

土 木 研 究 所 資 料

シラス堤防の耐震性に関する検討（その2）

昭和58年 3 月

建設省土木研究所
動土質研究室

Copyright © 1983 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。

目 次

まえがき	1
1. 概 要	2
2. 実験目的	5
3. 実験方法	5
3.1 実験ケース	5
3.2 模型の形状	5
3.3 試 料	7
3.4 その他の模型材料	8
3.5 土槽および振動台	10
3.6 模型堤防の作成	12
3.7 共振実験	12
3.8 破壊実験	13
3.9 加振条件	13
3.10 計 測	15
4. 実験結果	22
4.1 品質管理試験結果	22
4.2 共振実験結果	28
4.3 破壊実験結果	37
4.3.1 応答加速度	37
4.3.2 過剰間隙水圧	62
4.3.3 破壊形状	83
4.3.4 天端沈下量	92
4.3.5 矢板の曲げひずみおよびタイロッドの引張力の変化（ケース4）	98
5. 考 察	102
6. ま と め	110
謝 辞	111
参考文献	112

ま え が き

本資料は、南九州地方に広く分布するシラス地帯を流域とする河川の河川堤防について、その耐震性を高めるためのいくつかの補強対策工法の効果について実験を行い、検討した結果を報告するものである。

河川堤防の社会的重要性とこれまでの幾多の地震被災の経験から、耐震的配慮の必要性が認識され、それに呼応して土木研究所はじめいくつかの研究機関により堤防の耐震性に関する研究がここ十数年来実施されてきており、多くの成果を上げてきている。

一方、ここに取り扱うシラス堤防については、その土質材料としての特殊性のため、土構造物としての耐震性について検討した事例は少い。そのため、このようなシラス堤防の耐震性を明らかにすべく、昭和55年度に実験的および解析的に検討を加えた。それに引き続き、耐震補強対策工法について今回実験的検討を行ったので、その結果をここに報告する。

なお、本調査は、九州地方建設局の依頼により実施したものであり（課題名：「シラス堤防耐震性試験」，昭和55～57年度），実施に当って関係各位には多大なる協力を受けた。ここに記して謝意を表する。

昭和58年3月

動土質研究室 室 長 佐々木 康

研究員 松 尾 修

館 山 悟

1. 概 要

シラス堤防の耐震性を向上させるための補強対策工の効果についての検討を行った。

前報^{1~4)}で、シラス堤防は、地盤が飽和している場合に液状化による被災を生じやすいことを明らかにした。したがって、ここでは主に地盤の液状化による被害を軽減するような耐震補強対策工法を考えることとした。

補強対策工としては次の4種類の工法をとり上げた。

- ① のり先地盤の締固め (以後、「締固め工法」と呼ぶ。)
- ② のり尻地盤の碎石ドレーン (同、「碎石ドレーン工法」。)
- ③ 矢板 (同、「矢板工法」。)
- ④ 補強ネット (同、「補強ネット工法」。)

図-1にこれらの概念図を示す。

(各対策工の特徴)

ここに示した各対策工のいくつかの特徴を比較すると表-1のように示すことができる。

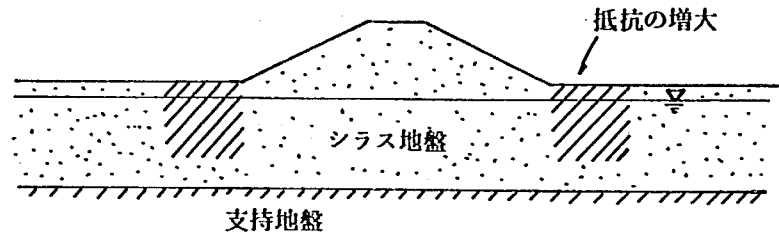
まず、のり先地盤を締固める工法は、密度の増大による液状化抵抗の増大を図ろうとするものである。一般に、盛土を支持する地盤内で液状化しやすい部分は法面下部からのり尻に至る範囲にあり、したがって、施工性の点も考慮してのり先を締固めるものである。これは、締固めを行わない堤体直下部の地盤が液状化しても、締固め部分の抵抗により液状化した地盤の側方への流動を抑えることにより、堤体の沈下を防止しようとするものである。

つぎに、碎石ドレーン工法であるが、これは地震時に砂層内に発生する過剰間隙水圧を、地震継続時間内の短時間にできるだけ消散させることにより水圧蓄積量を低下させ、それにより有効応力によるせん断抵抗の維持を図ろうとするものである。この効果の及ぶ範囲は、碎石ドレーンの透水係数、厚さ、間隔、長さ、砂層の透水係数、あるいは地震の周波数特性、継続時間などにより変化するが、ドレーン周辺のある領域内に限られる。^{5,6)}したがって、ここに示しているように堤体のり尻部地盤にのみ碎石ドレーンを設置した場合にも、その効果は堤体下部全体には及ばないが、のり尻部分のせん断強度を維持することにより堤体の沈下を抑えようとするものと言うことができる。

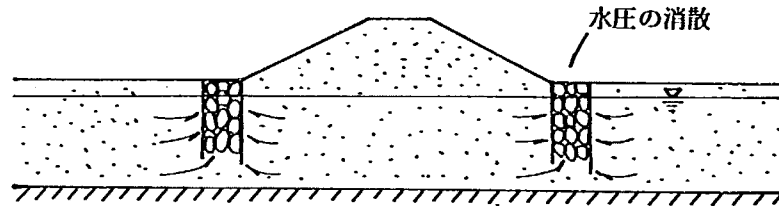
第3の方法として矢板工法⁷⁾をとり上げているが、これは地盤の液状化抵抗の増加をねらうものではなく、液状化した後の地盤および堤体の変形を、矢板とそれを相互に引張り合うタイロッドにより抑えようとするものである。

最後に、補強ネット工法であるが、これは一般にはここ最近、軟弱地盤上に盛土を施工する際によく用いられているものであり、盛土荷重を広く分散させる効果、側方変形を拘束する効果、およびすべり破壊に対するせん断抵抗の付与などの効果がある。ここでは、液状化する可能性のあるシラス地盤とシラス堤体との境界に用いているわけであるが、これは、地盤が液状化してもそれに伴う地盤、堤体のすべり・沈下をネットにより抑える効果を期待するものである。なお、ここで、堤体のり面に数層にわた

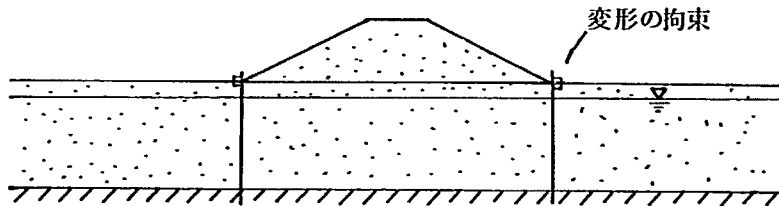
①「締固め工法」



②「砕石ドレーン工法」



③「矢板工法」



④「補強ネット工法」

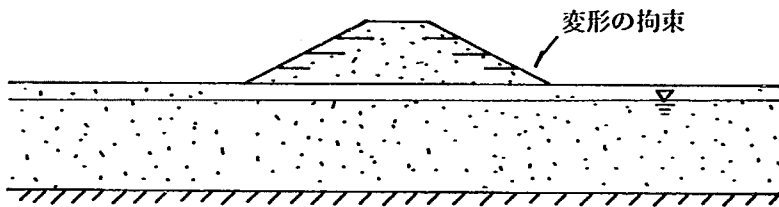


図-1 補強対策工の概念図

表-1 耐震補強対策工の比較

工 種	効 果 の 原 理	既設堤への適用性
締 固 め 工 法	液 状 化 抵 抗 の 増 大	あ り
砕石ドレーン工法	排水による液状化抵抗の増大	あ り
矢 板 工 法	変 形 の 拘 束	あ り
補 強 ネット 工 法	変形の拘束 (沈下の防止)	な し

ってシートを埋め込んでいるが、これは現地堤防において越水に対するのり面補強対策として検討されつつあるものであり、あわせて設置することとしたものである。

以上、4種の対策工について概説したが、それらの耐震効果を調べるために実施した模型振動実験の結果および各種検討結果について以下に順次説明するものとする。

2. 実 験 目 的

本実験は以下の項目について明らかにすることを目的としている。

- (1) 各対策工法の効果の程度とその効果の特徴。
- (2) 各対策工法の効果の差。

3. 実 験 方 法

3.1 実験ケース

前述の4種類の耐震補強対策工法の効果の程度およびそれらの比較を行うために、何らの対策を施さない無処理の堤防1ケース、および各々の対策工を施した堤防についてそれぞれ1ケース、計5ケースの模型振動実験を行った。

3.2 模型の形状

5ケースの実験模型の形状を図-2に示す。地盤の厚さは1mとし、堤体については実物とほぼ相似形状にし、堤高0.8m、天端幅0.8m、のり勾配2割とした。

また、ケース1,2,3,5で堤体の位置を中心からずらしているのは、堤体天端からのり先地盤に至る破壊形態を片側に重点を置いて観察し、側壁の影響が及ばないようにと意図したためである。また、ケース4については破壊しても堤体の沈下と地盤の側方流動は小さいだろうと推定し、両側の矢板に作用する土圧がアンバランスにならない方がよいと考え、中央部に堤体を置いた。

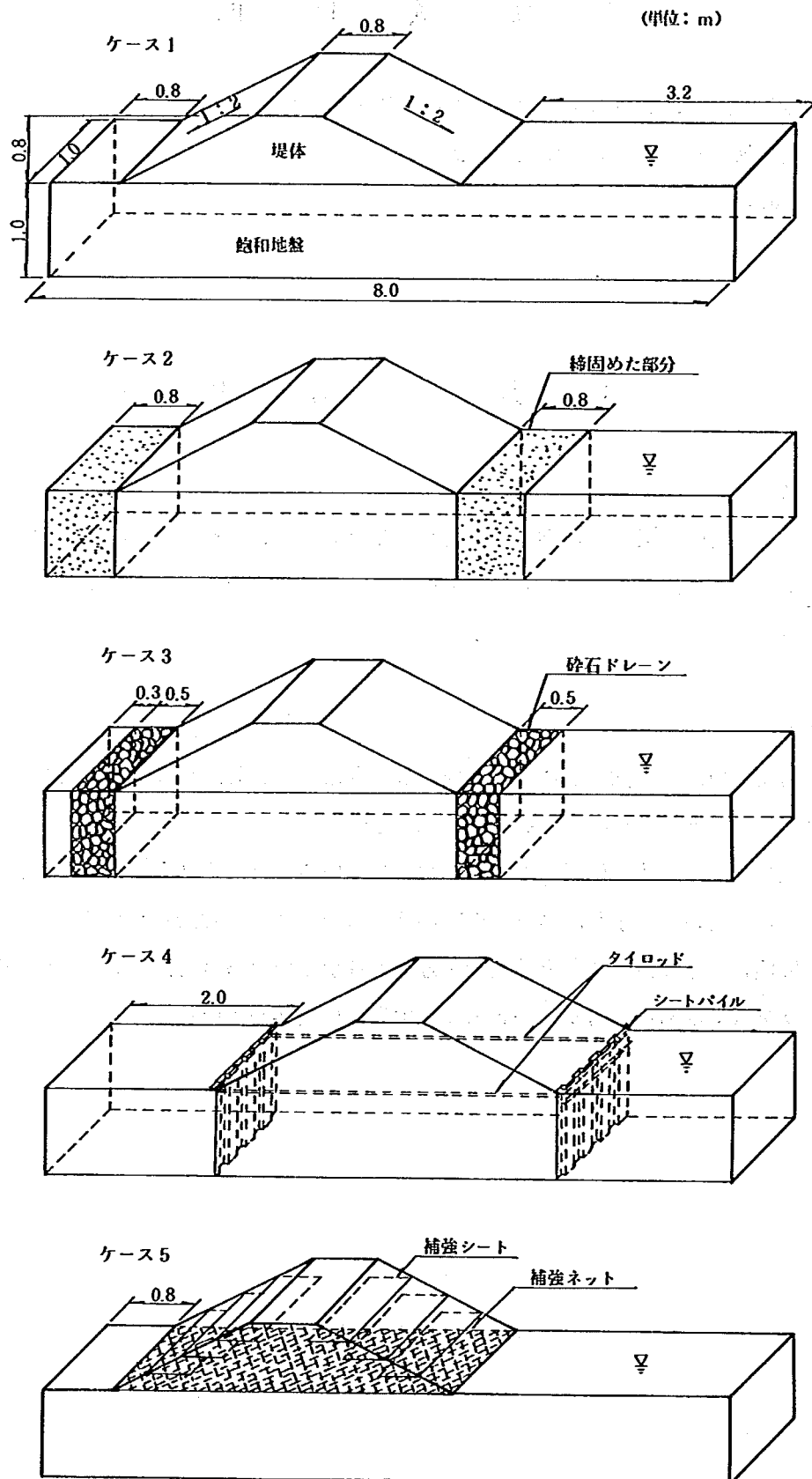


図-2 実験模型形状

3.3 試 料

実験に使用した試料は、宮崎県えびの市柳水流（やなぎつる）で採取したシラスである。この試料は昭和55年度と57年度の2回にわたって採取、運搬されたものであるが、土取場は全く同一の地点であった。

この試料の粒径加積曲線を図-3に、物理特性等を表-2に示す。

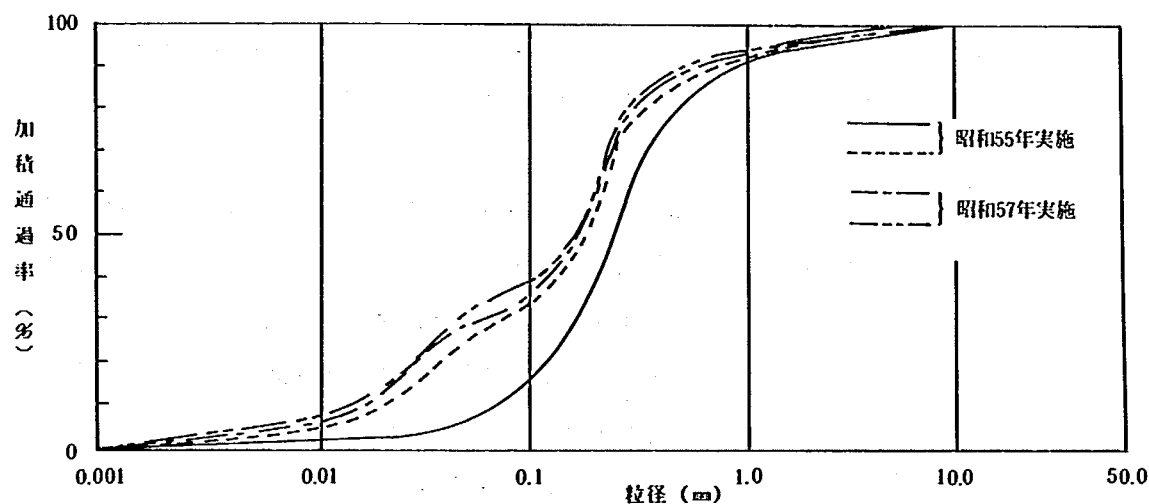


図-3 粒径加積曲線

表-2 シラスの物理特性等

土粒子比重	Gs	2.288
50%粒径	D ₅₀ (mm)	0.22
均等係数	Uc	4.1
最大乾燥密度	$\rho_{d \max}$ (g/cm ³)	1.090
最小乾燥密度	$\rho_{d \min}$ (g/cm ³)	0.798
突固め試験 (JIS A1210-1970, 1-1-b 法) による 最大乾燥密度	$\rho_{d \max}$ (g/cm ³)	1.09
最適含水比	Wopt (%)	35

3.4 その他の模型材料

5 ケースの模型振動実験のうち、耐震補強対策に関する実験において用いた模型材料について述べる。

(1) 砕石（ケース 3）

砕石ドレーンには砕石 7 号を用いた。敷設幅は 50cm とした。材料の選定にあたっては、シラスに比較して十分な透水性を有し、かつ容易に目詰まりを起こさないという条件に適するものとして経験的に決めた。

(2) 矢板（シートパイル）およびタイロッド（ケース 4）

矢板には波型形状を有するキーストンプレート 3 型 ($t = 0.8 \text{ mm}$) を用いた。材料の選定は、作用土圧と矢板の曲げ剛性によって決まるたわみ角の大きさが実物の場合と同じオーダーになるように配慮して行った。

また、タイロッドは実物において作用引張応力は降伏応力に比べて十分小さく、伸びひずみも十分に小さいと考え、模型材料としては丸鋼 ($\phi 9 \text{ mm}$) を用いることとした。キーストンプレートは両のり尻部地盤に埋め込みかつそれらの上下端をそれぞれ 2 本の丸鋼で結んだ。

ただし、下端をもタイロッドで結んだのは、実際の矢板が十分な根入れ深さを有し、深い部分での変形は小さいであろうことを再現するためである。

矢板、タイロッド模型の主要寸法、材料特性を図-4 に示す。

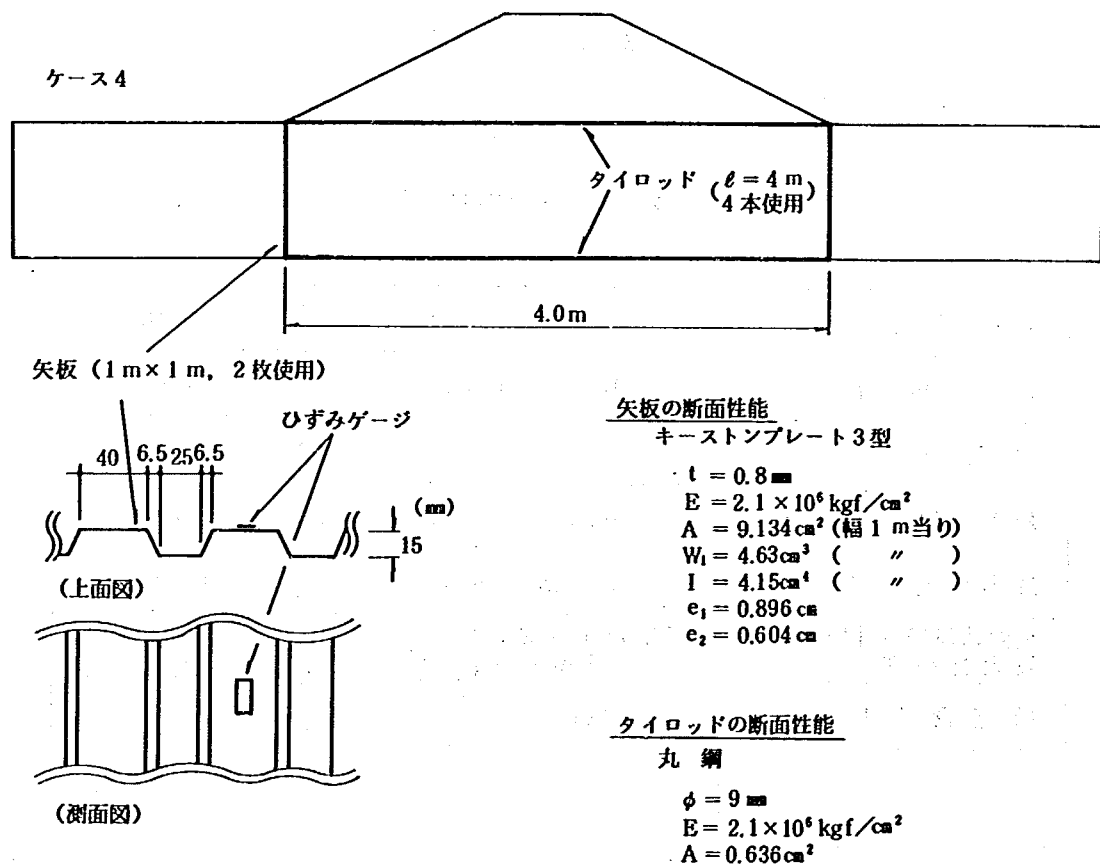


図-4 矢板およびタイロッドの主要寸法、材料特性等

(3) 補強ネットおよび補強シート (ケース5)

堤体の下部に補強ネットを敷いた。これは軟弱地盤上の盛土施工などにおいて、地盤の側方流動の防止、盛土斜面の安定などのために使用されているもので、一般には土木安定用シートと呼ばれるものの一種である。多くの土木安定用シートのうち、ここでは、目合3mmの網目状のネトロンシート (SD-400-170, 大日本プラスチック(株)製) を用いることとし、これを4m×1mに切って堤体下部に敷設した。

また、補強シートとここで呼んでいるものは、シラス堤防の越水に対する裏のり面補強対策として既に九州地建が実験的に用いているものである。ここでは、粗い表面をもつラバソイド2型 (住友ベークライト(株)製) を用いることとし、これを0.5m×1.0mに切ったものを6枚用意し、のり面に20cm間隔でサンドイッチ状に敷設した。ネトロンシートの引張試験結果を図-5に示す。

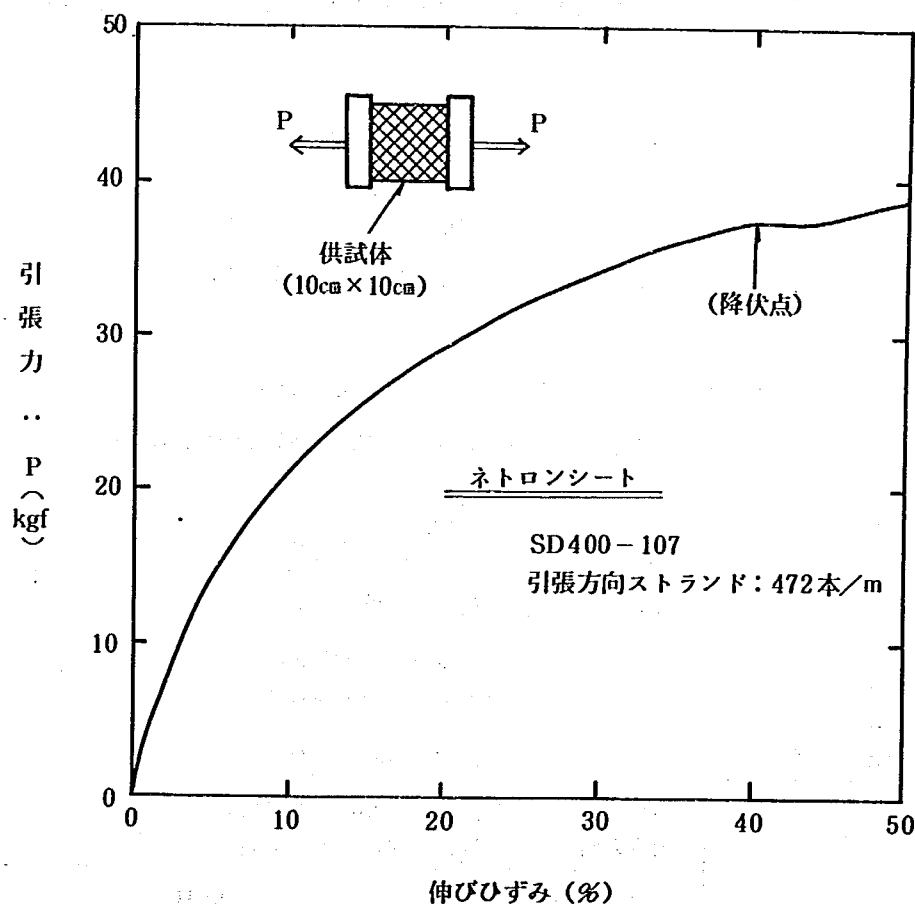


図-5 ネトロンシートの引張試験結果

(大日本プラスチック(株)の提供による)

3.5 土槽および振動台

実験に用いた土槽は内寸法が幅8 m、高さ2 m、奥行1 mの鋼製土槽であり、正面には約0.8 m×0.8 mの亚克力板でできた観察用窓が16面設けられている。これは昭和55年度に製作した幅4 m、高さ2 m、奥行1 mの土槽を長手方向に2倍に拡張したものであり、水平地盤部を長くすることにより、ほぼその中央部に盛立てる盛土の振動性状に及ぼす加振方向両側壁の拘束の影響をできるだけ軽減しようとしたものである。また、同様の目的で、側壁には加振時の反射波をできるだけ吸収するように厚さ約10 cmのウレタンフォームを貼っている。さらに、土槽底部には盛立て後の模型地盤内へ給水させるために用いる注水用有孔管を1 m間隔で8列配置している。

図-6にその概要を示す。

一方、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を用いた。その主な仕様を表-3に示す。なお、この振動台は計測システムと連動することができるよう設計されており、ミニコンにより加振・計測を自動的に行うことができる。また、この振動台はこのような自動操作の他、手動操作も当然可能であるが、本実験においては共振実験、破壊実験のいずれにおいても自動操作方式で行った。

表-3 振 動 台 仕 様

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 tf m (18 tf 载荷時) ローリング 70 tf m (23 tf 载荷時)
最大回転モーメント	ヨーイング 20 tf m (23 tf 载荷時)
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)

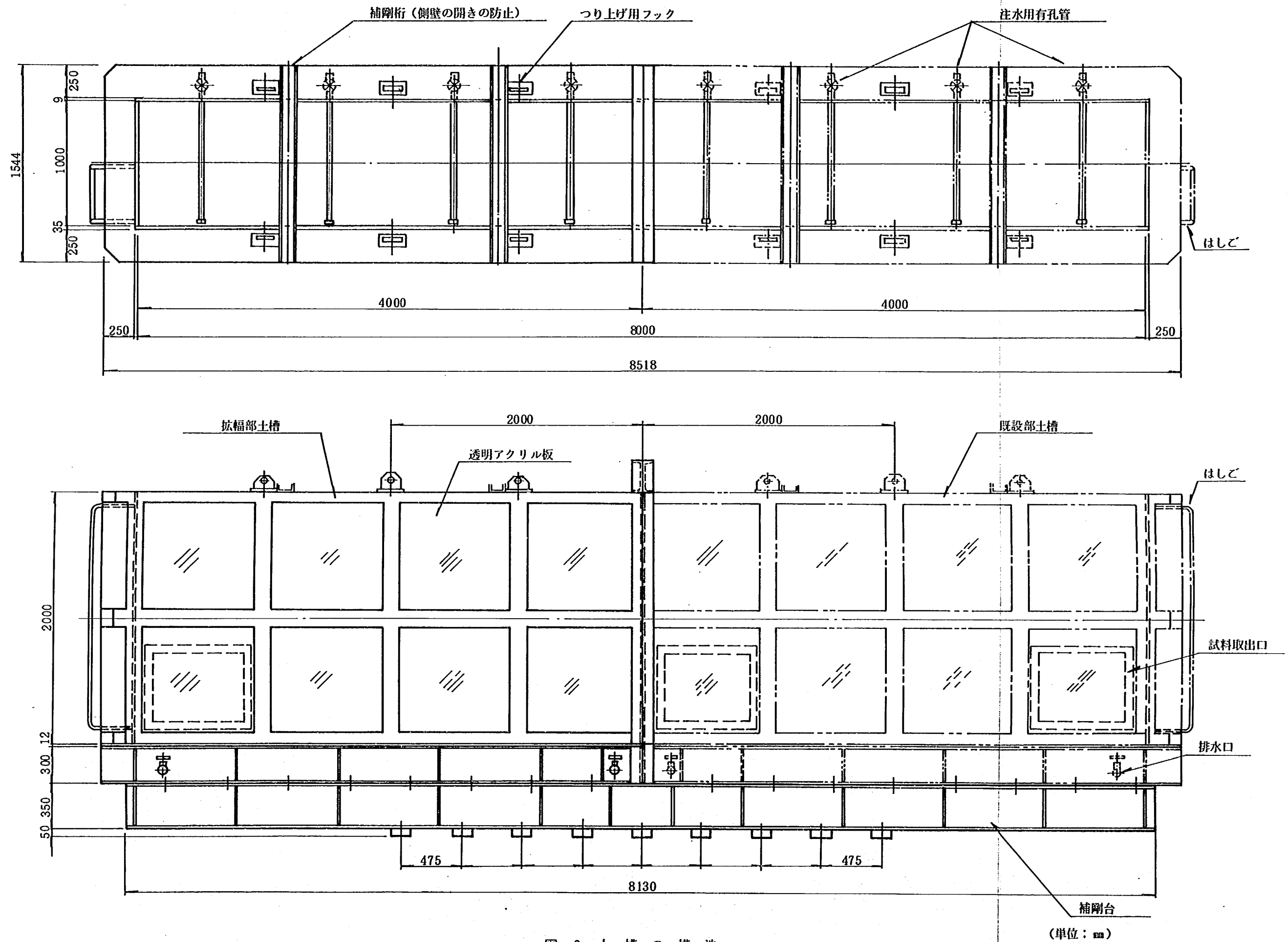


図-6 土槽の構造

3.6 模型堤防の作成

まず、振動箱底部に厚さ約10 cmの碎石層を設け、この上に麻布を敷いた。これは、模型築造後の給水において、注水管から模型全面にわたって一様に水が拡がるようにし、水浸地盤の飽和度をできるだけ高めるためのものである。また、麻布はその上に盛り立てるシラスが液状化時に碎石内に混入し、異常な沈下が生じないようにするためのものである。

つづいて、自然含水比状態にあるシラスをベルトコンベヤーにより土槽内に投入し、まき出し厚がほぼ25 cm程度になったところで振動コンパクタ（三笠産業製作，MVC-52，起振力0.8 t）を用いて締固めを行った。走行回数は、走行回数と締固め密度の関係を確かめるための予備試験を実施して、所定の密度（ $Dr = 50 \sim 60$ %程度）に対してゆっくり歩く程度の走行速度で2回と決めた。ここに、仕上り厚はほぼ20 cmである。つづいて、同じ操作を繰り返して、5層1 m厚の地盤を作成した。

つぎに、堤体は所定の仕上り形状より多少幅広にシラスを敷き均し、同じく振動コンパクタで、堤高80 cmを仕上り厚20 cm、4層に分けて締固め、最後にのり面を所定の形状に削り落とし、土羽打ちにより仕上げた。

以上の過程の中で、模型前面のメッシュの作成、加速度計および間隙水圧計の埋設、密度測定のためのサンプリングなどを所定の盛立て段階で行った。

模型の築造の後に、地盤へ注水した。注水は土槽底部の注水管に水槽をホースで連結し、限界動水勾配を越えないように水槽面のヘッドを調節しながら一昼夜程度をかけて行った。

模型堤防の製作は基本的には上述の方法によったが、各実験ケースで模型の構造あるいは使用材料が異なるため、それぞれ特記的な事項を書き添えておく。

ケース1は上述の通りである。

ケース2ではのり先地盤にいわゆる「締固め」の領域を設けているが、これには幅1 mの鋼製仕切り板を用いて隣接する地盤を分離して仕切り板の内側を特に入念に締固めた。

ケース3では同じく碎石ドレーンを設けたが、これにも上の仕切り板を用い、各盛立て段階ごとに引き抜きながら用いた。

ケース4では矢板およびタイロッドを使用した。これは盛立ての前に据付けた。

ケース5では盛立て段階の途中で補強ネット及び補強シートを敷設した。

3.7 共振実験

破壊実験に先立ち、模型の振動特性を把握するために共振実験を行った。加振方法は加速度振幅20 gal一定の正弦波加速度を5～40 Hzの範囲で1 Hz刻みに変化させて入力した。模型の周波数応答特性は、材料非線型性のために入力加速度レベルにより変化するものであるが、ここでは、共振実験により、模型に変状を生じないようにする意味も含め、低加速度レベルにおいて実施することとした。

3.8 破壊実験

破壊実験は堤防の破壊を生じる加速度レベル、破壊挙動および加速度レベルと破壊の程度の関係などを把握するために行った。そのため、ここでは何段階かの加速度レベルで間をおいて加振する、いわゆる段階試験（ステージテスト）方式で実験を実施した。

一般に、土構造物の破壊実験には、1回の加振で破壊させる方法と、破壊しない加速度レベルから断続的にあるいは連続的に加速度レベルを上げていき、破壊に至るまで繰り返す方法がある。これらはそれぞれ次のような特徴がある。

すなわち、前者は、模型の初期状態が明確であるという長所を有する一方、破壊を生ずる最低の加速度レベル（一般にはこれを「破壊加速度」と言うことがある。）が把握できないという難点がある。後者においてはそれとは逆に、破壊加速度をおさえることができる（厳密には後述の理由で正しくない。）が、以前の加振による応力履歴のために破壊に至る前の模型の初期状態が明らかでない。たとえば本実験におけるステージテストでは各段階ごとに加振による応力履歴を受け、何らかの変形は生じる。これはまた、有意な過剰間隙水圧の上昇が生じた場合にはより著しい影響を及ぼすものと考えられる。また、各加振段階の間に十分な時間を置くことにより過剰間隙水圧を消散させたとしても、模型の性状は応力履歴を受けていない場合に比べて変化しているものと考えられる。

最後に、連続的に加速度レベルを上げていく方法としては、たとえば一定周波数の正弦波加振がその代表例として挙げられるように、不規則波に対しては適用しにくい方法であるが、これはステージテスト以上に応力履歴の影響を把握するのが困難である。したがって、この方法は最近あまり用いられていないように見受けられる。

以上、破壊実験のいくつかの方法について概説したが、これらの観点より本実験においてステージテスト方式を選択したのは次の理由による。すなわち、

- ① 各模型の破壊加速度を重視したこと。
- ② 液状化による破壊は加速度レベルに対してクリティカルであり、破壊加速度以下の加速度レベルの加振においては過剰間隙水圧の上昇および模型の変形は比較的小さく、各加振段階の時間間隔を長くとることによりある程度初期状態に回復できるであろうとみなしたこと。

の2点である。

本実験においては、ステージテスト方式で、各時間間隔を30分程度とり、模型が完全に破壊するまで繰り返した。

3.9 加振条件

各加振段階において、所定の加速度振幅で、周波数5 Hz、継続時間20秒間の正弦波加速度による水平加振を行った。加振条件を実験ケース別に表-4に示す。

ここに、破壊実験における加振周波数、加速度、継続時間、および加速度波形の決定は実物大堤防の地震時挙動との相似性を考慮すればきわめて重要である。

表-4 加振条件

(実験-1)

実験種別	実験番号	入力波形	入力加速度	入力周波数	加振時間
(ケース1)					
共振実験	ケース1-0	正弦波	20 gal	5~30 Hz	—
破壊実験	" 1-1	"	110	5 Hz	20 sec
"	" 1-2	"	150	"	"
"	" 1-3	"	190	"	"
"	" 1-4	"	210	"	"
"	" 1-5	"	250	"	"
(ケース2)					
共振実験	ケース2-0	正弦波	20 gal	5~40 Hz	—
破壊実験	" 2-1	"	120	5 Hz	20 sec
"	" 2-2	"	125	"	"
"	" 2-3	"	150	"	"
"	" 2-4	"	200	"	"
"	" 2-5	"	210	"	"
"	" 2-6	"	250	"	"
"	" 2-7	"	285	"	"
(ケース3)					
共振実験	ケース3-0	正弦波	20 gal	5~40 Hz	—
破壊実験	" 3-1	"	130	5	20 sec
"	" 3-2	"	160	"	"
"	" 3-3	"	180	"	"
"	" 3-4	"	210	"	"
"	" 3-5	"	230	"	"
(ケース4)					
共振実験	ケース4-0	正弦波	20 gal	5~40 Hz	—
破壊実験	" 4-1	"	115	5	20 sec
"	" 4-2	"	150	"	"
"	" 4-3	"	195	"	"
"	" 4-4	"	210	"	"
"	" 4-5	"	235	"	"
"	" 4-6	"	305	"	"
(ケース5)					
共振実験	ケース5-0	正弦波	20 gal	5~40 Hz	—
破壊実験	" 5-1	"	115	5	20 sec
"	" 5-2	"	150	"	"
"	" 5-3	"	180	"	"
"	" 5-4	"	220	"	"
"	" 5-5	"	260	"	"
"	" 5-6	"	300	"	"

相似性についてまず第一に検討すべきことは、着目する現象は何か、ということである。本実験の場合、一言で言えばそれは非破壊から破壊に至る過程での地震時挙動ということであり、主な項目を挙げれば、応力－ひずみ関係、せん断強度と応答せん断応力あるいは応答加速度との関係、過剰間隙水圧と拘束応力との関係などがあり、これらを決定するのは模型材料、模型形状、重力、および加振条件などである。

