巻 第2号 (Vol. 24, No. 2) 1985年6月 (June 1985)

目 次 (CONTENTS)

1. An Effective Stress Analysis of Liquefaction at Ishinomaki Port during 1978 Miyagi-ken-oki Earthquake
..... Susumu IAI, Hajime TSUCHIDA and W. D. Liam Finn..... 3
(1978年宮城県沖地震の石巻港における液状化現象の有効応力解析
..... 井合 進・土田 肇・W. D. Liam Finn)
2. 不規則波に対する消波ブロックの安定性に関する実験的考察
..... 谷本勝利・原中祐人・山崎一雄.....85
(Experimental Study on the Stability of Wave Dissipating Concrete
Blocks against Irregular Waves.....Katsutoshi TANIMOTO,
Suketo HARANAKA and Kazuo YAMAZAKI)
3. 砂れん上の底質の浮遊過程を考慮した漂砂観測法に関する実験的研究
..... 入江 功・寺崎賢次・加藤一正... 123
(Laboratory Study on the Observation Methods of Sediment Transport
as Focussed on Suspension of Sediment above Sand Ripples
..... Isao IRIE, Kenji TERASAKI and Kazumasa KATOH)
4. 底質の移流沈降過程を入れた航路・港内埋没の予測
..... 入江 功・栗山善昭... 157
(Prediction of the Rate of Sedimentation in Channels and Basins by
Considering the Deposition Process Due to Convective Move of Bed
Materials..... Isao IRIE, Yoshiaki KURIYAMA)
5. 波力発電ケーソンに設置されたウェルズタービンの出力計算法
——波エネルギーに関する研究 第4報——
..... 高橋重雄・鈴木諭史・明瀬一行... 205
(Turbine Power of Pneumatic-type Wave Power Extractors Utilizing
Caisson Breakwaters
——A Study on Development of Wave Power, 4th Report——
..... Shigeo TAKAHASHI, Satoshi SUZUMURA and Kazuyuki MYOSE)
6. 淡塩二層密度界面の抵抗と混合特性.....中野 晋・鶴谷広一・一戸秀久... 239
(Friction and Entrainment at the Interface of Two-Layered Stratified
Flow Susumu NAKANO, Hiroichi TSURUYA and Hidehisa ICHINOHE)

7. コンクリートかさ上げの付着特性……………林 洋介・佐藤勝久… 275
(Bond Characteristics of Concrete Overlays
…………… Yousuke HAYASHI and Katsuhisa SATO)
8. 飽和砂地盤上の盛土の破壊振動実験と円形すべり安定解析
……………上部達生・北澤壮介・檜垣典弘… 305
(Shaking Table Tests and Circular Arc Analysis for Large Models
of Embankment of Saturated Sand Layers……………Tatsuo UWABE,
Sosuke KITAZAWA and Norihiro HIGAKI)
9. 土砂輸送パイプの摩耗に関する研究 (第2報)
——大口径ポリウレタンライニング管の耐摩耗性に関する現地実験
(苫小牧, 岸和田)——……………岡山義邦・浜田賢二・釜場和宏・中村裕二… 361
(Study on the Wear of Slurry Pipelines (2nd Report)——Field Tests
on Wear Resistance of Large Polyurethane Lined Pipe——
……………Yoshikuni OKAYAMA, Kenji HAMADA, Kazuhiro UKEBA
and Yuji NAKAMURA)

8. 飽和砂地盤上の盛土の破壊振動実験と 円形すべり安定解析

上部達生*・北澤壮介**・檜垣典弘***

要 旨

飽和砂地盤上の盛土の地震時の破壊挙動を把握し、盛土の地震時安定を検討するために、振動箱（長さ8 m、幅4 m、高さ2 m）内に大型模型を作成し、振動実験を行った。振動台加速度を増加させていくと、ある加速度で盛土の残留沈下量、水平移動量が急増し、盛土の破壊が確認できた。この時の地盤内の過剰間隙水圧比は0.5以上の値を示していた。また、盛土内にあらかじめ敷設した水平白色層の振動により生じた段差により盛土内のすべり破壊面が推定された。円形すべり面法による安定解析によれば、震度と過剰間隙水圧を考慮した円形すべり計算で、実験の盛土の破壊が説明できることが確認された。したがって、飽和砂地盤上の斜面の地震時の安定は、円形すべり画法による安定計算において震度と過剰間隙水圧を考慮することにより検討できると考えられる。

* 構造部 地震防災研究室長

** 前構造部 地震防災研究室（現第一港湾建設局）

*** 構造部 地震防災研究室

8. Shaking Table Tests and Circular Arc Analysis for Large Models of Embankment on Saturated Sand Layers

Tatsuo UWABE*
Sosuke KITAZAWA**
Norihiro HIGAKI***

Synopsis

Shaking table tests for large models of an embankment on saturated sand layers are described. The tests were designed to know the failure form of the embankment during earthquakes and to discuss the dynamic stability by the circular arc analysis. The large models of the embankment on the saturated sand layer were placed in the shaking table box (8 m length, 4 m width and 2 m height). The failure of the embankment was confirmed to measure the rapid increase of residual settlements and lateral displacements with the increase of table accelerations. The excess pore pressure ratio was more than 0.5 at the time for settlements and lateral displacement of the embankment to start increasing. And the failure plane was estimated by the height difference of lateral white sand layers in the embankment. The calculated results of the circular arc analysis in consideration of the seismic coefficient and the excess pore pressure shows good agreement to the test results. Therefore it was concluded that the dynamic stability of the embankment on the saturated sand layers can be investigated by the circular arc analysis which considers the seismic coefficient and the excess pore pressures.

* Chief of Earthquake Disaster Prevention Laboratory, Structures Division

** Former member of Earthquake Disaster Prevention Laboratory, Structures Division

*** Member of Earthquake Disaster Prevention Laboratory, Structures Division

目 次

要 旨	305
1. ま え が き	309
2. 振 動 実 験	309
2.1 模型の形状.....	309
2.2 模型の作製方法.....	310
2.3 模型の性状.....	312
2.4 実験装置.....	322
2.5 加振方法と測定方法.....	324
3. 振動実験結果	325
3.1 盛土の破壊の概要.....	325
3.2 応答加速度.....	326
3.3 周波数伝達関数.....	333
3.4 過剰間隙水圧.....	337
3.5 残留変位と破壊の様子.....	346
3.6 盛土の破壊状況と地盤の過剰間隙水圧比との関係.....	353
4. 円形すべり面法による安定解析	354
5. 結 論	358
6. あとがき	358
参考文献	358
記 号 表	359

1. まえがき

港湾の施設の技術上の基準同解説¹⁾によれば、円形すべり面法による安定計算の常時の安全率は1.3と明記されているが、地震時に関しては記述がない。現行の港湾施設の設計では通常地震時における斜面の安定は検討されていない。これは、斜面の地震時の安定問題については不明な点が多く、解析方法の検討がまだ不十分であり、また、常時の安定率が1.3以上であれば、地震時にも安全であるという経験的な判断によっているためである。こうした現状に対して、斜面の地震時の安定問題の合理的な検討方法を明らかにするためには、地震時の斜面破壊実験をふまえた研究等を積重ねていく必要がある。また、常時の安全等が1.3以上あれば地震時にも安全であると考えているが、どの程度の地震動に対してまで安全なのかは明確でなく、この点についても検討する必要がある。

1968年十勝沖地震の際、東北本線の尻内駅と野辺地駅間で鉄道盛土が大きな被害を受けた。これを契機として、鉄道盛土の地震時挙動の解析が本格的に開始され、盛土の破壊形態、大型振動台による盛土の振動実験、盛土の補強対策工法等に関する検討が実施された^{2),3)}。こうした解析によると、盛土の破壊形態は、I) のり面崩壊、II) 堤体内部あるいは底部でのすべり崩壊、III) 地盤破壊による盛土のすべり崩壊、IV) 堤体の沈下の4つに大きく分類される。これら鉄道盛土の被害の解析によって、地盤が砂地盤である場合には、地盤内の過剰間隙水圧の発生が盛土の崩壊に大きな影響を与えることが認識されるようになった。他方、ここで対象としている港湾および海岸施設は海水に接しており、地盤の残留水位が高いため、地震時に過剰間隙水圧の上昇が考えられ、飽和砂地盤内の過剰間隙水圧の発生に関する検討は重要な課題である。

海岸堤防に関する過去の研究成果としては、砂あるいは砂質粘土で作られた実物大の堤体に関する振動実験に基づく円形すべり面法による安定計算の検討結果がある^{4),5)}。また、最近の砂地盤上の盛土の研究としては、盛土の耐震補強対策に関するもの⁶⁾、砂質地盤上の盛土の地震時永久変位量に関するもの⁷⁾等がある。一方、ダムに関する研究も数多くあるが、たとえば、最近のものとしては、土構造物の振動実験を行い、その液化化解析を行った研究⁸⁾、ロックフィルダムの地震時のすべり破壊に関する研究⁹⁾等があげられる。

本報告は飽和砂地盤上の盛土の地震時の安定について検討する。大型振動台上に飽和砂地盤と盛土の実物大模

型を作成し、振動実験を行った。この結果より盛土の振動性状、地盤内の過剰間隙水圧の上昇の程度と盛土の破壊の進行状況を検討した。さらに、震度と地盤内の過剰間隙水圧の上昇によるせん断強度の低下を考慮した円形すべりの安定計算法により実験結果の解析を行った。報告ではまず、模型振動実験の内容について述べ、次に振動実験から得られた盛土の振動特性、地盤内の過剰間隙水圧と盛土の破壊形状について示し、最後に円形すべり面法による安定解析の結果を記述している。

2. 振動実験

振動実験は4回実施した。1回の実験はひとつの模型に対応している。以後4回の実験をケース1から4で表現する。ケース1と2は昭和55年度、ケース3と4は昭和57年度に実施している。各ケースの振動実験で同一の模型に何回かの加振を行っているが、この加振の順番をテストNo.で示す。以下、まず模型について述べて、次に実験装置、加振条件、計測方法について述べる。

2.1 模型の形状

振動箱(長さ8m、幅4m、高さ2m)内に、地盤と盛土を作成した。模型の形状は2種類有り、ケース1と2、ケース3と4が同一形状の模型である。図-1にこれを示す。ケース1と2は盛土が起振側(ばね側)に、ケース3と4は盛土が中央にある点と、模型の大きさが両

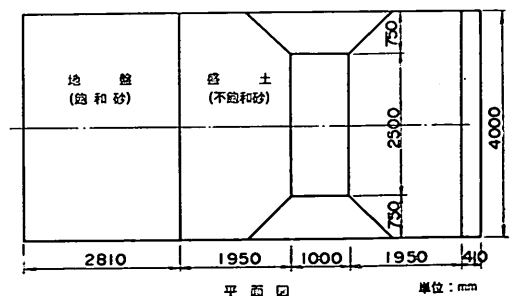
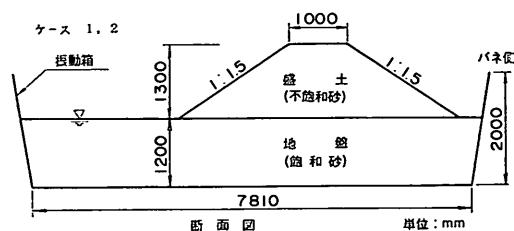


図-1(a) 模型の形状

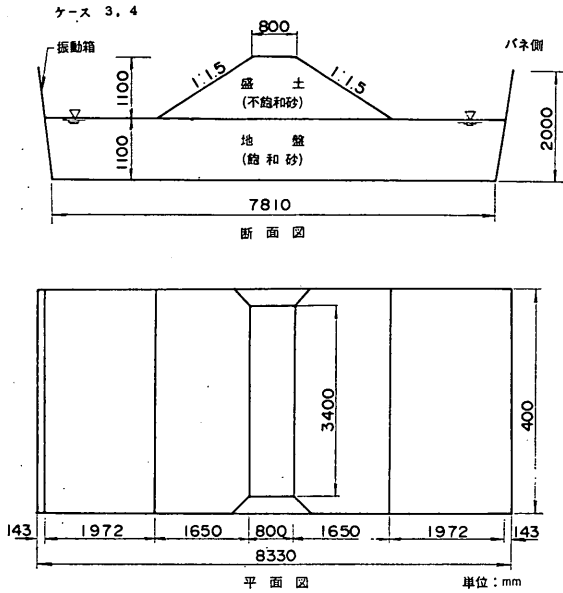


図-1(b) 模型の形状

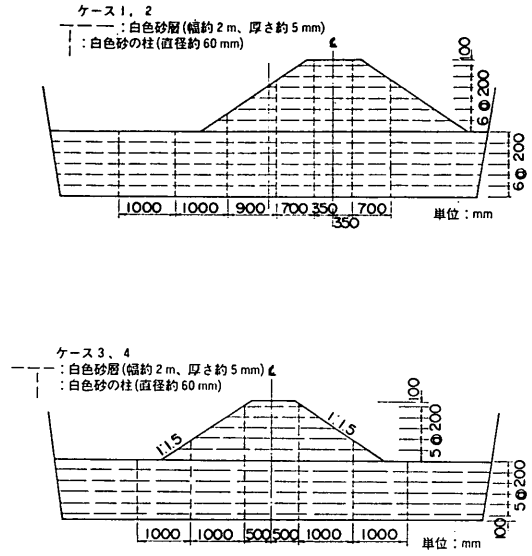


図-2 白色砂層と白色砂柱の位置

者の形状の差である。ケース 1 と 2 では振動箱の大きさの範囲内で、盛土をできるだけ大きくし、盛土の法尻から先の地盤の長さも十分にとるために、盛土を起振側に寄せた。そして実験では片側斜面についてだけ検討することにした。そのため、盛土の起振側の斜面が崩壊しないように、起振側の斜面の下の地盤の締め固め度を大きくしている。このように盛土を片側に寄せ、地盤の締め固め度を一部分変えたことにより、盛土の振動性状が実際に建設されている通常の盛土のそれと異なる可能性があること、また、盛土の破壊形態をみる場合に片側の斜面だけでなく、両側の斜面を同時に検討することも必要であることを考慮して、ケース 3 と 4 では盛土を少し小さくするかわりに、振動台の中央に盛土を作成した。ケース 3 と 4 の盛土の形状は、ケース 1 と 2 の実験後の盛土の破壊状況から判断して適切な大きさを設定した。なお、なるべく大きな盛土で実験することを意図し、盛土天端を振動箱上端より高くした。そのため、盛土延長方向の両端にも小さな斜面のある盛土となった。この斜面の勾配は 1 : 1.5 とした。

2.2 模型の作製方法

模型作製にあたって、盛土部分の締め固め程度はケース 1 ~ 4 とほぼ等しく、いずれもゆるい状態を目標とした。また、地盤部の締め固め程度は、ケース 1 は強く、ケース 2 ~ 4 はほぼ等しく、ゆるい状態を目標とし

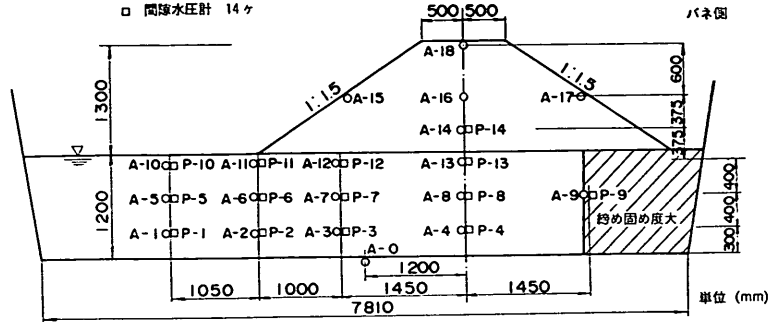
た。地盤および盛土はその密度ができるだけ均一になるように、高さ 20 cm ずつ段階的に作製することとした。また、実験終了後の模型の変形およびすべり面の位置を推定するために、高さ 20 cm ごとに白色砂層 (幅約 2 m, 厚さ約 5 mm) を盛土延長方向の中央位置の盛土横断方向全長に設けた。また、盛土延長方向の中央位置の盛土横断面内には 7 本の白色砂の柱 (直径 6 cm) を設けた。白色砂層と白色砂の柱の位置を図-2 に示す。こうした白色砂層等の設置と同時に、計測器も所定の位置に埋設した。この計測器の埋設位置を図-3 に示す。計測器については後述する。模型の作製手順は、次のとおりである。

- (1) 振動箱の内側の壁面に、模型の型状および高さ 20 cm 毎の水平線の墨出しを行い、白色砂の柱の位置に塩ビパイプ (直径 6 cm, 長さ約 40 cm) を立てる。
- (2) 振動箱の横に仮置きした砂をバケツ (容量約 0.7 m³) に投入し、トラッククレーンにより吊り上げ、ブルーピングリングを用いて砂の重量を測定する。
- (3) バケツをトラッククレーンにより吊り上げ、振動箱内に砂を搬入する。
- (4) 搬入した砂をショベルで厚さ 22 ~ 23 cm にまき出し、足で軽く踏み固めさらに転圧板 (30 cm × 30 cm) で人力により約 20 cm の高さから 1 回たたいて締め固めた後、一層の厚さが 20 cm となるように T 字型均し棒 (トンボ) で平らにならす (写真-1)。

飽和砂地盤上の盛土の破壊振動実験と円形すべり安定解析

ケース 1.2

- 加速度計 19ヶ
- 間隙水圧計 14ヶ



- ケース 3.4
- 加速度計 23ヶ
 - 間隙水圧計 21ヶ
 - 変位計 2ヶ

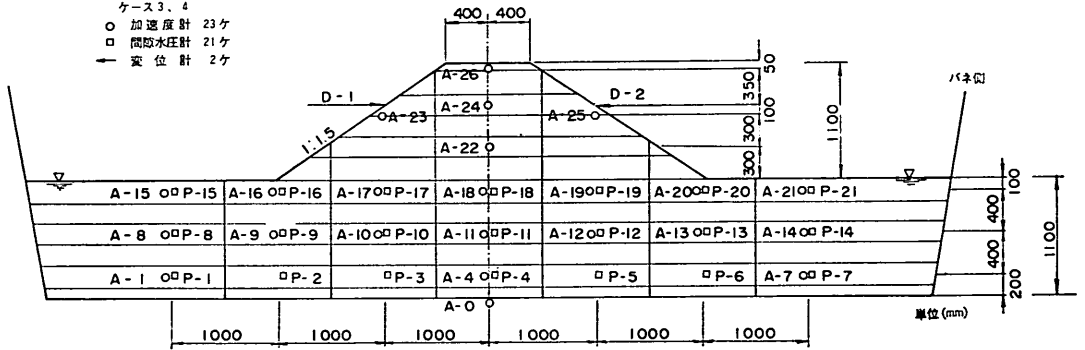


図-3 模型断面と計測器の設置位置



写真-1 地盤の作成



写真-2 砂置換法による地盤の密度測定



写真-3 計測器の埋設

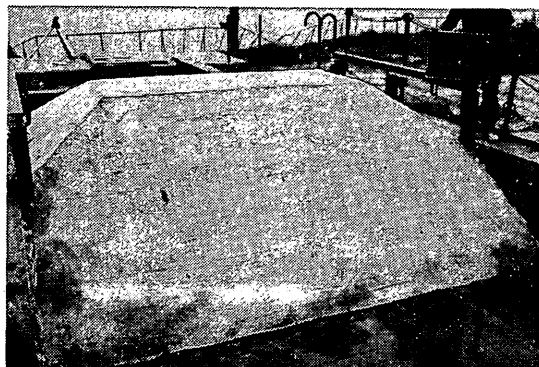


写真-5 完成した盛土

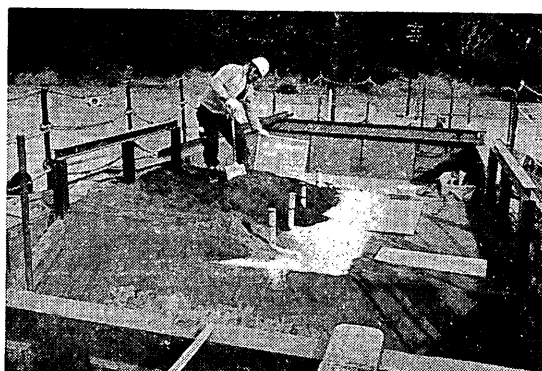


写真-4 盛土の作成

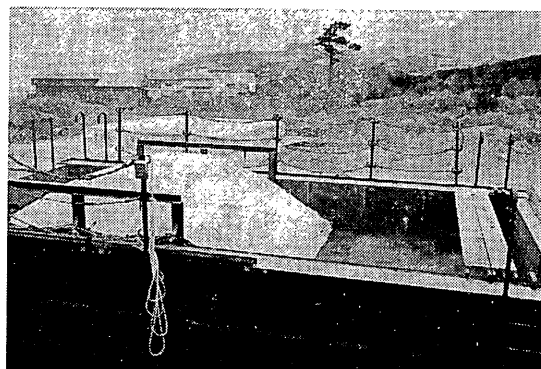


写真-6 振動箱内の完成模型

- (5) 砂置換法により、各層3ヶ所で模型の密度を測定する(写真-2)。
- (6) 砂を所定の深さまで手で素掘りして加速度計と間隙水圧計を設置し、埋め戻す。加速度計は出力方向(ばね側(-)方向)および水平を特に留意して埋設した。間隙水圧計の受圧面は上向きとし、設置後フィルター内に注水する(写真-3)。
- (7) 振動箱中央の幅約2m、長さ8mの範囲に、白色砂(人工碎石の一種である白竜碎石、粒径1mm)を厚さ約5mmに敷く(写真-4)。さらに、中央線土に50cm間隔でマーカー(ゴルフ用ティー)を設置し、レベルにより初期の高さを測定した。また、白色砂の柱の位置に立てた塩ビパイプの中に白色砂を入れ、倒れない程度に塩ビパイプを引き上げ、白色砂の柱を徐々に作製する。
- (8) 模型が完成するまで、(2)~(7)の作業を繰り返す。
- (9) 模型完成後、模型地盤表面から注水する。水位が地盤面まで達した後、振動箱底板に取り付けられた6個

のバルブを開けて、排水を行いながら注水を約1日間続け、地盤をできるだけ飽和状態に近づける。完成した模型を写真-5、6に示す。

2.3 模型の性状

(1) 土質試験結果

実験に使用した砂は木更津産の一般的な山砂であり、その物理的性質を表-1に、粒径加積曲線を図-4に示す。

表-1 使用した砂の物理的性質

項目	記号	
土粒子の比重	G_s	2.766
最小間隙比	e_{min}	0.775
最大間隙比	e_{max}	1.237
最大密度	ρ_{dmax}	1.558g/cm ³
最小密度	ρ_{dmin}	1.236g/cm ³
最大粒径		9.52mm
均等係数	U_c	2.63

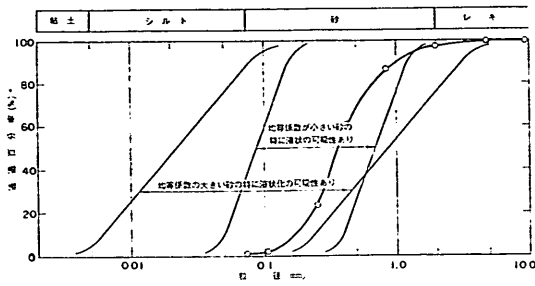


図-4 使用した砂の粒径加積曲線

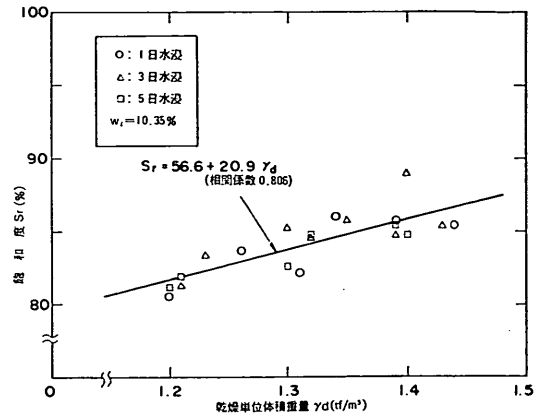


図-6 砂の飽和度と乾燥単位体積重量

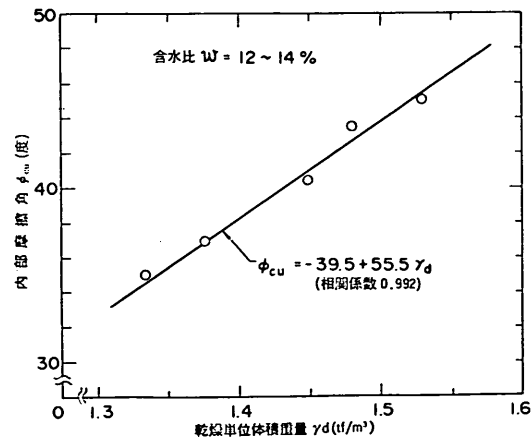
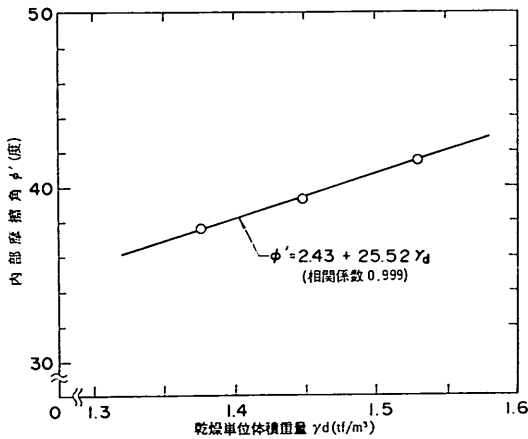


図-5 砂の内部摩擦角

図-4には、現行設計法¹⁾による特に液状化の可能性のある土の粒径分布の範囲も合わせて示してある。粒径分布からみると、今回使用した砂は、液状化しやすい砂であるといえる。

含水比 $w = 12 \sim 14\%$ の砂に対して、圧密非排水状態で三軸圧縮試験を実施し、砂の内部摩擦角を求めた。その結果を図-5に示す。砂の内部摩擦角は、乾燥単位体積重量が大きくなるほど大きくなる傾向が認められる。

模型完成後に模型地盤に注水したが、この模型地盤のおおよその飽和度を推定するために、次のような試験を実施した。ピーカー（容積 440cm^3 ）に、含水比 10.35% の砂を突き固めて入れ、水深 60cm の水槽に水浸させた後、重量を測定して飽和度を求めた。その結果を図-6に示す。図からわかるように、水浸日数による差は認められないが、乾燥単位体積重量が大きくなるほど飽和度は高くなる傾向がある。回帰分析の結果次式が得られた。

$$S_r = 56.6 + 20.9 \gamma_d \quad (1)$$

ここに、 S_r : 飽和度 (%)

γ_d : 乾燥単位体積重量 (tf/m^3)

