

土 木 研 究 所 資 料

シラス堤防の耐震性に関する検討

昭和57年2月

建設省土木研究所
動土質研究室

Copyright © 56年度 by P.W.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

シラス堤防の耐震性に関する検討

昭和57年2月

機械施工部動土質研究室

シラス堤防の耐震性に関する検討

目 次

概 要	1
1. ま え が き	3
2. 実 験 目 的	4
3. 模型振動実験	5
4. 土 質 試 験	63
5. 安 定 解 析	75
6. 動的応答解析	91
7. ま と め	107
あ と が き	108

概 要

シラス堤防の地震時の安定性に関して、堤防基礎地盤および堤体の含水条件を変化させた模型振動実験、それに付随する室内土質試験、および安定解析などを実施した。

その結果、以下のような知見を得ることができた。

- (1) 基礎地盤が飽和している場合と飽和していない場合とでは堤防の地震時安定性は大きく異なり、前者は液状化による破壊を生じやすく、動的強度が低いのに対し、後者の場合には飽和度があまり高い範囲では動的強度は相当高い。
- (2) 不飽和地盤をもつ堤防の動的強度は、飽和度があまり高い範囲では、その含水比が異なってもあまり違いは見られず全般的に高く、破壊形態としてはいわゆるすべり破壊は起こらず、法面部に引張りクラックが入るのが観察された。
- (3) 飽和地盤をもつ堤防では地震動により飽和地盤が液状化することにより急激な強度低下をきたし、堤防法面はほぼ円弧に近いすべり破壊を生じる。
- (4) 堤防法勾配の違いについてみると、勾配がゆるいほど地震時の安定性は高い。また、破壊形態の違いを見ると、勾配がゆるい場合には天端から法先地盤に至る、比較的長く深いすべり面を生じるのに対し、勾配が急な場合には法先付近で小さなすべりを生じ、それが次第に進行していき、最終的には法面部からあまり遠くない範囲でのすべりを生じるようである。また、これら双方ともにすべり面は円弧に近い。
- (5) 模型振動実験および繰返し三軸液状化試験の結果、シラスは一般的な砂質材料に比べて液状化強度は低い。
- (6) シラス堤防振動実験結果に対して震度法による円弧すべり安定計算法を適用した結果、堤防の耐震性には地震動規模および地震動による間隙水圧の上昇が大きく影響することがわかった。ただし、本方法を耐震設計法として用いる場合には、地震外力としての震度の大きさおよび作用範囲、間隙水圧の与え方、シラス堤防の強度定数の評価などについては十分に検討する必要があるようである。

1. ま え が き

1964年の新潟地震、1968年の十勝沖地震、1978年の宮城県沖地震などの過去の地震災害記録によると、河川堤防の被災記録が数多く報告されている。

一般に、河川堤防などの盛土構造物の地震時の安定性には盛土自体の動的強度特性ばかりでなく、基礎地盤条件も大きな要因であることが知られている。またさらに、土構造物の地震時安定性には水の存在が著しく影響を及ぼすことも知られている。特に、比較的緩い砂質地盤の場合には液状化現象を伴い、大規模な破壊を惹き起こすことがあり、実際に堤防が地震により被災した現場に液状化によると思われる噴砂が見られたという例も多い。

一方、河川堤防などの盛土構造物の安定性を検討する際には、地震時安定性の評価に関して未解明な点が多いため、一般には静的な安定性のみについてなされることが多い。また、力学的安定性に対する検討は静的な場合についてのみ行なうようになっており、上述したような河川堤防の地震被害を軽減するためには合理的な耐震設計法を確立していくことが必要である。この点に関して土木研究所動土質研究室では従来より大型模型堤防による振動実験等を実施してきている。

今回実験に用いたシラスは鹿児島県の桜島周辺に広く分布する火山灰質特殊土であり、この地方の河川堤防にはこのシラスが多く用いられている。

シラスについては従来多くの研究がなされており、通常の砂質材料とはその特性が大きく異なっていることが知られているが、特に盛土構造物としてのシラス堤防の動的強度特性に関する研究例はきわめて少ない。

そこで、今回シラス堤防の耐震安定性に関して模型振動実験、各種土質試験、および安定解析を実施した。

本報告書はこれらの研究結果をとりまとめたものである。

なお、本研究は九州地方建設局の依頼により実施したものであり、実施に当っては多大なる協力を受けた。

1982年2月

建設省土木研究所

動土質研究室 室長	佐々木	康
研究員	松尾	修
	館山	悟

2. 実験目的

えびの地震時の地震被害報告書等によると、シラス堤防は一般の土質材料を用いた堤防に比べて地震に対して弱いようであり、特に水の存在によってせん断強度がかなり低下することが確認されている。このような事実を踏まえて、今回シラス材料およびシラス堤防の動的特性について、以下に示す事項について検討を行なった。

- (1) シラス堤防はその含水条件によって動的強度はどのように異なるか。
- (2) 基礎地盤が水で飽和した場合、その動的強度はどの程度低下するか。また、その破壊形態はどうであるか。
- (3) 堤体法勾配の違いにより堤防の動的強度および破壊形態はどのように異なるか。
- (4) シラス堤防の地震時安定解析法として、震度法による円弧すべり安定計算法は適用できるか。
- (5) シラスは一般の砂質材料と比べて液状化強度はどのように異なるか。

3. 模型振動実験

3-1 実験内容

前章(2.実験目的)に記した目的に沿って、表-3.1に示すように、予備実験および8ケースの本実験を行なった。

実験は共振実験および数段階の入力加速度レベルから成る破壊実験で構成されているが、なおそれに付随して実験前後に模型堤防の密度試験・コーン貫入試験を行なった。

表-3.1 実験ケース

実験番号	実験材料	法勾配	含水比	
			地盤	堤体
予備実験	シラス	1 : 2	飽和	高含水比
実験-1	〃	〃	低	含水比(16%)*
実験-2	〃	〃	自然	含水比(23.5%)
実験-3	〃	〃	高	含水比(35%)
実験-4	〃	〃	飽和	低含水比(25%)
実験-5	〃	〃	〃	高含水比(36.5%)
実験-6	〃	1 : 1	〃	〃 (38%)
実験-7	浅間山砂	1 : 2	〃	〃 (15%)
実験-8	浅間山砂⊕砂礫	〃	〃	〃 (14%)

* ()は平均含水比である。

3-2 実験条件

予備実験を含めた全9ケースの主な実験条件は表-3.1に示す通りであるが、以下項目別に説明を加える。

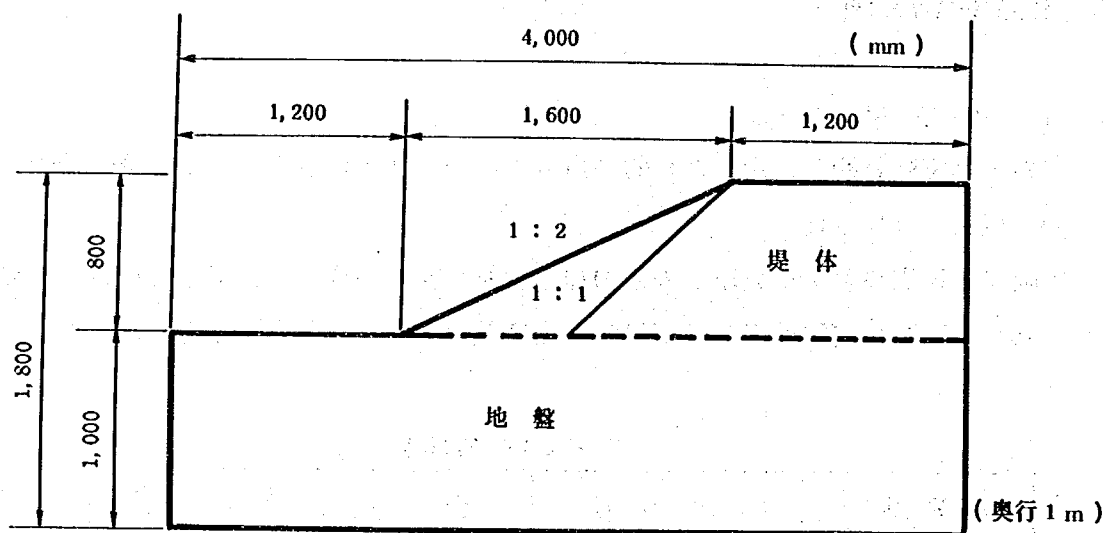
(1) 模型形状

振動実験用模型の形状は実験用土槽の寸法(幅4m, 高さ2m, 奥行1m)の制約上, 地盤厚1.0m, 堤高0.8mとし, また堤体法勾配は(実験-6)で1割, 他はすべて2割とし, 法面部のすべり破壊の観察に主眼を置いているため, 法面部をできるだけ土槽の中央付近に持ってきた。また, 堤体部を全断面模型にするのがより理想だと考えられるが, そうすると堤高を相当低くせざるを得なくなり(20~40cm程度), 破壊現象を把握にくくなるおそれがあるため, ここでは図-3.1に示すような半断面模型形状を採用した。

(2) 模型材料

今回実験に用いた材料は主眼であるシラスの他に砂および砂礫があるが, それらの採取地および主な材料特性を以下に示す。

シラスは鹿児島県えびの市柳水流地先土取場より採取したものである。また, 砂は千葉県



図－3.1 模型形状

の浅間山より採取したものであり、これは通常浅間山砂と呼んでいる。砂礫は茨城県筑波郡筑波町の桜川旧河床より採取した河床砂礫と上述の浅間山砂を粒度調整したものである。

土質諸定数および粒径加積曲線をそれぞれ表－3.2，図－3.2に示す。

(3) 含水条件

堤防の含水条件の違いが動的強度に及ぼす影響を調べるために、不飽和領域で3段階の含水比、および飽和状態を採用した。(表－3.1参照)実験1～3は堤体および地盤ともに同一の含水比で3段階の含水比(ただし不飽和)をとったものであり、実験4，5は地盤を飽和させ、堤体部の含水比を変えている。実験6～8は形状あるいは材料を変化させているため、比較のためにできるだけ実験5に近い含水条件となるようにした。

これらのデータは3.5に示している。

(4) 密度

各実験ケースを通じて単純に比較しやすいようにするため堤防模型の密度はできるだけ一樣になるように努めた。

その結果、シラス、砂において締固め度でそれぞれ78～88%，93～96%であった。

詳細については次節・3.5に掲げる。

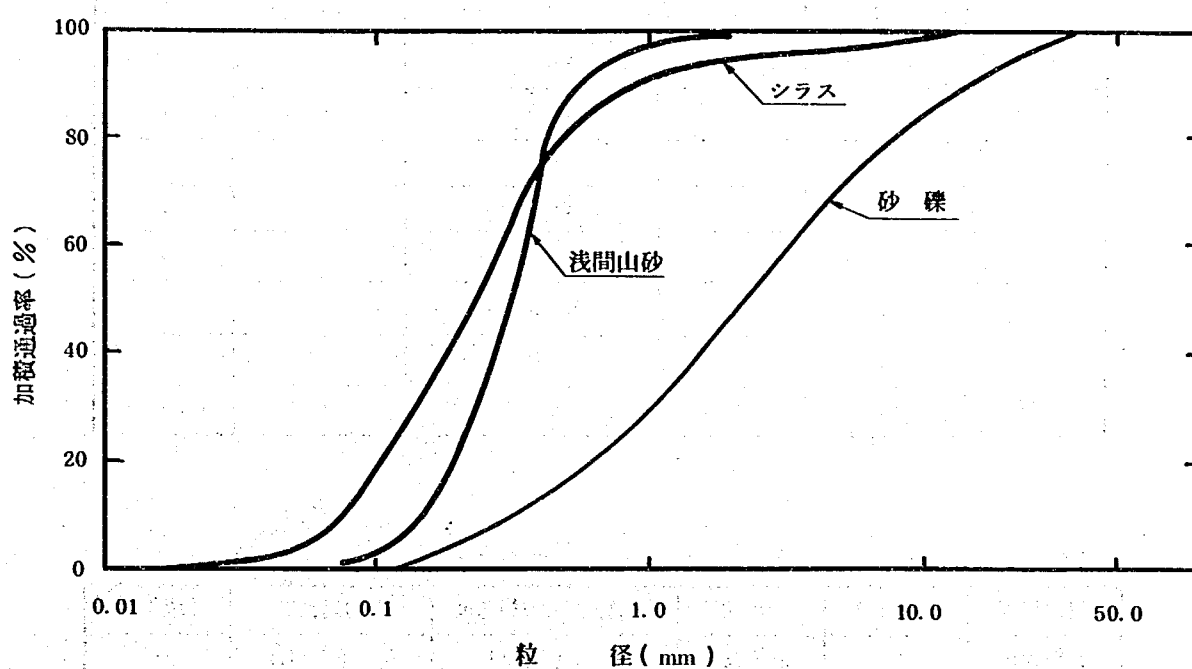
(5) 加振条件

振動実験は共振実験と破壊実験を行なったが、共振実験は一定加速度振幅で周波数を次第に変化させて行なった。ただし、共振実験においては模型に変状が生じないような低加速度で加振した。また、破壊実験は模型を破壊させる目的で行なったが、そのため加速度レベルを段階的に上げて行なった。なお、加振周波数は実堤防の堤高5m程度、入力地震動の卓越周波数を1～1.5Hz程度と仮定して、相似律的考案より5Hzとした。また、各段階での加振

表- 3.2 土質諸定数

	シラス	浅間山砂	砂 礫
土粒子比重 (G_s)	2.288	2.698	
10% 粒径 (D_{10})	0.071	0.129	0.31
60% 粒径 (D_{60})	0.290	0.212	3.25
最大間げき比 (e_{max})	1.869	1.049	
最小 " (e_{min})	1.100	0.647	

図- 3.2 粒径加積曲線



時間は基本的には20秒間とし、飽和地盤をもつ実験4～8では過剰間隙水圧の消散のため、各加振段階の間を1時間余りおいた。入力波形はすべて正弦波とした。

実際に行なった加振の条件を実験ケース毎に表- 3.3に示す。

3-3 実験方法

(1) 土槽および振動台

実験に用いた土槽は内寸法が幅4 m、高さ2 m、奥行1 mの鋼製土槽であり、正面にはアクリル板製の観察用窓が8面設けられている。また、振動方向に直角な面をもつ側壁には反射波の吸収除去のために厚さ約10 cmのウレタンフォームを貼っている。さらに、土槽底部には地盤を飽和させるために用いる注水用有孔管を4列配置している。

また振動台は土木研究所ダム耐震実験施設に設置されているもので、その主な仕様を表-

3.4に示す。

その他特記事項として、この振動台は水平・鉛直同時加振が可能である。また、制御方式としてはアナログ制御およびミニコンによるデジタル両方式のコントロールが可能であり、正弦波・矩形波・三角波・ランダム波等の任意の波形での加振が可能である。

表-3.3 加振条件

実験-1

実験形態	加振段階	入力波形	(公称)入力加速度	入力周波数	加振時間
共振実験	1	正弦波	20 gal	5~50 Hz	—
〃	2	〃	40 〃	〃 〃	—
破壊実験	3	〃	100 〃	5 〃	20 sec
〃	4	〃	200 〃	〃	〃
〃	5	〃	300 〃	〃	〃
〃	6	〃	400 〃	〃	〃
〃	7	〃	500 〃	〃	〃
〃	8	〃	600 〃	〃	〃
〃	9	〃	600 〃	〃	60 sec
〃	10	〃	600 〃	〃	180 〃

実験-2

実験形態	加振段階	入力波形	(公称)入力加速度	入力周波数	加振時間
共振実験	1	正弦波	20 gal	5~50 Hz	—
〃	2	〃	40 〃	〃 〃	—
破壊実験	3	〃	150 〃	5 〃	20 sec
〃	4	〃	200 〃	〃	〃
〃	5	〃	250 〃	〃	〃
〃	6	〃	350 〃	〃	〃
〃	7	〃	450 〃	〃	〃
〃	8	〃	600 〃	〃	〃

実験 - 3

実験形態	加振段階	入力波形	(公称)入力加速度	入力周波数	加振時間
共振実験	1	正弦波	20 gal	5 ~ 50 Hz	—
破壊実験	2	〃	100 〃	5 Hz	20 sec
〃	3	〃	200 〃	〃	〃
〃	4	〃	300 〃	〃	〃
〃	5	〃	400 〃	〃	〃
〃	6	〃	500 〃	〃	〃
〃	7	〃	600 〃	〃	〃
〃	8	〃	600 〃	〃	60 sec
〃	9	〃	600 〃	〃	180 〃

実験 - 4

実験形態	加振段階	入力波形	(公称)入力加速度	入力周波数	加振時間
共振実験	1	正弦波	10 gal	5 ~ 20 Hz	—
破壊実験	2	〃	80 〃	5 Hz	20 sec
〃	3	〃	100 〃	〃	〃
〃	4	〃	150 〃	〃	〃

実験 - 5

実験形態	加振段階	入力波形	(公称)入力加速度	入力周波数	加振時間
共振実験	1	正弦波	10 gal	5 ~ 20 Hz	—
破壊実験	2	〃	80 〃	5 Hz	20 sec
〃	3	〃	100 〃	〃	〃
〃	4	〃	150 〃	〃	〃
〃	5	〃	200 〃	〃	〃

実験 - 6

実験形態	加振段階	入力波形	(公称)入力加速度	入力周波数	加振時間
共振実験	1	正弦波	10 gal	5 ~ 25 Hz	—
破壊実験	2	〃	80 〃	5 Hz	20 sec
〃	3	〃	100 〃	〃	〃
〃	4	〃	125 〃	〃	〃
〃	5	〃	150 〃	〃	〃

実験－7

実験形態	加振段階	入力波形	(公称)入力加速度	入力周波数	加振時間
共振実験	1	正弦波	10 gal	5～30 Hz	—
破壊実験	2	〃	80 〃	5 Hz	20 sec
〃	3	〃	100 〃	〃	〃
〃	4	〃	125 〃	〃	〃
〃	5	〃	150 〃	〃	〃
〃	6	〃	175 〃	〃	〃
〃	7	〃	200 〃	〃	〃
〃	8	〃	250 〃	〃	〃

実験－8

実験形態	加振段階	入力波形	(公称)入力加速度	入力周波数	加振時間
共振実験	1	正弦波	10 gal	5～50 Hz	—
破壊実験	2	〃	100 〃	5 Hz	20 sec
〃	3	〃	125 〃	〃	〃
〃	4	〃	125 〃	〃	60 sec

表－3.4 振 動 台 諸 元

諸 元	仕 様
振 動 台 寸 法	4 m × 4 m (自重 13.5 tf, 鋼板溶接箱構造)
最 大 載 荷 重 量	40 tf
最 大 変 位 振 巾	水平方向 ± 100 mm, 鉛直方向 ± 50 mm
最 大 加 速 度	水平方向 ± 980 cm/sec ² , 鉛直方向 ± 980 cm/sec ²
駆 動 方 式	電気油圧サーボ方式
加 振 波 形	正弦波, 三角波, 矩形波, 任意波形
加 振 方 向	水平一軸, 鉛直一軸, 水平鉛直二軸
最大転倒モーメント	ピッチング 70 tfm (18 tf 載荷時) ローリング 20 tfm (23 tf 載荷時)
最大回転モーメント	ヨーイング 20 tfm (23 tf 載荷時)
加 振 器	水平方向 59 tf (29.5 tf × 2 台) 鉛直方向 109.2 tf (27.3 tf × 4 台)
振 動 数 範 囲	起振可能周波数 100 Hz 追従可能周波数 (水平 0.1～20 Hz 鉛直 0.1～25 Hz) 正弦波制御可能周波数 (水平 0.1～35 Hz 鉛直 0.1～50 Hz)

(2) 計測項目および計測方法

今回の実験では以下に示す項目について計測を行なった。

○ 密度・含水比

模型の実験前後の密度・含水比を、模型作成および解体時に、堤体部および地盤部分の数箇所ではコアカッターによりサンプリングした試料を用いて計測した。

○ コーン貫入値

模型の実験前後のコーン貫入値を地盤、法面および天端の数箇所ではポータブルコーンペネトロメーターを用いて計測した。

○ 加速度および間隙水圧

加振中の模型内の加速度および間隙水圧を、模型内部に埋設したピックアップを用いて計測した。なお、間隙水圧は飽和地盤をもつ実験4～8において計測した。

○ 模型の変位（変形）

加振による模型の変位については、各加振段階後に、模型表面および模型内部に埋設した着色メッシュの格子点の変位をスケールを用いて計測した。

なお、加速度計・間隙水圧計およびメッシュの配置図を図-3.3に示す。

○ 模型の破壊挙動

加振中の模型の破壊挙動を観察記録するために、模型の正面および上方より8ミリカメラ、35ミリスチールカメラを用いて写真撮影を行なった。

(3) 実験手順

模型振動実験の実験手順は次のようである。

① 模型築造

所定の含水比に試料を調整し、これをベルトコンベヤーにより土槽内部に投入し、約25cm厚さ毎に人力（足踏み）により締固めを行なった。これを所定の高さになるまで繰返し行ない、最後に堤体法面の整形を行なった。また、加速度計および間隙水圧計は所定の盛立て段階に埋設した。

さらに、飽和地盤については、盛立て後に土槽底部の注水管より、限界動水勾配以内でかつできるだけ飽和度を高めるように、低水頭で数時間かけて注水を行なった。

② 密度・含水比測定用試料採取

模型築造中に所定の深さでコアカッターを用いて試料を採取した。

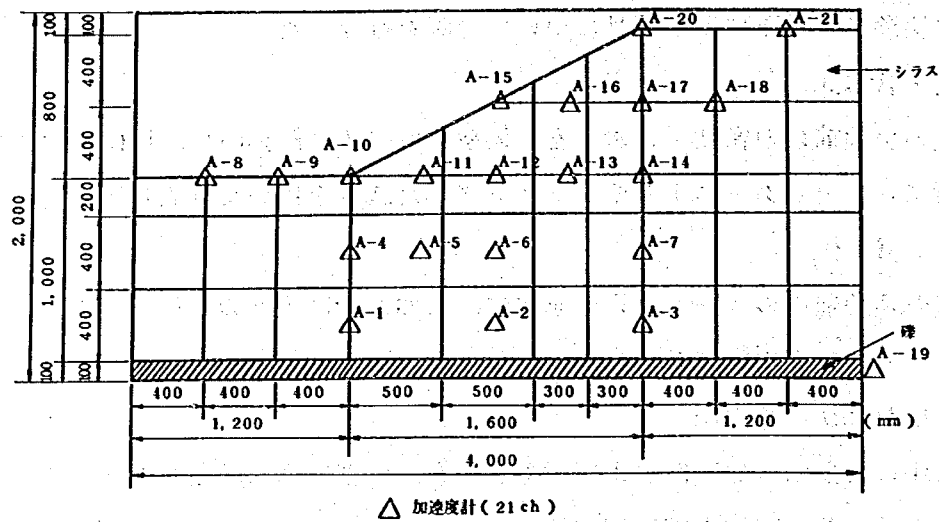
③ コーン貫入試験

④ 共振実験

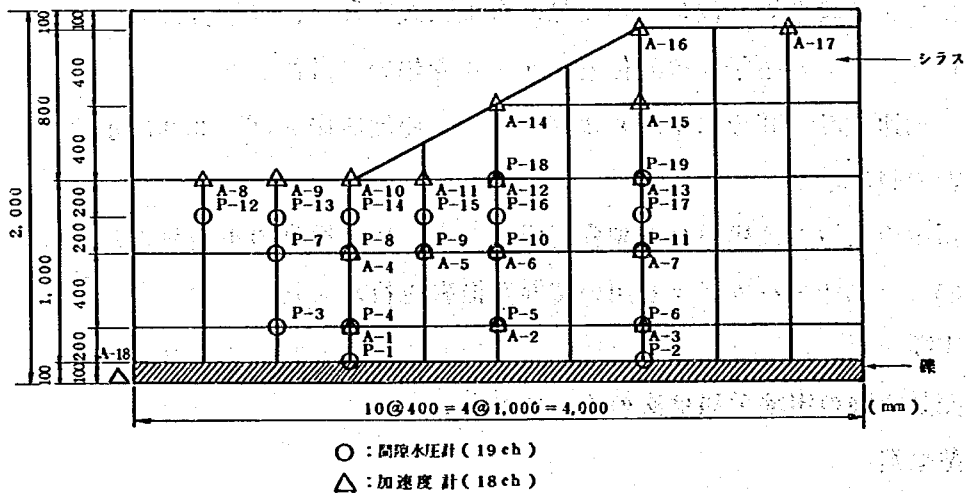
⑤ 破壊実験

破壊実験では周波数5 Hz、加振時間20 sec、一定加速度振幅の正弦波入力を加えた。加速度レベル80～100 gal程度の低いレベルよりスタートし、段階的に次第に上げて行なった。

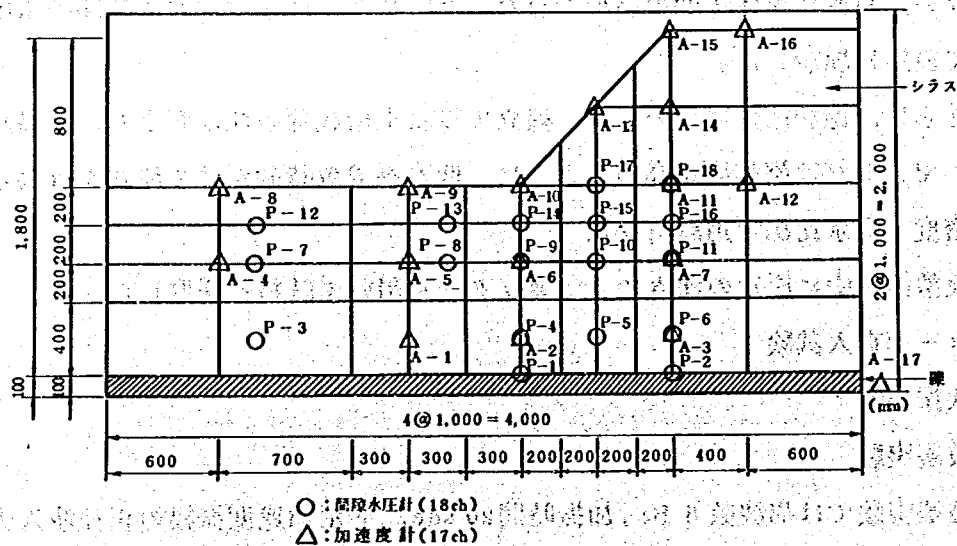
図-3.3 ピックアップの配置図



実験-1, 2, 3のピックアップ配置図



実験-4, 5, 7, 8のピックアップ配置図



実験-6のピックアップ配置図

ただし、各段階毎に加振後の変位を計測し、さらに、飽和地盤をもつ実験ケースの場合には、加振による過剰間隙水圧の消散を待って次の段階の実験を行なった。

破壊実験は模型が完全に破壊するまで繰返した。

以上の実験手順をフロー図で図-3.4に示す。

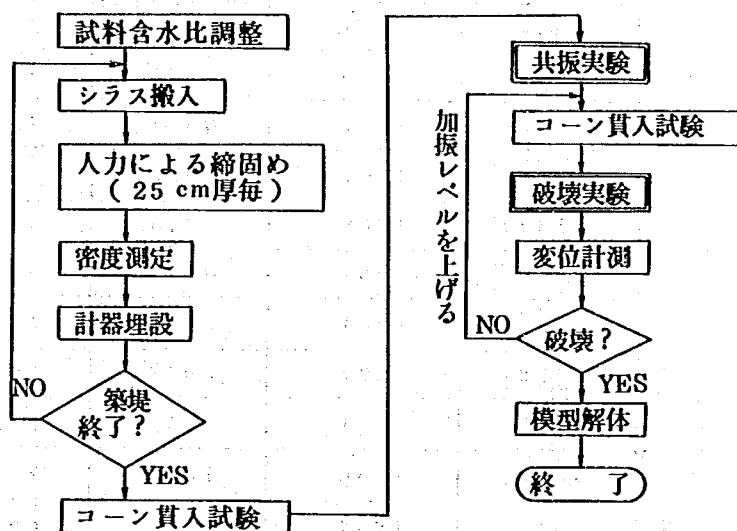


図-3.4 実験手順フロー図

3-4 実験結果

模型振動実験の結果を以下に示す項目別に述べる。

(1) 品質管理試験結果

密度

含水比

コーン貫入値

(2) 共振実験結果

(3) 破壊実験結果

3-4-1 品質管理試験結果

各実験ケース別に堤防模型内より実験前後にサンプリングした試料を用いて密度および含水比を測定した結果を表-3.6に示す。また、これらの結果を乾燥密度 ρ_d 、締固め度 $Cr = \rho_d / \rho_{max}$ 、相対密度 Dr と含水比 w の関係で示したものが図-3.4である。なお、砂礫については締固め試験を実施しなかったため締固め度は示されていない。

また、これらの結果を各実験ケース別に平均値で示したものが表-3.5である。

表 - 3. 5

実験 No	材料	平均含水比 W (%)	平均湿潤 密度 $\rho_t (g/cm)$	平均乾燥 密度 $\rho_d (g/cm)$	平均相対 密度 Dr (%)	締固め度 ρ_d/ρ_{dmax} (%)
1	シラス	15.82	1.016	0.876	33.2	80.4
2	"	23.52	1.071	0.867	29.6	79.5
3	"	35.16	1.225	0.906	44.5	83.1
4	地盤	"	25.10	1.107	0.884	36.3
	堤体	"	24.91	1.102	0.882	35.6
6	地盤	"	38.39	1.309	0.946	58.3
	堤体	"	36.56	1.261	0.923	50.4
6	地盤	"	38.57	1.261	0.910	45.4
	堤体	"	37.90	1.274	0.924	50.7
7	地盤	砂	14.75	1.781	1.552	77.3
	堤体	"	15.02	1.766	1.535	72.5
8	地盤	砂 礫	4.62	1.929	1.844	66.7
	堤体	砂	13.75	1.790	1.573	83.6

これらの結果を見ると、シラス材料については全体として $\rho_d = 0.85 \sim 0.95 g/cm$, $Cr = 78 \sim 88\%$, $Dr = 20 \sim 60\%$ となっているが、各実験ケース別に見るとほぼ様な値になっており、均一な模型が作成されていると考えられる。

つぎに、砂について見ると、 $\rho_d = 1.54 \sim 1.59 g/cm$, $Cr = 93 \sim 96\%$, $Dr = 73 \sim 87\%$ 程度である。また、砂礫について見ると $\rho_d = 1.811 \sim 1.878 g/cm^3$, $Dr = 50.5 \sim 82.7\%$ である。

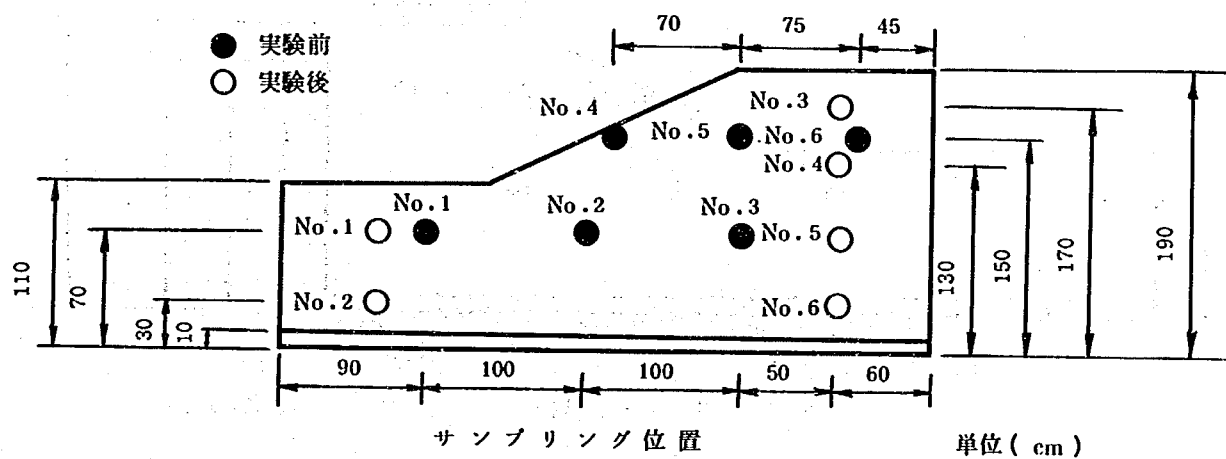
つぎに、破壊実験前後に行なったコーン貫入試験の結果を不飽和地盤および飽和地盤をもつシラス堤防の実験ケースで図-3.5に例示する。この結果を見ると、不飽和地盤をもつシラス堤防（実験1）の場合には、600 galで加振したにもかかわらず実験前後であまり変化は見られない。ただし、クラックが発生した法面部ではいくぶんコーン指数 $q_c (kgf/cm^2)$ が低下しており、この部分は加振により多少緩んだようである。

一方、飽和地盤をもつシラス堤防（実験4）の場合には、実験前は実験1と同じような q_c 値を示しているが、実験後では極端にゆるくなっている。これはとりも直さず液状化によって地盤および堤体が破壊したためである。

表-3.6(1) 実験-1 含水比・密度データ

実験前

No	標高	含水比 $w(\%)$	湿润密度 $\rho_t(g/cm^3)$	乾燥密度 $\rho_d(g/cm^3)$	相对密度 $D_r(\%)$
1	EL. 70 cm	15.09	1.013	0.876	33.2
2		15.43	0.996	0.862	27.7
3		15.31	0.981	0.849	22.4
4	EL. 150 cm	16.49	1.022	0.877	33.6
5		16.35	1.023	0.879	34.4
6		16.22	1.063	0.915	47.7
平均		15.82	1.016	0.876	33.2



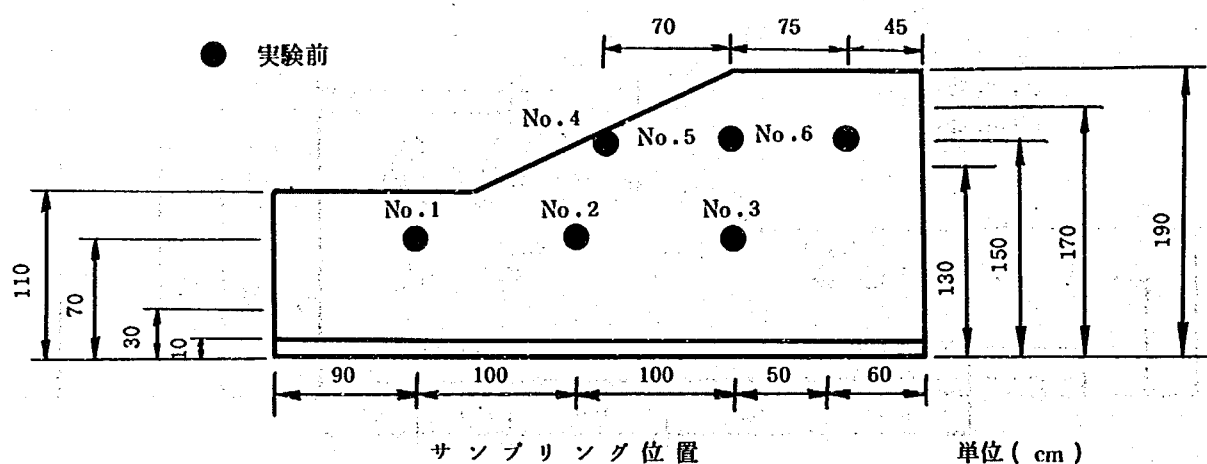
実験後

No	標高	含水比 $w(\%)$	湿潤密度 $\rho_t(g/cm^3)$	乾燥密度 $\rho_d(g/cm^3)$	相対密度 $D_r(\%)$
1	EL. 70 cm	14.52	1.013	0.885	36.7
2	EL. 30 cm	14.87	1.012	0.881	35.2
3	EL. 170 cm	18.59	1.027	0.866	29.3
4	EL. 130 cm	13.28	1.027	0.906	44.9
5	EL. 70 cm	14.78	1.024	0.892	39.3
6	EL. 30 cm	15.18	1.023	0.888	37.8
平均		15.20	1.021	0.886	37.2

表-3.6(2) 実験-2 含水比・密度データ

実験前

No	標 高	含 水 比 $w(\%)$	湿 潤 密 度 $\rho_t(g/cm^3)$	乾 燥 密 度 $\rho_d(g/cm^3)$	相 对 密 度 $D_r(\%)$
1	EL. 70 cm	23.59	1.054	0.853	24.1
2		22.32	1.080	0.883	35.9
3		23.44	1.090	0.883	35.9
4	EL. 150 cm	23.40	1.050	0.851	23.2
5		23.91	1.067	0.861	27.3
6		24.48	1.084	0.871	31.3
平 均		23.52	1.071	0.867	29.6



実験後

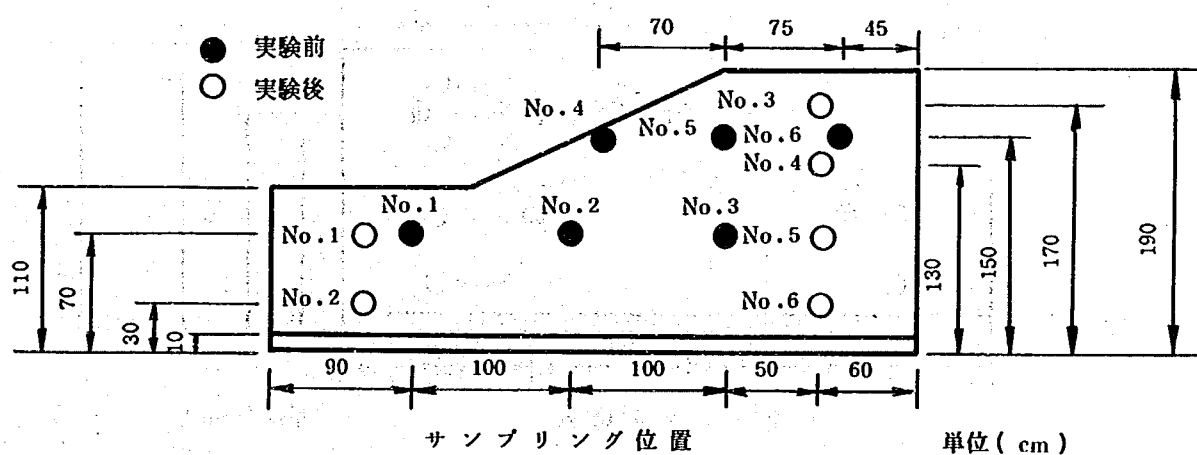
(サンプリングなし)

DATE	TIME	LOCATION	WIND	TEMP	SEA	REMARKS
1964-11-10	0800	1000	1000	1000	1000	1000
1964-11-10	0900	1000	1000	1000	1000	1000
1964-11-10	1000	1000	1000	1000	1000	1000
1964-11-10	1100	1000	1000	1000	1000	1000
1964-11-10	1200	1000	1000	1000	1000	1000
1964-11-10	1300	1000	1000	1000	1000	1000
1964-11-10	1400	1000	1000	1000	1000	1000
1964-11-10	1500	1000	1000	1000	1000	1000
1964-11-10	1600	1000	1000	1000	1000	1000
1964-11-10	1700	1000	1000	1000	1000	1000
1964-11-10	1800	1000	1000	1000	1000	1000
1964-11-10	1900	1000	1000	1000	1000	1000
1964-11-10	2000	1000	1000	1000	1000	1000
1964-11-10	2100	1000	1000	1000	1000	1000
1964-11-10	2200	1000	1000	1000	1000	1000
1964-11-10	2300	1000	1000	1000	1000	1000
1964-11-10	2400	1000	1000	1000	1000	1000

表-3.6(3) 実験-3 含水比・密度データ

実験前

No	標高	含水比 $w(\%)$	湿潤密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	乾燥密度 $\rho_d (\text{g/cm}^3)$	相対密度 $D_r(\%)$
1	EL. 70cm	35.30	1.232	0.911	46.3
2		35.05	1.207	0.894	40.1
3		37.01	1.213	0.885	36.7
4	EL. 150cm	35.12	1.214	0.898	41.6
5		34.31	1.215	0.905	44.1
6		34.14	1.268	0.945	58.1
平均	均	35.16	1.225	0.906	44.5



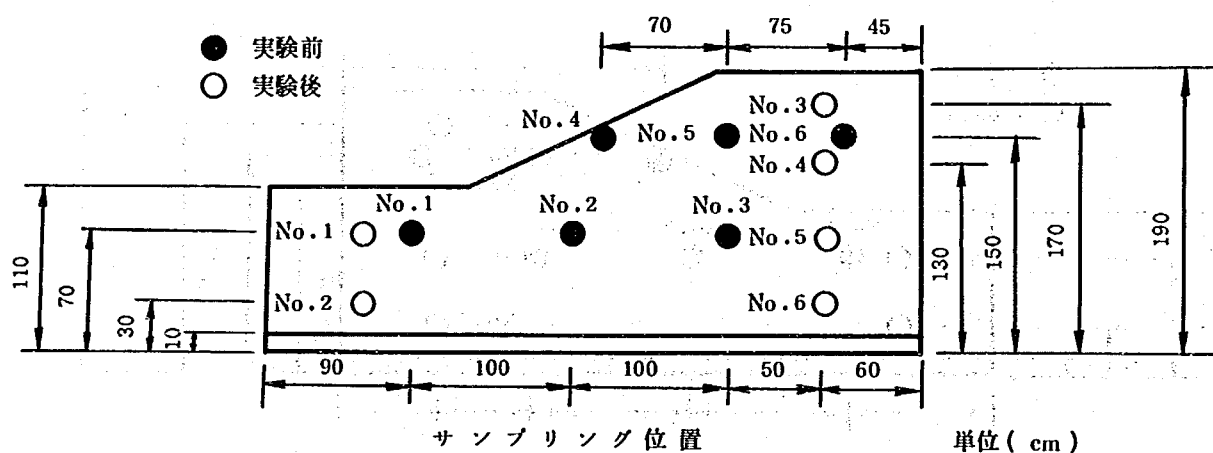
実験後

No	標高	含水比 $w(\%)$	湿潤密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	乾燥密度 $\rho_d (\text{g/cm}^3)$	相対密度 $D_r(\%)$
1	EL. 70cm	34.02	1.241	0.926	51.6
2	EL. 30cm	37.98	1.336	0.968	65.6
3	EL. 170cm	32.28	1.160	0.877	33.6
4	EL. 130cm	33.93	1.260	0.941	56.7
5	EL. 70cm	35.47	1.253	0.925	51.3
6	EL. 30cm	39.49	1.347	0.966	64.9
平均	均	35.53	1.266	0.934	54.0

表-3.6(4) 実験-4 含水比・密度データ

実験前

No	標高	含 水 比 $w(\%)$	湿 潤 密 度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$	乾 燥 密 度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$	相 对 密 度 $D_r(\%)$
1	EL. 70 cm	25.01	1.118	0.894	40.1
2		25.24	1.081	0.862	27.7
3		25.05	1.122	0.897	41.2
4	EL. 150 cm	24.57	1.077	0.864	28.5
5		25.18	1.121	0.895	40.5
6		24.97	1.107	0.888	37.8
平 均		25.00	1.104	0.883	35.9



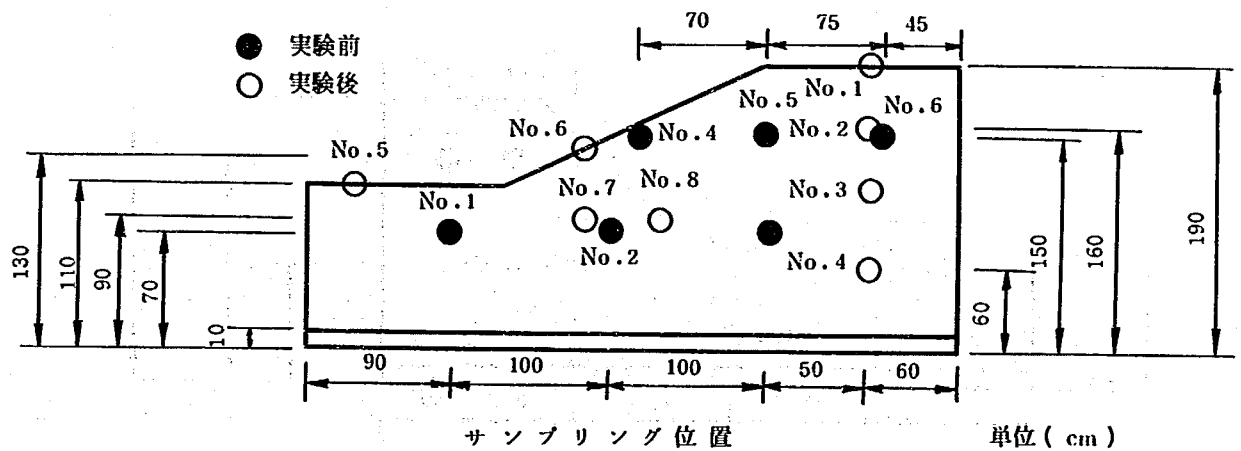
実験後

No	標 高	含 水 比 $w(\%)$	湿 潤 密 度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	乾 燥 密 度 $\rho_d (\text{g/cm}^3)$	相 对 密 度 $D_r(\%)$
1	E L . 70 cm	33.15	1.228	0.922	50.2
2	E L . 30 cm	47.67	1.441	0.976	68.1
3	E L . 170 cm	25.00	1.033	0.826	12.7
4	E L . 130 cm	35.39	1.184	0.875	32.8
5	E L . 70 cm	31.53	1.215	0.924	50.9
6	E L . 30 cm	54.12	1.464	0.950	59.7
平 均		37.81	1.261	0.912	46.7