結論から言えば、それらの力学的相似則を満足させることは厳密には不可能であり、それは主に、相似条件を満足する理想的な模型材料が存在しないことに起因している。

ただし、たとえば遠心力載荷試験方法のように異なった重力場で試験を行えば、上記のうちのいくつかは相当改良される⁸⁾との報告もある。

以上に述べた理由より、本実験においては実物との相似性という問題に正面から立ち向かうことはとりあえずあきらめ、模型を「小さな実物」⁹⁾として把え、最終的には数値解析手法の妥当性を比較検証の上、数値解析を手段として実物の挙動を演繹的に把握せざるを得ないであろうという立場をとった。

そのような立場で加振条件を決定するに当たり、少くとも破壊形態についてはできるだけ相似させるように考え、そのため堤体形状および応答加速度倍率分布が相似形状となるようにした。すなわち、一般に堤防の一次固有振動数に対して基盤加速度の卓越振動数は低く、かつ堤体天端の加速度応答倍率は1倍余り（動土質研究室での現地観測結果によると、天端と地表面の最大加速度比はほぼ1倍余りである。）と考え、4.2に示す共振実験結果からも明らかなように、模型の一次固有振動数より低く、応答倍率も1を大きく超えない5 Hzを採用した。

また、正弦波形としたのは、不規則波加振では破壊加速度を把握しにくいと考えたためである。

さらに、継続時間を20秒としたのは、塑性変形による破壊の進行を十分に起こさせるためである。

3.10 計 測

本実験で計測した項目は、模型の品質管理を目的とするものと加振時挙動および加振後変状の記録を目的とするものがある。以下に項目別に説明する。計測位置については実験ケース別に図－7に示す。

(1) 密度・含水比

模型の盛立て時の密度・含水比を、盛立段階の途中にコアカッター法（直径・高さともに10 cmの円筒モールド使用）により採取した試料を用いて測定した。

(2) 静的貫入抵抗

模型の均一性および実験前後の強度分布の差を知るために、静的コーン貫入試験を行い、静的貫入抵抗を調べた。試験には単管式のポータブルコーンペネトロメーター（先端角30°、底面積6.45 cm²）を用いた。加振実験前の貫入試験は地盤を水浸させた後に行い、加振実験後の試験は最後の破壊実験が終了し、過剰間隙水圧がほぼ消散した後に行ったものである。

(3) 加速度・間隙水圧・天端変位

加振中、加振後の挙動を把えるために、加速度、間隙水圧、および天端の変位を計測した。使用

した加速度計，間隙水圧計，および変位計はすべてひずみゲージ式の変換器であり，その数量は全体を通してそれぞれ19～22個，22～24個，および2個であった。

さらに，特に実験4においては，タイロッドの伸びひずみ及び矢板の曲げひずみを8組のひずみゲージを用いて測定した。

なお，これらはすべて増幅器を介してディジタルデータレコーダーに記録し，また，そのうちの一部についてはモニター用にペン書きオシログラフに出力した。データレコーダーに記録したデータは，実験終了後X-Yプロッタを用いて図化した。

(4) 模型の変位

加振中の変位測定は上述したように堤防天端の左右のり肩の2点のみであったが，各加振段階終了直後に模型前面および上面の変位量を計測した。模型前面の変位は，模型前面に格子状に埋設した着色メッシュと，その格子点の最初の位置に合わせて振動箱アクリル板に貼り付けた十字形目印との相対変位をスケールを当てて読み取った。また，模型上面の変位については，振動箱上端からスケールをおろして読み取った。読み取り点は各ケースについて40～50点程度である。

(5) 加振中の撮影

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，ビデオ，8ミリ，35ミリカメラを用いて写真撮影を行った。これらは実験結果の考察を行うのに役立てた。

ケース1—無処理—

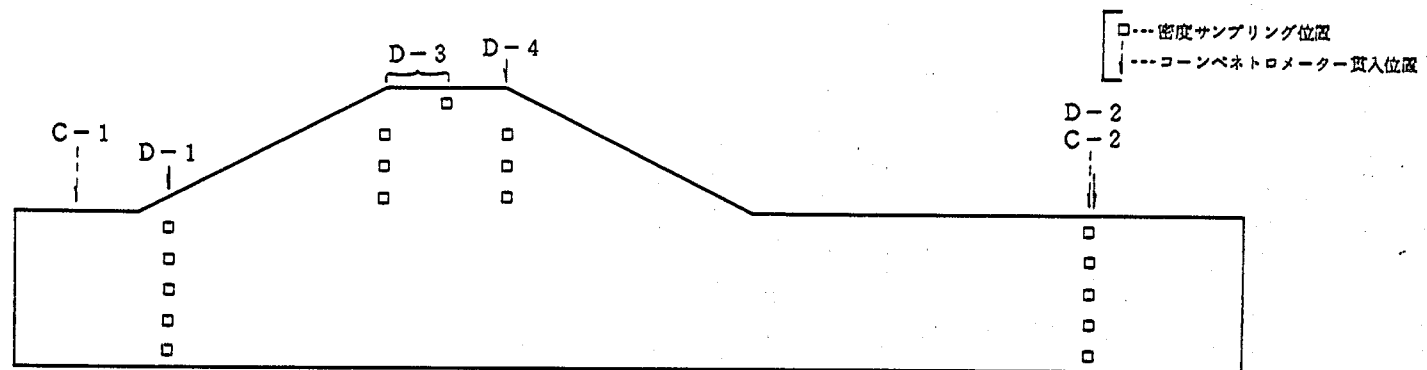
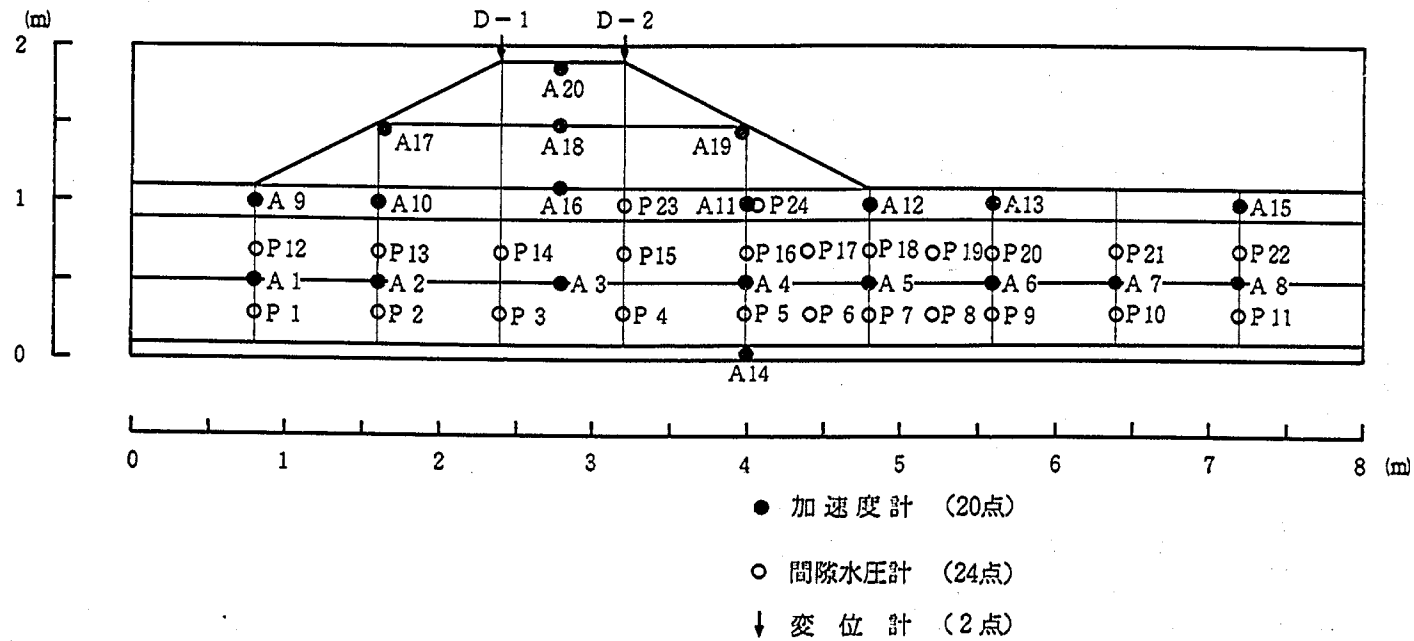
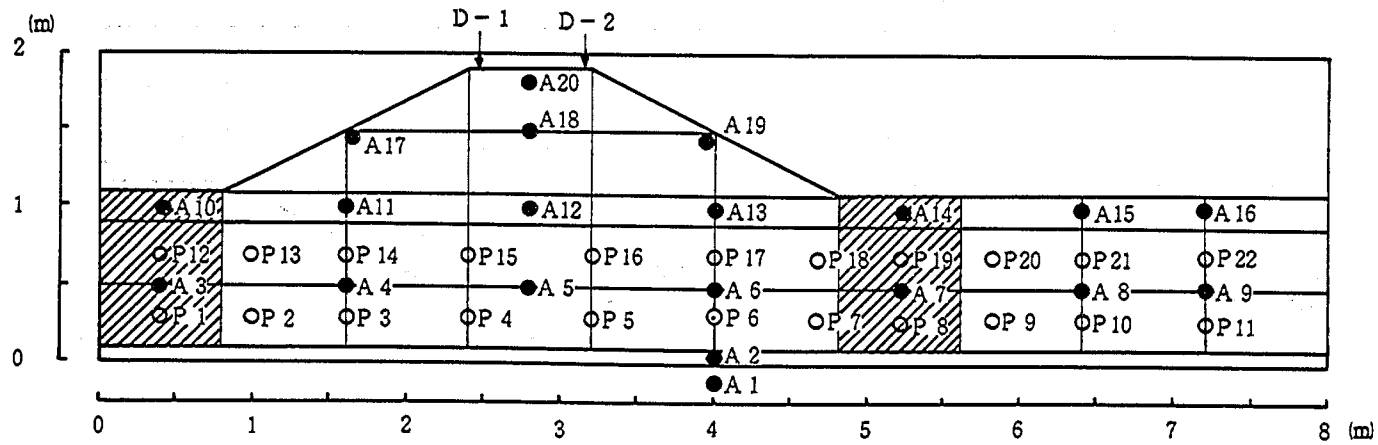


図-7.1 計測器の配置及び品質管理試験位置図 (ケース1)

ケース2—締め固め工法—



● 加速度計 20点

○ 間隙水圧計 22点

↓ 変位計 2点

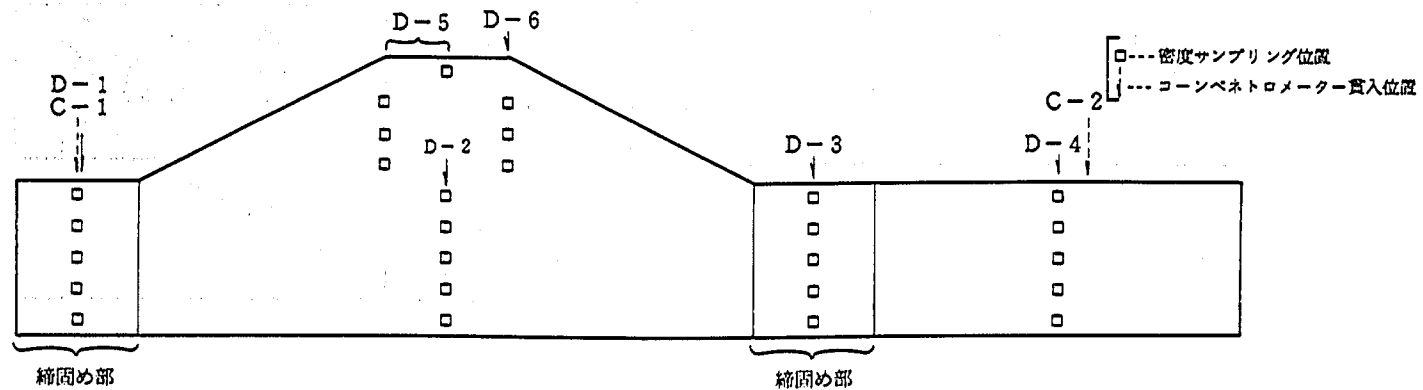
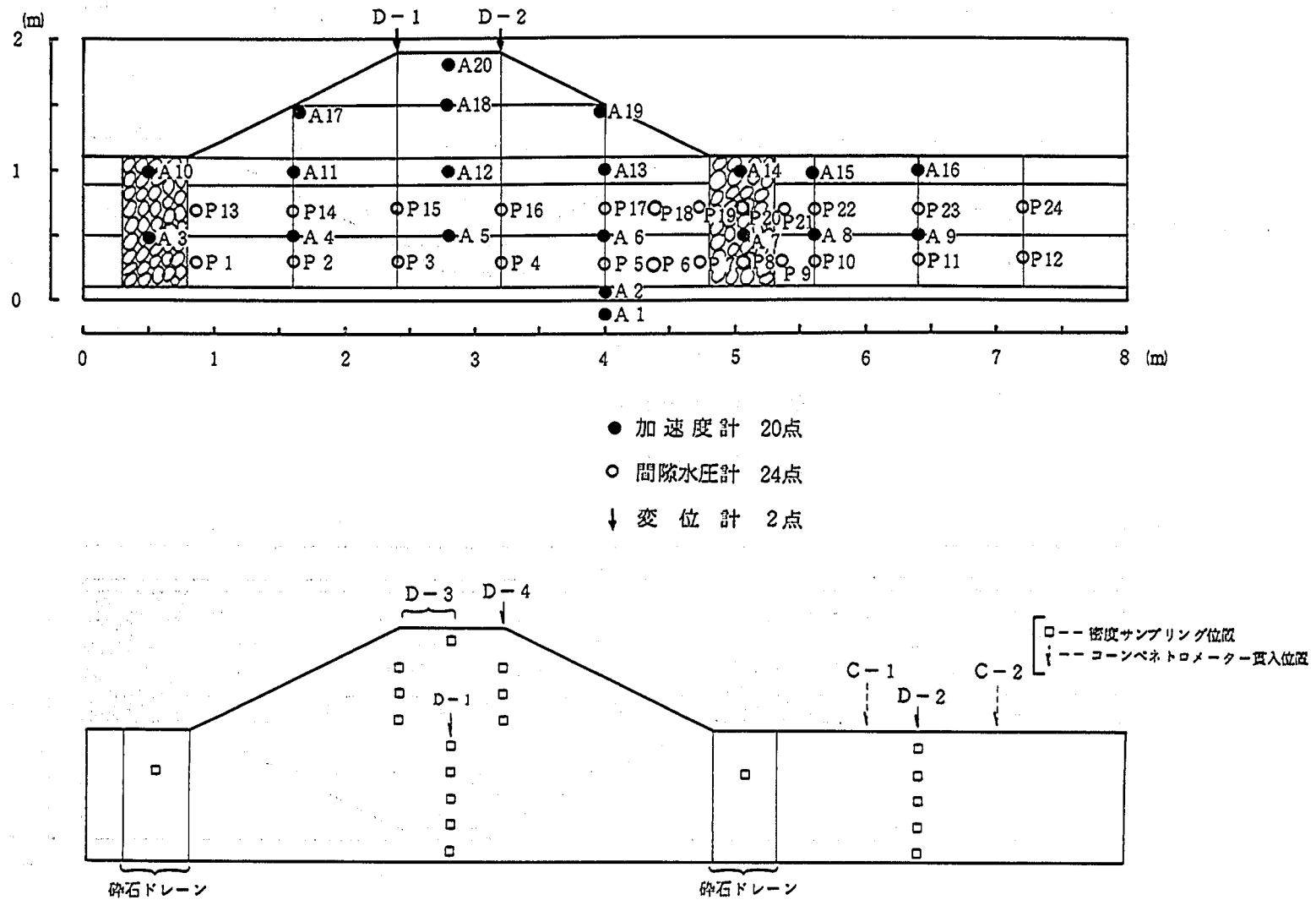


図-7.2 計測器の配置及び品質管理試験位置図 (ケース2)

ケース3ー砕石ドレーン工法ー



図ー7.3 計測器の配置及び品質管理試験位置図 (ケース3)

ケース4—矢板工法—

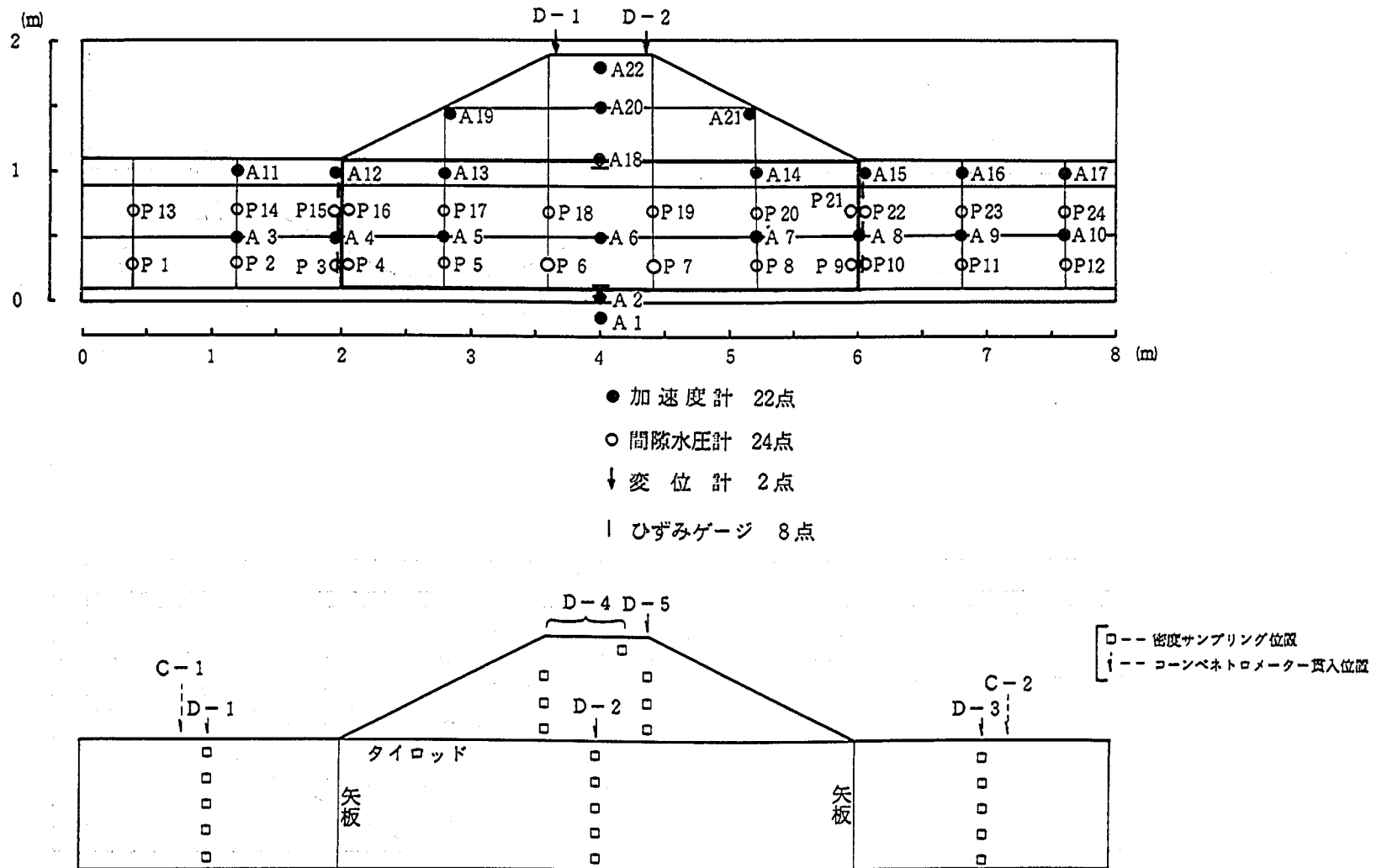
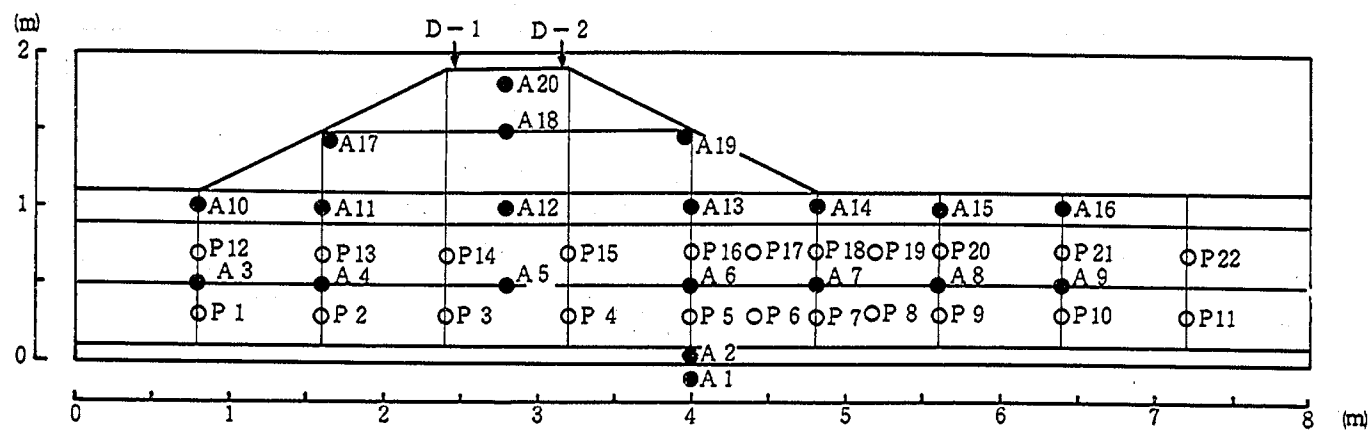
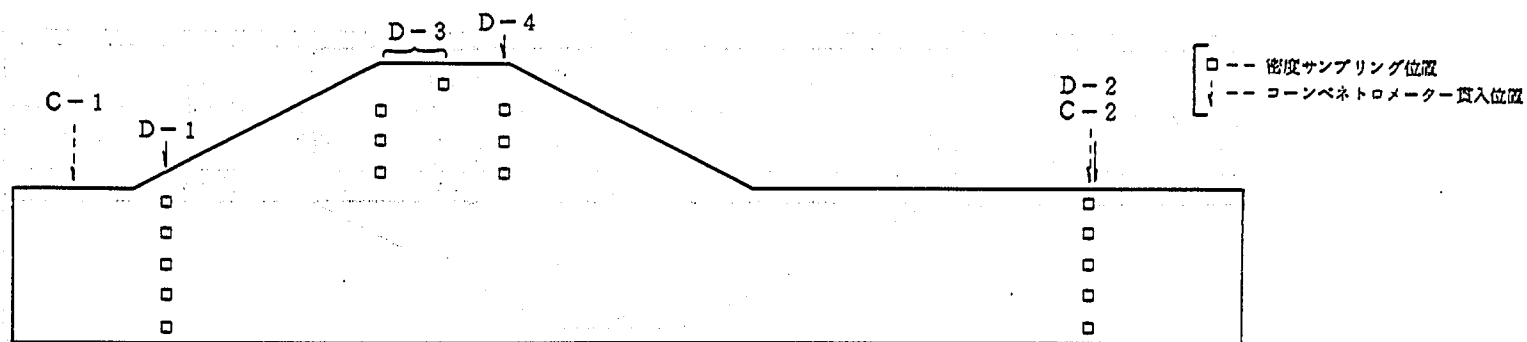


図-7.4 計測器の配置及び品質管理試験位置図 (ケース4)

ケース5ー補強ネット工法ー



- 加速度計 20点
- 間隙水圧計 22点
- ↓ 変位計 2点



図ー7.5 計測器の配置及び品質管理試験位置図 (ケース5)

4. 実 験 結 果

4.1 品質管理試験結果

模型の盛立て時の密度、含水比および振動実験前後の静的貫入抵抗の結果を実験ケース別に図-8に示す。

これらの図中、測線番号は図-7に示す番号に対応している。

まず、含水比についてみると、いずれのケースも堤体、地盤別にそれらのばらつきはきわめて小さいことがわかる。なお、堤体と地盤とで含水比の平均値がはなれているのは、シラス材料の量的な都合と時間の制約上、全試料の含水比調整ができなかったためであり、地盤、堤体それぞれに、できるだけ近い含水比の試料を全ケースにわたって用いるよう努めた。

つぎに、密度についてみると、全般に堤体の方が地盤に比べて小さい。これは、地盤の目標密度を相対密度で60%程度としたのに対し、堤体はそれより低めにおさえるようにしたためである。

これらの値をまとめて表-5に示す。

つぎに、静的貫入抵抗 q_c であるが、まず実験前の q_c は密度の増減にほぼ対応して変化していることが認められる。なお、途中で線が終っているのはそれ以深が貫入不能となったものである。

一方、実験後の q_c についてみると、実験1を除いて、実験前の q_c より小さくなっているのがわかる。これらの値はすべて地盤が液状化により大きく流動した後に、過剰間隙水圧の消散を待って測定した値であり、実験前後の q_c の差が液状化の程度を表わすものか、あるいは密度の変化を表わすものか、実験後の密度測定を実施していないため明らかでない。

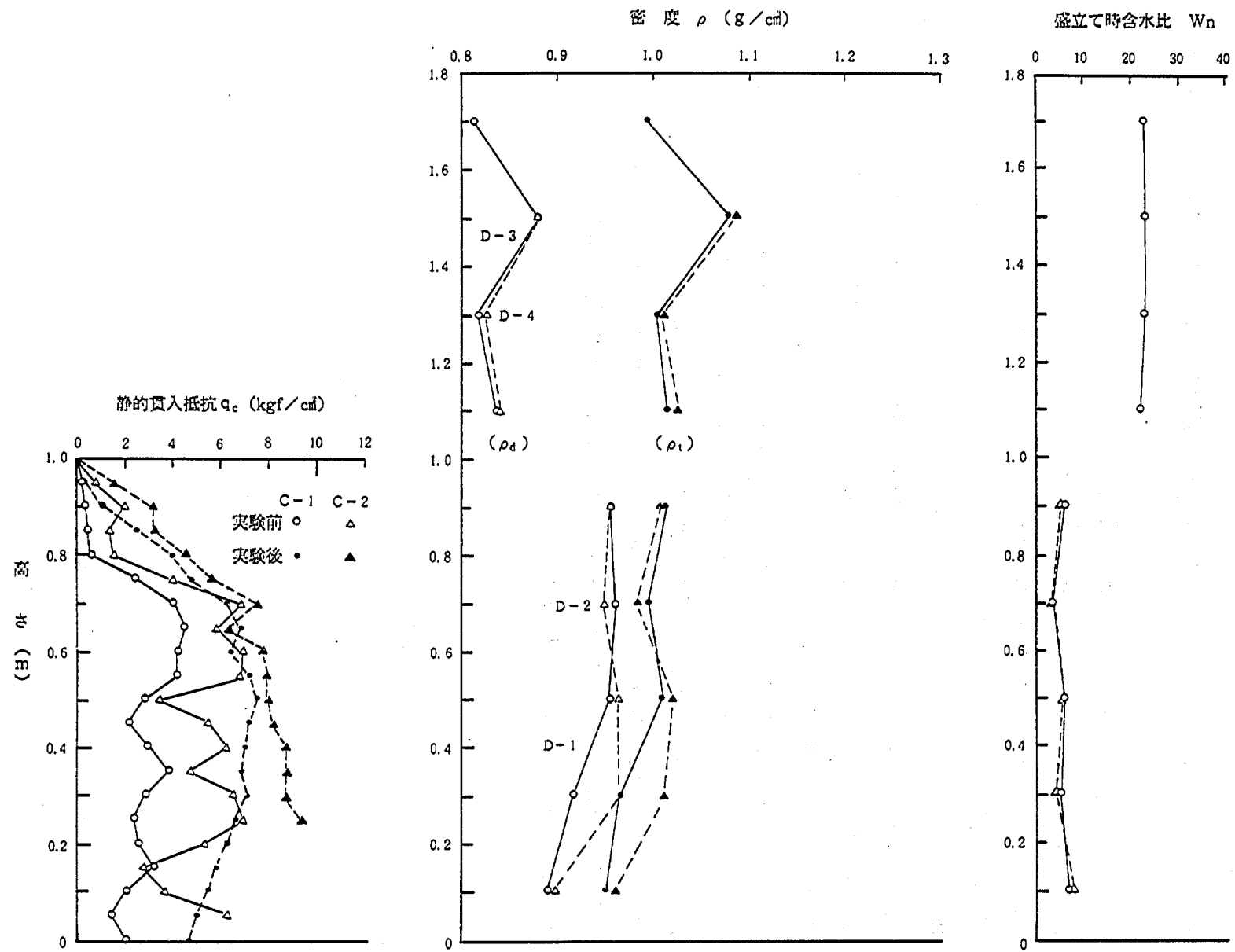


図-8.1 模型の品質管理試験結果 (ケース1)

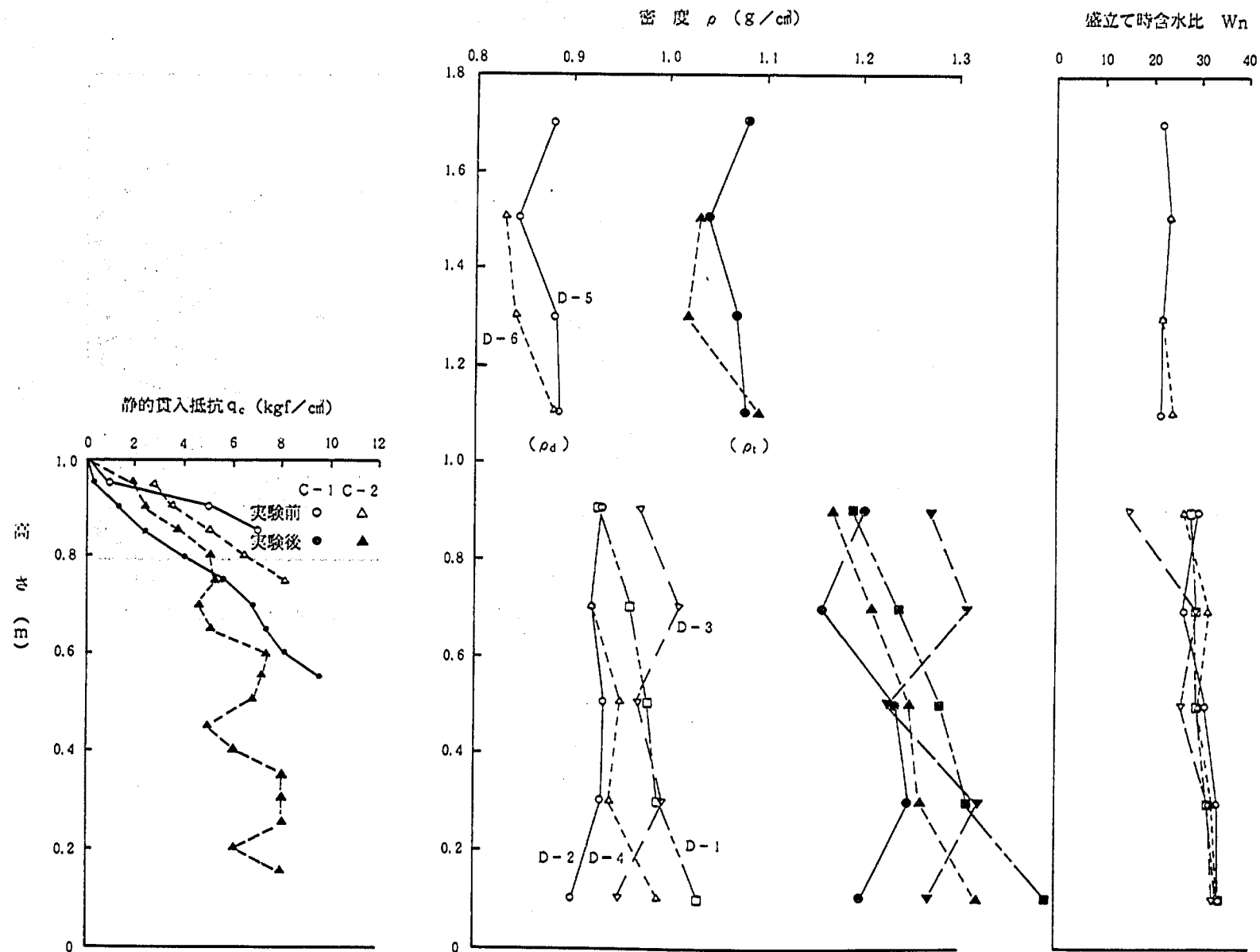


図-8.2 模型の品質管理試験結果 (ケース2)

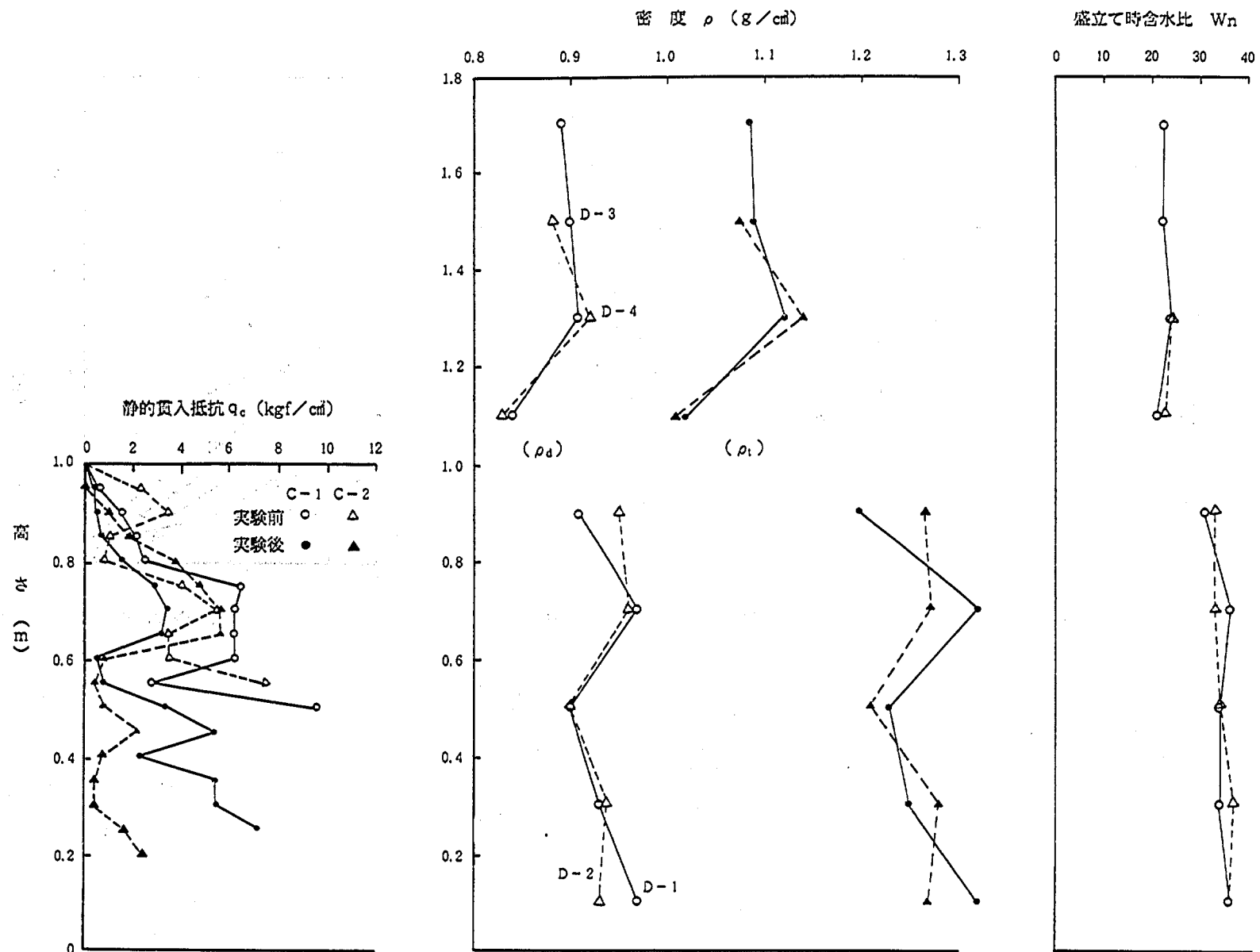


図-8.3 模型の品質管理試験結果(ケース3)