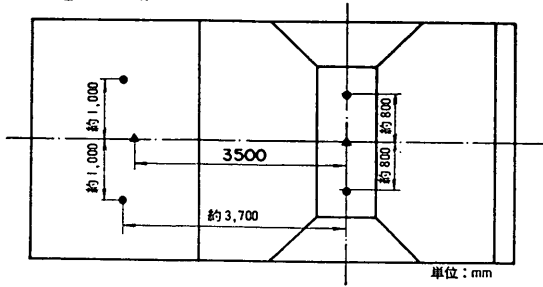
(2) 模型の性状を知るための各種測定

ケース 1～4 の模型の性状を知り、その性状を相互に比較するために、模型の完成後、注水前後に動的コーン貫入試験（土研式貫入試験）、静的コーン貫入試験および板たたき法によるせん断波速度測定試験を行った。それぞれの測定位置を図-7に示す。

土研式貫入試験機は、図-8に示すように単管式のもので、コーン断面積は 7.1cm^2 である。本試験は、 5kgf の重錘を 50cm の高さから落下させ、先端のコーンの貫入

ケース 1、2

- 動的および静的コーン貫入試験
- ▲ 速度検層



ケース 3、4

- : 動的および静的コーン貫入試験
- ▲ : 速度検層

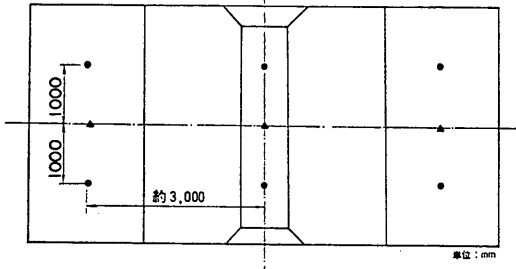


図-7 計測位置

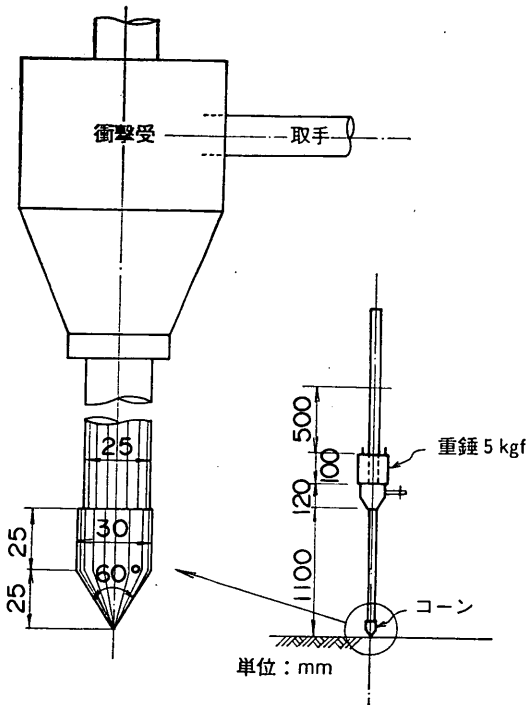


図-8 土研式貫入試験機

量と打撃回数を調べるものである。本試験の実施位置は、ケース 1、2 で盛土部 2ヶ所および前面地盤 2ヶ所、ケース 3、4 で盛土部 2ヶ所、地盤部 4ヶ所である。試験結果を各ケースごとに図-9~16に示す。これらの図の横軸は、ケース 1 と 2 は 5 回の打撃による貫入量、ケース 3 と 4 は 1 回の打撃による貫入量である。ケース 1、2 とケース 3、4 の試験結果を比較する場合注意が必要であらう。この貫入量は値が大きいくほど強度が低いことを示している。図によれば、盛土部の強度は注水の前後でほとんど変化しないが、地盤部の強度は注水後に大幅に小さくなっているのがわかる。本試験の結果と他の土質定数との関係は明らかではないが、模型の強度の相対的な大小を知ることができる。

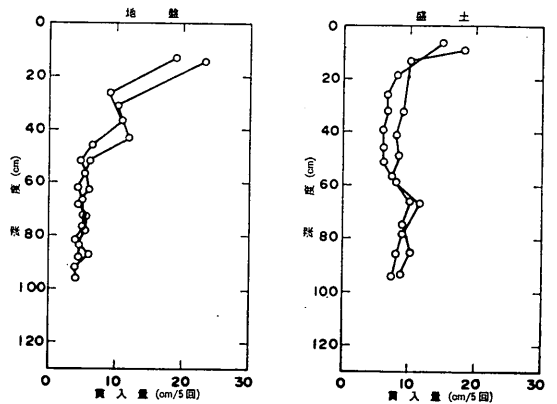


図-9 動的コーン貫入試験結果 (ケース 1, 注水前)

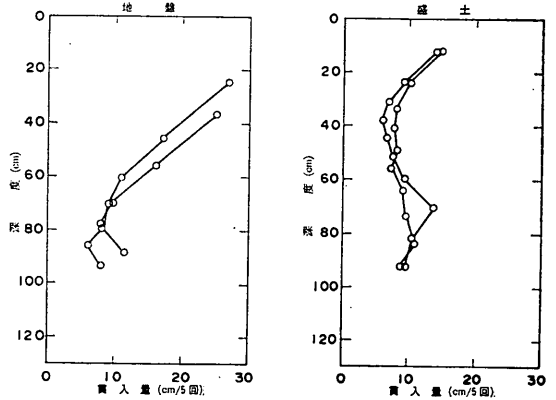


図-10 動的コーン貫入試験結果 (ケース 1, 注水後)

飽和砂地盤上の盛土の破壊振動実験と円形すべり安定解析

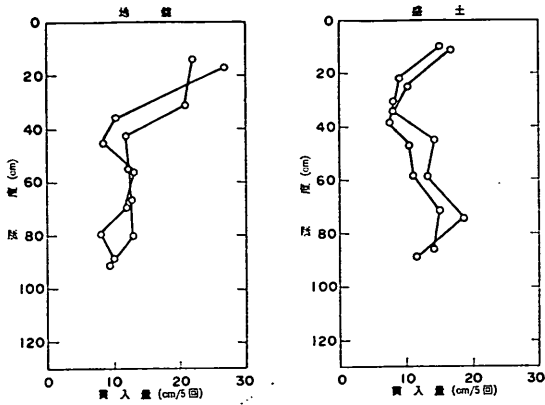


図-11 動的コーン貫入試験結果 (ケース2, 注水前)

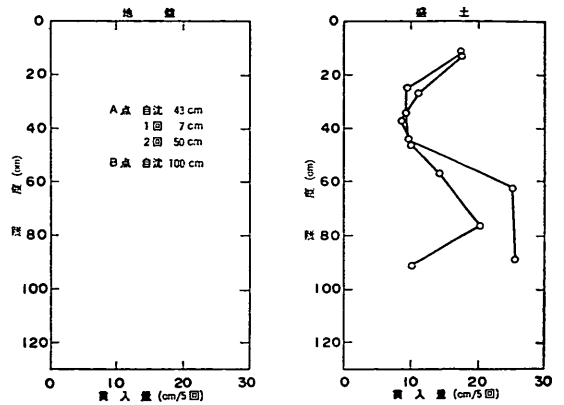


図-12 動的コーン貫入試験結果 (ケース2, 注水後)

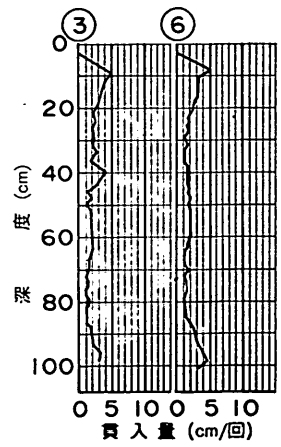
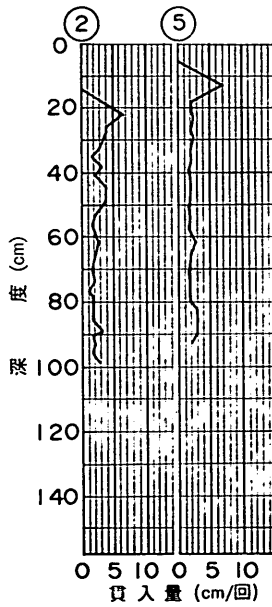
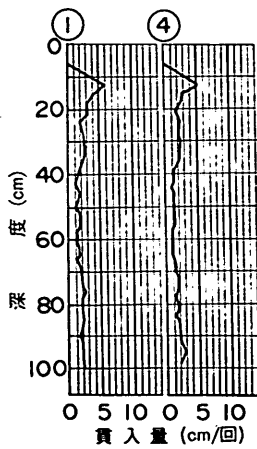
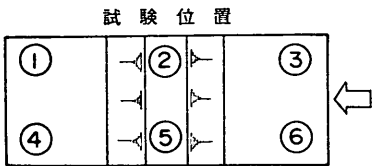


図-13 動的コーン貫入試験結果 (ケース3, 注水前)

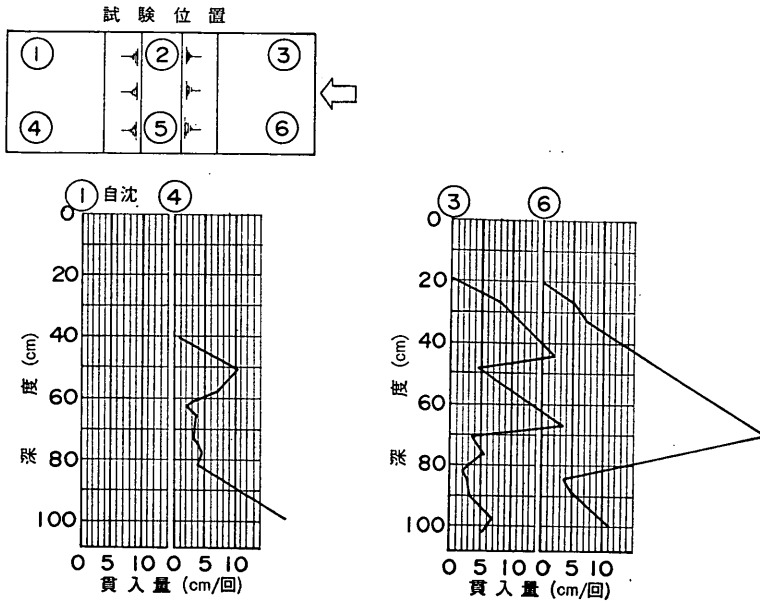


図-14 動的コーン貫入試験結果 (ケース 3, 注水後)

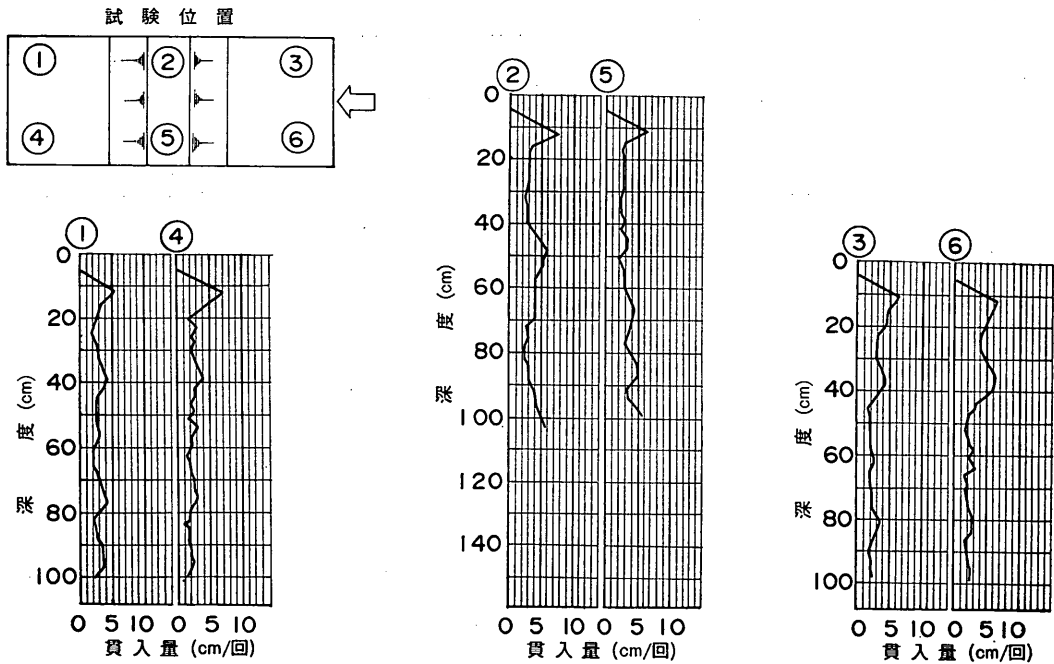


図-15 動的コーン貫入試験結果 (ケース 4, 注水前)

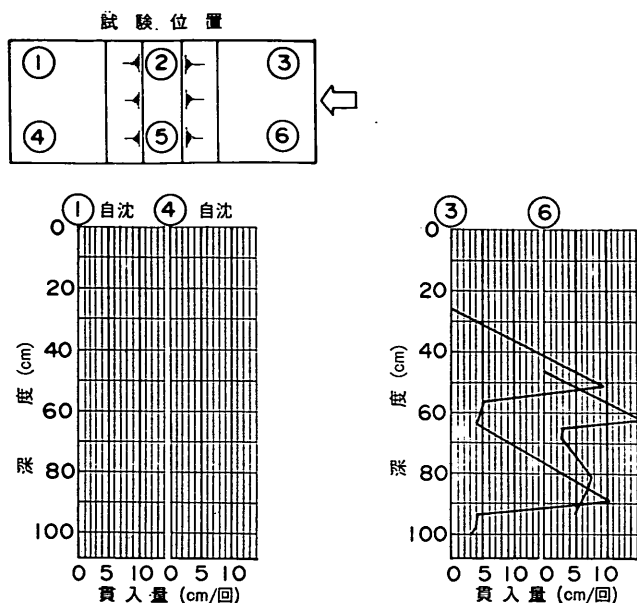


図-16 動的コーン貫入試験結果 (ケース4, 注水後)

静的コーン貫入試験に使用したコーンペネトロメータは、図-17に示すように、単管式のもので、先端コーンの底面積は 6.45cm^2 である。本試験は、コーンを人力により静的に連続圧入して、その時の貫入抵抗を測定し、コーンの底面積で割ってコーン支持力を求めるものである。ここでは、貫入速度を 1cm/s とし、深さ5cmごとに貫入抵抗を測定した。本試験の実施位置は、土研式貫入試験実施位置の近傍である。

各ケースの試験結果を図-18～25に示す。図-18～21の

直線は、回帰分析により求めたものである。盛土部は、注水後においても強度の変化はないと考えられるので、注水後には試験を行っていない。ケース1と2の盛土部は貫入抵抗が大きく、深さ40cmまでしか測定できなかったが、ケース3と4は砂地盤表面まで測定可能であった。盛土部の結果についてケース1～4を比較すると、ケース1がやや支持力が大きいもののほとんど差はない。次に地盤部についての結果をみってみる。ケース1～3の場合には、注水前には盛土部と同様に貫入抵抗が大きく、深さ40～70cmまでしか測定できなかったが、ケース4では最下端まで測定可能であった。しかしながら、注水後は支持力が大幅に低下し、特にケース2～4は、非常に小さい支持力を示している。この傾向は、動的コーン貫入試験の結果とも一致している。

せん断波速度の測定位置は、ケース1, 2では盛土天端中央と、前面地盤の2ヶ所、ケース3, 4では盛土天端中央と左右の地盤の3ヶ所である。厚板の上におもりを載せ、ハンマーで厚板を水平方向に打撃してせん断波を発生させた。測定は、打撃位置真下に埋設された加速度計により行い、電磁オシログラフ(紙送り速度 2m/s)に記録した。打撃は、両方向から数回ずつ行い、第1波のピークの到達時間からせん断波速度を求めた。測定結果を図-26～29に示す。加速度計間の距離が短いため、測定値にはかなりのばらつきがあるものの、おお

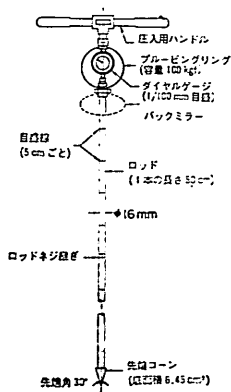


図-17 コーンペネトロメータ

よそのせん断波速度を知ることができると考えられる。模型の V_s はおおよそ 100m/s 前後であり、注水後は注水前に比べてやや V_s が小さくなる傾向が認められる。なお、ケース3と4の左右の地盤内のせん断波速度は他のケースと比較して大きい。これは測定位置が振動箱の壁面に近いため、この振動箱の壁面の影響を受けて、測定値に誤差が多く含まれたことによるものと推定される。

動的コーン貫入試験、静的コーン貫入試験、および速度検層の結果を総合してみると、注水後の模型の強度は、盛土部ではケース1～4ともほぼ等しく、地盤部ではケース2～4がほぼ等しく、ケース1がケース2～4に比べて大きいことが推定された。

(3) 模型の単位体積重量

模型の密度は、2通りの方法により求めた。ひとつは、模型作成時に各層毎に行った砂置換法による測定結果から求める方法、もうひとつは、模型の作成に要した砂の重量から求める方法である。2通りの方法により求めた乾燥単位体積重量を 図-30 に示す。

図-30 によれば、砂置換法による値はばらつきが大きく、特に盛土部に著しい。また、砂置換法による値はケース2およびケース1の盛土部で小さい値を示している。これらのことから模型の単位体積重量の値として、砂置換法による測定値を用いるのは不適當であると判断した。

本報告では、砂の重量から求めた単位体積重量の測定値を用いることとする。図-30 によれば、ケース2の盛土部の値が他のケースのそれよりかなり小さく、ケース1の地盤部の値が他のケースのそれとほぼ等しくな

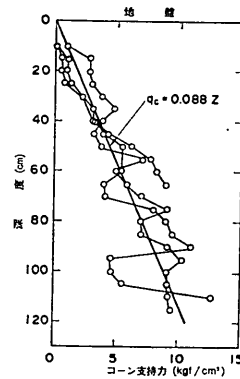


図-19 静的コーン貫入試験結果 (ケース1, 注水後)

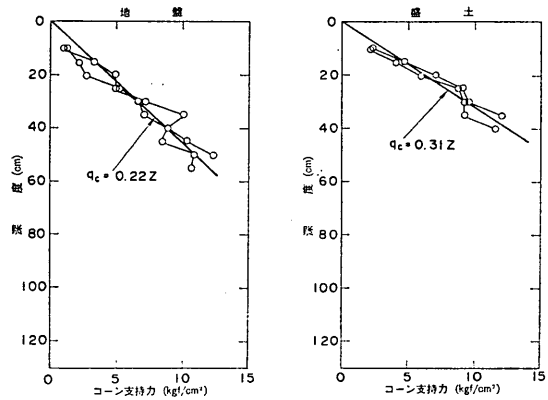


図-20 静的コーン貫入試験結果 (ケース2, 注水前)

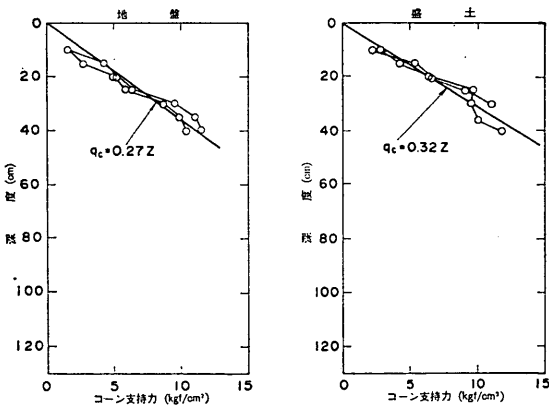


図-18 静的コーン貫入試験結果 (ケース1, 注水前)

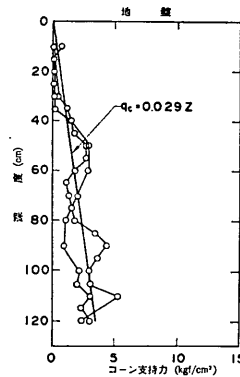


図-21 静的コーン貫入試験結果 (ケース2, 注水後)

飽和砂地盤上の盛土の破壊振動実験と円形すべり安定解析

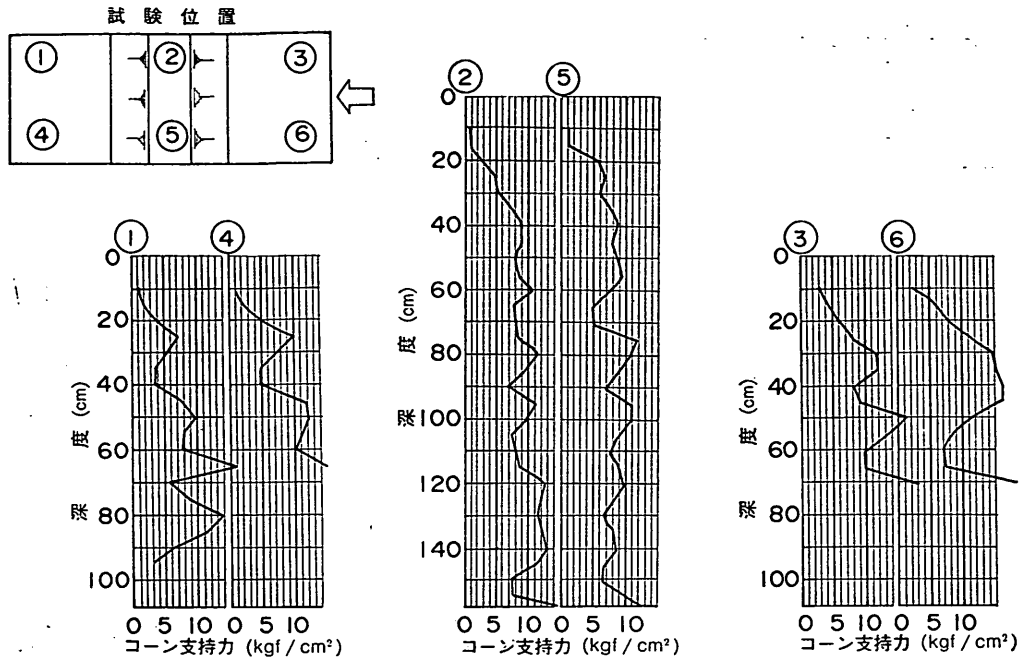


図-22 静的コーン貫入試験結果 (ケース 3, 注水前)

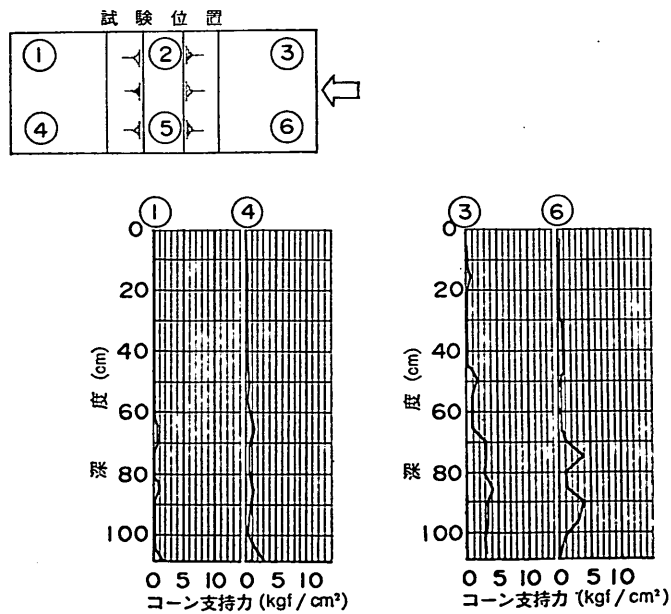


図-23 静的コーン貫入試験結果 (ケース 3, 注水後)

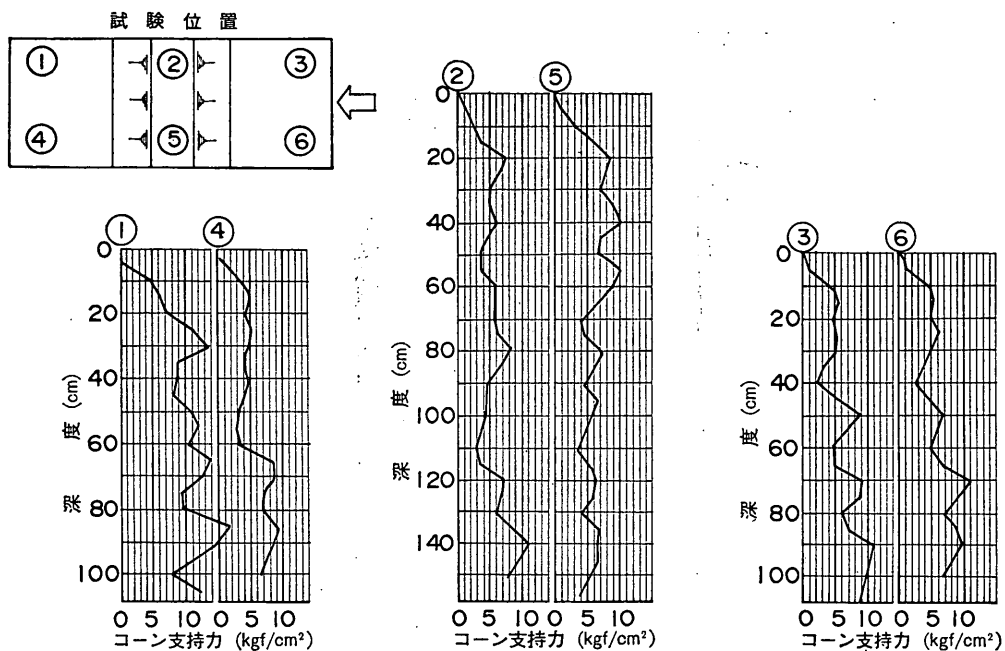


図-24 静的コーン貫入試験結果 (ケース4, 注水前)

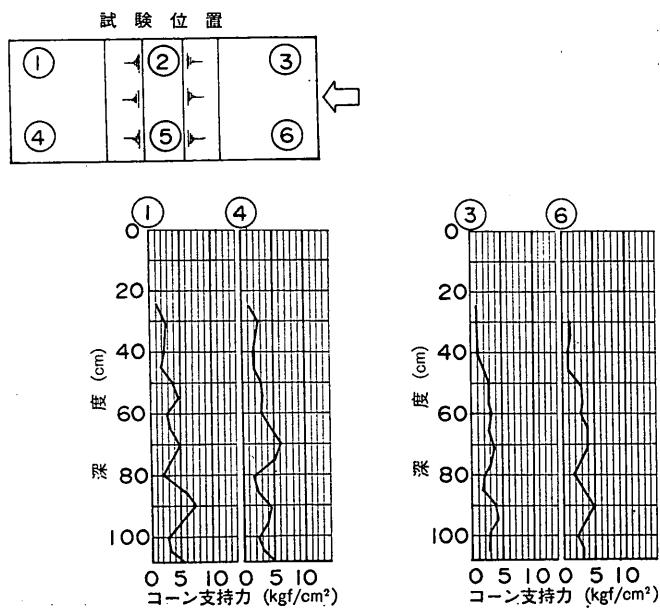


図-25 静的コーン貫入試験結果 (ケース4, 注水後)