表-3.6(5) 実験-5 含水比・密度データ

実験前

No	標高	含 水 比 $w(\%)$	湿 潤 密 度 $\rho_t(\text{g}/\text{cm}^3)$	乾 燥 密 度 $\rho_d(\text{g}/\text{cm}^3)$	相 对 密 度 $D_r(\%)$
1	E L . 70cm	38.42	1.304	0.942	57.1
2		38.40	1.309	0.946	58.4
3		38.36	1.313	0.949	59.4
4	E L . 150cm	36.69	1.254	0.917	48.4
5		36.36	1.297	0.951	60.1
6		36.64	1.231	0.901	42.7
平 均		37.48	1.285	0.934	54.4



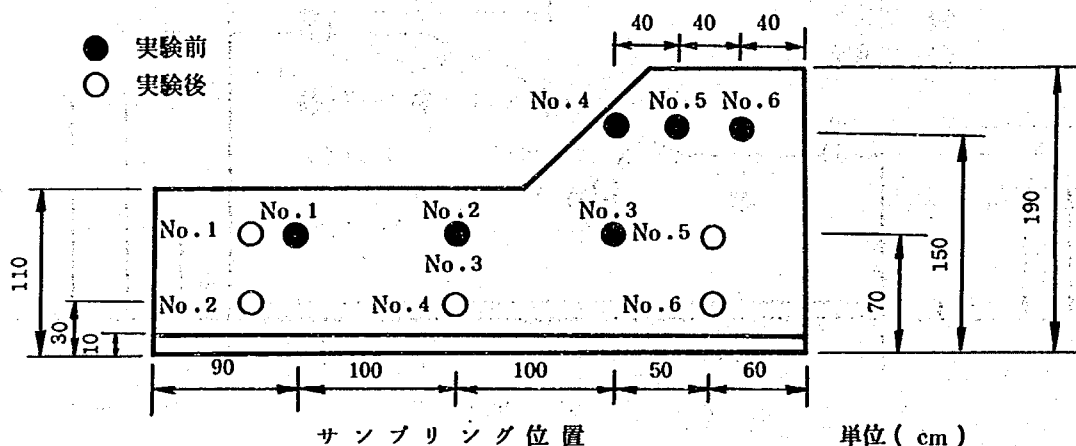
実験後

No	標 高	含 水 比 $w(\%)$	湿 潤 密 度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	乾 燥 密 度 $\rho_d (\text{g/cm}^3)$	相 対 密 度 $D_r(\%)$
1	EL. 190cm	32.34	1.164	0.880	34.8
2	EL. 150cm	35.23	1.231	0.910	45.9
3	EL. 110cm	33.40	1.278	0.958	62.3
4	EL. 60cm	35.64	1.249	0.921	49.9
5	メッシュNo.30 EL. 110cm	30.47	1.222	0.937	55.4
6	メッシュNo.33 EL. 130cm	31.45	1.210	0.921	49.9
7	メッシュNo.8 EL. 90cm	36.18	1.261	0.926	51.6
8	メッシュNo.12 EL. 90cm	36.95	1.235	0.902	43.0
平 均		33.96	1.231	0.919	49.1

表- 3. 6 (6) 実験- 6 含水比・密度データ

実験前

No	標高	含 水 比 $w(\%)$	湿 潤 密 度 $\rho_t (\text{g}/\text{cm}^3)$	乾 燥 密 度 $\rho_d (\text{g}/\text{cm}^3)$	相 对 密 度 $D_r (\%)$
1	EL. 70cm	38.20	1.297	0.938	55.9
2		38.76	1.189	0.857	25.9
3		38.75	1.297	0.935	54.9
4	EL. 150cm	38.00	1.292	0.936	55.2
5		37.57	1.265	0.920	49.7
6		38.12	1.264	0.915	47.9
平 均		38.23	1.267	0.917	48.3



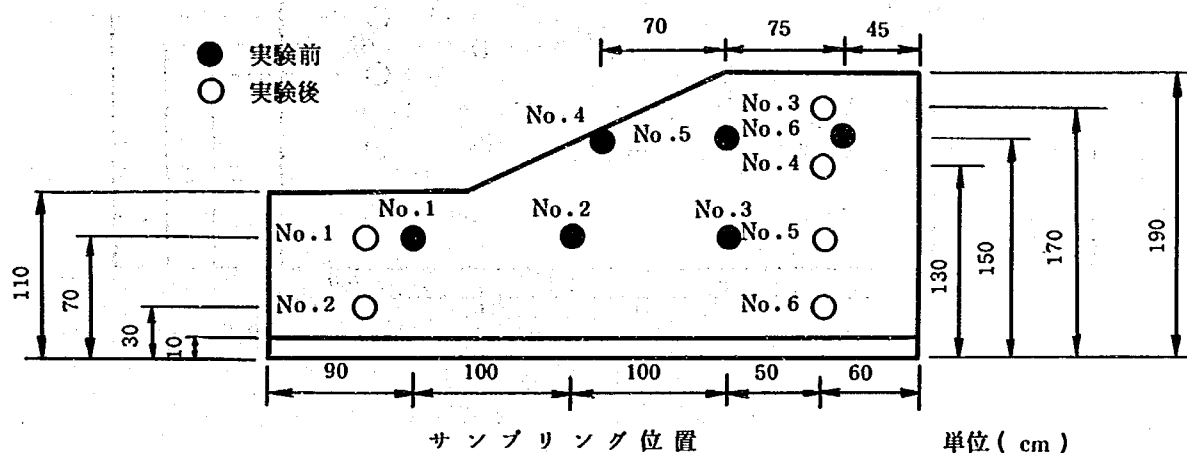
実験後

No	標 高	含 水 比 $w(\%)$	湿 潤 密 度 $\rho_t (\text{g}/\text{cm}^3)$	乾 燥 密 度 $\rho_d (\text{g}/\text{cm}^3)$	相 対 密 度 $D_r (\%)$
1	左から 60 cm EL. 70 cm	37.43	1.225	0.891	39.2
2	左から 60 cm EL. 30 cm	46.46	1.467	1.002	76.2
3	メッシュ No. 43 EL. 70 cm	35.75	1.267	0.933	54.2
4	メッシュ No. 43 EL. 30 cm	50.19	1.484	0.988	71.9
5	メッシュ No. 49 EL. 70 cm	37.71	1.266	0.919	49.3
6	メッシュ No. 49 EL. 30 cm	51.44	1.431	0.945	58.2
平 均		43.16	1.357	0.946	58.2

表-3.6(7) 実験-7 含水比・密度データ

実験前

No	標高	含 水 比 $w(\%)$	湿 潤 密 度 $\rho_t(g/cm^3)$	乾 燥 密 度 $\rho_d(g/cm^3)$	相 对 密 度 $D_r(\%)$
1	EL. 70cm	14.69	1.795	1.565	80.8
2		14.68	1.783	1.555	78.1
3		14.88	1.766	1.537	73.0
4	EL. 150cm	14.77	1.766	1.539	73.6
5		15.14	1.737	1.509	64.9
6		15.16	1.794	1.558	78.9
平均		14.89	1.774	1.544	74.9



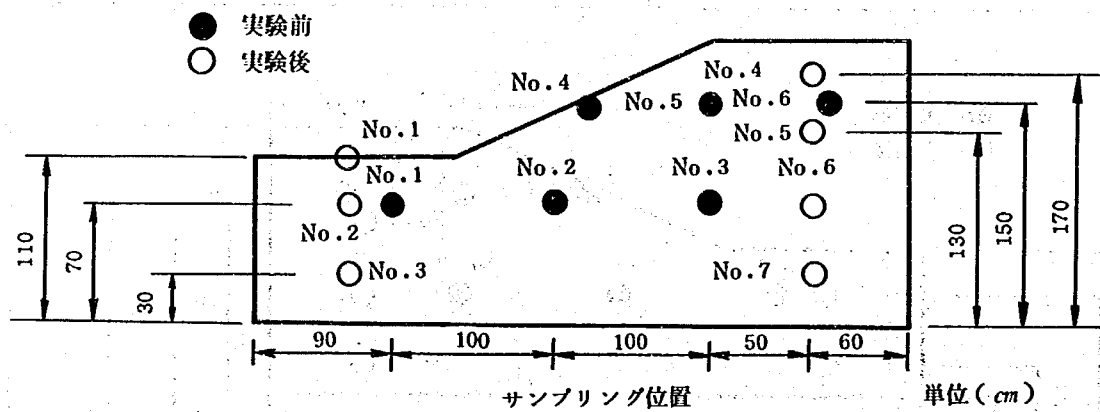
実験後

No	標 高	含 水 比 $w(\%)$	湿 潤 密 度 $\rho_t (g/cm^3)$	乾 燥 密 度 $\rho_d (g/cm^3)$	相 対 密 度 $D_r(\%)$
1	E L . 70cm	16.39	1.866	1.603	91.0
2	E L . 30cm	19.32	1.902	1.594	88.7
3	E L . 170cm	13.79	1.760	1.547	75.9
4	E L . 130cm	14.14	1.757	1.539	73.6
5	E L . 70cm	17.76	1.766	1.500	62.3
6	E L . 30cm	20.87	1.885	1.560	79.5
平 均		17.05	1.823	1.557	78.5

表一 3. 6 (8) 実験一 8 含水比・密度データ

実験前

No.	標 高	含 水 比 $w(\%)$	湿 潤 密 度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	乾 燥 密 度 $\rho_d (\text{g/cm}^3)$	相 対 密 度 $D_r(\%)$
1	EL. 70 cm	4.54	1.927	1.843	66.2
2		4.69	1.896	1.811	50.5
3		4.62	1.965	1.878	82.7
4	EL. 150 cm	13.79	1.774	1.559	79.2
5		13.52	1.788	1.575	83.6
6		13.93	1.807	1.586	86.5



実験後

No.	標 高	含 水 比 $w(\%)$	湿 潤 密 度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	乾 燥 密 度 $\rho_d (\text{g/cm}^3)$	相 対 密 度 $D_r(\%)$
1	EL. 100 cm	6.57	2.036	1.910	
2	EL. 70 cm	6.06	1.889	1.781	
3	EL. 30 cm	6.35	1.818	1.709	
4	EL. 170 cm	13.80	1.771	1.556	
5	EL. 130 cm	14.25	1.729	1.513	
6	EL. 70 cm	5.97	1.822	1.719	
7	EL. 30 cm	5.94	1.993	1.881	

シラスの締固め試験結果及び

相対密度・締固め度・乾燥密度

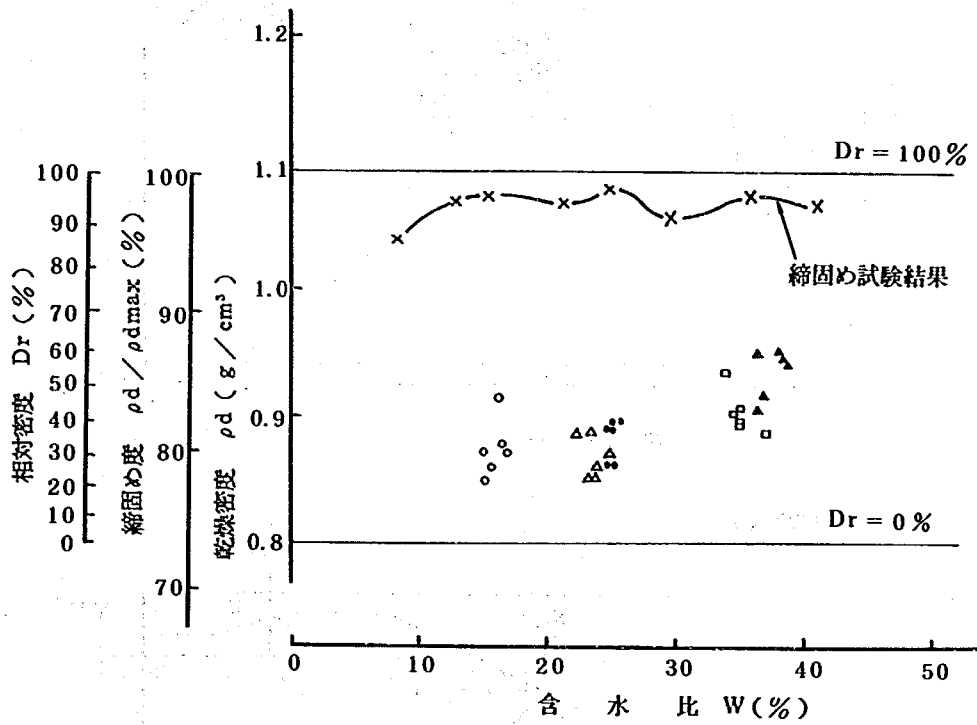


図-3・4・(1) シラスの締固め試験結果及び相対密度・締固め度・乾燥密度

浅間山砂の締固め試験結果及び

相対密度・締固め度・乾燥密度

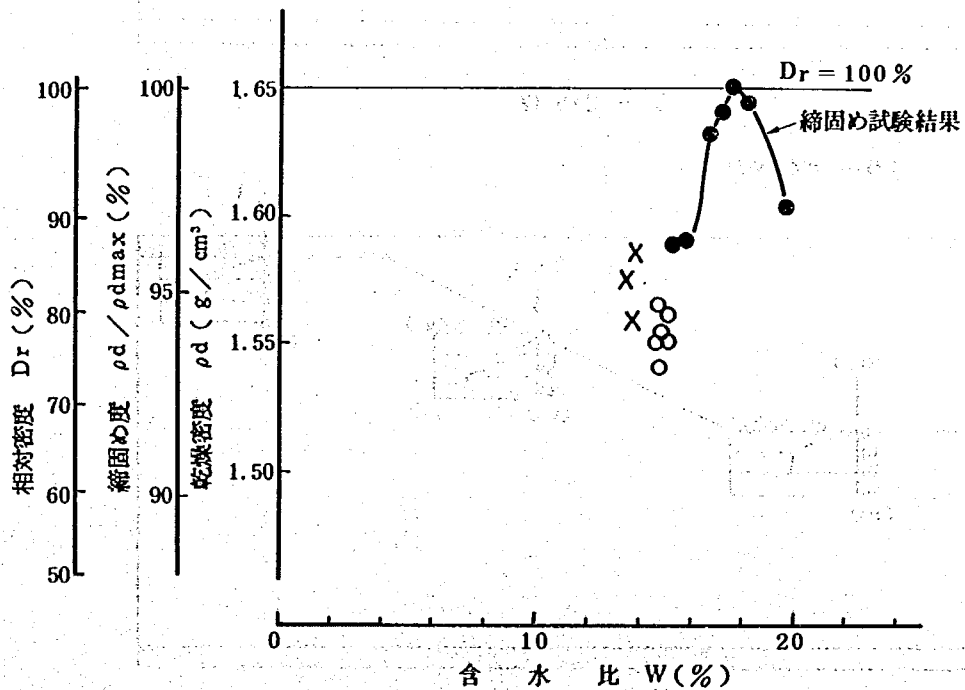


図-3・4・(2) 浅間山砂の締固め試験結果及び相対密度・締固め度・乾燥密度

実験No. 1 (実験前)

q_c : コーン指数 (kgf/cm^2)

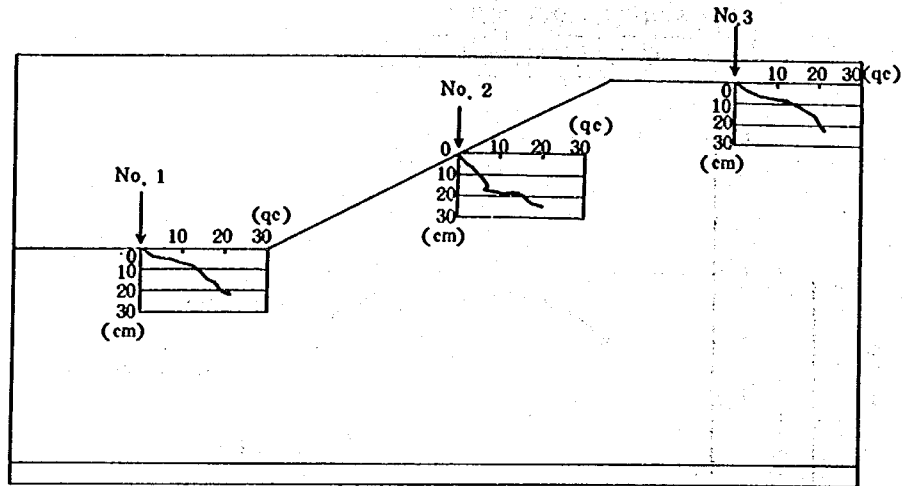


図 - 3・5 (1)

実験No. 1 (実験後)

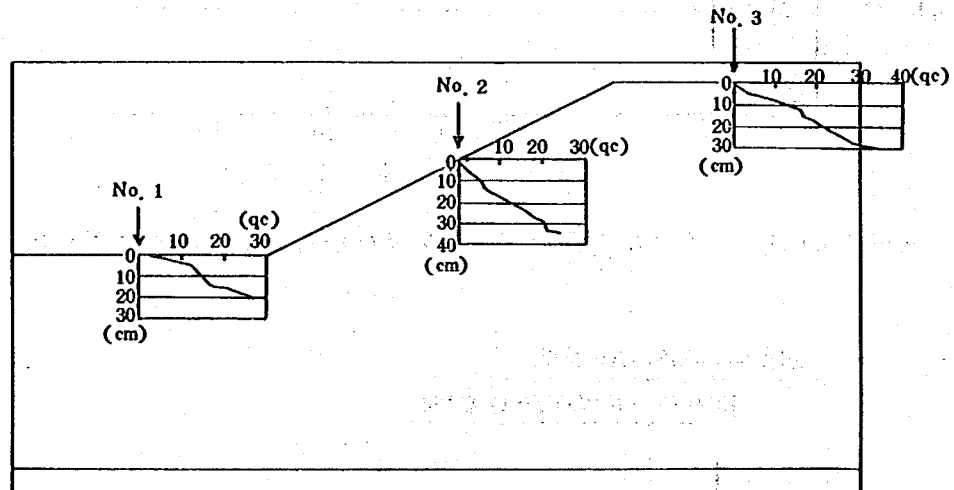


図 - 3・5 (2)

実験No. 2 (実験前)

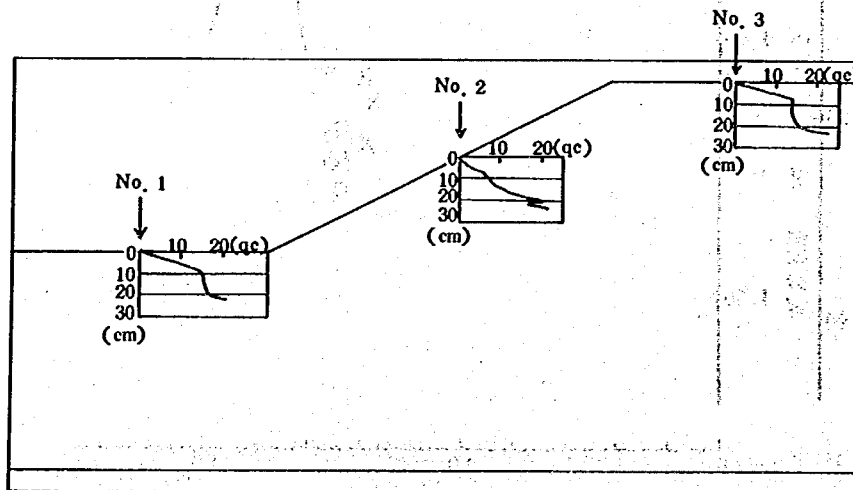


図 - 3・5 (3)

実験No. 2 (実験後)

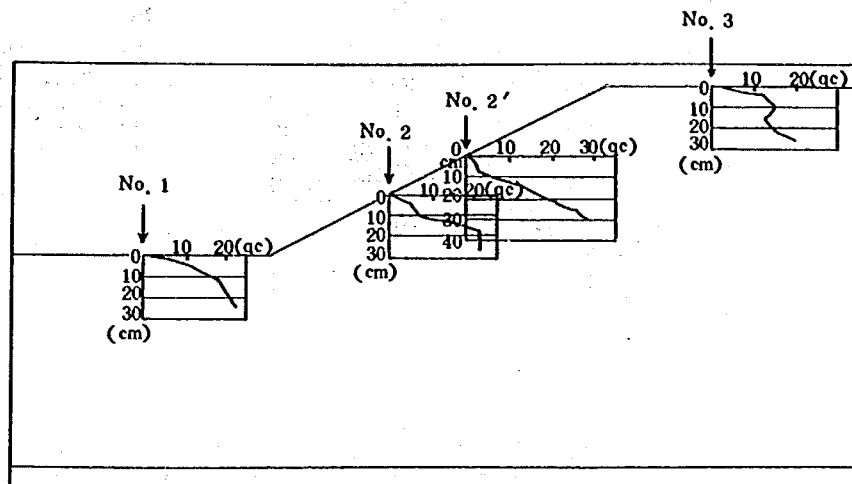


図 - 3・5(4)

実験No. 3 (実験前)

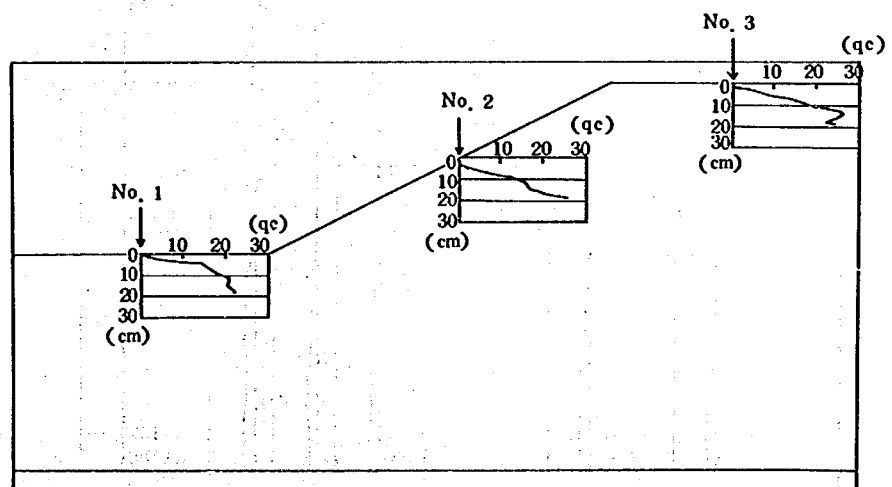


図 - 3・5(5)

実験No. 3 (実験後)

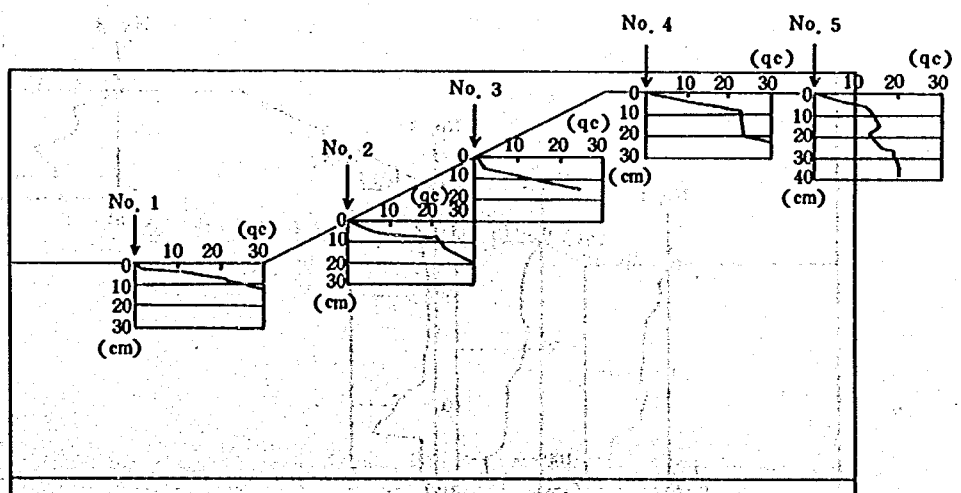


図 - 3・5(6)

実験No. 4 (実験前)

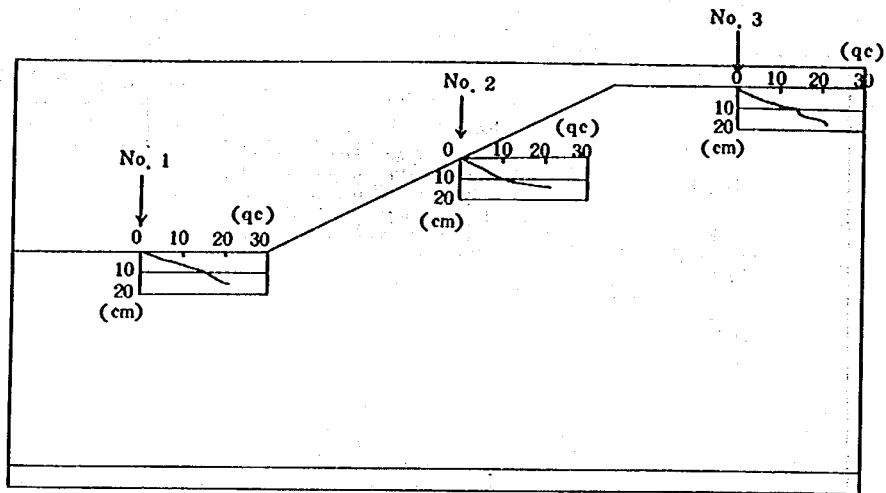


図 - 3 ・ 5 (7)

実験No. 4 (実験後)

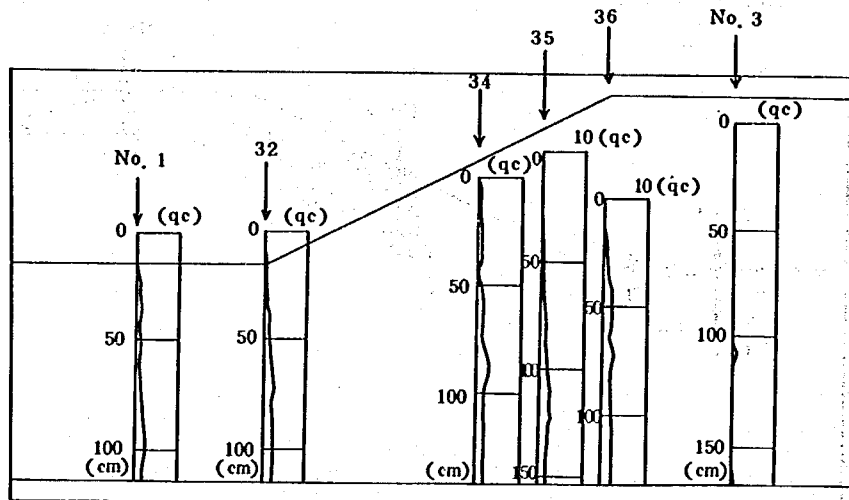


図 - 3 ・ 5 (8)

実験No. 5 (実験前)

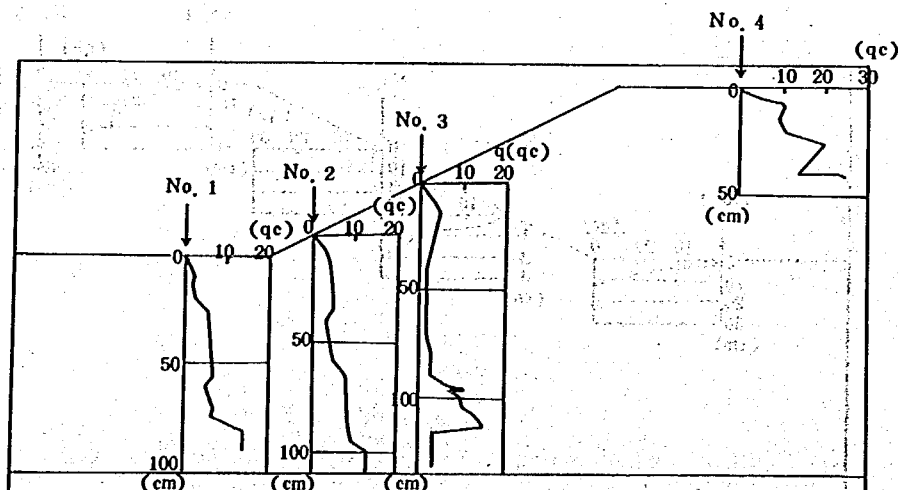


図 - 3 ・ 5 (9)

実験No. 5 (実験後)

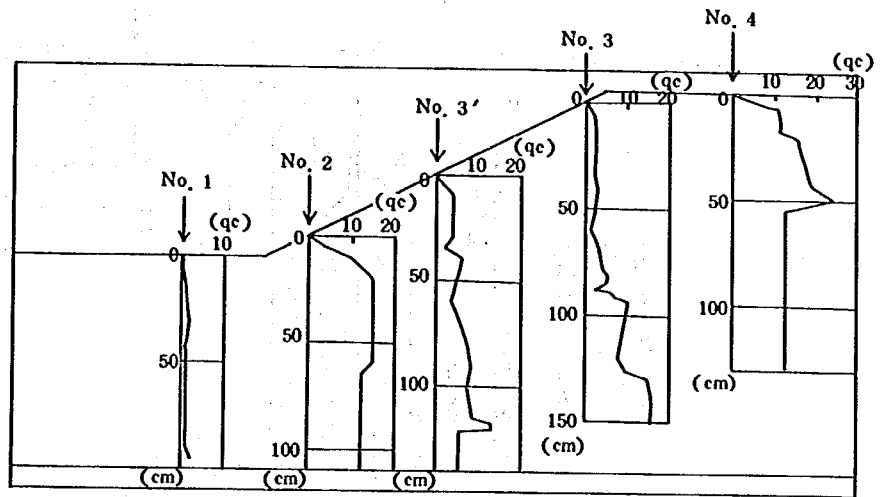


図 - 3・5 (10)

実験No. 6 (実験前)

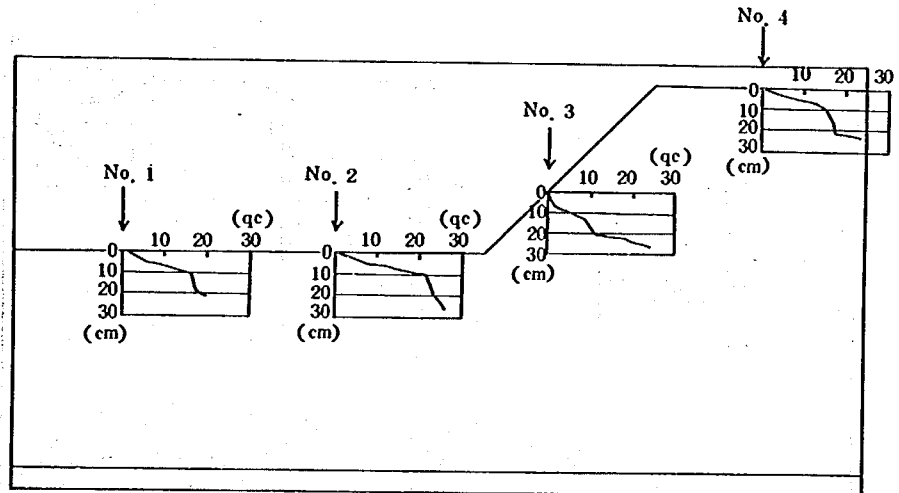


図 - 3・5 (11)

実験No. 7 (実験前)

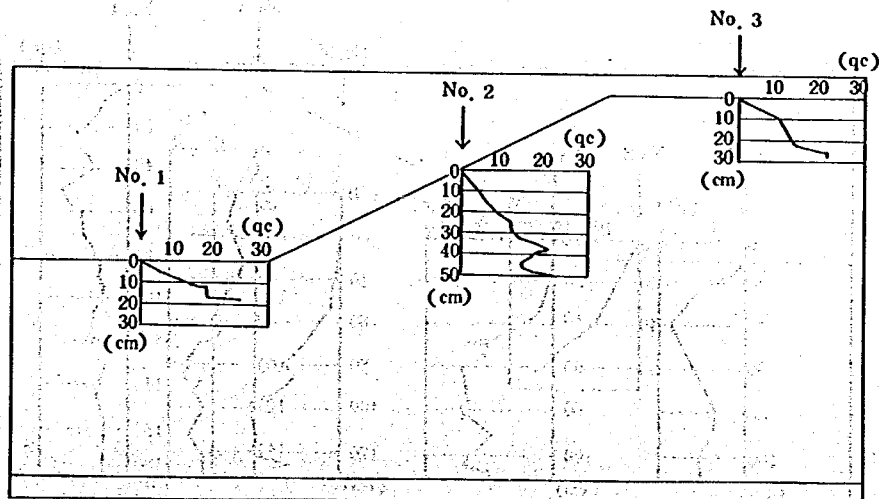


図 - 3・5 (12)

実験No. 7 (実験後)

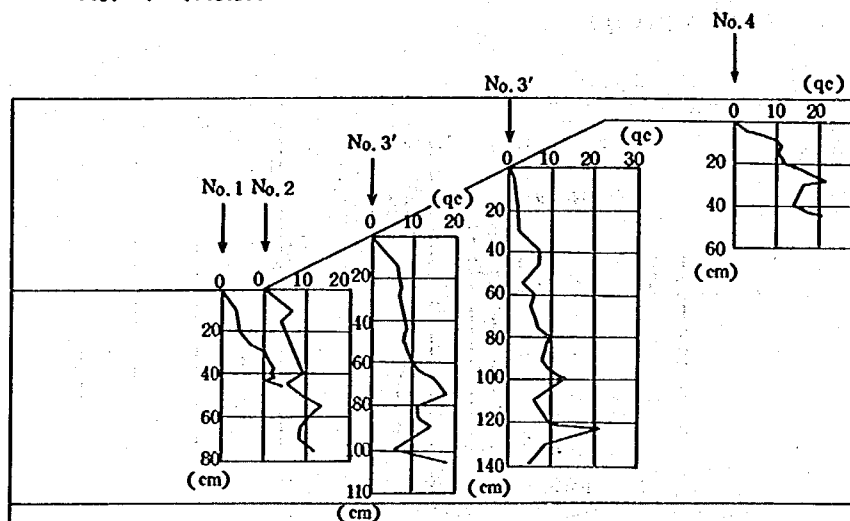


図 - 3・5 (13)

実験No. 8 (実験前)

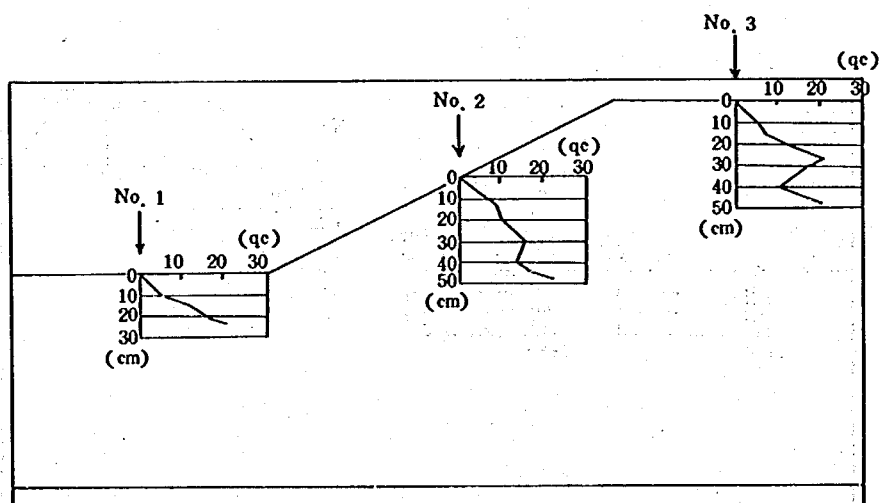


図 - 3・5 (14)

実験No. 8 (実験後) (排水前)

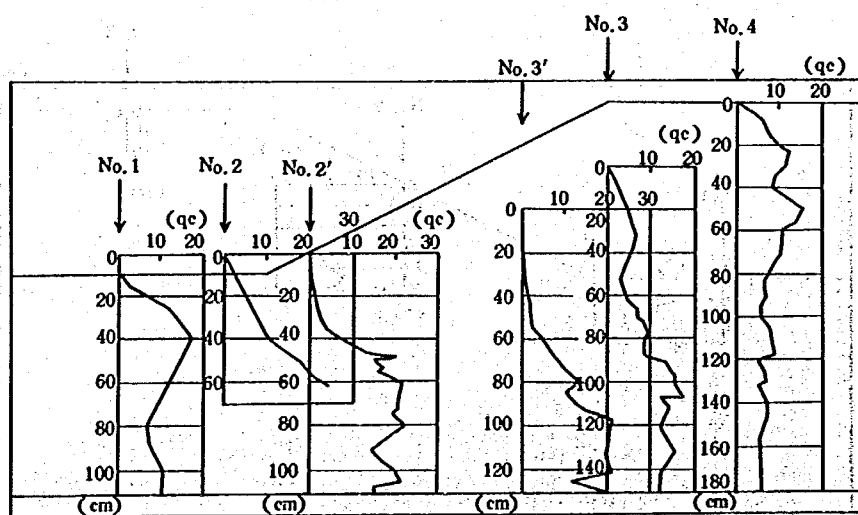


図 - 3・5 (15)

実験No. 8 (実験後) (排水後)

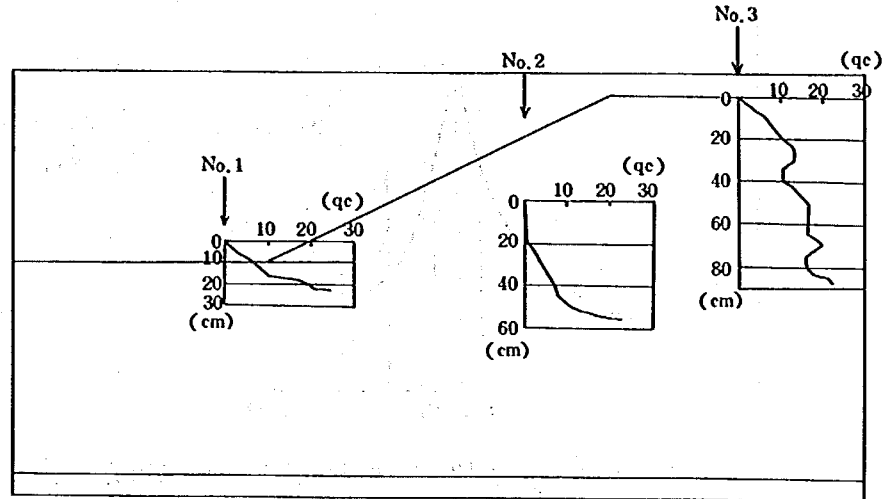


図-3・5 (16)

3-4-2 共振実験結果

共振実験の結果を各実験ケース別に横軸に周波数 f (Hz), 縦軸に加速度応答倍率 A/A_0 をとり, 図-3.6に示す。ここに, A_0 は入力加速度振幅, A は応答加速度振幅を表わす。

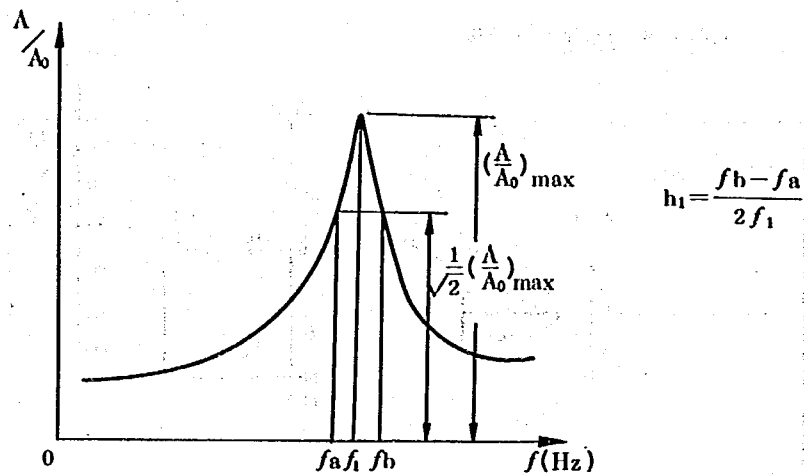
これらの結果を見ると, 応答加速度は堤防模型の上部ほど大きくなっており, さらにある周波数に近づくにしたがってその増幅度は大きくなっていることがわかる。また, 地盤高さでの加速度応答倍率は水平方向にあまり大きな差はみられない。この加速度応答倍率がピークを示す周波数は, 堤防-地盤系モデルのもつ固有周期と考えられるが, 地震入力が構造物の固有周期に近い卓越周波数をもつ場合, その地震動が大きく増幅されることは耐震設計上留意すべき事である。

なお, 実験4~6については長時間の加振による間隙水圧の蓄積を危惧し, 20Hz までしか実施しなかったため一次共振点を見出すことはできなかったが, その他の実験ケースについて一次共振振動数 f_1 , 天端での最大応答倍率, および $1/\sqrt{2}$ 法により求めた減衰定数 h についてまとめると表-3.7のようになる。これを見ると, 不飽和地盤をもつシラス堤防模型の振動実験・実験1~3については一次共振振動数 f_1 にはほとんど差は見られず, また, 天端における最大加速度応答倍率 A/A_0 はそれぞれ 6.8, 9.4, 3.3 倍と大きくばらついている。

一般に, 構造物の固有周期は剛性が高いほど高く, また, 減衰定数は土構造物の場合, 密度・含水比などに左右され, 材料の応力-ひずみ関係の非線型性が強いほど大きくなる。

上述した結果がこれらの諸要因にどのように影響を受けているものかという点については今後さらに検討すべきであろう。

つぎに, 飽和地盤をもつシラス堤防模型の振動実験・実験4~6の結果を図3.6(4)~(6)で見ると, 実験を行なった周波数の範囲内では天端におけるピークは見出せない。ところが,



(参考図) $1/\sqrt{2}$ 法による減衰定数の求め方

地盤高さにおける測定点の共振曲線を見ると、周波数が高くなるにつれて増幅度が急激に大きくなっている傾向が見られ、特に地盤部分はその傾向が大きく、堤体下部と比較するとその差は大きい。この傾向を推測すると、まず最初に法先地盤部分の共振点が存在し、それと離れた周波数の所に盛土—地盤系の共振点が存在しているように思われる。これは、地盤部分と堤体下部では同じ深さでも上載圧が異なり、したがって剛性が異なっているため、応答特性が異なるものと考えられる。

また、砂、砂と砂礫を用いた実験 7.8 では一次共振振動数がそれぞれ 25.0, 22.0 Hz, 減衰定数が 0.122, 0.114 となり、実験 4～6 ほど法先地盤部分と堤防部分との応答倍率の差は大きくないようである。

なお、数種類の入力周波数における最大加速度応答モードを描くと図—3.8 のようになる。この図より入力周波数により応答加速度の増幅度が大きく異なるのがより鮮明に把握できる。

表—3.7 共振実験結果一覧表

実験番号	入力加速度 A_0 (gal)	一次共振振動数 f_1 (Hz)	天端における 最大応答倍率 A/A_0	$1/\sqrt{2}$ 法による 減衰定数 h_1
実験—1	20	25.0	6.8	0.080
“ 2	20	24.0	9.4	0.077
“ 3	20	24.0	3.3	0.160
“ 4	10	25.0	—	—
“ 5	10	22.0	—	—
“ 6	10	25.0	—	—
“ 7	10	25.0	6.7	0.122
“ 8	10	22.0	6.7	0.114

実験1 共振実験 20gal

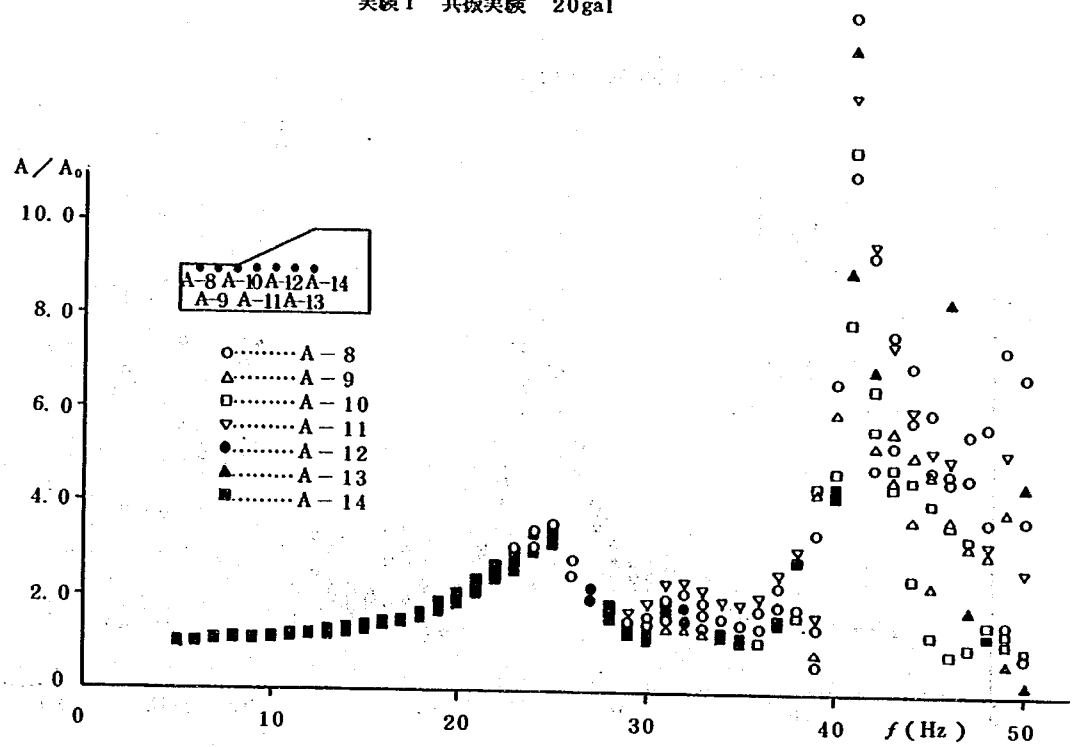


図-3・6・(1)-(a)