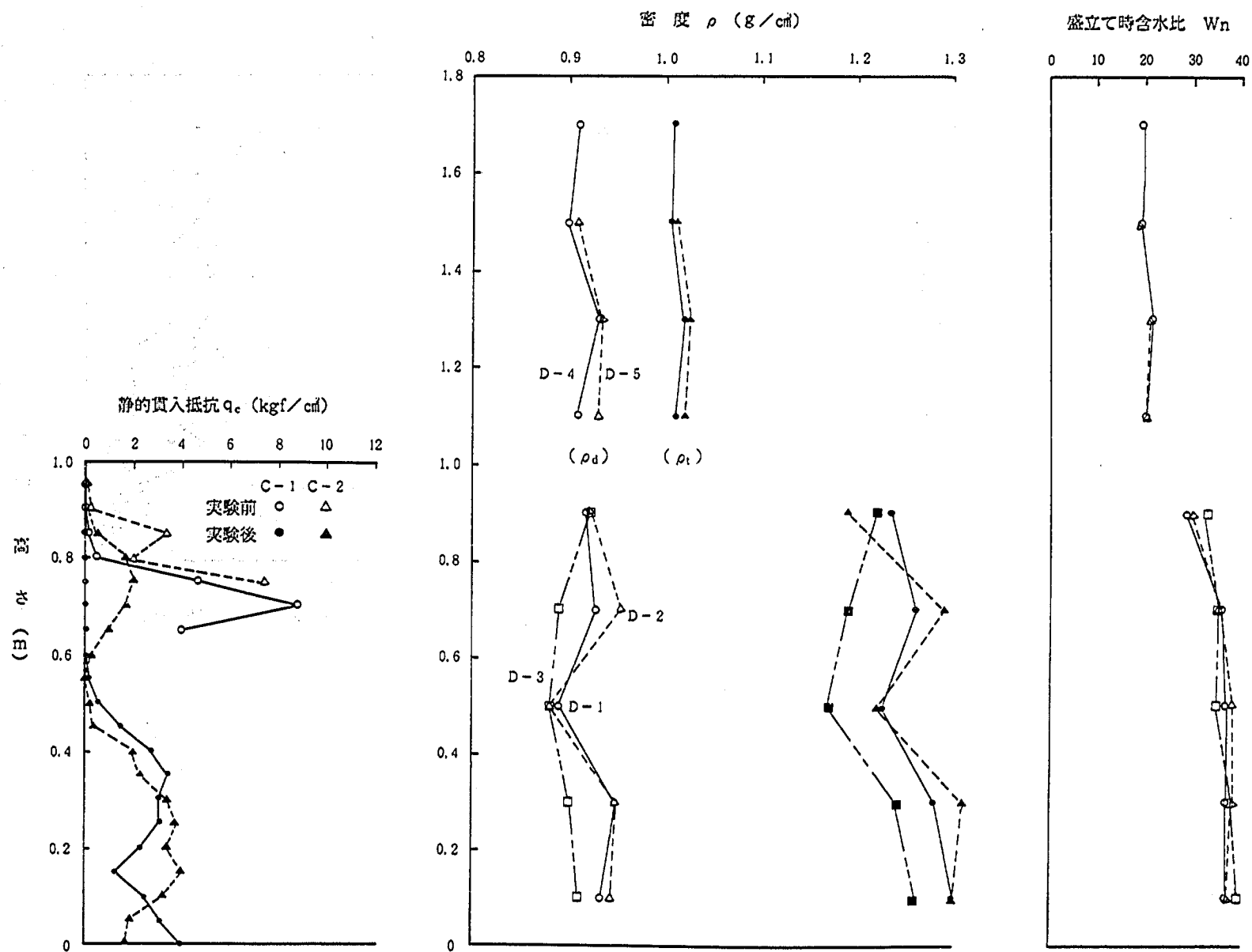


図-8.4 模型の品質管理試験結果 (ケース4)

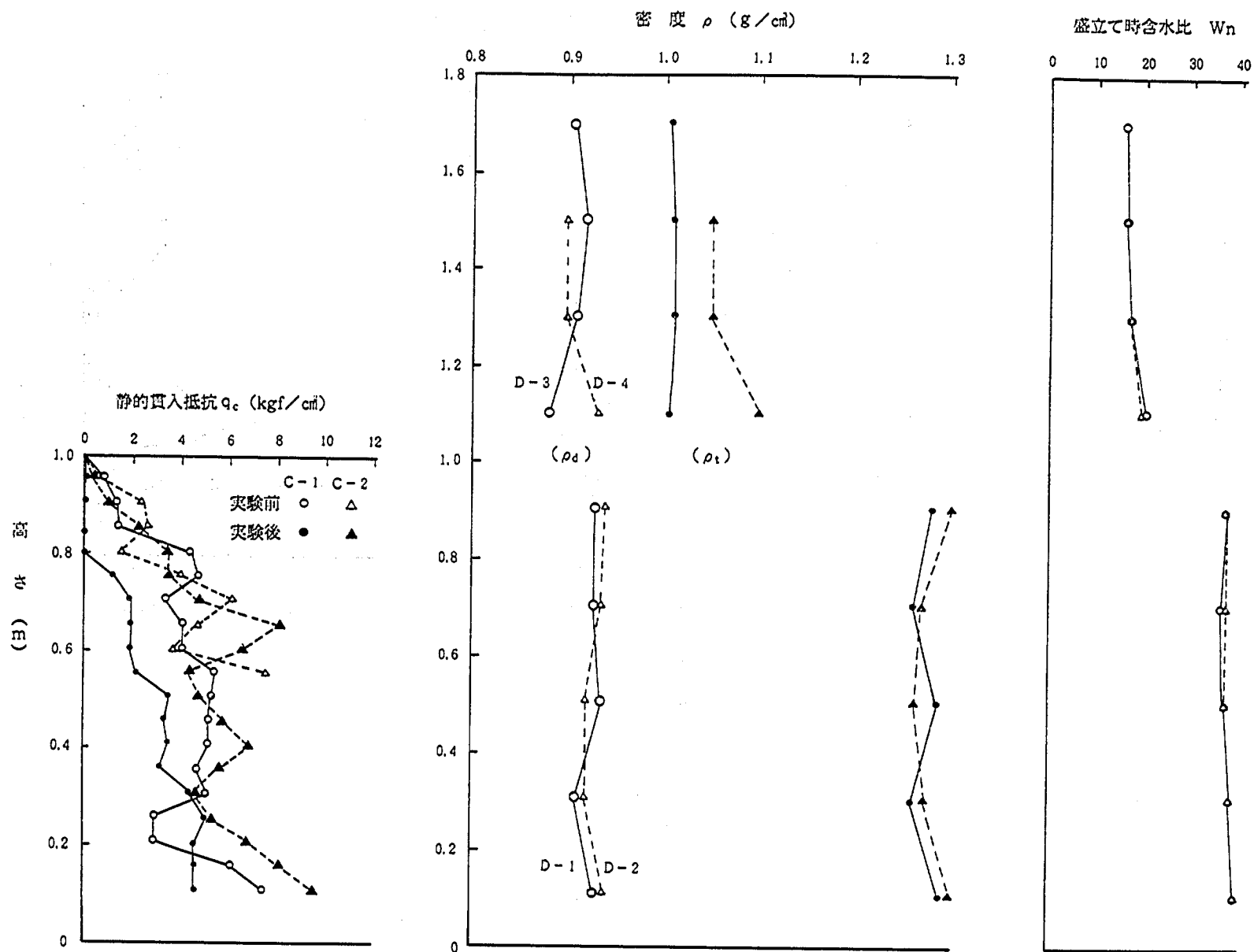


図-8.5 模型の品質管理試験結果 (ケース5)

表-5 各ケースの模型の平均密度

模型番号	区 分	施工時含水比 w (%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	湿潤密度 ^{*)} ρ_t (g/cm ³)	相 対 密 度 Dr (%)
ケース1	地 盤	5.5	0.941	1.530	56.4
	堤 体	22.5	0.842	1.032	21.9
ケース2	地 盤	31.4	0.936	1.527	55.0
	堤 体	22.6	0.866	1.062	29.1
	締固め部	29.1	0.983	1.553	69.9
ケース3	地 盤	34.7	0.936	1.527	54.6
	堤 体	22.5	0.881	1.079	34.7
	砕 石	3.5	1.678	—	—
ケース4	地 盤	35.6	0.917	1.516	48.3
	堤 体	19.9	0.918	1.100	48.6
ケース5	地 盤	37.8	0.927	1.522	52.1
	堤 体	17.5	0.905	1.063	43.9

*) 地盤部については完全飽和 ($S_r = 100\%$) として、 ρ_{sat} を計算により求めて示している。

4.2 共振実験結果

共振実験の結果を実験ケース別に図-9に示す。これらは一般に共振曲線と呼ばれるものであり、横軸に振動数を、縦軸には入力加速度に対する応答加速度の比により得られる加速度応答倍率をそれぞれとって示している。(ただし、本実験を用いているシラス材料のような材料非線型性を有する材料でできた構造物の振動系には数学的な意味での「共振」は存在しない。すなわち、材料非線型に伴う履歴減衰が存在するため応答が無限大になり得ず、したがって系の固有振動数というものもこの場合、厳密には定義しえない。したがって、ここでは「入力加速度レベル20 galにおける伝達関数」とでも呼ぶのが正しいであろう。)この図は模型の伝達特性を把握するのに非常に有効であり、以下これから読み取れるいくつかの点について述べる。

まず、一例として実験2の共振曲線(図-9.2)を見ると、各測点のピークは振動数の低い方から順に、13~14 Hz, 27 Hz, および31~32 Hzに出ていることがわかる。さらにもう少し細かく見ると、それら各々の振動数範囲内において、各測点は必ずしも同一の振動数でピーク値をとっていないことがわかる。すなわち、各測点における周波数伝達特性は、その大きさが異なるのは当然であるが、振動数に対しても傾向が各々異なっているわけである。

そこで、いま関心があるのは堤体が振動数によってどういう揺れ方を示すのかということなので、堤体天端および地表面の測点を基準にとって、それがピーク値をとる振動数についての応答加速度分布を

描いて見ると図-10のようになる。これより、13Hzでは上部ほど大きく揺れていること、27Hzではのり先の水平地盤が最も大きく揺れているが、提体部では逆に振動が押えられていること、31Hzでは提体部も地盤の振動にひきづられ、やや一体となって振動していることがわかる。

ここには示していないが、位相差曲線で見ると、13Hzと27Hzで各測点はほぼ同位相で振動しており、これらの事より結局、実験2における提体-地盤系の（線型弾性体で言うところの一般的な）一次共振点は13Hzということができると考えられる。

さらに、これらの事実を水平地盤上の提体盛土の場合に拡張して考えると、提体の存在によりその周辺の地盤の応答は、入力地盤動の周波数特性により高められたり、あるいは阻害されたりするものと思われる。

図-11には、上に述べたところの提体の1次共振振動数における最大加速度応答倍率分布図を示した。

これより、いずれも1次共振振動数はほぼ13Hz付近であり、最大加速度分布形状は似ており、天端中央における応答倍率は2.6～3.2であることなどから、5ケースのモデルは振動特性から見てほぼ一様につくられていること、各対策工の低加速度レベルにおける振動特性に及ぼす影響は比較的小さいことなどが推測される。

再び図-9に戻って5ケースを通して見ると、いずれも13Hz前後に最初のピークが存在し、それよりも高い振動数の部分にやや複雑な形状のピークが見られる。そして、最初のピークの高さあるいは形状にはあまり大きな差はないが、後者の方はいくぶんか異なった様相を示していることがわかる。その中でも特にのり尻からのり先の地盤表面の測点については、各ケースで相当異なった結果を示しており、これらは各対策工の存在がその付近の振動特性に影響を及ぼしていることによるものと考えられる。

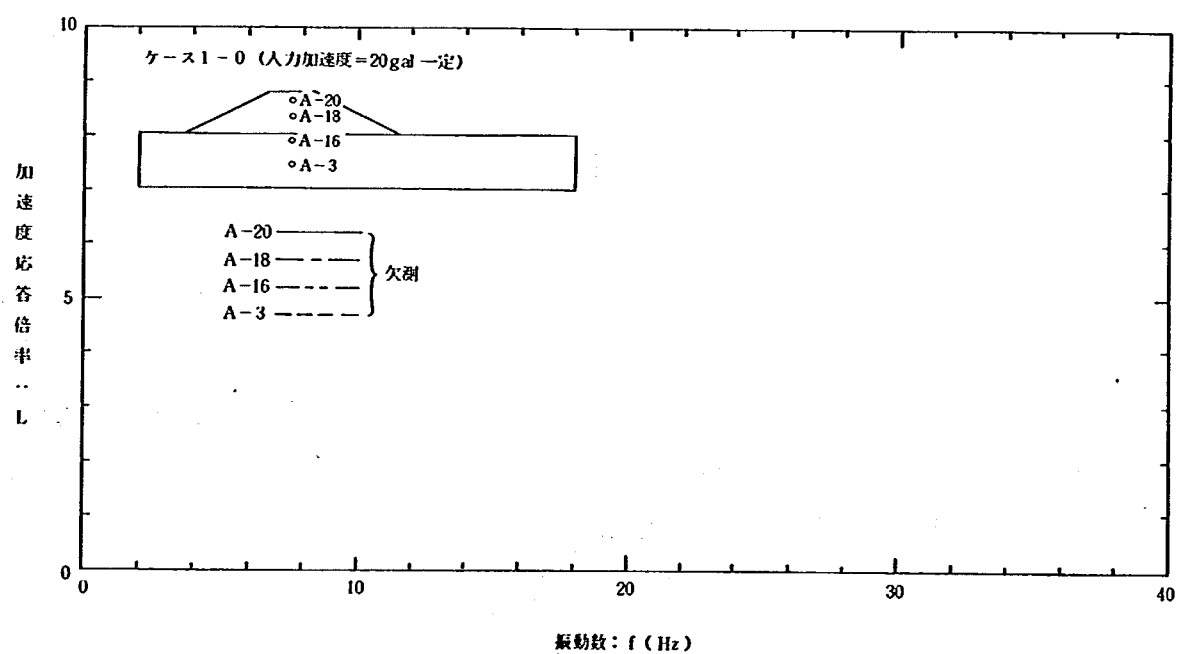
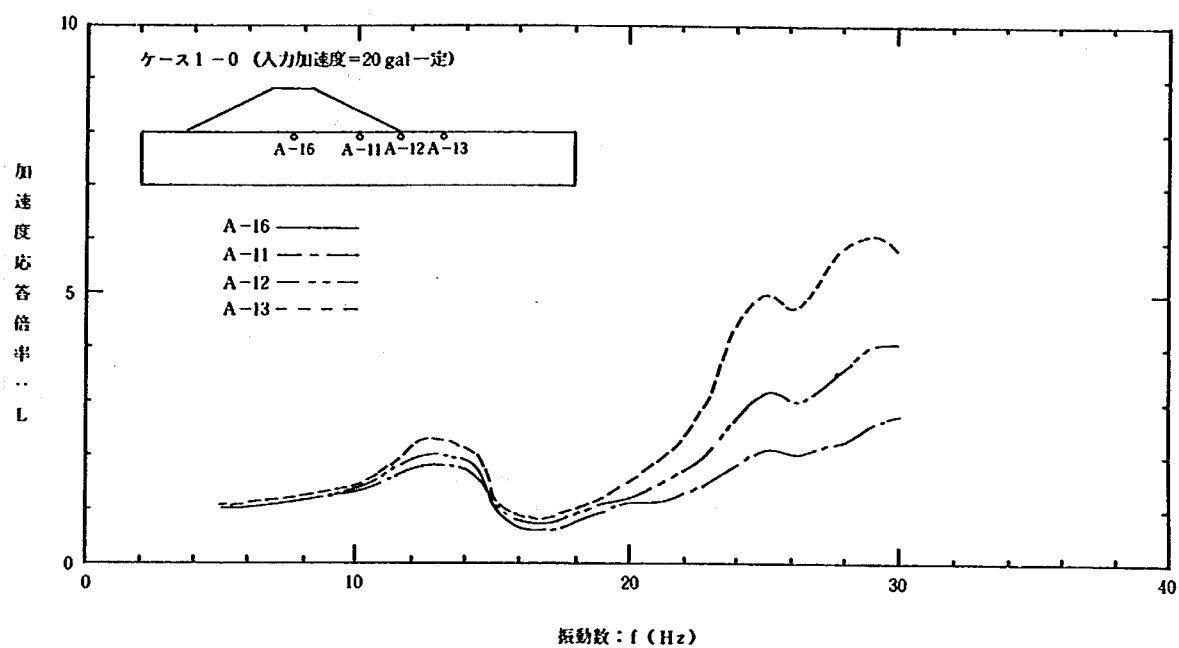


図-9.1 共振実験結果 (ケース 1)

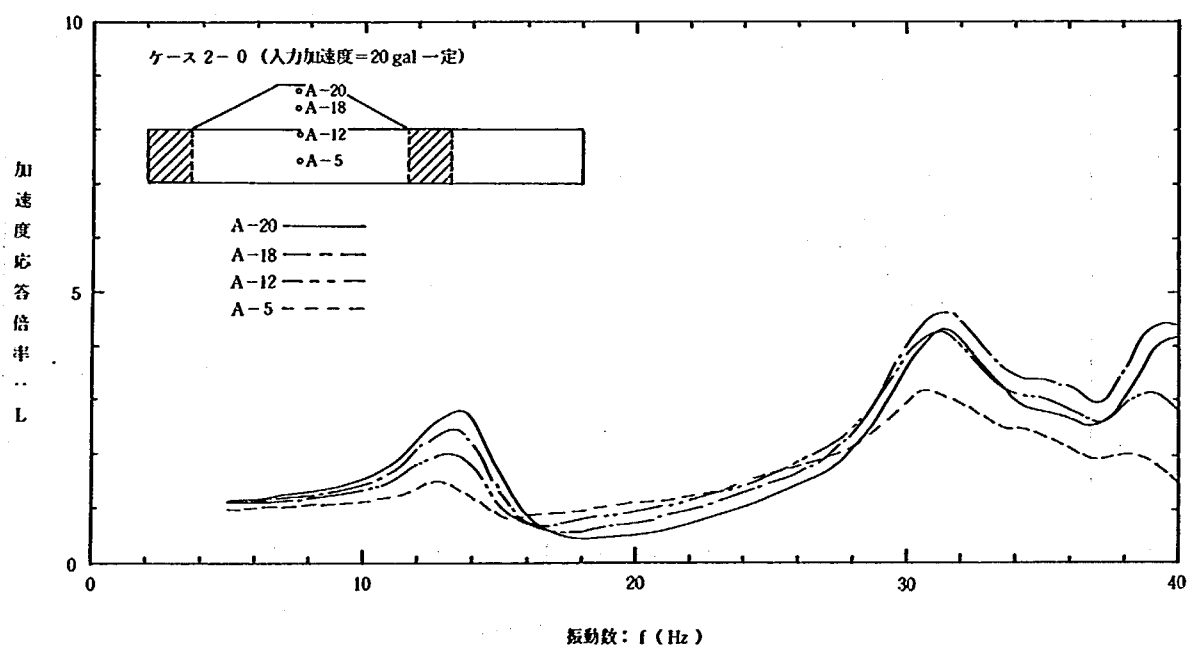
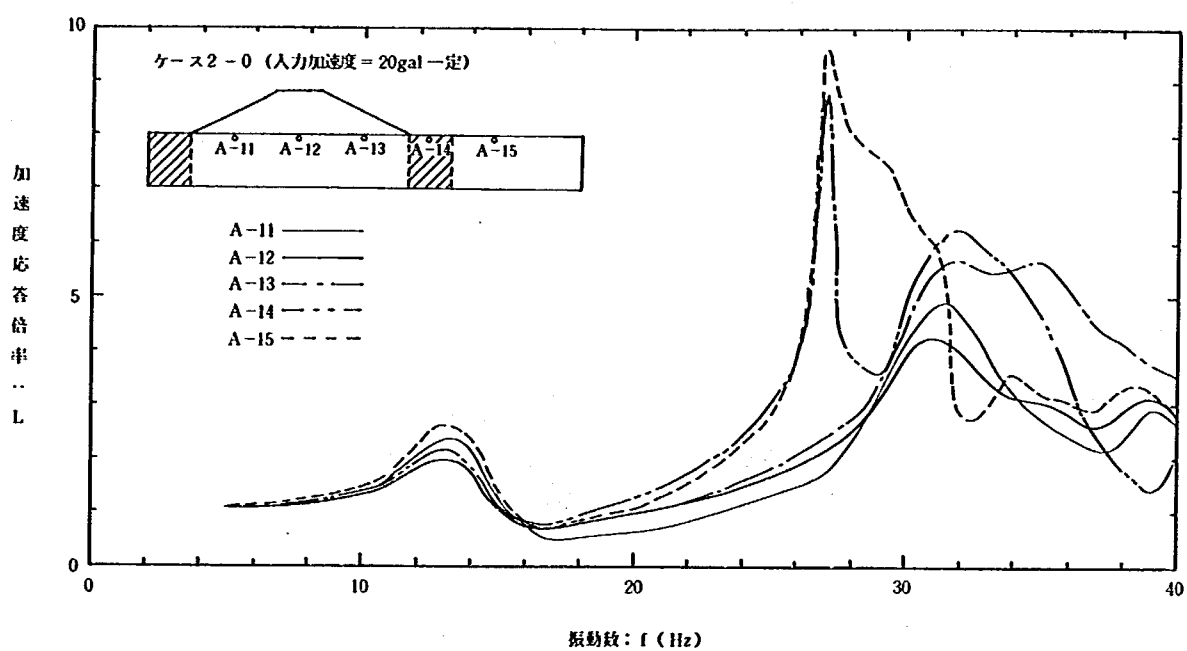


図-9.2 共振実験結果 (ケース 2)

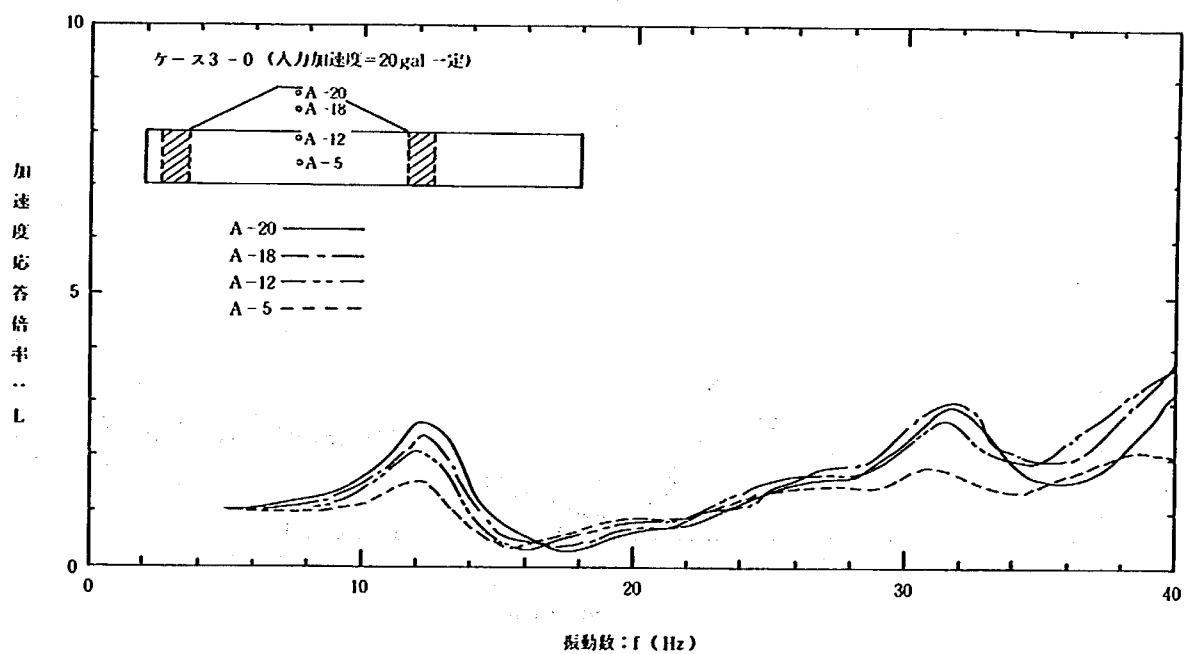
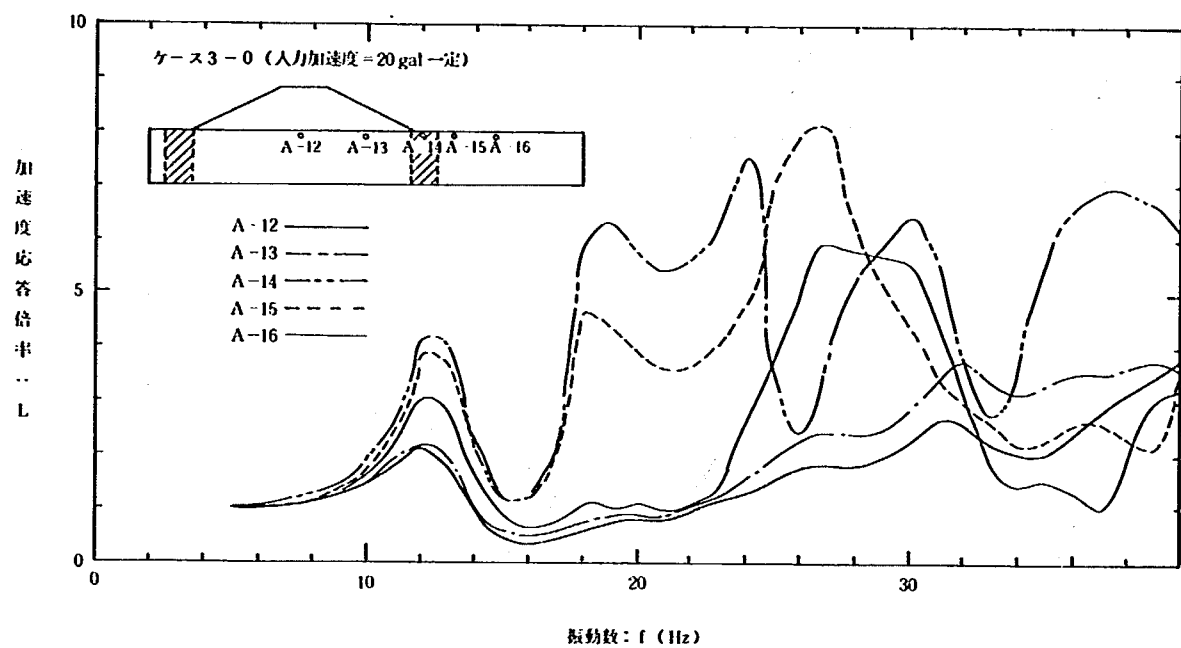


図-9.3 共振実験結果 (ケース 3)

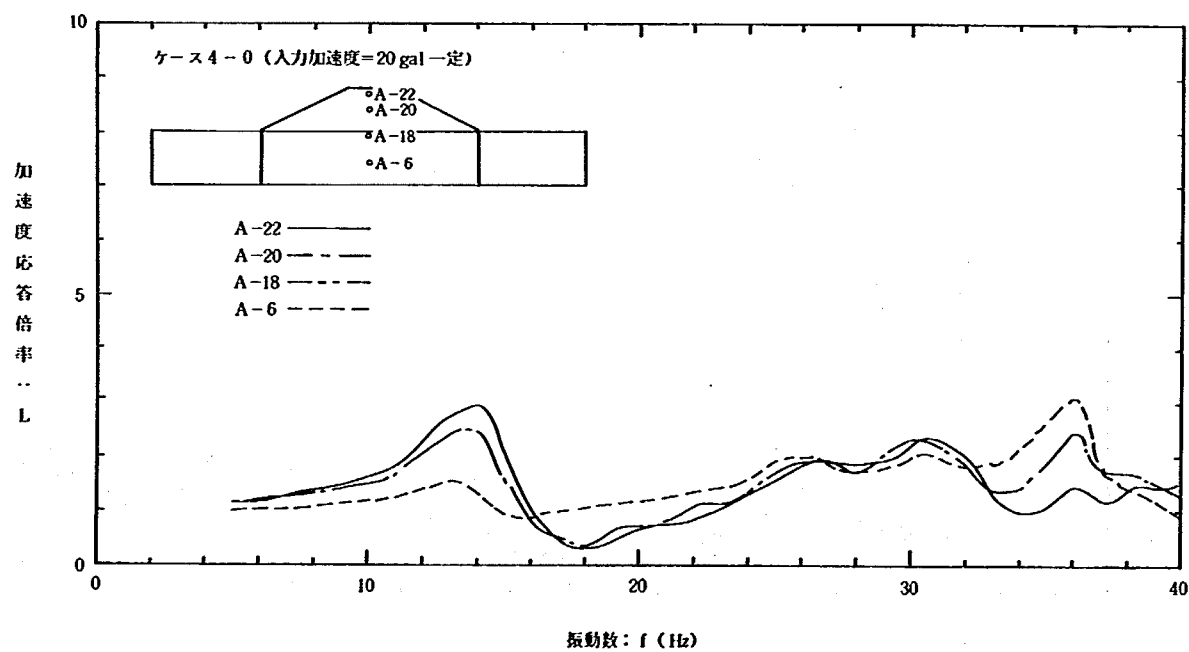
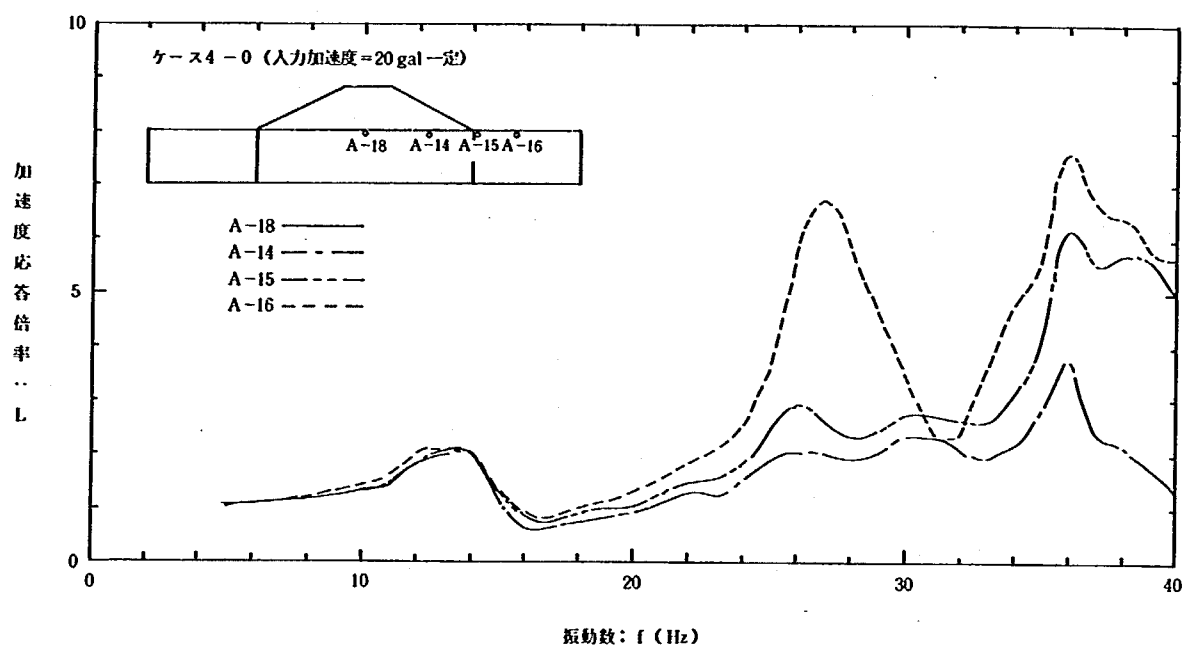


図-9.4 共振実験結果 (ケース4)

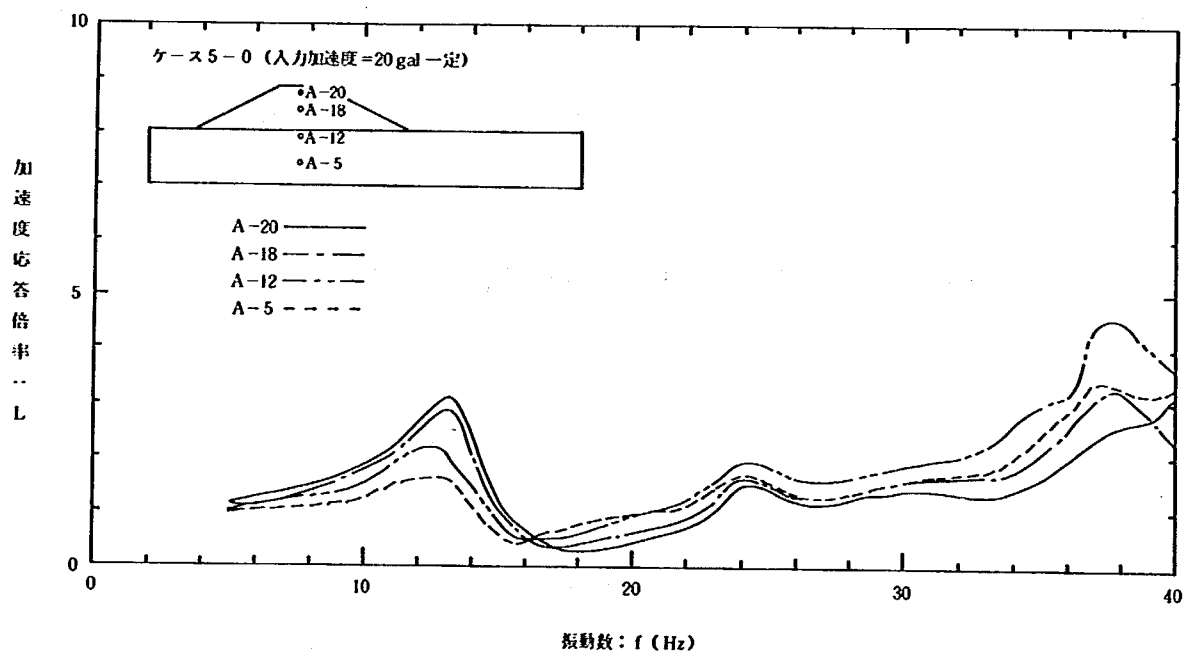
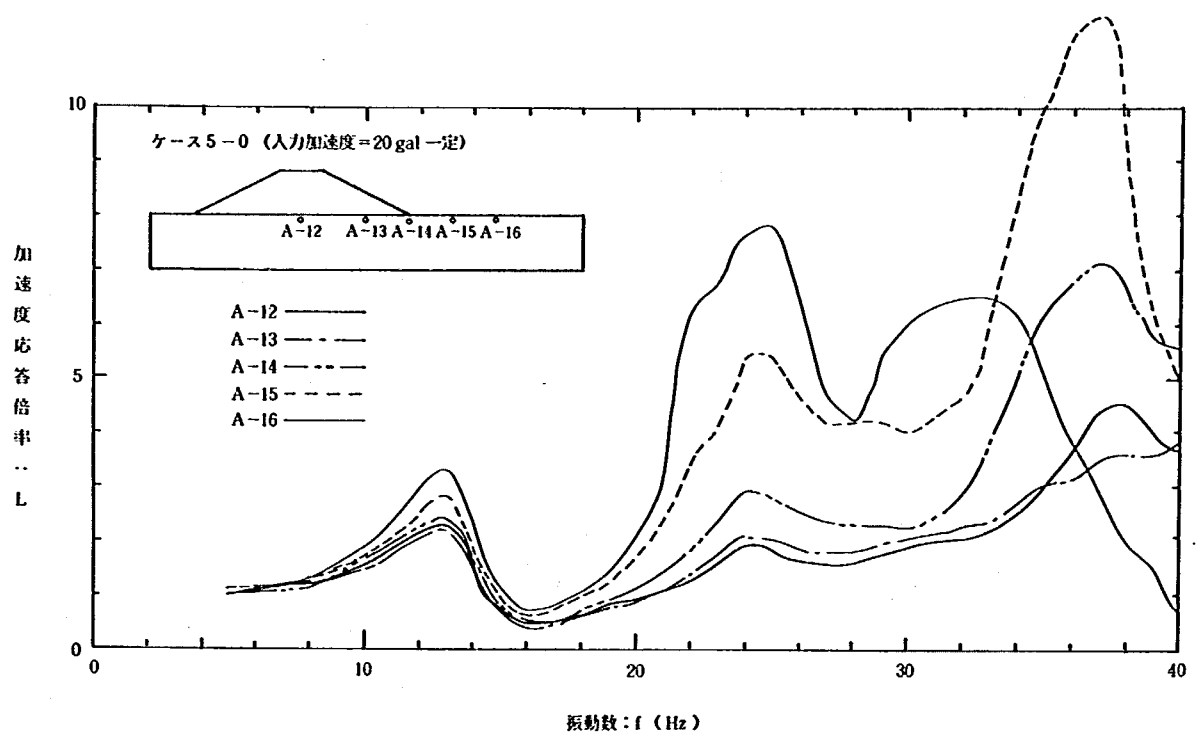