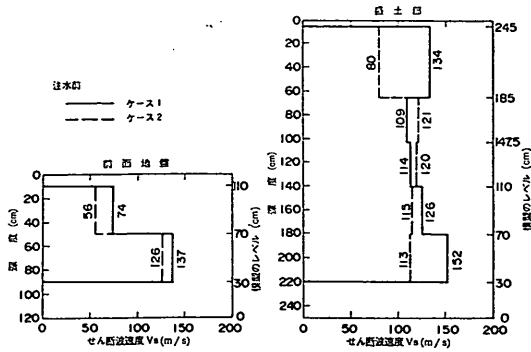


図-26 板たたき法によるせん断波速度 (注水前)

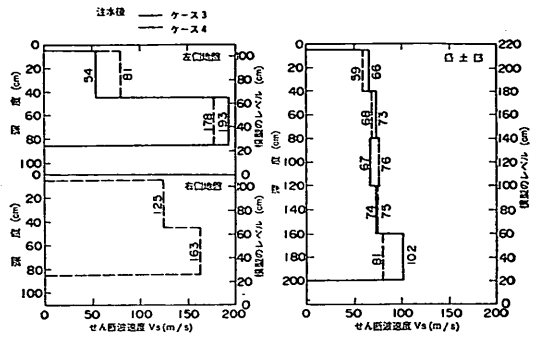


図-29 板たたき法によるせん断波速度 (注水後)

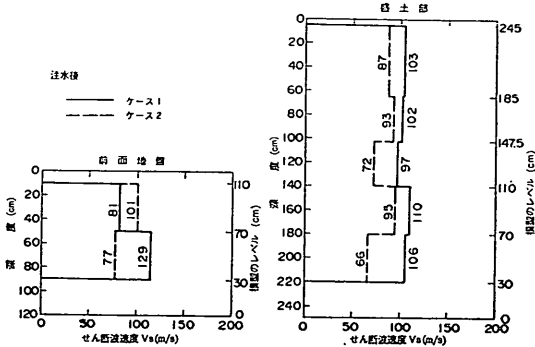


図-27 板たたき法によるせん断波速度 (注水後)

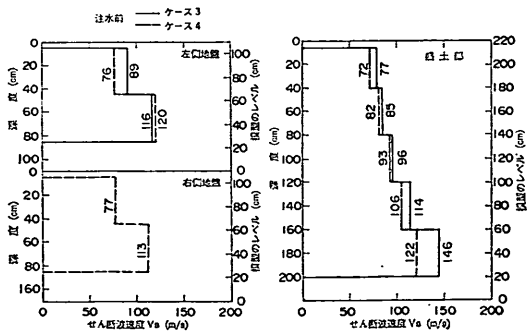


図-28 板たたき法によるせん断波速度 (注水前)

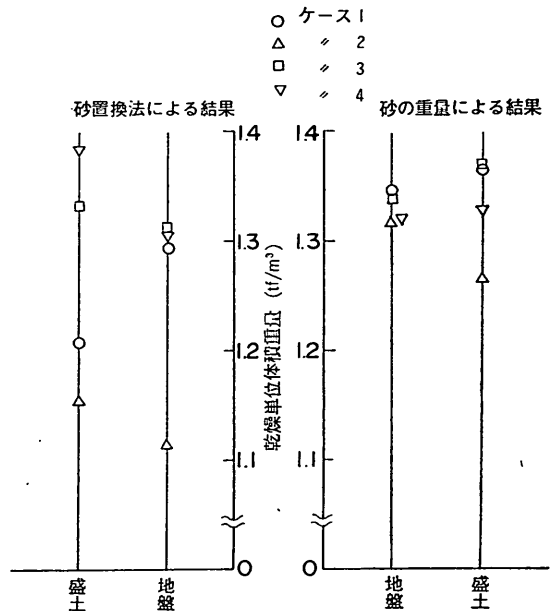


図-30 模型の乾燥単位体積重量

いる。このことは(2)で述べた動的コーン貫入試験および静的コーン貫入試験結果と調和しない。このことから、砂の重量測定に一部誤りがあったのではないかと考えられたので次のような追加実験を実施して、測定に誤りがあったと考えられるケースについては静的コーン貫入試験の結果から模型の単位体積重量を推定した。

追加実験の概要は、次のとおりである。鋼製の箱（長さ91cm×幅91cm×深さ91cm）の中に一層の厚さ10cmまたは20cmで締め固めを行いながら、深さ80cmまで砂を入れ、注水前後に3ヶ所で静的コーン貫入試験を実施した。そして、コーン支持力 q_c (kgf/cm²) と深さ z (cm) の関係を $q_c = az$ とし、回帰分析を行い、係数 a の値を求めた。

追加実験における係数 a の値および図-18~21に示した模型における係数 a の値と、乾燥単位体積重量の関係を示したのが、図-31である。まず、注水前をみると、ケース2の盛土を除いて、試験値にはほぼ直線的な関係

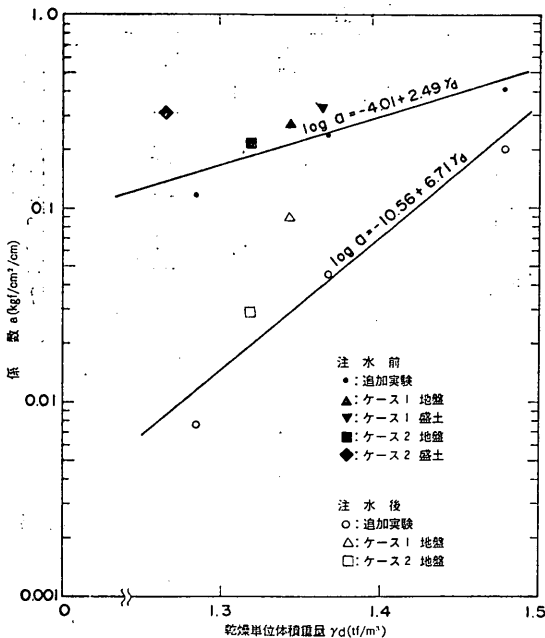


図-31 静的ユーン貫入試験結果から求めた係数 a と乾燥単位体積重量

が認められる。また、注水後をみると、ケース1の地盤を除いて、やはり試験値にはほぼ直線的な関係がある。これらのことから、ケース1の地盤およびケース2の盛土では、砂の重量測定に誤りがあったものと推測される。そこで、誤りがあったと推測される点を除いて回

帰分析を行った。その結果が図中に示した2本の直線であり、これらの直線を利用して、係数 a の値から誤りがあったと推測される点の単位体積重量を逆に推定した。

表-2に模型の単位体積重量、含水比、飽和度、間隙比、相対密度を示す。ケース1の地盤部、ケース2の盛土部の乾燥単位体積重量は図-31より推定した値である。含水比は模型作成時のものと、注水後のものが示してある。地盤の飽和度は2,3の(1)式より推定した値であり、これより注水後の含水比、単位体積重量を計算した。

(4) 模型の内部摩擦角

模型の内部摩擦角を三軸試験結果より推定した。図-5の結果から模型の乾燥単位体積重量に対応する内部摩擦角を求めた。既に示した表-2に得られた内部摩擦角(ϕ')の値を示す。

2.4 実験装置

(1) 振動破壊試験装置^{10),11)}

本試験装置は、図-32に示すように、模型を収納する振動箱、ばね装置、油圧シリンダおよび基礎耐力壁から構成されており、振動箱は車軸を介してレール上に支持されている。駆動方法は、油圧シリンダにより振動箱を押し出してばね装置に初期変位を与えた後、瞬間的にシリンダを引き戻すことにより、振動箱に自由振動を発生させるものである。したがって、振動方向は水平一方向、振動波形は衝撃による自由減衰振動波形のみである。

本装置の外観を写真-7、図-33に、主要諸元を表-3に

表-2 模型の性状

試験ケース 項目	ケース1		ケース2		ケース3		ケース4	
	地盤	盛土	地盤	盛土	地盤	盛土	地盤	盛土
湿潤単位体積重量 γ_t (gf/cm ³)	1.59*	1.52	1.51*	1.61	1.51	1.57	1.49	1.50
含水比 w (%) ()内は注水後の値	12.3 (29.7*)	11.6	14.5 (33.4*)	14.2	12.6 (32.6*)	14.4	13.2 (33.4*)	12.9
乾燥単位体積重量 γ_d (gf/cm ³)	1.42*	1.36	1.32*	1.41	1.34	1.37	1.32	1.33
飽和度 S_r (%)	86.2*	—	84.1*	—	84.6*	—	84.2*	—
注水後単位体積重量 γ (gf/cm ³)	1.84*	—	1.76*	—	1.78*	—	1.76*	—
間隙比 e	0.95	1.03	1.10	0.97	1.06	1.01	1.10	1.08
相対密度 D_r (%)	68	54	41	65	38	47	29	33
内部摩擦角 ϕ' (°)	39	37	36	38	37	37	36	36

* 推定値

飽和砂地盤上の盛土の破壊振動実験と円形すべり安定解析

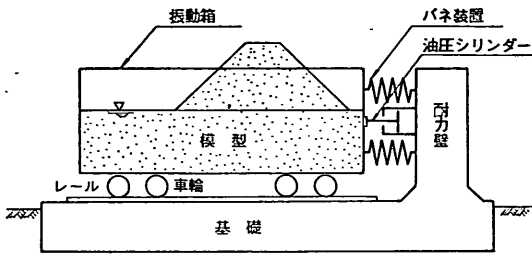


図-32 振動破壊試験装置 模式図

表-3 振動破壊試験装置主要諸元

項目	諸元
水平最大加速度	1.2G (満載時)
水平最大変位	±90 mm
水平最大速度	102cm/s 以上
振動数	0.8~4.4Hz (満載時)
載荷重量	130 tf
載荷箱容積	64m ³ (長さ 8 m×幅 4 m×深さ 2 m)

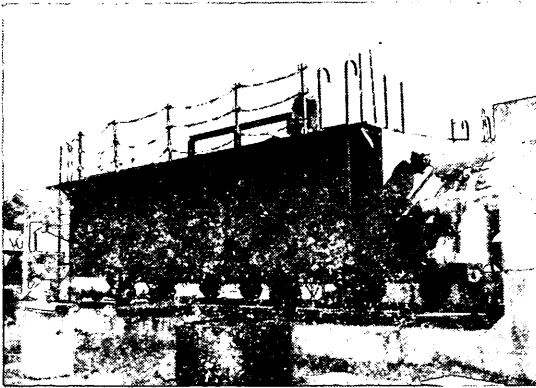


写真-7 振動破壊試験装置

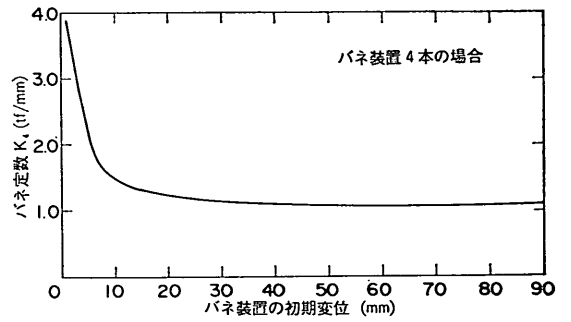


図-34 ばね装置の初期変位とばね定数

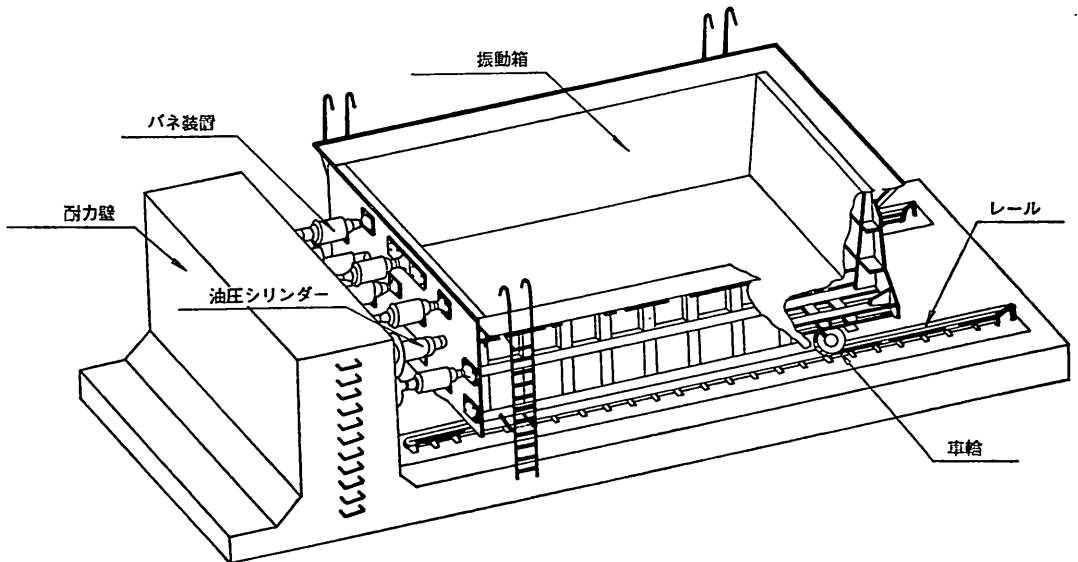


図-33 振動破壊試験装置 外観

表-4 計測機器一覧表

名 称	型 式	仕 様	数 量	
			ケース 1, 2	ケース 3, 4
加 速 度 計	ひずみゲージ式 AS-2C	容量 2G, 応答が一様な振動数範囲 0~56Hz	19	13
	" ASW-2A	" "	0	10
間 隙 水 圧 計	" TR-3605	容量 0.5kgf/cm ² , 受圧面直径 28 mm	14	21
変 位 計	インダクタンス式 TR-50200	容量 ±200 mm	0	2
動ひずみ測定器	DPM-110A, B	0~2000Hz (偏差±10%)	33	46
電磁オシログラフ	RMV-540A	12ch	2	2
	Type 2932-21	18ch	2	2
	Type 2924	18ch	0	2
データレコーダー	RTP-150A	7ch	0	1
	RTP-160A	14ch	1	1
	RTP-600A	14ch	0	1

示す。本装置の特色は、最大 130 ft の大きな模型を、最大 1.2G という大加速度で加振できることである。卓越する振動数は、ばね装置の個数、ばねの非線型性、模型の重量などにより変化する。今回の実験では、ばね装置は 4 本としたが、この時のばね定数 (4 本の和) を 図-34 に示す。図からわかるように、初期変位が 10 mm 以下においてばねの非線型性が大きい、30 mm 以上では、ばね定数はほぼ一定となっている。また、加振加速度は、ばね装置の初期変位、すなわち振動箱を押し出す長さを変えることによって調節できる。

(2) 計測機器

本実験において使用した計測機器を表-4 に示す。加速度計は盛土および地盤内に、間隙水圧計は地盤内に埋設した。変位計は盛土斜面の地震時の変位を計測するために用いた。表-4 には実験で使用した増幅器、記録器も示してある。

2.5 加振方法と測定方法

表-5 に加振方法と測定項目を示す。加振は 2.4 で述べたように、衝撃による自由減衰振動である。振動台の加速度波形は、図-35 に 1 例を示すように、最初に最大加速度が生じ徐々に小さくなっていくという波形をしている。これは、実際の地震波形とは異なり、やや波の数は少ない。加振は、盛土の変形や表面のクラックが大きくなって、破壊したとみなせる状態まで行った。まず、30~60Gal の比較的小さい加速度による加振から始めて、段階的に加速度を大きくしながら、ケース 1 では 7 回、ケース 2 では 5 回、ケース 3 では 6 回、ケース 4 では 5

表-5 実験の概要

項 目	内 容	
加 振 方 法	加 振 装 置	振動破壊試験装置
	振 動 波 形	衝撃波 (自由減衰振動)
	加 速 度	ケース 1 : 約 50~1200Gal (7 段階)
		" 2 : 約 60~ 600Gal (5 ")
" 3 : 約 40~ 500Gal (6 ")		
" 4 : 約 30~ 300Gal (5 ")		
振 動 数	約 2~5 Hz	
測 定 項 目	加 振 時	地盤、盛土の加速度 地盤の間隙水圧
	各 加 振 後	地盤、盛土の水平変位、鉛直変位 地盤、盛土表面のクラック
	実験終了後	地盤、盛土内の破壊箇所

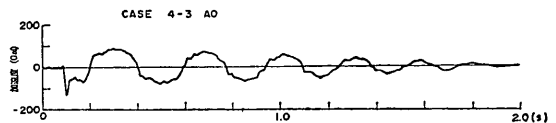


図-35 振動台加速度波形例

飽和砂地盤上の盛土の破壊振動実験と円形すべり安定解析

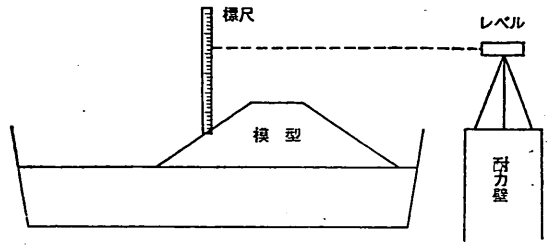
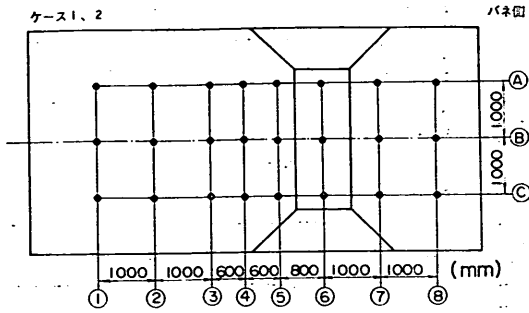


図-38 鉛直変位の測定方法

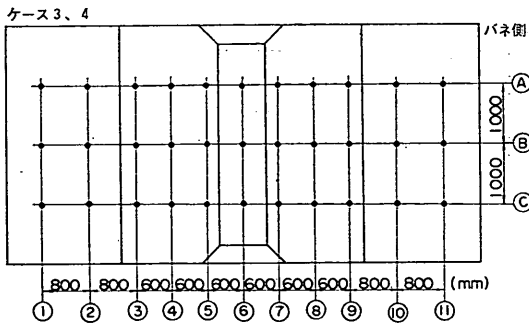


図-36 残留変位の測定位置平面図

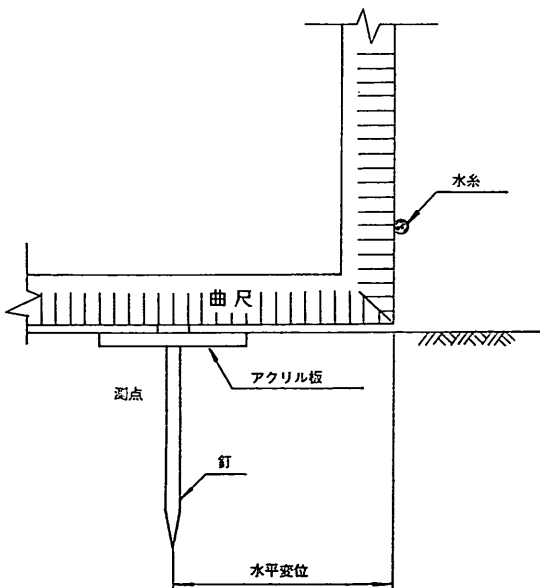


図-37 水平変位の測定方法

回の加振を行った。1回の加振から次の加振までの時間は、およそ30～40分である。

加振時の模型の挙動は、加速度計と間隙水圧計により測定した。記録は、加速度計と間隙水圧計を動ひずみ測定器に接続し、電磁オシログラフおよびデータレコーダに記録した。

1回の加振が終了するごとに、模型の表面に設けた図-36に示す24の測点の残留変位を測定した。盛土天端や地盤上の測点には、穴のあいた5cm四方のアクリル板をくぎの頭に取り付けたものを、盛土斜面上の測点には、ゴルフ用のティーを設置し、この測点の計測を行った。水平残留変位は、次のように計測した。図-37に示すように、測点の直上数cmの高さにあらかじめ振動箱の左右(振動直角方向)に水糸を張り渡しておき、この水糸からの変位(振動方向のみ)を金尺により測定し、これより残留水平変位を求めた。残留鉛直変位は、図-38に示すように標尺とレベルを用いて測定した。また、盛土表面にクラックが発生する様子をスケッチした。さらに、実験終了後に模型を掘り出して、内部に発生した破壊の様子について調べた。

3. 振動実験結果

3.1 盛土の破壊の概要

振動実験結果について詳しく検討する前に、各ケースでの各加振後の盛土の破壊の概要を述べる。なお、ここでの盛土の破壊は無被害か完全破壊かの二者択一でなく、無被害から完全破壊まで連続的に変化すると考えている。以下の検討では、盛土の残留変位が急増した場合に、この時の加振により盛土の本体が破壊したとした。ある加振では盛土の残留変位が急増しなくても、盛土の表面にクラックが発生する場合があるが、これは盛土本体の破壊とは考えない。破壊の開始は、盛土の残留変位が急増した場合の入力加速度とその前の加振の入力加速度の間のある入力加速度で発生するものと考えられる。

なお、ここでの実験は既に述べたように、入力加速度を増加させながら実験を行うもので、盛土の残留変位が急増した後の加振時の盛土の状態は厳密にはそれ以前と異なっている。しかし、破壊の程度からみて解析する上で大きな問題となるような重大な条件の差がないと考えてここでは特に区別しないで検討している。

ケース1では、テストNo. 5 (振動台加速度: 497Gal) の加振から盛土の表面にクラックが発生しはじめ、テストNo. 6 (812Gal) およびNo. 7 (1204Gal) の加振により、過剰間隙水圧が上昇して、盛土は破壊した。

一方、ケース2では、テストNo. 4 (413Gal) の加振から盛土表面にクラックが発生しはじめ、テストNo. 4 (413Gal) およびNo. 5 (594Gal) の加振により、過剰間隙水圧が上昇して、盛土は破壊した。

また、ケース3では、テストNo. 4 (203Gal) の加振から盛土表面にクラックが発生しはじめ、テストNo. 5 (300Gal), No. 6 (472Gal) の加振により、過剰間隙水圧が上昇して、盛土は破壊した。

さらに、ケース4では、テストNo. 4 (225Gal) の加振から盛土表面にクラック (ケース3場合よりも大) が発生し、過剰間隙水圧も少し上昇した。テストNo. 5 (317Gal) の加振により、過剰間隙水圧が大きく上昇し、盛土は破壊した。

3.2 応答加速度

各加振におけるばね装置の初期変位、振動台の最大加速度、最も卓越する振動数を表-6に示す。卓越振動数が加振レベルにより異なるのは、図-4に示したばねの非線型性と模型を構成している砂の非線型性によるものである。

各位置の加速度波形の測定結果の例を図-39, 40に示す。図-39はケース1のテストNo. 6であり、図-40はケース3のテストNo. 5である。

振動台加速度と主な測定点の加速度応答倍率を図-41~44に示す。振動台加速度が大きくなるほど、応答倍率が小さくなる傾向を示しており、振動台加速度が約200Galを越えると1よりも小さくなっている。振動台加速度が約50~100Galにおいては、ケース1が他のケースに比べて、応答倍率が大きい、約200Gal以上では、ケース1も他のケースとほぼ等しくなっている。また、約200Gal以下では、地盤部分に比べて盛土部分の方が応答倍率がやや大きい、約200Galを越えると、位置による応答倍率の差はほとんどない。ケース2の場合と、ケース3, 4の場合では模型断面が異なるが、加速度応答倍率の振動台加速度による減少の様子はほぼ等しいことがわかる。

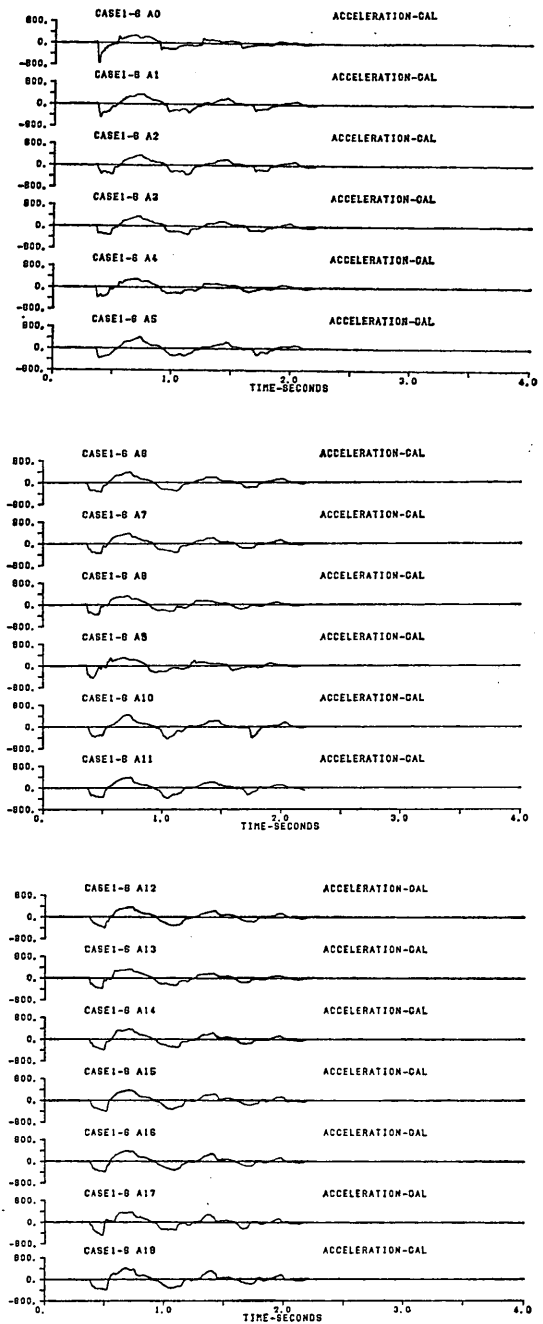


図-39 加速度波形の測定結果 (ケース1, テストNo. 6)