実験1 共振実験 20gal

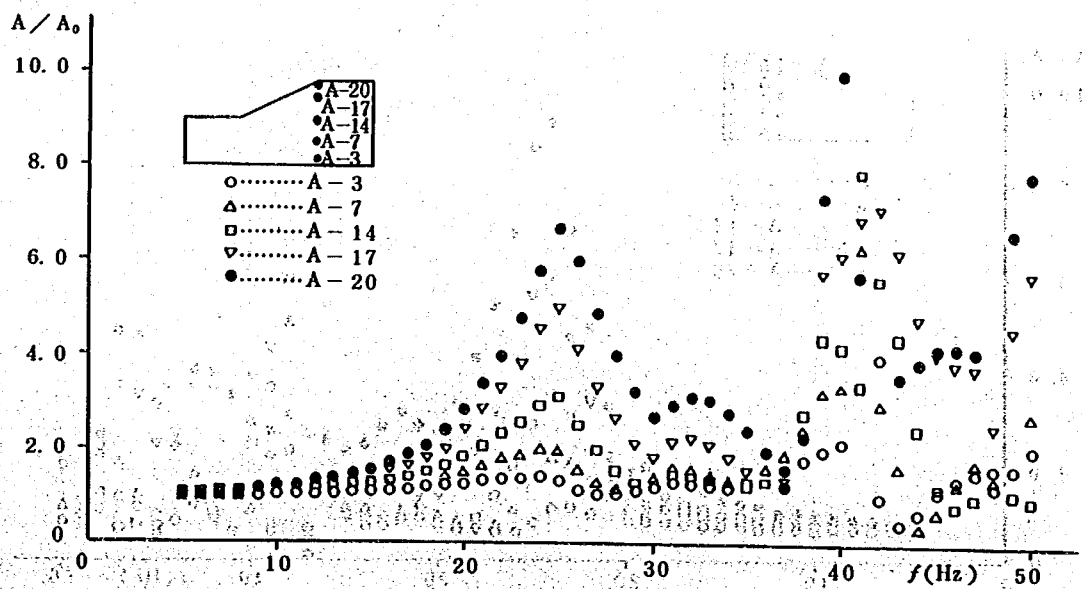


図-3・6・(1)-(b)

実験2 共振実験 20gal

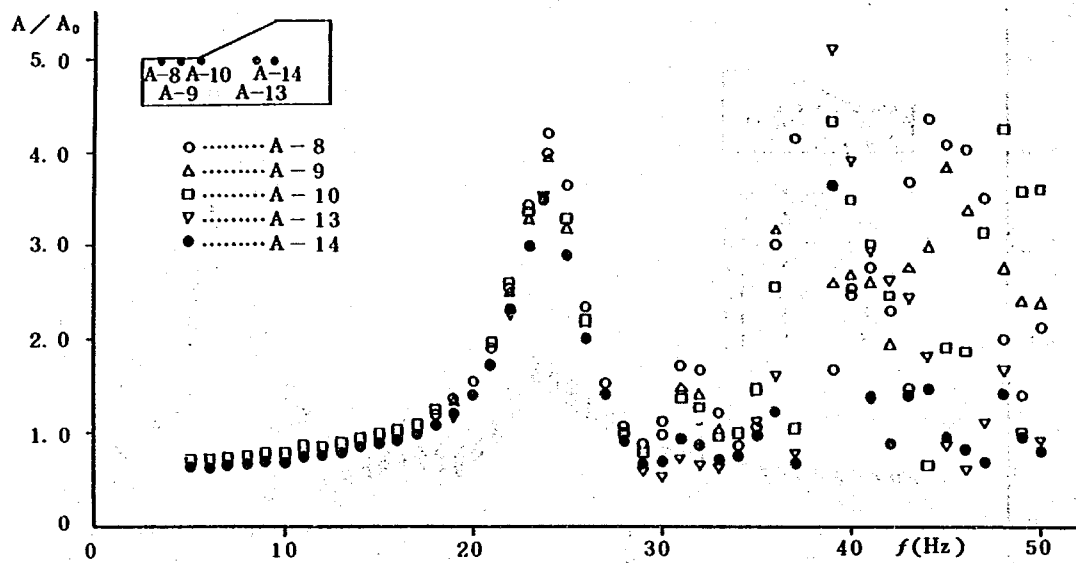


図 - 3・6・(2)-(a)

実験2 共振実験 20gal

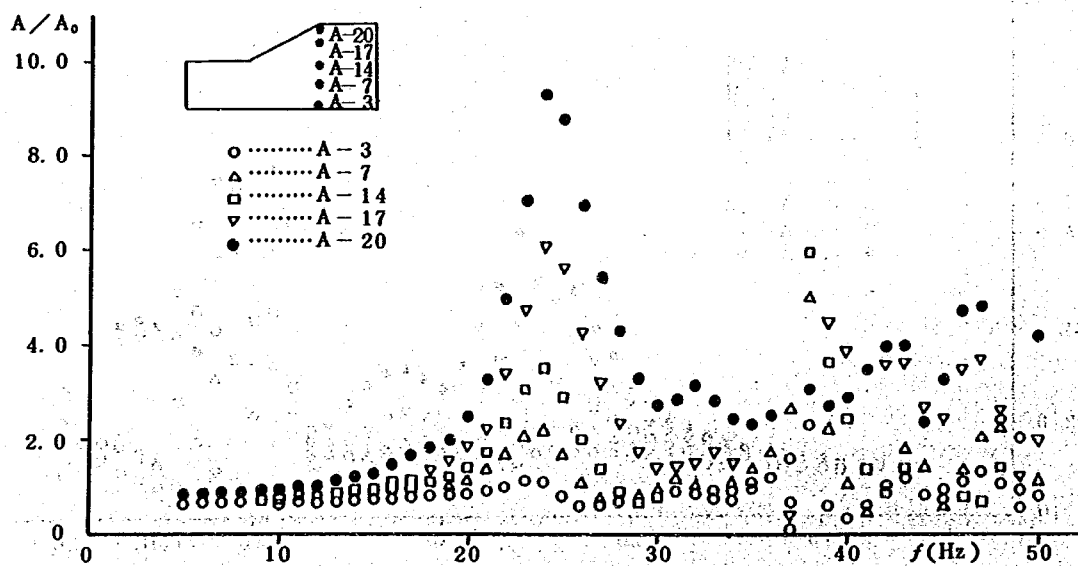


図 - 3・6・(2)-(b)

実験3 共振実験 20 gal

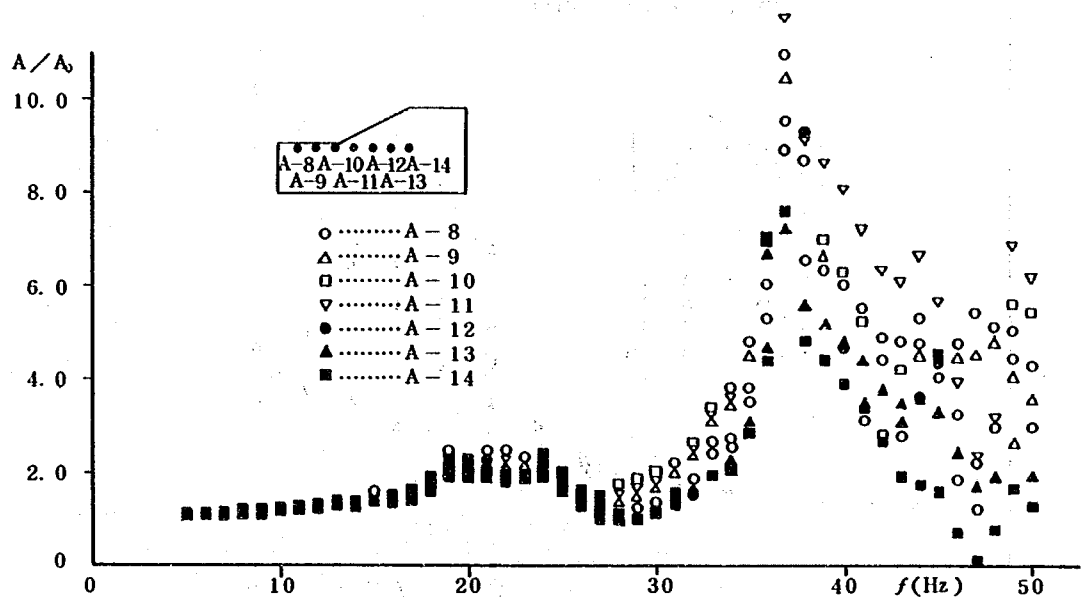


図-3・6・(3)-(a)

実験3 共振実験 20 gal

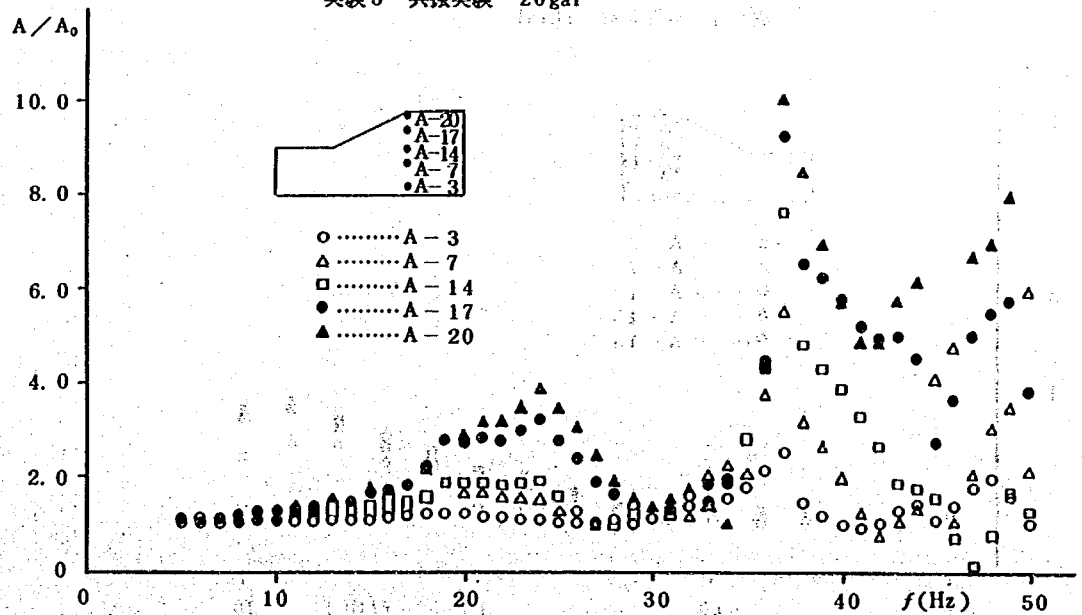


図-3・6・(3)-(b)

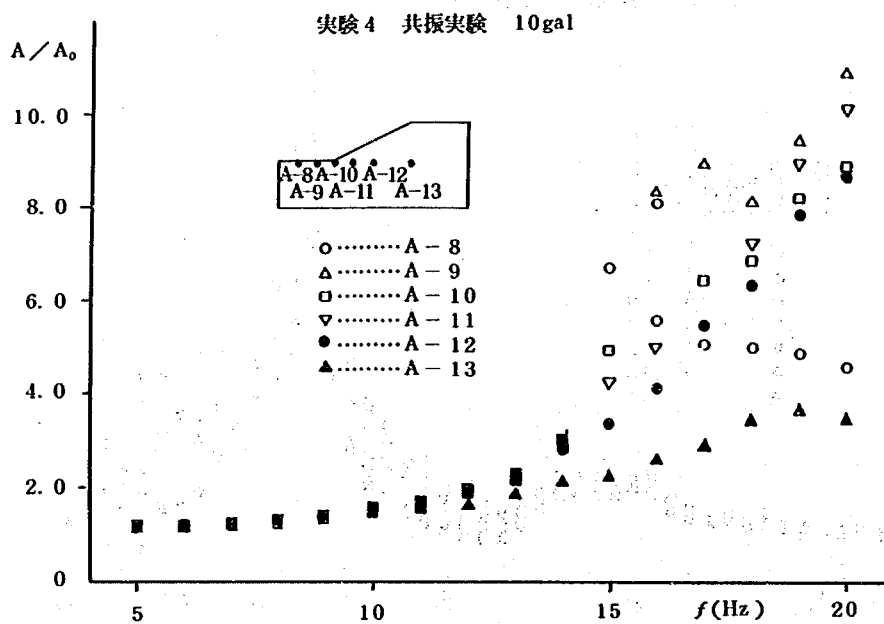


図-3・6・(4)-(a)

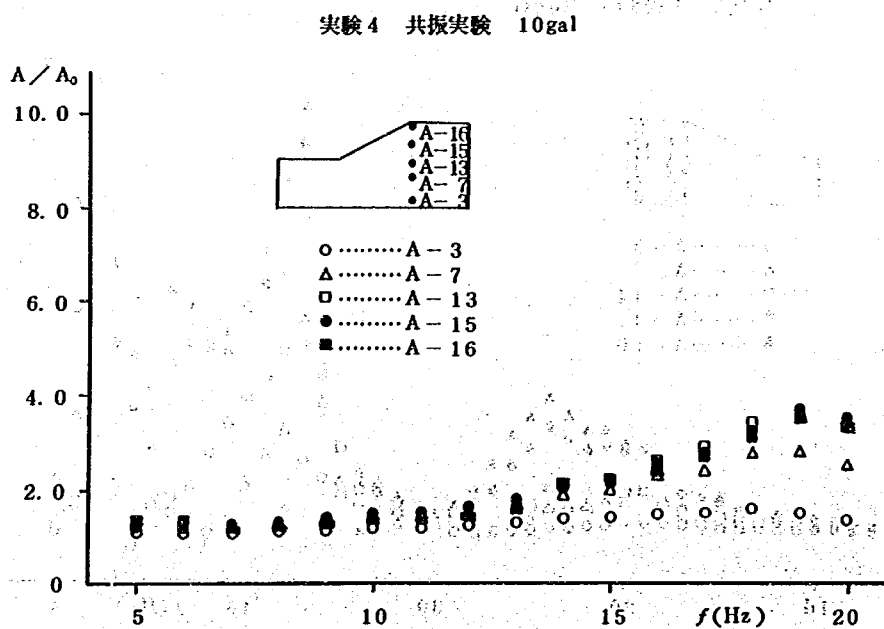


図-3・6・(4)-(b)

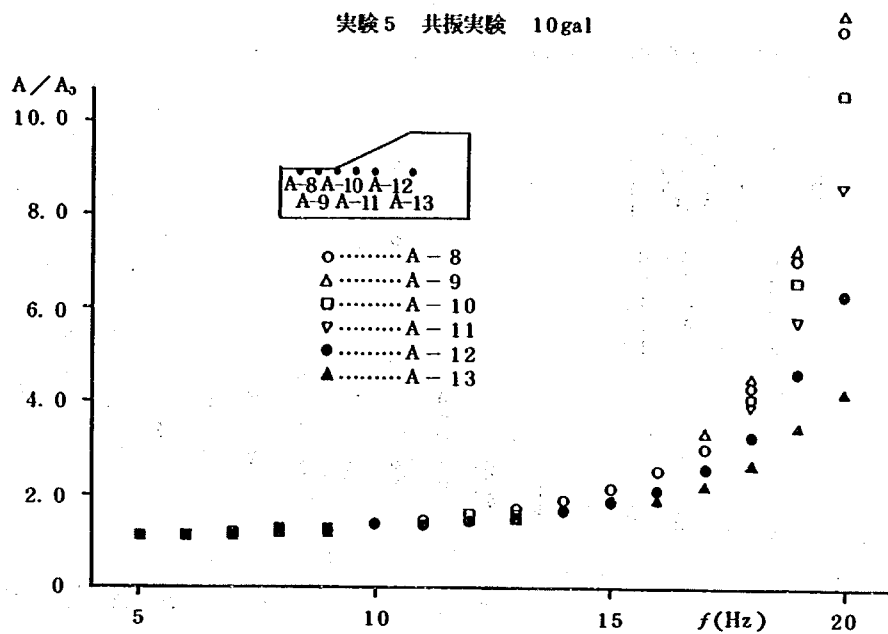


図 - 3・6・(5)-(a)

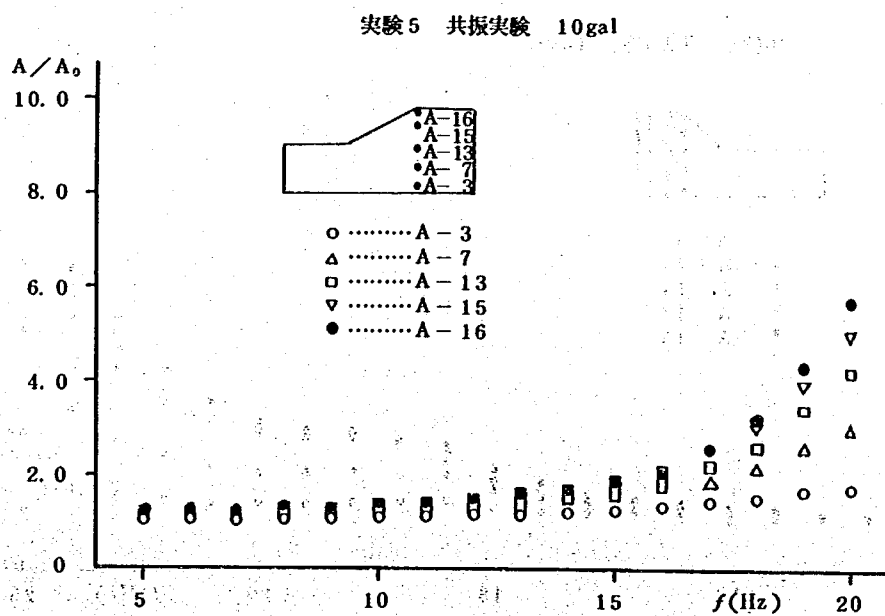


図 - 3・6・(5)-(b)

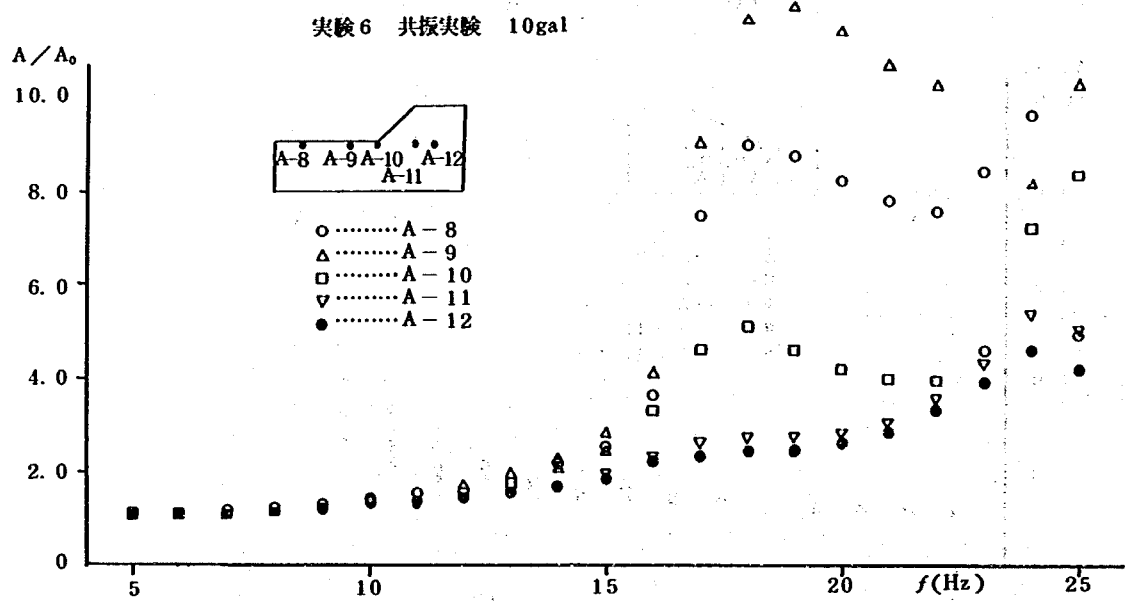


図-3・6・(6)-(a)

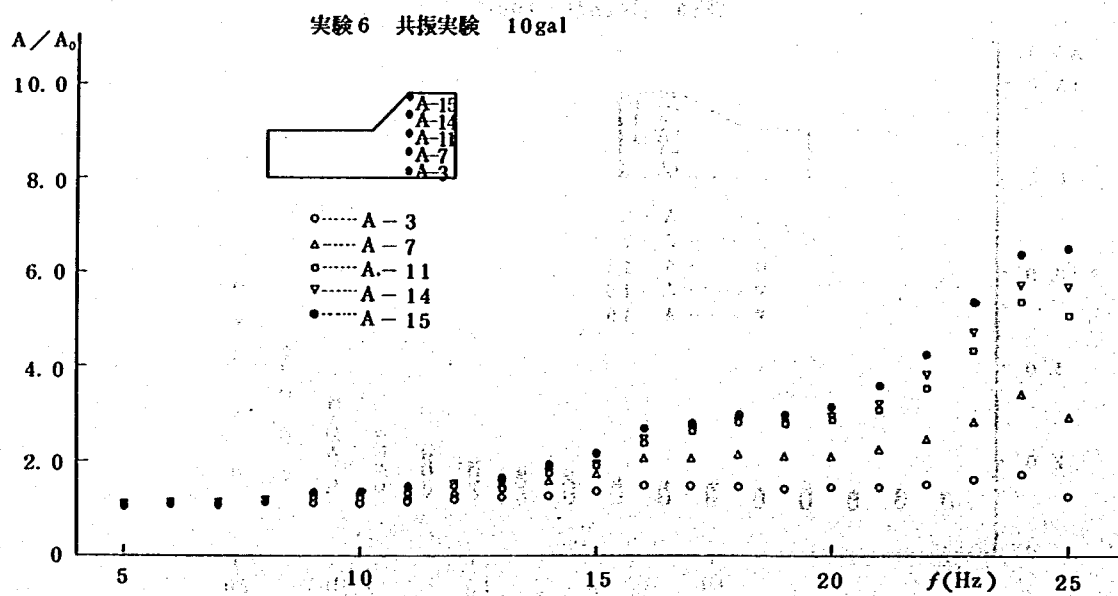


図-3・6・(6)-(b)

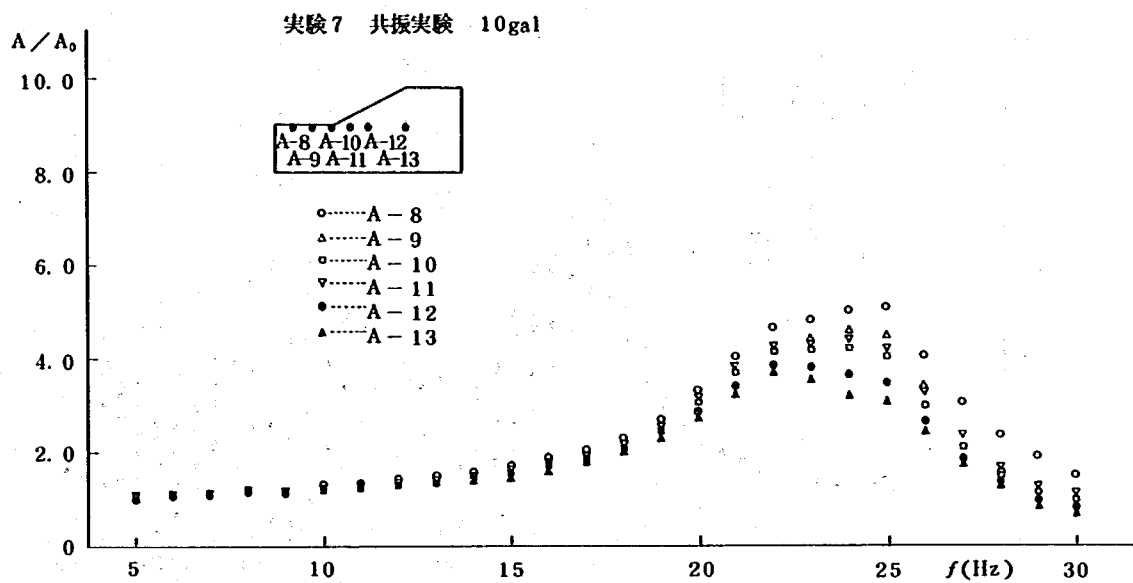


図-3・6・(7)-(a)

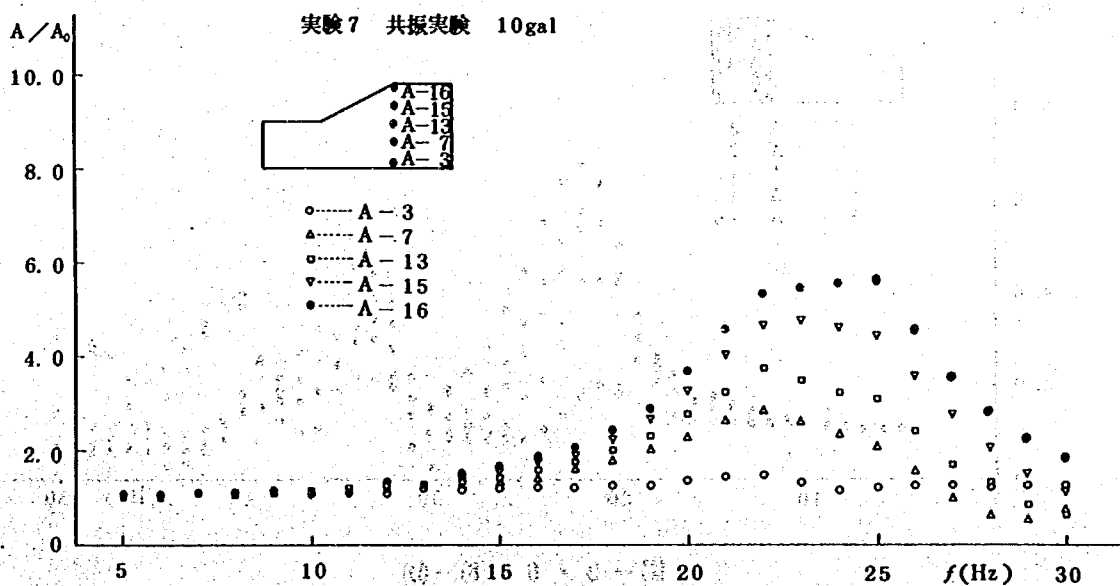


図-3・6・(7)-(b)

実験8 共振実験 10gal

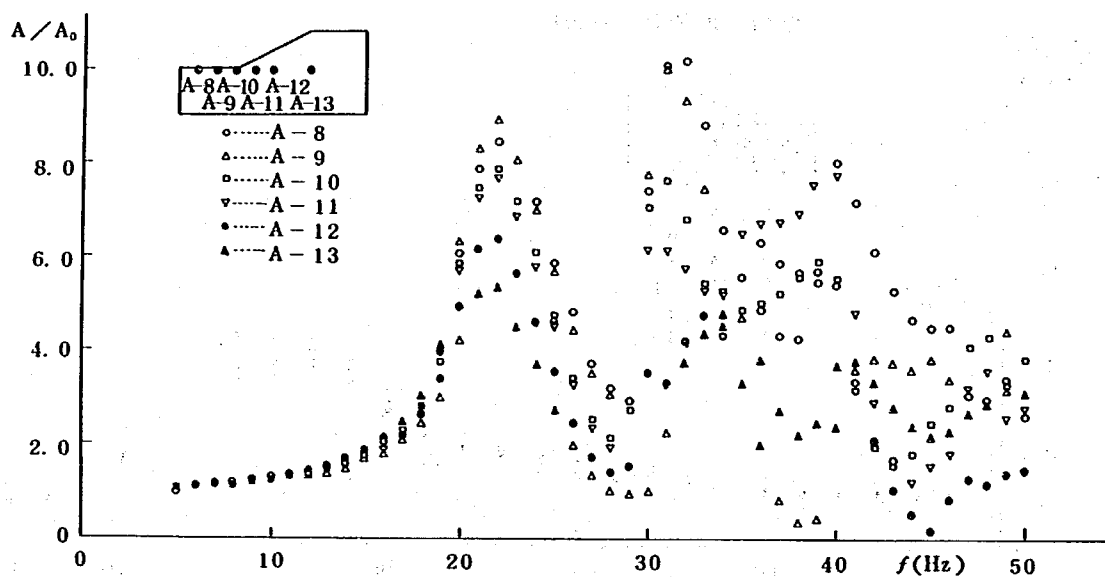


図-3・6・(8)-(a)

実験8 共振実験 10gal

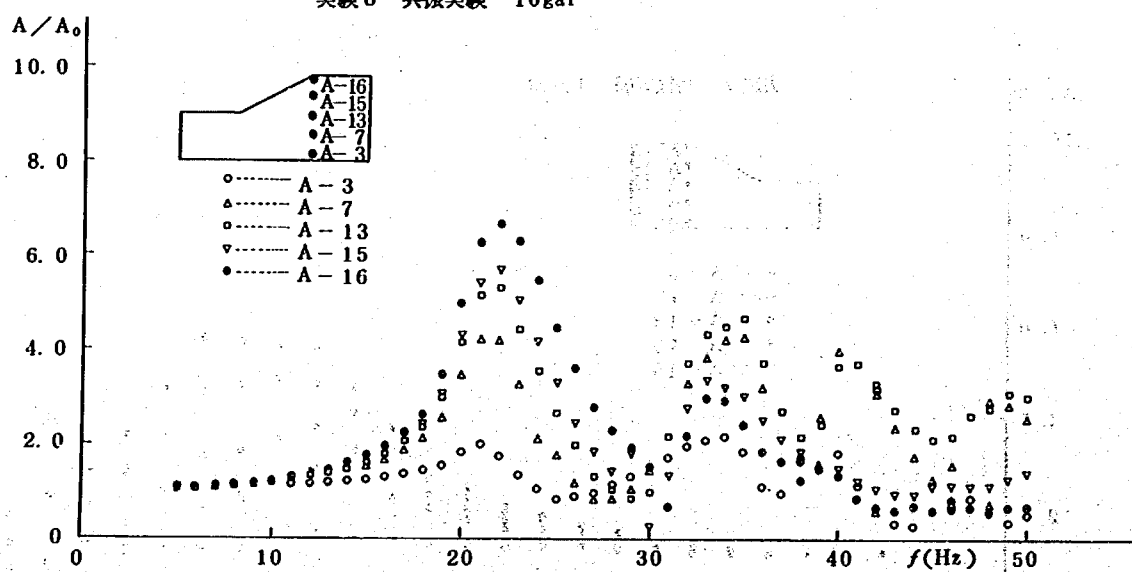


図-3・6・(8)-(b)

共振実験による加速度応答 実験1 20gal 10Hz

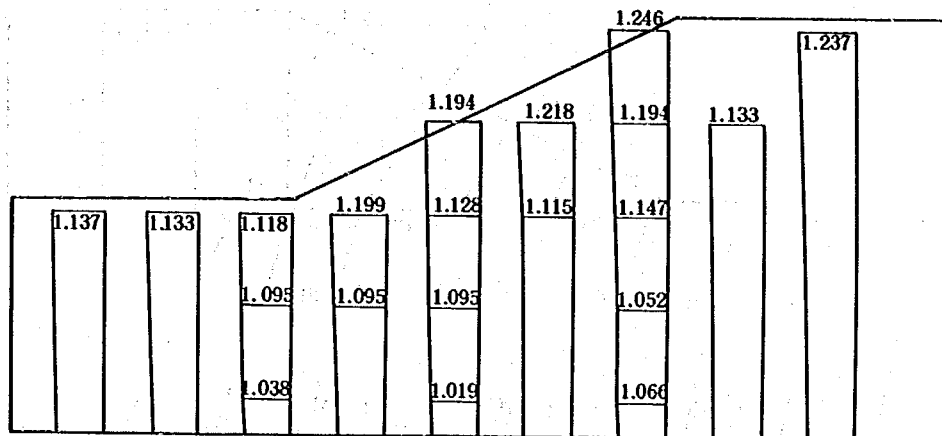


図 - 3 ・ 8 ・ (1)

共振実験による加速度応答 実験1 20gal 25Hz

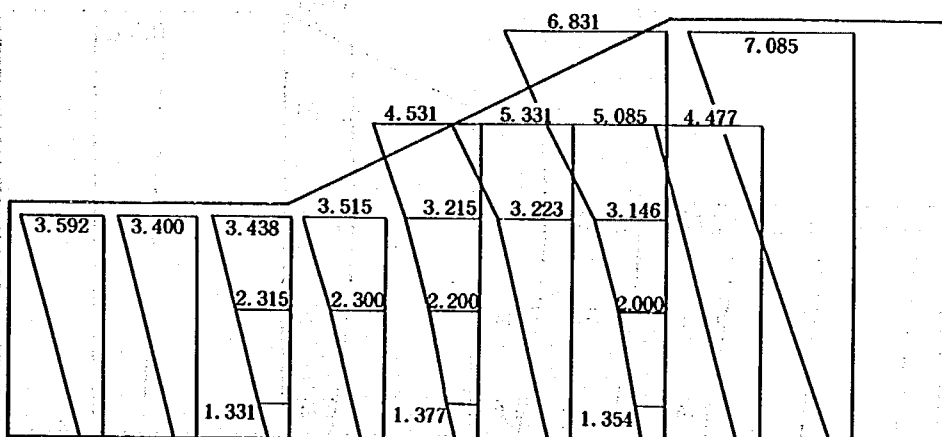


図 - 3 ・ 8 ・ (2)

共振実験による加速度応答 実験1 40gal 10Hz

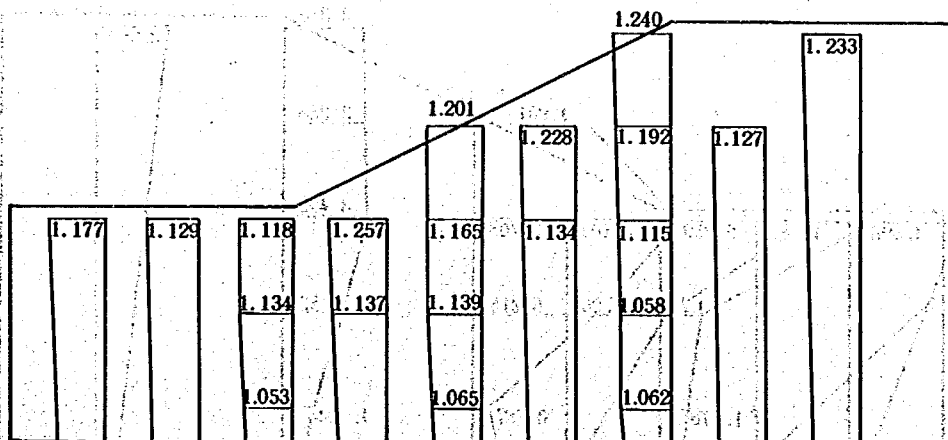


図 - 3 ・ 8 ・ (3)

共振実験による加速度応答 実験1 40 gal 24 Hz

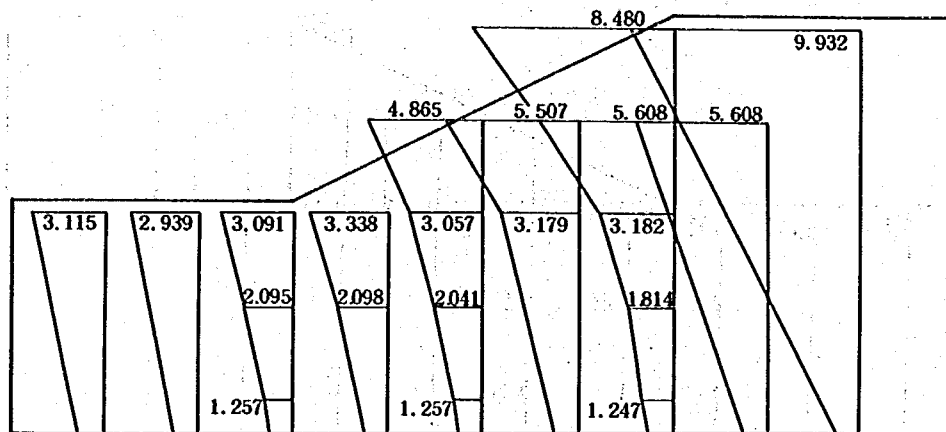


図 - 3 ・ 8 ・ (4)

共振実験による加速度応答 実験4 10 gal 10 Hz

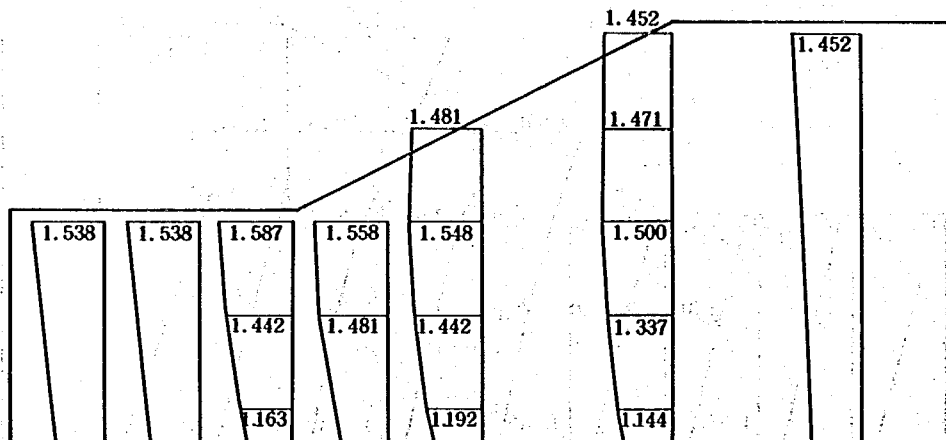


図 - 3 ・ 8 ・ (5)

共振実験による加速度応答 実験4 10 gal 20 Hz

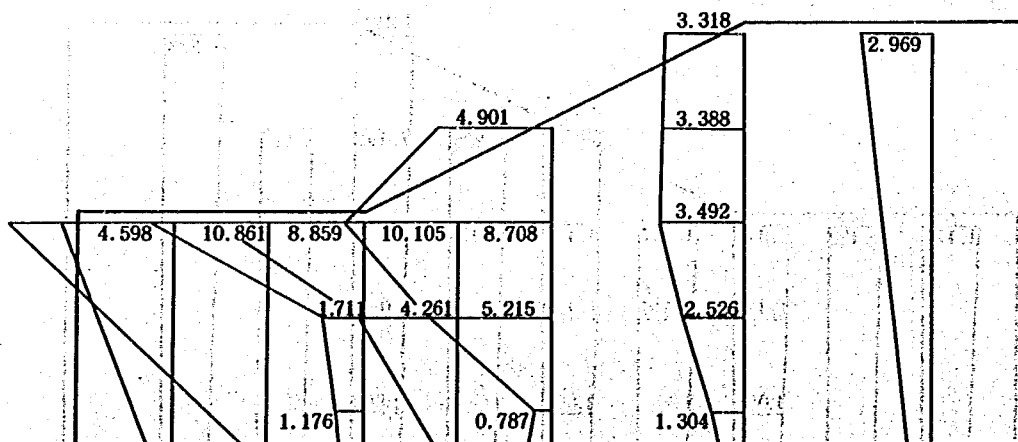


図 - 3 ・ 8 ・ (6)

共振実験による加速度応答 実験6 10 gal 10 Hz

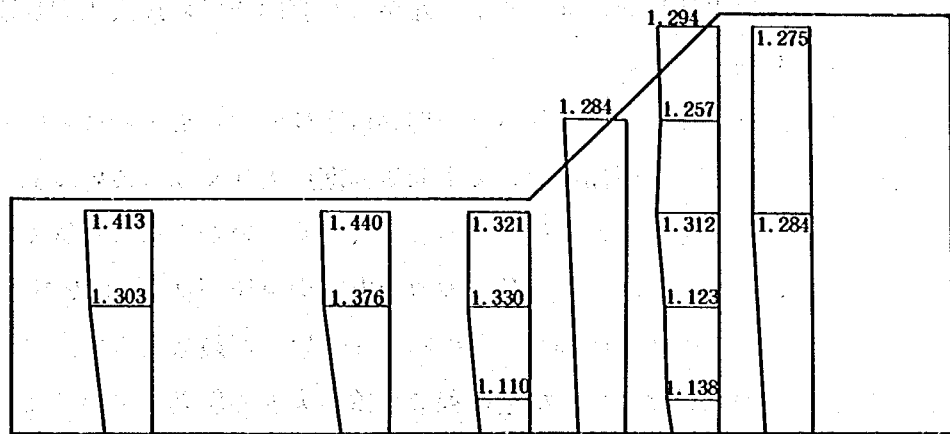


図-3・8・(7)

共振実験による加速度応答 実験6 10 gal 19 Hz

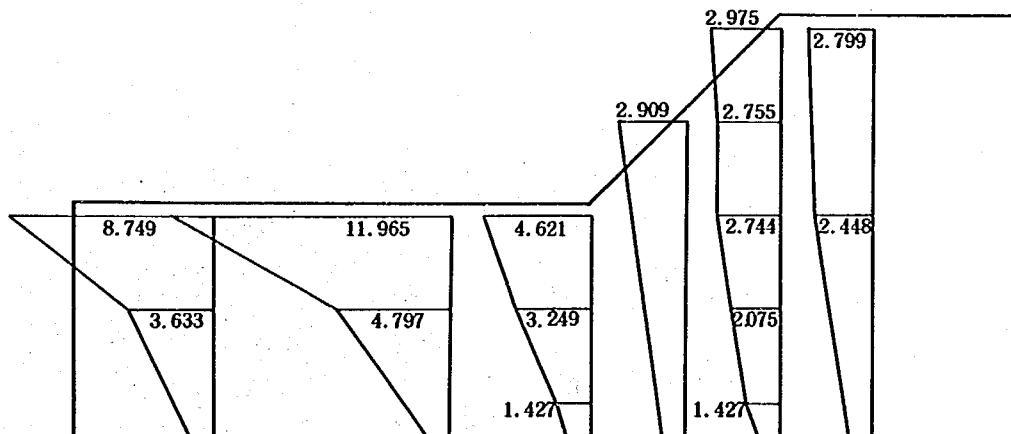


図-3・8・(8)

3-4-3 破壊実験結果

破壊実験においては、加振中に加速度および間隙水圧を計測し、加振終了後に変位計測およびスケッチを行ない、またコーン貫入試験を行なったが、ここではこれらのデータを用いて実験ケース別に結果を述べる。

なお、加速度および間隙水圧の記録を図-3・9に例示する。

また、ここで実験結果を整理して図化したものの一覧を下記に示す。

- | | |
|--------------------|--------|
| (1) 応答加速度分布図 | 図-3・10 |
| (2) 入力加速度別応答加速度倍率図 | 図-3・11 |
| (3) 間隙水圧分布図 | 図-3・13 |

(4) 破壊形態図

図-3・14

3-4-3(1) 応答加速度分布

図-3・10(1)~(8)に堤防模型が変状を生じなかった範囲内での最大入力加速度で加振したときの応答加速度分布を示す。

この図で、実験1, 2, 3について見ると、応答倍率はいずれも天端において最大で、約1.5~1.6倍である。また、法面部においても同じ程度に大きくなっている。

つぎに、実験4, 5, 6を見ると天端ではあまり大きくないが、法尻地盤では天端より大きな増幅度を示している。これはこの部分の地盤内有効拘束圧が低く、したがって剛性も低いためである。また、その増幅度は法勾配1割の実験6の場合が最も大きい。これは単に地盤の剛性だけではなく、振動方向の壁の拘束の程度の差が大きく影響しているように思われる。