図-9.5 共振実験結果 (ケース 5)

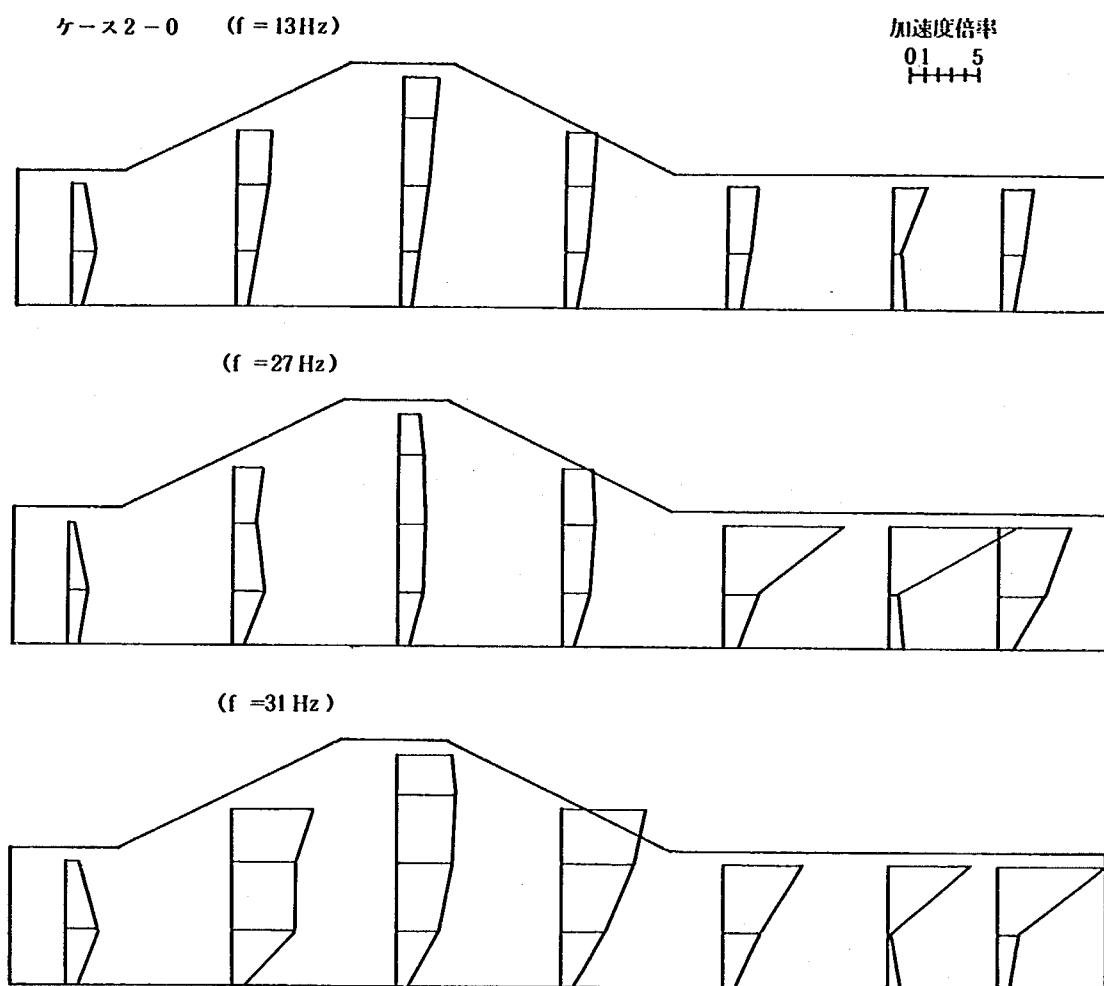
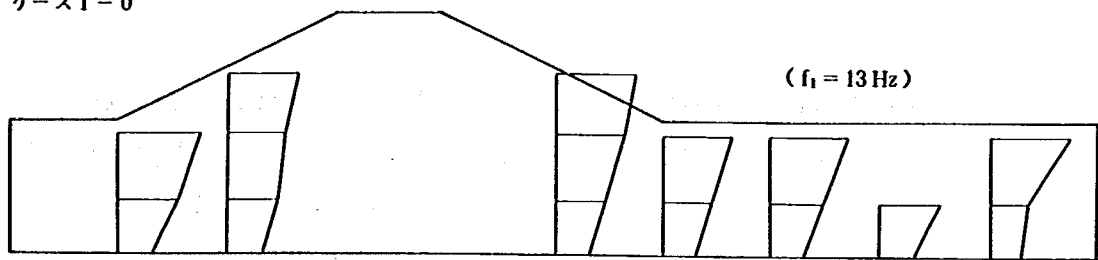
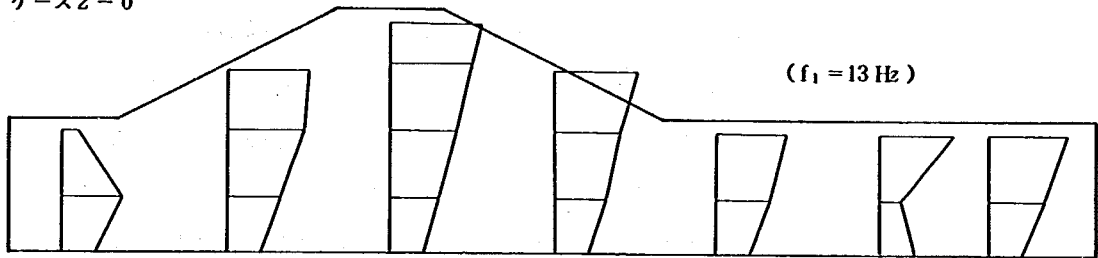


図-10 各振動数における応答加速度倍率図(ケース2)

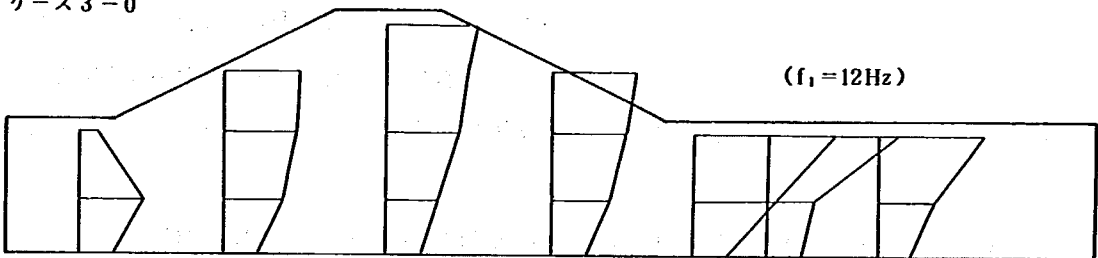
ケース1-0



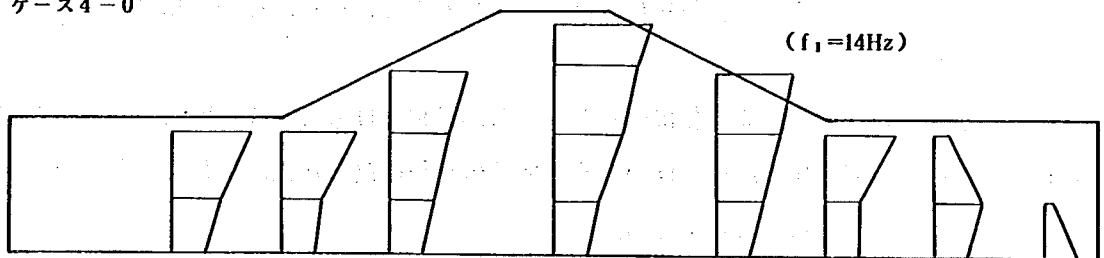
ケース2-0



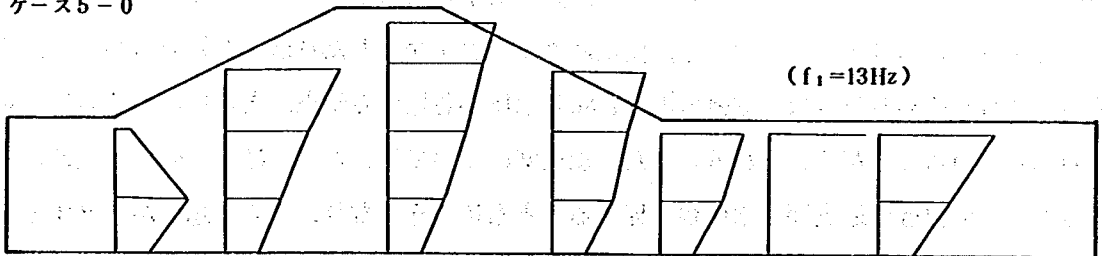
ケース3-0



ケース4-0



ケース5-0



*) 台加速度はすべて20galである。

*) 台加速度に対する比をとっている。

0 1 2 3 4
応答倍率

図-11 1次共振時の加速度応答倍率

4.3 破壊実験結果

4.3.1 応答加速度

各ケースについて応答加速度振幅を台加速度振幅との比で表わしたものを図-12に示す。この図はいくつかの加振段階における結果を重ね書きしているが、模型が破壊に至った加振段階の記録は加速度計の傾き等、信頼性に乏しいので省いている。この図より、全般的には低加速度レベルでは加速度応答の増幅度は低く、平均的に天端で1.1～1.2、地盤表面で1.0～1.1程度であり、入力加速度レベルが高くなるとそれがある時点で急に大きくなっていることがわかる。その理由としては次の2点が考えられる。まず第一に、一般に土のような材料非線型性を有する材料でできた構造物の振動における卓越周期は加速度レベルが大きくなるほど低下する傾向にあり、加振振動数に対して卓越周期が近づくか離れるかによって応答倍率が大きくなったり小さくなったりするが（一般には履歴減衰が大きくなるので応答倍率は小さくなることが多い。）、この場合には加振による過剰間隙水圧の上昇が応答倍率増加の主な原因となっていると考えられる。すなわち、過剰間隙水圧が上昇すれば土の有効拘束圧が低下し、せん断弾性係数 G が低下するため系の卓越振動数が低下する。したがって、4-2、共振実験結果のところで示した低加速度レベルにおける卓越振動数がこの場合の加振振動数5 Hzに近づく方向に低下していったものと考えられるわけである。さらに、同図より、応答倍率の増加は水平地盤部で早く表われているようであるが、これは堤体直下地盤部よりも早く液状化に近い状態になっていったことを示すものと理解される。

なお、上述したように破壊の著しいケースにおける第2の理由としては、堤体ヘクラックが発生し、そのことが特に堤体の応答加速度を大きくしたことである。すなわち、クラックが発生すると堤体はいくつかのブロックに分かれてそれぞれが異なった運動をするようになり、その運動にはロッキング振動が生じてくるためである。

また、ここに示していないが、液状化に達したような部分における応答加速度は再び低下していく結果が得られた。これは、液状化の進行に伴い、その部分の卓越振動数が極端に低くなり、せん断力を伝播しえなくなったためと考えることができる。

また、上述の事を模型の変状などとの関係で見するために、各ケースにおいて模型に有意な変状が生じた加振段階について、模型の経時的な変形状、天端沈下量およびいくつかの加速度、間隙水圧の記録をあわせて図-13に示した。この図より、模型にクラックが発生したり拡大し始める時点、あるいは天端の沈下が進行し始める時点は、地盤内の過剰間隙水圧が急増する時点、あるいはある値に達する時点にほぼ対応していることが確かめられる。また、加速度については、たとえばのり先地盤上部の記録について見ると、その付近の過剰間隙水圧が上昇するとともに大きくなり、さらに水圧が上昇すると液状化に近い状態になり、加速度は逆に低下していることがわかる。堤体内加速度についてもほぼ同様の傾向が見られるが、一部に応答波形が乱れているものがある。この乱れの生じている部分を模型の変状を表わした図と対比して見ると、クラックの生じている部分で特に応答波形の乱れが著しいことが確かめられる。したがって、この乱れにはクラックの発生によって分割された土塊のロッキング、あるいは土塊

間のぶつかりなどの効果が多分に含まれているものではないかと考えられる。また、同図中、加速度波形が片方へ流れているものは、その加速度計に傾きが生じたものと考えられる。

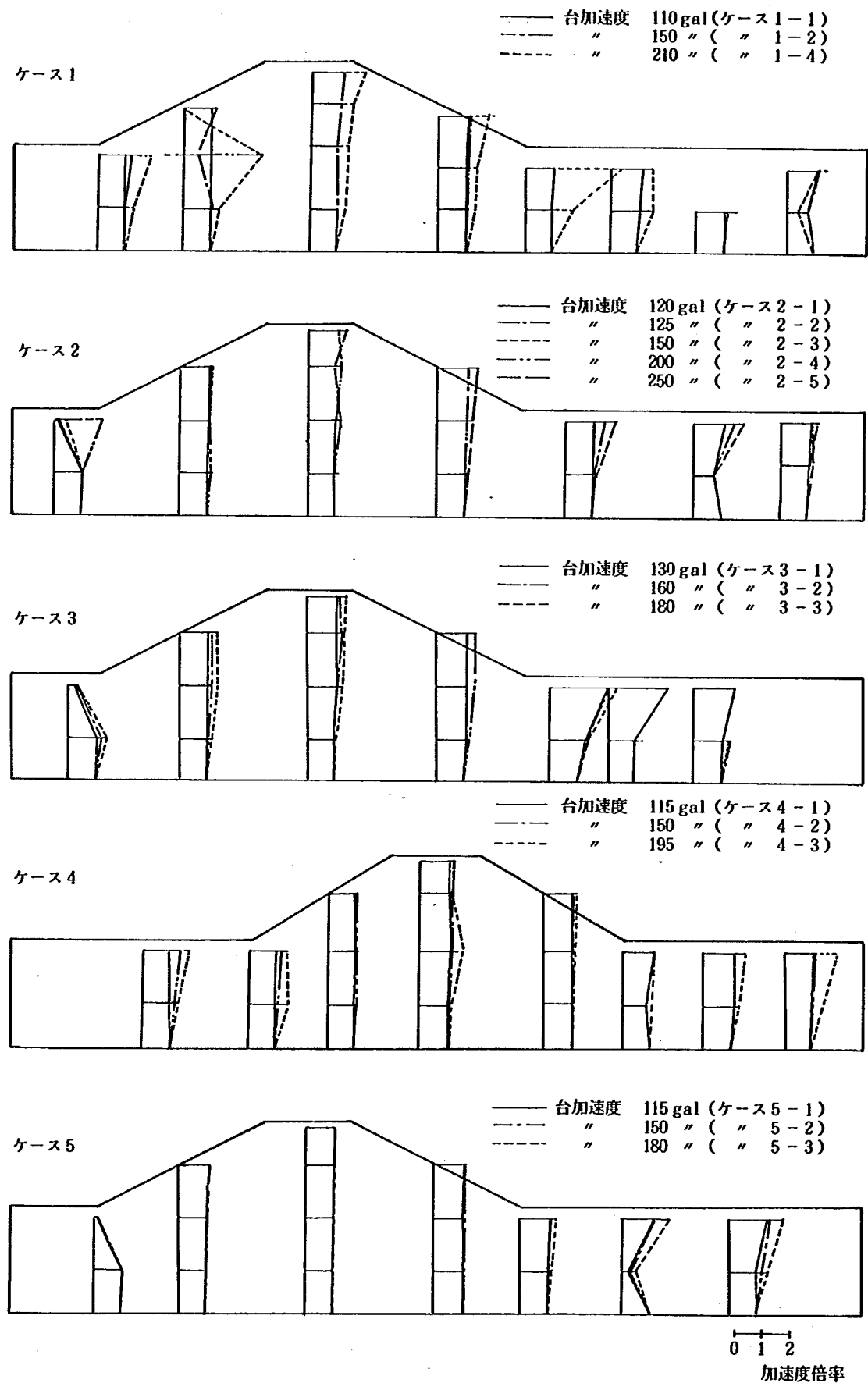


図-12 各加振段階における応答加速度倍率図

(a) 計測器配置および5秒おきの模型の変形形状

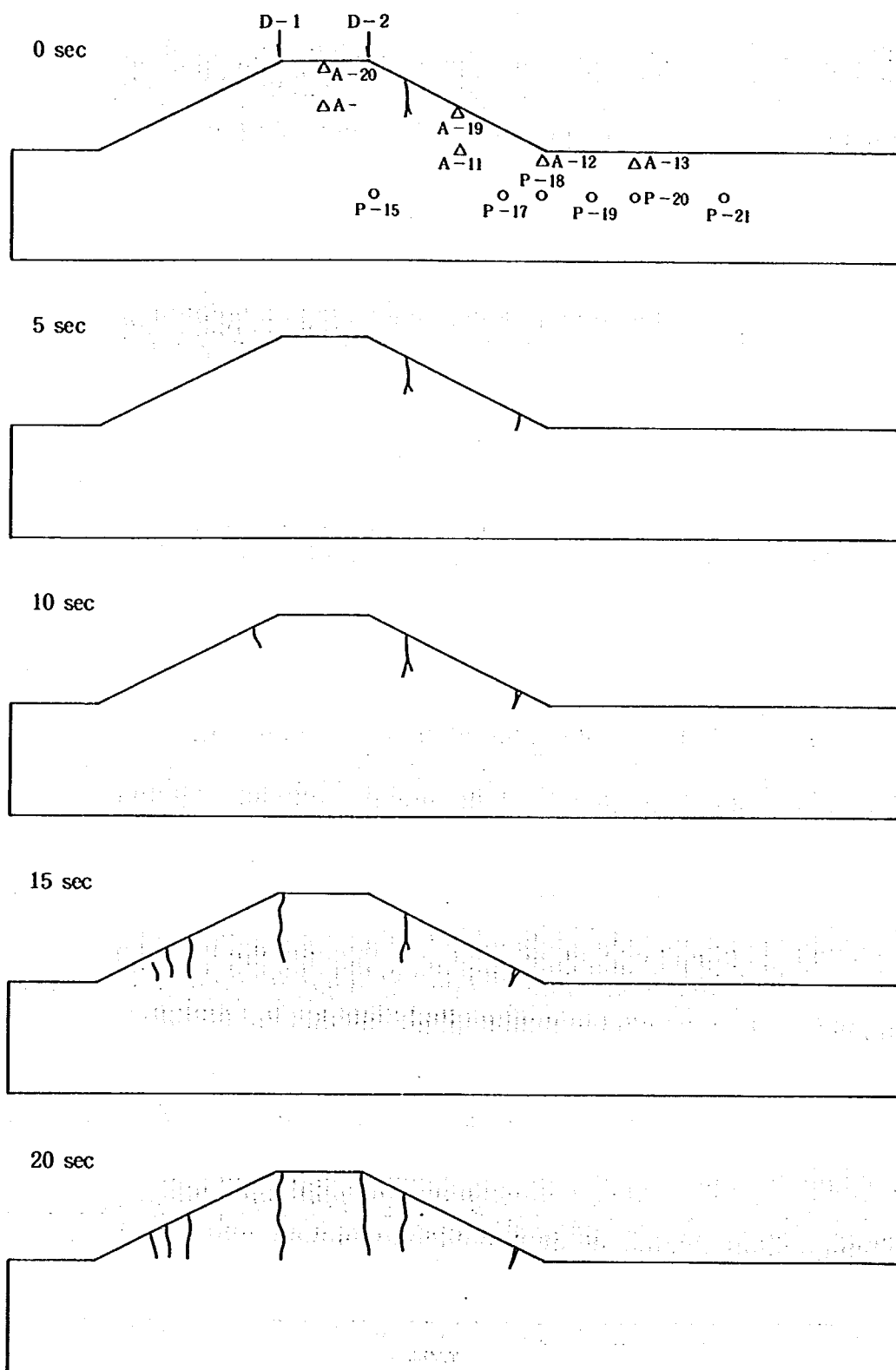
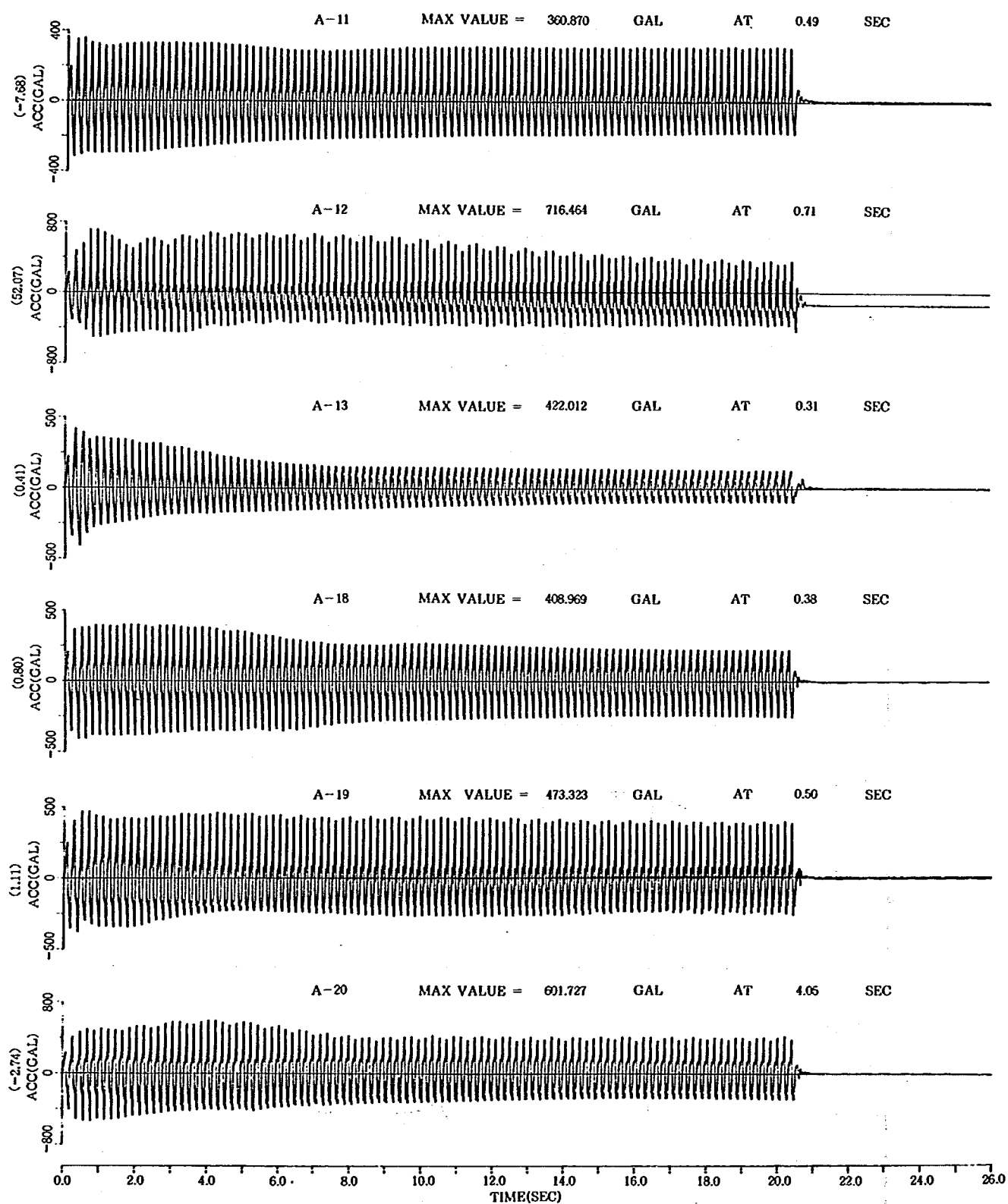


図-13.1 模型形状, 加速度, 間隙水圧, および沈下量の経時変化

ケース1-4 (210 gal)

(b) 加速度記録



*) この値は時間 $t = 0$ secにおける初期値を表わす。これは、以前の加振段階により残留した値である。
以下同じ。

図-13.1 (つづき)

(c) 過剰間隙水圧記録

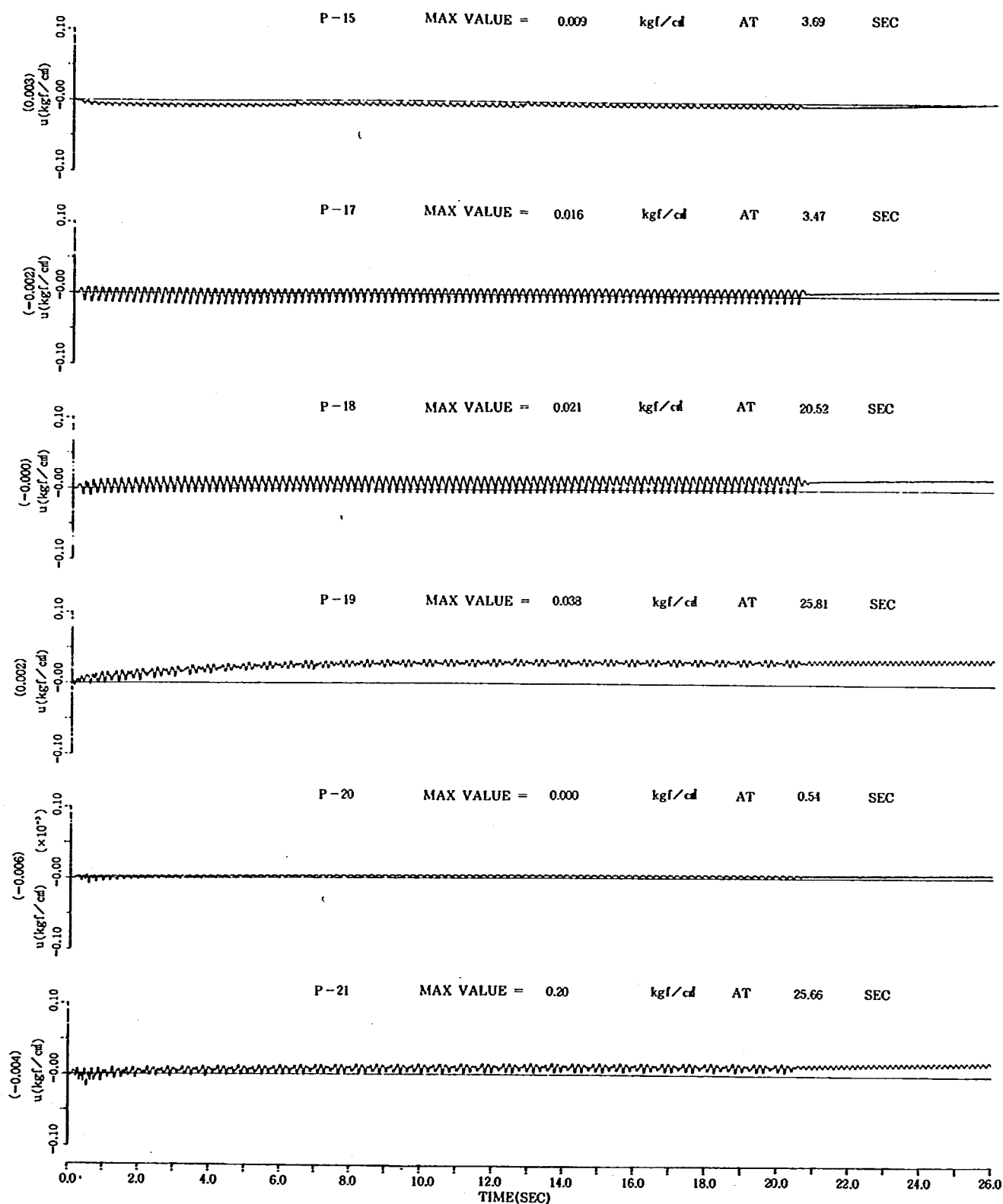


図-13.1 (つづき)

(d) 沈下量記録

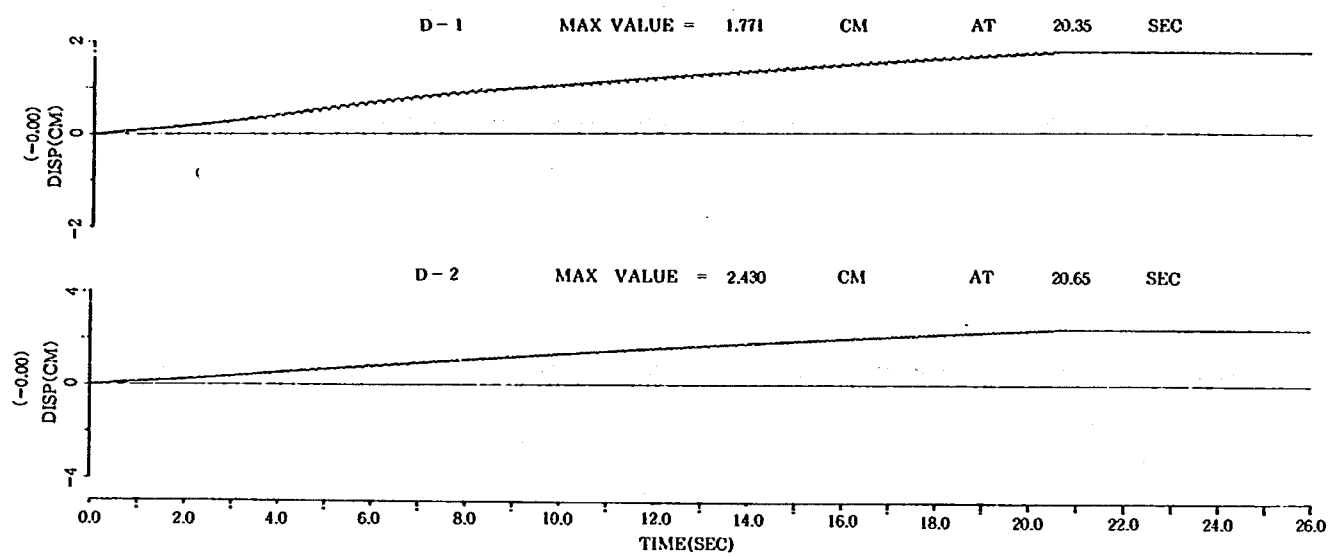


図-13.1 (つづき)

(a) 計測器配置および5秒おきの模型の変形形状

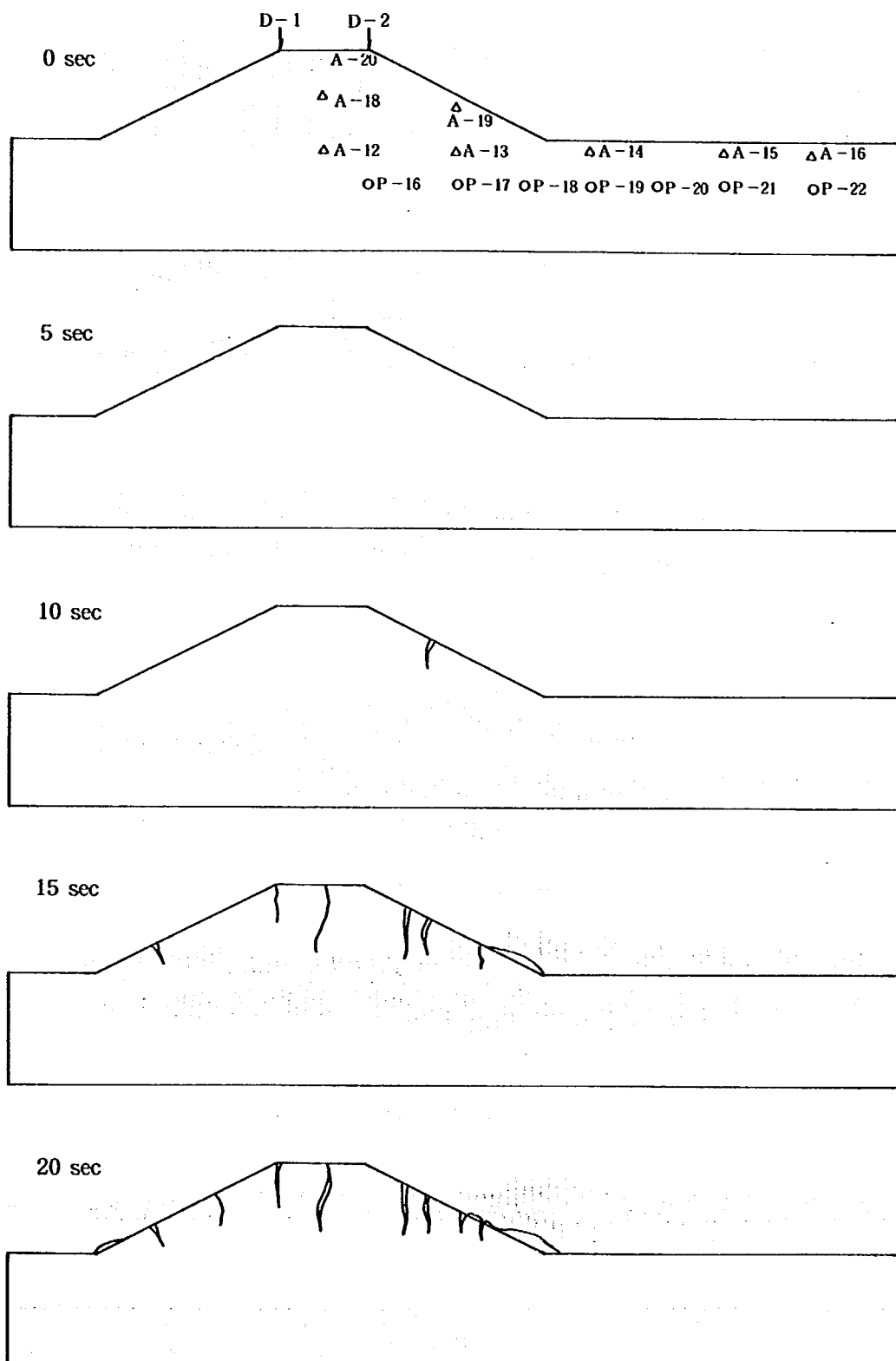


図-13.2 模型形状, 加速度, 間隙水圧, および沈下量の経時変化

ケース2-6 (250 gal)