次に、図-45に示すI~IVの位置における加速度の鉛直方向の分布 (ここでは、加速度モードという) を、最初の正負のピーク値で示す。ケース1のI~IVの位置に

飽和砂地盤上の盛土の破壊振動実験と円形すべり安定解析

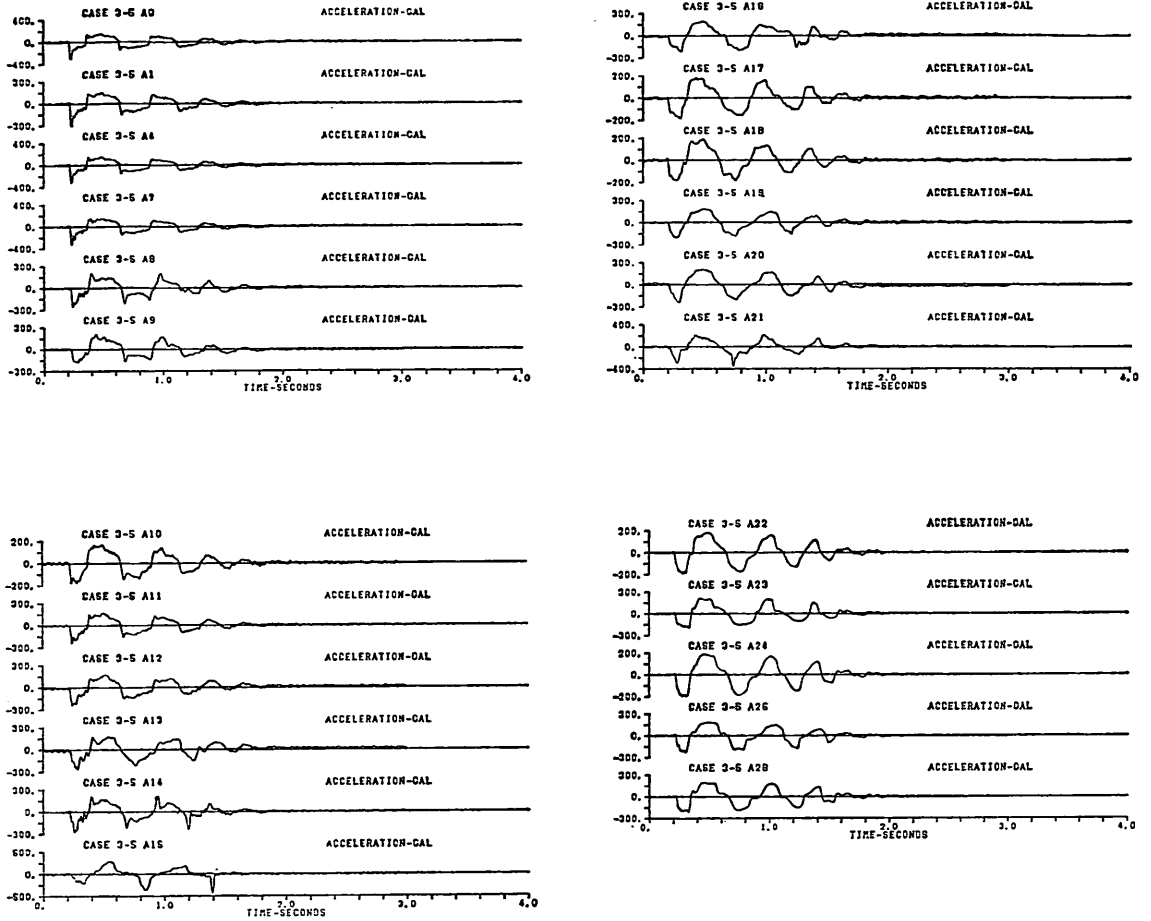


図-40 加速度波形の測定結果 (ケース 3, テスト No. 5)

表-6 振動台加速度と卓越振動数

実験ケース テスト No.	ケース 1			ケース 2			ケース 3			ケース 4		
	バネの 初期変 位 mm	振動台 加速度 Gal	卓越振 動数 Hz	バネの 初期変 位 mm	振動台 加速度 Gal	卓越振 動数 Hz	バネの 初期変 位 mm	振動台 加速度 Gal	卓越振 動数 Hz	バネの 初期変 位 mm	振動台 加速度 Gal	卓越振 動数 Hz
1	1.1	45	4.15	1.2	58	3.66	0.9	39	4.39	0.8	29	4.87
2	3.6	108	3.05	3.4	110	3.05	2.6	101	3.41	2.0	83	3.66
3	8.0	174	2.32	7.3	177	2.44	4.9	128	2.92	5.2	131	2.92
4	19.5	355	1.83	21.4	413	1.95	9.9	203	2.44	10.8	225	2.44
5	26.0	497	1.83	32.1	594	1.83	15.4	300	2.19	15.4	317	2.19
6	43.2	812	1.59	—	—	—	24.5	472	2.19	—	—	—
7	60.0	1204	1.71	—	—	—	—	—	—	—	—	—

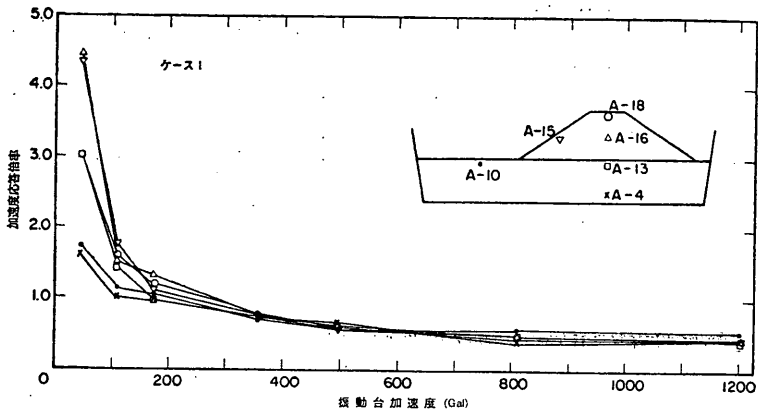


図-41 加速度応答倍率と振動台加速度 (ケース 1)

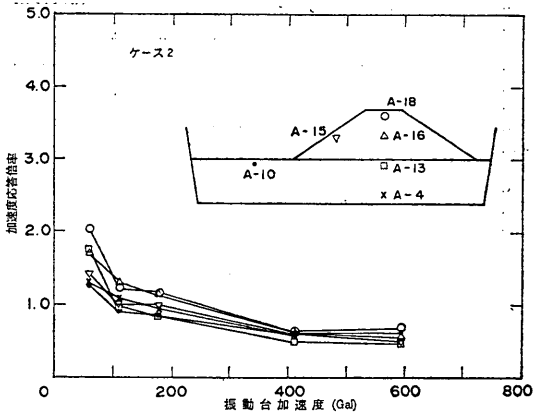


図-42 加速度応答倍率と振動台加速度 (ケース 2)

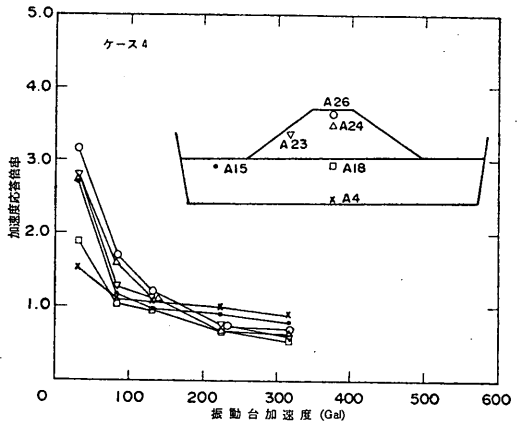


図-44 加速度応答倍率と振動台加速度 (ケース 4)

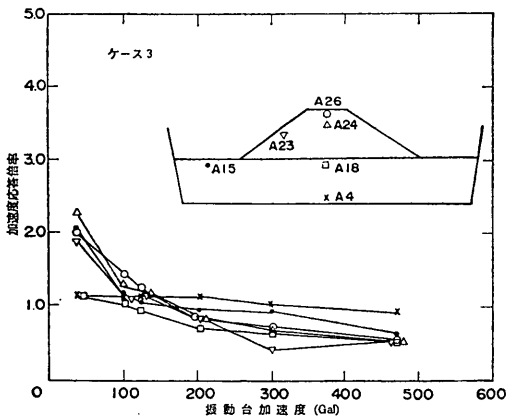


図-43 加速度応答倍率と振動台加速度 (ケース 3)

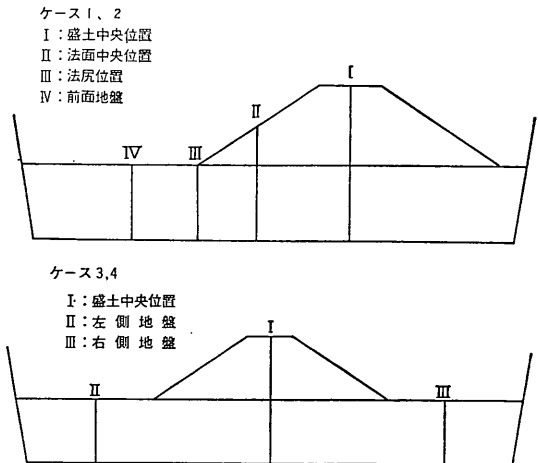


図-45 加速度モードを示す位置

飽和砂地盤上の盛土の破壊振動実験と円形すべり安定解析

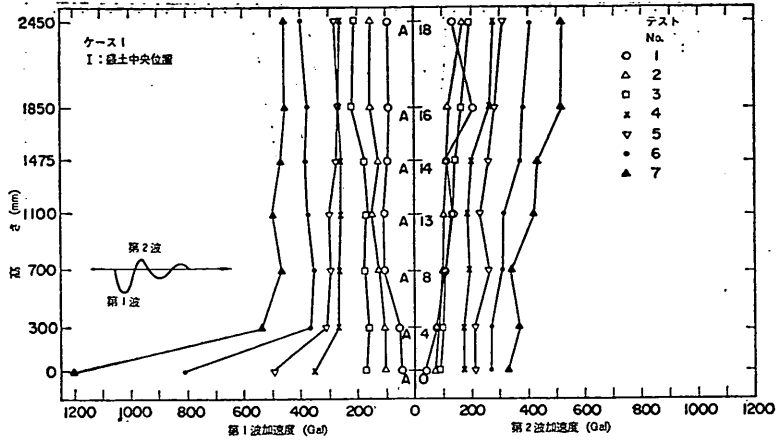


図-46 加速度モード図 (ケース 1, I: 盛土中央位置)

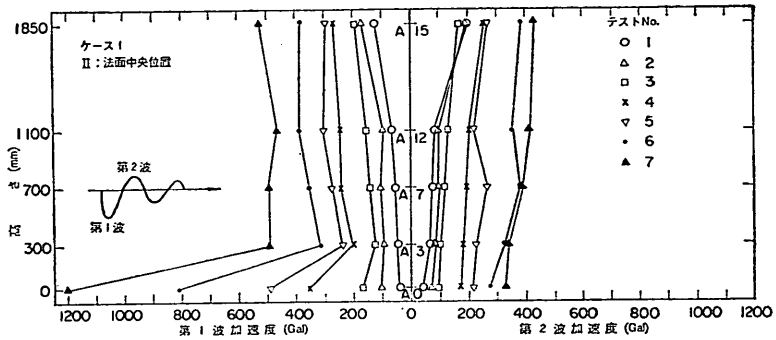


図-47 加速度モード図 (ケース 1, II: 法面中央位置)

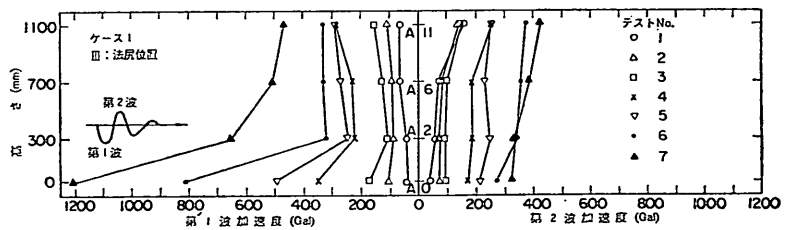


図-48 加速度モード図 (ケース 1, III: 法尻位置)

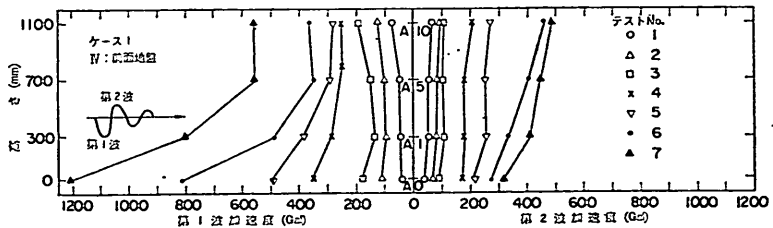


図-49 加速度モード図 (ケース 1, IV: 前面地盤)

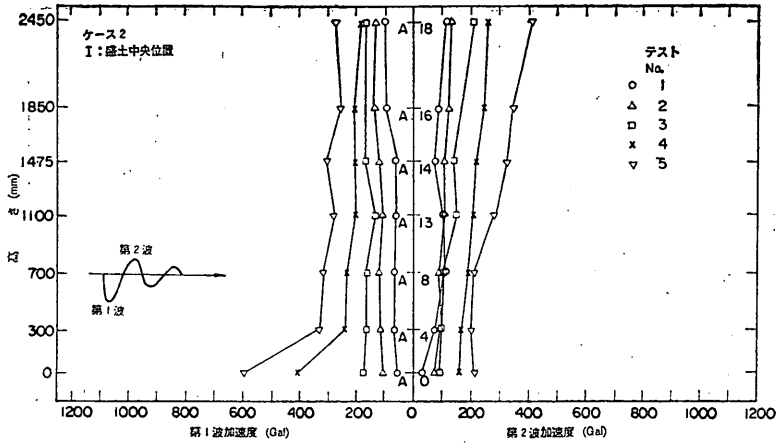


図-50 加速度モード図 (ケース 2, I : 盛土中央位置)

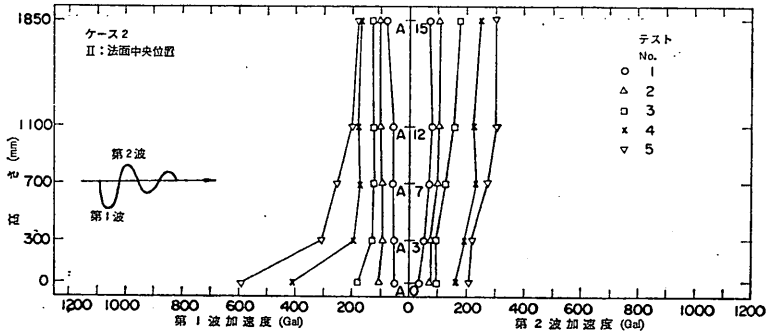


図-51 加速度モード図 (ケース 2, II : 法面中央位置)

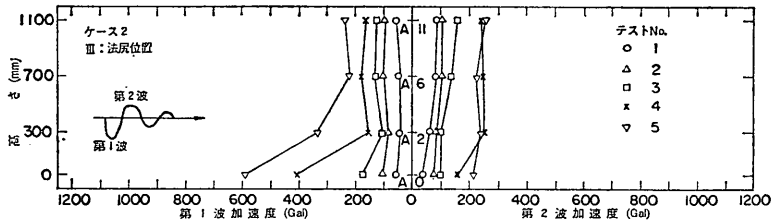


図-52 加速度モード図 (ケース 2, III : 法尻位置)

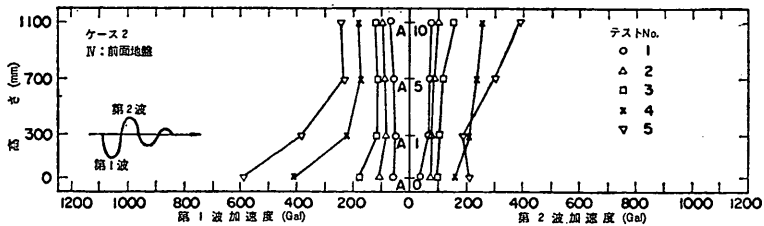


図-53 加速度モード図 (ケース 2, IV : 前面地盤)

飽和砂地盤上の盛土の破壊振動実験と円形すべり安定解析

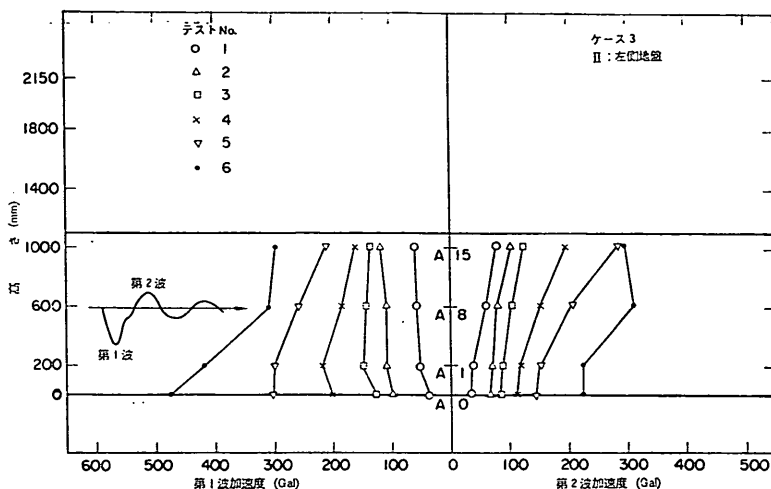


図-54 加速度モード図 (ケース 3, II : 左側地盤)

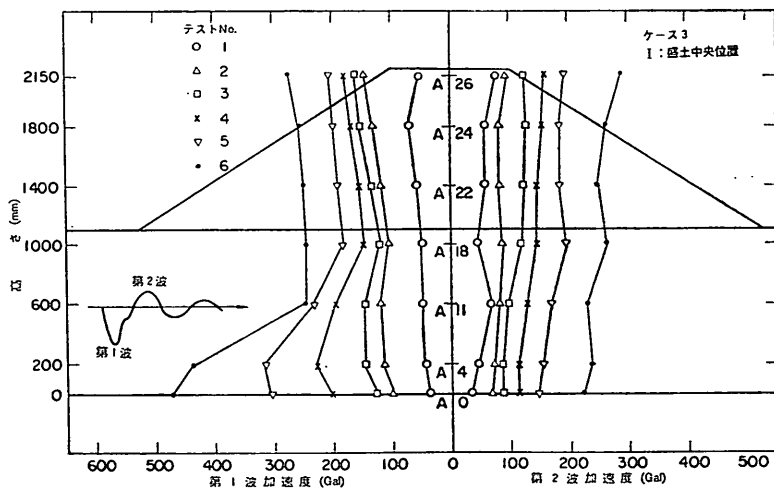


図-55 加速度モード図 (ケース 3, I : 盛土中央位置)

における加速度モードを、図-46~49に、ケース2の同じくI~IVの位置における加速度モードを、図-50~53に、ケース3のI~IIIの位置における加速度モードを図-54~56に、ケース4のそれを図-57~59に示す。図中、第1波とは第1番目の半周期の波をさしている。この第1波加速度は盛土前面から後面方向の加速度を意味しており、盛土の左側斜面を崩壊させる方向に力が作用している時の加速度である。これに対して、第2波とは第2番目の半周期の波をさし、第2波加速度は第1波と逆向き

の加速度を意味している。

図-46のケース1のI:盛土中央位置をみると、第1波では、加速度が小さい場合わずかながら加速度の増幅が認められる。加速度が大きくなると、振動台(A-0)と地盤中の最も下の測定点(A-4)の間における加速度の減衰が非常に大きい。盛土が破壊に至ったテストNo.6およびNo.7の場合、A-4における加速度はA-0の1/2以下になっており、この部分に大きなせん断ひずみが発生したと考えられる。A-4より上方に位置する測定点

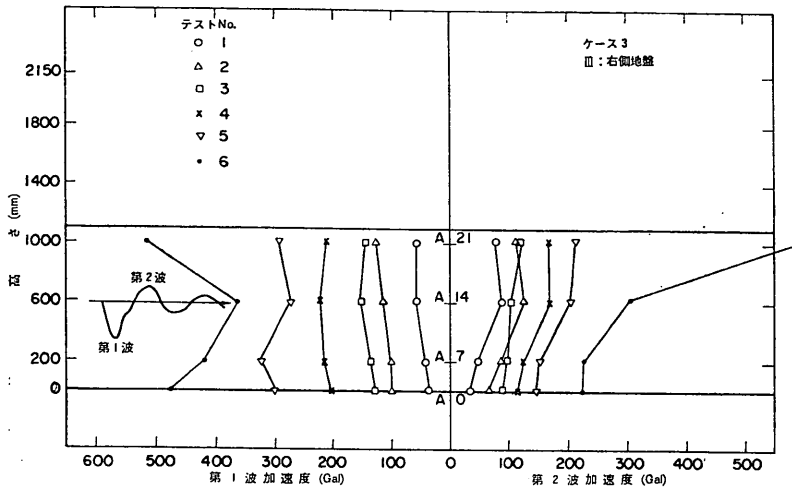


図-56 加速度モード図 (ケース 3, III: 右側地盤)

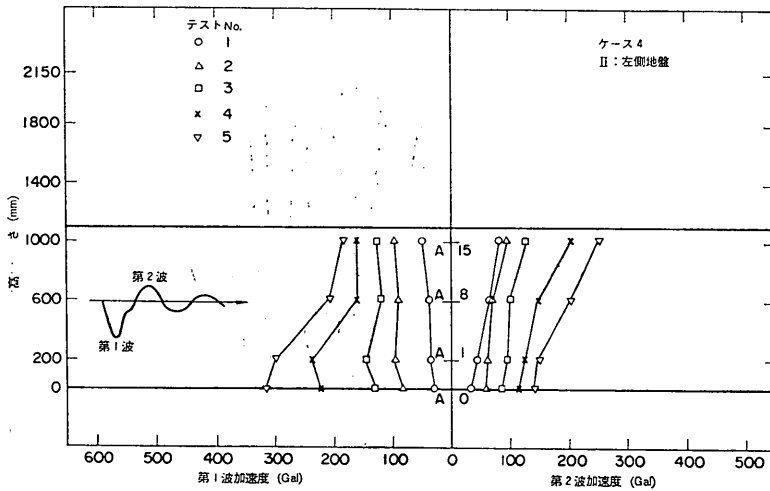


図-57 加速度モード図 (ケース 4, II: 左側地盤)

ではほぼ一様な加速度となっている。一方、第2波では、振動台加速度が第1波よりも小さいが、加速度の増幅が認められる。

図-47のケース1のII: 法面中央位置および図-48のケース1のIII: 法尻位置においても、I: 盛土中央位置と同様の傾向が認められる。図-49のケース1のIV: 前面地盤においては、振動台加速度が大きくなった場合、A-0からA-5の間で、加速度が減衰しており、I~IIIの場合と異なっているのは、振動箱前壁の影響によるものと

考えられる。

ケース2においても、傾向は前述のケース1と同様である。ただし、ケース2においては、ケース1よりも小さい加度において、A-0とA-4の間で加速度の急激な減衰が生じており、これはケース1よりも小さい加速度で盛土が破壊したことに対応している。

ケース3, 4においても、第1波の最大加速度は地盤内で急激に減少しており、ケース1, 2と同様の傾向を示している。ただし、ケース3, 4の場合には、入力最

飽和砂地盤上の盛土の破壊振動実験と円形すべり安定解析

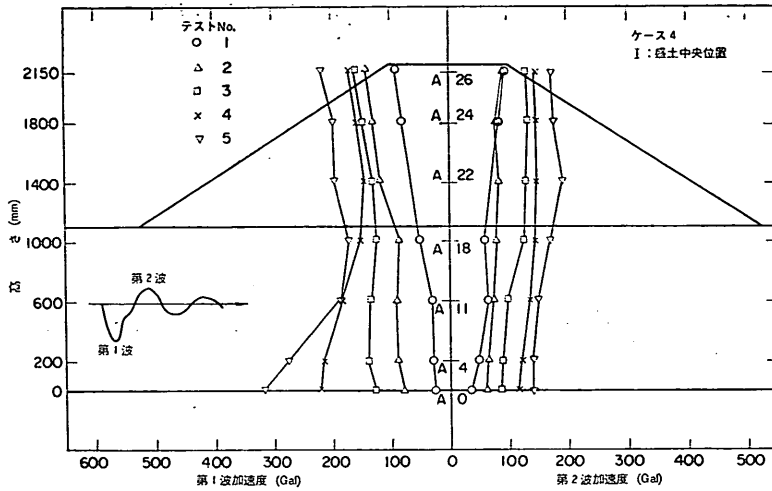


図-58 加速度モード図 (ケース 4, I: 盛土中央位置)

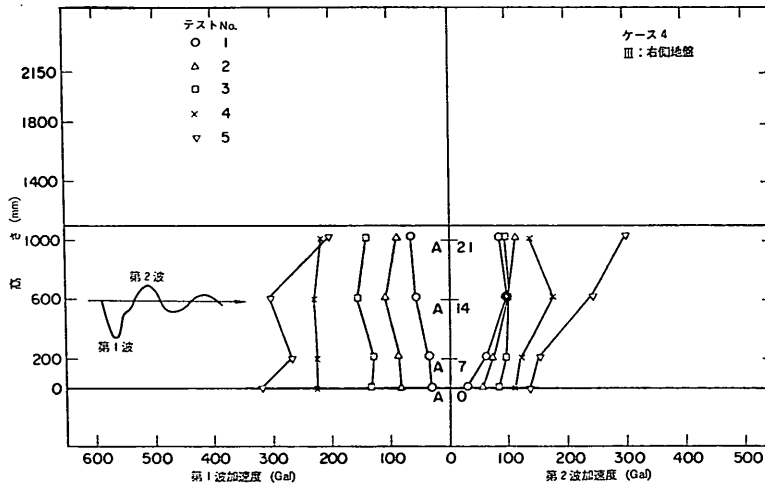


図-59 加速度モード図 (ケース 4, III: 右側地盤)

大加速度がケース 3 で 472Gal, ケース 4 で 317Gal と大きい場合においても, 盛土部の加速度が地盤表面に比較して若干の増幅がみられ, ケース 1, 2 の場合と異なっている。

3.3 周波数伝達関数

ここでは測定された加速度のパワースペクトルと周波数伝達関数を検討する。パワースペクトルは FFT により計算した。入力 $X(t)$ と出力 $Y(t)$ の周波数伝達関数は次式より求めた。

$$A(f) = Z_{YX}(f) / P_X(f) \quad (2)$$

$$Z_{YX}(f) = \sqrt{P^2_{YX}(f) + Q^2_{YX}(f)} \quad (3)$$

ここに, $A(f)$: 周波数伝達関数

$Z_{YX}(f)$: クロススペクトルの絶対値

$P_X(f)$: 入力 $X(t)$ のパワースペクトル

$P_{YX}(f)$: コスペクトル (複素数で表わされるクロススペクトルの実数部)