砂を用いた実験7, 砂および砂礫を用いた実験8の結果を見るとシラスの場合と比較してあまり大きな違いは見られずほぼ同じような分布を示している。

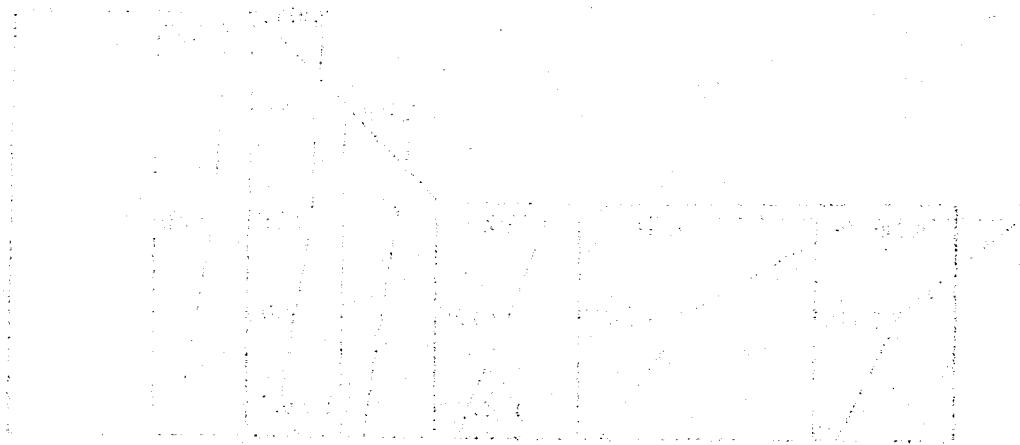


図-3・14 応答加速度分布

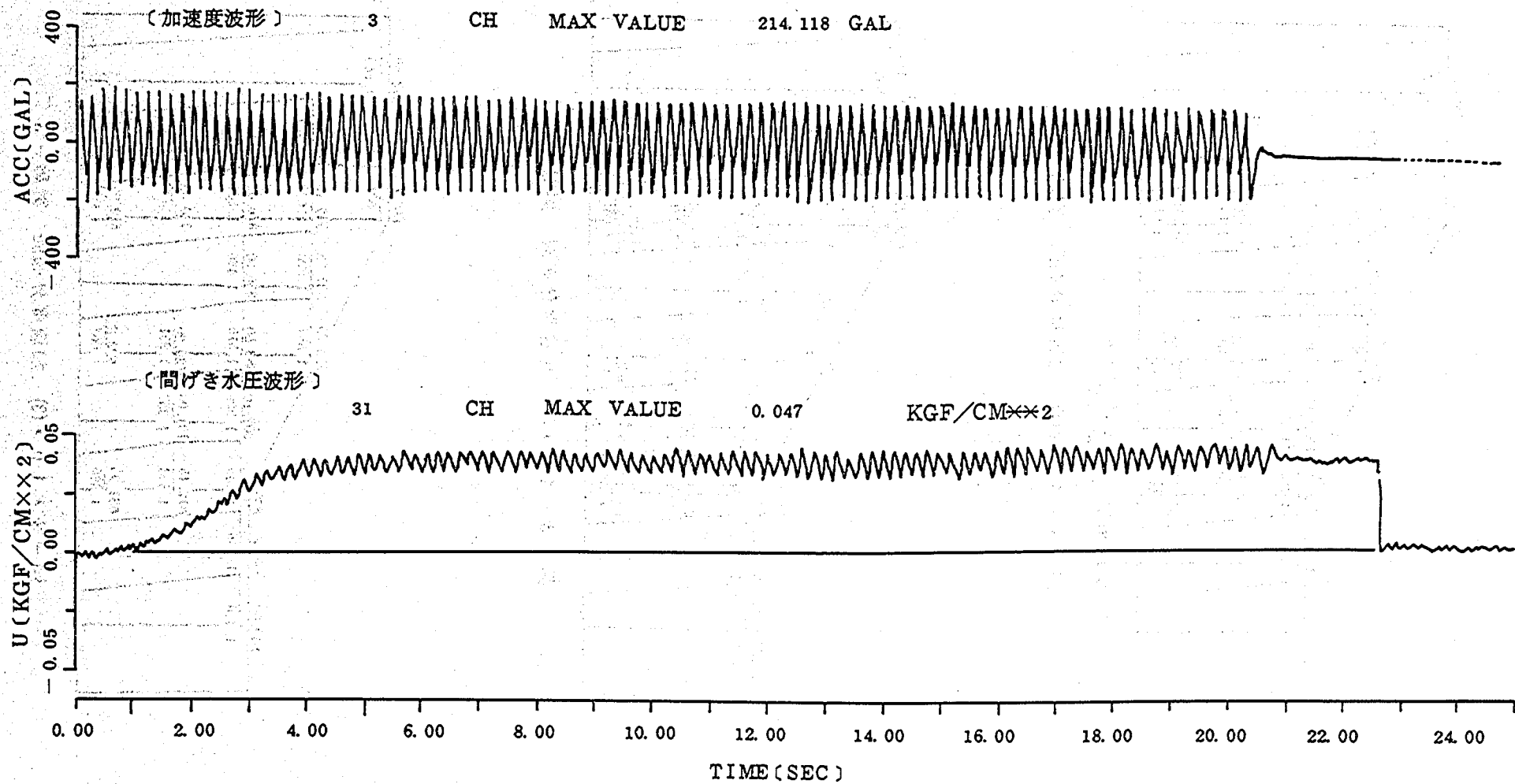


図 - 3 ・ 9 加速度および間隙水圧の記録の例 (実験 - 5)

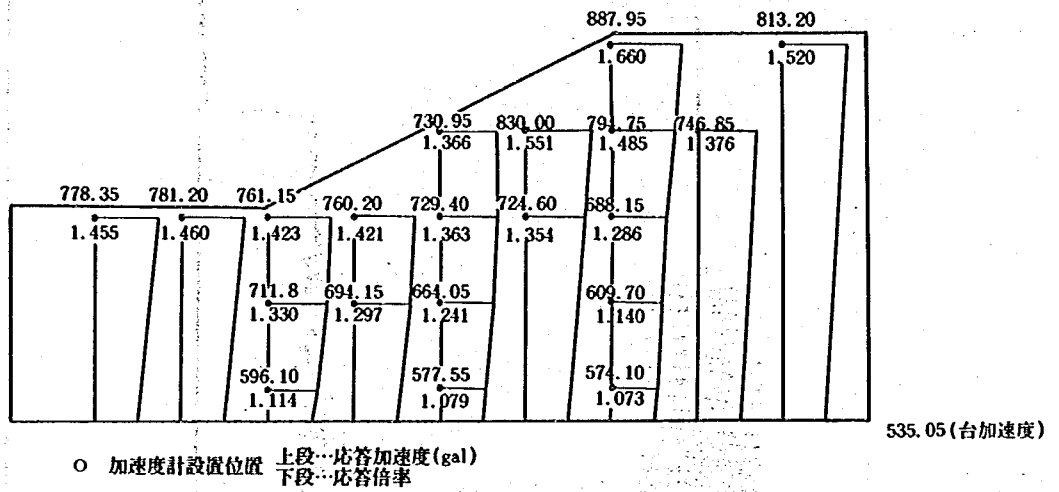


図-3・10・(1) 加速度分布図 実験-1

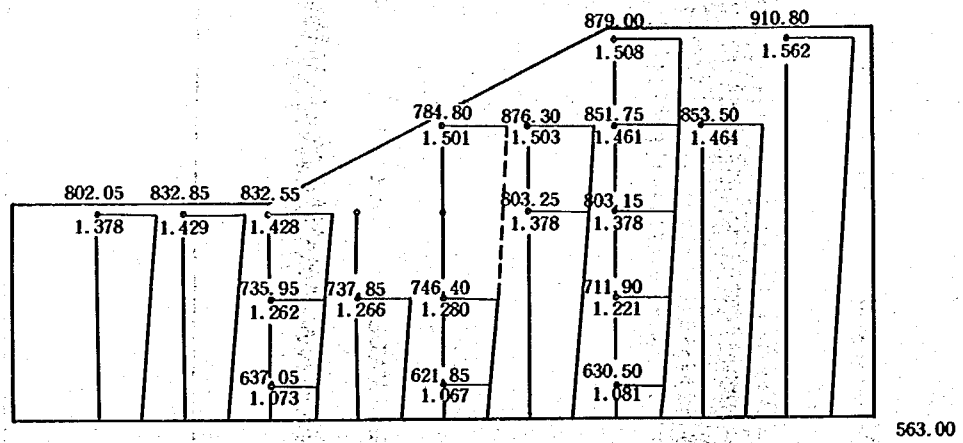


図-3・10・(2) 加速度分布図 実験-2

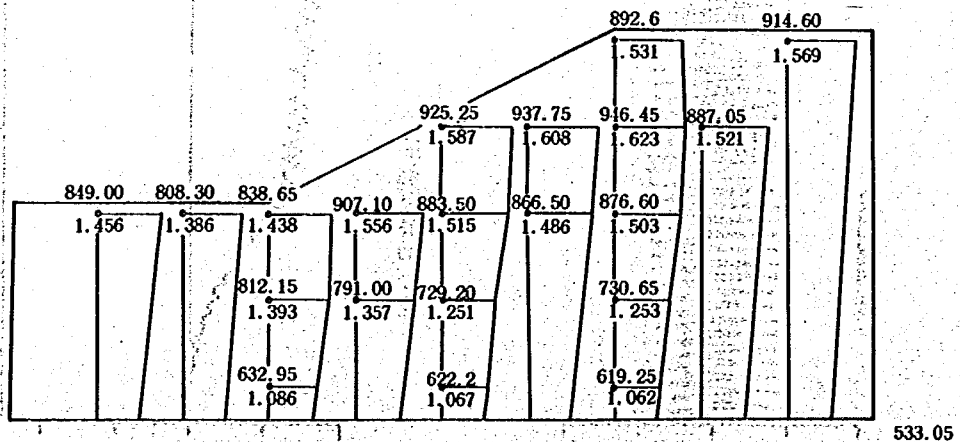
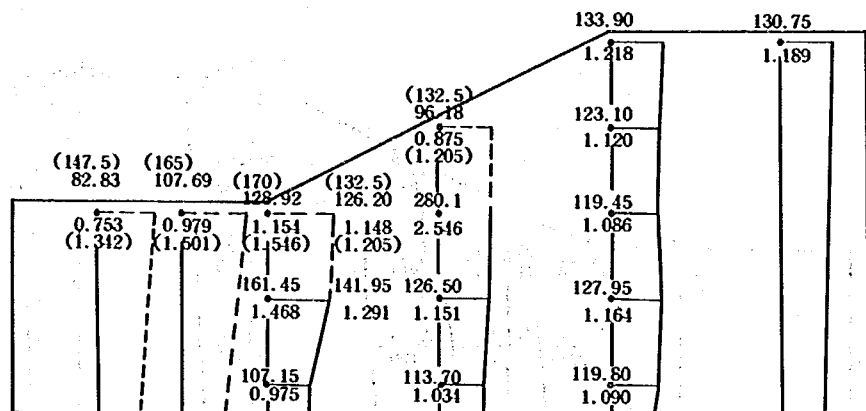
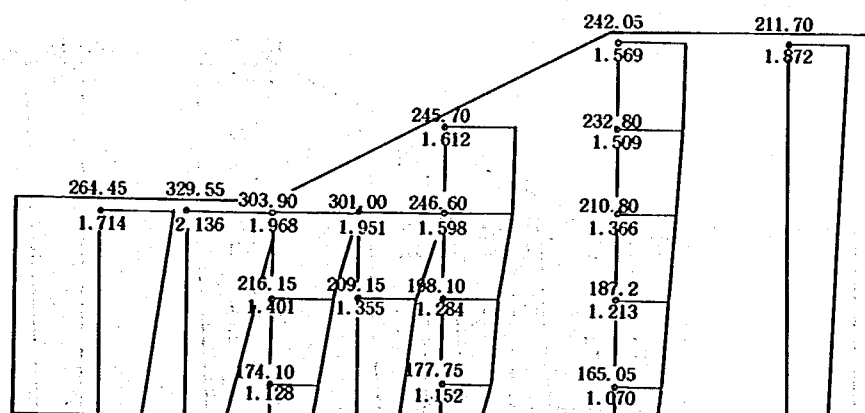


図-3・10・(3) 加速度分布図 実験-3



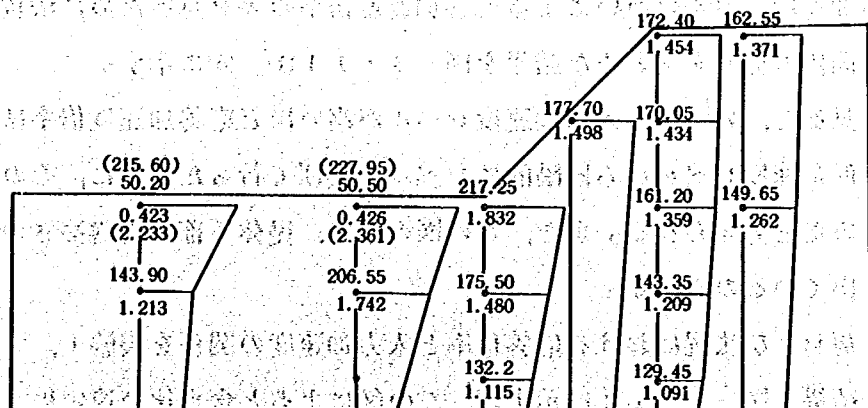
() 3 サイクルの加速度

圖-3·10·(4) 加速度分布圖 實驗-4



154.30

図-3・10・(5) 加速度分布図 実験-5



(96.535)
118.60

圖-3·10·(6) 加速度分布圖 實驗-6

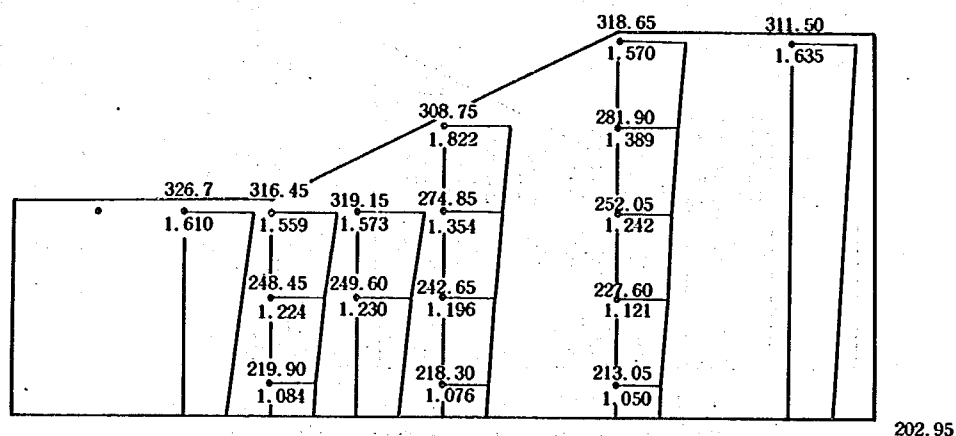


図-3・10・(7) 加速度分布図 実験-7

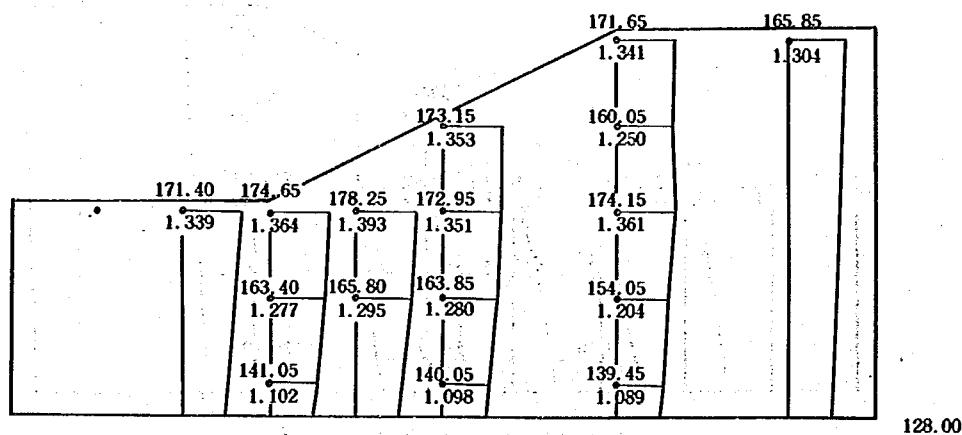


図-3・10・(8) 加速度分布図 実験-8

3-4-3(2) 入力加速度別応答加速度倍率

加振入力加速度レベルの違いによる応答加速度倍率の差を見るために法尻および法肩における鉛直断面内の分布をまとめた結果を図-3・11(1)~(8)に示す。

この図を見ると、いずれも入力加速度レベルが高いほど応答加速度倍率は大きくなっている。これは低加速度レベルから段階的にレベルを上げて行ったために、その段階毎に模型が縮まったためだと考えられる。また、この図の中で、堤体下部の地盤高さの点で応答倍率が特に大きく出ているのがある。

なお、法肩および法尻における応答倍率と入力加速度の関係を実験1, 2, 3についてまとめ直した結果を図-3・12に示すが、この図によると含水比の違いによる応答倍率の差はあまりはっきりわからない。

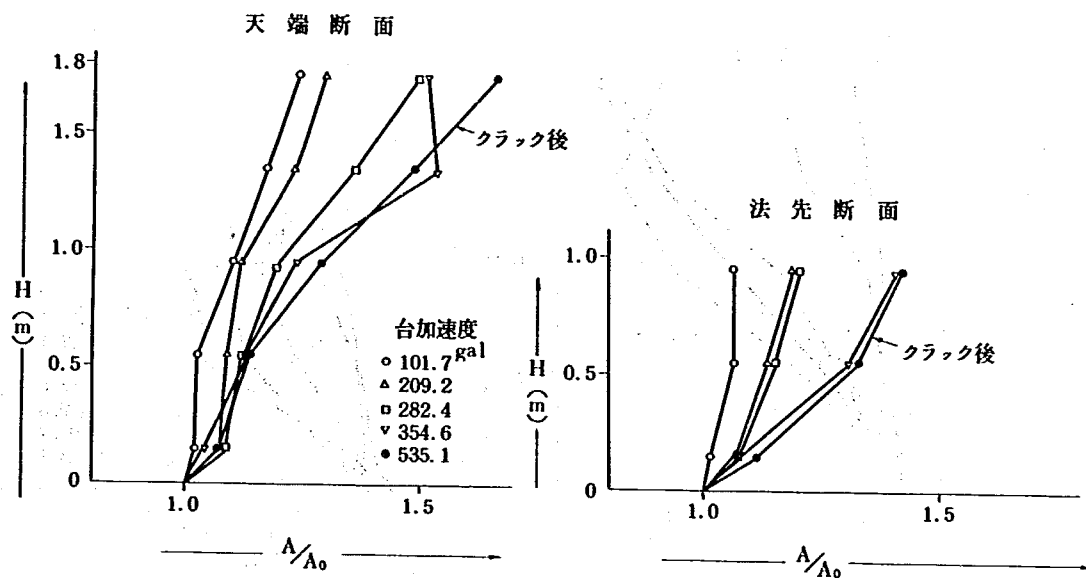


図-3・1・1・(1) 応答倍率分布図 実験1

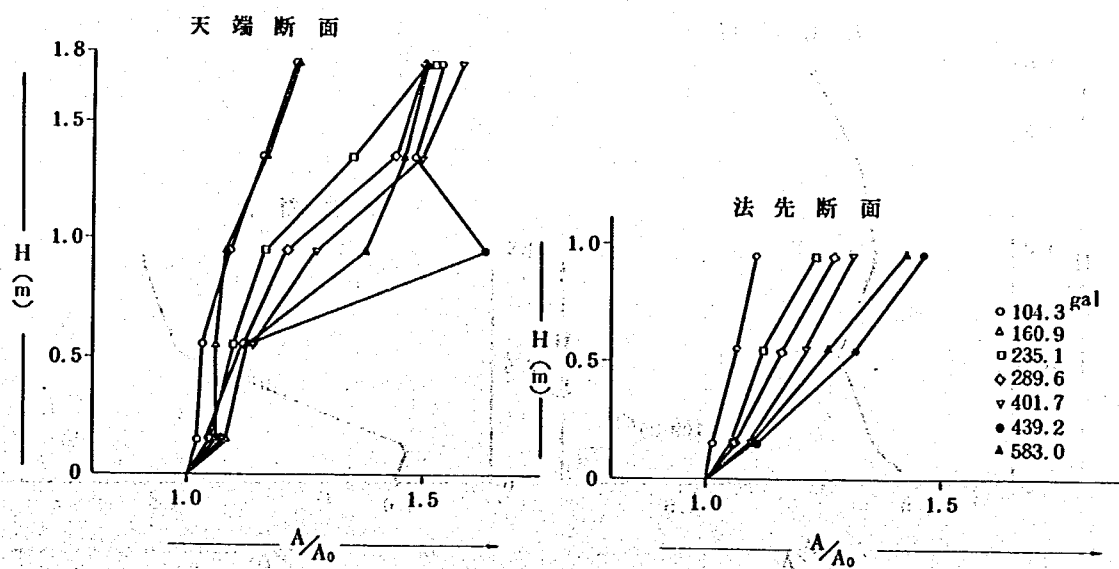


図-3・1・1・(2) 応答倍率分布図 実験2

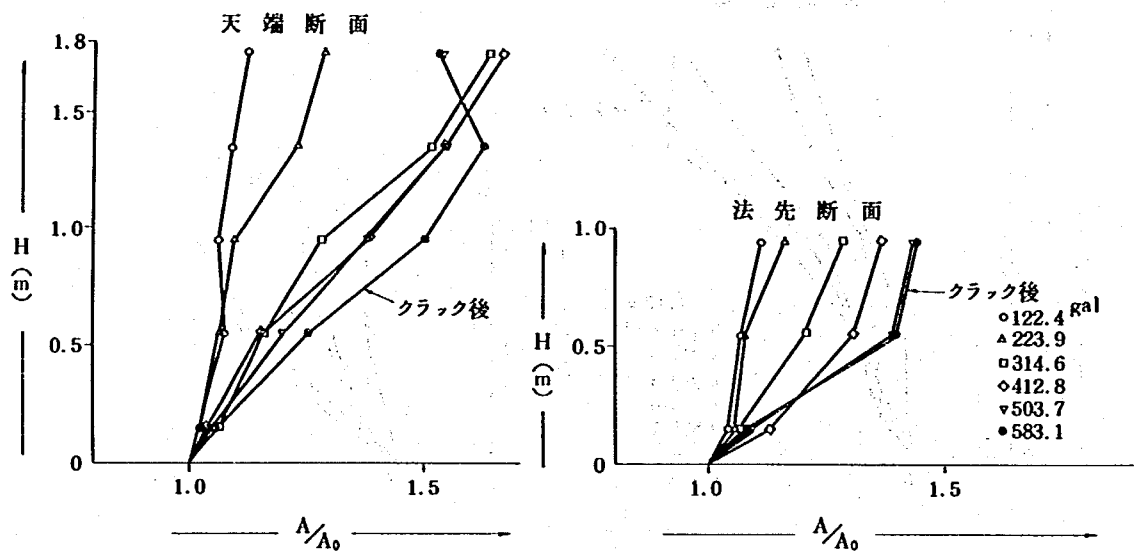


図-3・11・(3) 応答倍率分布図 実験3

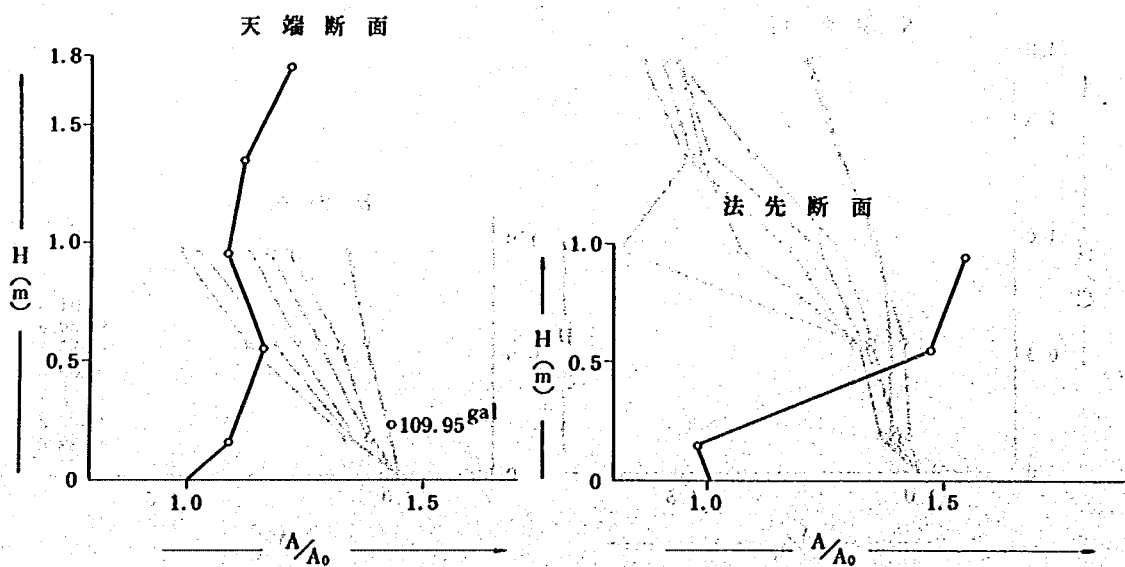


図-3・11・(4) 応答倍率分布図 実験4

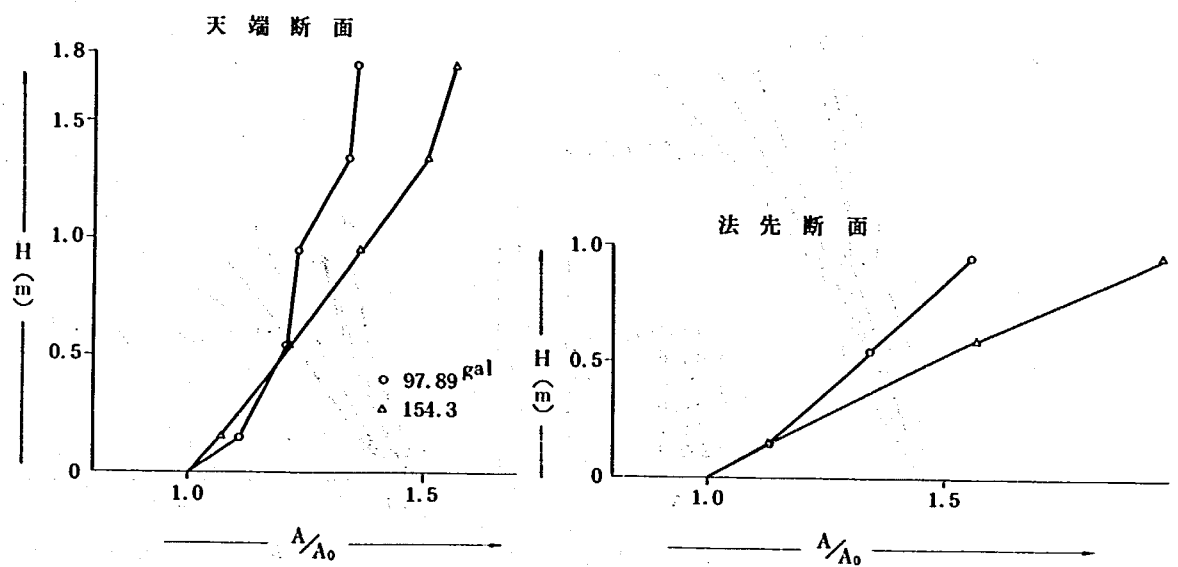


図-3・11・(5) 応答倍率分布図 実験5

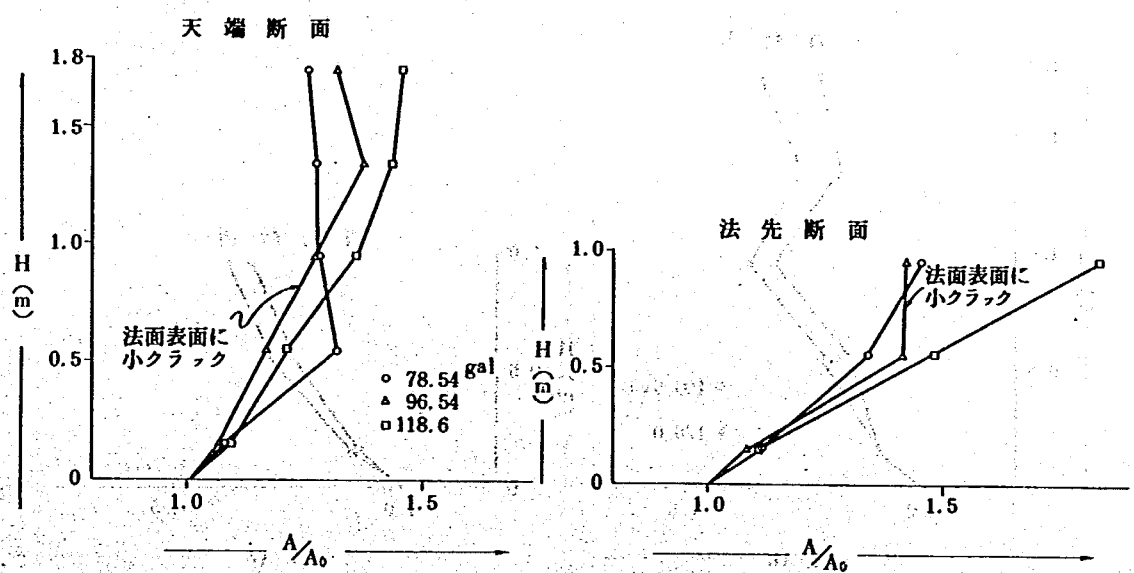


図-3・11・(6) 応答倍率分布図 実験6

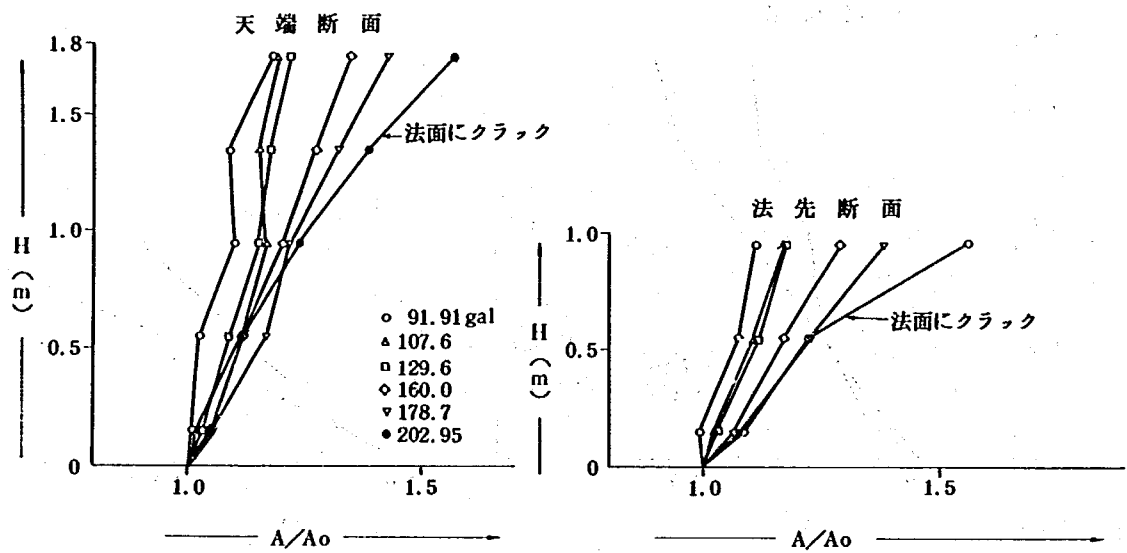


図-3・11・(7) 応答倍率分布図 実験7

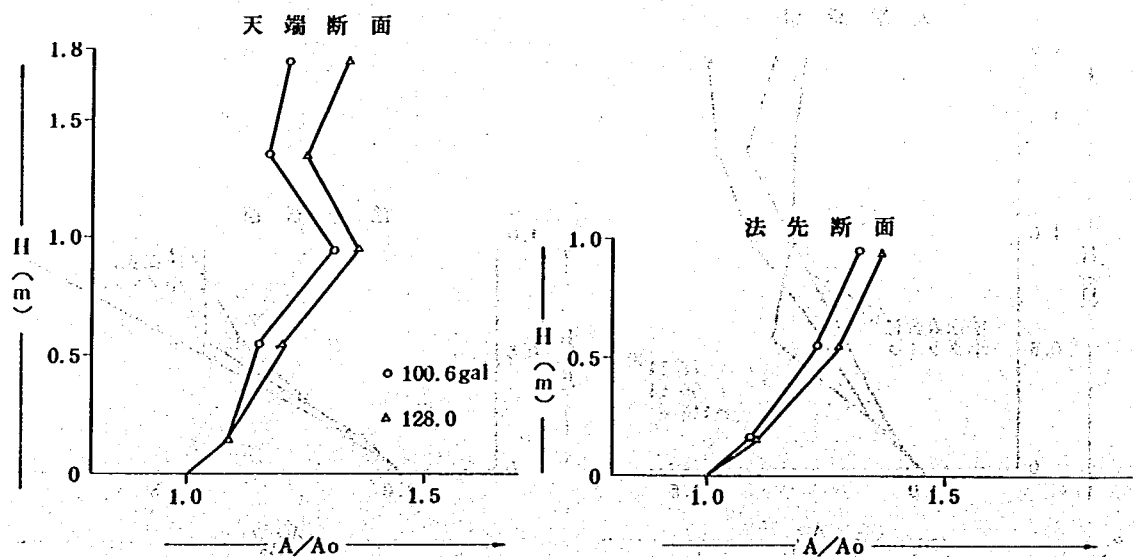


図-3・11・(8) 応答倍率分布図 実験8

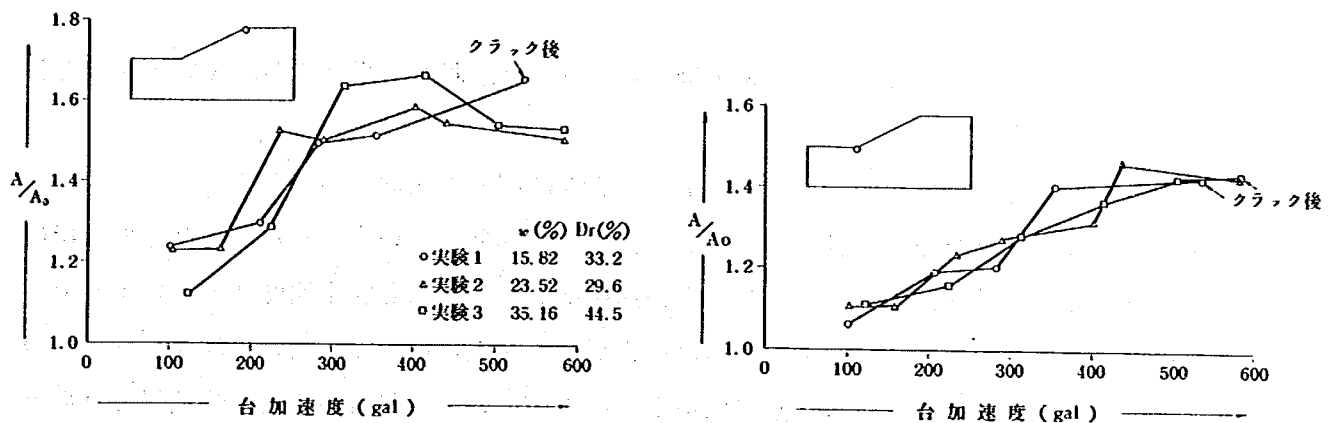


図-3・12 台加速度～応答倍率 不飽和地盤

3-4-3 (3) 間隙水圧分布図

飽和地盤をもつ堤防模型の振動実験ケース・実験4～8について、加振による飽和地盤内の過剰間隙水圧の発生についてその結果を述べる。

結果を述べる前に次の事をただし書きしておく。すなわち、実験4で実験前に振動台の油圧载荷を行なう際、制御系統のトラブルにより400 gal程度の水平方向衝撃加速度が発生し、図-3・14に示すような変形が堤防模型に生じた。この図からわかるように、天端には亀裂・沈下が生じ、それより法先地盤にかけての範囲には水平方向変形が生じている。したがって、実験を実施する前に天端に生じた亀裂を切返し埋戻しによって修復したが、この変形は実験結果に影響を及ぼしたようである。

まず実験4については入力加速度80 gal（公称、正確な値は少し異なるが、以後特に断わらない限り公称加速度を用いる。）から始めたが、加振10秒後からすべりが生じ始めた。このとき、過剰間隙水圧の発生はあまり顕著ではなかった。100 gal加振ではほぼ完全なすべり破壊が生じたが、このときの過剰間隙水圧の発生分布状況は経時的に図-3・13(1)～(3)のようであった。この図を見ると、過剰間隙水圧は加振時間とともに増大していき、しかもその分布は一様ではなく、法面中央部から法尻にわたる範囲の下部の地盤部分で特に大きく、またその深さ方向の分布を見ると地盤の中央かあるいはやや上方で最も大きいようである。

実験5について154.3 gal加振時の過剰間隙水圧の発生状況を図-3・13・(4)～(6)で見ると、実験4よりも入力加速度が大きいため発生速度は速いがほぼ似たような分布の傾向を示している。

つぎに、実験6の場合について図-3・13・(7)～(9)で見ると、実験4、5の場合と多少異なり堤体および法面下部での間隙水圧の発生は小さいが、法尻付近の地盤で最も大きく発

生している。これは法尻部の初期せん断応力が実験4, 5のケースに比べて大きいためと考えられ、また、実験結果も法尻部が最も早く破壊しており、発生状況とよい対応を示している。

実験7の場合について図-3・13・(a)~(c)で見ると、材料は異なるが、実験4, 5と似たような発生状況を示している。

実験8については結果を掲げていないがこれもほぼ同様の傾向であった。

実験4~8の結果を通して見ると、同じ2割勾配の模型については材料が異なってもほぼ似たような発生分布状況を示しており、入力加速度が大きいほど発生速度は大きいようである。また、同じ入力加速度レベルでは砂の場合が最も発生しにくく、次いで砂礫、シラスの順となっている。砂礫については液状化が生じにくいという報告もあり、実験結果では砂と比べてもそのような傾向にはなかったが、この相違点については別途検討してみる必要がありそうである。

また、間隙水圧が最も発生しやすい場所は2割勾配の場合には法尻よりも堤体内にあるが、勾配がそれよりも急になると法尻側に寄ってくるようである。

実験 - 4

(破壊実験 400gal で破壊後)

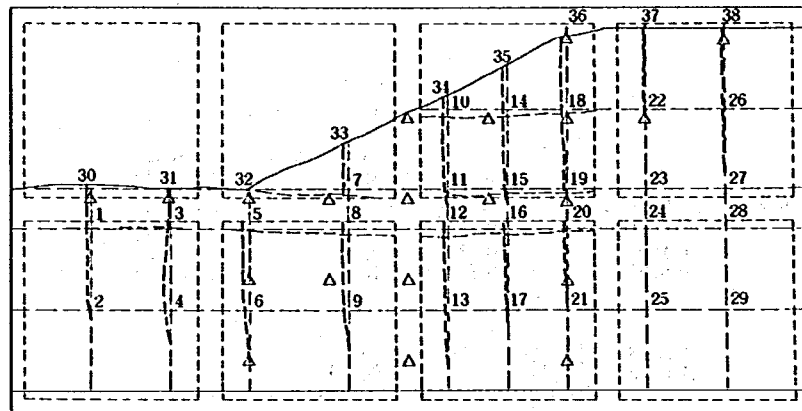


図 - 3 ・ 1 4

実験 4 間ゲキ水圧分布図 6 sec 台加速度 110.0 gal

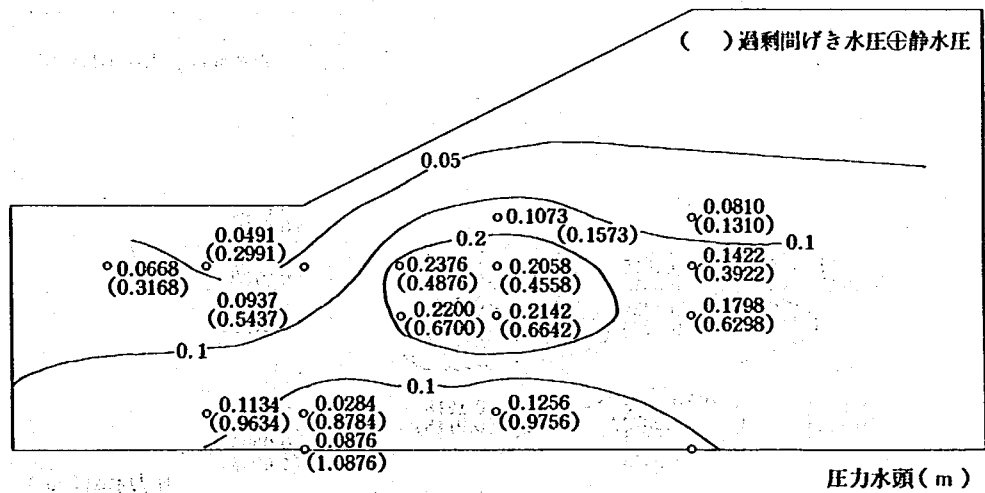


図 - 3 ・ 1 3 ・ (1)

実験 4 間ゲキ水圧分布図 12 sec 台加速度 110.0 gal

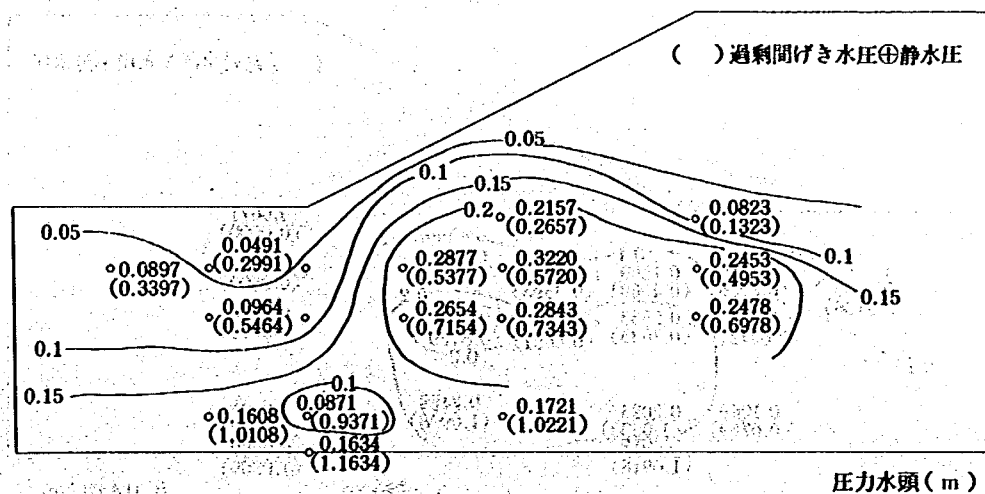


図 - 3 ・ 1 3 ・ (2)

実験 4 間ゲキ水圧分布図 20 sec

台加速度 110.0 gal

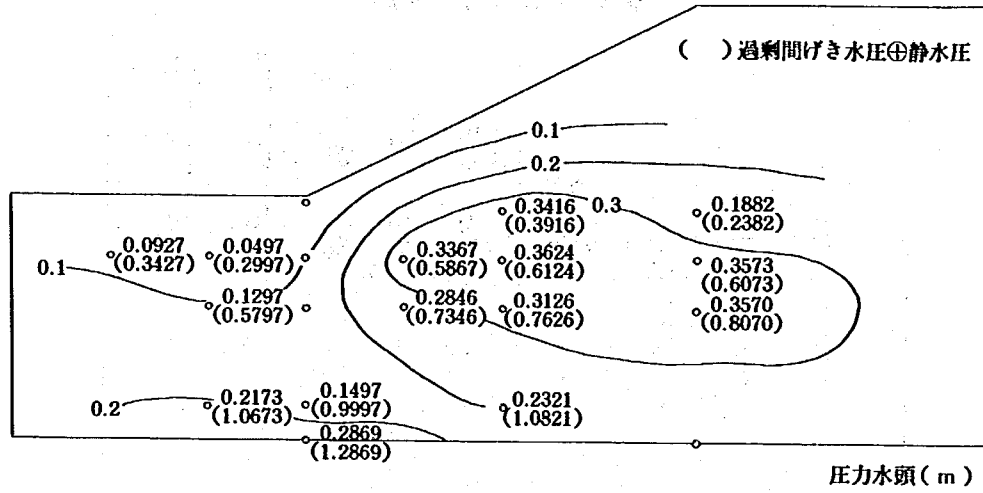


図 - 3・13・(3)

実験 5 間ゲキ水圧分布図 6 sec

台加速度 154.3 gal

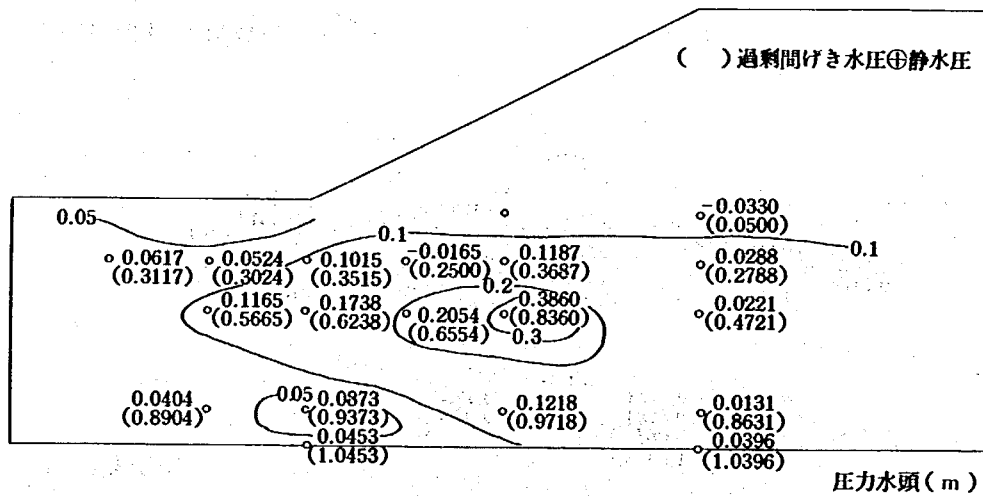


図 - 3・13・(4)

実験 5 間ゲキ水圧分布図 12 sec

台加速度 154.3 gal

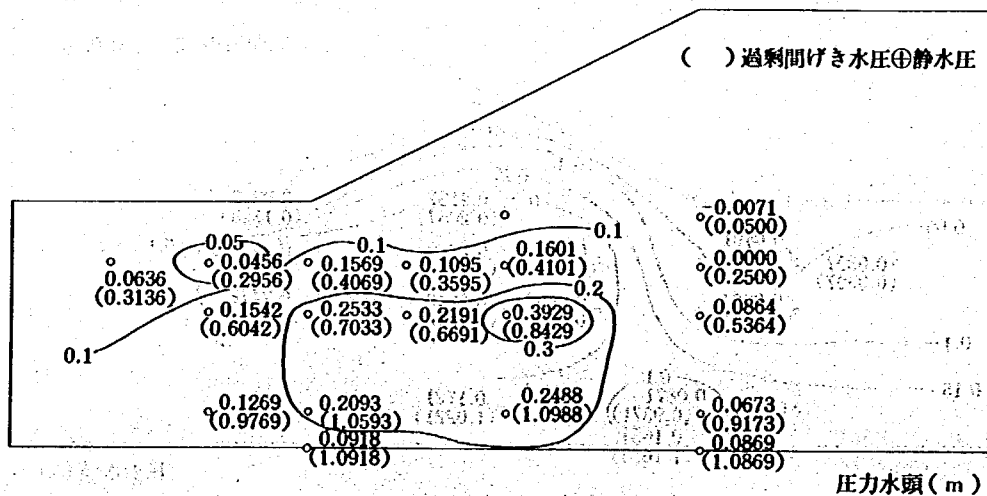


図 - 3・13・(5)