(b) 加速度記録

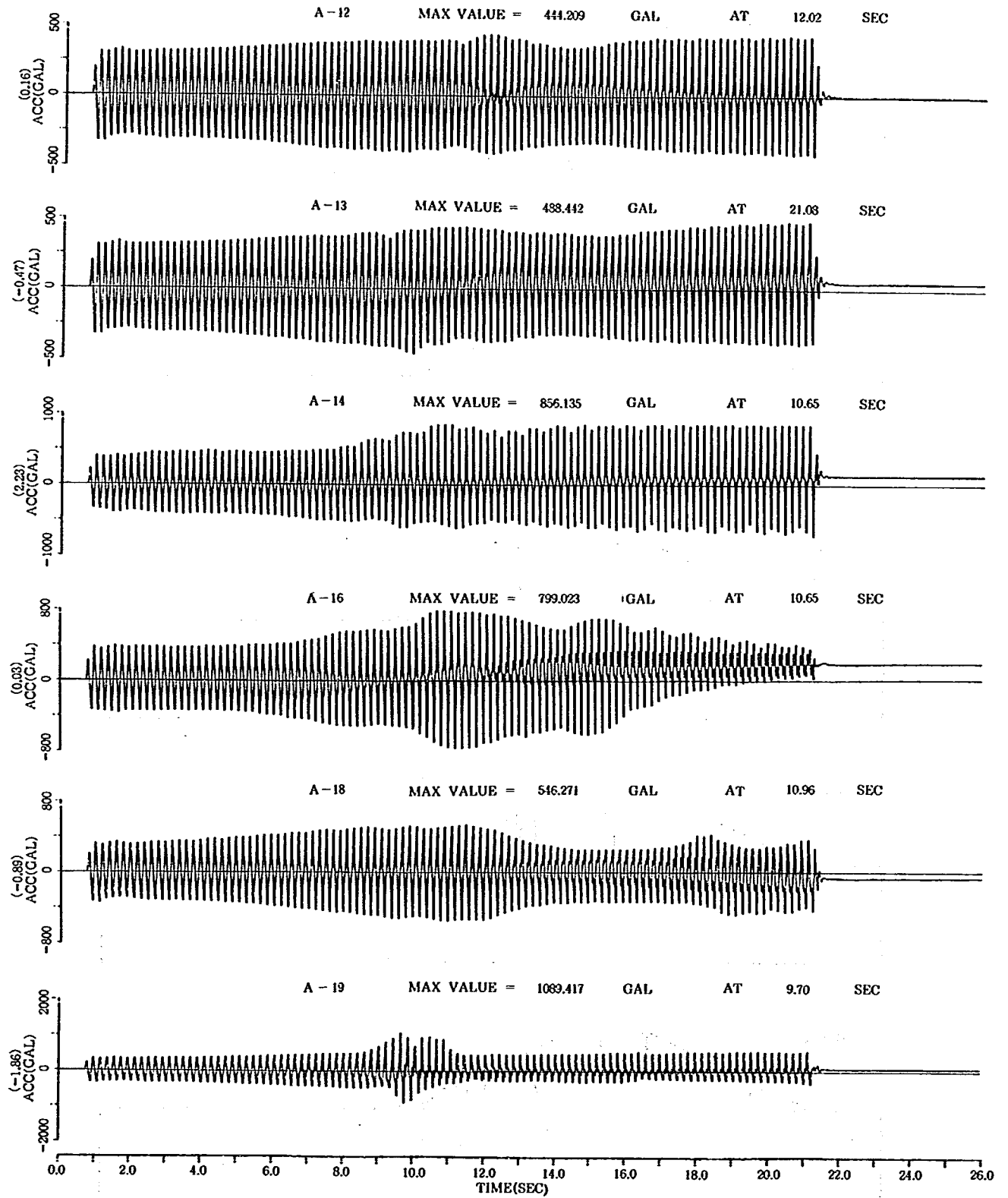
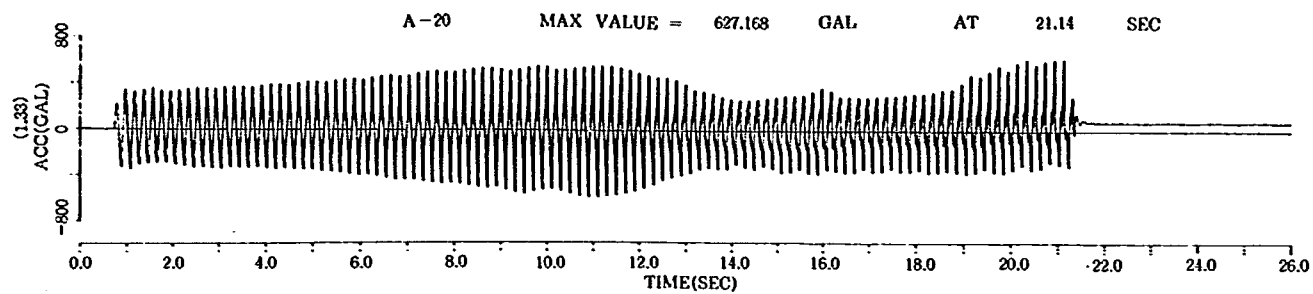


図-13.2 (つづき)



(c) 過剰間隙水圧記録

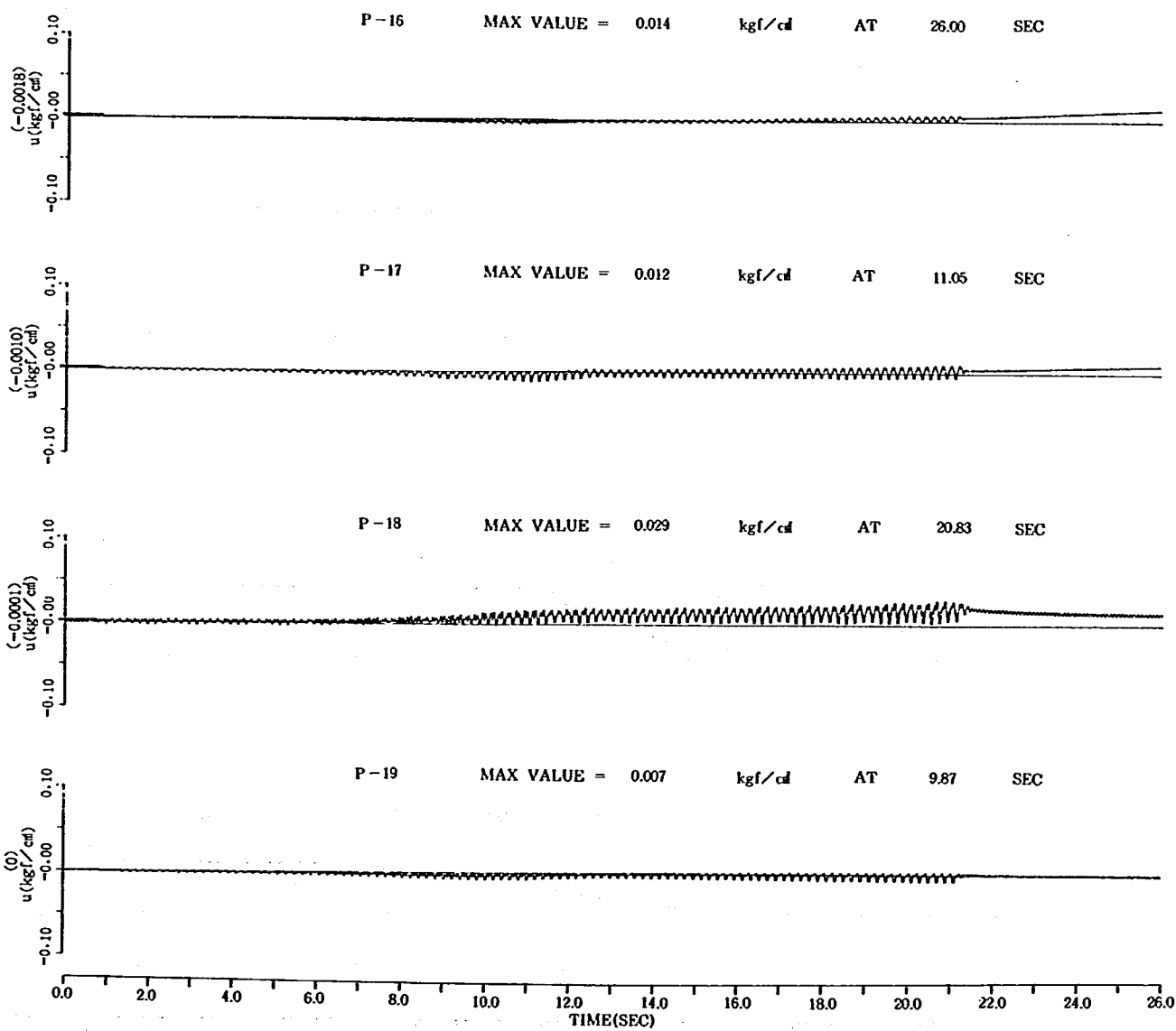
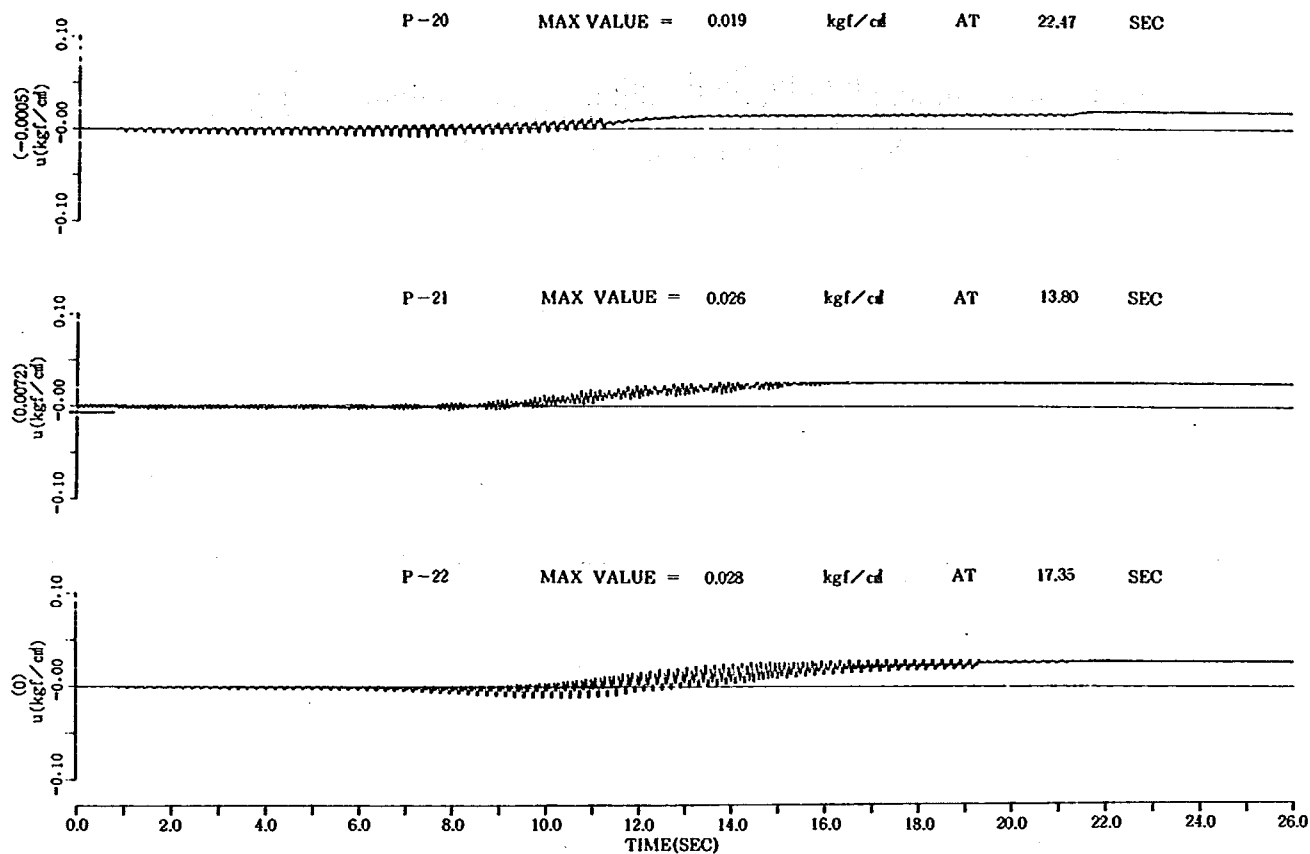


図-13.2 (つづき)



(d) 沈下量記録

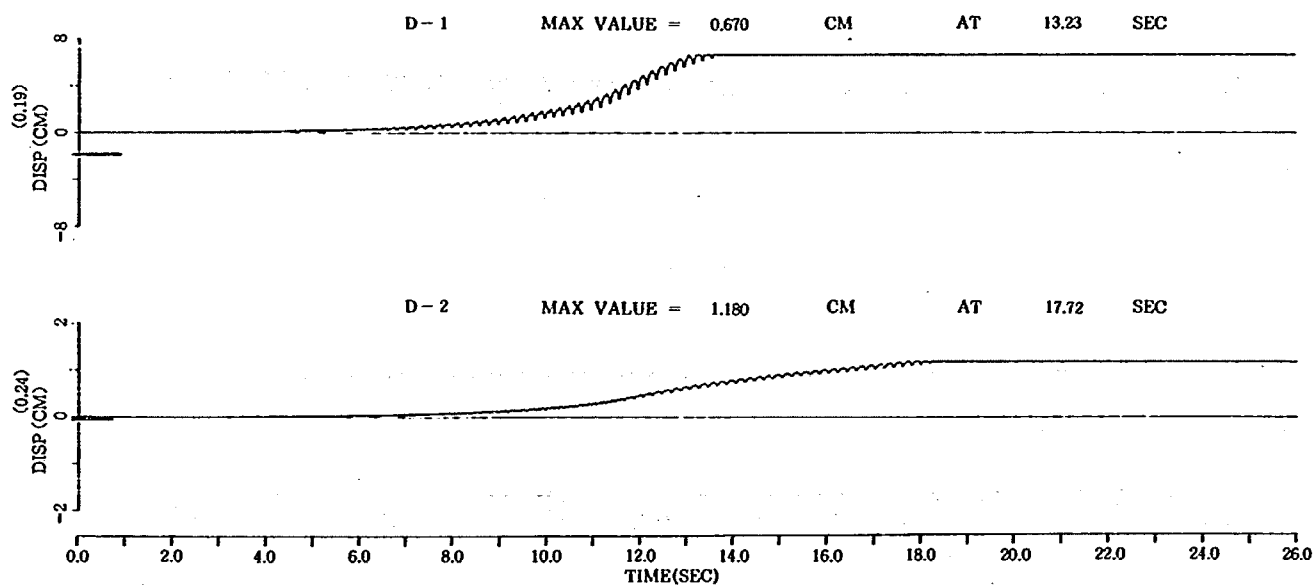


図-13.2 (つづき)

(a) 計測器配置および5秒おきの模型の変形形状

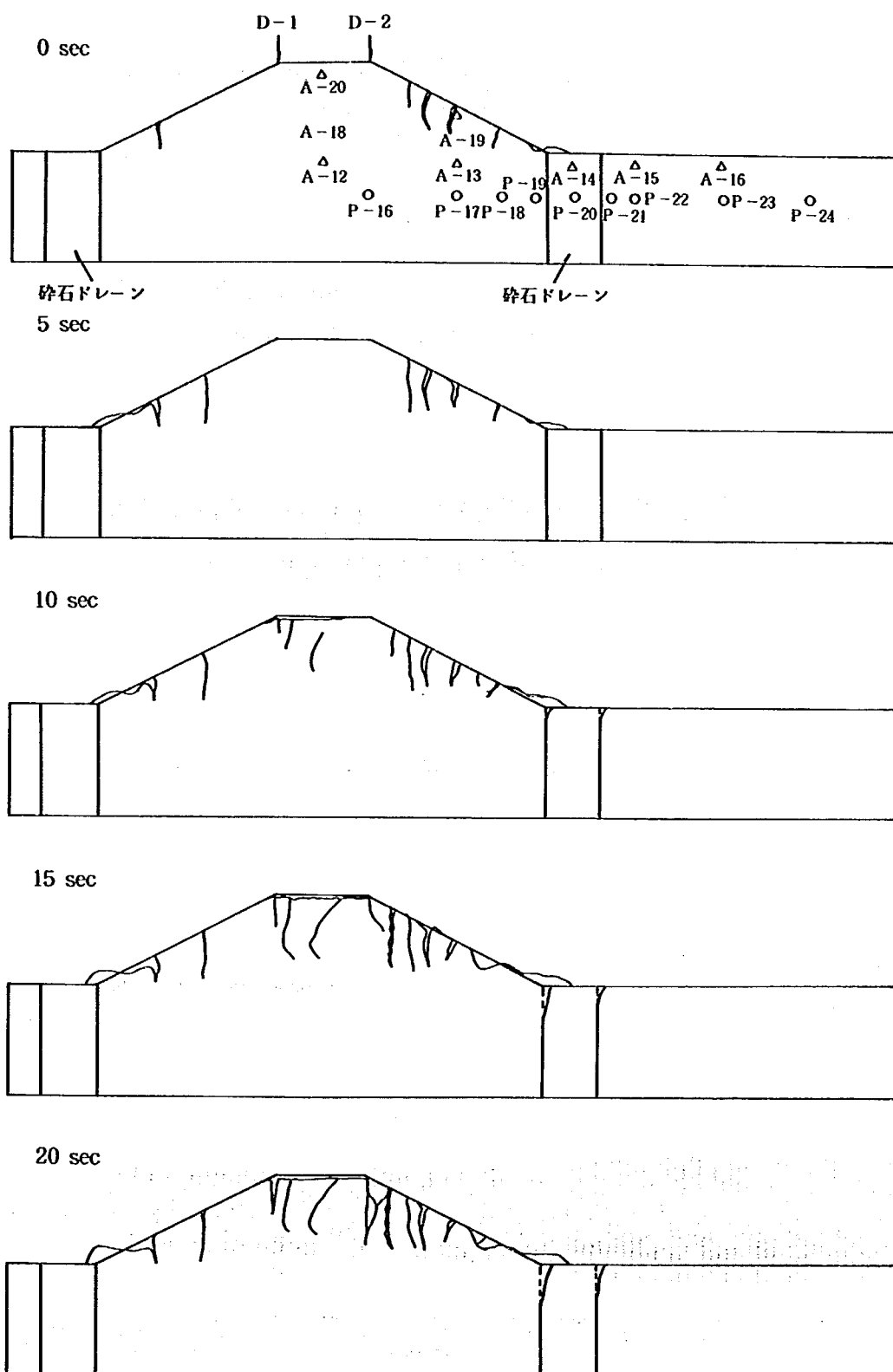


図-13.3 模型形状, 加速度, 間隙水圧, および沈下量の経時変化

ケース3-4 (210 gal)

(b) 加速度記録

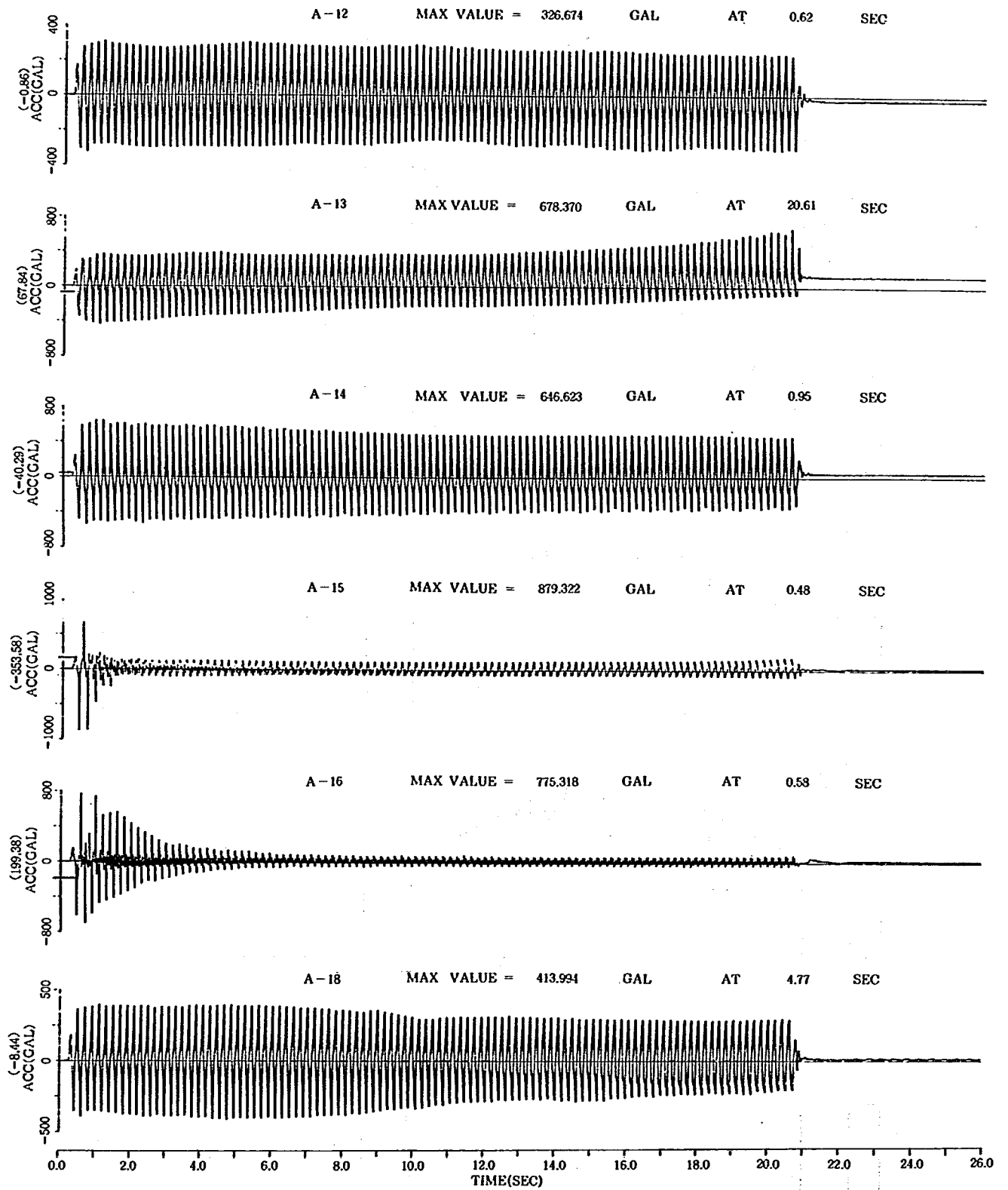
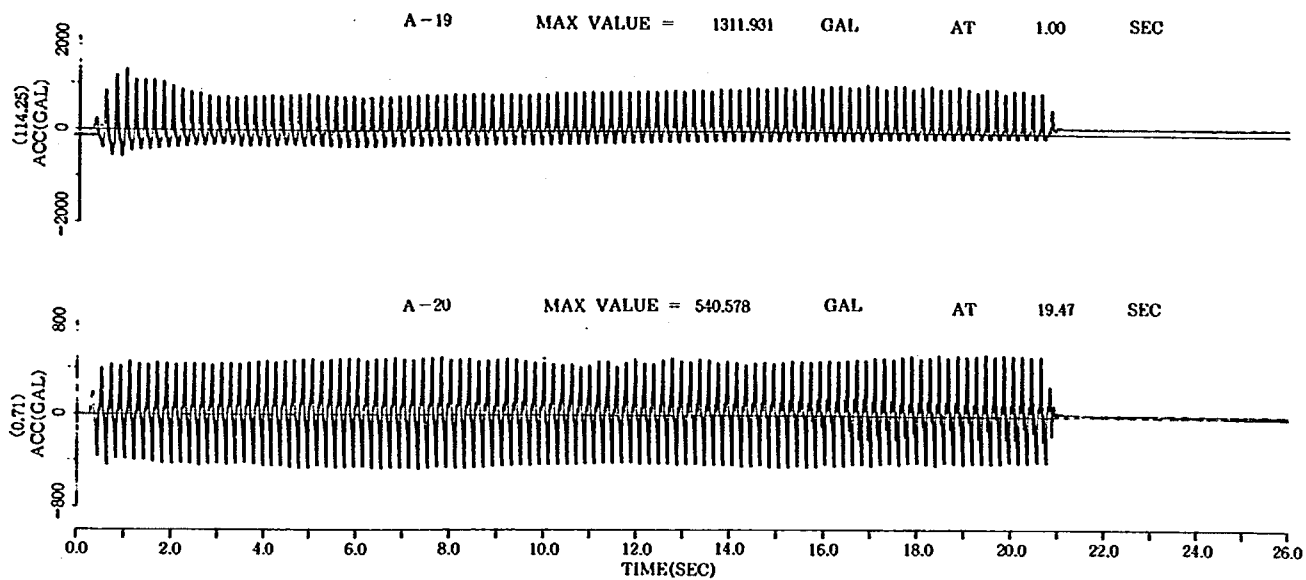


図-13.3 (つづき)



(c) 過剰間隙水圧記録

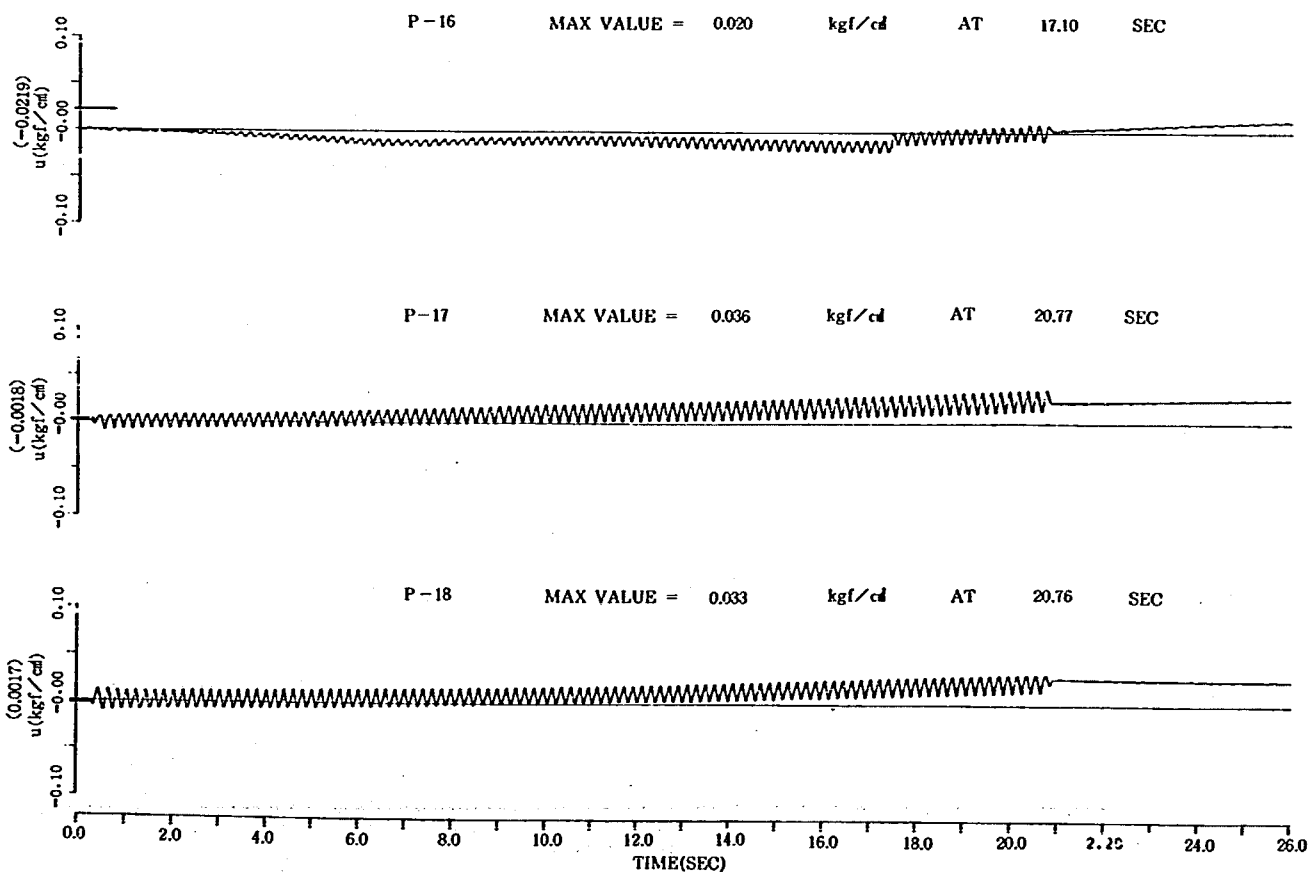


図-13.3 (つづき)

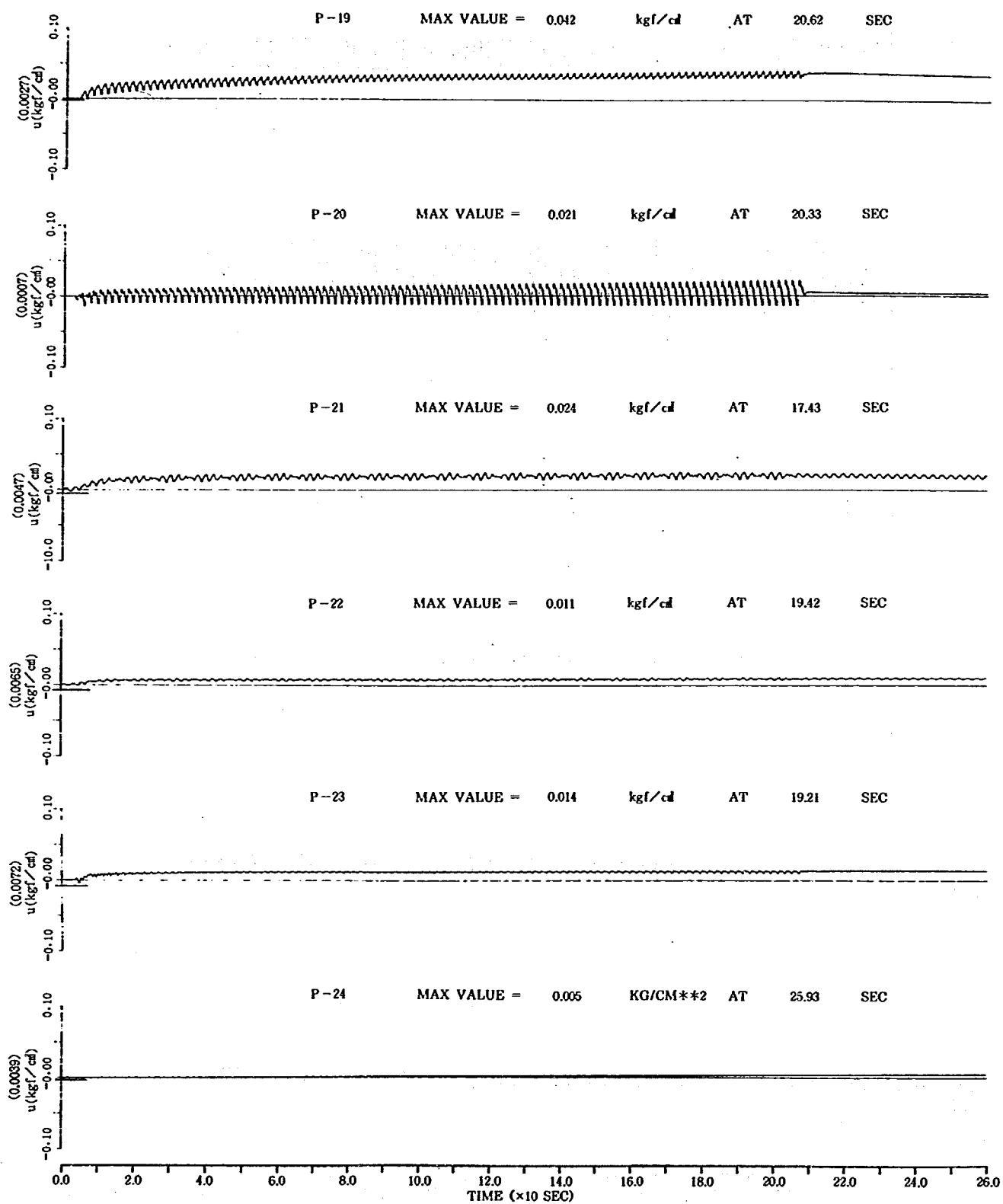


図-13.3 (つづき)

(d) 沈下量記録

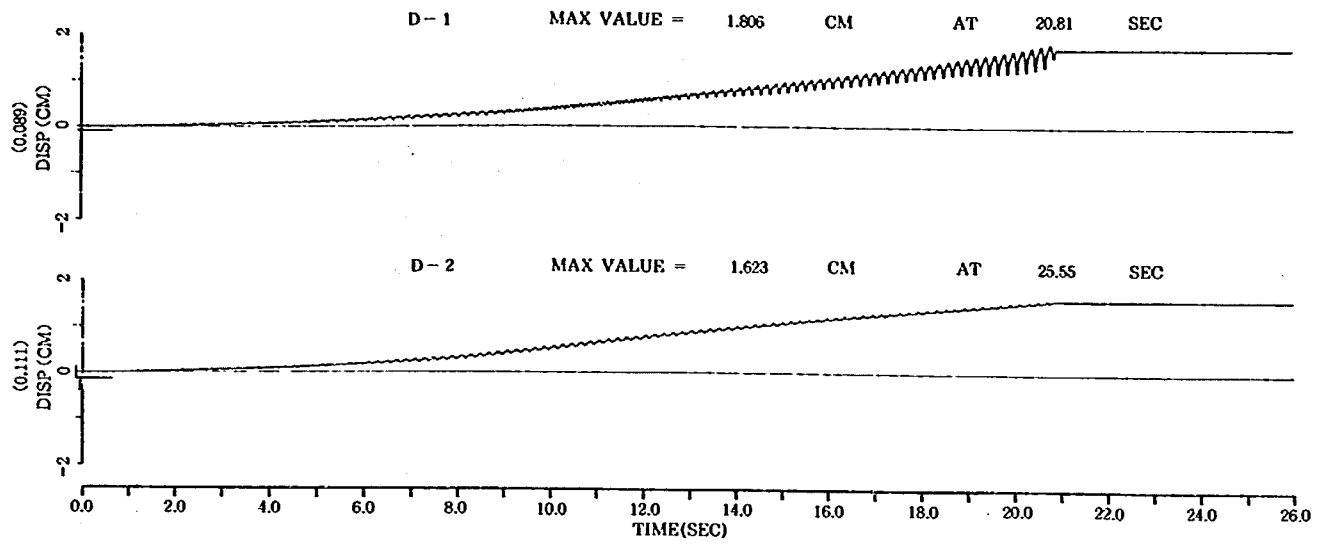


図-13.3 (つづき)

(a) 計測器配置および5秒おきの模型の変形形状

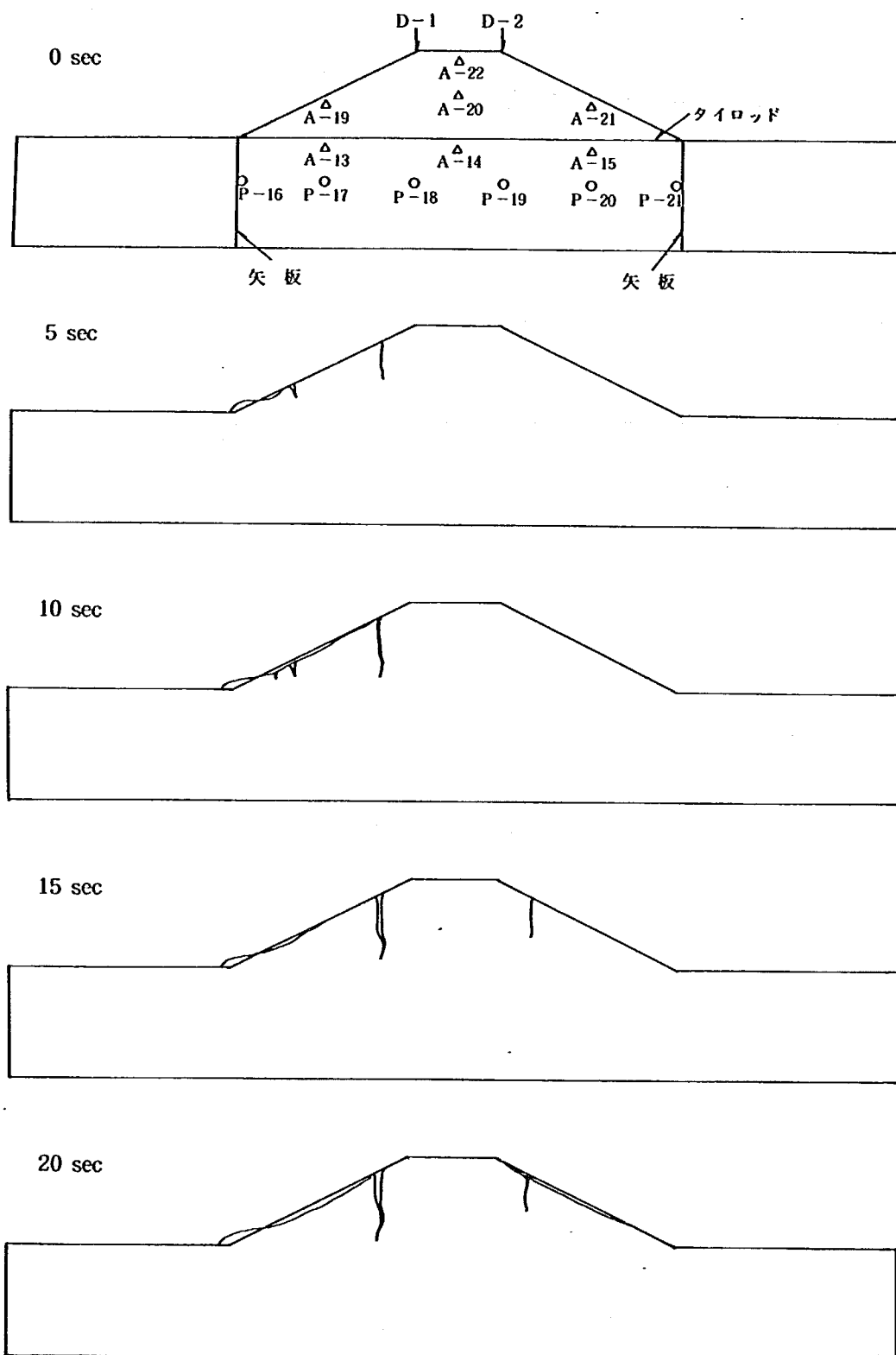


図-13.4 模型形状, 加速度, 間隙水圧, および沈下量の経時変化

ケース4-4 (210 gal)

(A22/A19/S1/S2)