$Q_{YX}(f)$: クオドラチャスペクトル (複素数で

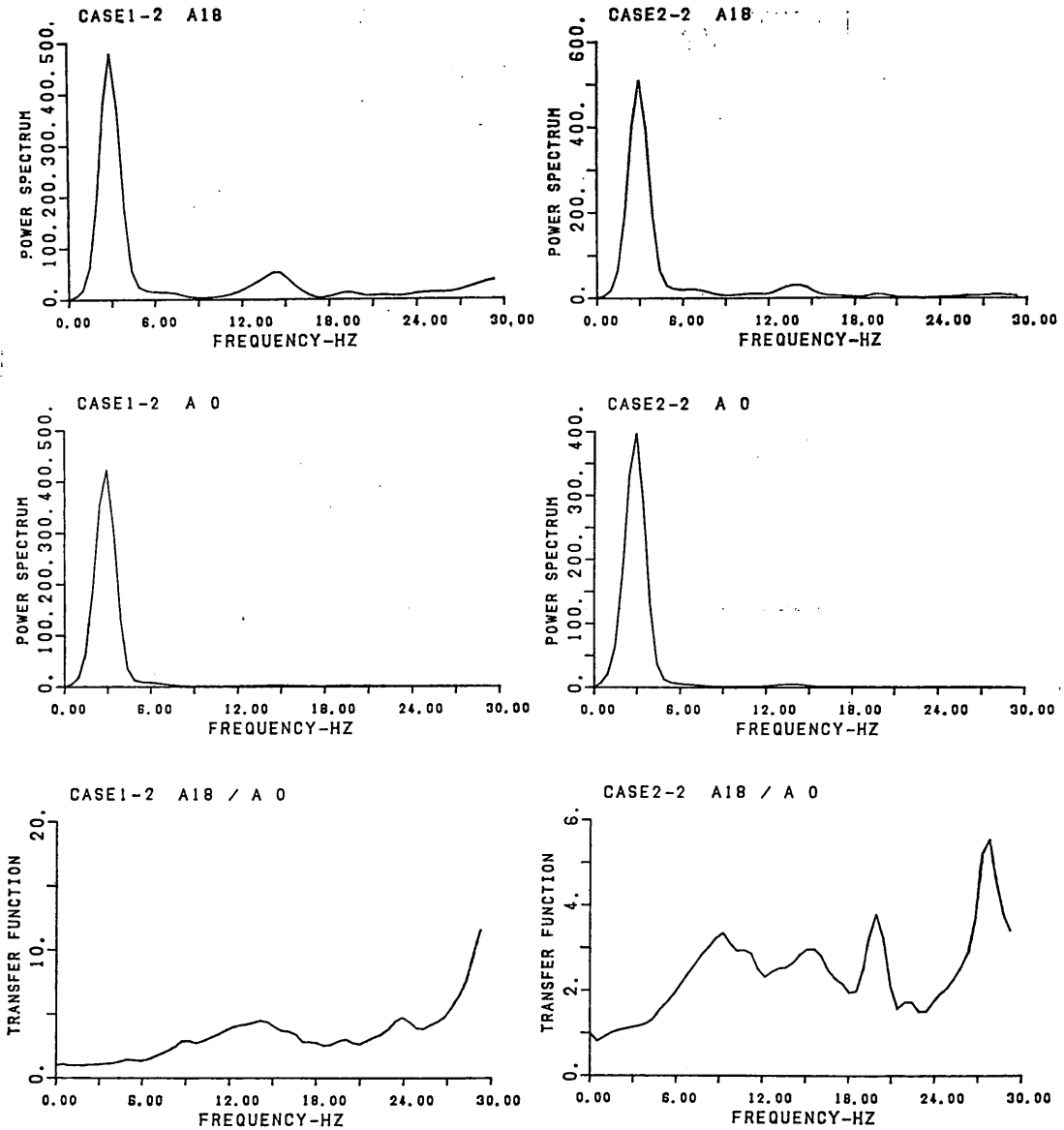


図-60(a) 各ケースのパワースペクトル、周波数伝達関数の比較

表されるクロススペクトルの虚数部)

この報告で用いた周波数伝達関数を求めるプログラムは桑島、永井¹²⁾のプログラムを強震記録解析用に変換したものである。このプログラムで使用されているウィンドウはB. G. T. 型データウィンドウと放物線型のスペクトル平滑化関数である。パワースペクトル、周波数伝

達関数の計算条件を表-7に示す。

図-60に振動台加速度が約100 Galの場合について、各ケースの盛土天端の位置(ケース1, 2ではA-18, ケース3, 4ではA-26)と振動台加速度(A-0)の周波数伝達関数を示す。ケース1, 2とケース3, 4では模型の形状が異なるので注意がいる。図-60によれば各ケースの周波数伝達関数のピークを示す最小振動数(1

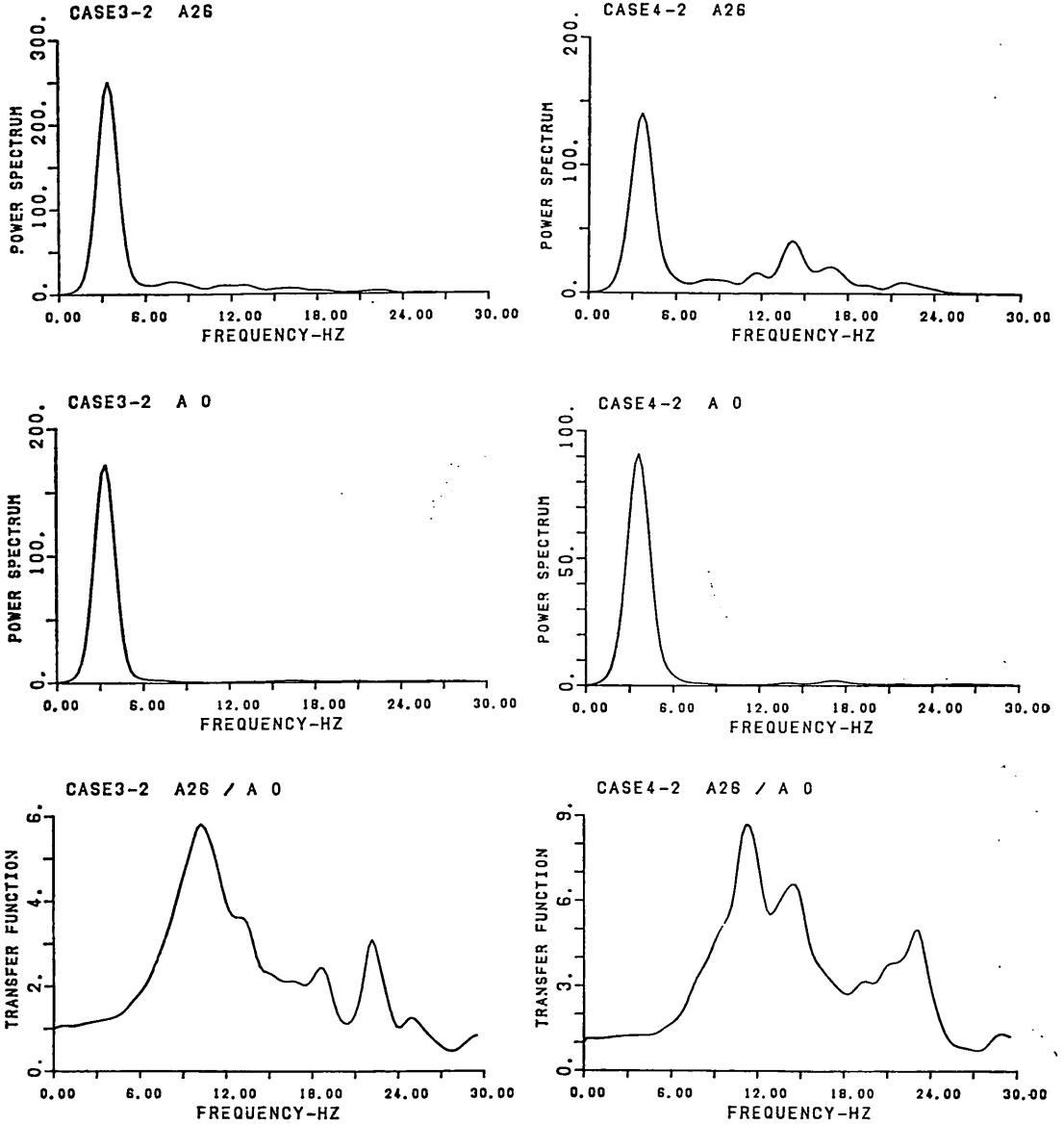


図-60(b) 各ケースのパワースペクトル，周波数伝達関数の比較

表-7 パワースペクトル，周波数伝達関数の計算条件

項 目	ケース 1, 2	ケース 3, 4
計 算 対 象 時 間 (s)	1.7	3.0
時 間 き ざ み (s)	0.002	0.004
デ - タ 数	850	750
移 動 平 均 幅 (Hz)	2.0	2.0
スペクトル出力のきざみ (Hz)	0.5	0.25
スペクトル出力の最大振動数 (Hz)	30.0	30.0

次の固有振動数と推定される) が約 10 Hz 付近にあるのがわかる。ケース1とケース2を比較すると、ケース2の地盤の方がケース1のそれよりゆるい状態なので、ケース2の1次の固有振動数はケース1のそれより小さい。ケース3とケース4の地盤はほぼ同じ状態となるように作成したので、両者の1次の固有振動数は同じ値を示している。

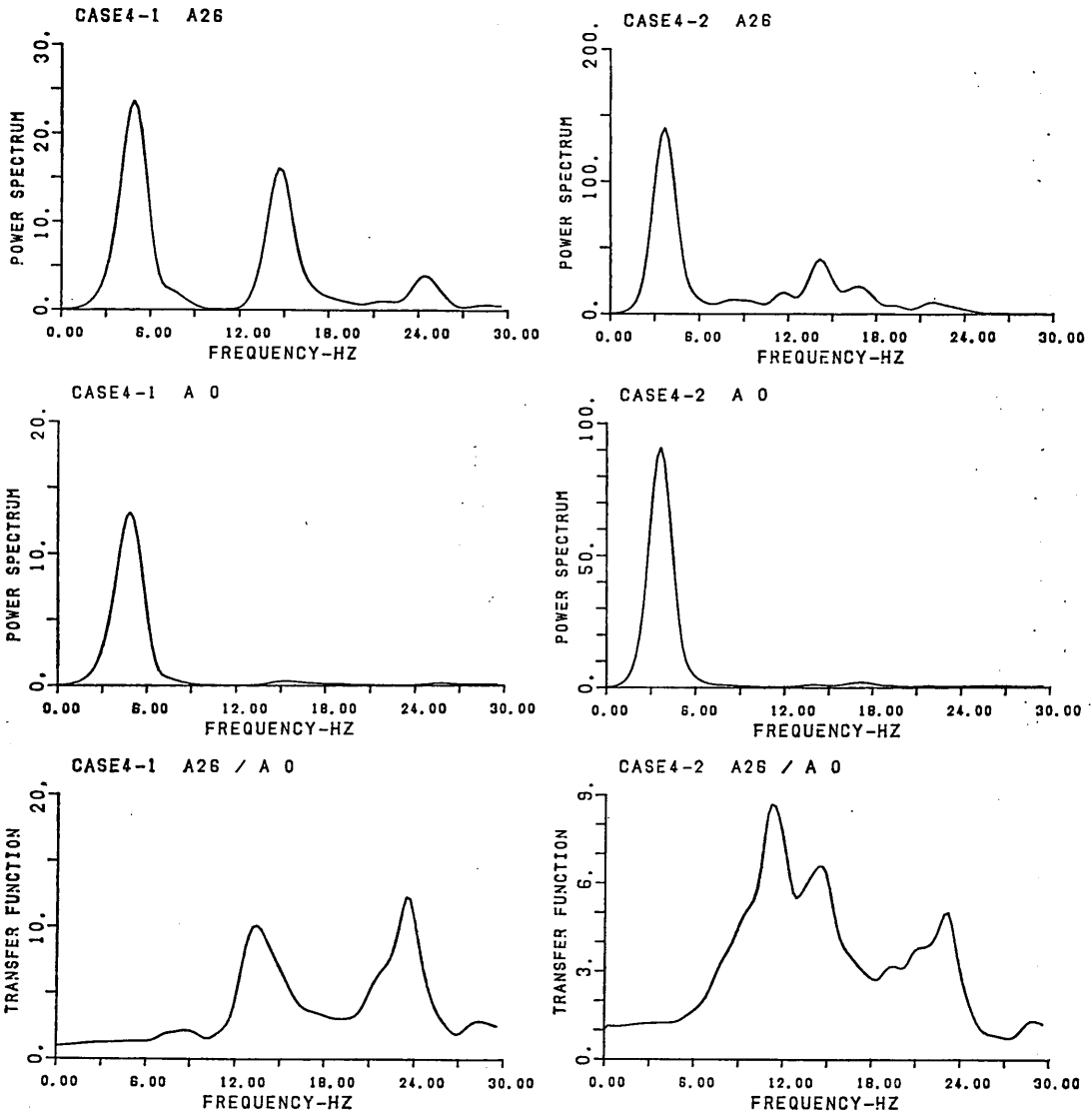


図-61(a) 振動台加速度の増加による周波数伝達関数の変化

振動台加速度を増加させていった場合に、盛土天端の周波数伝達関数がどう変化するかをケース4についてみたのが図-61である。周波数伝達関数のピークを示す振動数、ピーク値が振動台加速度の増加とともに減少している。ケース3、4の場合の1次の固有振動数について詳しくみたのが図-62である。振動台加速度の増加とともに減少しているのがよくわかる。3.2の図41~44には加速度応答倍率が振動台加速度の増加とともに減少していくのを示した。この加速度応答倍率とここで検討した

1次の固有振動数の両者が振動台加速度の増加とともに減少するのは、模型の砂材料の非線型特性によるものである。

ケース3、4では盛土を振動台の中央に作成し、左右対称となるように模型を作成しているが、この盛土の左右地盤が同じように振動していることを確認するために、ケース4のテスト No. 3 (振動台加速度 131 Gal) について、左右地盤の周波数伝達関数を比較したのが図-63である。図-63によれば、地盤の周波数伝達関数は

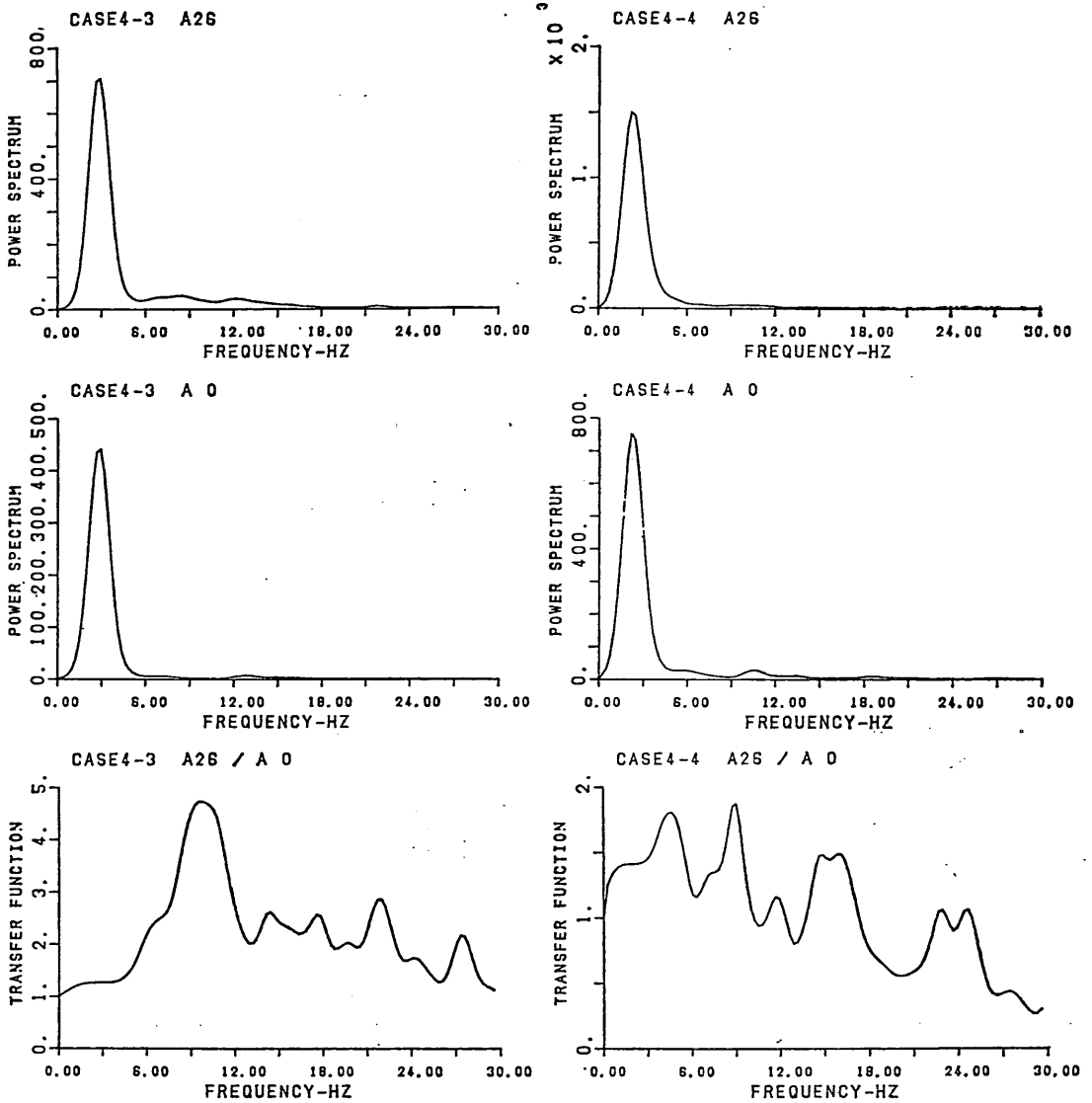


図-61(b) 振動加速度の増加による周波数伝達関数の変化

二つの大きなピークを示しており、2つのピークを示す振動数は左右の地盤で同じ値となっているのがわかる。

次に、地盤表面と盛土天端の周波数伝達関数を比較する。図-64には振動台加速度を入力とした盛土下の地盤表面位置(A-13)の周波数伝達関数、盛土天端位置の周波数伝達関数を示す。また、図-64には盛土下の地盤表面位置での加速度を入力として求めた盛土天端位置の周波数伝達関数も示す。これらの図によれば、盛土天端位置と地盤表面位置の周波数伝達関数はほぼ同じ振動数

でピークを示している。また、盛土天端での12 Hz付近のピーク値が地盤表面のそれより大きく、盛土で12 Hz付近の振動数成分が増幅されている。

3.4 過剰間隙水圧

過剰間隙水圧は、振動台加速度が小さい場合にはほとんど発生せず、ケース1ではテスト No. 5 (497 Gal) 以後に、ケース2ではテスト No. 3 (177 Gal) 以後にケース3ではテスト No. 3 (128 Gal) 以後に、ケース4ではテスト No. 3 (131 Gal) 以後に、顕著に発生した。図-

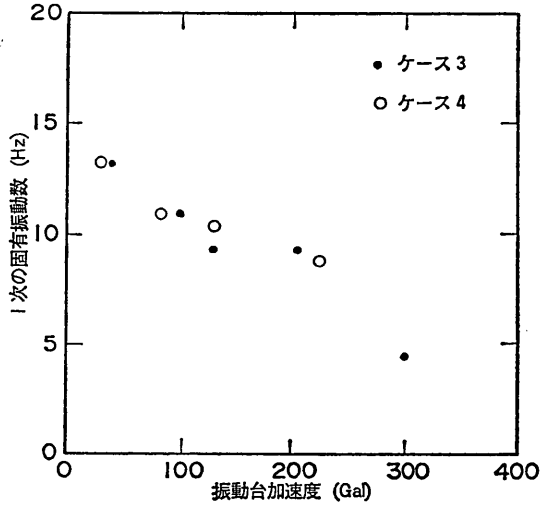


図-62 盛土の1次の固有振動数と振動台加速度

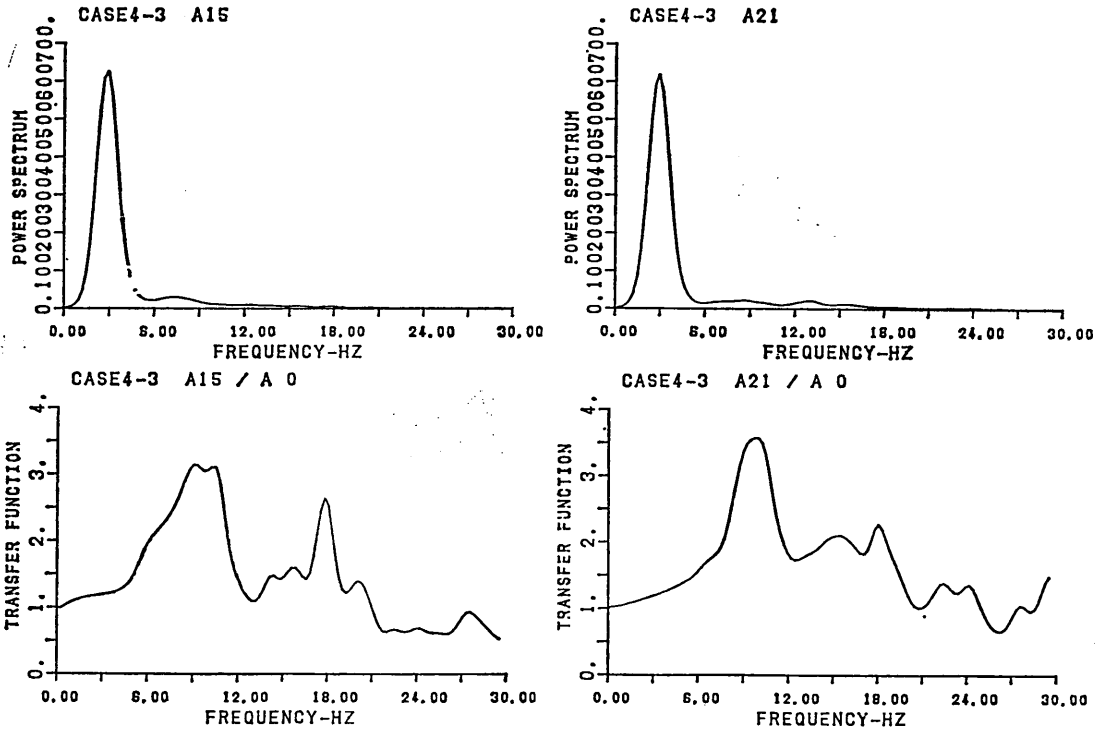


図-63 左右地盤の周波数伝達関数の比較

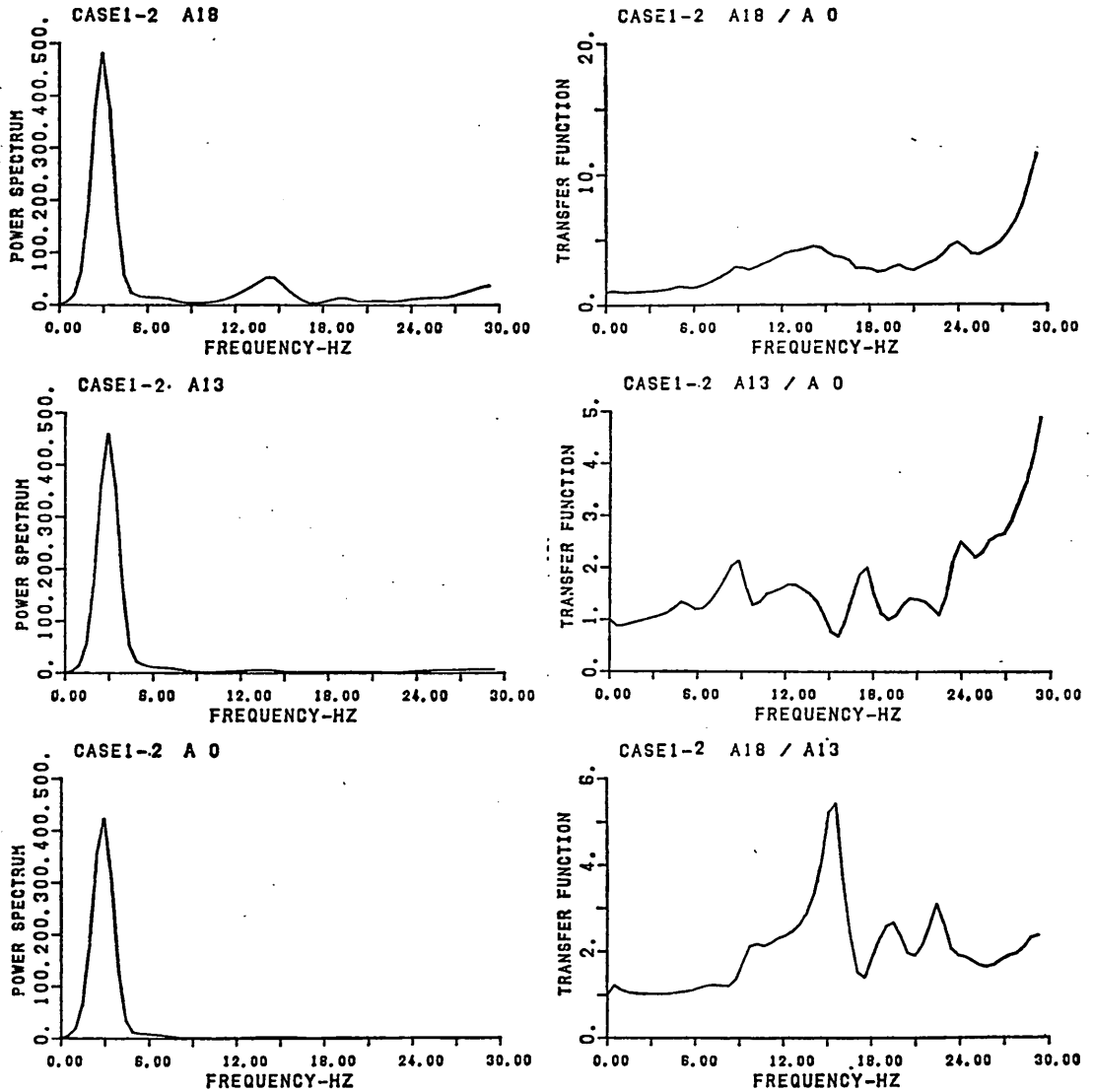


図-64 盛土天端と地盤表面の周波数伝達関数の比較

65, 66に、過剰間隙水圧の波形の例を示す。過剰間隙水圧は、第1波の最大加速度が作用した瞬間にはまだゼロであり、それ以後振動中において急激に上昇し、大部分の測定点においては、振動が終了すると徐々に低下していくのがわかる。しかし、一部の測定点（たとえば、ケース1、テスト No. 7のP-5～P-8、ケース2、テスト No. 4のP-5、P-8など）においては、振動終了後も、他から浸透により間隙水圧が伝わってくることで、過剰間隙水圧が、しばらくの間わずかながら上昇を

続けることもある。このように、過剰間隙水圧の最大値の出現時刻は各測点で必ずしも同一となっていない。ところで、盛土が破壊するのは、間隙水圧の上昇によってせん断抵抗力が低下した状態で、加速度が作用した場合であると考えられる。したがって、以後の過剰間隙水圧の検討では振動中に発生した過剰間隙水圧の最大値を示すこととした。

過剰間隙水圧の分布を、図-67～70に示す。図中の破線は、2次元有限要素法により求めた有効拘束圧を示し

ている。有効拘束圧の計算に用いた有限要素モデルと各要素の重心位置における有効拘束圧は、図-71~74に示すとおりである。また、計算に用いた定数を表-8に示す。ここで言う有効拘束圧は有効鉛直応力とした。以後の検討で示す過剰間隙水圧の測定位置とその記号は図-75に示すとおりである。

過剰間隙水圧の検討においていくつかの測点の計測値を除外している。これら除外した測点は以下のとおりである。ケース1, 2のP-9の過剰間隙水圧は、盛土の中心に対して対象な位置にあるP-7に比べてやや小さい値