実験5 間ゲキ水压分布図 20 sec

台加速度 154.3 gal

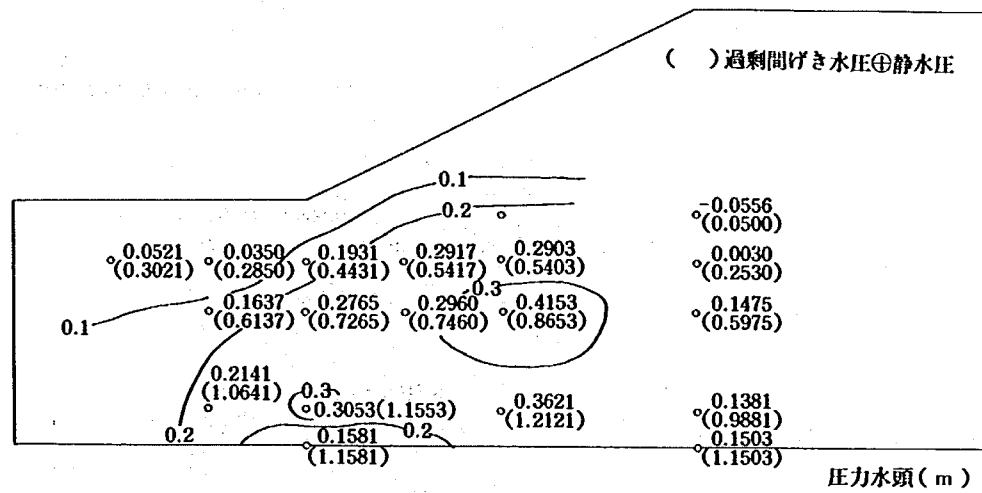


図-3・13・(6)

実験6 間ゲキ水压分布図 6 sec

台加速度 118.6 gal

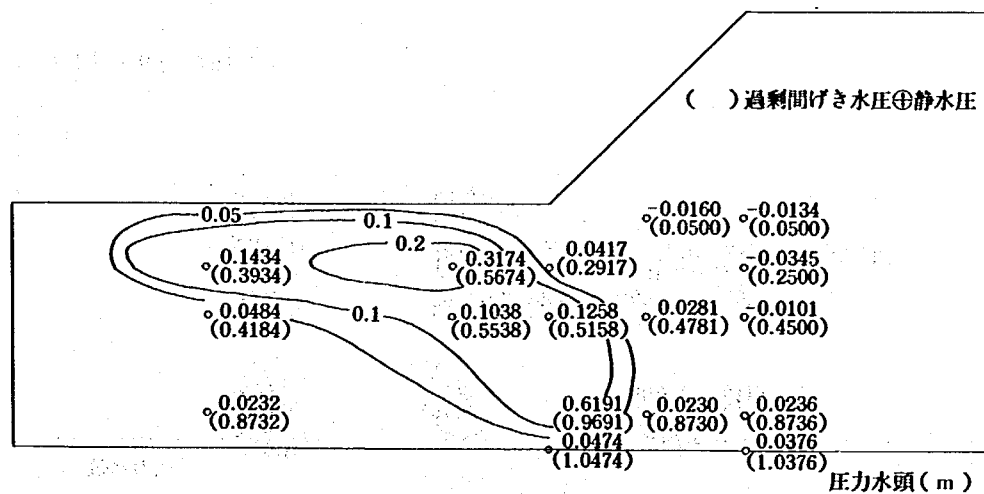


図-3・13・(7)

実験6 間ゲキ水压分布図 12 sec

台加速度 118.6 gal

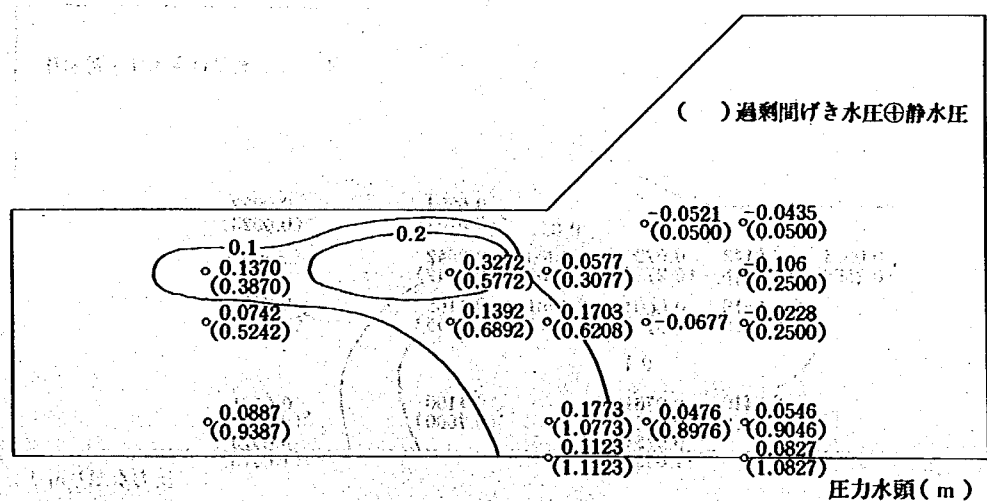


図-3・13・(8)

実験 6 間ゲキ水圧分布図 20 sec

台加速度 118.6 gal

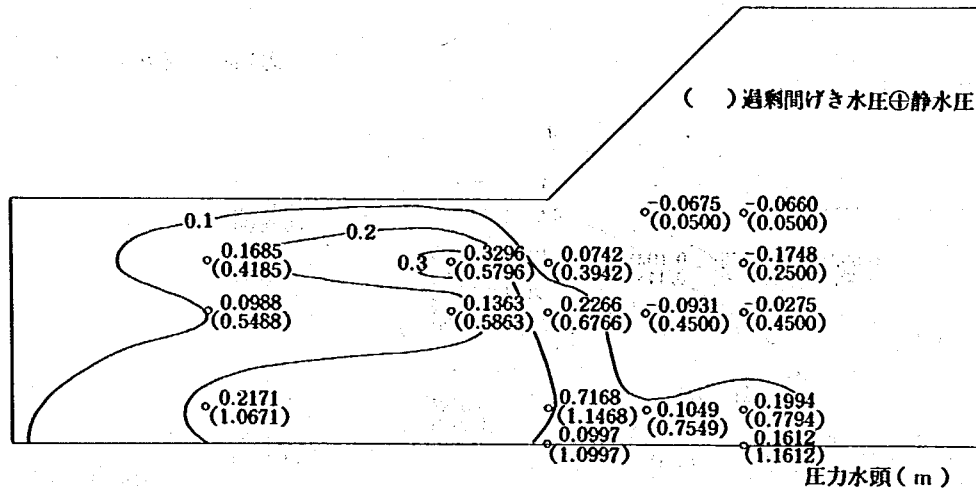


図 - 3 ・ 1 3 ・ (9)

実験 7 間ゲキ水圧分布図 6 sec

台加速度 203.0 gal

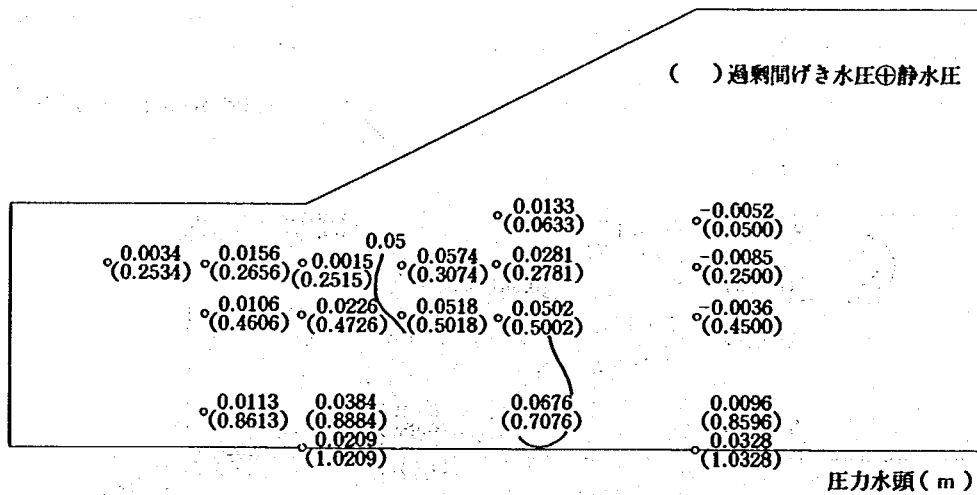


図 - 3 ・ 1 3 ・ (10)

実験 7 間ゲキ水圧分布図 12 sec

台加速度 203.0 gal

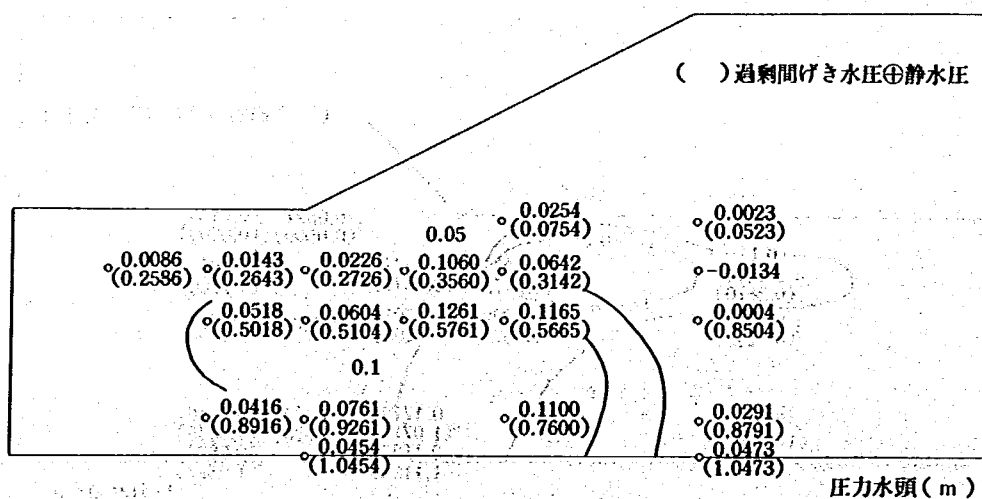


図 - 3 ・ 1 3 ・ (11)

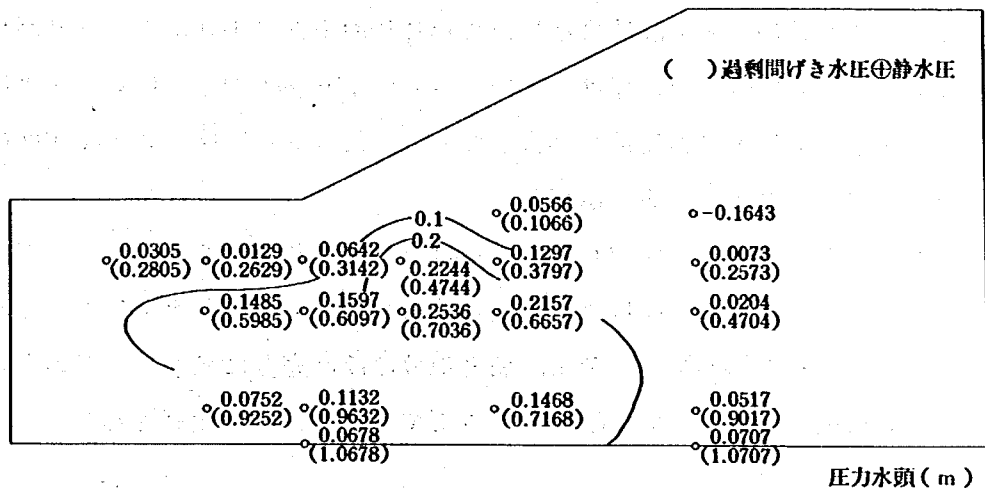


図-3・13・(12)

3-4-3 (4) 破壊形態図

実験1, 2, 3についてはいずれも入力加速度 500 gal で法面に小さなテンションクラックが生じ, さらに 600 gal で加振すると最終的には図-3・14 (1)~(3)に示すようにクラックが進行して行った。しかし, すべりによる破壊は生じなかった。

実験4については80 gal 加振10秒後あたりで天端にクラックが入り始め, 20秒後には図-3・14・(4)に示すようになった。これを見ると, 天端から法先にかけてすべり破壊を生じているのがわかる。

実験5については入力加速度 100 gal までは間隙水圧の上昇も少なく, 堤体の変状もほとんど見られなかったが, 150 gal 加振では加振5秒位で間隙水圧の上昇が大きくなり, 法肩より40 cm位の天端にクラックが入り始め, 20秒加振後にはクラックの開口幅は10 cm程度に達し, 法先地盤部には盛り上りを生じている。この場合, 最終的には図-3・14・(5)のようになったが, 実験4の場合とほぼ同じようなすべり破壊を生じている。

実験6については入力加速度 100 gal までは堤体の変状はほとんど見られなかったが, 125 gal 加振15秒位で法面にクラックが入り始め, 20秒加振終了後には図-3・14 (6)に示すように, 法尻よりわずかに上部の法面にほぼ法面直角方向に亀裂幅5 cm, 深さ約40 cmのクラックが生じた。この場合, クラックより上部の法面はアーチ作用によって支持されていたようである。さらに150 gal 加振を行なった結果, 法尻部はさらに沈下し, それに伴い法面全体が滑動し, 全面的な破壊に至った。

ここで実験5と6を比較してみると, 破壊加速度はそれぞれ100~150 gal, 100~125 gal の間に存在しており, これだけでは比較を行ないにくいので, 単に150 gal 加振後の破壊形状により比較してみると, クラックの大きさ, 堤体沈下量などの変形量は実験6の方が

大きい。これより動的強度は法勾配 1 割の実験 6 の方が低いようである。

つぎに実験 7 については入力加速度 175 gal までは堤体の変状はほとんど見られなかった。200 gal 加振で 20 秒加振終了直前にはじめて堤体法面上部に小さなクラックが生じた。しかしこの段階での堤体の破壊の程度は小さい。さらに 250 gal 加振ではクラックはさらに進行し、法面の沈下および水平移動量も増大していき、最終的には図-3・14(7)に示すように長くやや浅い円弧状すべり破壊を示した。

最後に、実験 8 では入力加速度 100 gal ではほとんど変状はみられなかったが、125 gal で法面上部にクラックが発生しはじめ、斜面部分にわずかなすべりを生じた。これに引き続き同じ 125 gal で 60 秒間加振した結果、斜面部分はほぼ完全に破壊し、このとき地盤内の間隙水圧は特に法尻下部でほぼ拘束圧のレベルまで上昇したのが観察された。

実験-1
破壊実験 600 gal
5 Hz
180 sec

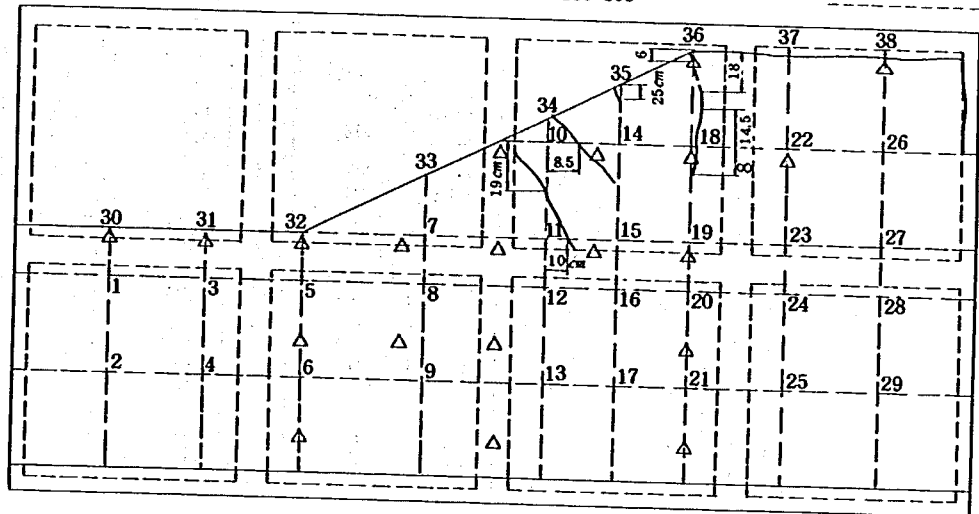


図-3・14・(1)

実験-2
破壊実験 600 gal
5 Hz
60 sec

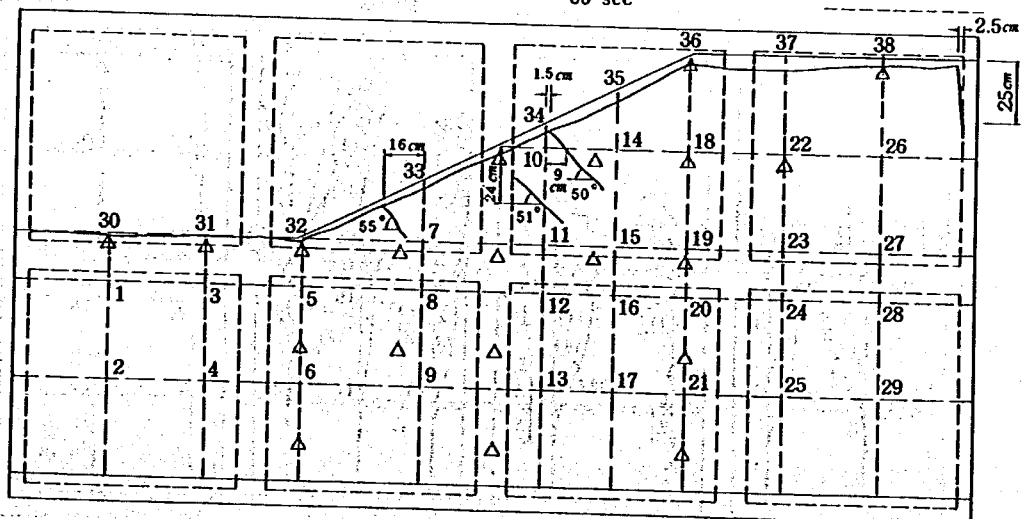
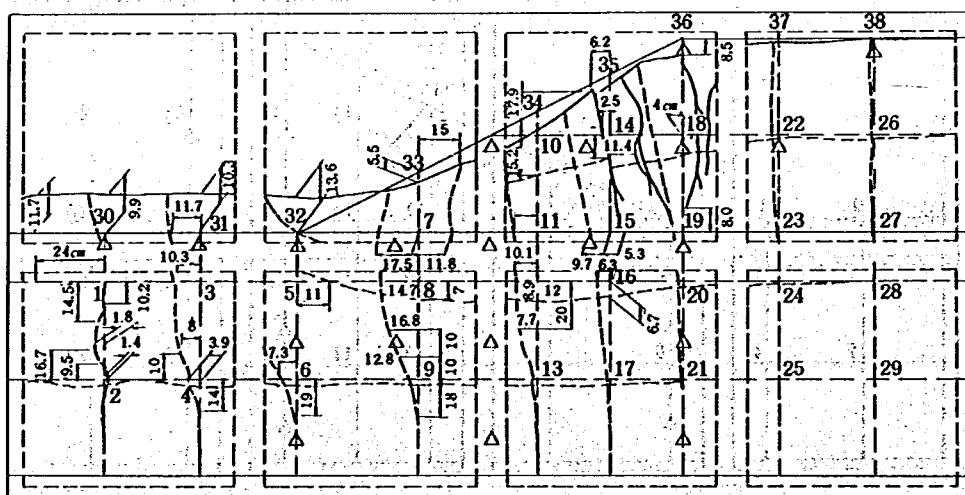


図-3・14・(2)

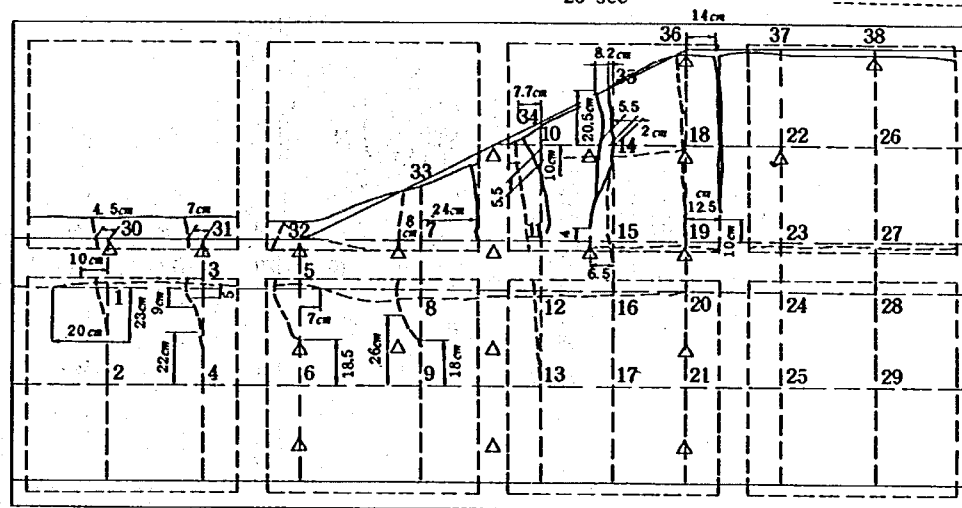
Figure 1 is a schematic diagram of a 44 cm x 180 cm experimental arena. The arena is divided into a grid of cells. The top row of cells is labeled 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, and 39. The bottom row of cells is labeled 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, and 30. A path is marked with numbers 1-36, starting from cell 1 and ending at cell 36. The path includes several turns and a final segment labeled '4 cm'.

実験—4
破壊実験 80 gal
5 Hz
20 sec

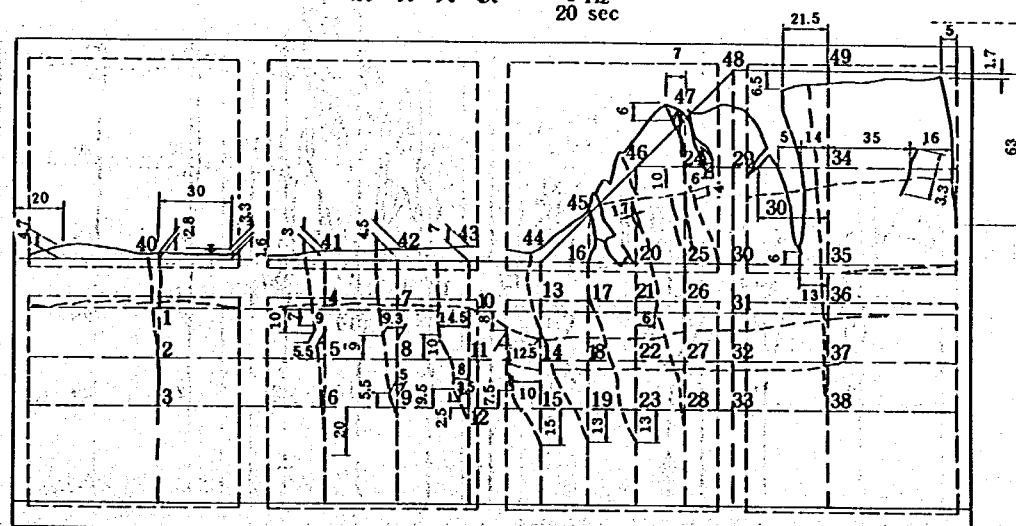


~~60~~

—



1998 1999 2000 2001 2002 2003 2004 2005 2006 2007 2008



1999

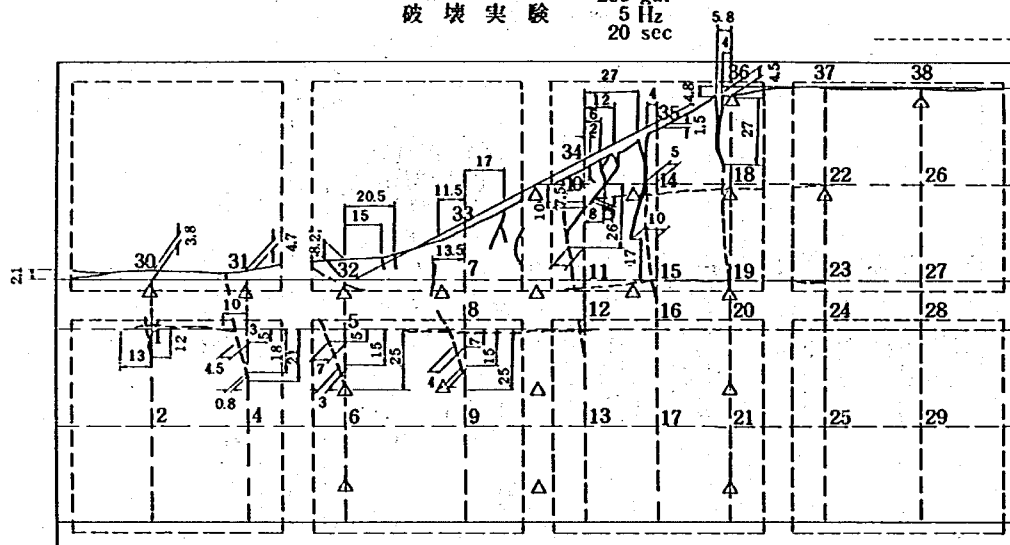
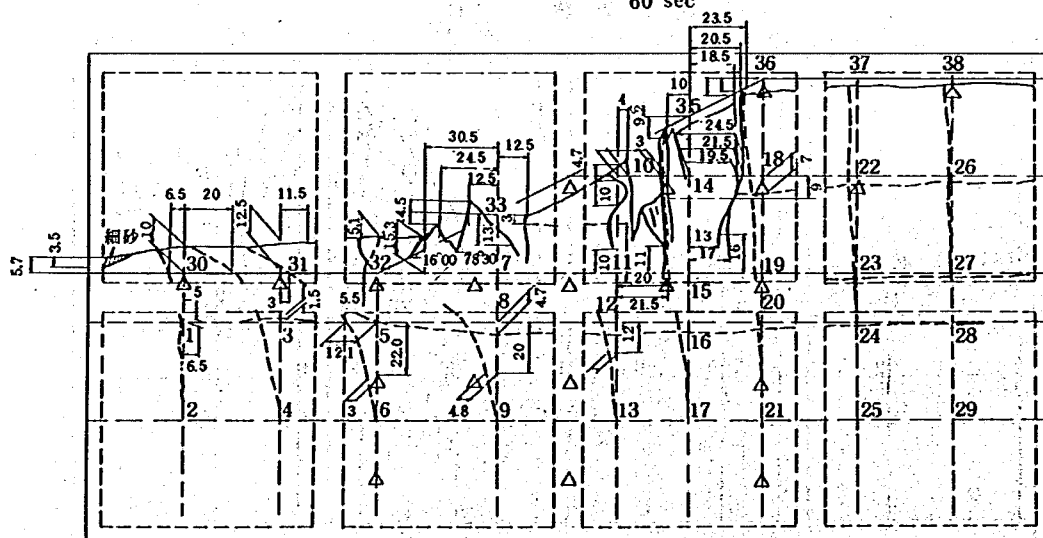


图-3·14·(7)

$$\frac{125 \text{ gal}}{5 \text{ hr}} \times \frac{60 \text{ sec}}{1 \text{ hr}}$$


圖一 3 · 1 4 · (8)

4. 土質試験

模型振動実験に用いたシラス、浅間山砂、および砂礫の物理特性および力学特性を知り、同時に後述する安定解析に必要な種々の土質定数を得るために、表－4.1に示す土質試験を行った。

以下、試験項目別に試験方法および試験結果を述べる。

表－4.1 土質試験項目一覧表

土質材料		シラス	浅間山砂	砂 礫
物理的性質	試験名			
	比 重 試 験	○	○	
	含 水 比 試 験	○	○	○
	密 度 試 験	○	○	○
	粒 度 試 験	○	○	○
	最大・最小密度試験	○	○	○
力学的性質	締 固 め 試 験	○	○	
	透 水 試 験	○		
	三 軸 圧 縮 試 験	○		
	動的三軸圧縮試験	○		
	共振ねじり試験	○		

注) 上記中の○印は試験を実施したものである。

4-1 比重試験

「土粒子の比重試験方法」(JIS A1202) に準じて行なった。その結果は表－4.2に示す通りである。

4-2 含水比試験

これは模型堤防の品質管理試験として行なったもので、模型堤防の実験前後すなわち築造時および解体時にコアカッターにより採取した試料を用いて、「土の含水量試験方法」(JIS A1203-1978) に準じて行なった。

その結果は表－3.4に示した。

4-3 密度試験

内径10 cm、高さ10 cmのコアカッターにより模型堤防より採取した試料を用いて密度測定を行なった。

その結果は上と同じく表-3.4に示した。

4-4 粒度試験

「土の粒度試験方法」(JIS A1204T-1979)に準じて行なった。その結果は表-4.2および図-4.1に示す通りである。

4-5 最大・最小密度試験

シラスおよび浅間山砂については「砂の最大密度最小密度試験」(土質工学会,「土質試験法 第2回改訂版」)に準じて行なった。また,砂礫については試験方法についての規格がないため次のようにして行なった。

すなわち,最小密度については,内径37cmのモールドに別途乾燥した試料を落下高さがないようにして約20cmの高さになるまで投入して行なった。また,最大密度については同一のモールドを用いて一層約5cm毎に荷重1000Kgf,周波数約20Hzの動的荷重を加えることにより締固め,これを6層行なった。

試験結果は表-4.2に示す通りである。

4-6 締固め試験

「突固めによる土の締固め試験方法(案)」(JIS A1210T-1979)に準じて行なった。このうち,シラスについては1-1-C法により,浅間山砂については1-1-a法によりそれぞれ実施した。

締固め曲線を図-3.4に示したが,シラスについては明確なピークが表われていない。これはシラス特有の粒子形状に起因するものと考えられる。また,試料の飽和度が70%を越えると水の分離する現象が生じたが,一般に,シラスについては水の分離が始まる試料の飽和度は最適含水比を超えた辺りだと言われ,この現象が生じるまでの間に締固め曲線のピークを決定できない場合はその直前の含水比をもって最適含水比とするのが妥当と考えられる。したがって,ここではこの基準をもって最適含水比と最大乾燥密度を決定した。

その結果は表-4.2に示す。

4-7 透水試験

「土の透水試験方法(案)」(JIS A1218T-1979)に準じて行なった。このうち,シラスについては変水位透水試験を,浅間山砂については定水位透水試験を用いた。

また,特にシラスについては模型堤防を近似できる程度の低密度の3供試体および比較的高密度の3供試体で行なっているが,前者については細粒分が流出しないよう真空吸引圧力300~500mmHg,吸引時間約1時間で脱気し,後者については通常的方式で600mmHg以上,3

時間の吸引で脱気した。

その結果、両者の間には飽和度がそれぞれ70～75％、93～100％と大きくばらついた。

図-4.2は相対密度と透水係数の関係を示した図であるが、これを見るとシラスは浅間山砂に比して透水係数が低い。

また、浅間山砂では相対密度による傾向はあまり表われてなくばらつきも比較的小さいが、シラスについては相対密度が低くなると透水係数が大きくなる傾向がよく表われている。これは一つには同じ相対密度範囲に対する間隙比範囲がシラスの方が大きいことによるものとも考えられる。また、 $Dr = 80 \sim 90$ ％の範囲内のシラスのデータが1オーダー程度ばらついていいるが、これは細粒分の目詰りによるものか供試体作成時の含水比の違いによるものか明確でない。

シラスについて供試体の飽和度と透水係数の関係を示した図-4.3を見ると $Dr = 83 \sim 88$ ％のデータについて飽和度が高いほど透水係数が高くなっている。これより考えると、上に述べた図-4.2のシラスのデータのばらつきは飽和度の違いによるものかも知れない。

また、同じくシラスについて供試体作製時含水比と透水係数の関係を図-4.4に示すが、この図によると含水比の影響は明確ではない。

表-4.2

	シラス	浅間山砂	砂 礫
土 粒 子 比 重 (Gs)	2.288	2.698	—
10 ⅔ 粒 径 (D ₁₀)	0.071 ㎜	0.142 ㎜	0.31 ㎜
30 ⅔ " (D ₃₀)	0.119 ㎜	0.215 ㎜	0.96 ㎜
50 ⅔ " (D ₅₀)	0.220 ㎜	0.300 ㎜	2.40 ㎜
60 ⅔ " (D ₆₀)	0.290 ㎜	0.359 ㎜	3.25 ㎜
100 ⅔ " (D ₁₀₀)	1.1500 ㎜	1.450 ㎜	29.00 ㎜
均 等 係 数 ($U_c = D_{60} / D_{10}$)	4.08	2.53	10.48
曲 率 係 数 ($U_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$)	0.69	0.91	0.09
最大乾燥密度 (ρ_{dmax})	1.090 g/cm ³	1.638 g/cm ³	1.916 g/cm ³
最小乾燥密度 (ρ_{dmin})	0.798 g/cm ³	1.317 g/cm ³	1.715 g/cm ³
最大間げき比 (e_{max})	1.869	1.049	—
最小間げき比 (e_{min})	1.100	0.647	—
最適含水比 (W_{opt})	35.6 ⅔	—	—
締め固め試験による最大乾燥密度 (ρ_{dmax})	1.073 g/cm ³	—	—

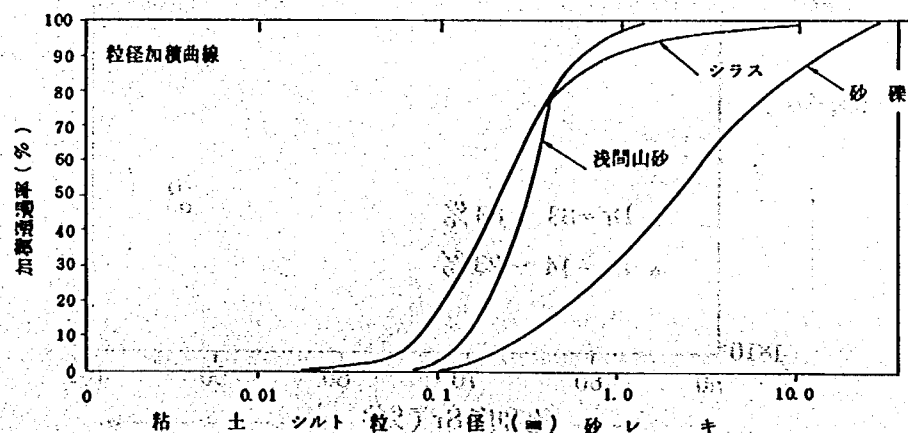
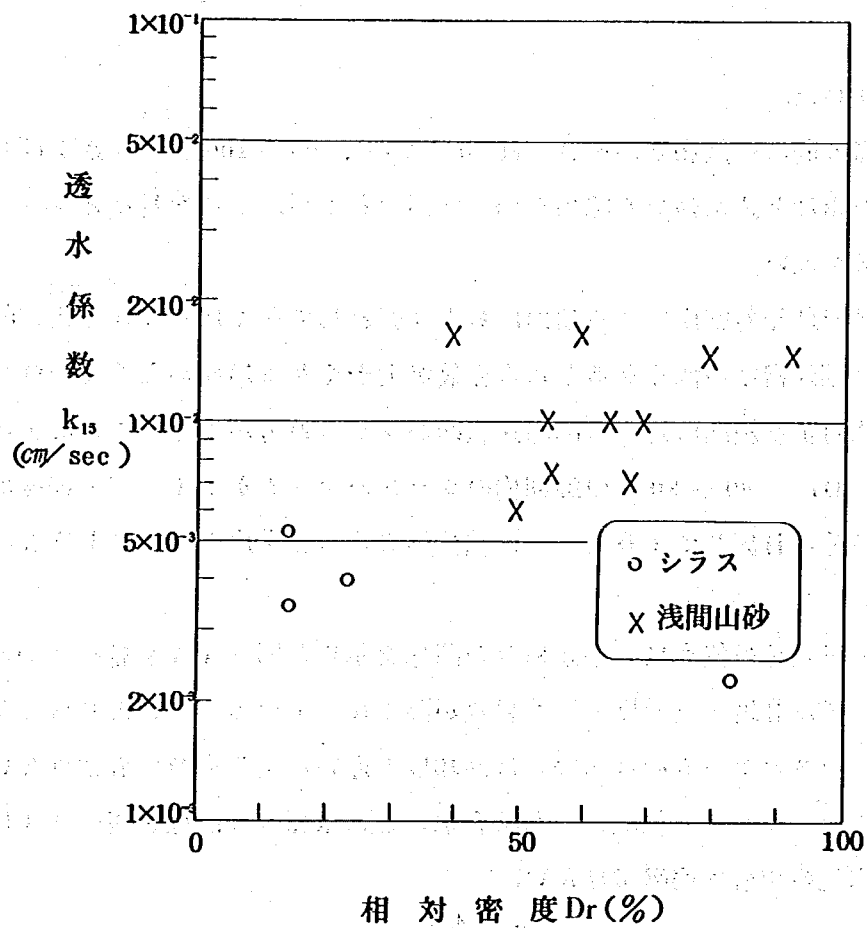
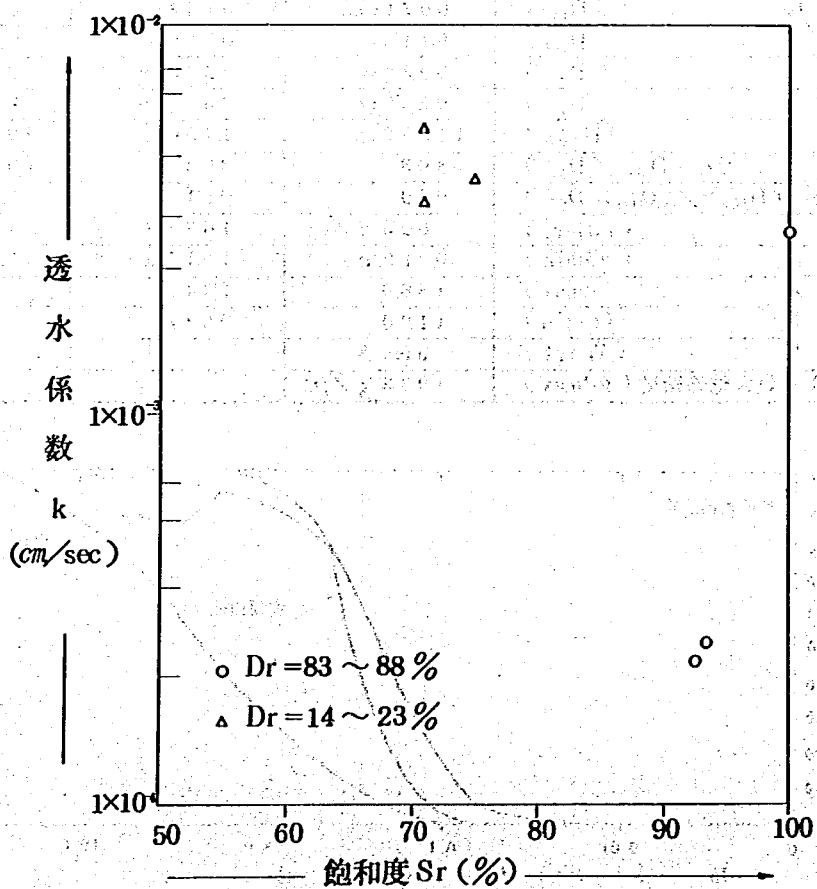


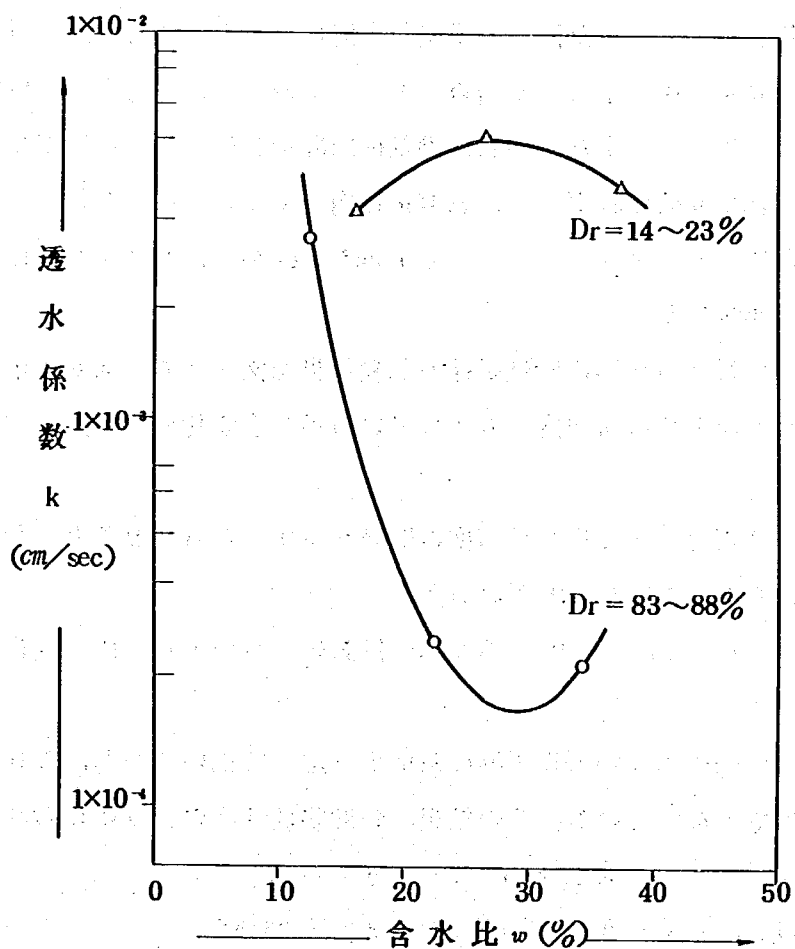
図-4.1



図一 4. 2 シラスの透水試験結果



図一 4. 3 飽和度～透水係数



圖—4.4 含水比~透水係數

4-8 三軸圧縮試験

供試体寸法、直径 5 cm、高さ 10 cm の攪乱試料供試体について通常の三軸圧縮試験装置を用いて圧密非排水試験 (CU 試験) を行なった。

試験は不飽和供試体および飽和供試体について行なった。供試体作製法は、不飽和供試体については予め含水比調整しておいた試料を所定の密度になるように突固めて行ない、飽和供試体については気乾試料を空中落下により詰め、モールド側面を水平方向に打撃することにより所定の密度になるようにした。また、飽和は供試体内間隙を炭酸ガスに置換した後、別途用意した脱気水を供試下部より低圧吸引 (−20 cmHg 以内) することにより行なった。なお、さらに飽和度を高めるためにバックプレッシャーを 1 kgf/cm² かけ、B 値が 0.9 以上になったことを確認した後試験を実施した。

試料含水比を変えて行なった不飽和供試体の試験結果を図-4.5、4.6 に示す。これを見ると、含水比が高くなるほどせん断強度は低下しているが、含水比 30 % 付近で一旦大きくなっていることがわかる。

また、図-4.7 には相対密度とせん断強度の関係を示す。これを見ると、相対密度が高いほどせん断強度も大きくなっていることがわかる。

つぎに、相対密度 $D_r = 14.4 \sim 22.8$ % の間の供試体について拘束圧を変化させて試験を行なった結果を図-4.8 に示す。

この図で、モールの破壊円は 15 % ひずみに対応する応力で描いており、これにごく大まかであるがモールの包絡線を描いている。その結果、強度定数は次のように得られる。

$$\text{有効応力表示} \quad C' = 0.12 \text{ Kg f/cm}^2, \quad \phi' = 35.8^\circ$$

$$\text{全応力表示} \quad C_u = 0.10 \text{ Kg f/cm}^2, \quad \phi_u = 35.5^\circ$$

ところで、今回不飽和試料についてモール・クーロンの破壊基準により強度定数を求めたのはこのケースのみである。

そこで試みにこのデータを、土質は異なるが、春山のデータ (1976) と比較してみると図-4.9 のようであり、 ϕ_d はほぼ近い値になっているが、 C_d については 3 割ほど小さめである。

一方、飽和供試体について側圧 $\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ で相対密度を 4 種類とり、有効応力でその結果を整理したのが図-4.10 である。ところで、乱したシラスの粘着力は春山 (1976) も述べているように、飽和の場合には主にインターロッキングと考えられ、図-4.9 で含水比が飽和に達したときに残存する C_d の値で評価できると考えられる。この図では飽和含水比は明確にはわからないが C_d は漸減しており、また、図-4.10 でも包絡線はほぼ原点を通ることから、飽和の場合には $C' (= C_d) = 0$ としてよいようである。そうすると、図-4.10 において ϕ' は次式によって求めることができる。

$$\phi' = \sin^{-1} \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3}$$

ここで、破壊の基準としては、粒子構造のダイレイタンス特性が転位する間隙水圧ピーク時（今回のデータについてはひずみ $\epsilon = 2.5 \sim 3.7\%$ ），およびさらにひずみが進行して包絡線にのった時点（ひずみ 5% 以上）の 2 種類をとり ϕ' を求めてみた。その結果を図-4.11 に示す。これを見ると ϕ' の値はその求め方により異なっていることがわかるが、後述の安定解析には安全側である間隙水圧のピーク時の値を採用することとした。なお、先述した $Dr = 14.4 \sim 22.8\%$ ， $w = 20.3 \sim 20.9\%$ の不飽和試料で求めた $\phi' = 35.8^\circ$ を同図に外挿してみると約 2° ほどずれているようである。