(b) 加速度記録

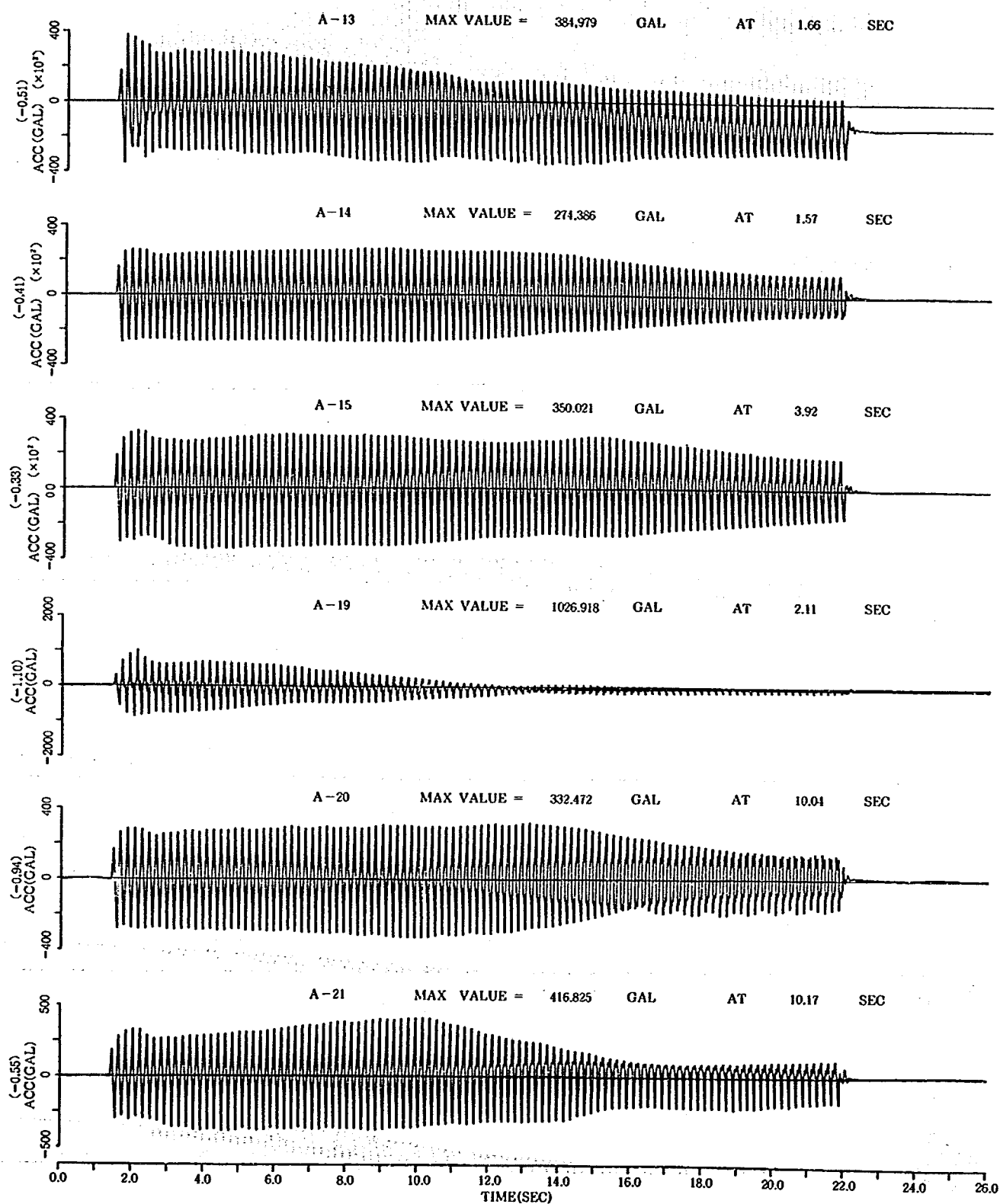
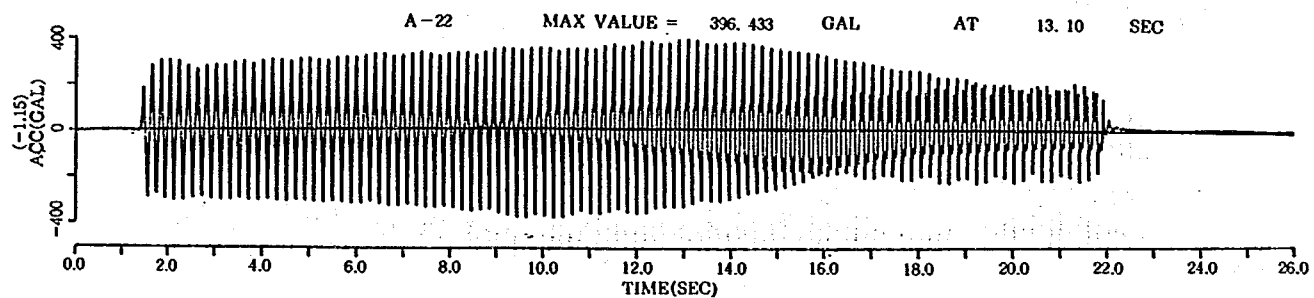


図-13.4 (つづき)



(c) 過剰間隙水圧記録

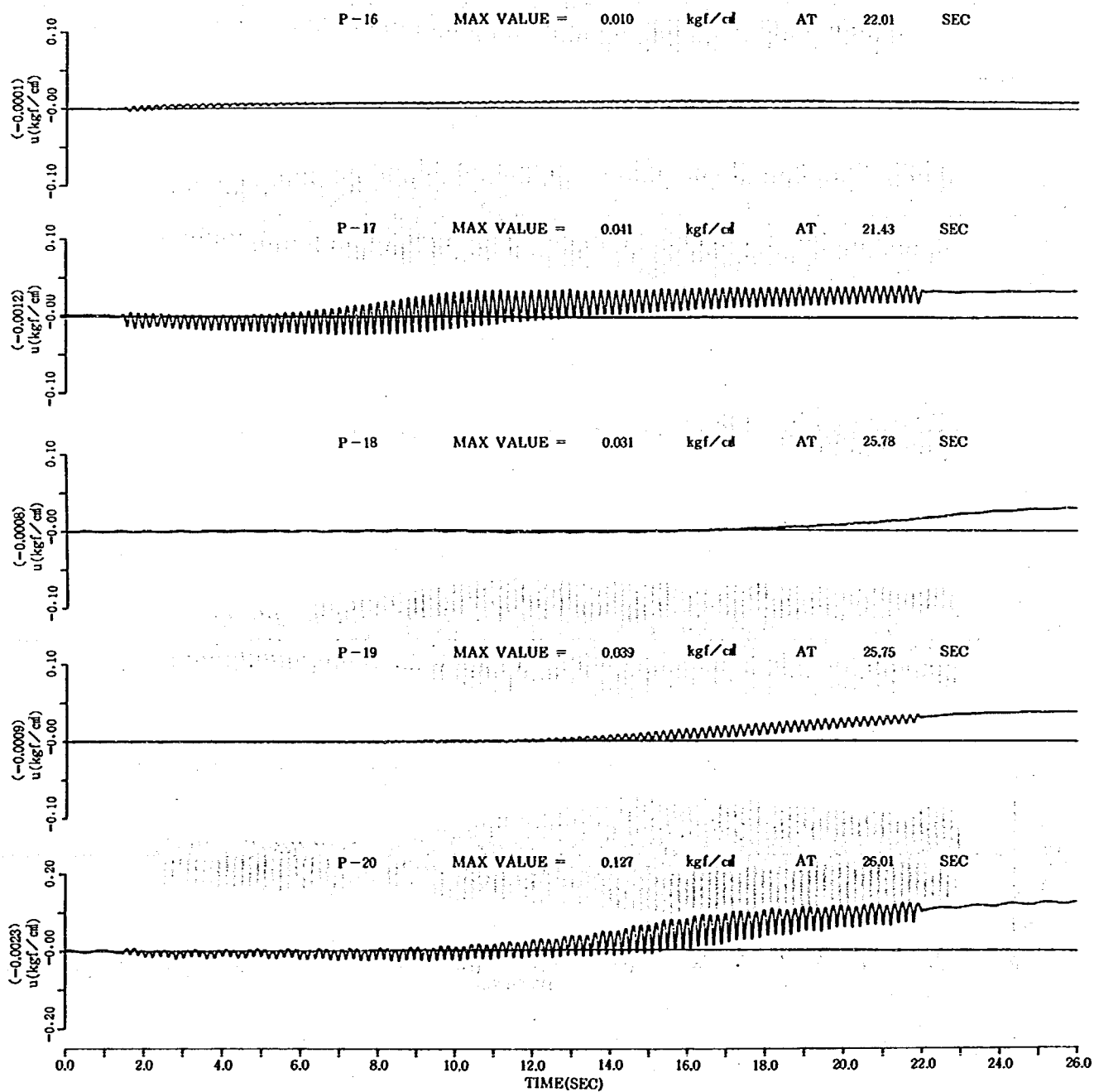
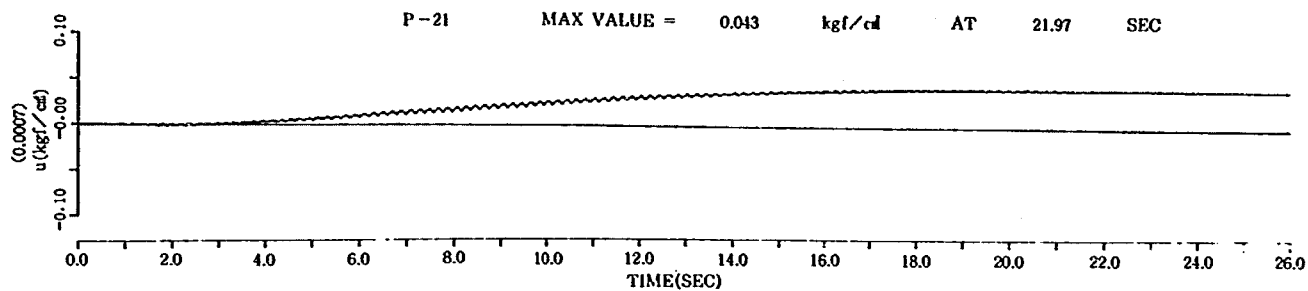


図-13.4 (つづき)



(d) 沈下量記録

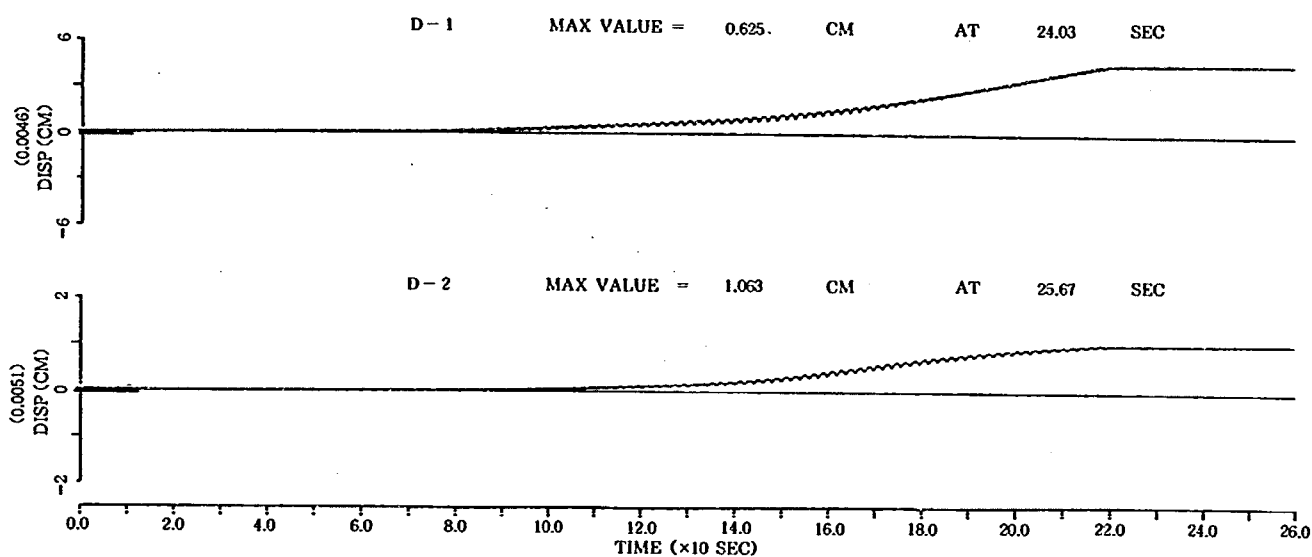


図-13.4 (つづき)

(a) 計測器配置および5秒おきの模型の変形形状

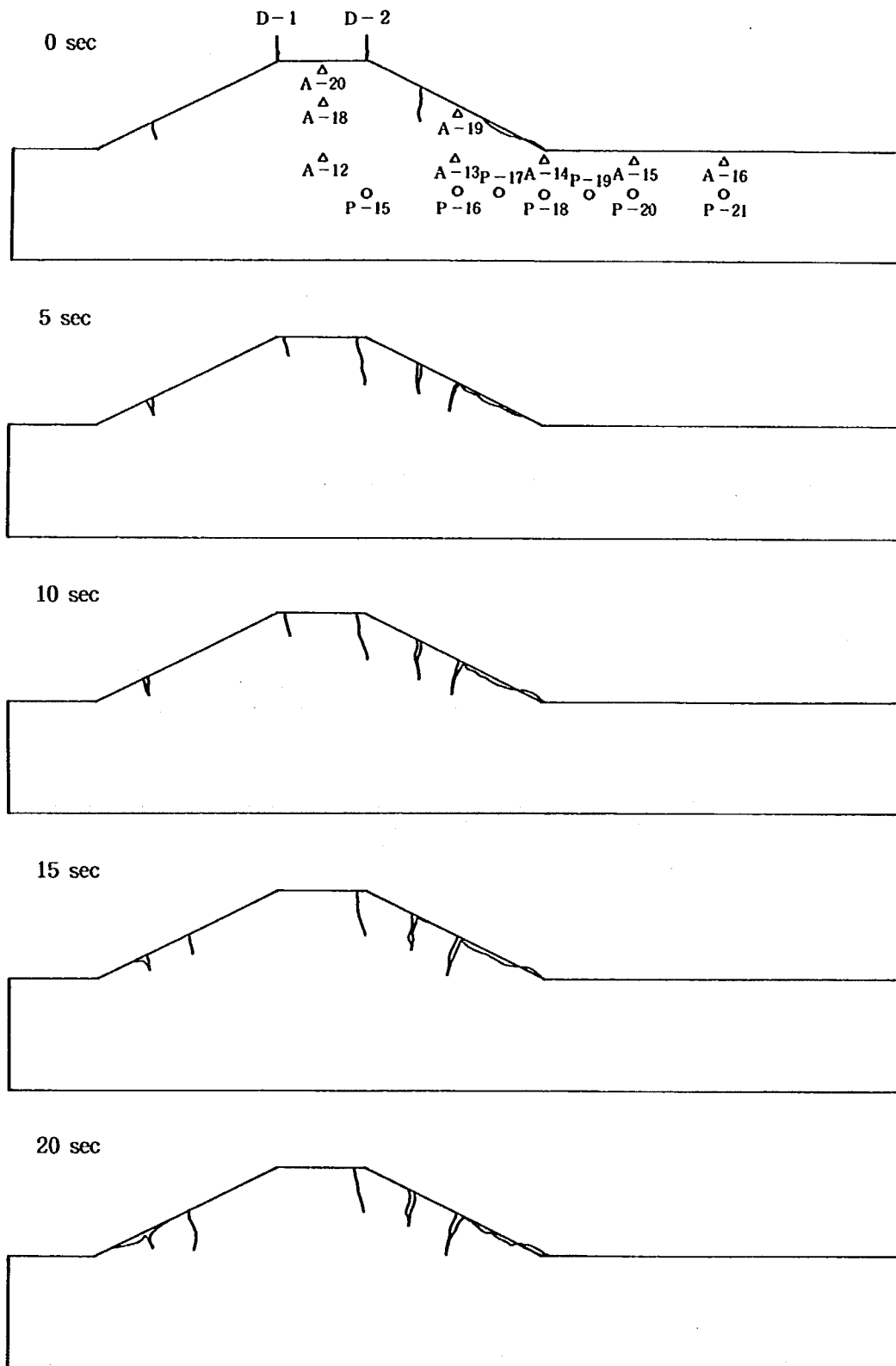


図-13.5 模型形状, 加速度, 間隙水圧, および沈下量の経時変化

ケース5-5 (260 gal)

(b) 加速度記録

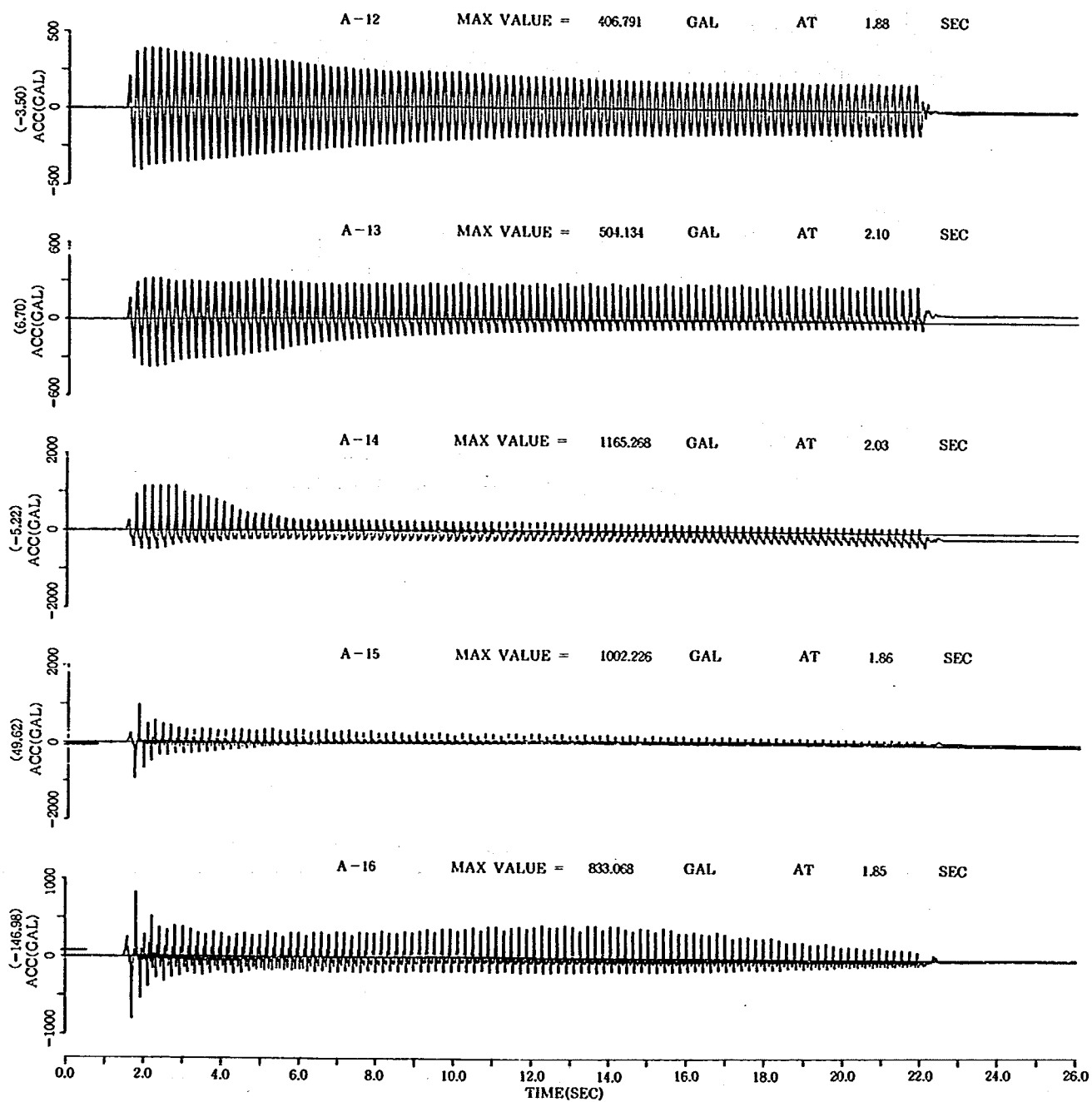
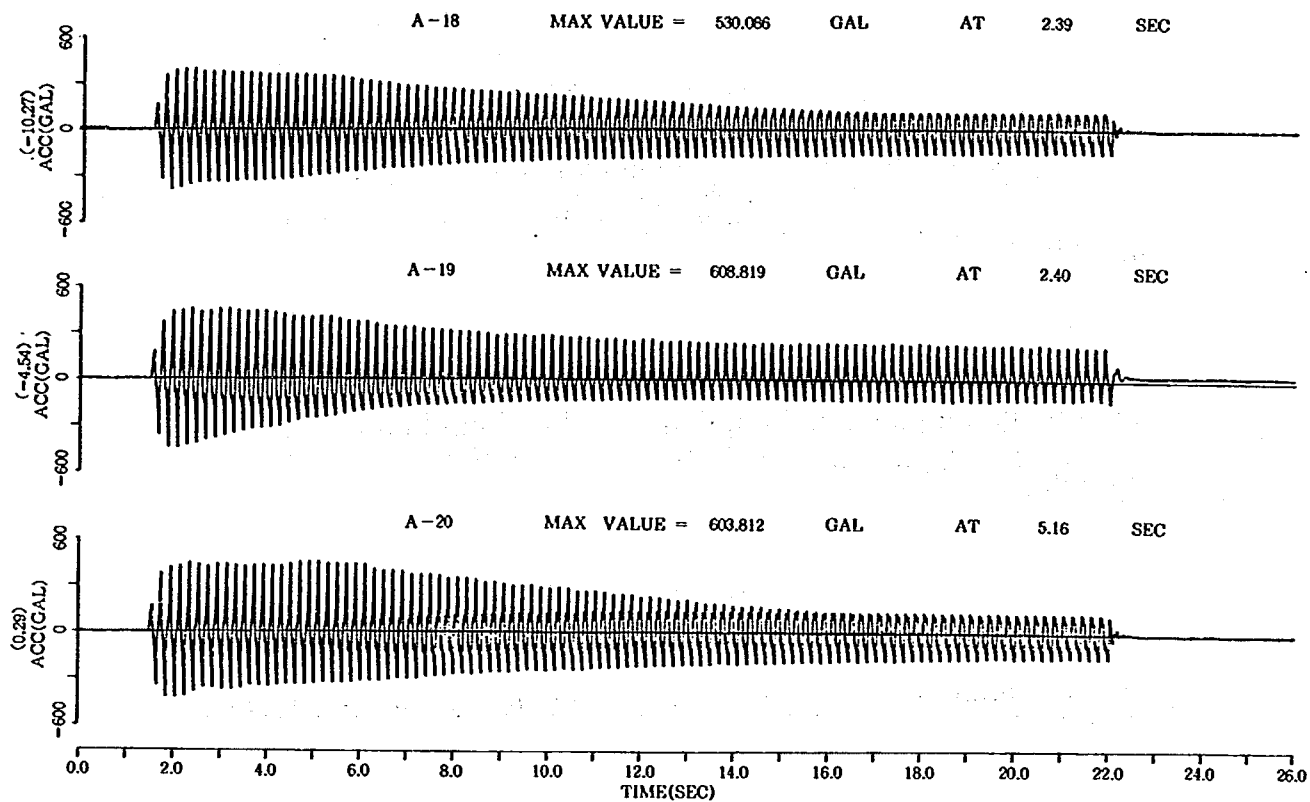


図-13.5 (つづき)



(c) 過剰間隙水圧記録

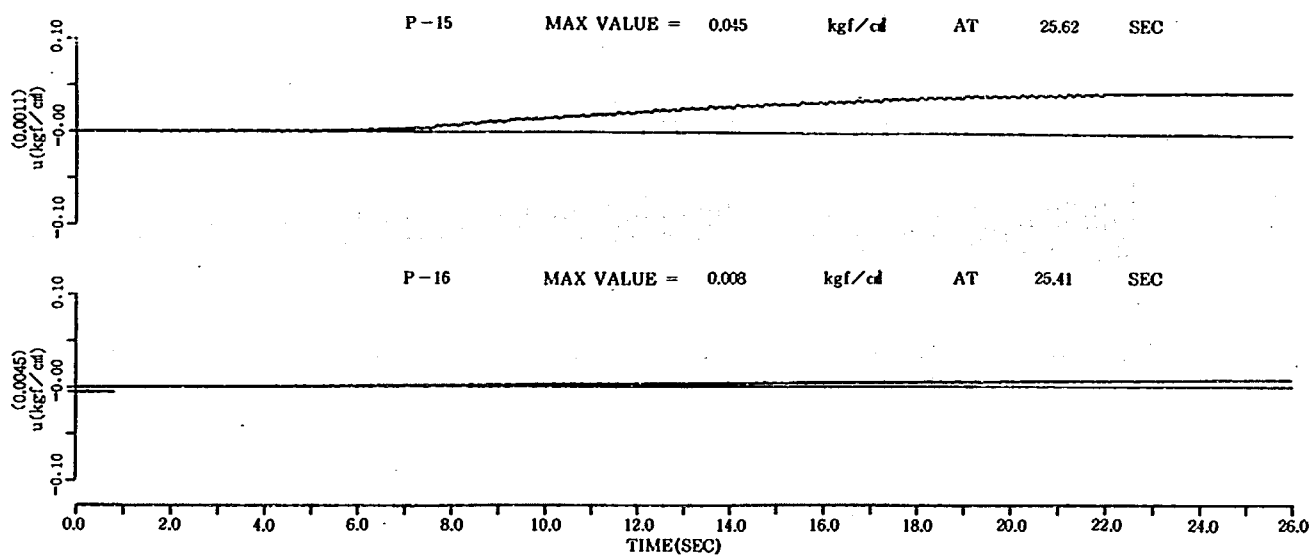


図-13.5 (つづき)

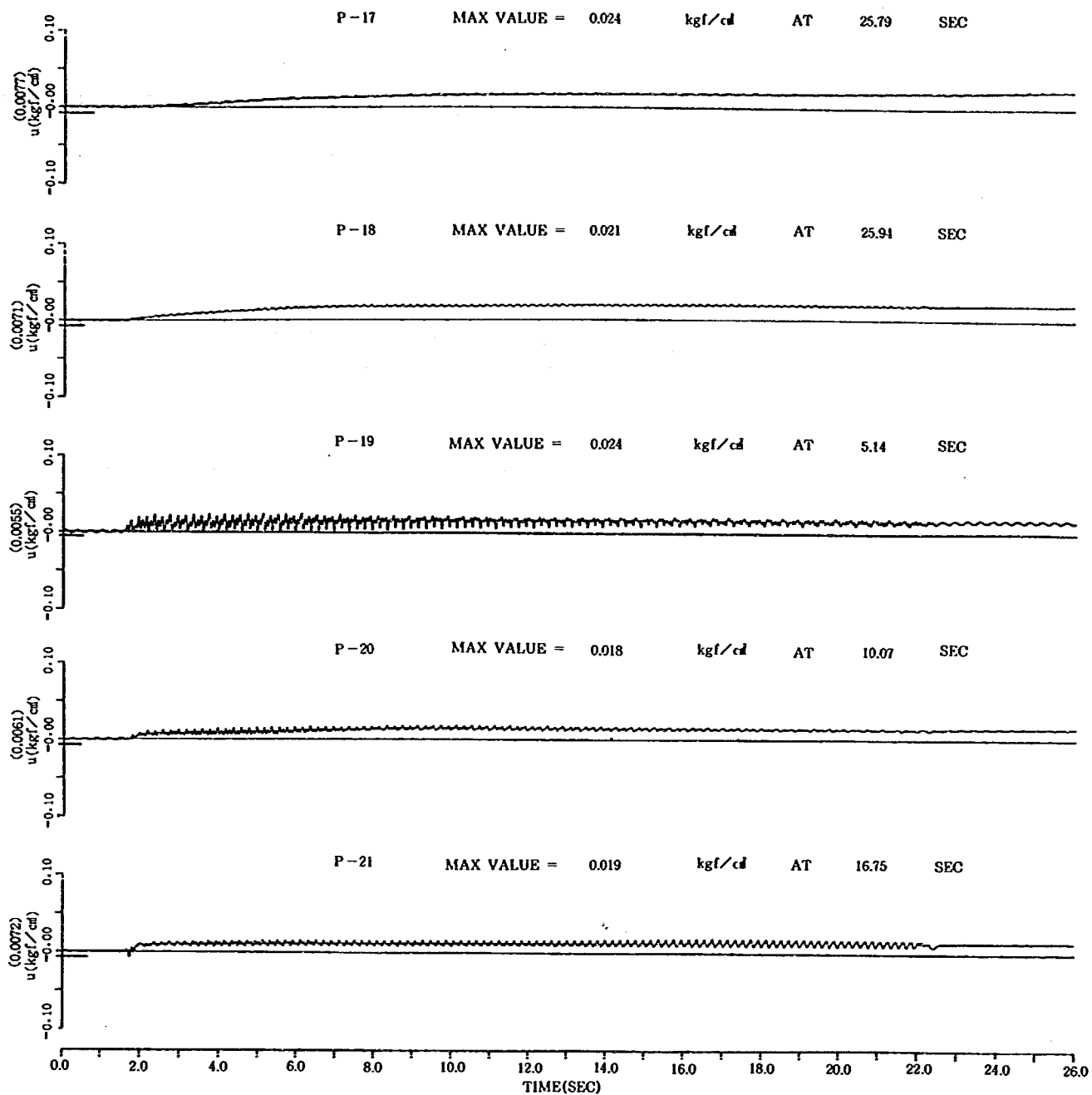


図-13.5(つづき)

(d) 沈下量記録

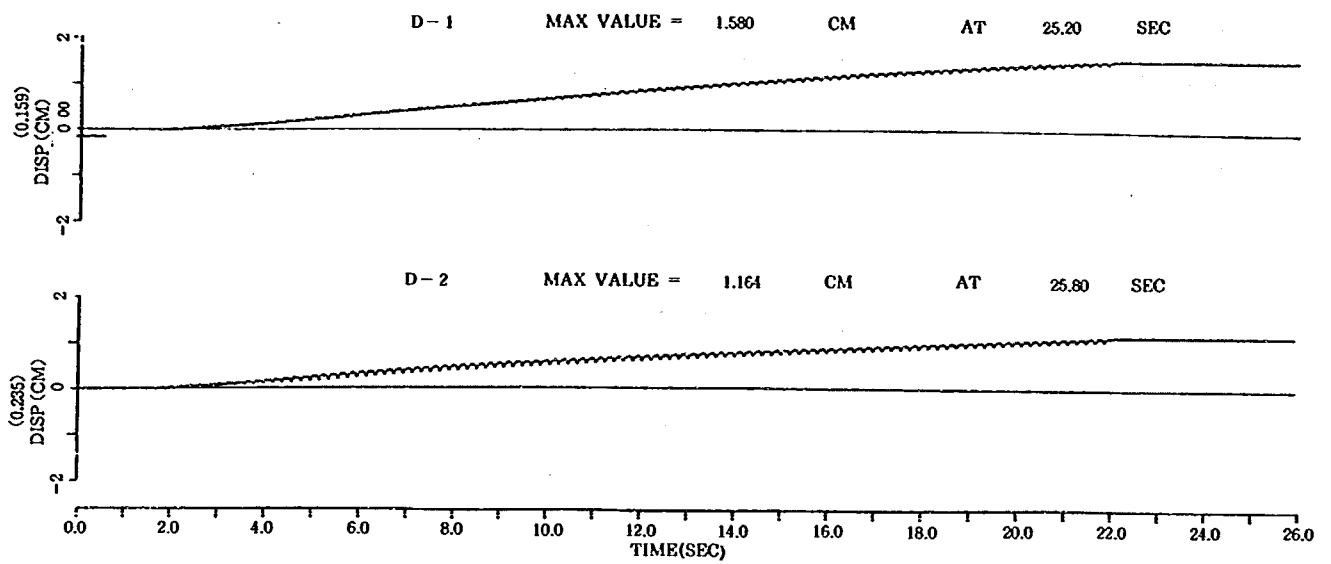


図-13.5 (つづき)

4.3.2 過剰間隙水圧

図-14に各ケース、各加振段階における応答加速度と過剰間隙水圧の分布図を示す。ただし、20秒の加振中に過剰間隙水圧があまり発生しなかったものについては20秒時点の分布図のみ、顕著な上昇が見られたものについては加振5、10、20秒時点の分布図を示している。

また、加振中に応答加速度の変動があったものについては最大値をとって示している。

はじめに、それぞれのケースについて考察を加える。

ケース1では台加速度150galまでは過剰間隙水圧はほとんど発生していない。なお、ケース1-3(190gal)については、記録がうまく収録できなかったためにここには掲げていない。ケース1-4(210gal)では加振5秒で右のり尻地盤および右端上部地盤で液状化に近い状態に達しており、加振10秒では左右のり面下部で大きくなり、加振20秒に至るとそれらがさらに発達し、堤体直下で最も大きくなっていることがわかる。これより、ケース1-4(210gal)でははじめにのり尻およびのり先地盤が最初に液状化に達し、液状化は加振継続と共に次第に堤体の方へ及んでいったことがわかる。また、このケースで特徴的なことは、地盤深部ほど過剰間隙水圧が大きくなっていることであり、このことは、ケース1-4(210gal)において深いすべり変形が観察されたこととよく対応する。また、堤体中央直下の地盤の上部において、周辺地盤で過剰間隙水圧の上昇と逆に、負圧が発生している。これは他のケースでもしばしば観察されたが、その理由としては次のように推定する。

すなわち、のり尻あるいはのり先地盤における過剰間隙水圧の上昇によりその部分の変形係数が低下し、堤体はすべり変形的に変形しようとし、このとき堤体中央部では水平方向に伸びひずみが生じて水平方向の全主応力が低下するために負の間隙水圧が発生するのではないかとということである。

つぎに、ケース2では、ケース2-5(210gal)まで過剰間隙水圧の発生は見られない。ケース2-6(250gal)に至って、最初に右のり尻部の締固め部の内側で発生し、加振10秒でその部分と右側ののり先地盤上部が大きくなり、加振20秒では左右のり尻の内側と右のり先地盤でさらに発達していることがわかる。このとき、締固め部においてはほとんど発生していない。また、過剰間隙水圧は比較的地盤の上部で発生しているが、これは締固め部が地盤のせん断変形に抵抗し、その効果が下部の方で大きいためではないかと考えられる。さらに、のり尻部地盤で局所的に過剰間隙水圧の上昇が見られるのは、この部分は剛性の異なる締固め部に隣接しており、またのり尻部であるため、加振時には周囲より大きいせん断応力が発生するためではないかと考えられる。

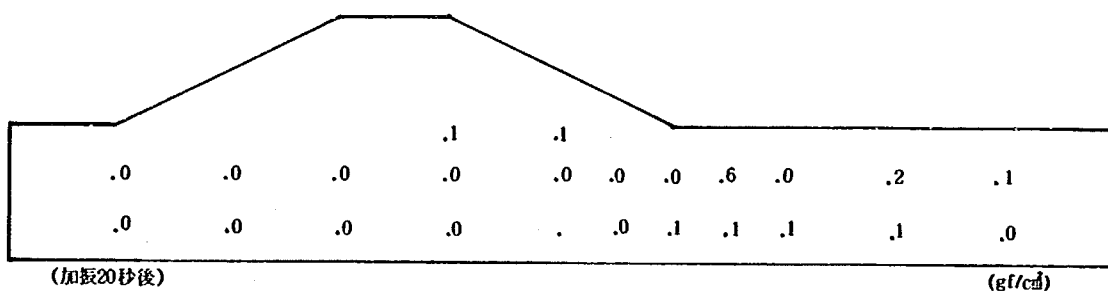
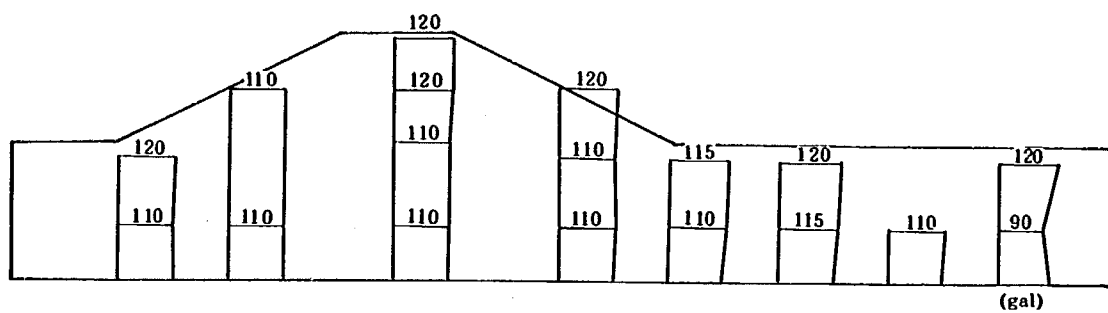
ケース3ではケース3-1(130gal)で右のり尻の碎石ドレーン近傍で有意な過剰間隙水圧の上昇が認められる。同じくケース3-2、3(160, 180gal)においても同様の位置で上昇が見られるが、この段階では過剰間隙水圧の上昇は他の領域では小さく、模型の変状としてはケース3-2(160gal)で右のり尻においてわずかに沈下が見られ、ケース3-3(180gal)でのり面にクラックが発生したが天端の沈下はほとんどなかった。ケース3-4,5(210, 230gal)においてもほぼ同様の上昇傾向が見られ、加速度レベルの上昇あるいは加振継続とともに水圧の大きさは大きくなり、次第に堤体部の方へ広がっていることがわかる。