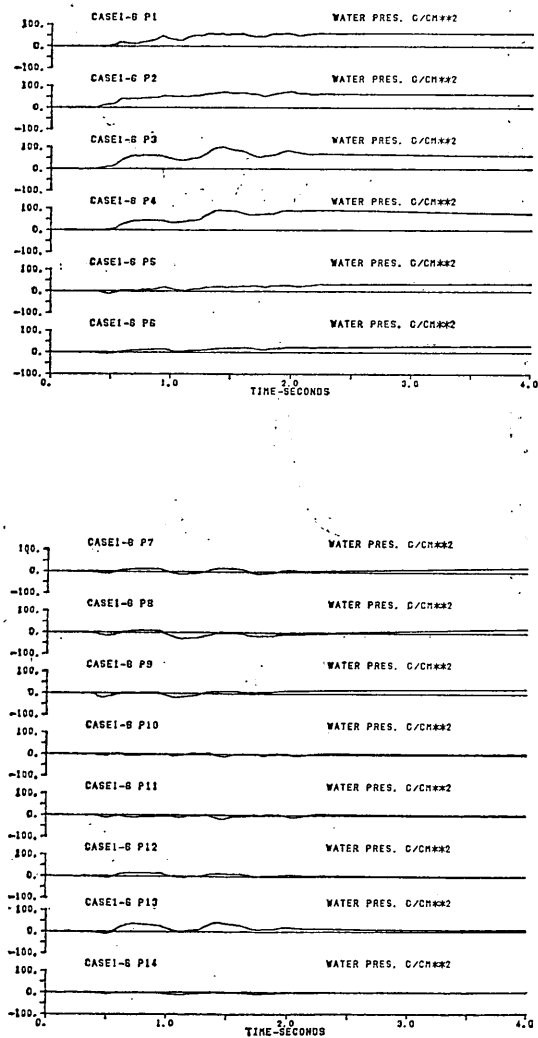


図-65 過剰間隙水圧の時刻歴 (ケース1, テスト No. 6)

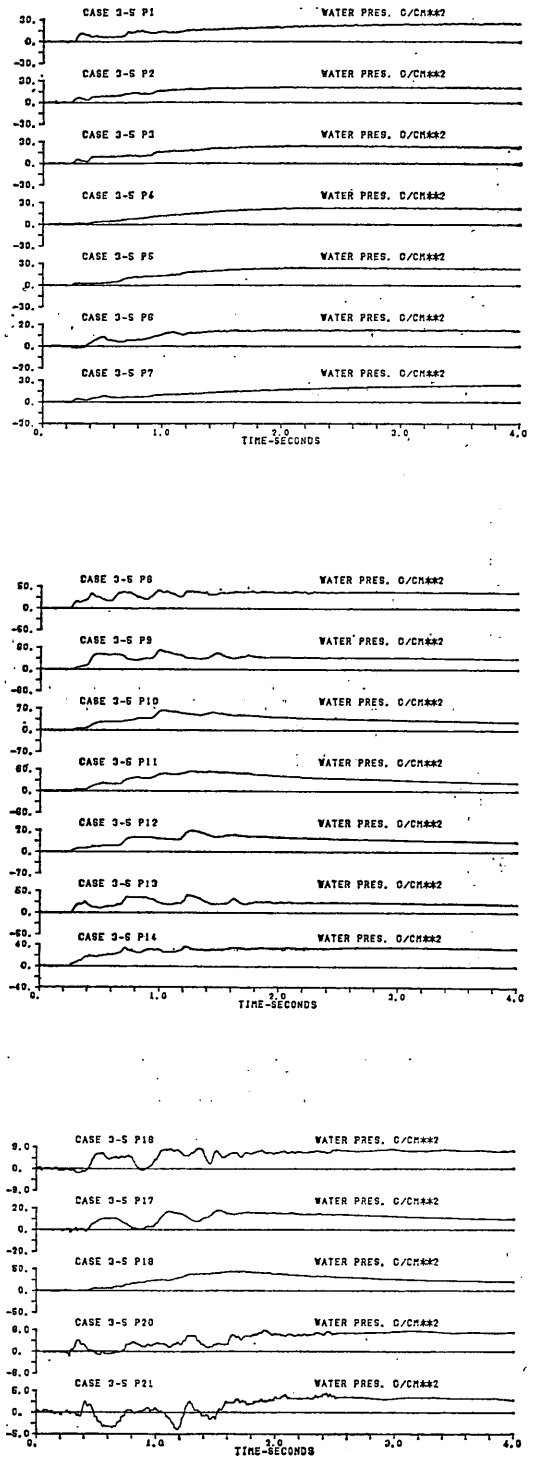


図-66 過剰間隙水圧の時刻歴 (ケース3, テスト No. 5)

飽和砂地盤上の盛土の破壊振動実験と円形すべり安定解析

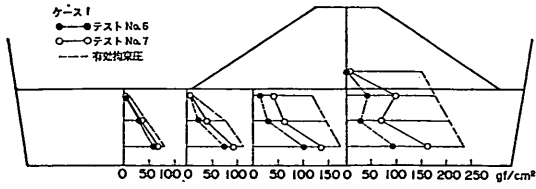


図-67 過剰間隙水圧の分布 (ケース 1)

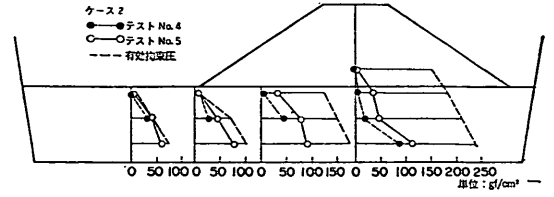


図-68 過剰間隙水圧の分布 (ケース 2)

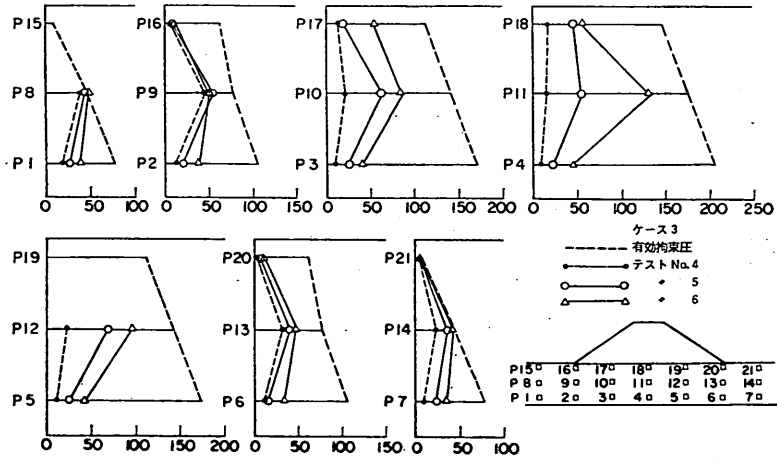


図-69 過剰間隙水圧の分布 (ケース 3)

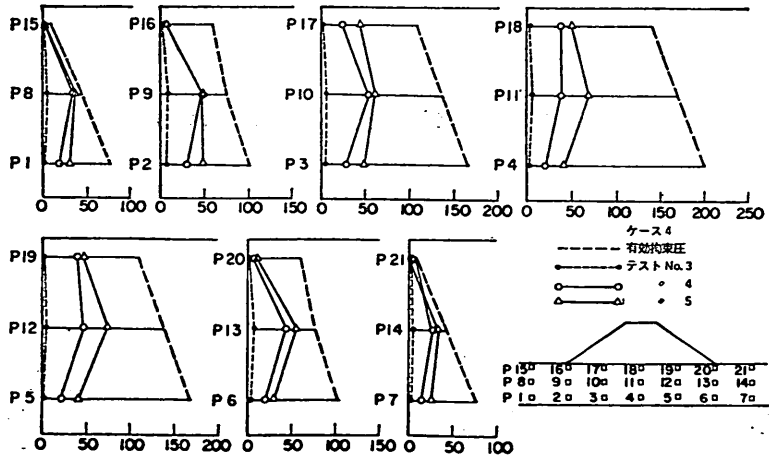


図-70 過剰間隙水圧の分布 (ケース 4)

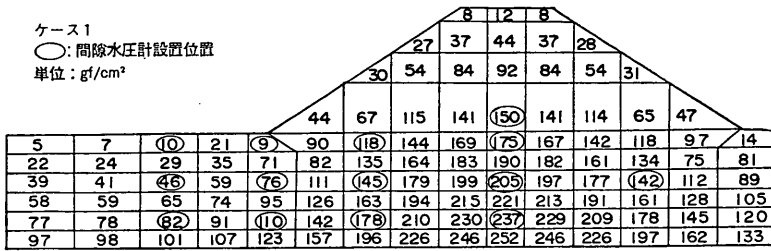


図-71 有限要素モデルと有効拘束圧（ケース1）

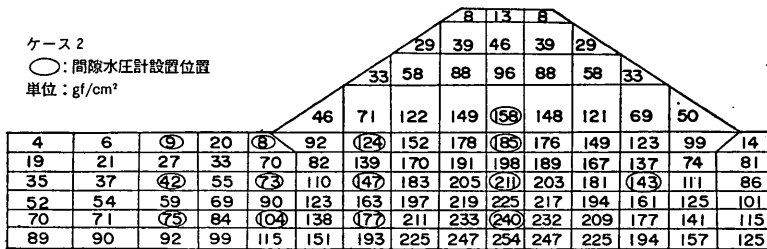


図-72 有限要素モデルと有効拘束圧（ケース2）

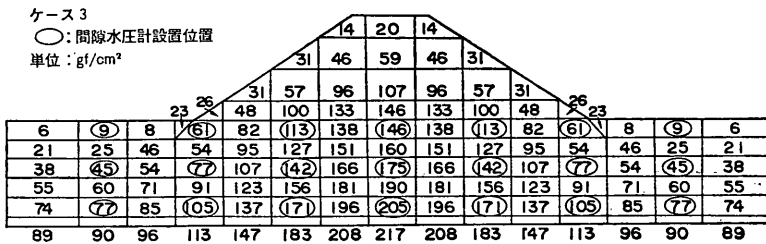


図-73 有限要素モデルと有効拘束圧（ケース3）

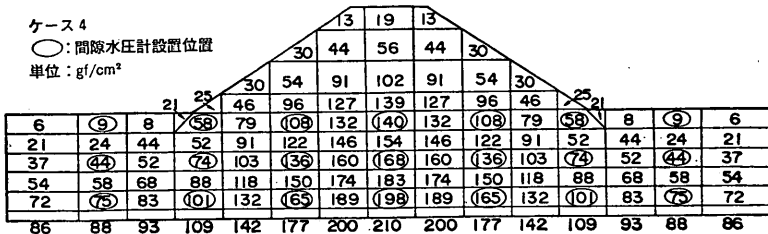


図-74 有限要素モデルと有効拘束圧（ケース4）

表-8 有効拘束圧の計算に用いた定数

	項 目	ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4
地 盛	せん断弾性係数 G (tf/m ²)	2106	1266	1343	1093
	単位体積重量 γ' (tf/m ³)	0.84	0.76	0.78	0.76
	ポアソン比 ν	0.49	0.49	0.49	0.49
盛 土	せん断弾性係数 G (tf/m ²)	1583	1211	763	687
	単位体積重量 γ (tf/m ³)	1.52	1.61	1.57	1.50
	ポアソン比 ν	0.4	0.4	0.4	0.4

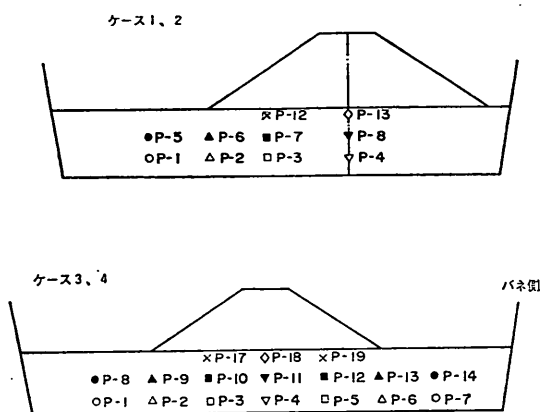


図-75 間隙水圧の測定位置と記号

を示しているが、P-9が設置されている場所の地盤は、前述したように強く締め固められており、測定値にもその影響があると考えられるので、以後の検討からは除外することにする。ケース1, 2のP-10, P-11の過剰間隙水圧は、他の大部分の測定点と異なり、振動中に正の値(上昇)のみを示すのではなく、ゼロ線をはさんで正と負の値を示し、絶対値で比較すると負の値の方が大きい。また、振動終了後には正の値を示すが、大きな値とはならない。この理由は明らかではないが、測定位置が地盤の表面に近く、発生した過剰間隙水圧が直ちに容易に地表に抜けてしまうこと、もともとの有効拘束圧が小さいことも理由の一部であると考えられる。したがって、その評価の仕方がむずかしいので、同じく以後の検討からは除外することにする。ケース3, 4のP-15, P-16, P-20, P-21も同様の理由により以後の検討から除外することにする。なお、ケース2, テストNo. 4のP-1, P-2, P-3は、記録がスケールオーバーしてしまったために最大値を得ることができなかったため図には示していない。

図-67, 68からわかるように、ケース1, 2の場合の過剰間隙水圧は、各位置で異なる分布を示している。有効拘束圧に対する割合は、大きいところではほぼ100%に達している。一方、ケース3, 4の場合には図-69, 70に示すように地盤内中間付近の高さの過剰間隙水圧がもっとも大きくなっている。

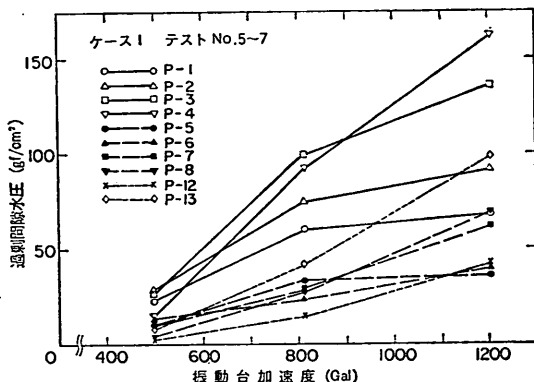


図-76 過剰間隙水圧と振動台加速度(ケース1)

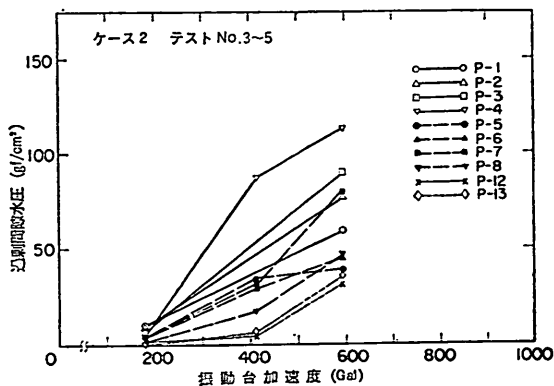


図-77 過剰間隙水圧と振動台加速度(ケース2)

実験結果によれば、過剰間隙水圧の値は、振動台加速度の増加とともに増加している。図-76, 77 に示すケース1, 2 の場合について、振動台加速度と過剰間隙水圧の関係を調べてみる。ケース1とケース2を比較すると、ケース2の方が小さい加速度で大きな過剰間隙水圧が発生しているが、これはケース2の方が地盤がゆるいためであると考えられる。また、図中に実線で示したP-1~P-4の地盤の下層部の過剰間隙水圧が大きく、破線で示したP-5~P-8の中層部における値は、前者に比べて小さい。次に、地盤の同じレベルにあるP-1~P-4

を比較してみると、盛土前面地盤から盛土直下地盤へと拘束圧が大きくなるほど、過剰間隙水圧が大きくなっている。

次に、盛土中央下の地盤表面部の加速度（ケース1, 2ではA-13, ケース3, 4ではA-18がこれにあたる。以下これを地盤加速度と呼ぶ）と過剰間隙水圧比（過剰間隙水圧/有効拘束圧）の関係を図-78~83に示す。地盤加速度の増加とともに、まず地盤部（ケース1, 2ではP-5, ケース3, 4ではP-8, P-14）、および盛土法尻下の地盤内（ケース1, 2ではP-6, ケース3, 4で

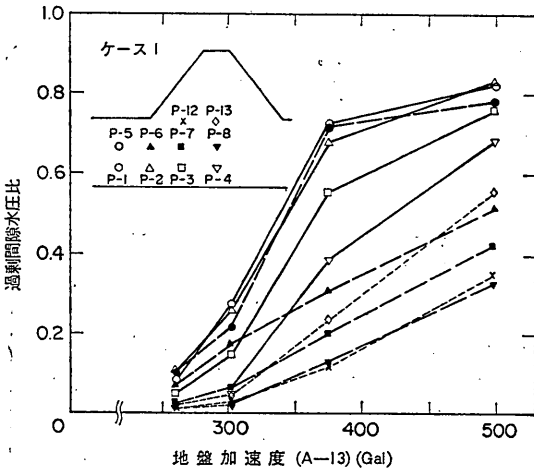


図-78 過剰間隙水圧比と地盤加速度（ケース1）

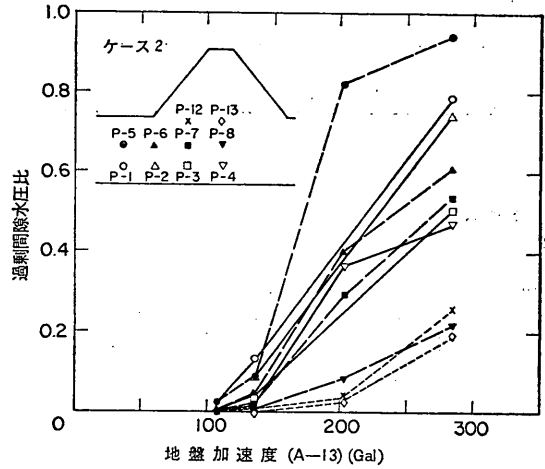


図-79 過剰間隙水圧比と地盤加速度（ケース2）

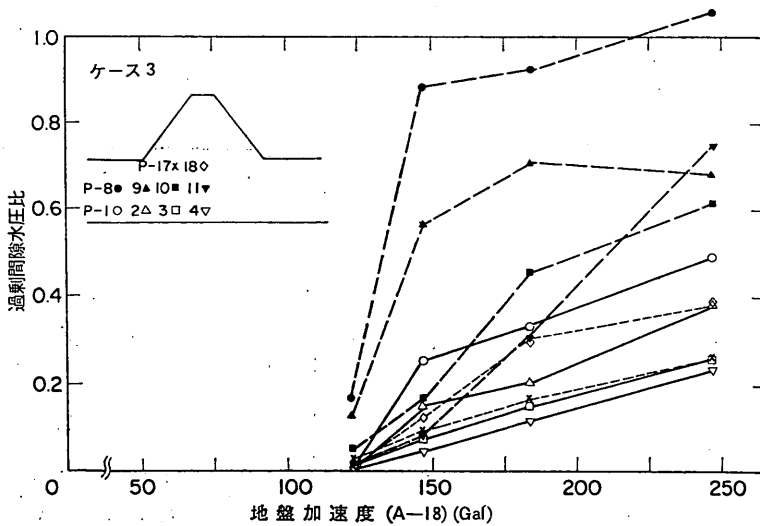


図-80 過剰間隙水圧比と地盤加速度（ケース3）

はP-9, P-15)の過剰間隙水圧比が増大する。ケース1ではこの時の地盤加速度が約300 Gal, ケース2では約200 Gal, ケース3, 4では約150 Galである。さらに, 地盤加速度が増加すると盛土下の地盤内の過剰間隙水圧比も増大する。

中間の深さの位置で地盤加速度の増加とともに, 過剰間隙水圧比が水平方向にどう分布しているのかをケース3, 4についてみたのが図-84, 85である。盛土の法尻から先の地盤において過剰間隙水圧比が大きく, 盛土の下の地盤内の過剰間隙水圧比が小さいのがよくわかる。

地盤加速度が大きくなると盛土の下の地盤内の過剰間隙水圧比も0.5以上となっている。

図-67~70の過剰間隙水圧の分布に示したように, ケース1, 2では深い位置の過剰間隙水圧は大きく, ケース3, 4では中間の深さの位置で過剰間隙水圧が大きくなっている。このため, 図-78~83の過剰間隙水圧比も地盤加速度が大きいところで, ケース1, 2では深い位置の過剰間隙水圧比が1に近く, ケース3, 4では中間の深さの位置のそれが1に近くなっている。

過剰間隙水圧比の値が増加するにつれて, 盛土の残留

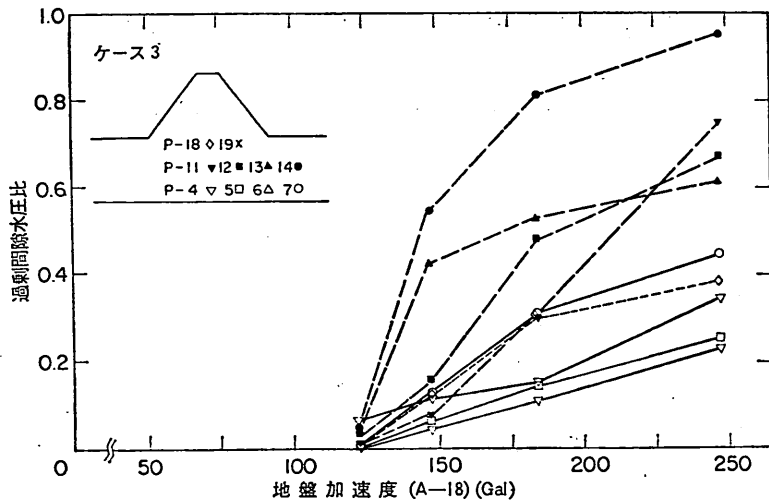


図-81 過剰間隙水圧比と地盤加速度 (ケース3)

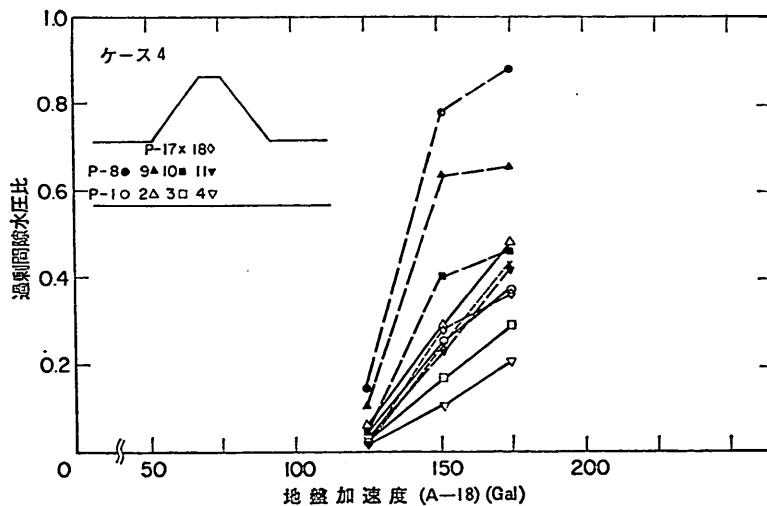


図-82 過剰間隙水圧比と地盤加速度 (ケース4)

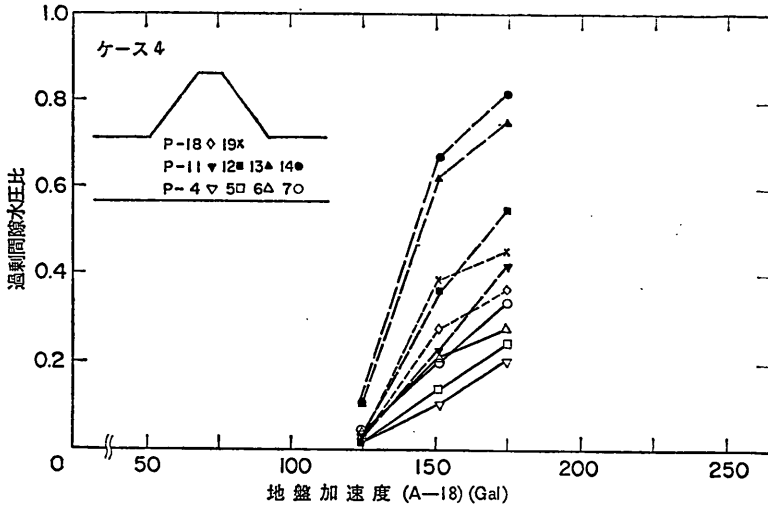


図-83 過剰間隙水圧比と地盤加速度 (ケース 4)

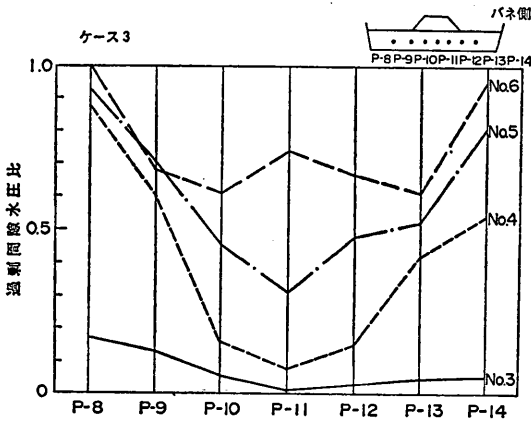


図-84 各位置の過剰間隙水圧比 (ケース 3)

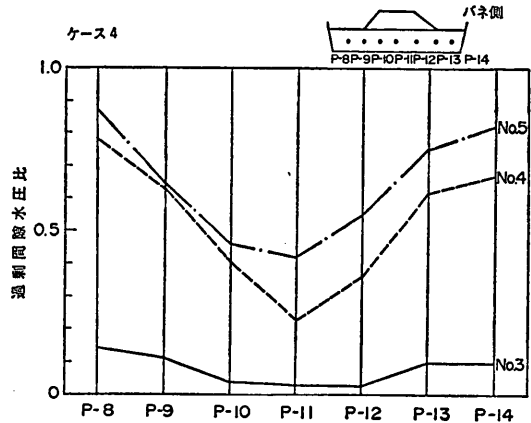


図-85 各位置の過剰間隙水圧比 (ケース 4)

変位量がどう変化するかについては後述する。

3.5 残留変位と破壊の様子

各加振終了後の残留変位 (水平変位および鉛直変位) の測定位置と記号は、図-86 に示すとおりである。振動台加速度と残留変位の関係を図-87~96 に示す。残留変位の値は、振動方向に直角な方向にある④⑤⑥の3つの測点の平均値で示してある。また、向って左側への水平変位を正、鉛直変位は沈下を負としてある。

図-87~90 によると、水平変位量は、各ケースで同じ傾向を示しており、盛土天端から法尻 (ケース 1, 2 では左側の法尻) に近づくと大きくなり、前面地盤

では、法尻から離れるに従って小さくなっている。またケース 1, 2 では右側斜面の水平変位量は小さいが、法尻近くでは、振動台加速度が大きくなると右側へ変位している。ケース 3 では左側の法尻の水平変位量が右側のそれより大きい。ケース 4 では左右の法尻の水平変位量はほぼ等しい。