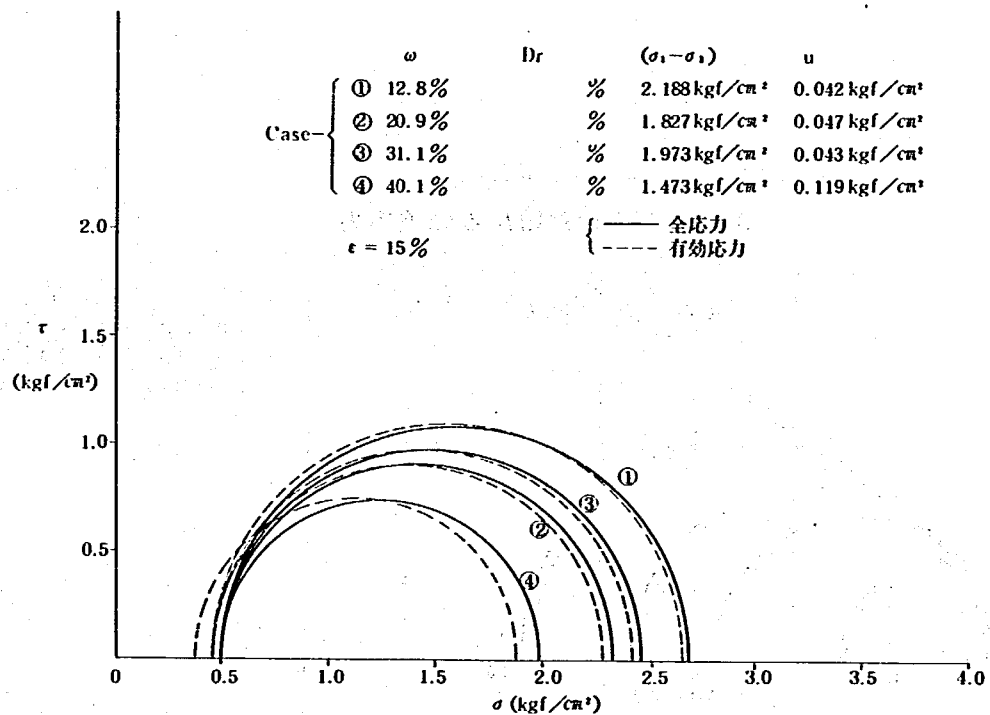


図-4.5

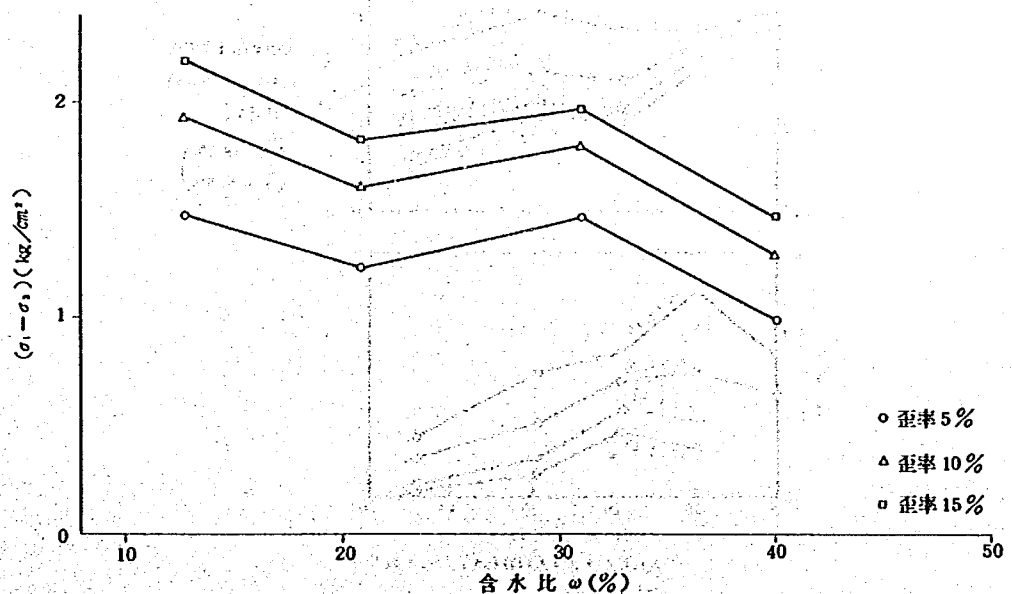
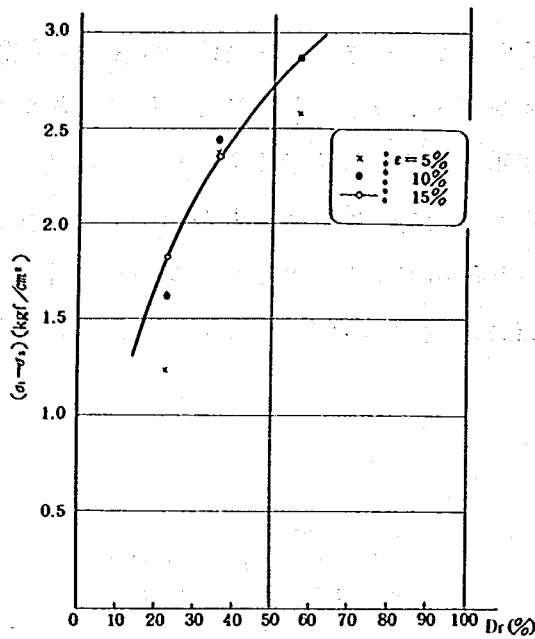


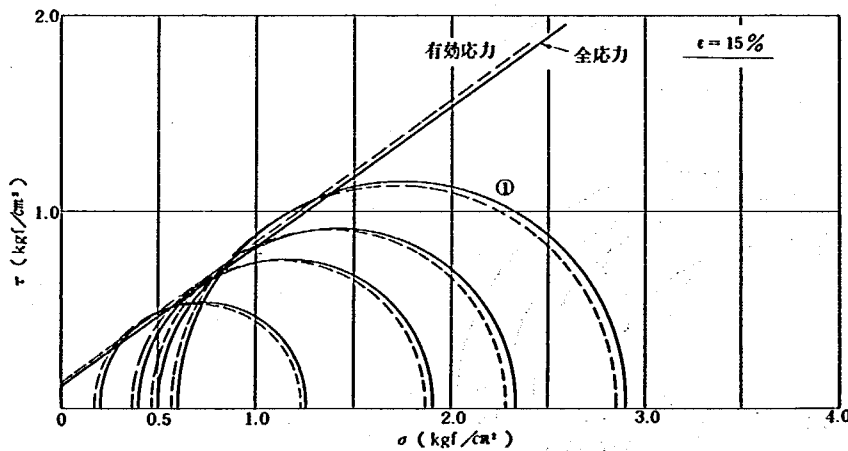
図-4.6 含水比による軸差応力変化



D_r (%)	23	36	57
γ_d (kgf/cm³)	0.850	0.881	0.933
w (%)			

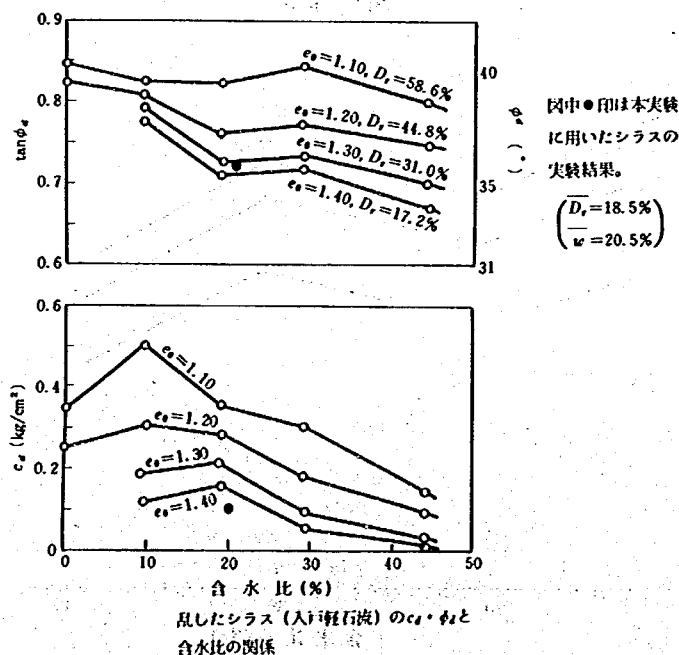
$$\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$$

図一 4.7 相対密度と軸差応力



	1	2	3	4
D_r (%)	18.7	14.4	22.8	18.1
w (%)	20.3	20.3	20.9	20.3
σ_3 (kgf/cm²)	0.2	0.4	0.5	0.6

図一 4.8



図一 4.9 春山のデータ (入戸軽石流) と本実験データ (えびの市柳水流) との比較

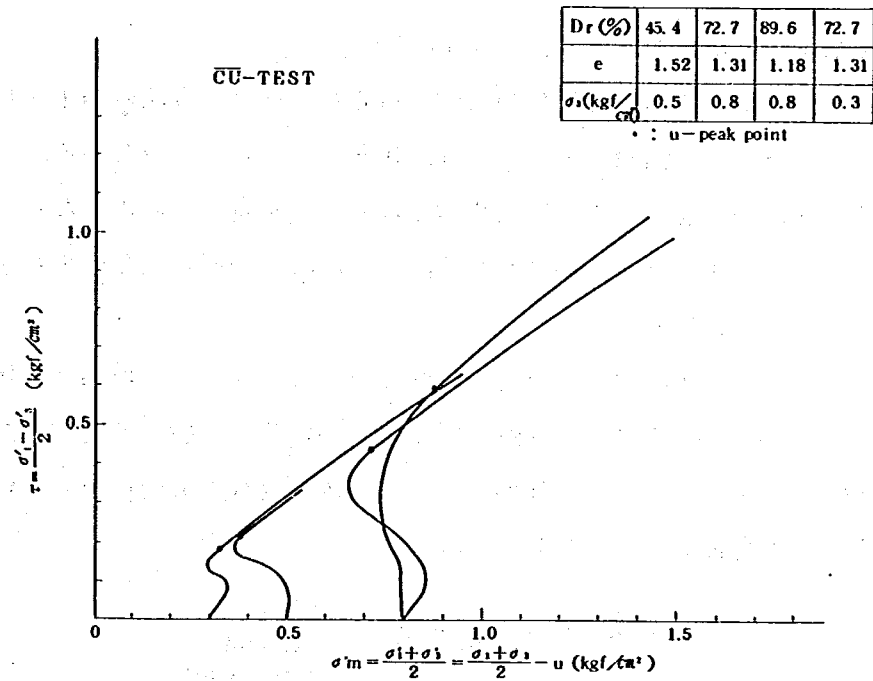


図-4.10

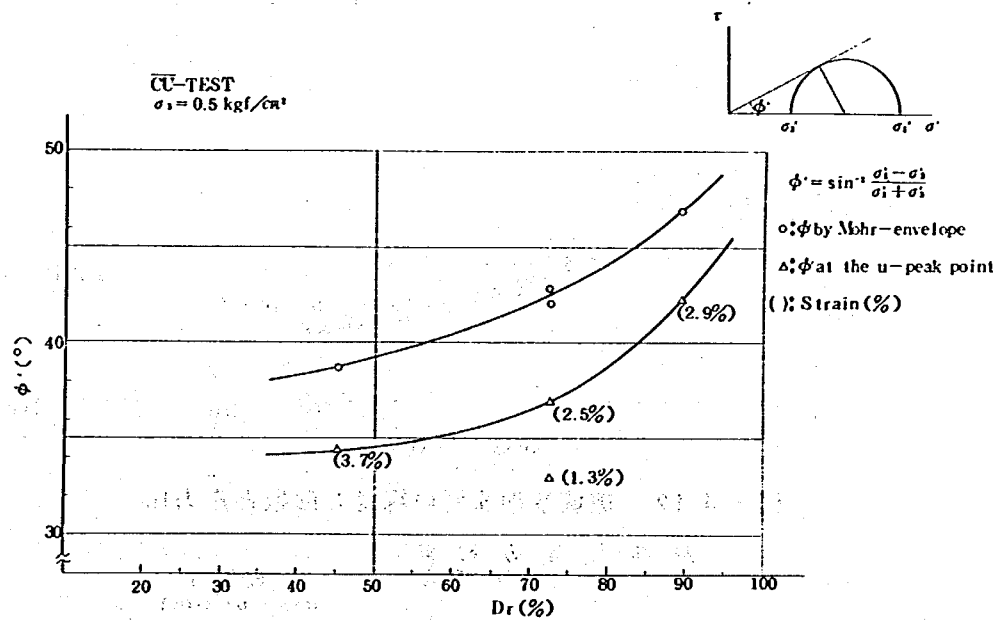


図-4.11

4-9 繰返し三軸圧縮試験

シラスの液状化強度特性を調べるために前述の三軸圧縮試験装置を用いて繰返し三軸圧縮試験を行なった。

試料は完全飽和とし、1 Hz の繰返し軸圧を載荷した。なお、側圧はすべて 0.5 kgf/cm^2 とした。

図-4.12 ~ 4.14 は相対密度毎に横軸に液状化回数、縦軸に応力比をとり示したものである。なお、図中には破壊基準をパラメーターにとっている。

これらの図より応力比が大きいほど液状化回数は小さくなること、相対密度が大きいほど液

状化強度は高くなることわかる。(図-4.15 参照)

図-4.16 は豊浦標準砂を用いて同様の方法で得られた結果と今回の結果を比較したものであり、この図よりシラスは豊浦標準砂よりも液状化強度は低いことがわかる。

また、初期せん断応力の有無による液状化強度のちがいを見るために行なった試験の結果を図-4.17 に示す。この図で τ_0 が初期せん断応力、 σ_{dp} が繰返し軸差応力を示し、 τ_0 / σ_{dp} をパラメーターとして表わしている。

この図によると、 $\tau_0 / \sigma_{dp} = 0.25$ の場合には等方拘束 ($\tau_0 = 0$) の場合に比べて強くなっているが、 $\tau_0 / \sigma_{dp} = 0.5$ の場合には逆に弱くなっている。一般には初期せん断応力の存在によって液状化強度は低下するといわれており、シラスの場合にも同様であるかどうかという点について今後さらに検討すべきである。

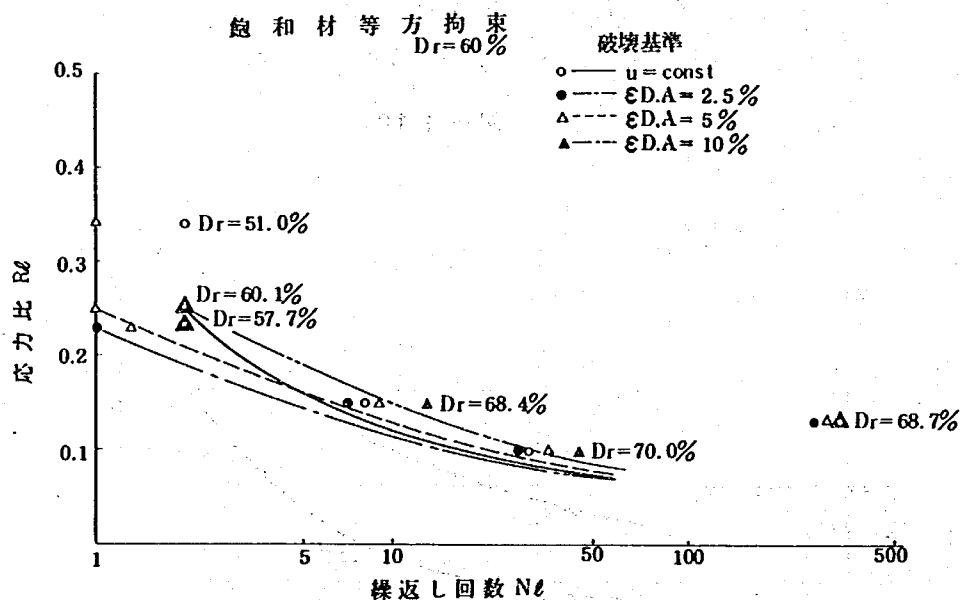


図-4.12 破壊基準までの繰返し回数と応力比

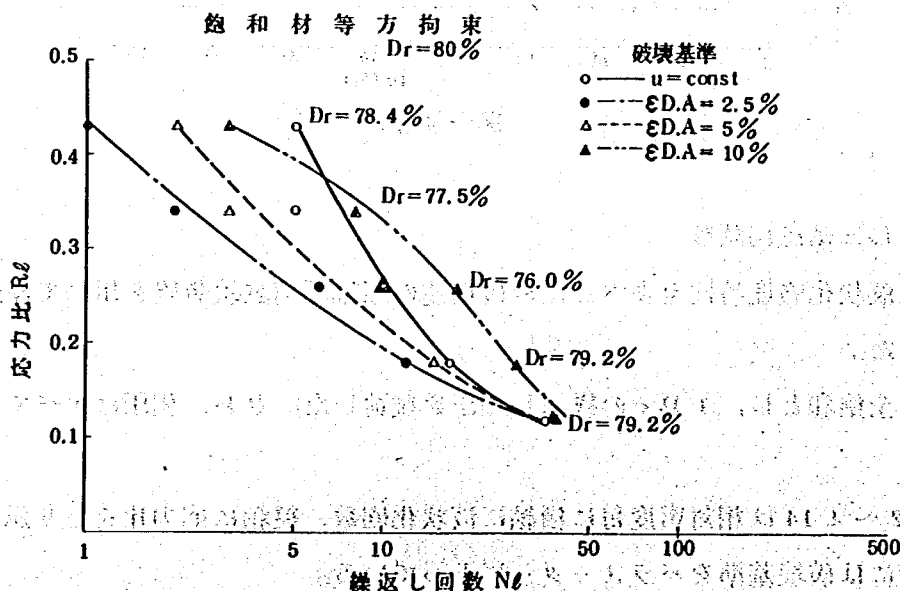
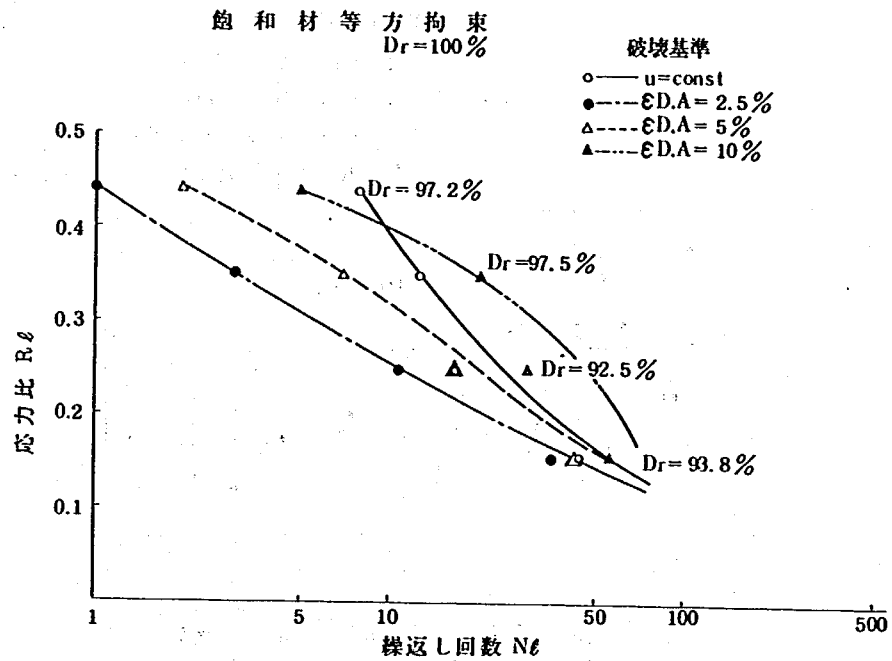
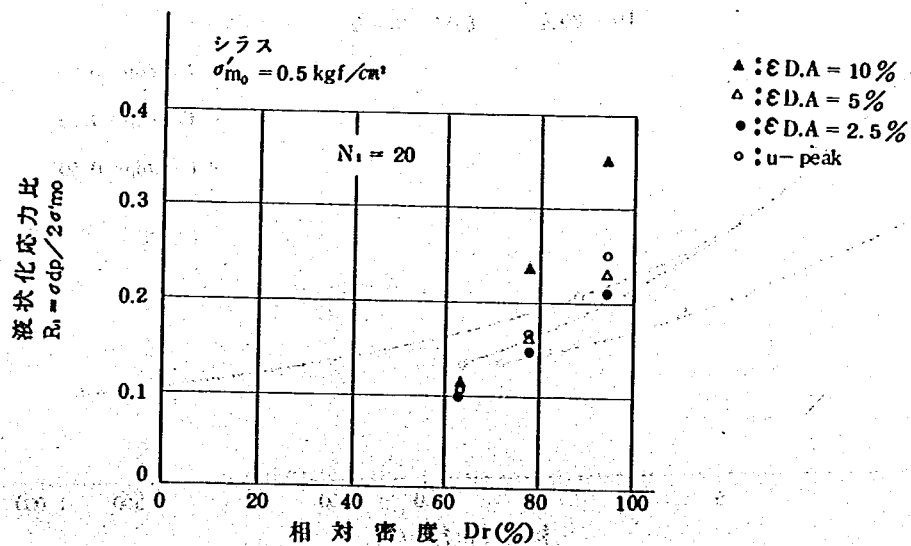


図-4.13 破壊基準までの繰返し回数と応力比



図一 4. 14 破壊基準までの繰返し回数と応力比



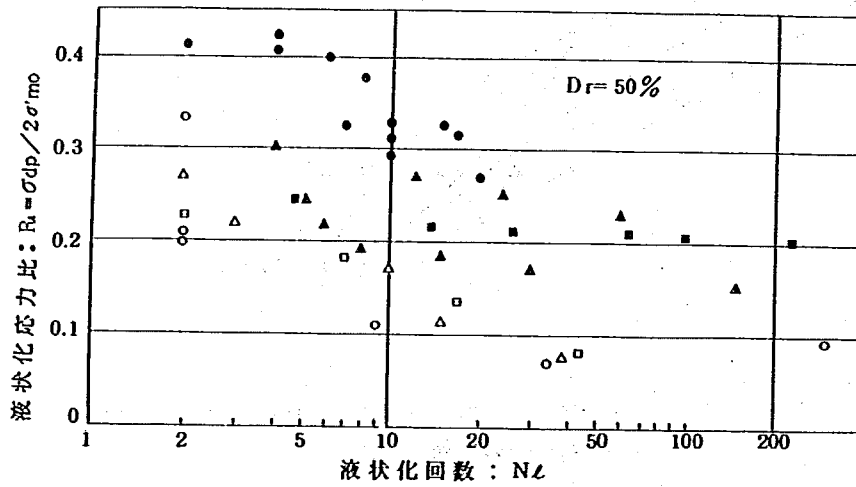
図一 4. 15

●：紫田，行友（1970）
 ▲：小川ほか（1969）
 ■：石原，渡辺（1972）
 （石原（1976）による）

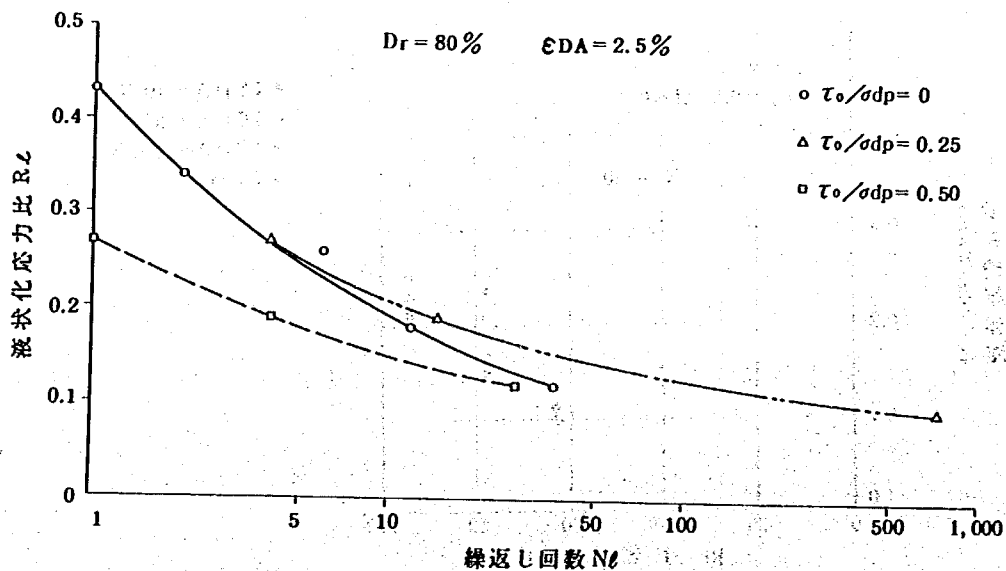
$\epsilon D.A = 5\%$

シラス {
 ○：($D_{ro} = 57.7 \sim 70\%$)
 △：($D_{ro} = 76.0 \sim 79.2\%$)
 □：($D_{ro} = 92.5 \sim 97.5\%$)

$R_1 = R_{10} \times \frac{D_r}{D_{ro}}$ により $D_r = 50\%$ に補正



図— 4.16



図— 4.17 異方拘束での繰返し回数と応力比

5. 安定解析

土質試験結果と模型振動実験結果とを用いて安定計算を行い、円弧すべり安定計算法が耐震設計の目安として適用できるかどうかという点について検討を行った。

5-1 解析方法

解析は震度法による円弧すべりの安全率を、抵抗モーメントとすべり力モーメントの比で評価するものであり、用いた計算プログラムは土木研究所動土質研究室で作成された SLOPE である。この計算に必要なデータは次のようなものであり、そのデータの与え方については 5-2. 解析条件の項で述べる。

- 単位体積質量
- せん断強度定数 (C' , ϕ')
- 震 度
- 間隙水圧

5-2 解析条件

単位体積質量は模型堤防の密度試験結果のデータの平均値を用いた。

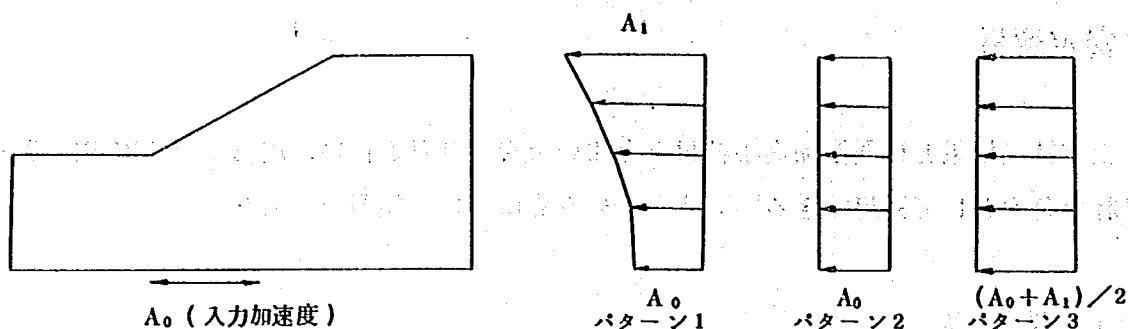
シラスのせん断強度定数については三軸圧縮試験の試験数量が満足でなかったために模型堤防の試料状態に完全に対応する値を得ることはできないが、内部摩擦角 ϕ' については含水比による影響を無視して、模型の密度に対応する値を図-4より求め、粘着力 C' については4.でも述べたように飽和地盤部については0、不飽和部分については密度・含水比にかかわりなく 0.12 kgf/cm^2 と便宜上定めた。

また、浅間山砂については今回三軸圧縮試験を実施していないため、他の実験で得られたデータより密度に関係なく次の値を採用している。

浅間山砂	粘着力 $C' = 0.12 \text{ kgf/cm}^2$ (不飽和部)
	$= 0$ // (飽和部)
	内部摩擦角 $\phi' = 36.6^\circ$

なお、砂礫については強度定数のデータが得られていないため安定解析は行っていない。

つぎに、震度については図-5.1に示す3種類の震度分布パターンを用いた。すなわち、パターン1は実測の加速度分布であり、パターン2は台加速度を一様に作用させ、また、パターン3は台加速度と天端応答加速度の平均値を一様に作用させるものである。



図－5.1 震度分布パターン

また、間隙水圧については静水圧および実測した発生過剰間隙水圧を用いたが、経時的変化を考慮するため加振時間 0, 6, 12, 20 秒の 4 段階で解析を行った。

計算条件はまとめると表－5.1 のようである。

表－5.1 安定計算に用いた諸定数

項 目	材 料	シ ラ ス						浅間山砂
	実 験	1	2	3	4	5	6	7
堤 体	実測湿潤密度 ρ_l (t/m ³)	1.016	1.071	1.225	1.102	1.261	1.274	1.766
	相 対 密 度 D_r (%)	33.2	29.6	44.5	35.6	50.4	50.7	72.5
	粘 着 力 C' (tf/m ²)	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
	内 部 摩 擦 角 ϕ'	33°30'	33°24'	34°06'	33°36'	34°24'	34°30'	36°36'
基 礎	実測乾燥密度 ρ_d (t/m ³)				0.884	0.946	0.910	1.552
	間 隙 比 e				1.588	1.419	1.514	0.738
	飽和密度 ρ_{sat} (t/m ³)				1.498	1.532	1.512	1.977
	相 対 密 度 D_r (%)				36.3	58.3	45.4	77.3
	粘 着 力 C' (tf/m ²)				0	0	0	0
	内 部 摩 擦 角 ϕ'				33°36'	34°48'	34°12'	36°36'

5－3 解析結果

安定計算により得られた安全率の結果を表－5.2 に、またそれを図化したものを図－5.2 に示す。また、スベリ面の位置を図－5.3 に示す。

以下、実験ケース別に結果の考察を行う。

(1) 実験 1, 2, 3

不飽和地盤をもつ模型堤防についての計算結果を見ると、実験を行った範囲内での加速度レベルにおいてはすべて安全率は 1 以上である。実験結果について見ると、500 あるいは 600 gal で法面にテンションクラックがわずかに入った程度であり、いずれにしてもこれらのケースにおいては円弧すべりは生じていない。

また、震度分布パターン別に安全率の値を比較すると、パターン2, 3, 1の順に小さくなっている。また、これらのケースでの臨界すべり面の位置はほとんど図-5.3(1)に示したようであり、法面を大きく含む深く大きい半径のすべり面となっているが、これはみかけの粘着力の大きさによるものと思われる。

(2) 実験4, 5, 6, 7

飽和地盤をもつこれらの実験ケースに対しては震度の他に発生間隙水圧についても考慮しているが、これについては加振継続時間で表現している。なお、計算は実験で模型が破壊した加速度レベルまでについて実施した。

図-5.2(4)~(10)を見ると、加振継続時間とともに安全率が低下していく傾向がよく表われている。また、実験5においてはパターン1, 3で加振10秒程度で安全率が1を切っており、振動実験でもほぼこの頃に天端にクラックが入り始めておりよい対応を示している。ところが、実験4, 6の計算結果をみると実験で破壊を生じた加速度レベルにおいても安全率は1を切っておらず、実験結果とは対応していない。これは強度定数の評価に問題があるものと考えられる。

つぎに、最小安定率を示すすべり面の位置を見ると図-5.3(2)~(5)のようである。これは破壊加速度154.3galで経時的に示したものであるが、すべり面は天端から法先地盤遠方にかけて長く深く形成されている。この実験5の例においては最小すべり面の位置は経時的にあまり変化していない。

さて、これらの計算結果を実験結果との対比によりさらに検討してみる。

まず、実験4について計算結果が実験結果とうまく対応しなかったが、この原因として強度定数の評価、実験前に加わった衝撃荷重が考えられる。衝撃荷重に起因するものとして過剰間隙水圧の残留の可能性および天端に生じたクラックがある。そこで最初に過剰間隙水圧が深さ方向に比例的に残留していたと仮定して地盤最下部での残留間隙水圧を横軸に、安全率を縦軸にとり、影響を調べてみたのが図-5.4であるが、この図によると、実際に残留した間隙水圧を 0.1 tf/m^2 として安全率の差は0.1程度であり、これは計算値と実験結果との差を埋めるには小さいと考えられ棄却すべきであろう。

つぎに天端のクラックの影響を見るために深さ20cmのクラックを仮定して安全率の差を示したのが図-5.5であり、この図によると0.1程度の安全率の低下がみられる。しかし、実際の観察によるとクラックの大きさは亀裂幅、段差がそれぞれ4cm, 2cm程度であり、これよりクラックの深さを推定すると20cm以上であった可能性も大きく、その場合安全率の低下はさらに見込むことができるであろう。したがって、実験4の実験結果と計算値との差は強度定数の評価とともに、クラックの存在が大きく影響しているものと考えられる。

また、実際の破壊形態と計算上の臨界すべり面とを比較したのが図-5.6(1)であるが、この図によると計算上のすべり面は実際のすべり面よりやや深くなっているようである。

これは実験5の結果(図-5.6(2))でも同様である。

つぎに、実験6についてみると、118.6 gal 加振で最小安全率が1.2となっているのに対し、実際には図-3に示すような破壊を生じた。このケースにおいては堤体の破壊は法先部が最初に液状化を生じ、その部分の支持力がなくなったために法面部が次第に滑落していったが、このような進行性破壊が見られるケースにおいて円弧すべり計算を適用する上で何らかの無理があったと考えられ、この点についてはさらに検討する必要がある。図-5.6(3)には破壊形態を示すが、これを見ると計算上のすべり面は天端から法先近傍にかけて生じており、法先の支持力の低下をよく把えており、図-5.6(1)、(2)と比較しても実験6の破壊形態をある程度把えているようである。

最後に、実験7についてみると、他と同様、安全率が高くなったが、これは強度定数の評価に最大の原因があるようである。また、図-5.6(4)に破壊形態を示したが、この図でも計算上のすべり面は実際の破壊形態と大きくかけ離れている。

表-5.2(1) 安定計算結果

実験1

加 速 度 (gal)	安 全 率		
	パターン1	パターン2	パターン3
0	11.659	11.659	11.659
101.7	8.508	8.749	8.567
209.15	6.296	6.769	6.371
282.4	5.182	5.787	5.312
354.6	4.166	5.043	4.339
535.05	3.100	3.788	3.218

実験2

加 速 度 (gal)	安 全 率		
	パターン1	パターン2	パターン3
0	11.185	11.185	11.185
104.3	8.140	8.359	8.192
160.85			
235.05	5.529	6.143	5.676
289.8			
401.7	3.799	4.469	3.936
439.2			
583.0	2.840	3.405	2.936

表一 5. 2 (2) 安 定 計 算 結 果

実験 3

加 速 度 (gal)	安 全 率		
	パターン 1	パターン 2	パターン 3
0	10.162	10.162	10.162
122.4			
223.9	5.164	5.770	5.478
314.6			
412.8	3.321	4.011	3.459
503.7			
583.1	2.504	3.112	2.609

実験 4 109.95 gal

時 間 (sec)	安 全 率		
	パターン 1	パターン 2	パターン 3
0	1.587	1.622	1.580
6	1.396	1.468	1.377
12	1.294	1.362	1.277
20	1.171	1.238	1.161

静的状態での安全率=2.643

表一 5. 2 (3) 安 定 計 算 結 果

実験 5

加 速 度 (gal)	時 間 (sec)	安 全 率		
		パターン 1	パターン 2	パターン 3
97.89	0	1.551		
	6	1.540		
	12	1.520		
	20	1.272		
154.3	0	1.164	1.395	1.200
	6	1.054	1.277	1.079
	12	0.932	1.126	0.950
	20	0.929	1.115	0.946

静的状態での安全率=2.494

表-5.2(4) 安定計算結果

実験6

加 速 度 (gal)	時 間 (sec)	安 全 率		
		パターン1	パターン2	パターン3
78.54	0	2.180	1.777	1.666
	6	2.166	1.741	1.638
	12	2.154	1.726	1.623
	20	2.115	1.698	1.597
96.54	0	1.888	1.655	1.468
	6	2.024	1.620	1.434
	12	1.840	1.565	1.384
	20	1.731	1.488	1.316
118.6	0	1.228	1.530	1.390
	6	1.217	1.465	1.303
	12	1.214	1.365	1.214
	20	1.209	1.299	1.168

静的状態での安全率=2.396

表-5.2(5) 安定計算結果

実験7

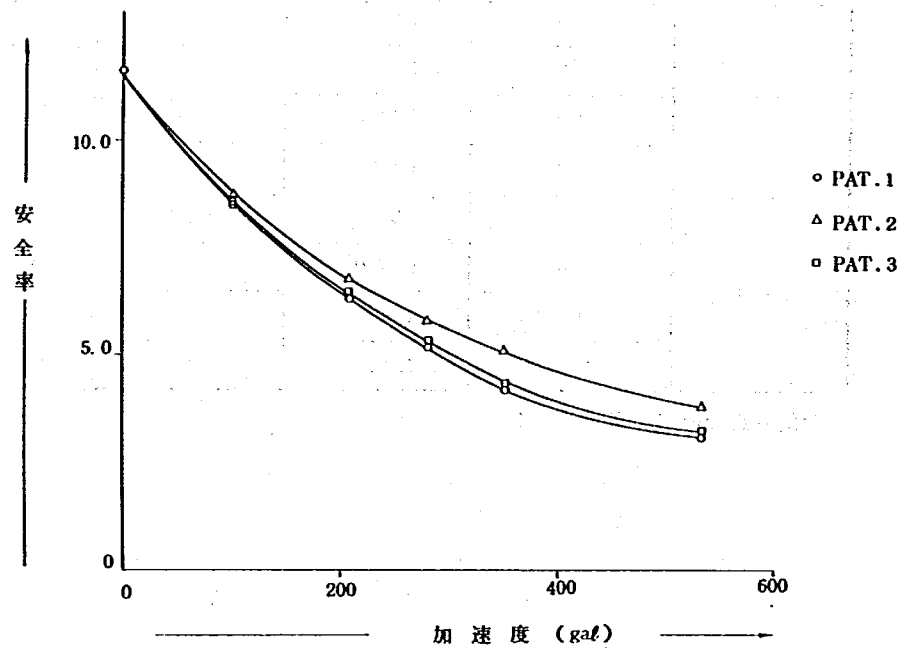
加 速 度 (gal)	時 間 (sec)	加速度分布 1
91.91	0	1.987
	6	2.011
	12	1.979
	20	2.116
107.6	0	1.823
	6	1.833
	12	1.823
	20	1.837
129.6	0	1.751
	6	1.768
	12	1.701
	20	1.762
160.0	0	1.583
	6	1.549
	12	1.524
	20	1.501

表-5.2(6) 安定計算結果

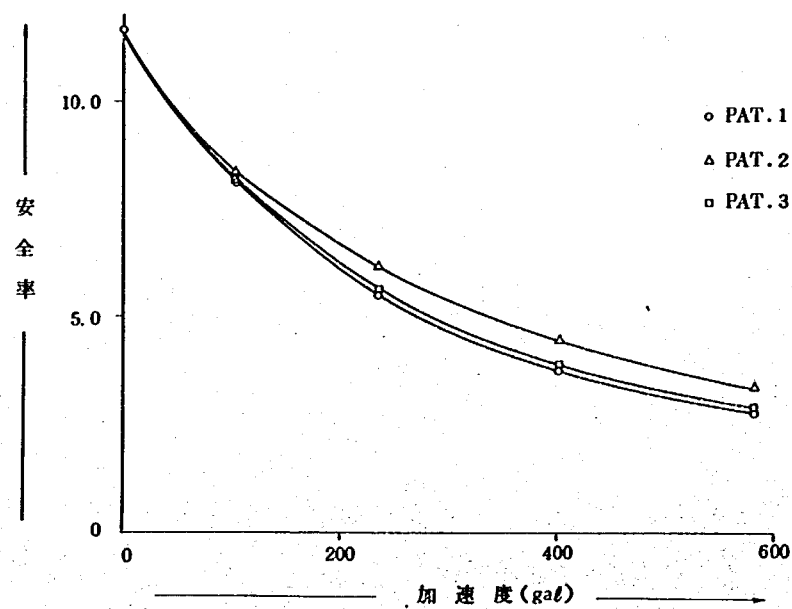
実験7

加 速 度 (gal)	時 間 (sec)	安 全 率		
		パターン1	パターン2	パターン3
187.8	0	1.439		
	6	1.473		
	12	1.422		
	20	1.370		
203.0	0	1.376	1.444	1.250
	6	1.400	1.403	1.225
	12	1.317	1.289	1.124
	20	1.345	1.299	1.133

静的状態での安全率=2.731



図一 5. 2(1) 安定計算結果 Case 1



図一 5. 2(2) 安定計算結果 Case 2

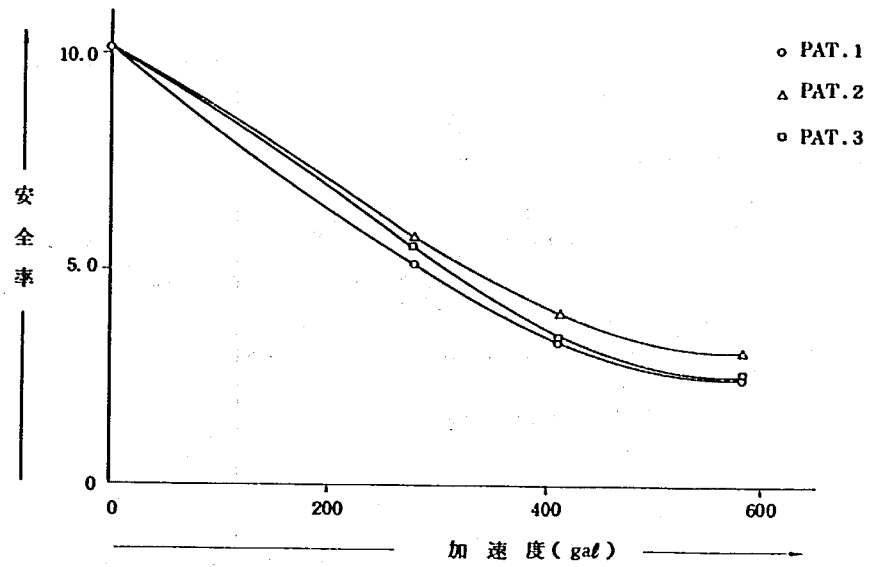


圖 5.2(3) 安定計算結果 Case 3

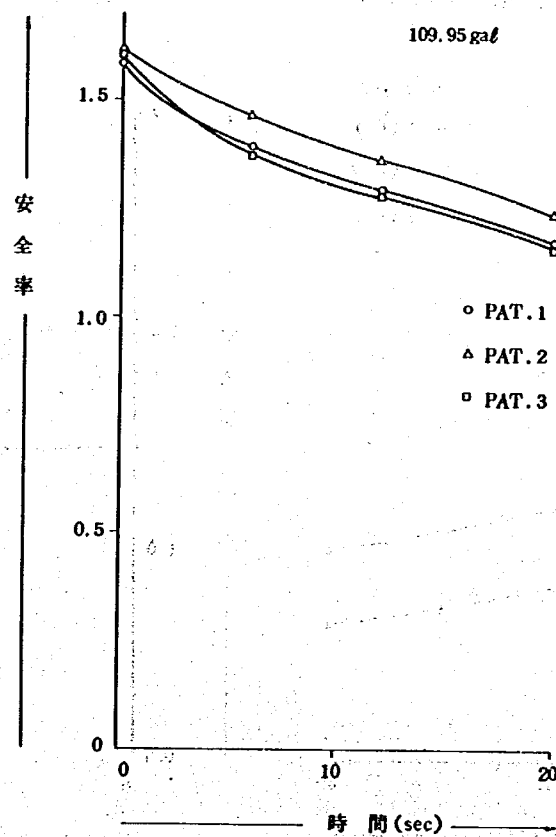
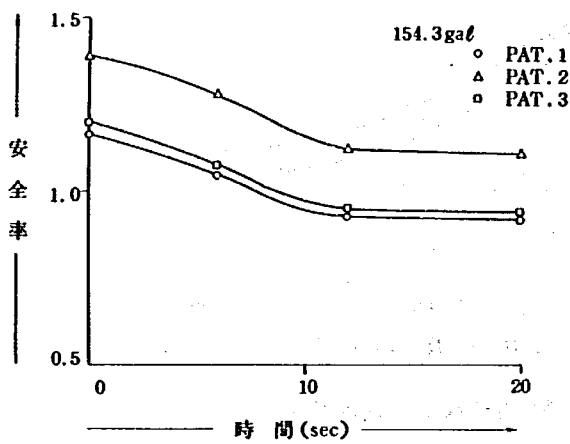
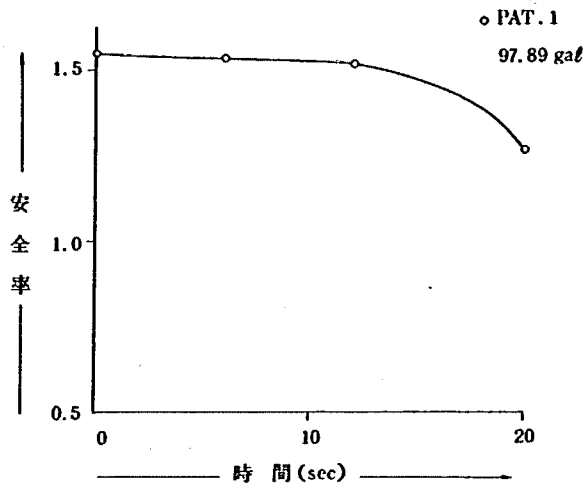
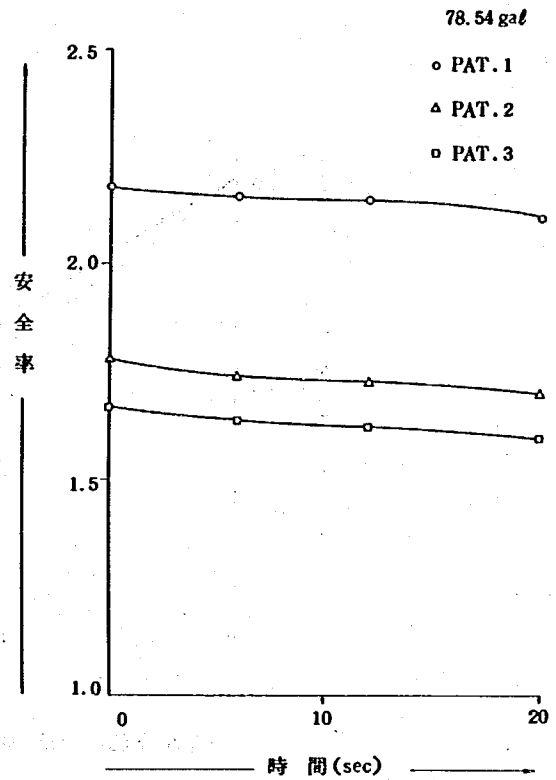