碎石ドレーン内の間隙水圧について見ると、その周辺に比べていくぶんか低いようであるが、その差は顕著でない。碎石ドレーン内の間隙水圧はそこで発生する水圧と周辺から伝播する水圧および上部への消散とにより決まる。加振中あるいは加振後に碎石ドレーンから多量の排水が見られたが、このことから碎石ドレーンがその周辺の被圧水を排水させる効果があったことは確かめられる。ところが、碎石ドレーン内の水圧は周辺に比べてさほど小さくなかったという事から、より大きな透水係数をもつ碎石を用いれば今以上の排水効果は十分期待できたと考えられる。また、加振後に碎石ドレーン部もいくぶんか沈下が見られたが、これよりここに設けた碎石ドレーンは詰め方がゆるく、碎石内での過剰間隙水圧の発生もある程度あったものと考えられる。

さらに、このケースでは碎石ドレーンが周辺の被圧水をのり尻部に集中して排水させるために、堤体ののり尻部が浸潤されていた。これは堤体の変形を助長する要因となるものであるから、堤体側へ排水を導かないように碎石ドレーンの配置を工夫するか、排水口に工夫を加えるか、あるいはのり尻部の根固めをするなどの配慮が必要であると考えられる。

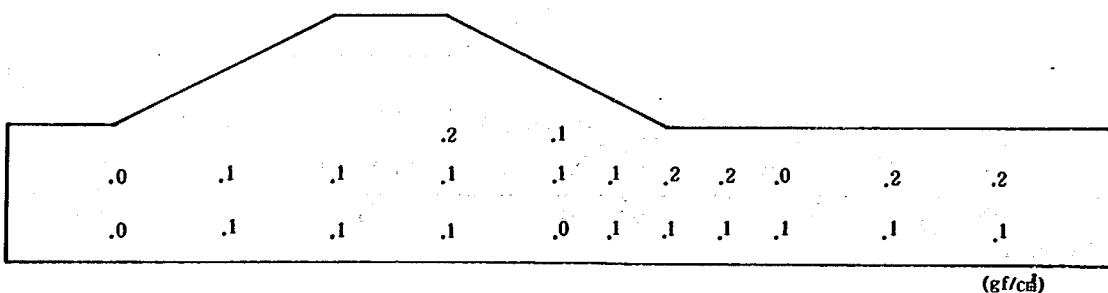
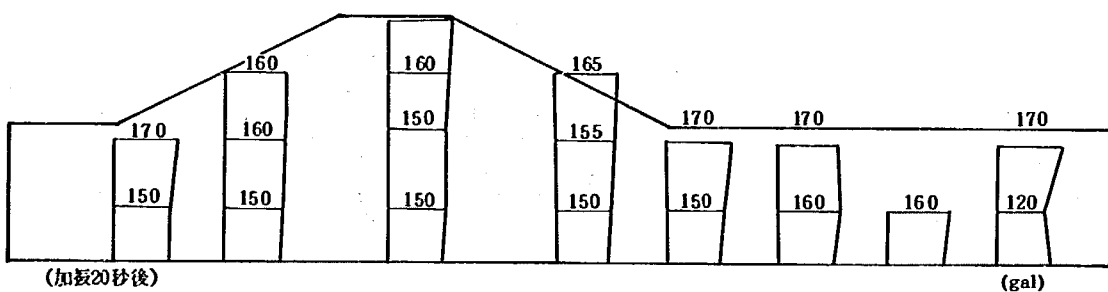
ケース4では、ケース4-2 (150 gal)までは過剰間隙水圧の上昇はほとんど見られず、ケース4-3 (195 gal)で矢板側面および左のり先地盤内で液状化に至らない程度の間隙水圧上昇が見られた。このとき、のり面下部にクラック、左のり先地盤にわずかな変形が生じた。ケース4-4 (210 gal)では加振20秒間で矢板より内側の地盤内で大きな過剰間隙水圧が発生した。ケース4-5, 6 (235, 305 gal)ではさらに上昇の速度が速くなり、特に、ケース4-6 (305 gal)では堤体直下地盤の中ほどの深さで大きく上昇していた。このケースでは矢板を介して地盤内間隙水圧が左右で異なり、内側で大きい。これは明らかに矢板が水圧伝播を遮閉しているためである。また、堤体下部の被圧水はのり尻へ向かって排水しようとし、堤体のり尻部がこれにより流出していくのが観察された。

ケース5では、ケース5-3 (180 gal)で右のり先地盤上部で上昇が見られ、ケース5-4 (220 gal)では右のり尻からのり先にかけて上昇が見られる。ケース5-5 (260 gal)ではさらに堤体中央下部でも大きく上昇しており、ケース5-6 (300 gal)では地盤全体にわたっていることがわかる。このケースでも過剰間隙水圧が最も大きくなるのは地盤深部ではなく中ほどの位置である。



図一14.1.1 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布

— ケース 1 - 1 (110gal)



図一14.1.2 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布

— ケース 1 - 2 (150gal)

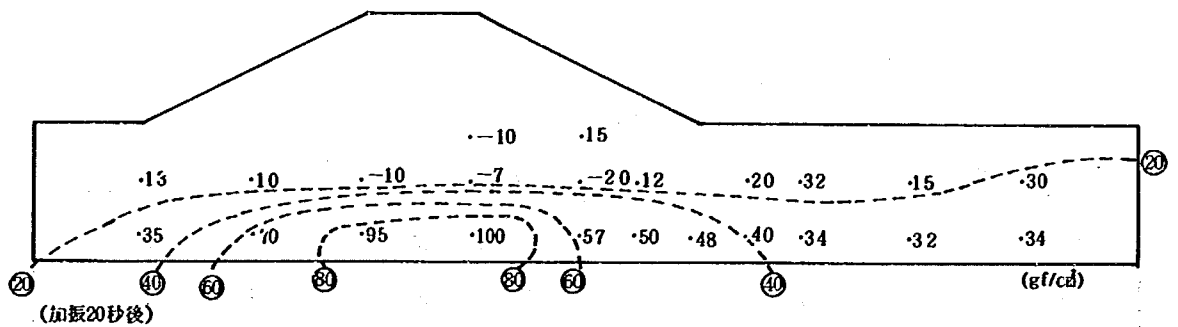
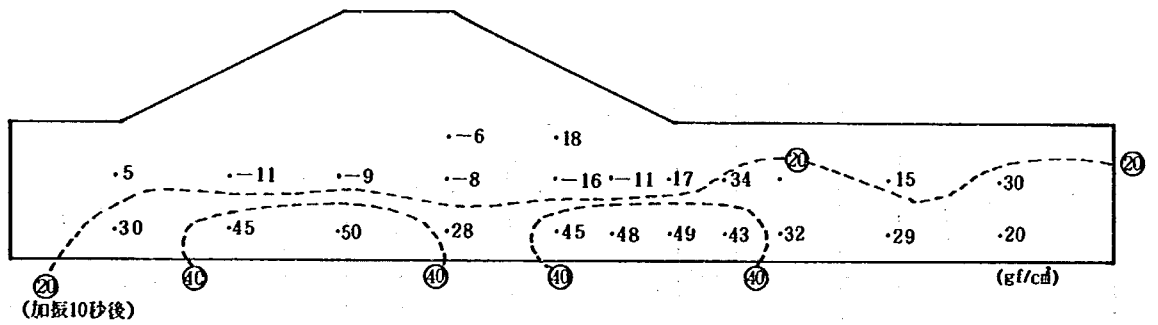
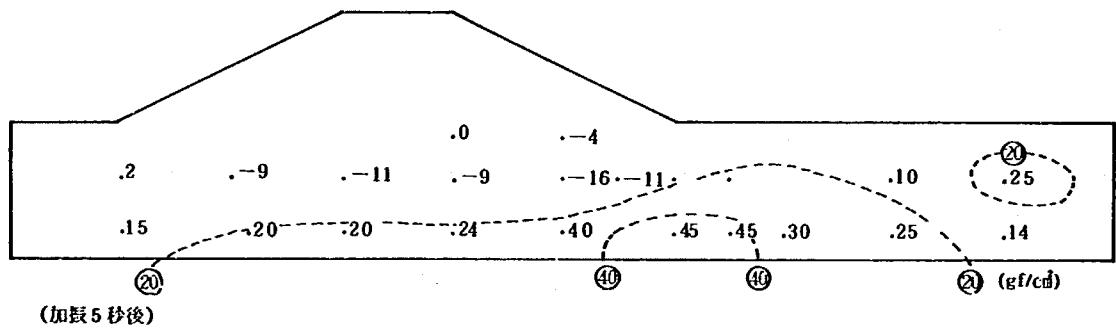
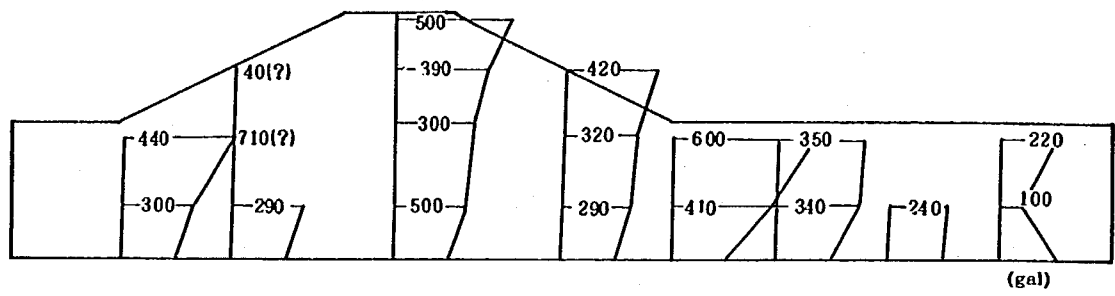


図-14.1.3 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布

— ケース1-4 (210gal)

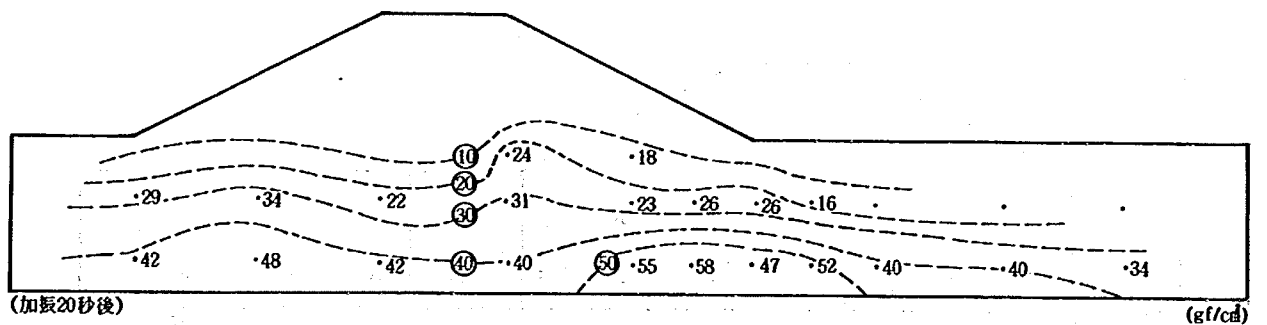
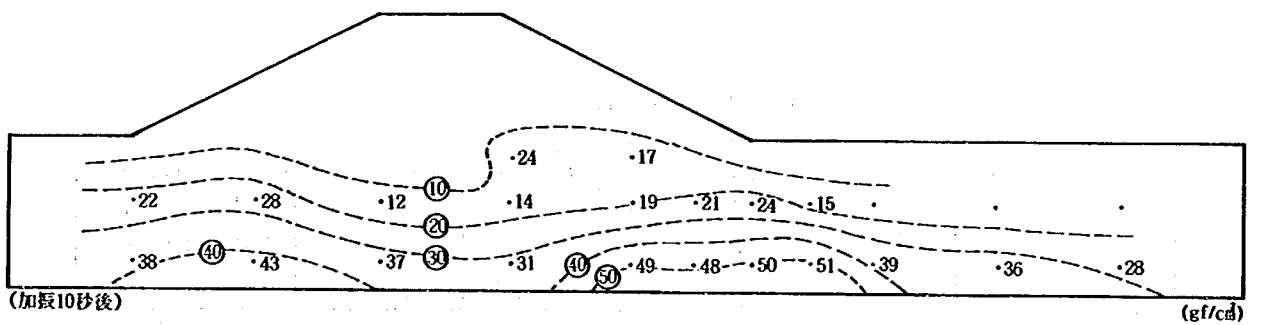
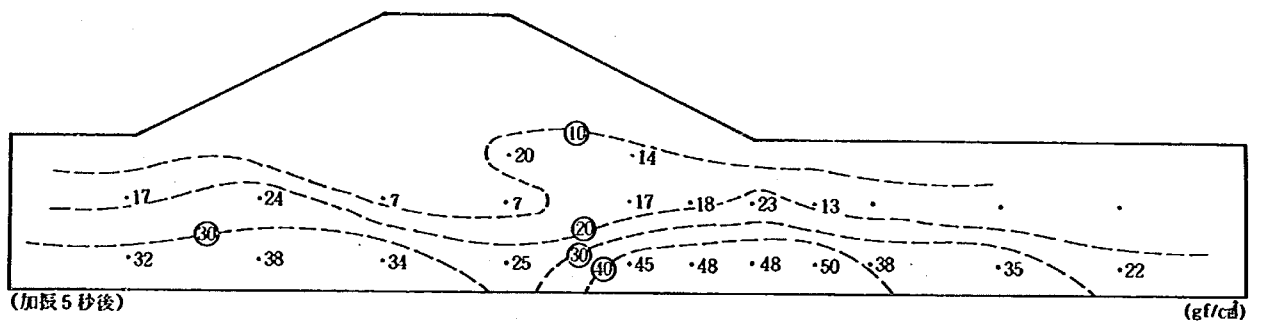
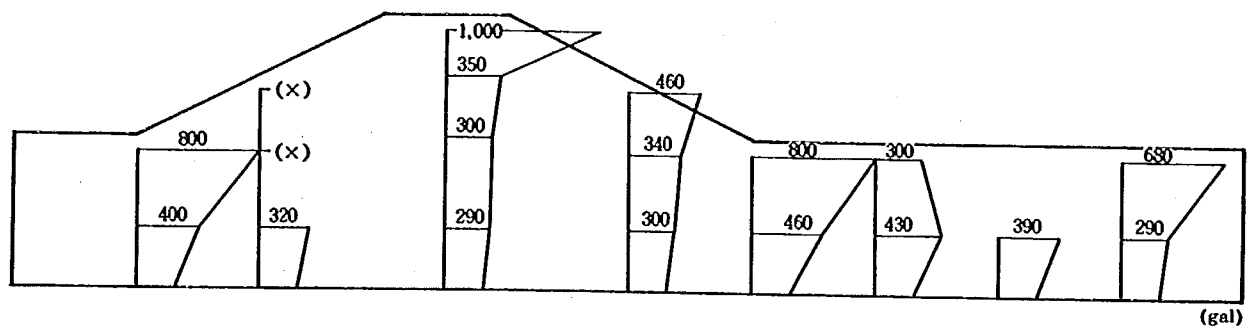
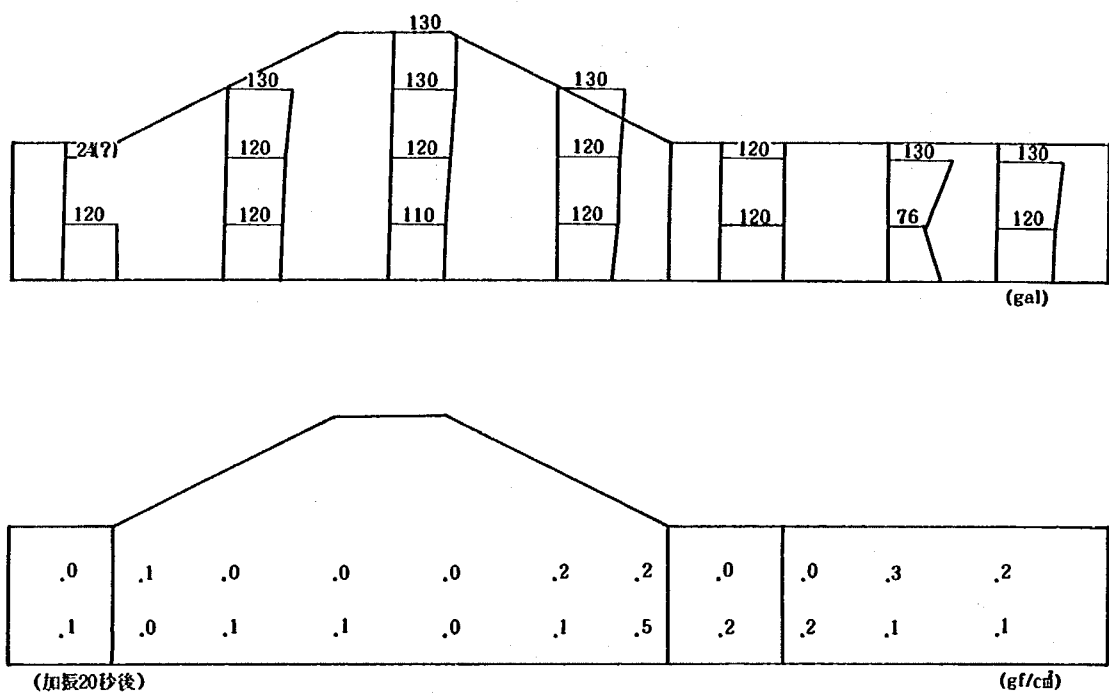
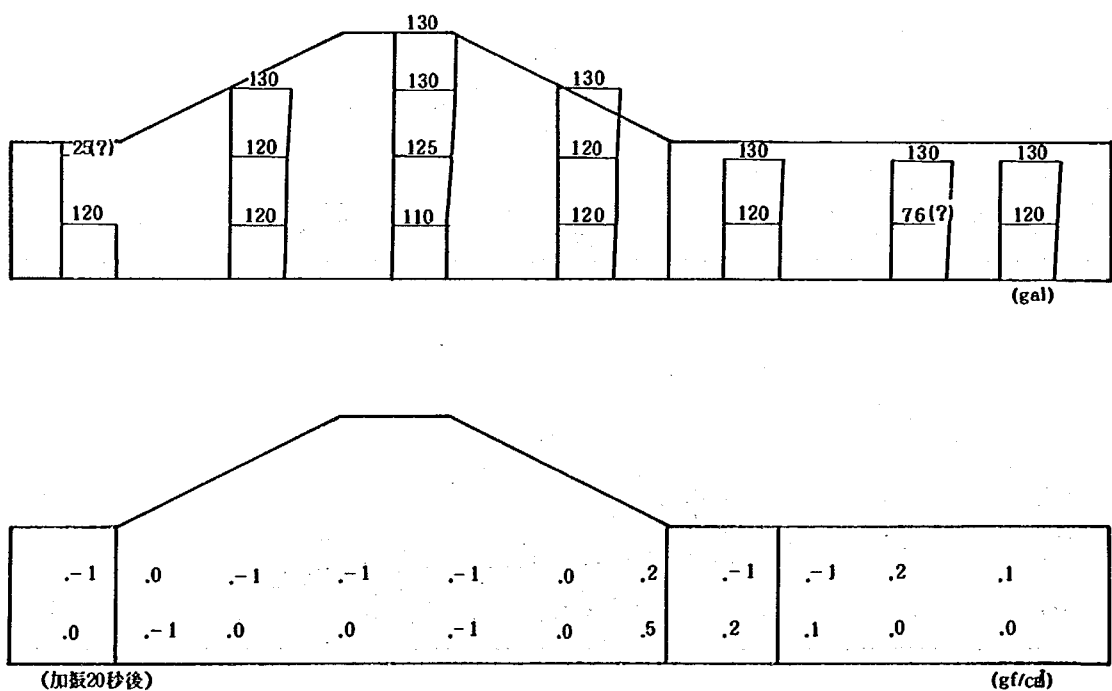


図-14.1.4 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布

ケース1-5 (250gal)



図一14.2.1 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布
— ケース 2 - 1 (120gal)



図一14.2.2 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布
— ケース 2 - 2 (125gal)

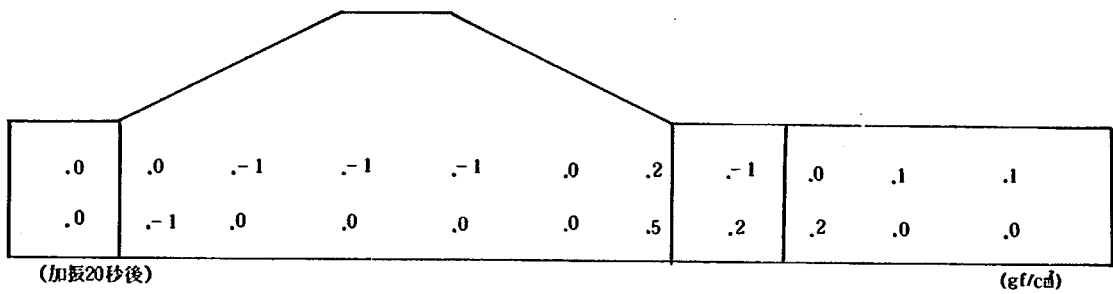
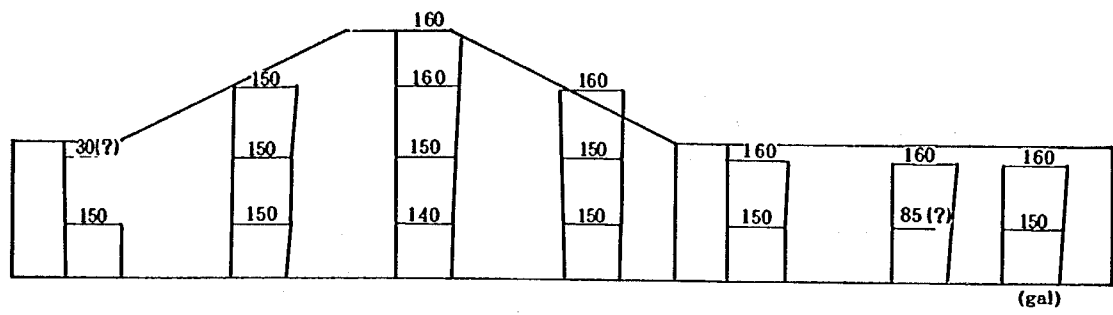


図-14.2.3 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布
— ケース 2-3 (150gal)

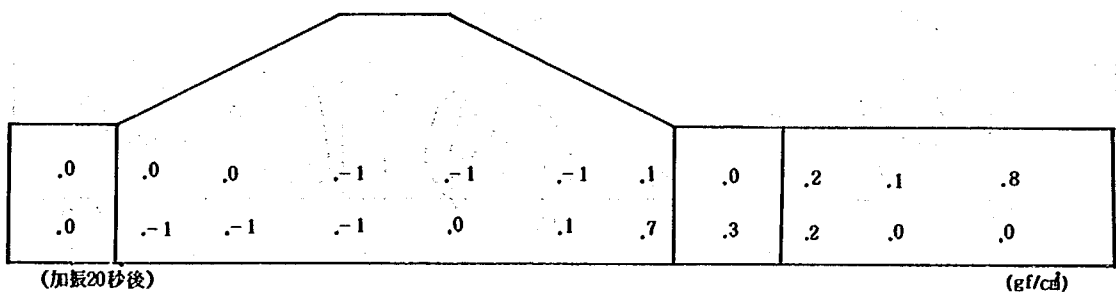
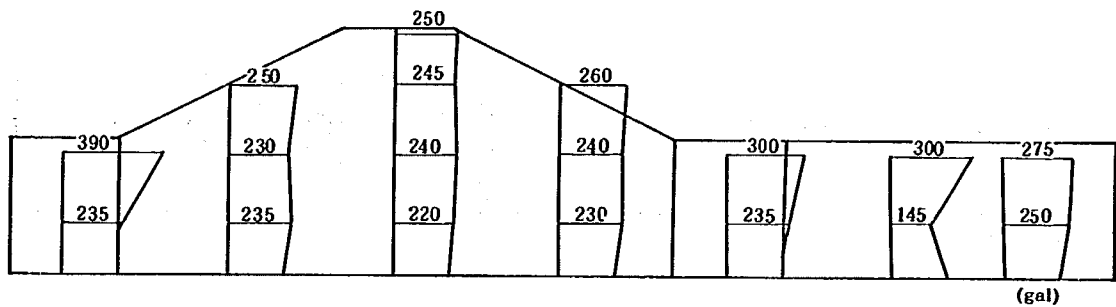


図-14.2.4 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布
— ケース 2-4 (200gal)

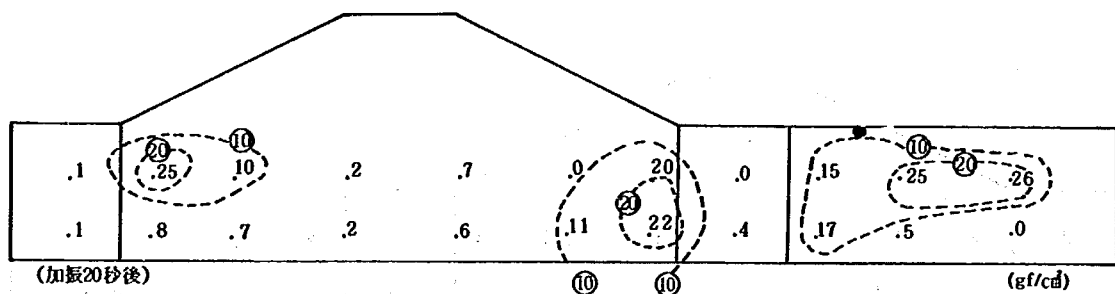
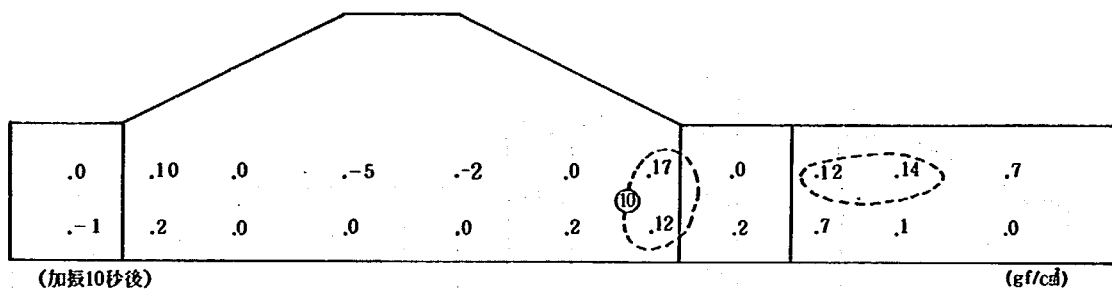
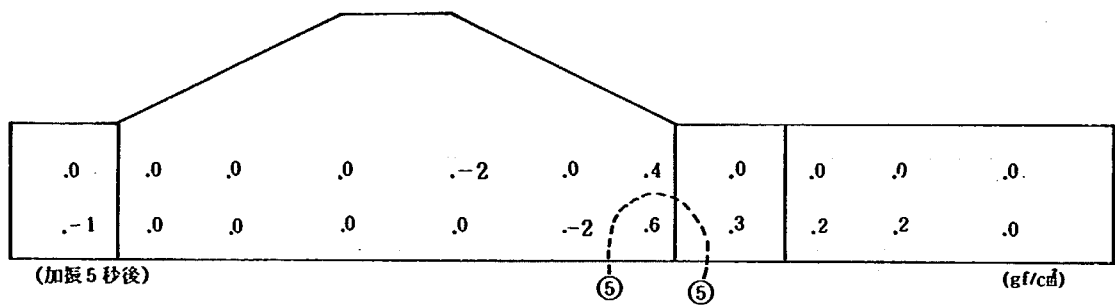
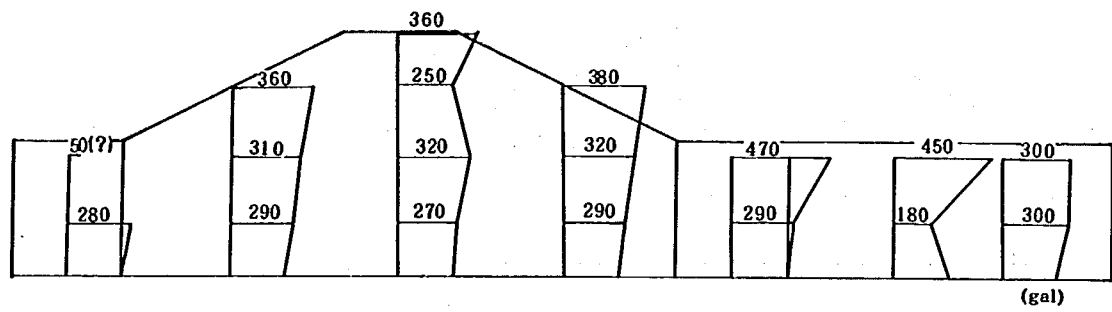


図-14.2.5 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布

— ケース 2 - 5 (210gal)

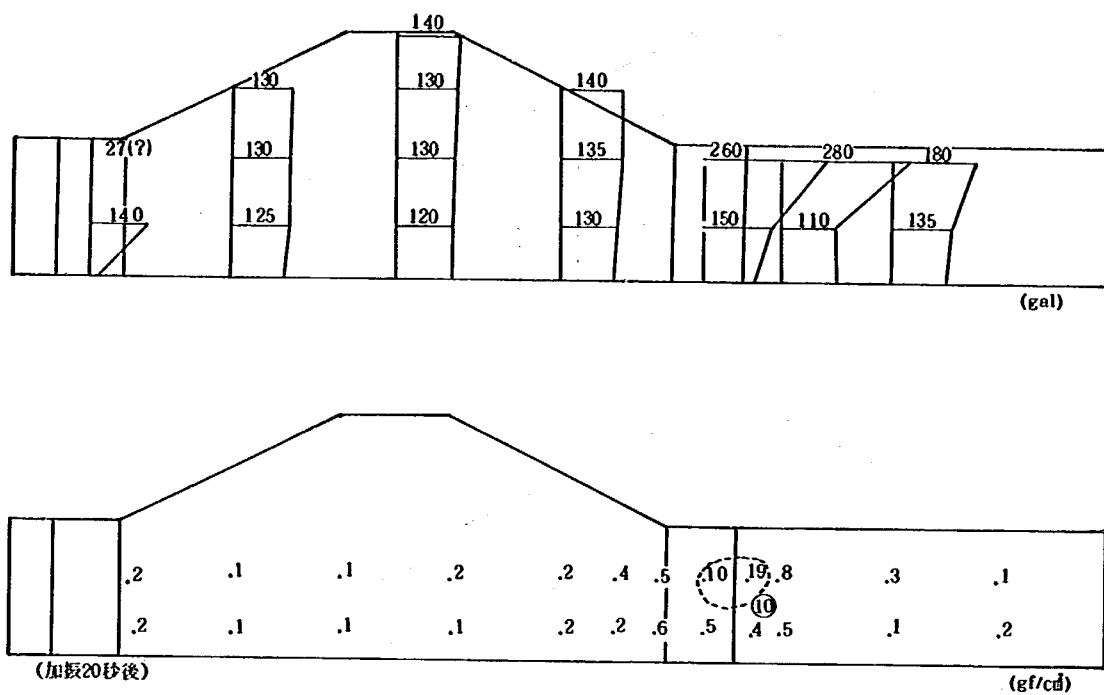


図-14.3.1 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布
— ケース 3-1 (130gal)

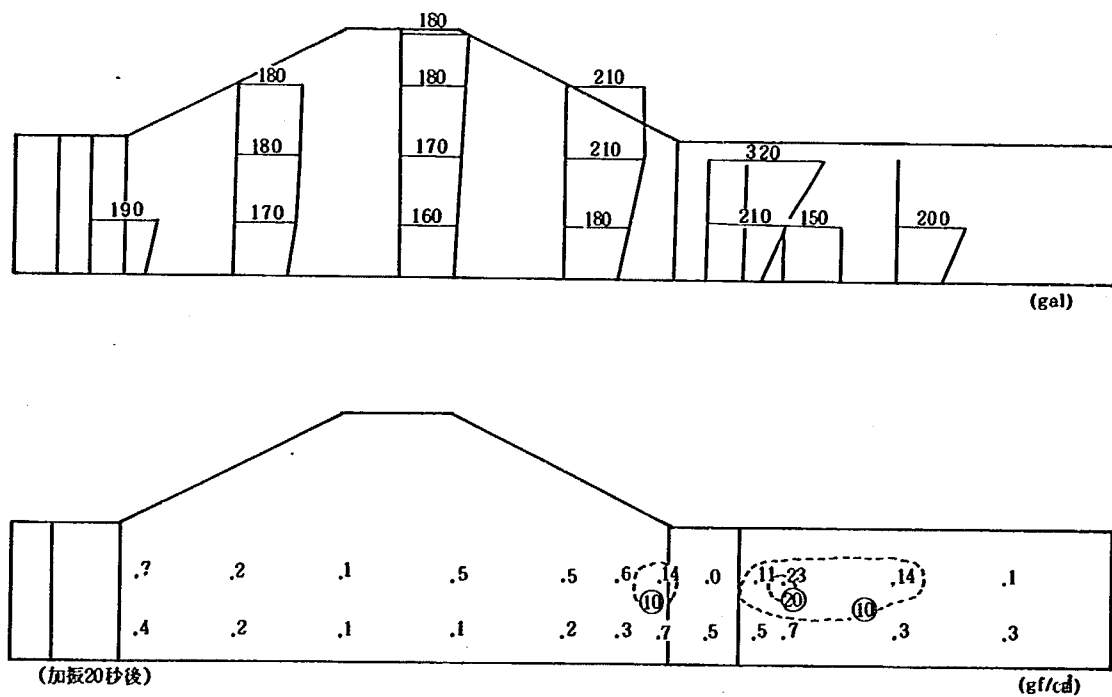
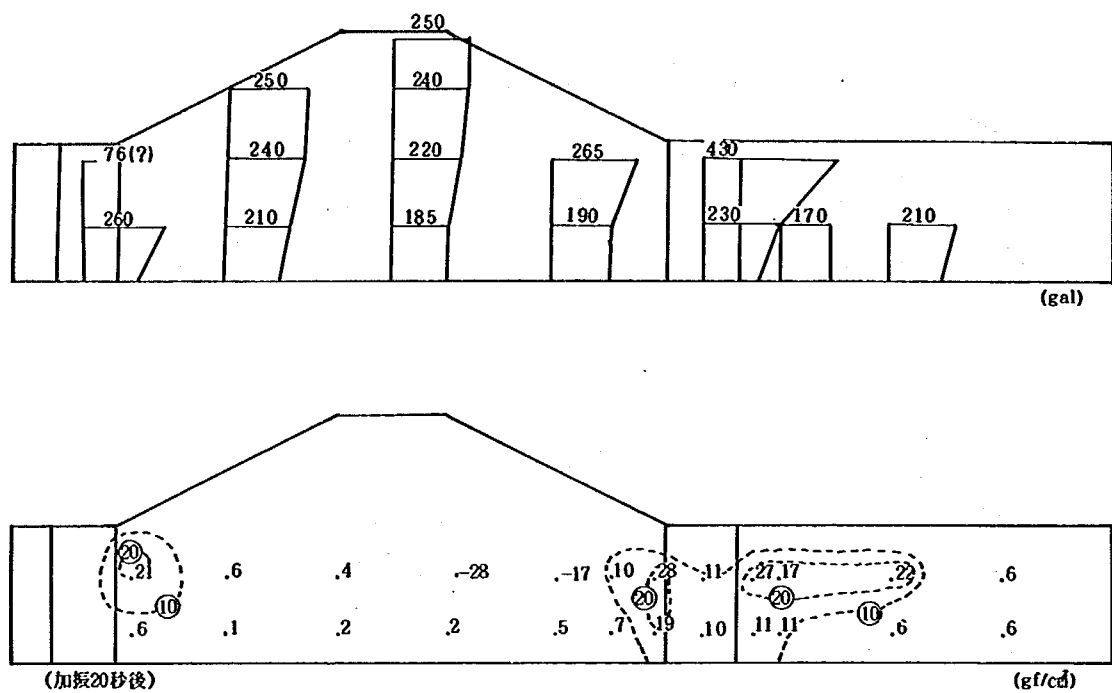