次に、図-91~96 によれば各ケースとも鉛直変位量は、盛土天端付近が最も大きく、法尻に近づくと小さくなっている。そして、ケース 3 の場合を除き前面地盤は盛り上がっている。ケース 1, 2 の場合の右側斜面の沈下量は、左側斜面に比べて小さい。

銅和砂地盤上の盛土の破壊振動実験と円形すべり安定解析

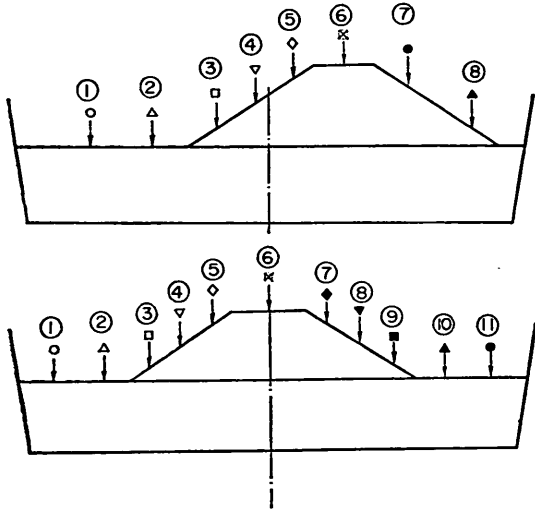


図-86 水平変位と鉛直変位の測定位置と記号

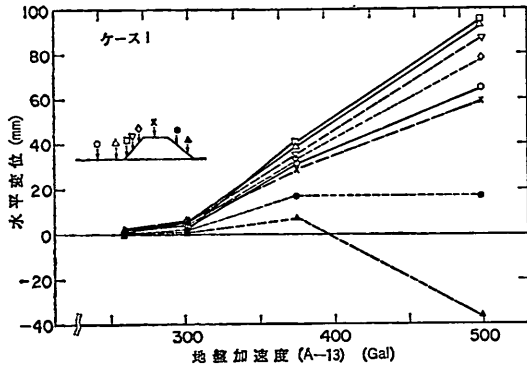


図-87 模型表面の水平変位 (ケース 1)

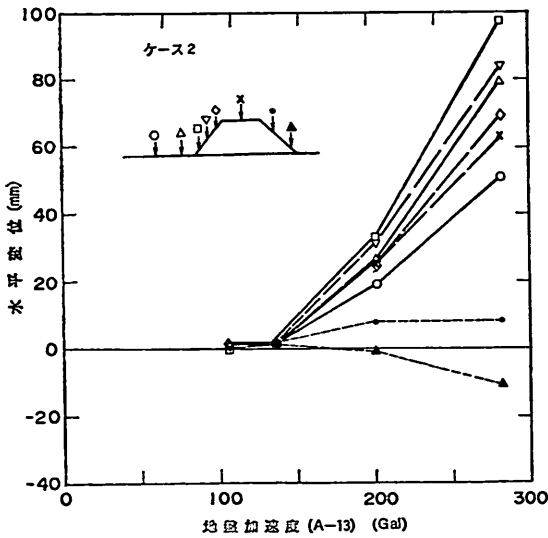


図-88 模型表面の水平変位 (ケース 2)

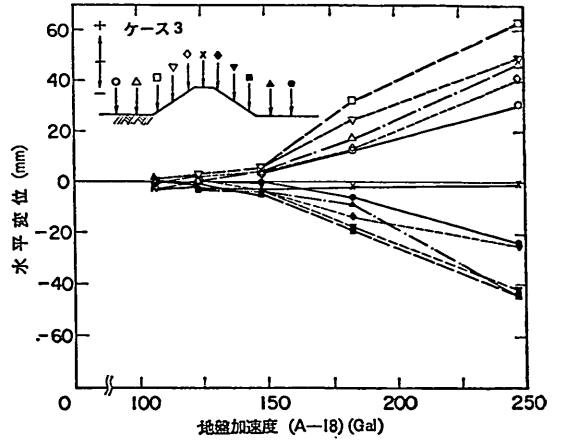


図-89 模型表面の水平変位 (ケース 3)

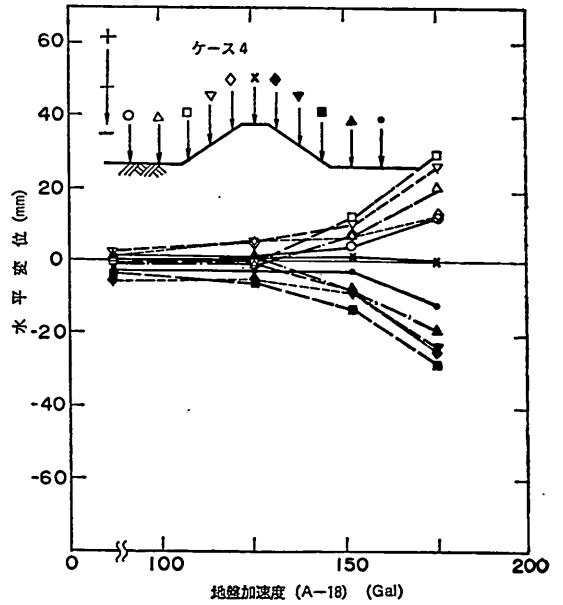


図-90 模型表面の水平変位 (ケース 4)

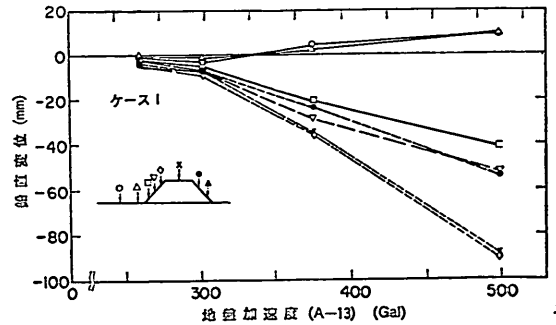


図-91 模型表面の鉛直変位 (ケース 1)

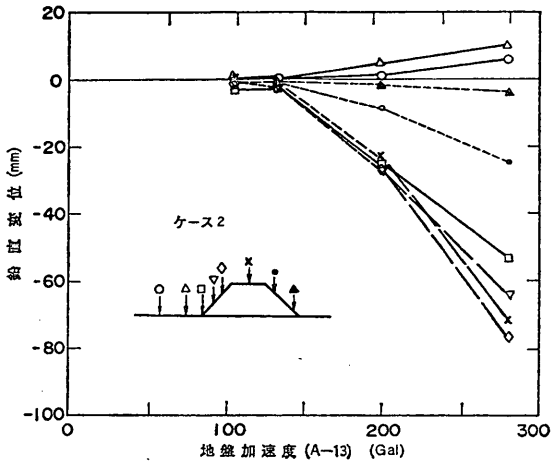


図-92 模型表面の鉛直変位 (ケース 2)

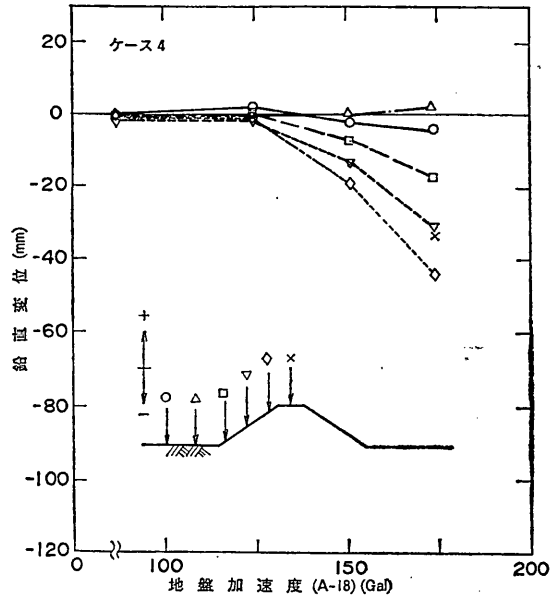


図-95 模型表面の鉛直変位 (ケース 4)

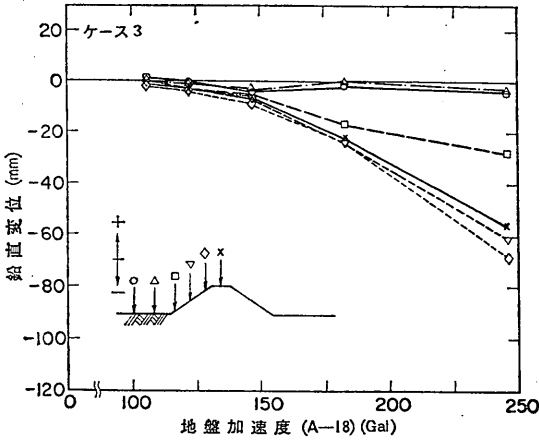


図-93 模型表面の鉛直変位 (ケース 3)

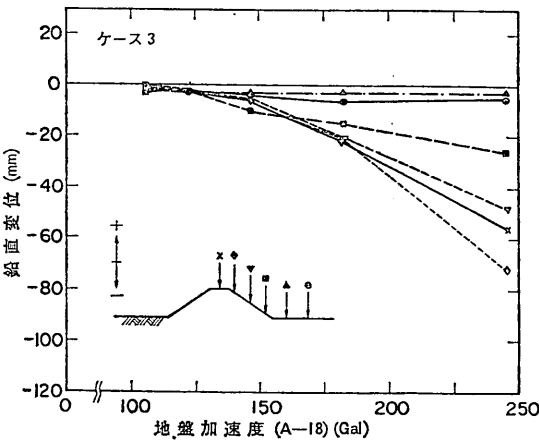


図-94 模型表面の鉛直変位 (ケース 3)

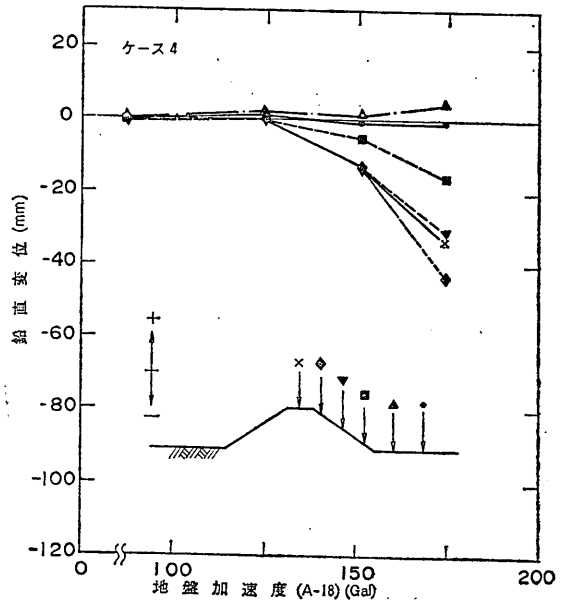


図-96 模型表面の鉛直変位 (ケース 4)

飽和砂地盤上の盛土の破壊振動実験と円形すべり安定解析

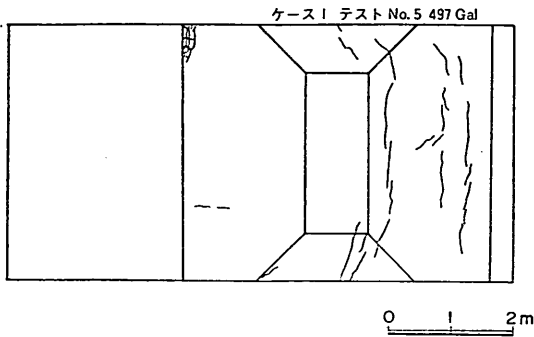


図-97 クラックの発生状況（ケース1，テスト No. 5）

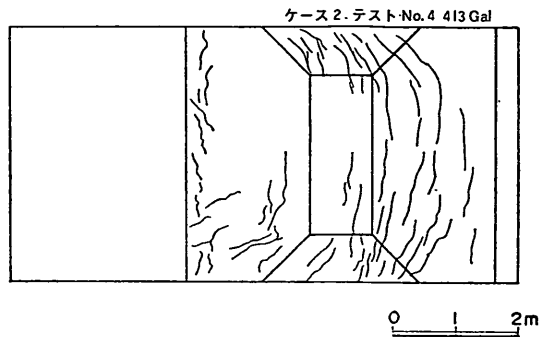


図-100 クラックの発生状況（ケース2，テスト No. 4）

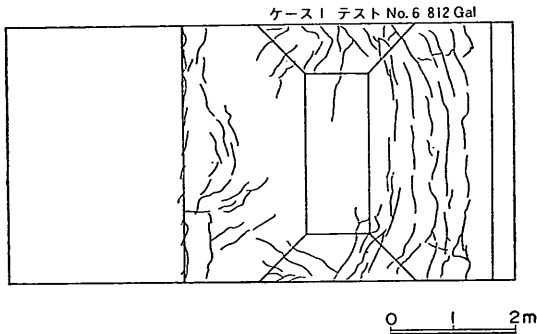


図-98 クラックの発生状況（ケース1，テスト No. 6）

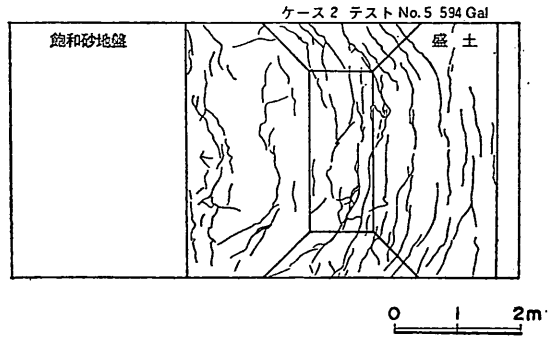


図-101 クラックの発生状況（ケース2，テスト No. 5）

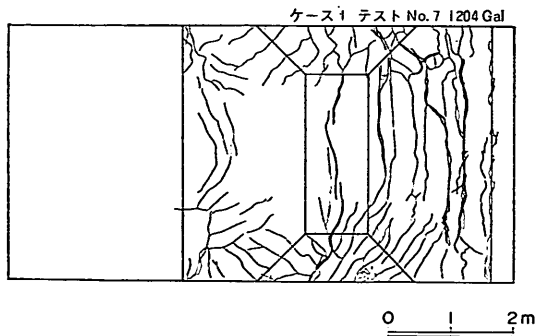


図-99 クラックの発生状況（ケース1，テスト No. 7）

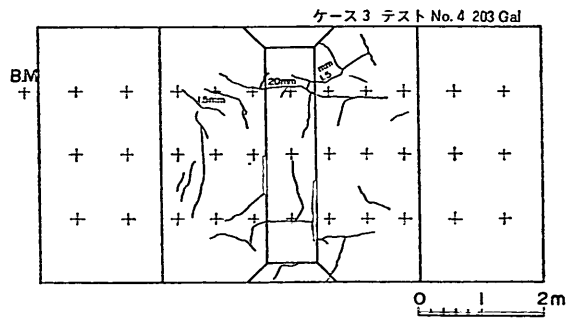
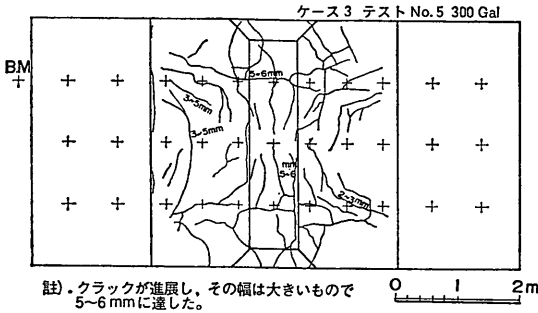


図-102 クラックの発生状況（ケース3，テスト No. 4）



註) クラックが進展し、その幅は大きいもので5~6mmに達した。
山側盛土低部が少し盛り上がる。

図-103 クラックの発生状況 (ケース 3, テスト No. 5)

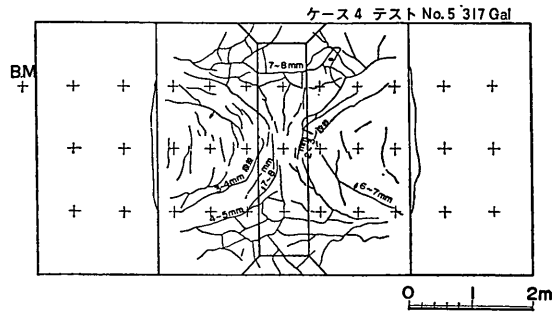
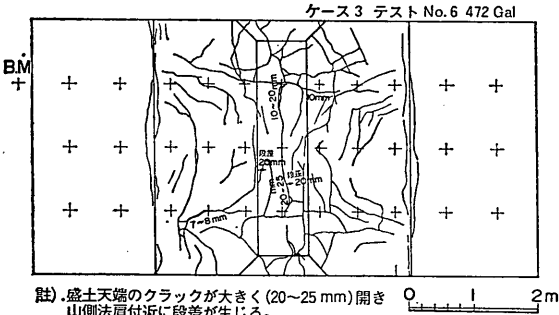


図-106 クラックの発生状況 (ケース 4, テスト No. 5)



註) 盛土天端のクラックが大きく(20~25mm)開き山側法肩付近に段差が生じる。
盛土中央部が5~6cm下る。

図-104 クラックの発生状況 (ケース 3, テスト No. 6)

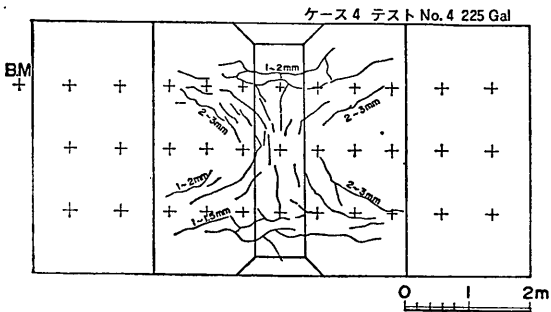


図-105 クラックの発生状況 (ケース 4, テスト No. 4)

これらの残留変位は、ケース 1 では 812 Gal 加振後にケース 2 では 413 Gal 加振後に、ケース 3 では 300 Gal 加振後に、ケース 4 では 225 Gal 加振後に、急増加している。

ケース 3, 4 では盛土斜面の振動時の変位を計測しているが、変位計の先端と斜面表面部の取付けが不備であったため、妥当な計測値が得られなかった。

盛土表面のクラック発生の様子を図-97~106に示す。ケース 1 では、497 Gal 加振からクラックが発生しはじめた(図-97)。497 Gal 加振では、右側斜面に3本のクラックが発生し、812 Gal 加振では、右側斜面のクラックが増加し大きくなったほか、左側斜面においても表面のすべりによるクラックが発生した(図-98)。1204 Gal 加振では、クラックがさらに大きくなり、大きいところでは、段差が30~40 mmに達した(図-99)。

ケース 2 では、413 Gal 加振からクラックが発生しはじめた。413 Gal 加振では、右側斜面に4本のクラックが発生し、左側斜面の法尻部にもクラックが発生した(図-100)。594 Gal 加振では、盛土天端に大きなクラックが発生し、左側斜面にも表面のすべりによるクラックが発生した(図-101)。

ケース 3 では、203 Gal 加振で始めて盛土の両端(A, C測線)付近に盛土軸と直交するクラック(最大幅2 mm程度)が発生した(図-102)。300 Gal 加振では上記のクラックの幅が5~6 mmに広がり、さらに両斜面に数多くのクラック(最大幅3~5 mm)が発生した(図-103)。最終加振の472 Gal 加振では、盛土天端に円形すべりと考えられるような段差(約20 mm)が生じ、天端中央部のクラック幅は最大25 mmに達した(図-104)。

ケース 4 では、225 Gal 加振で始めて天端および両斜

飼和砂地盤上の盛土の破壊振動実験と円形すべり安定解析

面に幅2~3 mmのクラックが発生したが、その数はケース3の203 Gal加振よりも多い(図-105)。317 Gal加振ではこれらのクラック幅は最大7~8 mmになり、法肩付近の段差は最大30~40 mmに達した(図-106)。

写真-8~11には各ケースの最終加振後の盛土の破壊状況を示す。写真-10および図-105に示すように振動箱の

側壁近くはクラックの発生が少ない。これは盛土が振動箱の側壁の影響を受けているためによるものと考えられる。

加振時の破壊状況の目視観察によれば、第3、4波加振時(ケース1、2の場合第3波加振時)は加速度が第1、2波加振時の加速度より小さいにもかかわらず、第3、4波加振時(ケース1、2の場合第3波加振時)に

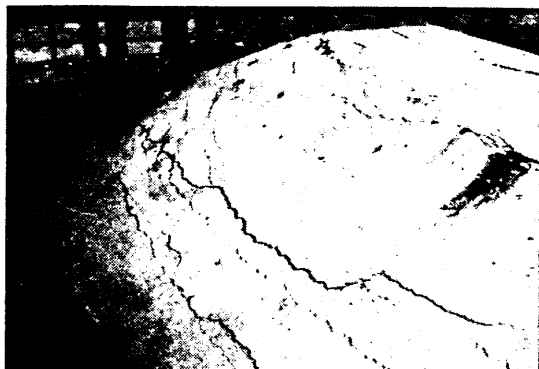


写真-8 最終加振後の盛土の破壊状況 (ケース1)

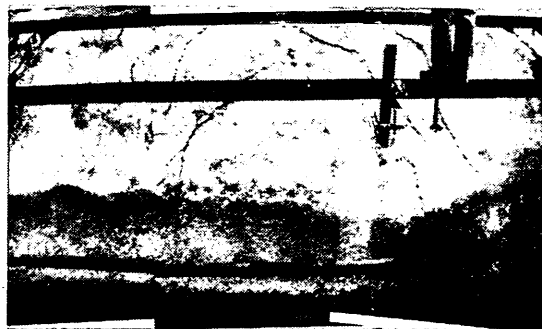


写真-11 最終加振後の盛土の破壊状況 (ケース4)



写真-9 最終加振後の盛土の破壊状況 (ケース2)



写真-12 最終加振後の白色砂層の変状



写真-10 最終加振後の盛土の破壊状況 (ケース3)

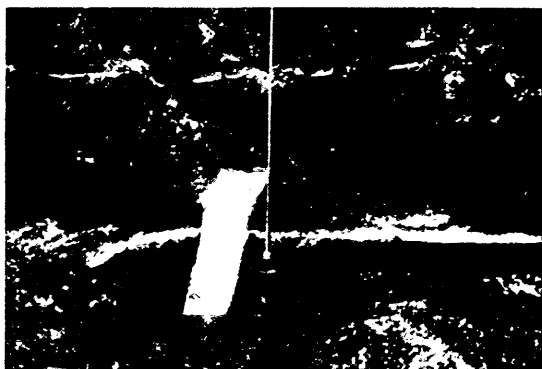


写真-13 最終加振後の白色砂柱の傾斜状況

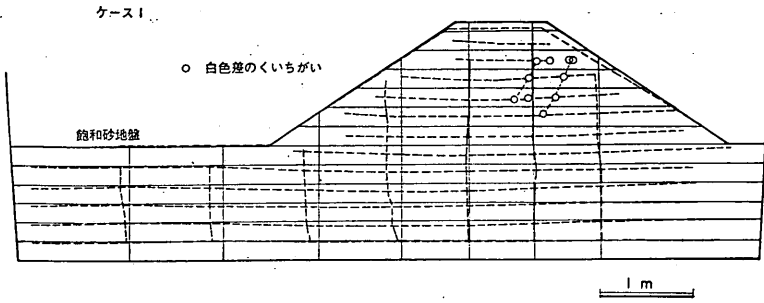


図-107 白色砂による模型の変形状況 (ケース1)

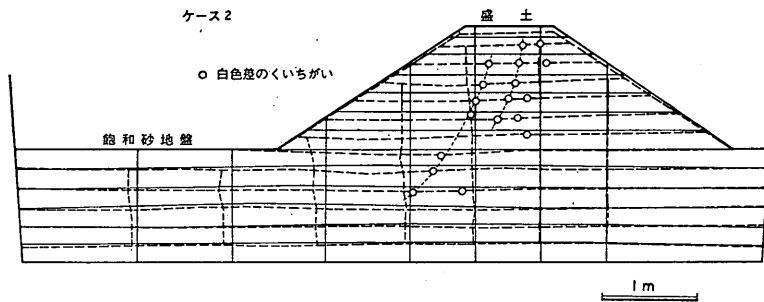


図-108 白色砂による模型の変形状況 (ケース2)

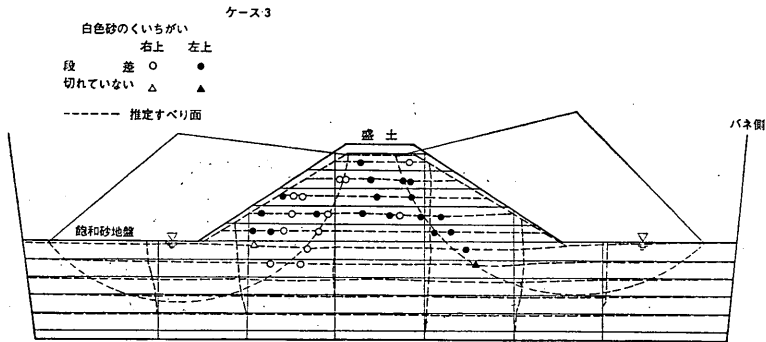


図-109 白色砂による模型の変形状況 (ケース3)

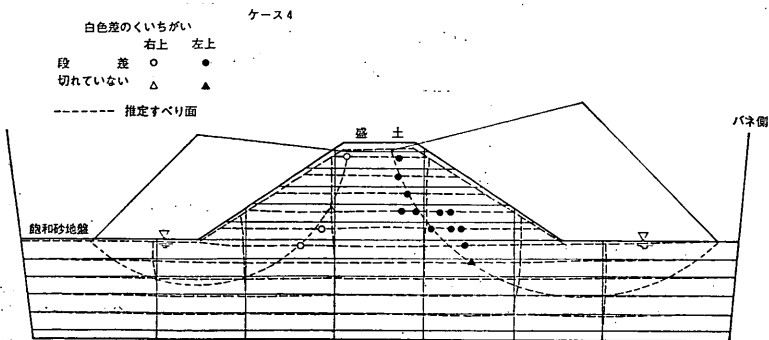


図-110 白色砂による模型の変形状況 (ケース4)

破壊が進行するのが認められた。これは、第3、4波加振時（ケース1、2の場合第3波加振時）に地盤内の過剰間隙水圧が上昇することによるものと考えられる。

すべての加振が終了した後、模型を人力により掘りおこして、白色砂による模型の変状を調べた。模型は盛土天端から約20cmずつ掘り起こし、中央断面において白色砂層と白色砂柱の変状を調べた。白色砂層は、レベルと標尺により沈下量を測定するとともに、切断されて段差になっている個所がないかどうかを調べた。白色砂柱は、水平方向への移動量と、切断された個所がないかどうかを調べた。写真-12には白色砂層の状況、写真-13には白色砂柱の傾斜状況を示す。