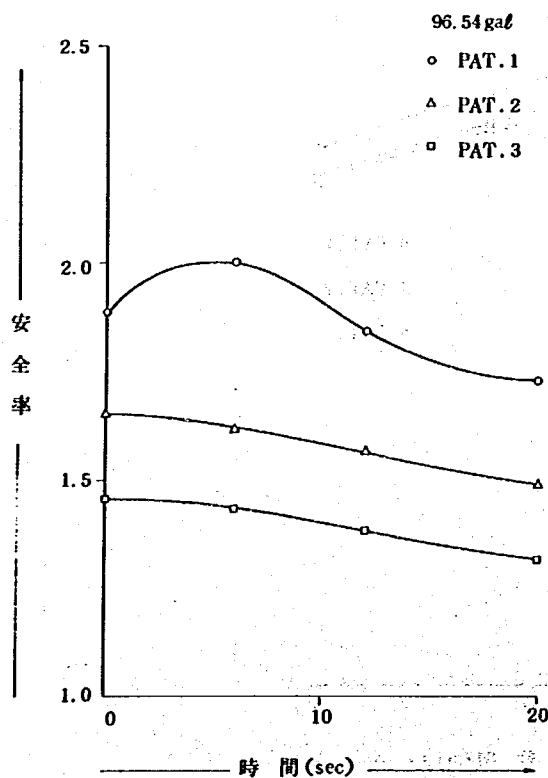
圖 5.2(4) 安定計算結果 Case 4



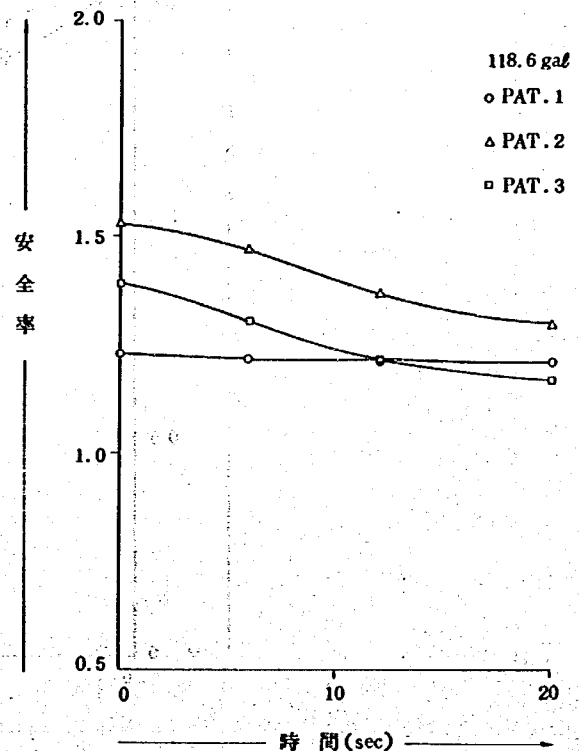
図一 5. 2 (5) 安定計算結果 Case 5



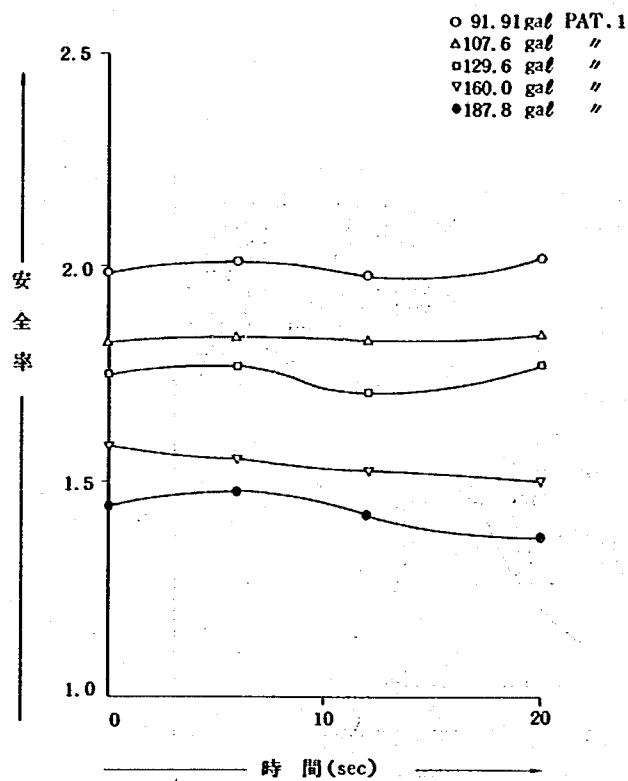
図一 5. 2 (6) 安定計算結果



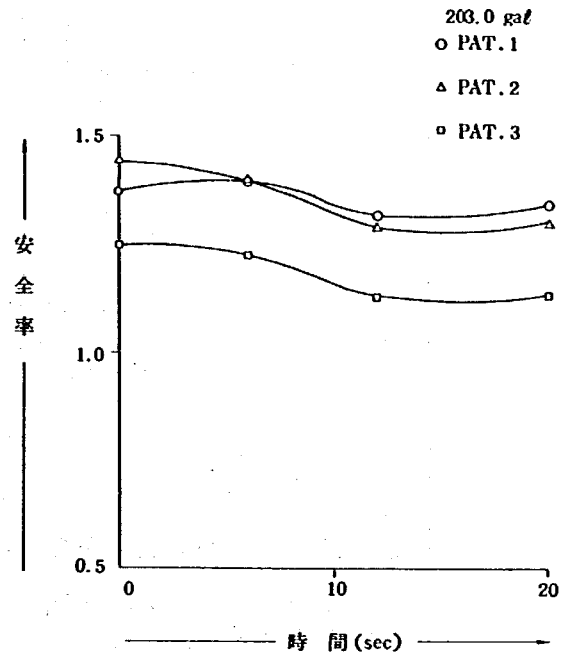
図一 5. 2 (7) 安定計算結果



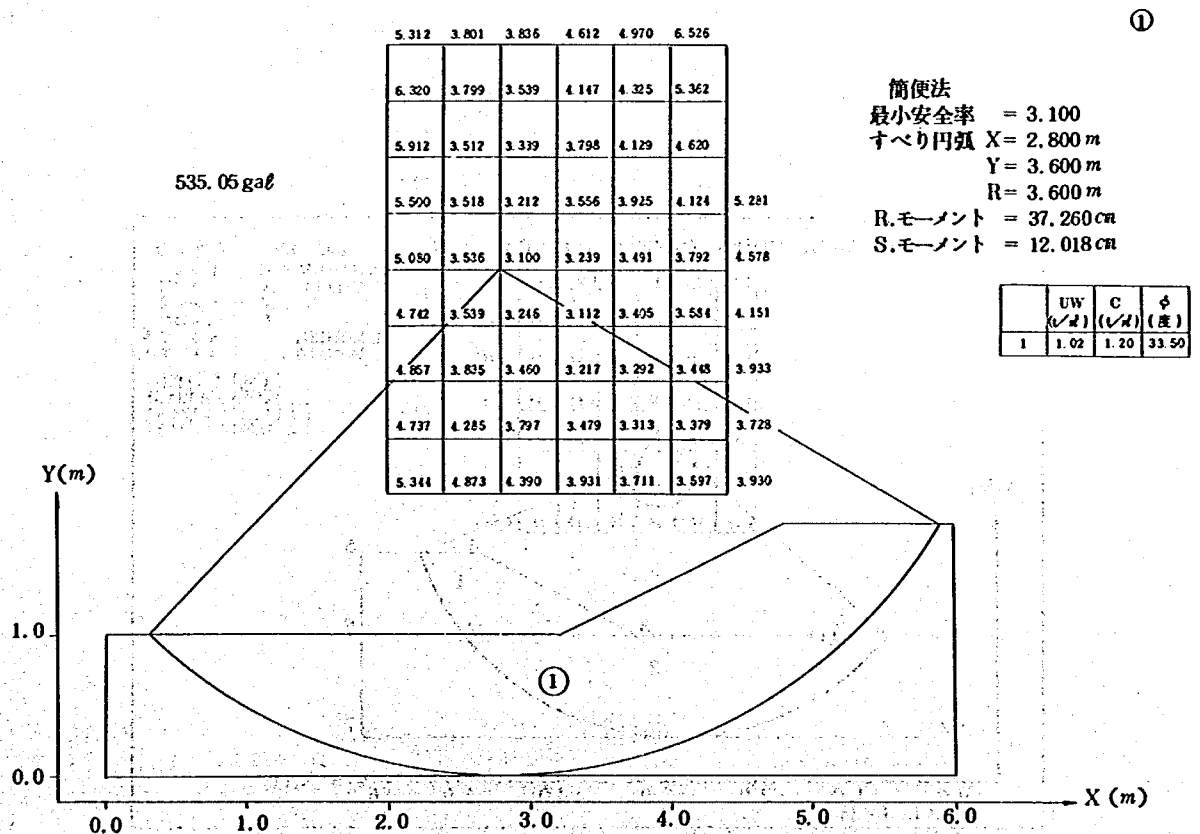
図一 5. 2 (8) 安定計算結果



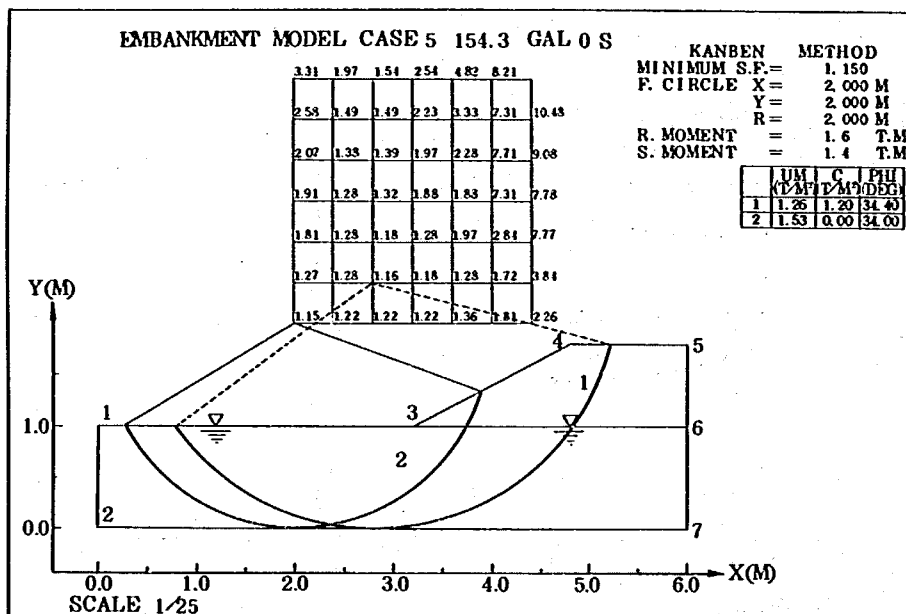
図一 5. 2 (9) 安定計算結果 Case 7



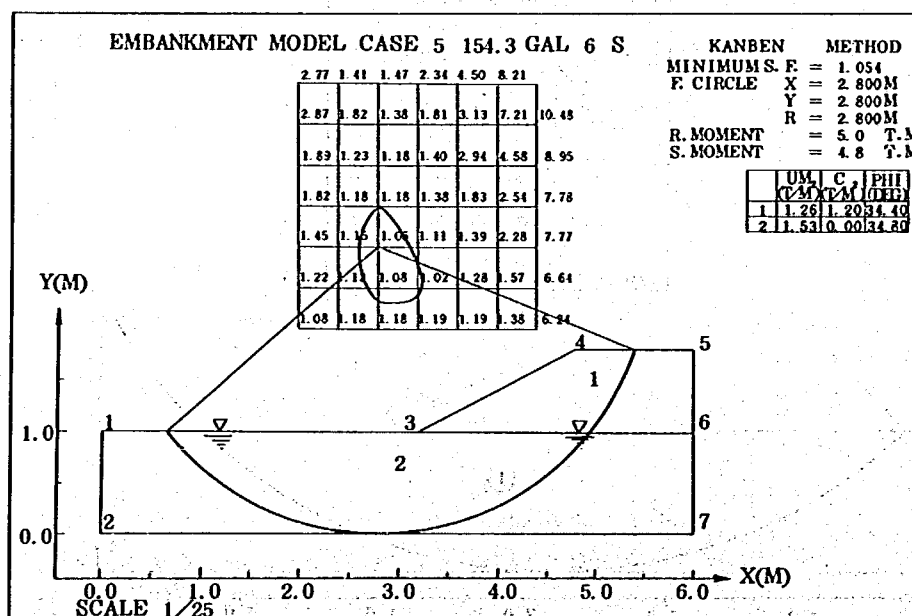
図一 5. 2 (10) 安定計算結果 Case 7



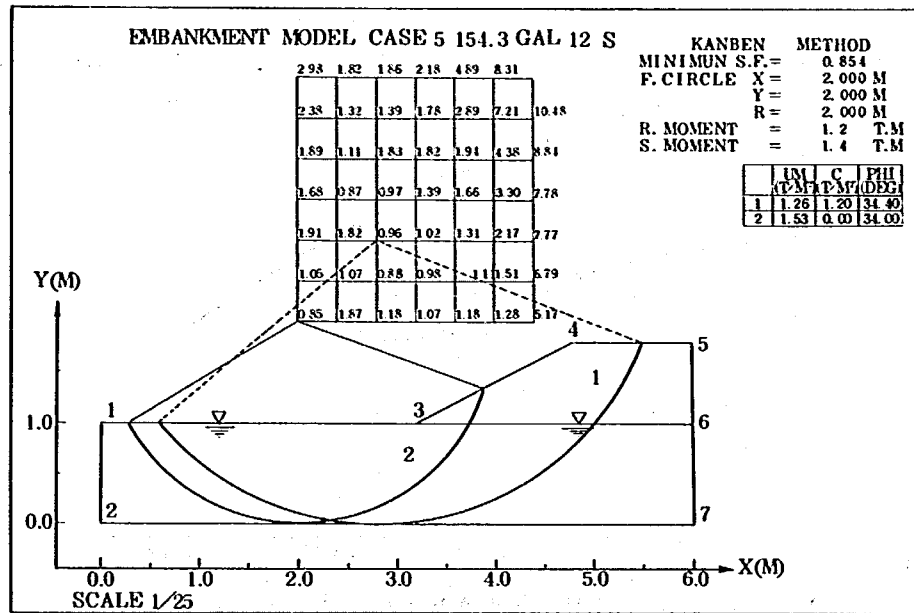
図一 5. 3 Case 1 535.05gal



图— 5.3 (2)



图— 5.3 (3)



图— 5. 3 (4)

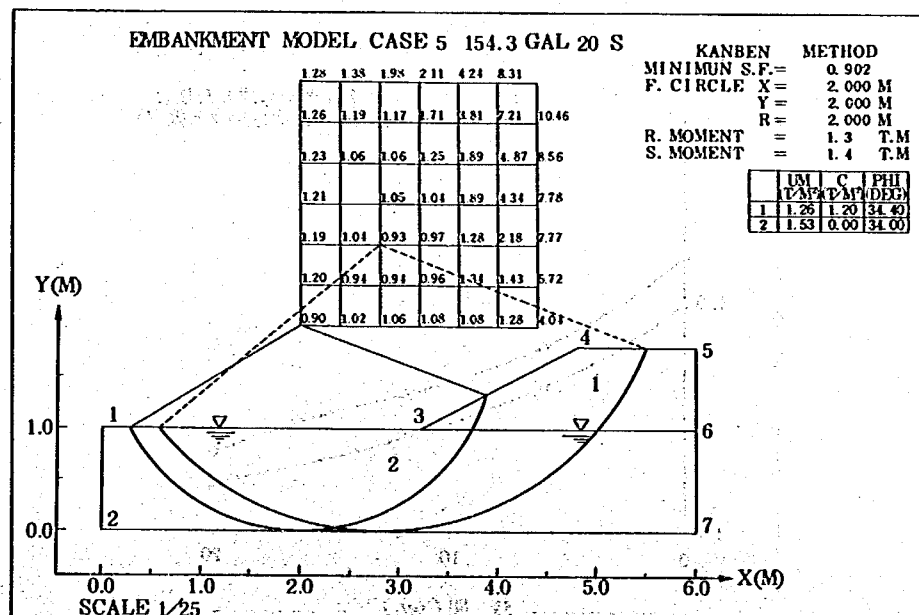
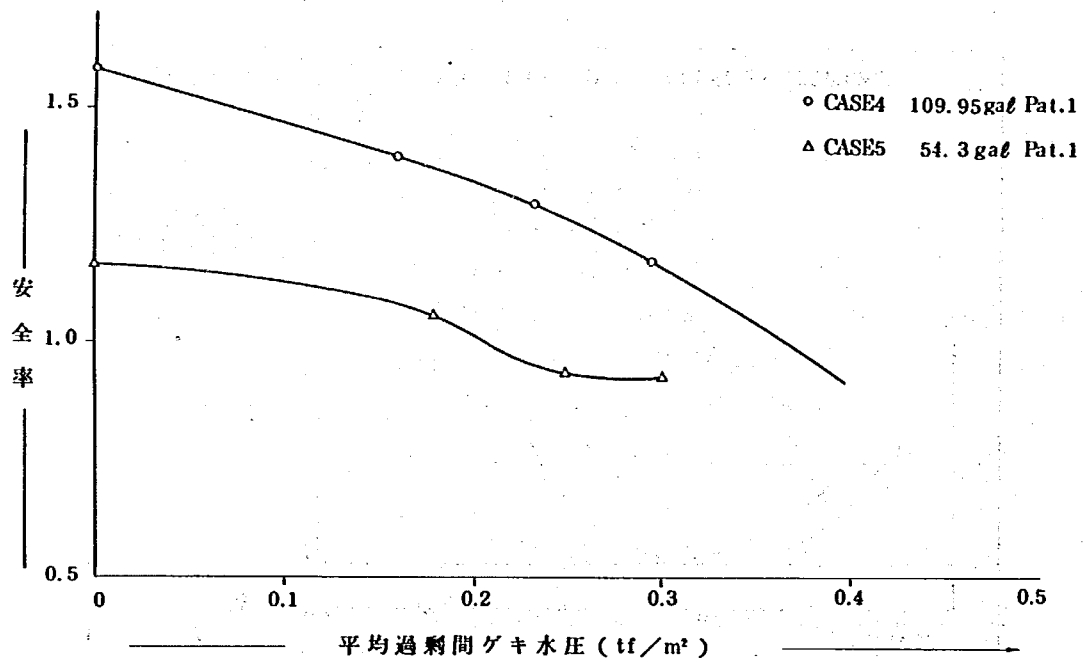
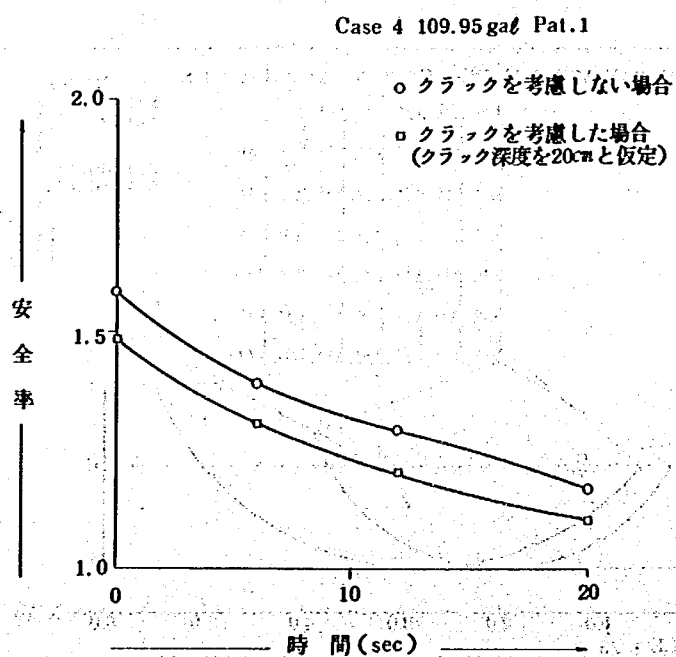


图 5.3 (5)

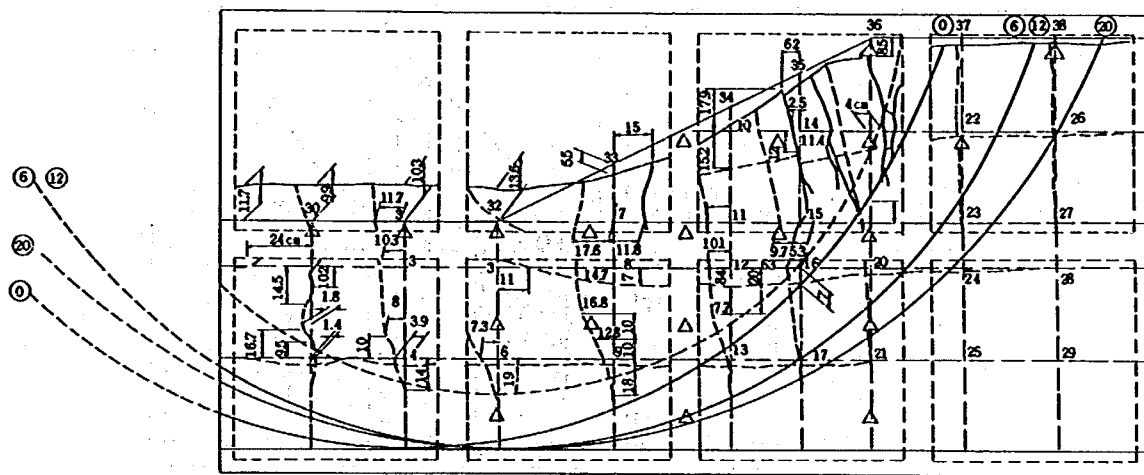


図一5.4 安定計算結果



図一5.5 安定計算結果

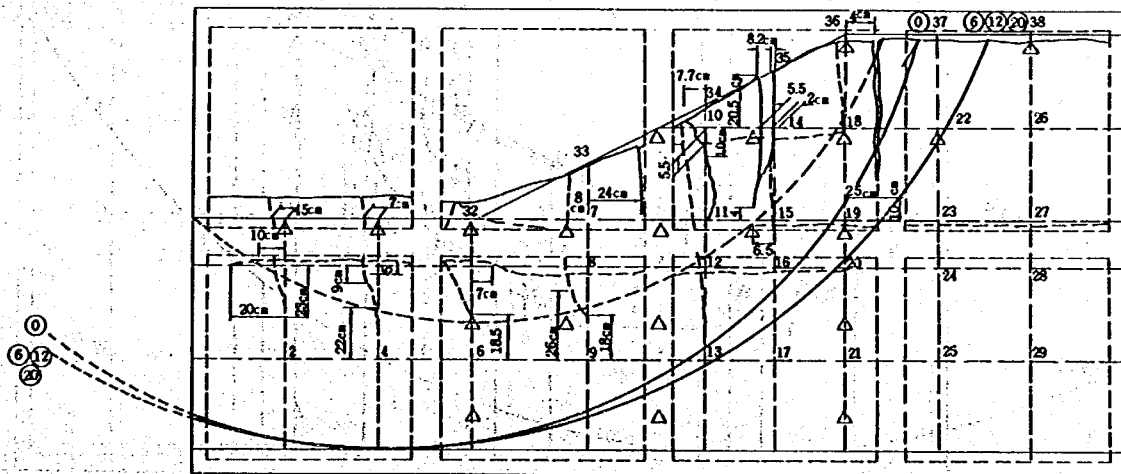
実験 — 4
(破壊実験 80 gal 5 Hz)
20 sec



(備考)○内は経過時間		FS	メッシュ移動量に対応したスベリ面の安全性	MR	MS	FS	
0sec	1.587			0 sec	2.715	1.341	2.025
6sec	1.396			6 sec	2.384	1.306	1.825
12sec	1.294		X=3.2 m Y=2.0 m	12 sec	2.304	1.306	1.764
20sec	1.171		R=1.782 m	20 sec	2.171	1.306	1.662

図一 5. 6 (1) 破壊スケッチとスベリ面

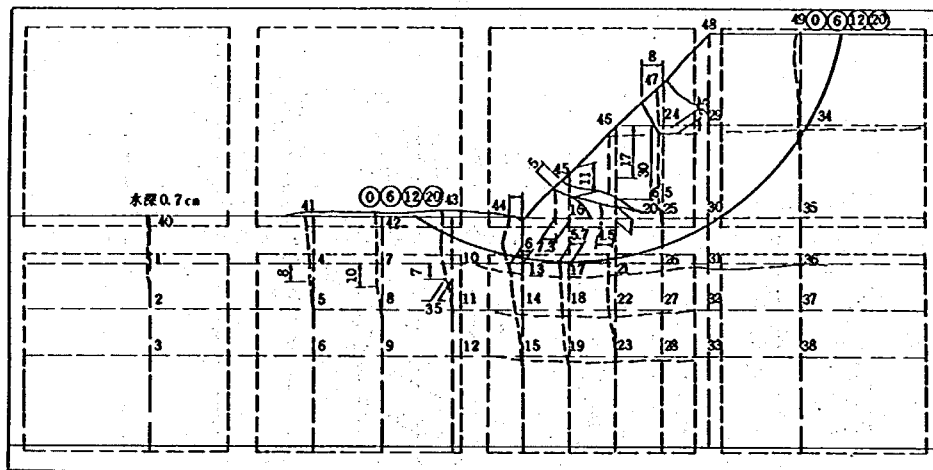
実験 — 5
(破壊実験 150 gal 5 Hz 20 sec)



		FS	メッシュ移動量に対応したスベリ面の安全性		MR	MS	FS
(備考) ○内は経過時間	0 sec	1.164	X=3.2 m Y=2.4 m R=1.845 m	0 sec	3.066	1.437	2.135
	6 sec	1.054		6 sec	2.723	1.403	1.941
	12 sec	0.932		12 sec	2.609	1.403	1.859
	20 sec	0.929		20 sec	2.462	1.403	1.754

図一 5.6 (2) 破壊スケッチとスベリ面

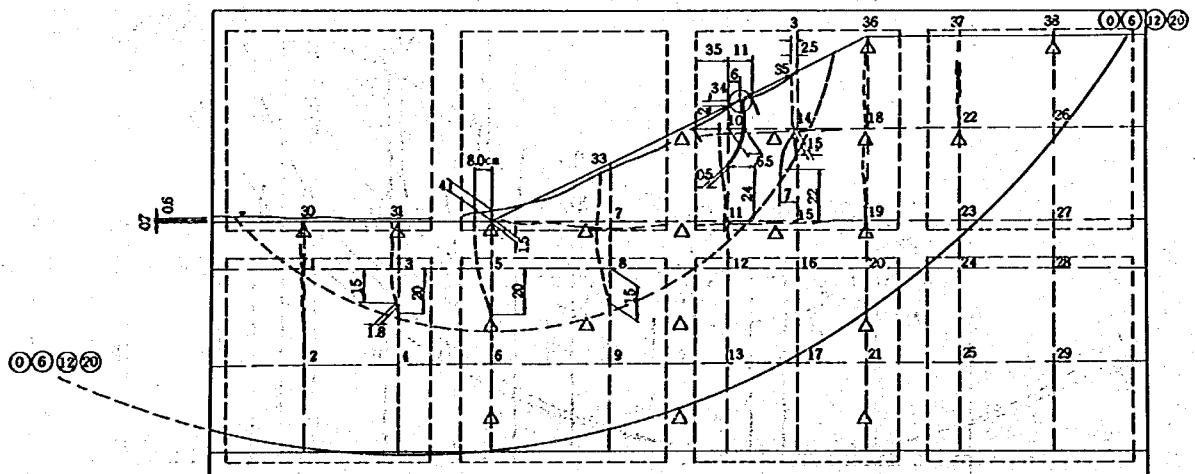
実験 — 6
125 gal
(破壊実験 5 Hz)
20 sec



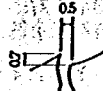
○内は経過時間	安全率
0 sec	1.228
6 sec	1.217
12 sec	1.214
20 sec	1.209

図— 5. 6 (3) 破壊スケッチとスベリ面

実験 — 7
200 gal
(破壊実験 5 Hz)
20 sec



(備考) 詳細



○内は経過時間	FS ノッシュ移動量	MR	MS	FS
0 sec	1.376	0 sec	2.472	1.124
6 sec	1.400	6 sec	2.412	0.828
12 sec	1.317	12 sec	2.314	0.828
20 sec	1.345	20 sec	2.115	0.828

図— 5. 6 (4) 破壊スケッチとスベリ面

6. 動的応答解析

6-1 解析内容

模型堤防の動的応答特性を解析的に検討するために、実験1および実験5に対応するモデルについて動的解析を行った。計算は実験1, 5のモデルに対してそれぞれ20 galと100 gal, 100 galの加振における共振解析, および実験5のモデルに対して5 Hz, 200 galの加振による計算を行った。

6-2 解析方法

計算は有限要素法による非線型動的応答解析プログラムSADAPを用いて行った。ただし、繰返しせん断による間隙水圧の発生は考慮していない。

6-3 解析条件

解析に用いたモデルは図6.1に示すように159節点, 197要素の有限要素モデルである。また、境界条件としては基盤部を固定とし、側面を水平方向のみ自由とした。

また、モデルに用いた入力定数は単位体積質量、せん断剛性などがあるが、単位体積質量については対応する実験ケースの実測値を用い、せん断剛性は共振ねじり試験より得られる初期せん断剛性 G_0 , および三軸圧縮試験より得られる強度定数 (C, ϕ) を用いて得られるHardin-Drnevichモデルにより決定した。また、入力波形としてはすべて正弦波を採用した。

6-4 解析結果

図6.2に静的な条件での主応力分布図を示す。この図によれば法尻付近ほど主応力方向が傾き、したがって水平方向初期せん断応力が働いていることがわかる。

図6.3に共振解析の結果を縦軸に加速度応答倍率、横軸に周波数をとって示す。

このうち、図-6.3(1)~(4)で不飽和地盤と飽和地盤の場合を比較すると、飽和地盤の方が共振周波数が低く、最大応答倍率はやや大きくなっている。これは主として地盤剛性の差によるものと思われる。また、図-6.3(1), (2)と(5), (6)を比較すると、同じモデルでも入力加速度の方が共振周波数は低く、また最大応答倍率も小さくなっている。これは材料非線型によるものと考えられる。

つぎに、共振実験結果と計算結果を不飽和地盤のモデルについて比較してみたのが図-6.4である。この図によると計算値の方が共振振動数は低く、最大応答倍率は高い。これは主として、計算に用いた剛性および非線型性がやや小さめであったこと、あるいは側壁拘束の有無などに起因しているものと考えられる。

加速度応答倍率を実験結果と計算結果で比較した図を図-6.5に示す。この図によると深さ

方向の応答分布は定量的には異なるが、傾向はほぼ似通っている。一方、水平方向分布についてみると、法先地盤部と堤体下部では傾向が逆になっている。これはおそらく土槽壁の拘束の有無が影響しているものと考えられる。

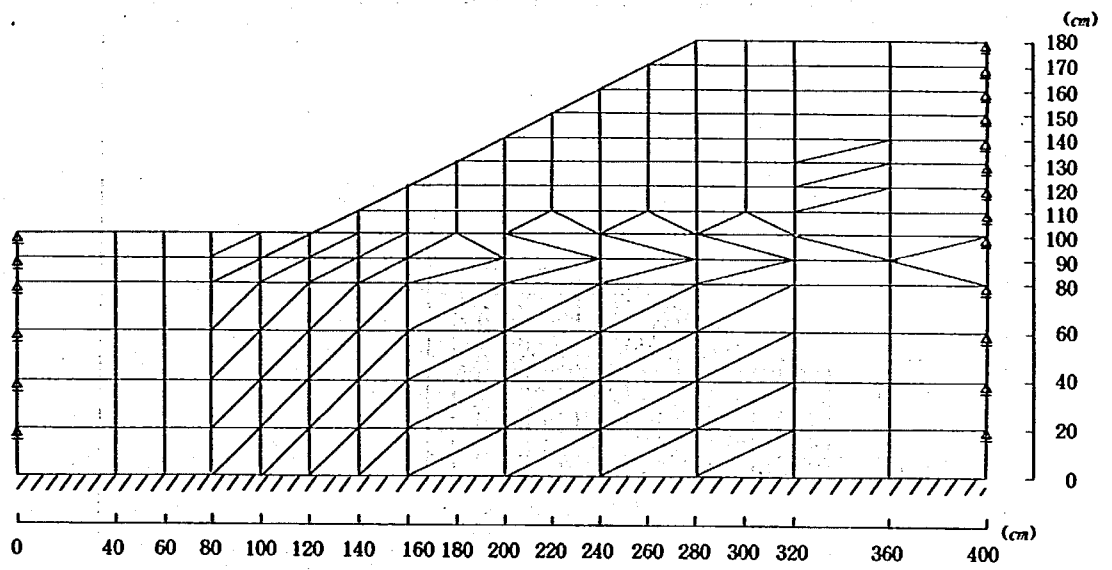
最後に、実験モデル 5 について、200 gal, 5 Hz で加振した場合の応力分布の解析結果を以下に述べる。ただし、この解析においては繰返しせん断による間隙水圧の上昇は考慮されていない。

図-6.6 (1)は静的な場合の水平方向せん断応力分布を示したものであり、これより初期せん断応力は法尻よりいくぶん内部の直下部付近が最も大きいことがわかる。また、図-6.6 (2)は加振による動的最大せん断応力分布を示したものであり、これより動的せん断応力は下部ほど大きく、また地表部では法尻部が特に大きく発生していることがわかる。

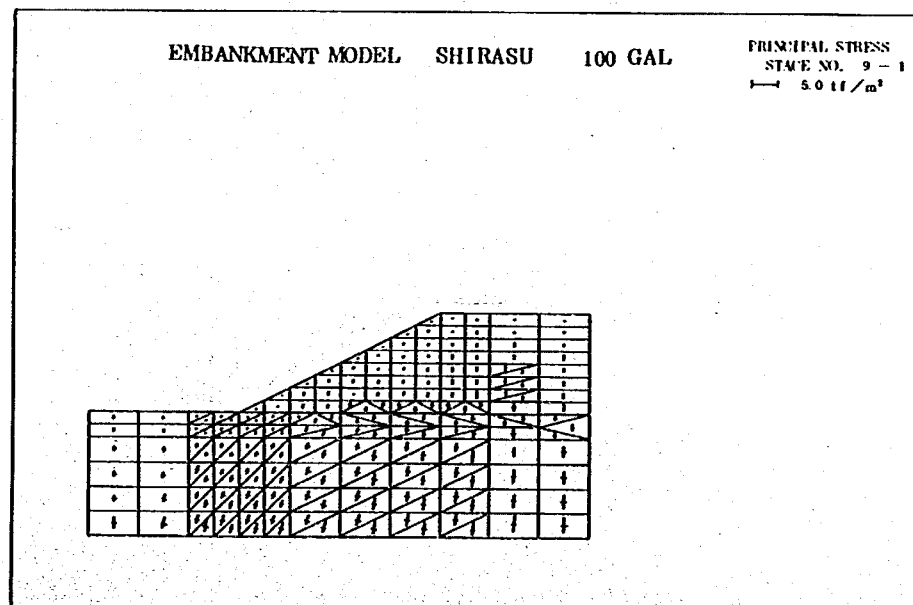
また、これらを液状化との関連で見るために、それぞれ初期鉛直方向有効拘束圧との比で示したのが図-6.6 (3), (4)である。これらの図より、初期せん断応力比は法面および法先地盤表面部分で大きく、また、動的最大せん断応力比は法面部および法尻部で特に大きな値を示していることがわかる。

したがって、飽和地盤についてみると、せん断応力比は一般に上部ほど大きく、また特に法尻部でその傾向が顕著であることから、液状化は法尻下部が最も液状化しやすく、次いで法先地盤表面部から下部に進行していくものと考えられ、実験結果と一致した結果を得ることができる。

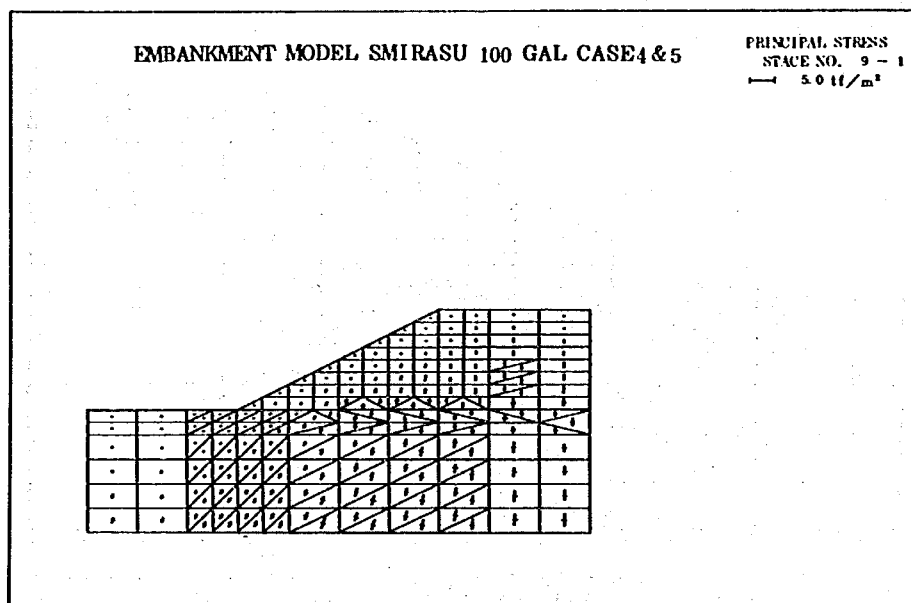
なお、これについては今後過剰間隙水圧の上昇・消散を考慮した動的応答解析を行い、より詳細な解析的検討を行っていくことが望ましいと考えられる。



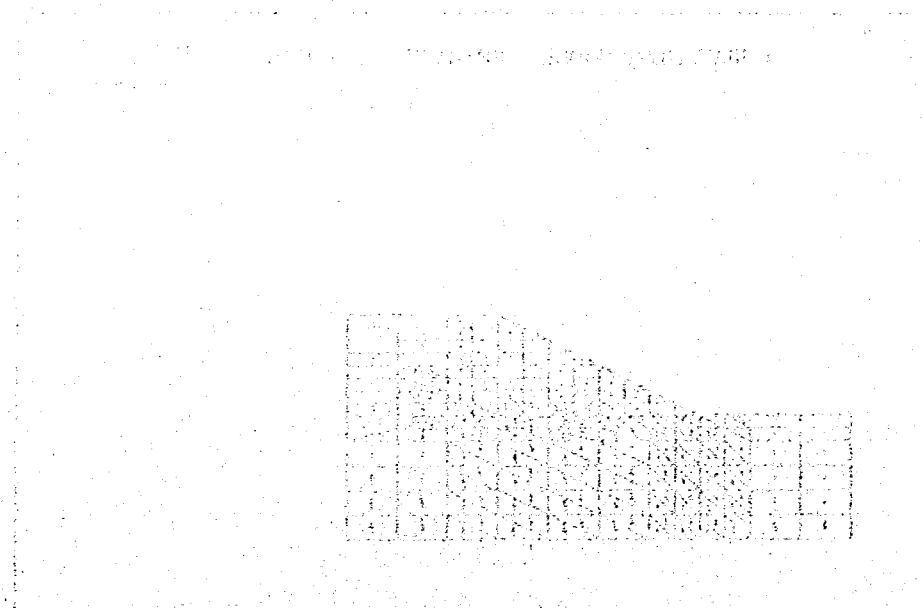
圖— 6. 1



圖— 6. 2 (1) 不飽和地盤靜的解析結果



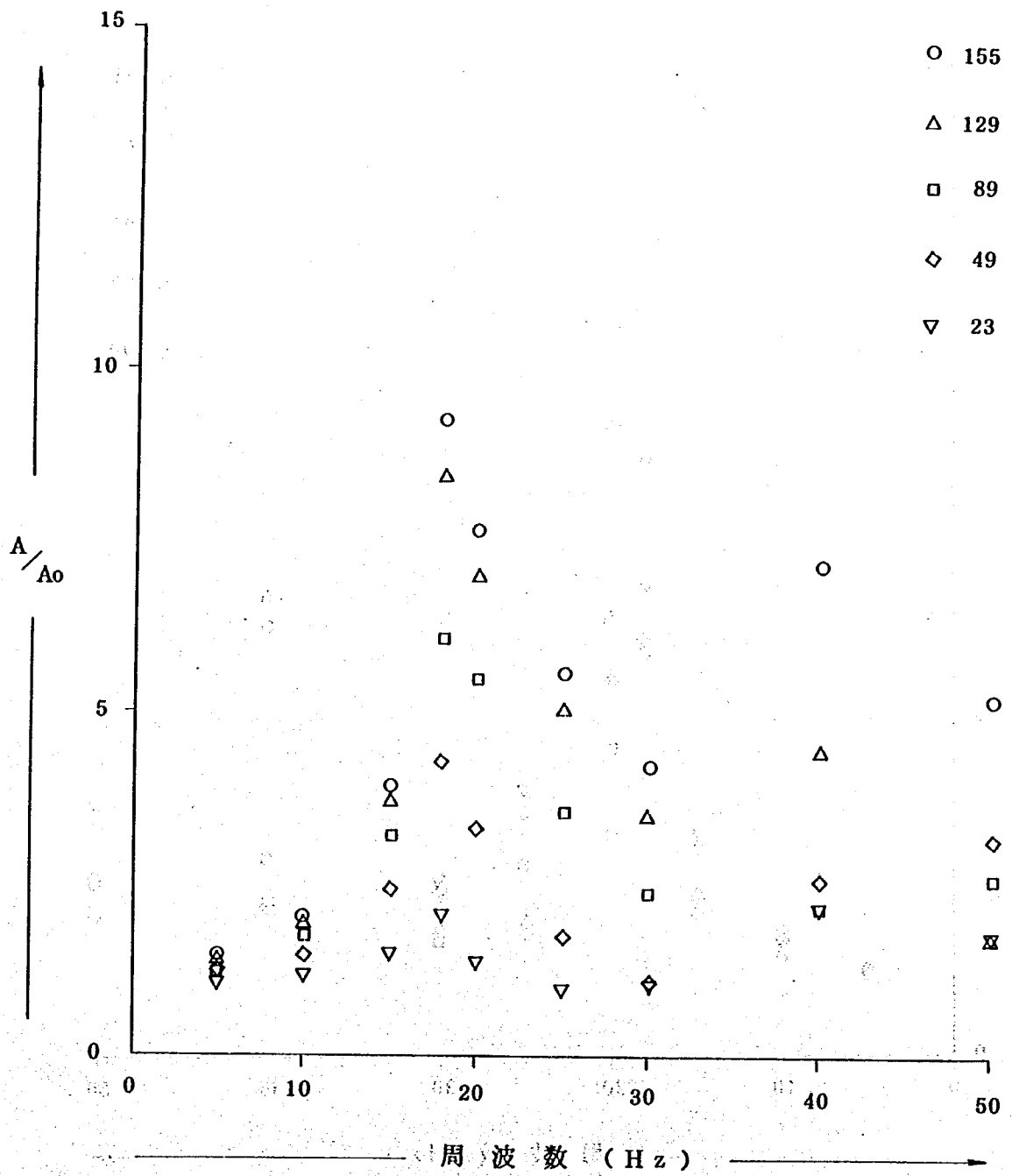
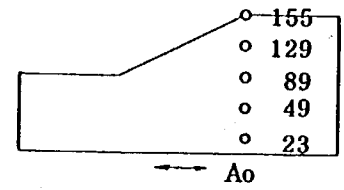
圖一 6. 2 (2) 飽和地盤靜的解析結果