測定結果を図-107~110に示す。ケース1、2の場合には、図からわかるように、盛土部は全体的に沈下し、左側に変位している。変位量は盛土天端から右側では小さく、左側に行くほど大きく、模型表面の残留変位の測定値と傾向が一致している。また、前面地盤は、法尻付近でやや盛り上がりが見られ、左側にかなり大きく変位している。ケース3、4の場合には、盛土部が全体的に沈下し、左右両側にはほぼ同じように変位している。地盤部も沈下し、左右両側に変位している。

図中の○印は、白色砂の切断されていた個所（段差約1~2cm）を示しており、これらを結ぶ線がすべり面となって破壊したのではないかと推定される。ケース1では、推定すべり面は盛土の右側斜面を通るような位置にあり、盛土上部にしか認められなかった。一方、ケース2では、盛土天端を通り、地盤の中まで切断個所が認められた。これらの状況は、ケース1では盛土右側斜面に大きなクラックが発生したこと、ケース2では盛土天端に大きなクラックが発生したことと一致している。ケース1とケース2で、破壊の場所が異なっているのは、地盤の強度差によると考えられる。

ケース3、4では盛土の中心から両側にはほぼ対称に段差が認められた。図-109、110にはこれら段差より指定されるすべり面が示してある。ケース4では比較的明瞭にすべり面が推定可能となっているが、ケース3では必ずしも明瞭ではない。図-109で示されるすべり面に沿った段差以外にもいくつか段差が認められる。これは加振中にいくつかのすべり破壊が発生したことによるものと推定される。

3.6 盛土の破壊状況と地盤の過剰間隙水圧比との関係

第1、2波加振時の加速度より小さいにもかかわらず、第3、4波加振時に盛土の破壊が大きく進行し、これが地盤の過剰間隙水圧の上昇によるものと考えられることは既に述べた。ここでは、この地盤の過剰間隙水圧

の上昇と盛土の破壊状況について検討する。

過剰間隙水圧比が1になれば地盤は完全に液状化し、支持力を失い、地盤上の盛土は完全に破壊することになる。過剰間隙水圧比が1になる以前においても、地盤の支持力は過剰間隙水圧の上昇により減少しているため、盛土の破壊がある程度生じることが考えられる。この過剰間隙水圧比がどの程度になれば盛土の破壊が発生し、過剰間隙水圧比の増加によりそれがどのように進行していくのかというのは興味ある問題である。これまでに、地盤加速度と過剰間隙水圧比の関係（図-78~83）、地盤加速度と模型表面の水平変位、鉛直変位の関係（図-87~96）をみてきたが、この両者について比較し、地盤内の過剰間隙水圧比と模型表面の水平変位についてみる。図-111~114に過剰間隙水圧比と模型表面の水平変位を示す。盛土の法尻付近に着目し、この付近の過剰間隙水圧比（ケース1、2ではP-5、P-6、ケース3、4ではP-8、P-9）と模型表面の水平変位（ケース1、2

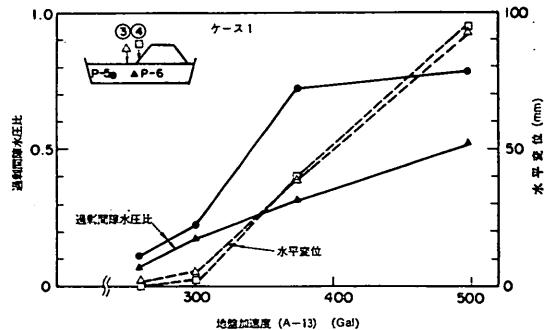


図-111 過剰間隙水圧比と模型表面の水平変位 (ケース1)

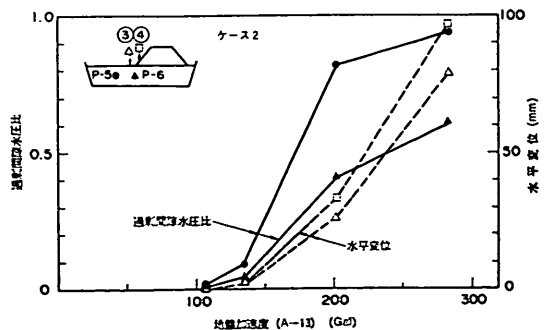


図-112 過剰間隙水圧比と模型表面の水平変位 (ケース2)

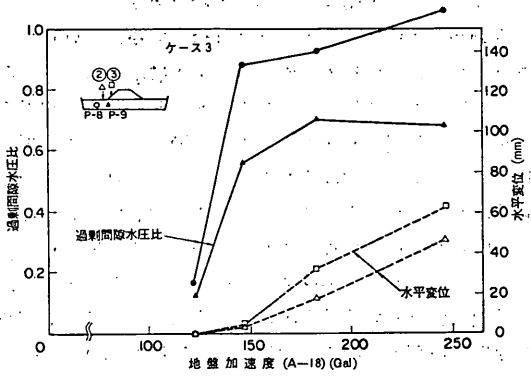


図-113 過剰間隙水圧比と模型表面の水平変位 (ケース3)

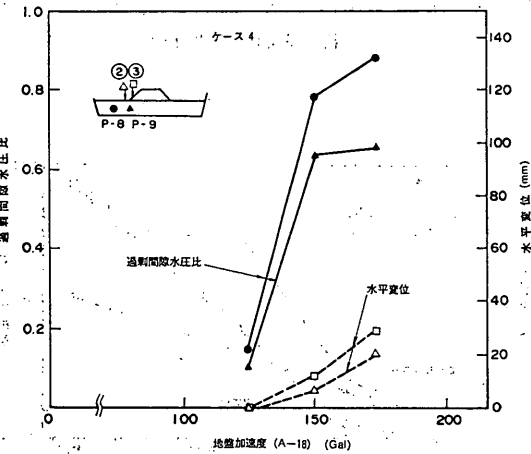


図-114 過剰間隙水圧比と模型表面の水平変位 (ケース4)

では③④の位置、ケース3、4では②③の位置)について示してある。これらの図によれば、過剰間隙水圧比の上昇により模型表面の水平変位が急増するのがよくわかる。ただ、ケース3の場合に過剰間隙水圧比が増加しているのに水平変位が小さい。これは他のケースに比べて、ケース3の場合は安定状態から破壊への境界に近い状況(安全率が1が限界だと考えれば、1に近い状況)であったことが推察される。

以上示した図-111~114から判断すれば、今回の実験の飽和砂地盤の盛土の場合には過剰間隙水圧比がほぼ0.5以上で盛土の残留変位が増加しはじめる、あるいは増加することがわかった。さらに過剰間隙水圧比が上昇

するとともに完全破壊へ連続的に変化するものと考えられる。過剰間隙水圧の上昇を考慮した詳しい盛土の地震時の安定の検討は次章で行う。

4. 円形すべり面法による安定解析

3.5の盛土の破壊状況でみたように、図-107~110で示したような円形すべり面が推定されている。そこで、ここでは円形すべり面法による安定解析を行い、実験結果との比較を行う。港湾施設の設計では、通常土塊を分割して考えるスウェーデン法のうち、チェボタリオフが述べている方法により安定解析が行われている。この方法は内外で広く利用されており、我が国の港湾地域における被災例解析結果からも、通常の場合、斜面破壊の実情をよく説明するとされている¹⁾。この報告での円形すべり面の安定計算は、この文献1)の方法を修正して震度および飽和砂地盤の過剰間隙水圧の上昇によるせん断強度の減少を考慮して行った。過剰間隙水圧は摩擦力の抵抗モーメントの項の分割片の有効重量のかわりに $(w' - u \cos \alpha l)$ を代入して評価した。ここに、 w' は分割片の有効重量、 u は過剰間隙水圧、 α は分割片底辺の傾度、 l は分割片の底辺長である。以下には計算結果から得られる安全率と盛土の地震時の破壊状況との関係について検討する。

3.5で述べたように、盛土の破壊は第1、2波加振時に続いて、第3、4波加振時においても大きく進行している。そこで、ここでは、ケース1、2については第1、3波加振時、ケース3、4については第1、2、3、4波加振時について円形すべり面の安定計算を行った。震度は次のように与えた。ケース1、2の場合には、図-46、50に示したように盛土部での加速度の増幅がみられなかったので、震度は高さ方向に一定の値を与えることとし、盛土直下の地盤加速度(A-18)を重力加速度で除して震度とした。ケース3、4の場合には、図-55、58に示したように盛土部での加速度の増幅がみられたので、盛土部と地盤部で別々の震度を与えることとした。盛土部の各加振時の実測最大加速度を算術平均し、それを重力加速度で除したものを盛土部の震度とし、盛土部の最大加速度作用時の地盤部の実測加速度を平均し、それを重力加速度で除したものを地盤部の震度とした。過剰間隙水圧は、各加振時の実測過剰間隙水圧を与えることとした。ただし、ケース1、2の場合の過剰間隙水圧の深さ方向の分布はかなり複雑なので、円形すべり面法の安定解析では三角形分布を仮定して計算を実施している。なお、比較検討のために、過剰間隙水圧を考慮しない場合についても安定計算を行っている。円

飽和砂地盤上の盛土の破壊振動実験と円形すべり安定解析

表-9 円形すべりの計算条件と計算結果 (ケース1, 2)

ケース	単位体積重量 (tf/m ³)		内部摩擦角 (度)		テスト No.	波の番号	震 度	円形すべりの安全率	
	地 盤	盛 土	地 盤	盛 土				間隙水圧無	間隙水圧有
1	1.84	1.52	39	37	—	—	0	2.17	—
					5	1 3	0.31 0.21	1.09 1.32	— 1.13
					6	1 3	0.38 0.27	0.97 1.18	— 0.66
					7	1 3	0.51 0.30	0.81 1.11	— 0.48
2	1.76	1.61	36	38	—	—	0	1.52	—
					3	1 3	0.14 0.09	1.18 1.28	— 1.23
					4	1 3	0.21 0.16	1.05 1.14	— 0.60
					5	1 3	0.29 0.18	0.92 1.10	— 0.43

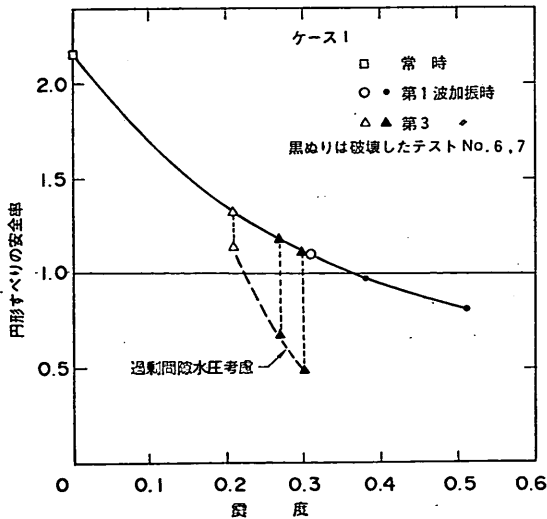


図-115 円形すべりの安全率 (ケース1)

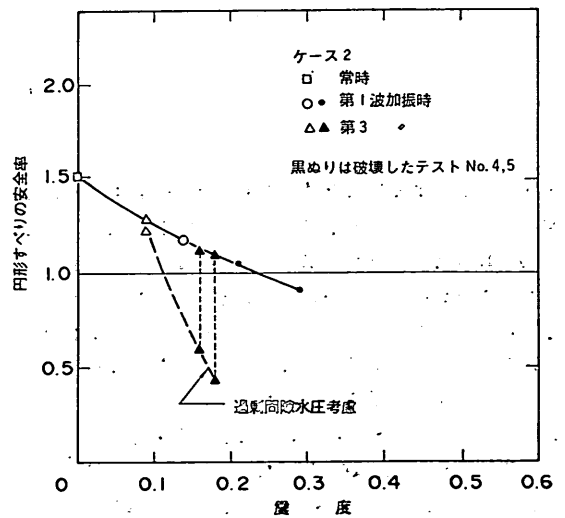


図-116 円形すべりの安全率 (ケース2)

表-10 円形すべりの計算条件と計算結果（ケース3，4）

ケース	単位体積重量 (tf/m ³)		内部摩擦角(度)		テスト No.	波の番号	震 度		円形すべりの安全率						
	地 盤	盛 土	地 盤	盛 土			地 盤	盛 土	間隙水圧無	間隙水圧有					
3	1.78	1.57	37	37	—	—	0	0	1.41	—					
					4	1	0.14	0.17	1.08	—					
						2	0.12	0.16	1.11	1.10					
						3	0.11	0.16	1.12	0.97					
						4	0.10	0.16	1.12	1.04					
					5	1	0.13	0.20	1.07	1.03					
						2	0.16	0.19	1.05	0.93					
						3	0.15	0.18	1.07	0.74					
						4	0.11	0.17	1.10	0.85					
					6	1	0.20	0.24	0.98	0.95					
						2	0.22	0.26	0.96	0.77					
						3	0.14	0.19	1.07	0.78					
						4	0.04	0.13	1.19	0.90					
					4	1.76	1.50	36	36	—	—	0	0	1.36	—
										3	1	0.07	0.14	1.16	—
											2	0.09	0.13	1.11	—
3	0.08	0.13	1.16	—											
4	0.07	0.12	1.14	—											
4	1	0.11	0.16	1.10						—					
	2	0.14	0.15	1.06						1.00					
	3	0.11	0.15	1.11						0.94					
	4	0.09	0.15	1.10						0.81					
5	1	0.04	0.19	1.13						—					
	2	0.14	0.18	1.03						0.77					
	3	0.12	0.18	1.08						0.86					
	4	0.07	0.16	1.10						0.70					

形すべり面の単位体積重量、内部摩擦角は2.4の検討結果のものを用いた。安定計算で用いた定数をまとめて表-9, 10に示す。安定計算では、図-107~110で示したような白色砂のくいちがいをとおるいくつかの円形すべり面について検討を行い、最小の安全率を与えるものを求めた。各ケースで盛土の破壊が生じる前と破壊後のテスト結果（表-9に示すようにケース1で言えば、テストNo. 5, 6, 7である）について安定計算を行った。

計算結果を表-9, 10, 図-115~118に示す。円形すべり面の例を図-119~121に示す。図-119~121には過剰間隙水圧の分布も示してある。図-115~118には、盛土が破壊した場合（ケース1ではNo. 6, 7, ケース2ではNo. 4, 5, ケース3ではNo. 5, 6, ケース4ではNo.

4, 5）が黒ぬりの記号で示してあるが、この黒ぬりの記号はほぼ安全率が1以下となっている。また、第3, 4波加振時（ケース1, 2では第3波加振時）の過剰間隙水圧を考慮した場合の安全率も1以下となっており、実験において盛土の破壊が第3, 4波加振時（ケース1, 2では第3波加振時）にも確認されたことと一致している。過剰間隙水圧を考慮しない安定計算では安全率が1以上となっている。なお、図-65, 66に示したように加振終了後も過剰間隙水圧が残留しているので、加振終了直後の過剰間隙水圧を与えて常時での円形すべりの安定計算をケース3, 4について行った。この安定計算結果によれば、安全率はケース3の場合で1.1, ケース4の場合で0.8であった。この結果から判断すると、ここで

飽和砂地盤上の盛土の破壊振動実験と円形すべり安定解析

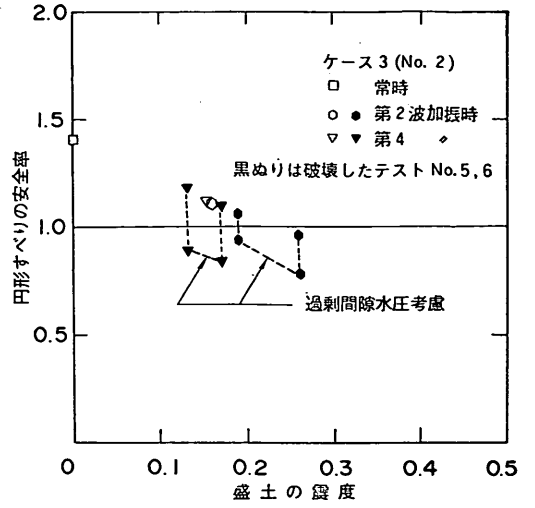
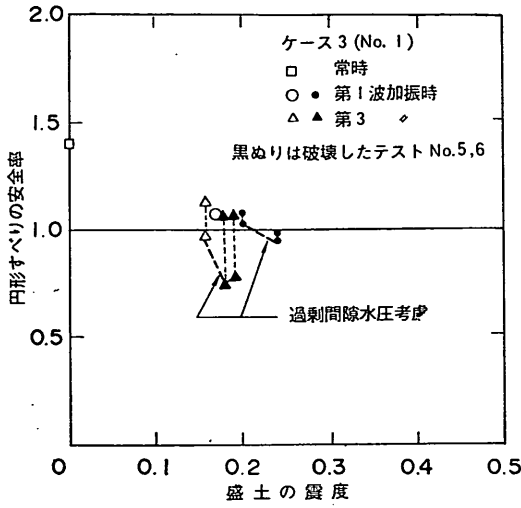


図-117 円形すべりの安全率 (ケース 3)

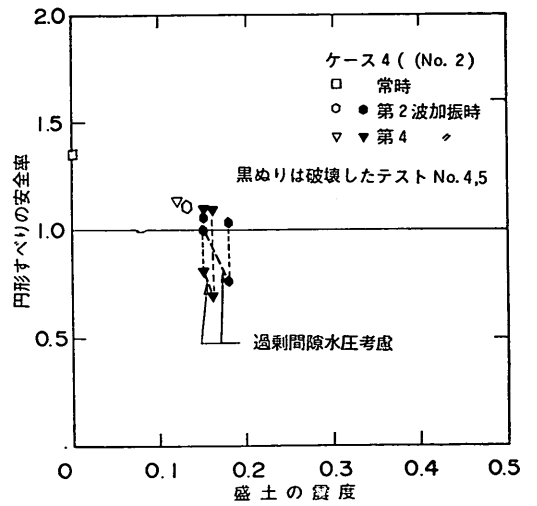
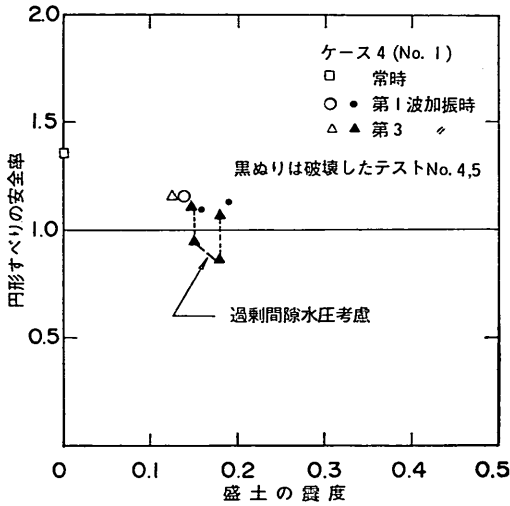


図-118 円形すべりの安全率 (ケース 4)

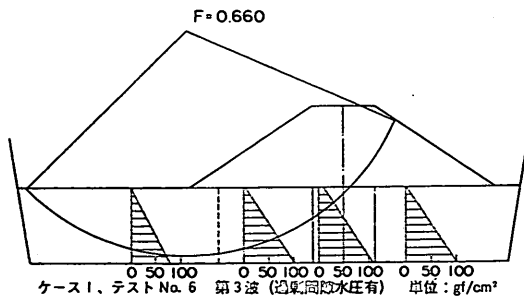


図-119 円形すべり円の例 (ケース 1, テスト No. 6)

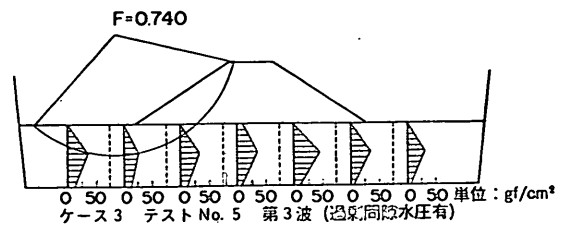


図-120 円形すべり円の例 (ケース 3, テスト No. 5)

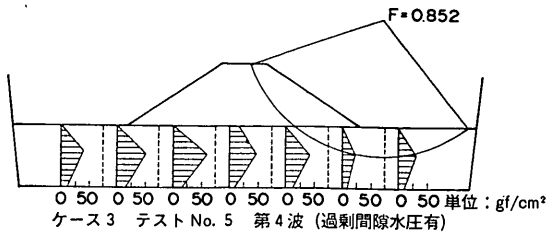


図-121 円形すべり円の例 (ケース3, テスト No. 5)

の安定計算手法および定数の設定は、やや過剰間隙水圧が大きく影響しすぎる可能性があると考えられる。

以上の結果からみると、ゆるい飽和砂地盤上の斜面の地震時の安定性は、円形すべり面法による安定計算において震度と過剰間隙水圧を考慮することにより検討できると考えられる。

5. 結 論

大型模型振動実験により飽和砂地盤上の盛土の地震時挙動、破壊状況を検討し、円形すべりの安定計算により実験結果を解析した。得られた結論は以下のとおりである。

- 1) 振動台加速度の増加とともに加速度応答倍率は減少し、1以下となった(図-41~44)。周波数伝達関数において、盛土の1次の固有振動数が明確に確認された。この1次の固有振動数は、振動台加速度の増加とともに減少した(図-61, 62)。これは、模型材料として用いた砂の非線型特性によるものと考えられる。
- 2) 最大加速度応答倍率は高さ方向に一定の場合(図-46, 50)と、盛土部が地盤表面に対して1~2割大きい場合(図-55, 58)があった。
- 3) 振動台加速度の増加とともに地盤内の過剰間隙水圧は上昇した。過剰間隙水圧比は、盛土の前方の地盤内がもっとも大きく、次が盛土の法尻下の地盤内で、盛土中央下の地盤内がもっとも小さい値を示した(図-84, 85)。
- 4) 振動台加速度を増加させていくと、ある加速度で盛土の残留沈下量、水平移動量が急増し、盛土の破壊が推定できた。この盛土の残留変位の急増時の地盤内の過剰間隙水圧比はここで対象とした飽和砂地盤上の盛土の場合には0.5以上の値を示していた。
- 5) 盛土内にあらかじめ敷設した水平白色層の振動により生じた段差より盛土内のすべり破壊面が推定された(図-107~110)。

- 6) 震度と過剰間隙水圧を考慮した円形すべり面法の安定計算により、実験の盛土の破壊が説明できることが確認された(図-115~118)。したがって、飽和砂地盤上の斜面の地震時の安定は、円形すべり面法による安定計算において震度と過剰間隙水圧を考慮することにより検討できると考えられる。

6. あとがき

現行の設計法では、通常地震時における斜面の安定は検討されていないが、ここでの検討結果は地震時の斜面安定の合理的な検討方法を開発していくための1つの研究成果を与えるものである。

実験での入力波形は通常地震波形と異なっているが、地震波形も最大加速度とそれに近い値を示す波数はそれほど多くなく、今回の実験の盛土の破壊挙動は実際の地震の場合と大きくかわらないことが推察される。ただし、大きな振幅で継続時間の長い非常に大きな地震動の場合には、地盤全体が完全に液状化し、その上の盛土が地盤内に大きく沈み込み、本報告でみた模型の破壊よりさらに進んだ完全崩壊が生じることが予想されるので、飽和砂地盤上の盛土の破壊形態を検討する場合にはこうした破壊についても考慮しておく必要がある。

この報告で用いた円形すべり面法による安定解析を行うためには、検討断面における震度に対する過剰間隙水圧の上昇の程度を与える必要がある。このための地震応答計算手法、液状化解析手法の開発は今後の課題である。(1985年3月30日受付)

謝 辞

本実験の費用は海岸事業費によった。また、本報告をとりまとめるにあたり、土田肇構造部長には貴重な助言をいただいた。最後ではあるがここに記して深甚の謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準同解説、日本港湾協会、昭和54年
- 2) 日本鉄道施設協会：軟弱地盤上盛土の耐震設計に関する研究報告書、昭和45年3月
- 3) 日本鉄道施設協会：盛土の耐震設計に関する研究報告書、昭和47年3月
- 4) 土田肇、野田節男、倉田栄一：海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算、港湾技術研究所報告、Vol. 9, No. 2, 昭和45年, pp. 61~121
- 5) 野田節男、土田肇、倉田栄一：海岸堤防の大型模型振動実験(第2報)一砂質粘土からできた堤体の場合、港湾技術研究所報告、Vol. 12, No. 2, 昭和

- 48年, pp. 31~61
- 6) 野澤太三, 那須誠, 匹本慶一: 盛土の耐震補強対策, 地盤と基礎の地震災害に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, 昭和58年5月, pp. 97~104
 - 7) 谷口栄一, 森下義, 堀井克己: 砂質地盤上盛土の地震時永久変形量の予測, 砂質土および砂地盤の変形破壊強度の評価に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, 昭和59年12月, pp. 131~134
 - 8) 田中忠次, 安中正美, 谷茂, 川口徳忠, 向後雄二: 土構造物の振動実験と液状化解析, 地盤と基礎の地震災害に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, 昭和58年5月, pp. 71~84
 - 9) Watanabe, H., Sato, S. and Murakami, K.; Evaluation of Earthquake-Induced Sliding in Rockfill Dams, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 3, Sept. 1984, pp. 1~14
 - 10) 野田節男, 野田忠吉, 三島昇, 大山高市, 元木英夫: 振動破壊試験装置, 住友金属, Vol. 31, No. 1, 1979, pp. 91~99
 - 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, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第I部, 1979, pp. 426~427
 - 12) 桑島進, 永井康平: 任意個数試料のFFT (Fast Fourier Transform) 算法とそのスペクトル解析への応用, 港湾技研資料, No. 155, 昭和58年3月

記号表

- A-0
 ~A-26 : 加速度計の設置位置
 A(f) : 周波数伝達関数
 a : コーン支持力と深さとの関係を示す係数
 Dr : 相対密度 (%)

- e_{max} : 最大間隙比
 e_{min} : 最小間隙比
 F : 円形すべり計算の安全率
 G : せん断弾性係数 (tf/m²)
 G_s : 比重
 l : 分割片の底辺長 (m)
 $P_X(f)$: 入力 X(t) のパワースペクトル
 P-1~
 P-21 : 間隙水圧計の設置位置
 $P_{YX}(f)$: コスペクトル
 $Q_{YX}(f)$: クオドラチャスペクトル
 q_c : コーン支持力 (kgf/cm²)
 s_r : 飽和度 (%)
 U_c : 均等係数
 u : 過剰間隙水圧 (tf/m²)
 V_s : S波速度 (m/s)
 W' : 分割片の有効重量 (tf/m)
 w : 含水比 (%)
 X(t) : 入力
 Y(t) : 出力
 $Z_{YX}(f)$: クロススペクトルの絶対値
 z : 深さ (m)
 α : 分割片底辺の傾度
 γ : 注水後単位体積重量 (tf/m³)
 γ_d : 乾燥単位体積重量 (tf/m³)
 γ_t : 湿潤単位体積重量 (tf/m³)
 ρ_{dmax} : 最大密度 (t/m³)
 ρ_{dmin} : 最小密度 (t/m³)
 ν : ポアソン比
 ϕ' : 内部摩擦角 (有効応力表示)
 ϕ_w : 内部摩擦角 (圧密非排水試験)