圖一 6. 2 (2) 飽和地盤靜的解析結果

不飽和地盤

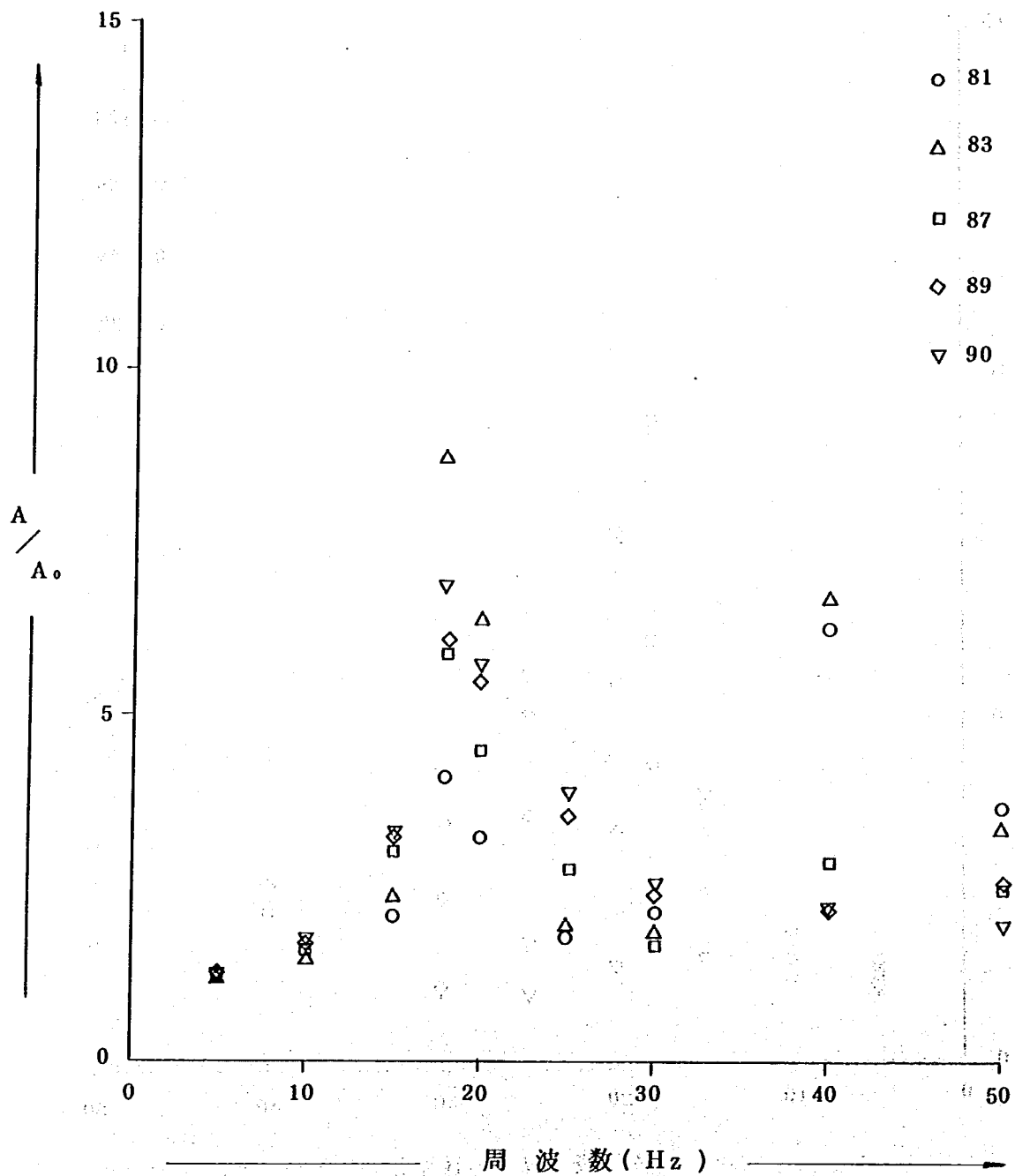
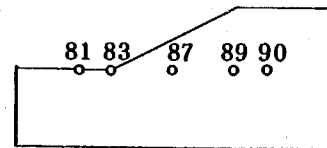
$A_0 = 100 \text{ gal}$



図一 6.3(1) SADAP による共振解析

不 飽 和 地 盤

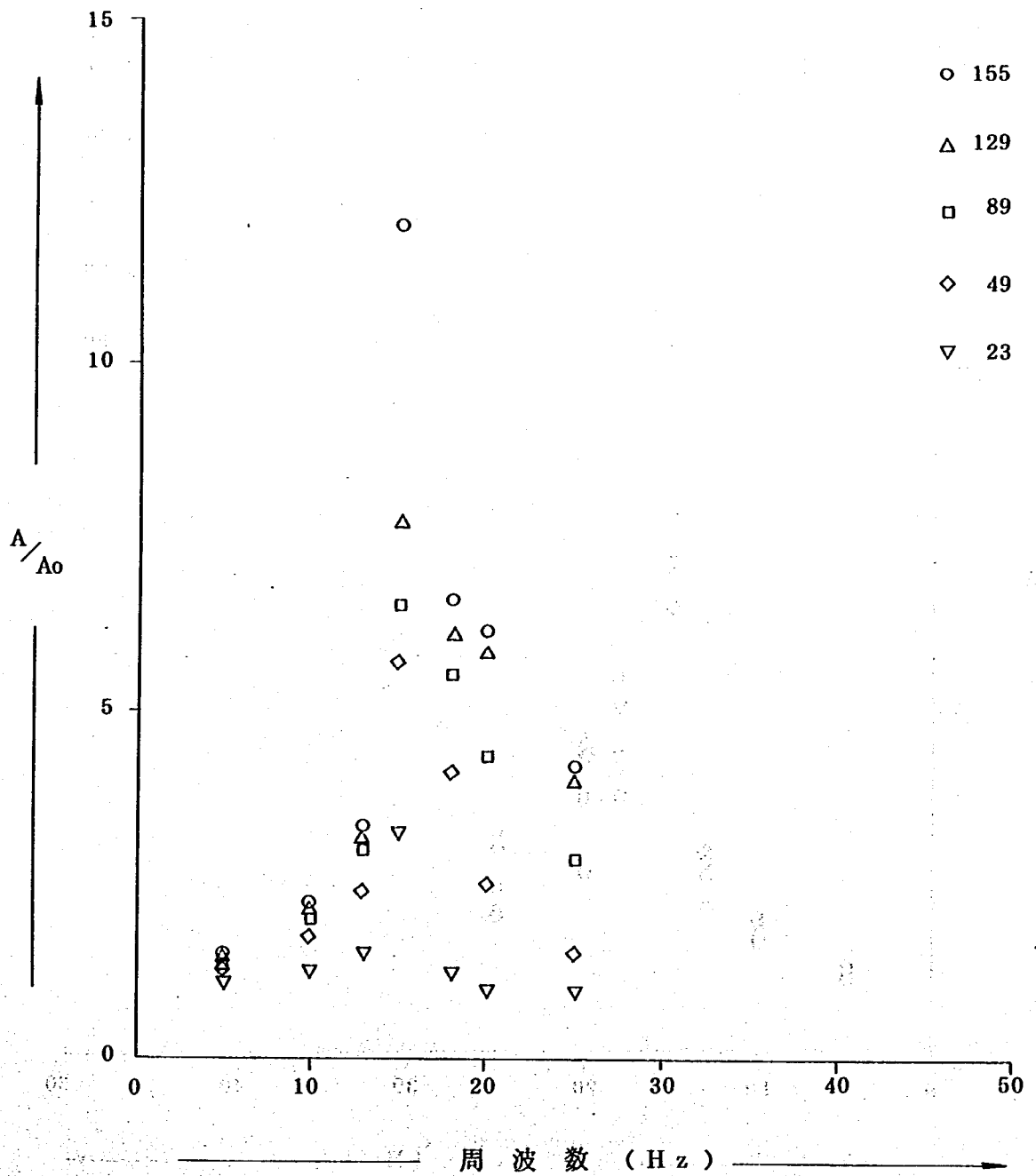
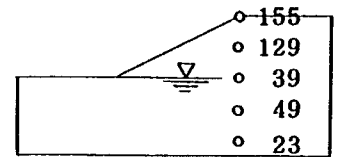
$A_0 = 100 \text{ gal}$



図一 6. 3 (2) SADAP による共振解析

飽 和 地 盤

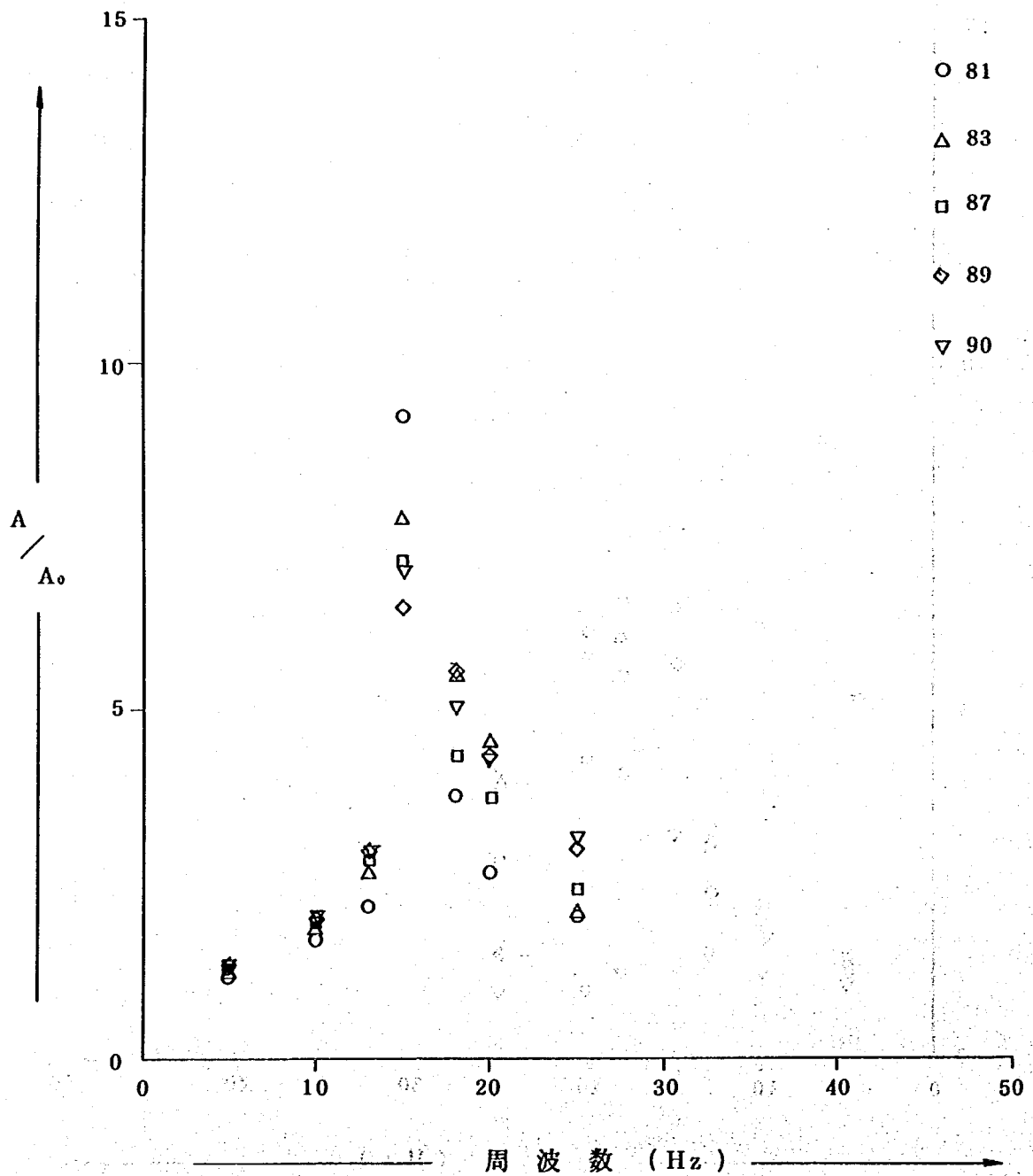
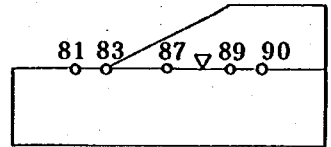
$A_0 = 100 \text{ gal}$



図一 6.3(3) SADAP による共振解析

飽、和、地、盤

$A_0 = 100 \text{ gal}$



図一 6.3 (4) SADAP による共振解析

不飽和地盤

$A_0 = 20 \text{ gal}$

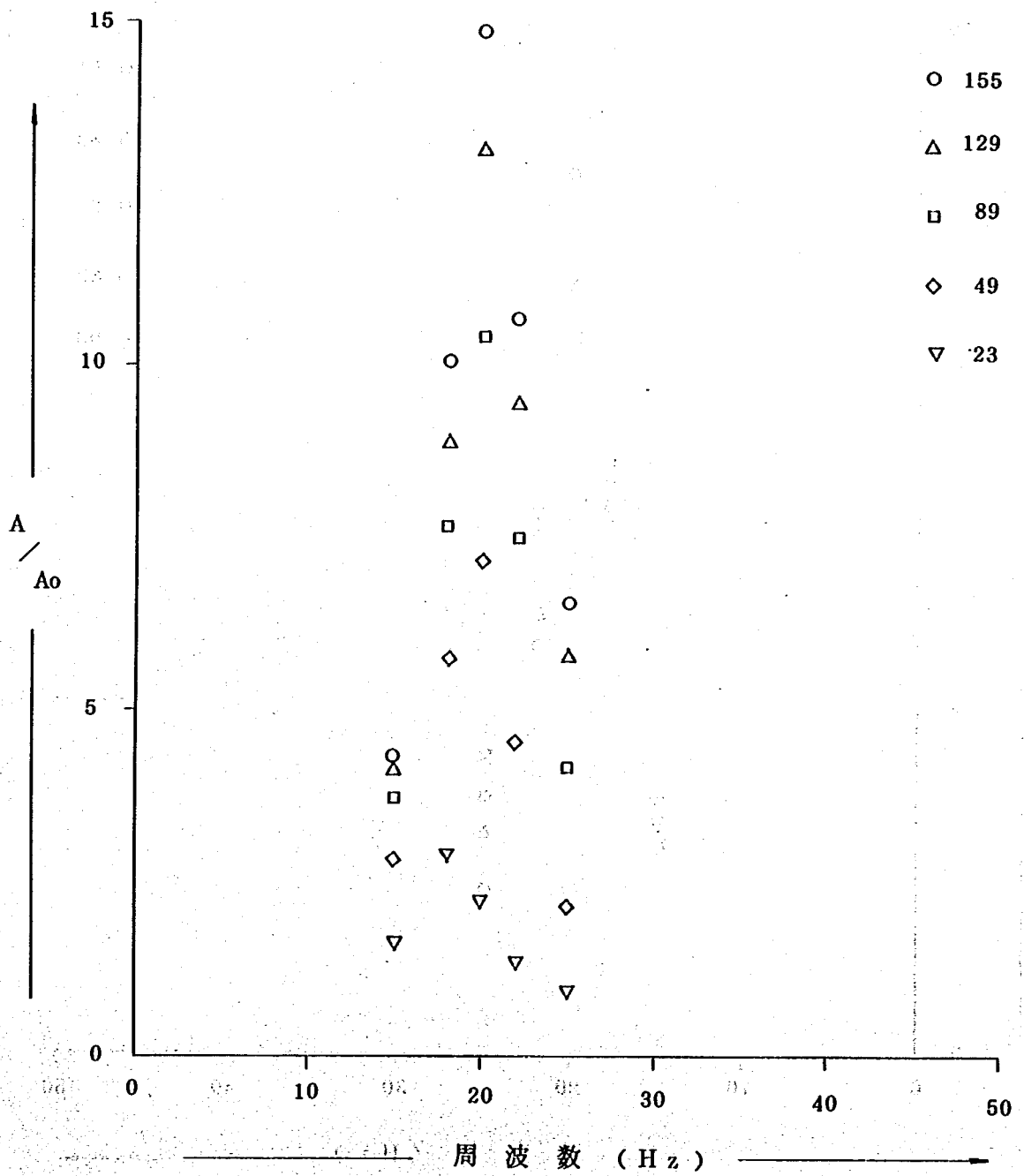
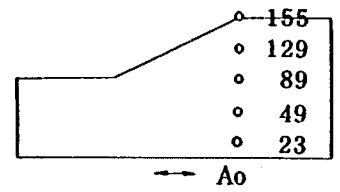
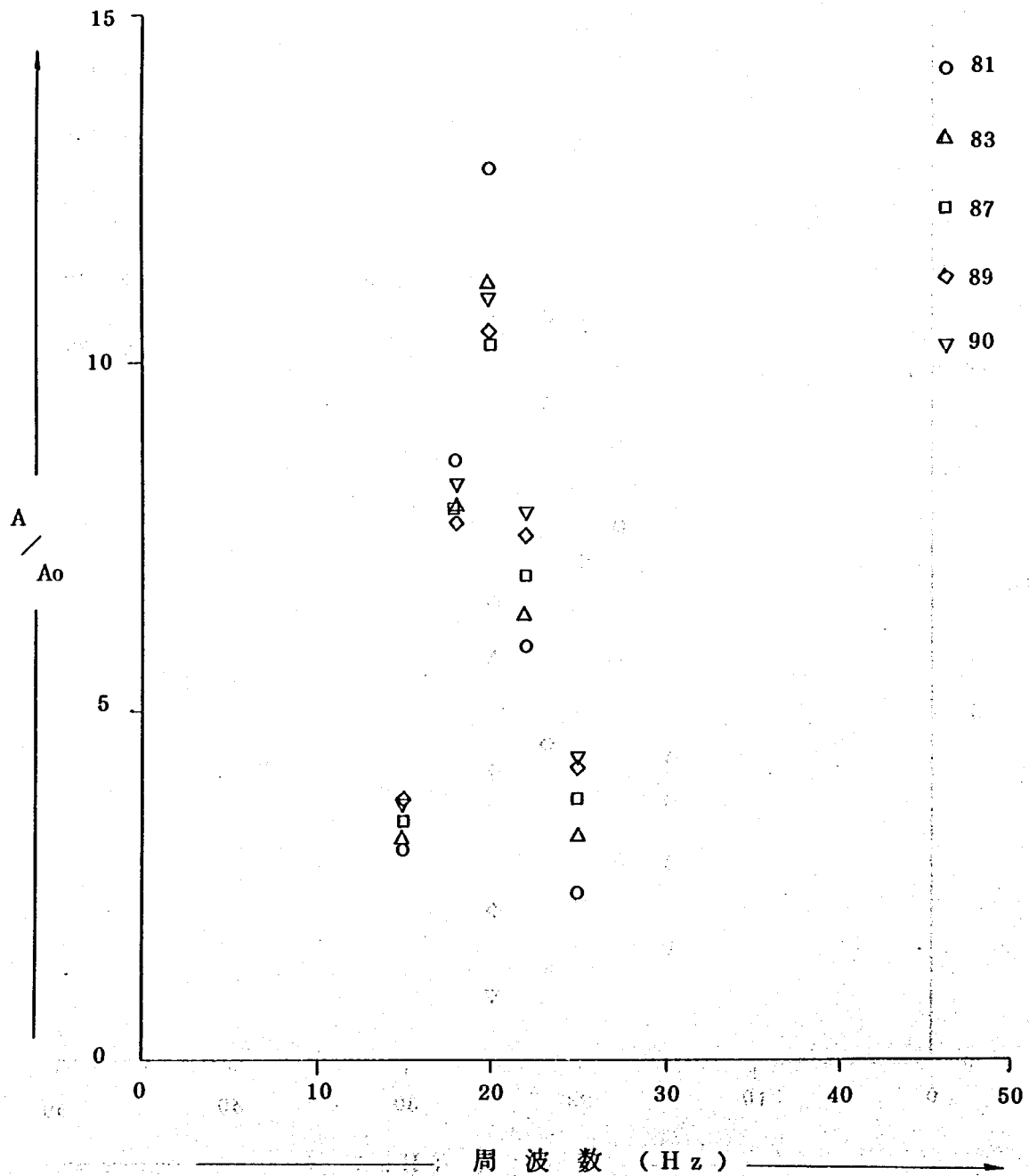
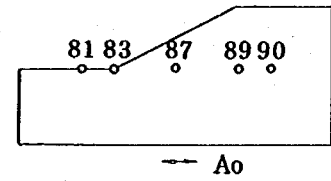


図-6.3(5) SADAPによる共振解析

不飽和地盤

$A_0 = 20 \text{ gal}$



図一 6.3 (6) SADAP による共振解析

不飽和地盤

$A_0 = 20 \text{ gal}$

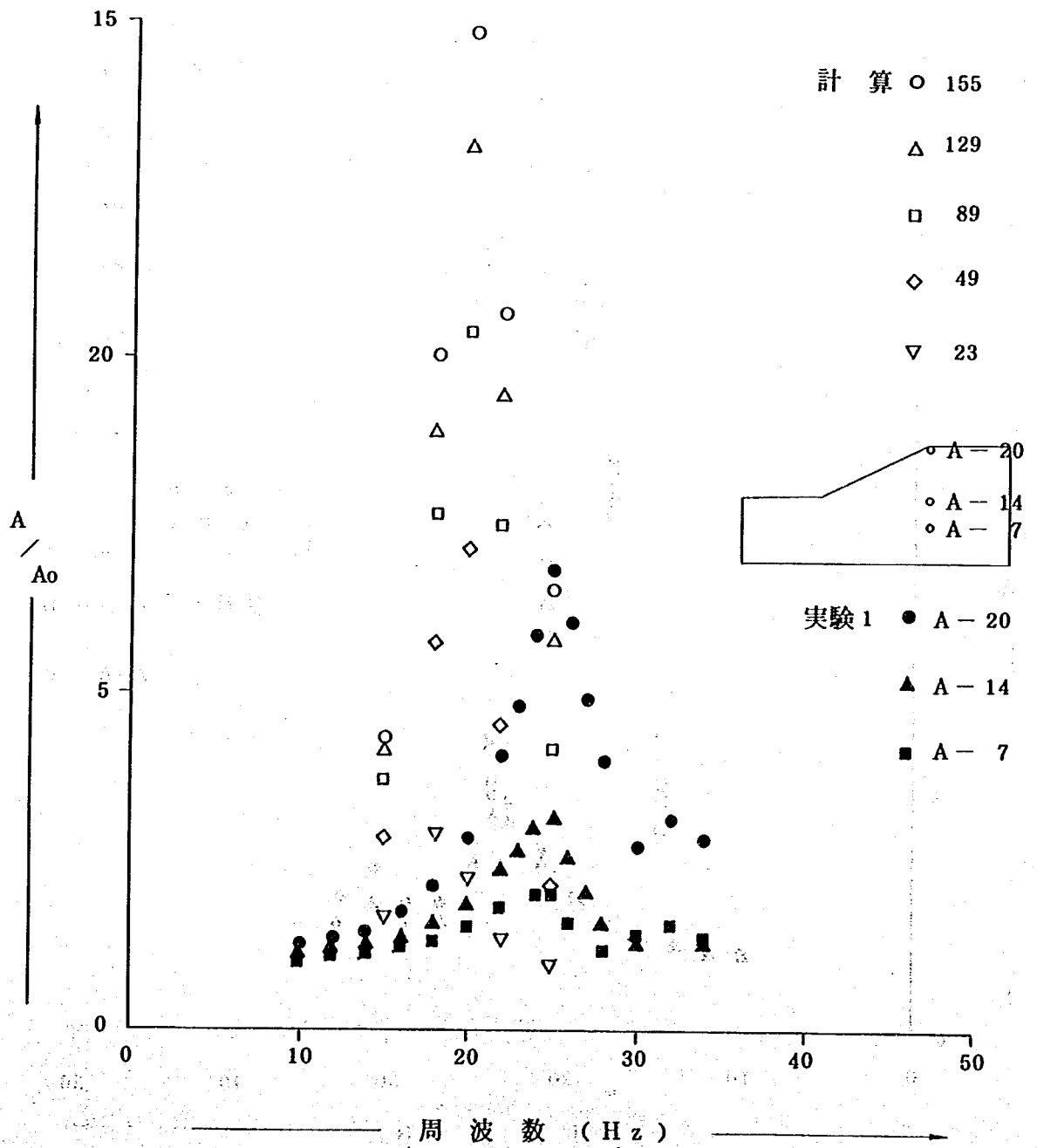
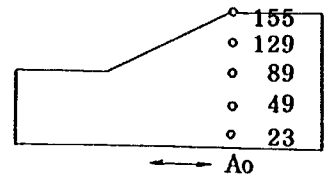
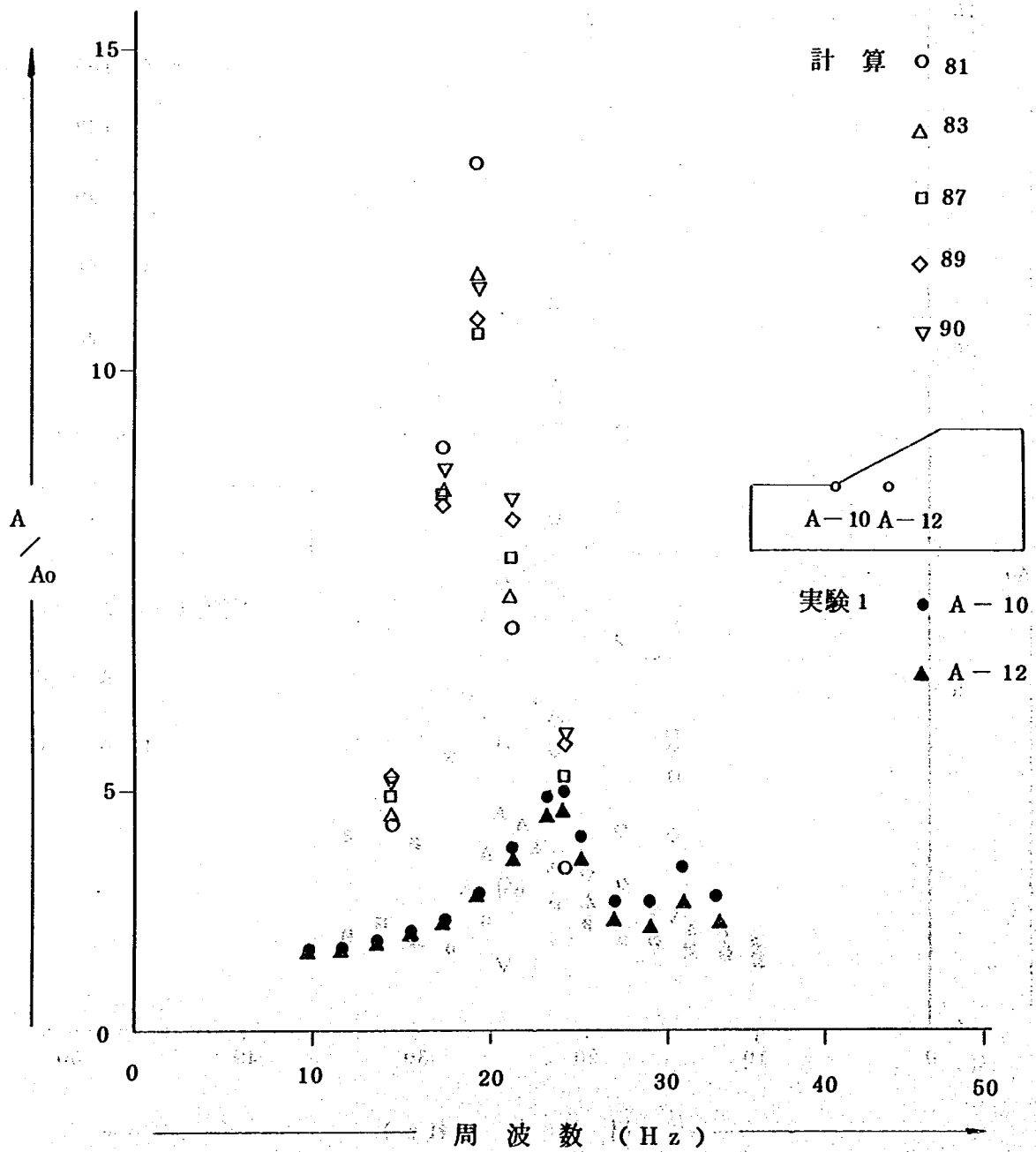
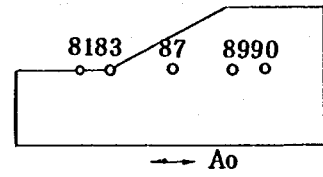


図-6.4(1) SADAPによる共振解析と共振実験の比較

不飽和地盤

$A_0 = 20 \text{ gal}$



不飽和地盤

100 gal 5 Hz

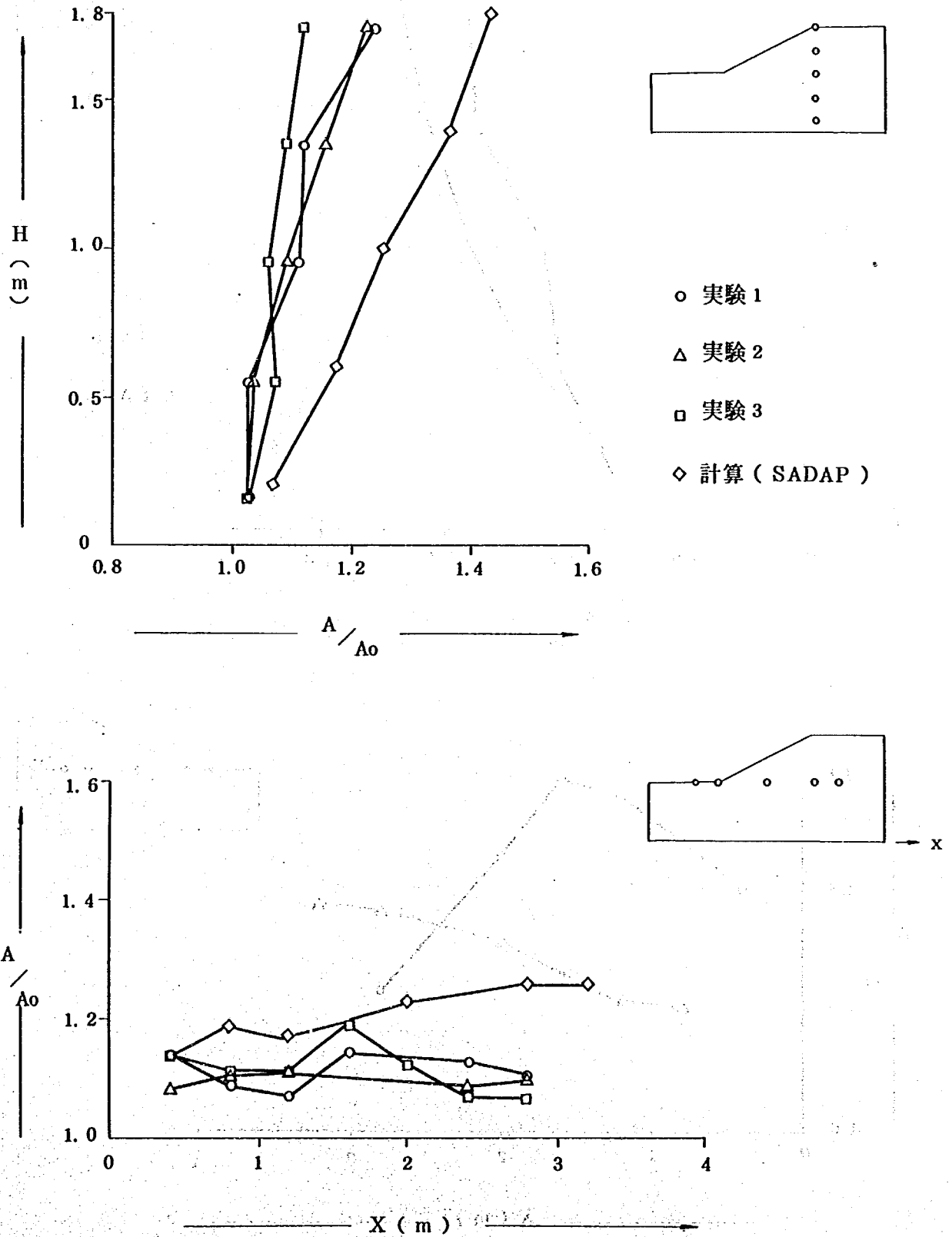
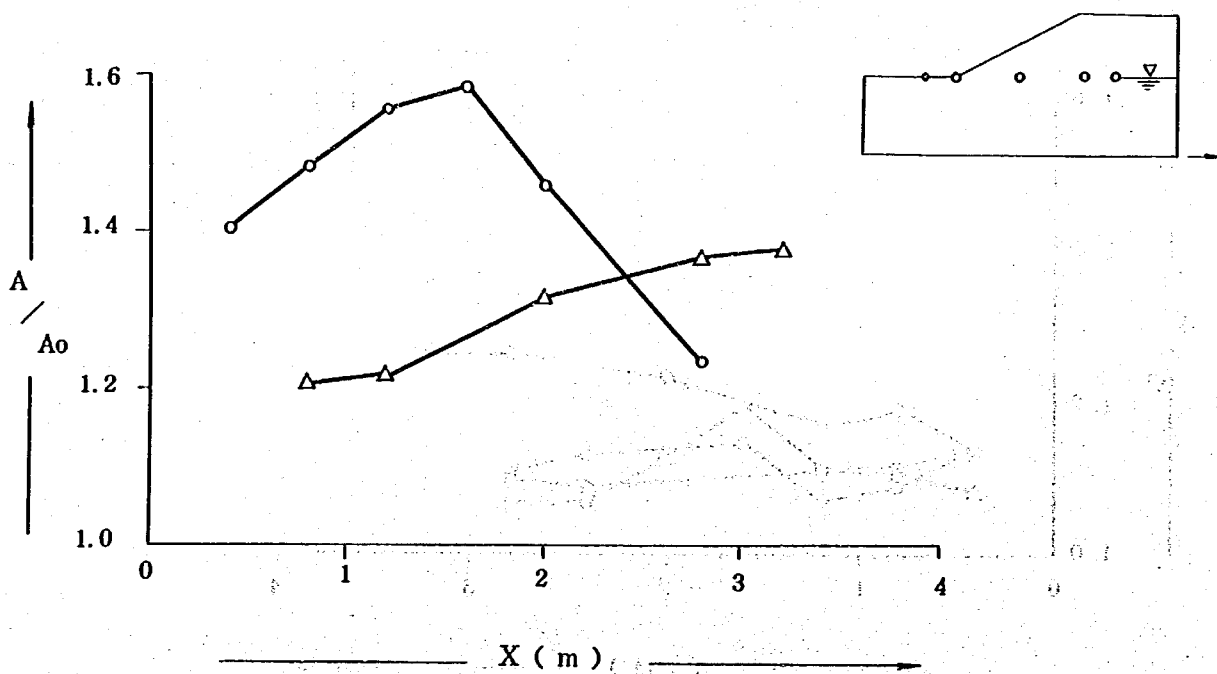
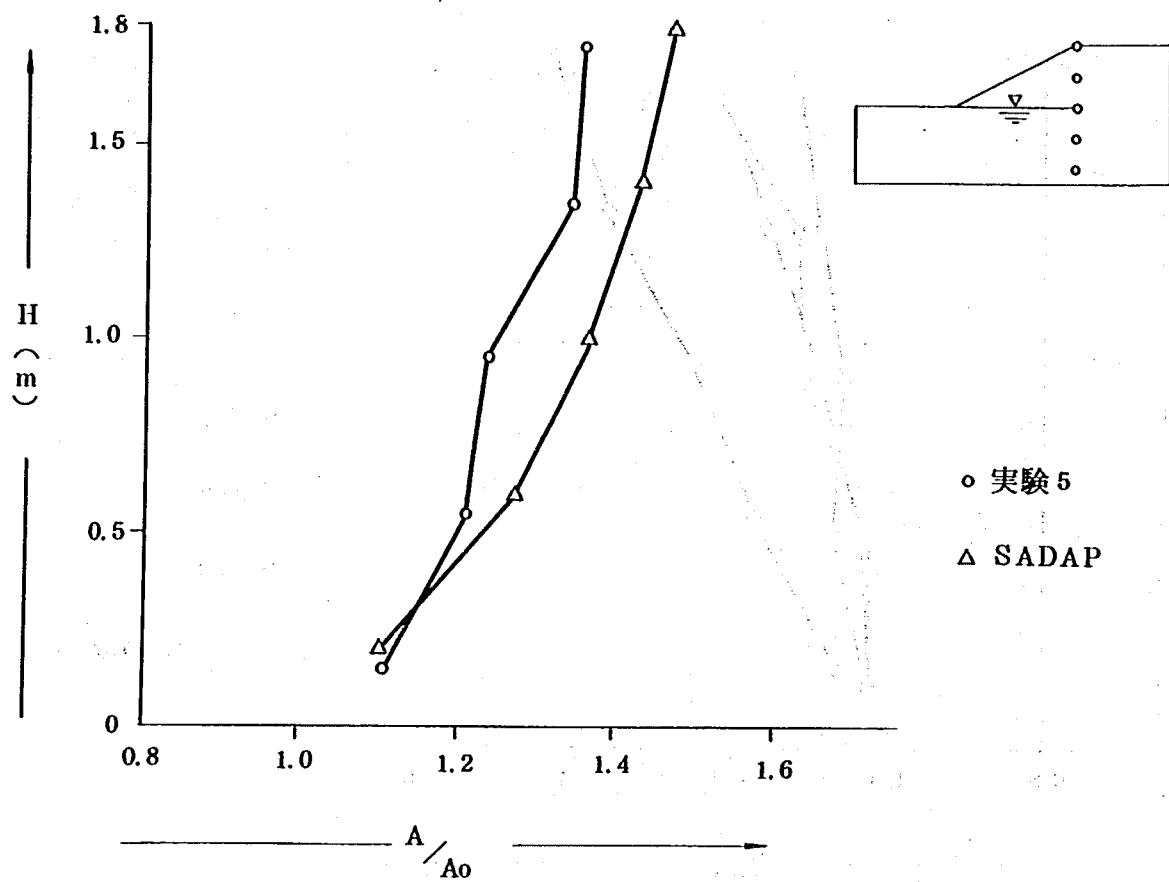


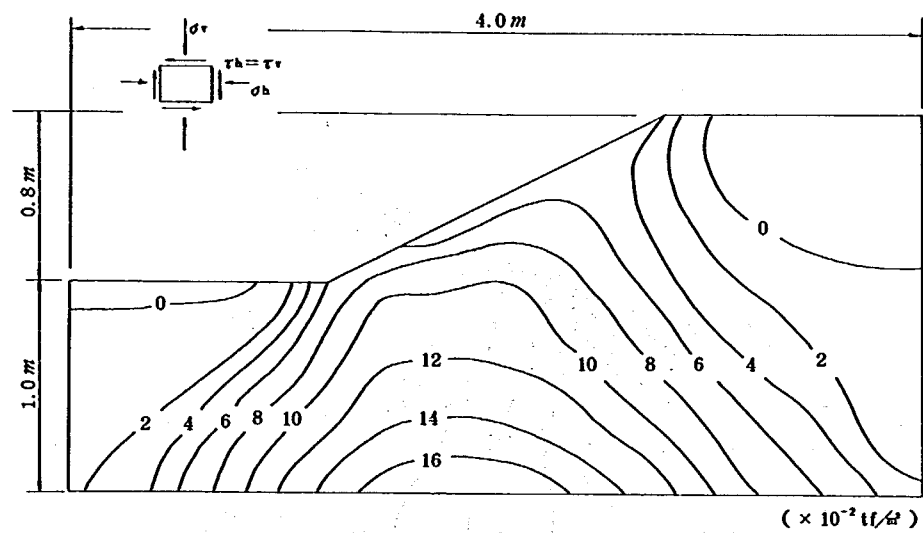
図-6.5(1) SADAPによる応答倍率と実測応答倍率の比較

飽和地盤

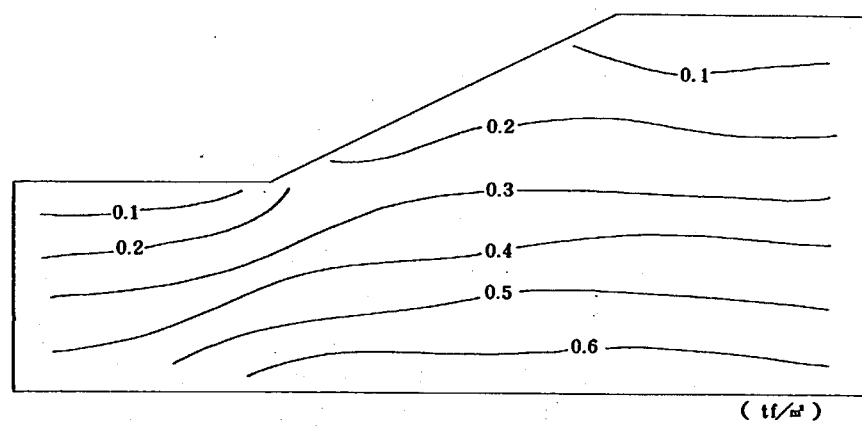
100 gal 5Hz



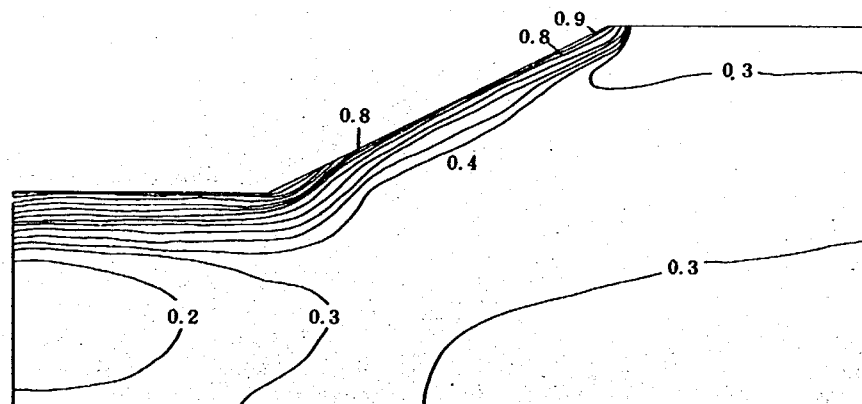
図一 6. 5 (2) SADAP による応答倍率と実測応答倍率の比較



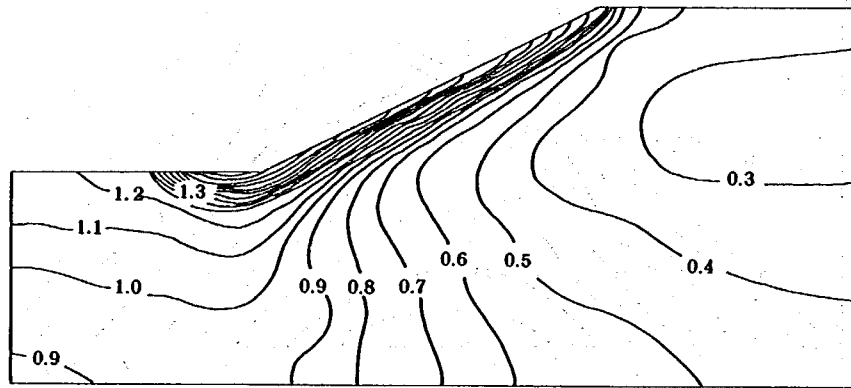
図一 6. 6 (1) 初期せん断応力 (τ_{ho}) 分布図 (計算結果)



図一 6. 6 (2) 動的最大せん断応力 ($\tau_{hd \max}$) 分布図 (計算結果)



図一 6. 6 (3) 初期せん断応力比 (τ_{ho} / σ'_{vo}) 分布図



圖一 6. 6 (4) 動的最大せん断応力比 (τ_{hd}/σ'_{vo}) 分布図

7. ま と め

シラス堤防の耐震性に関して模型振動実験，室内土質試験，安定解析などを行った結果，概要に述べたような知見が得られた。それらをここに再掲することは避けるが，今後に残された問題点について以下に述べておく。

すなわち，今回行った研究によりシラス堤防の耐震性について定性的な知見を得，また震度法による円弧すべり安定計算法の耐震性評価法としての適用性が示されたが，この方法を耐震設計法として適用するためにはシラス材料の強度特性，シラス堤防の地震応答特性など，設計用データのより詳細な検討を行っていく必要がある。

また同時に，地震による堤防の被害をできるだけ軽減するための有効な耐震補強工法についても上記の成果を踏まえて検討を行う必要があろう。

あ と が き

シラス堤防の耐震性について一連の研究を行い、多くの基礎データを得、これを用いて一応の成果を得た。しかし、本報告書に記述した内容の中にもさらに検討すべき事項が多く残されているのを痛感する。

また、シラスの特殊性に関連して土質試験上の取扱いの難かしさをも知った。

最後に、この一連の研究を行うに当り、九州地方建設局、特に九州技術事務所の関係各位には多くの助力をいただいた。ここに記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 九州地方建設局編 (1975) : シラスに関する主要研究論文集 (第 2 集)
- 2) 佐々木康 (1980) : 河川堤防の地震被害, 土と基礎, Vol. 28, No. 8, pp. 25 ~ 30
- 3) 建設省土木研究所 (1975) : 大型振動台による模型堤防の振動実験, 土木研究所資料, 第 1032 号
- 4) 土質工学会編 (1979) : 土質試験法 — 第 2 回改訂版 —
- 5) 土質工学会編 (1972) : 土質調査法 — 第 1 回改訂版 —
- 6) (社) 日本河川協会 (1976) : 河川土工指針 (案)
- 7) 九州地方建設局 (1978) : シラス地帯の河川・道路土工指針 (案)
- 8) 石原研而 (1976) : 土質動力学の基礎

シラス堤防の耐震性に
関する検討

ISSN

土木研究所資料第1763号
建設省土木研究所
動土質研究室
昭和57年2月 (1982)

キーワード シラス, 堤防, 耐震, 液状化

要旨

シラス堤防の耐震性について, 模型振動実験, 材料試験および安定解析により明らかにしようとしたものである。

郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十円切手
をはって下
さい

茨城県筑波郡

豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

動土質研究室 御中

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1763号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印