図-14.3.2 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布
— ケース 3-2 (160gal)



図一14.3.3 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布
— ケース 3 - 3 (180gal)

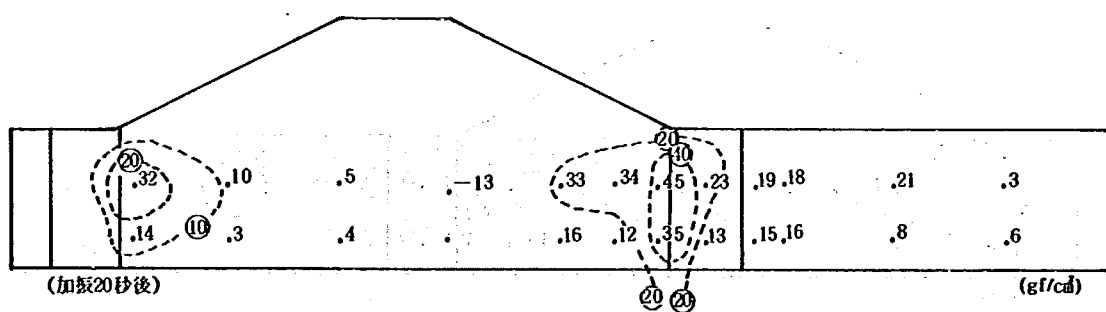
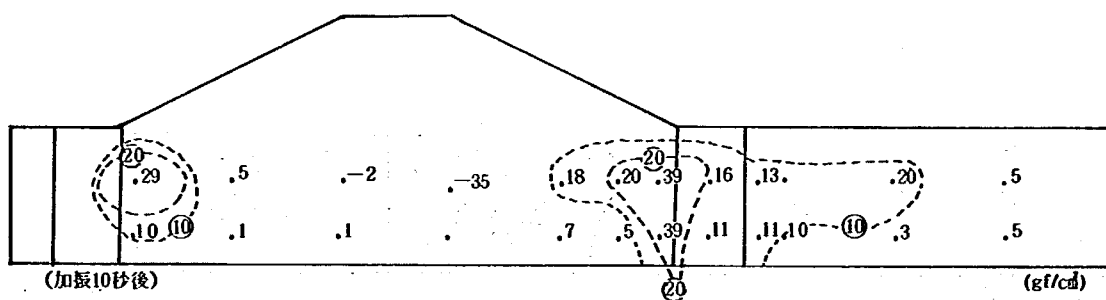
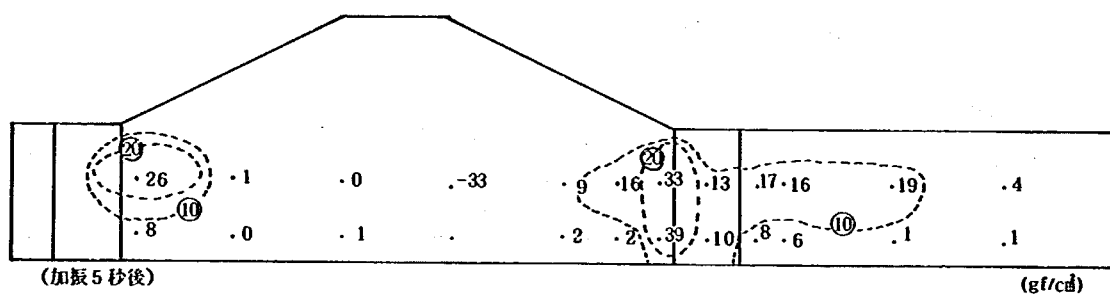
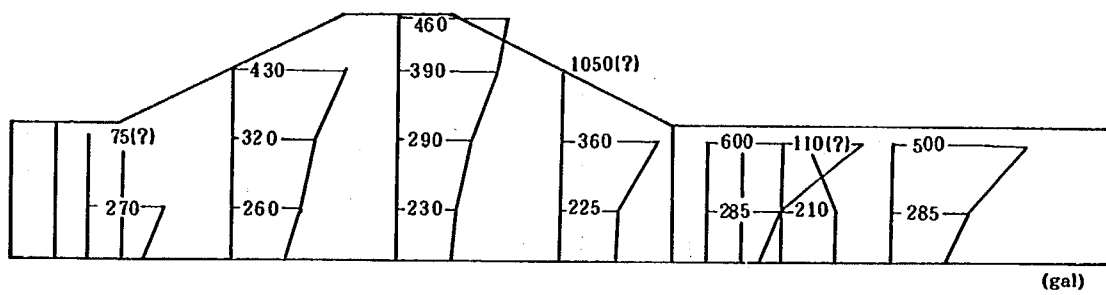


図-14.3.4 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布

— ケース3-4 (210gal)

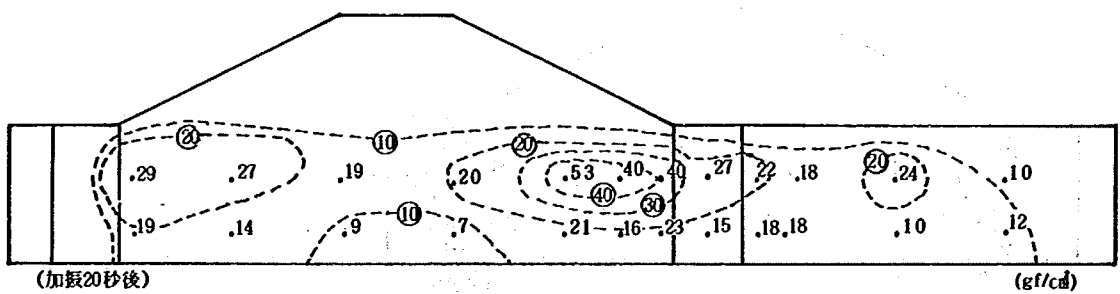
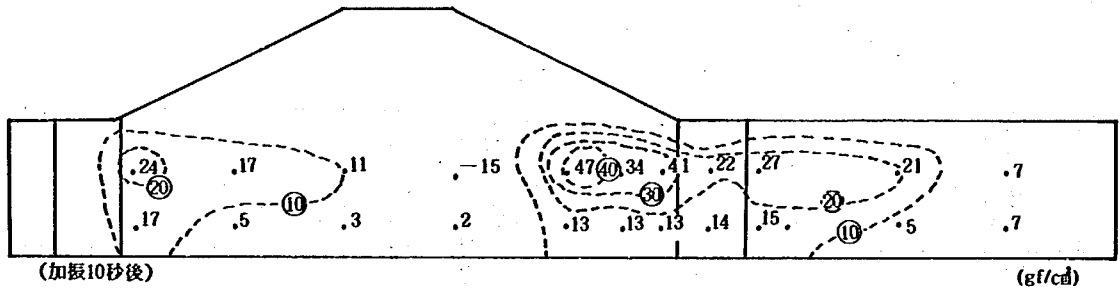
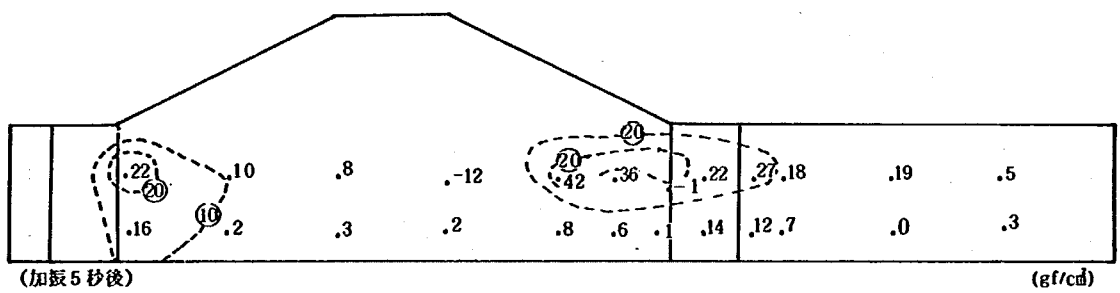
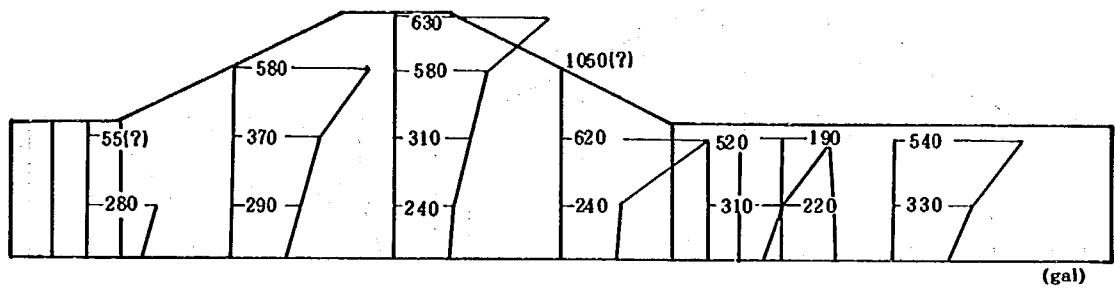


図-14.3.5 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布
— ケース 3-5 (230gal)

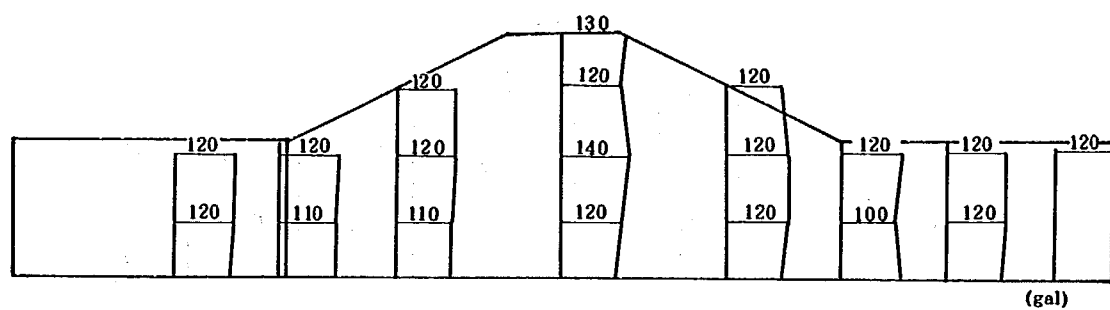


図-14.4.1 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布

— ケース 4-1 (115 gal)

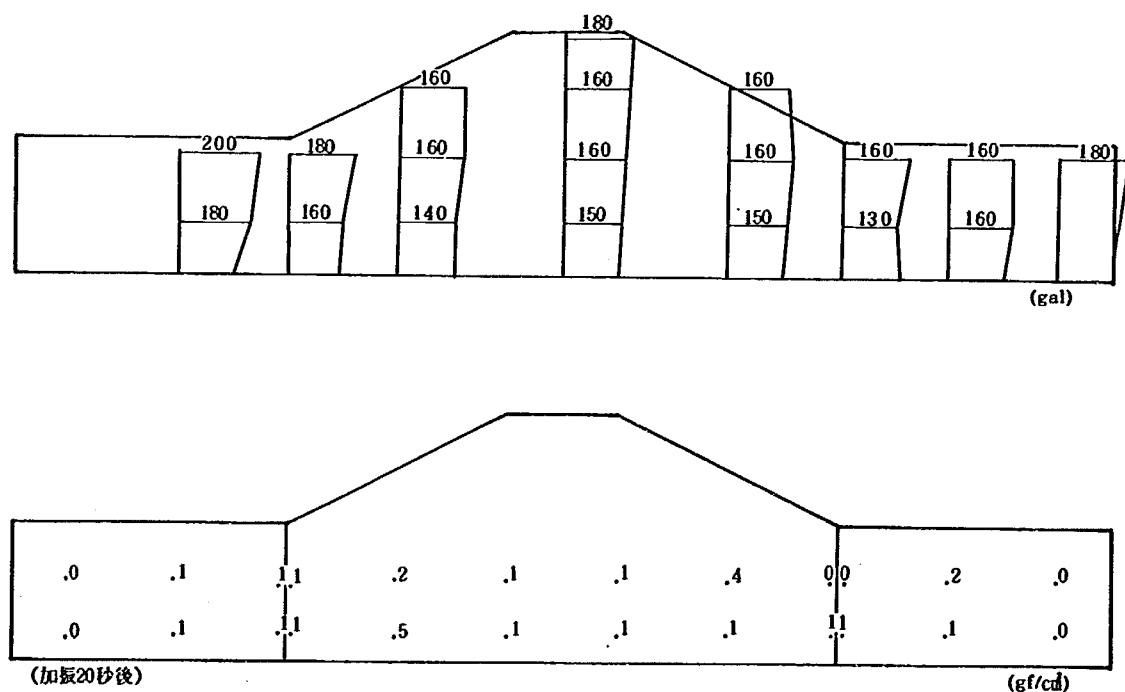


図-14.4.2 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布

— ケース 4-2 (150 gal)

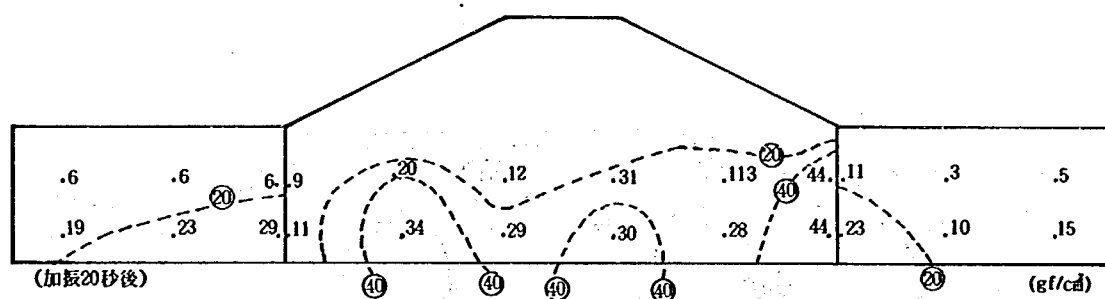
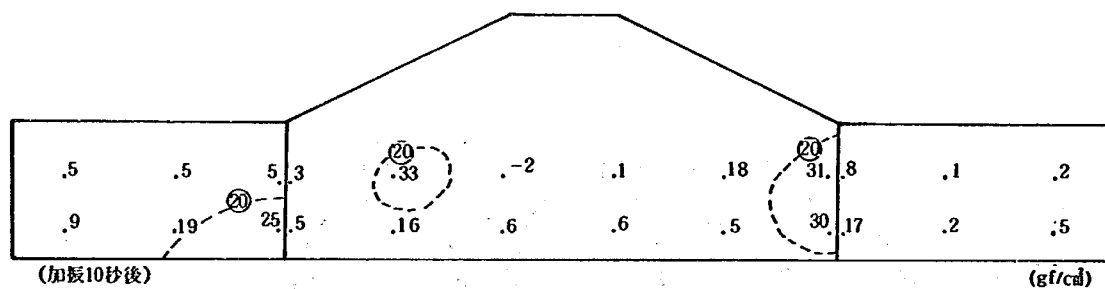
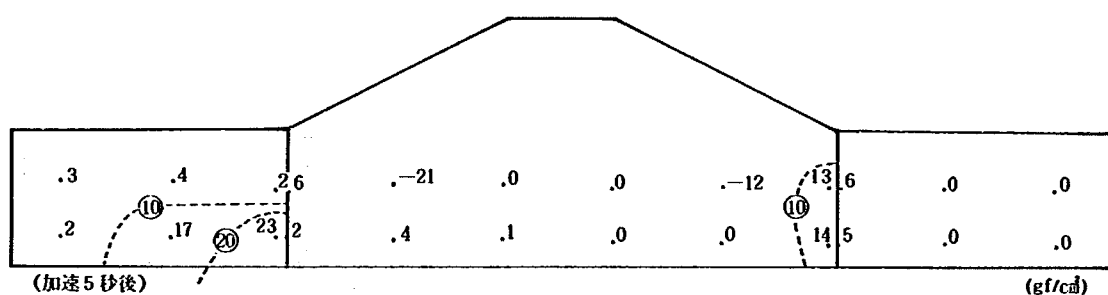
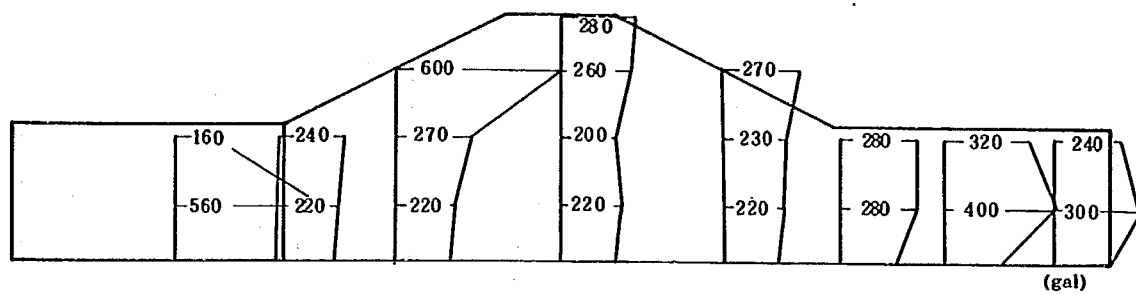


図-14.4.4 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布

— ケース4-4 (210 gal)

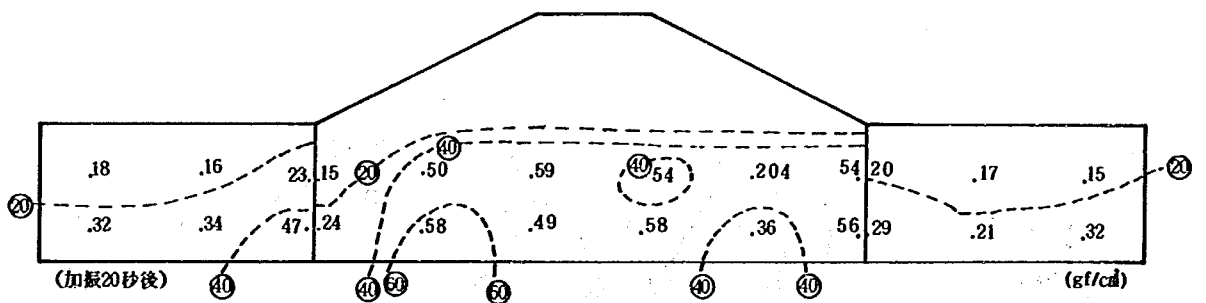
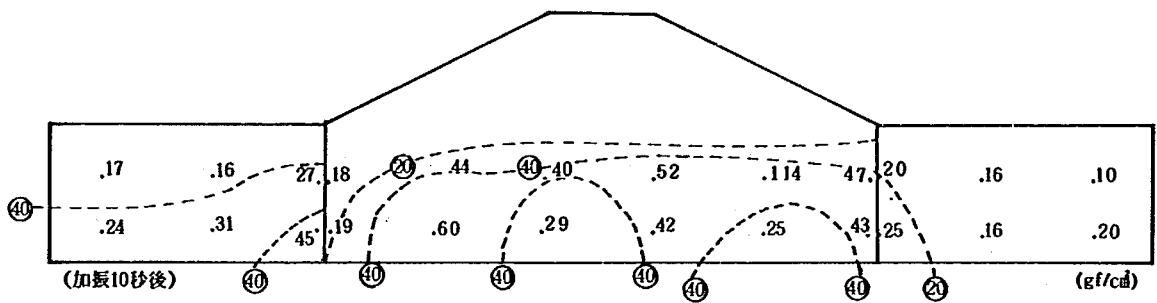
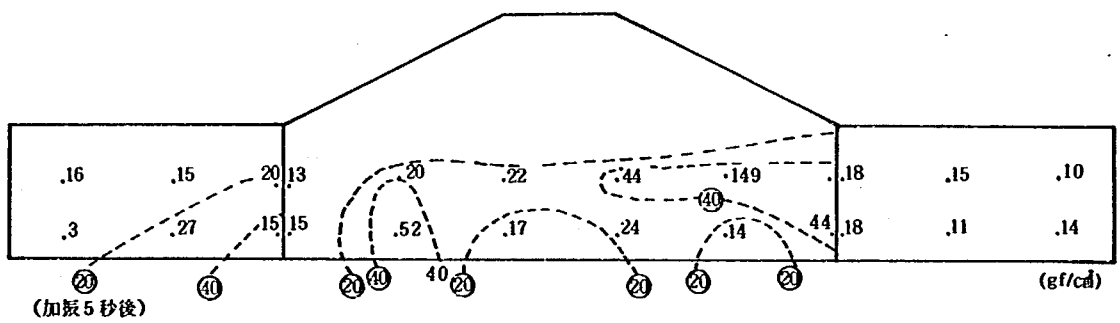
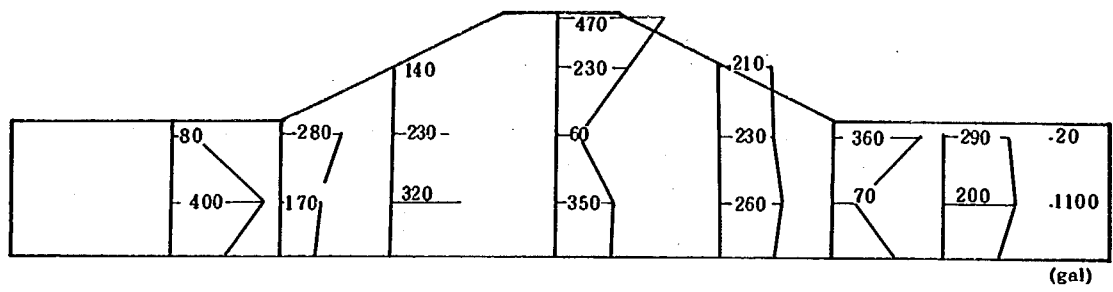
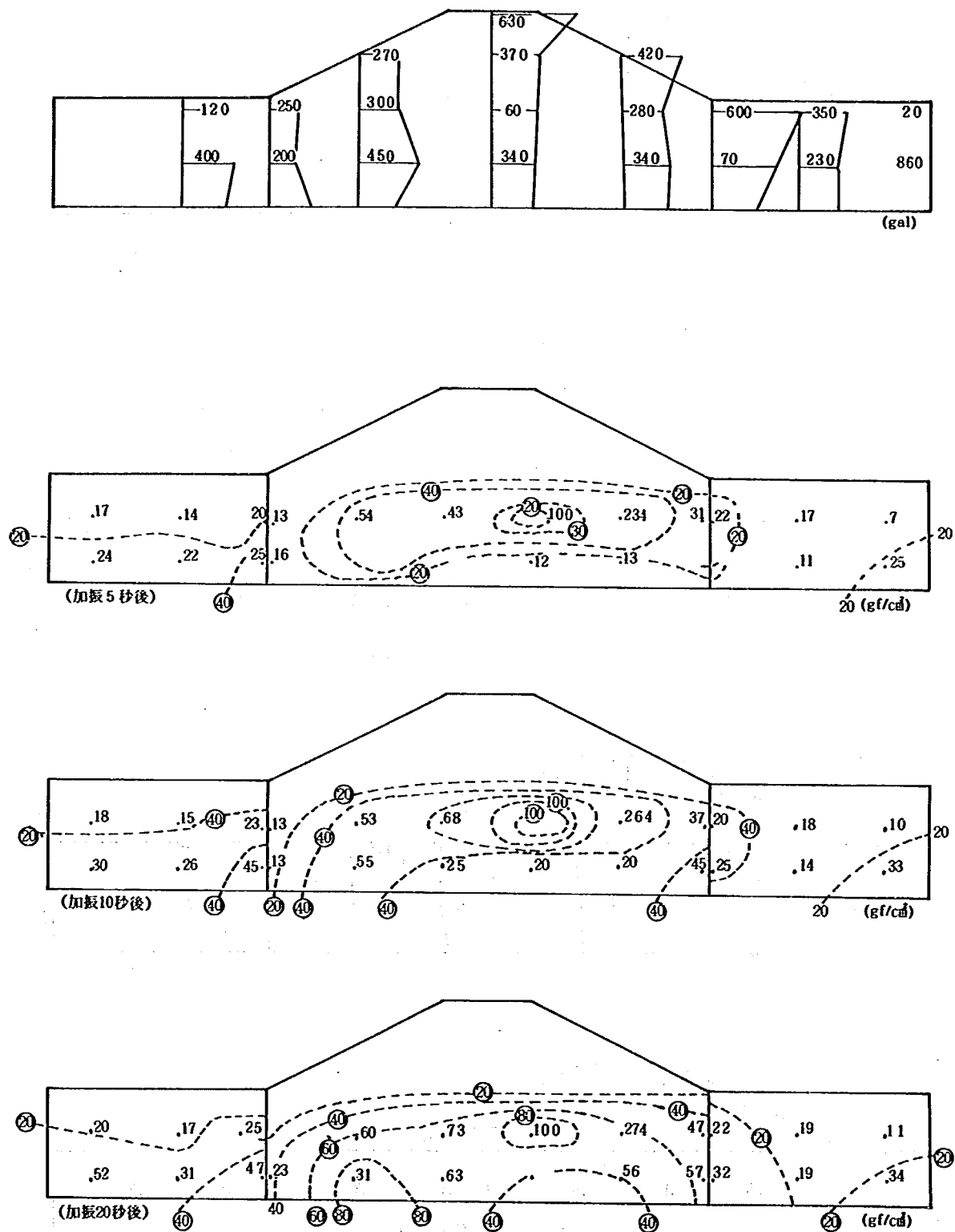


図-14.4.5 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布

— ケース 4-5 (235 gal)



図一14.4.6 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布

— ケース 4 - 6 (350 gal)

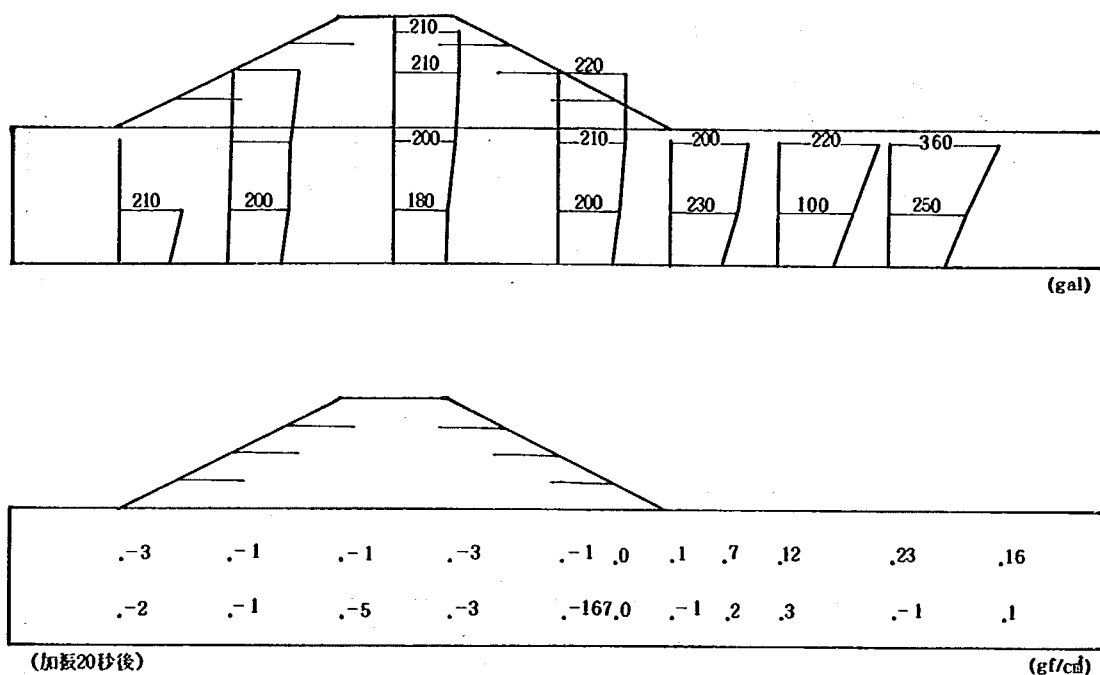


図-14.5.3 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布

— ケース 5 - 3 (180gal)

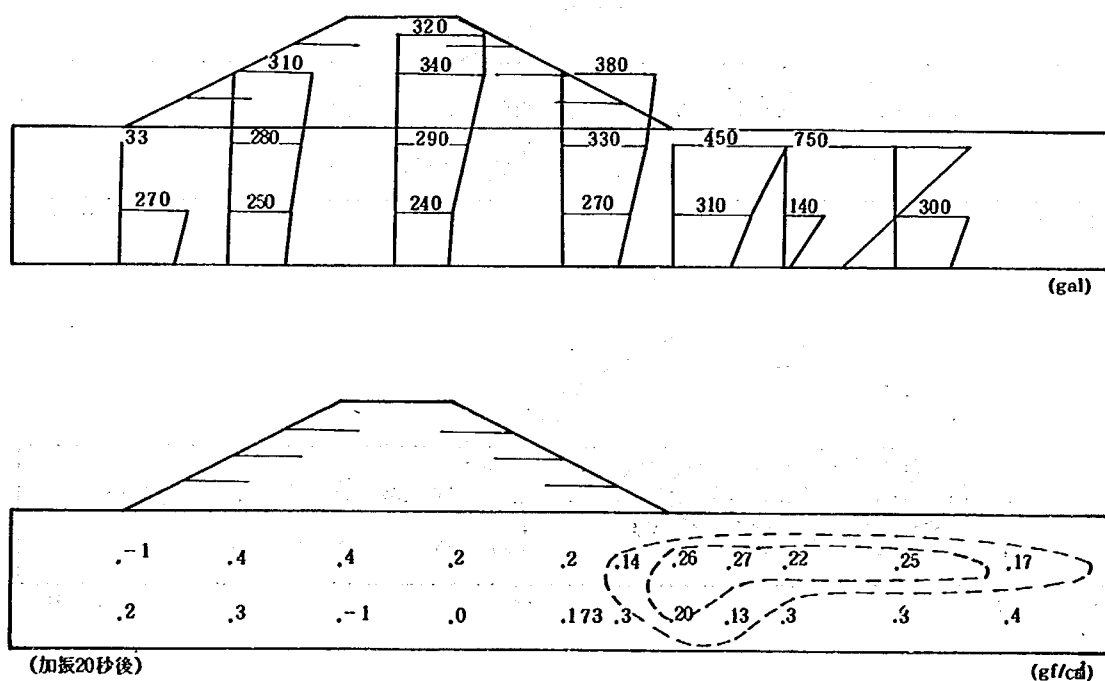


図-14.5.4 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布

— ケース 5 - 4 (220gal)

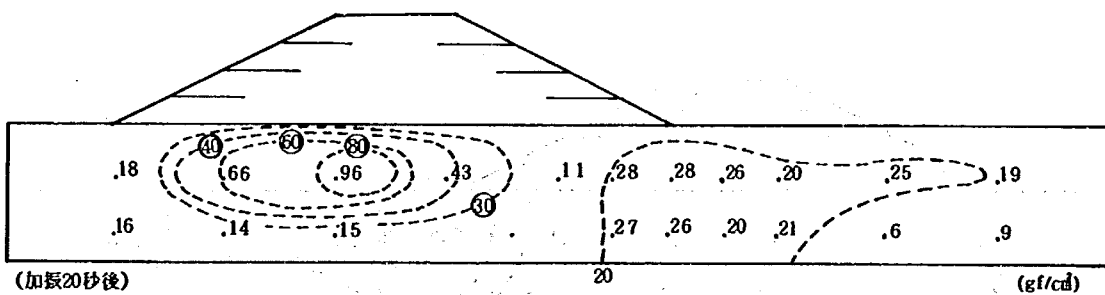
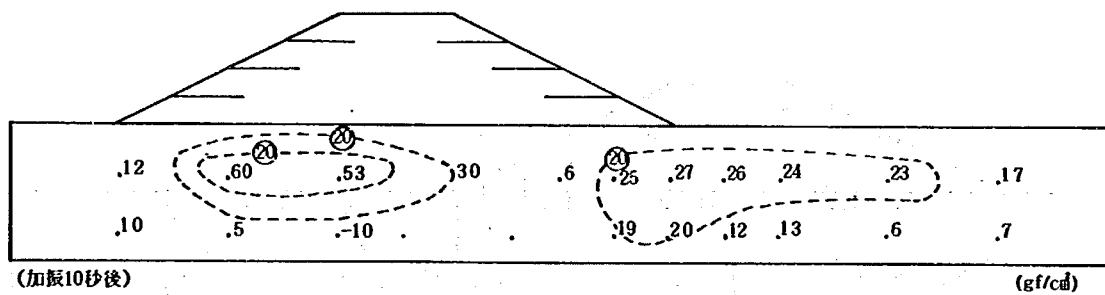
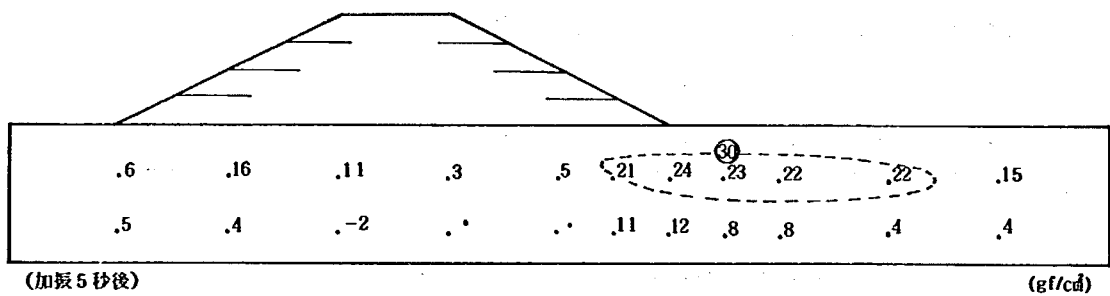
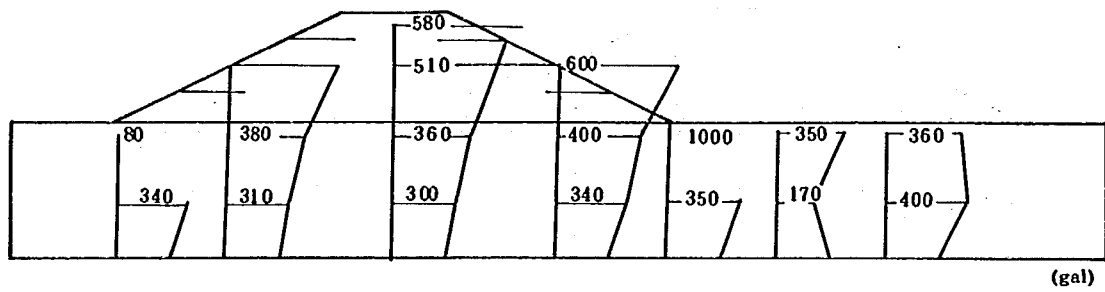


図-14.5.5 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布

— ケース 5 - 5 (260 gal)

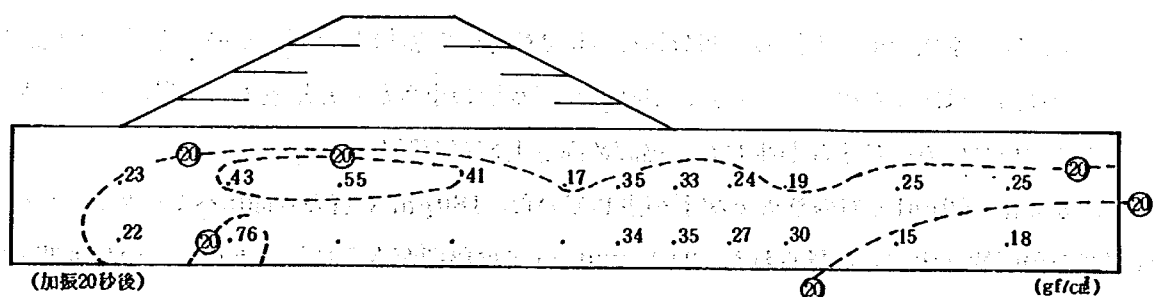
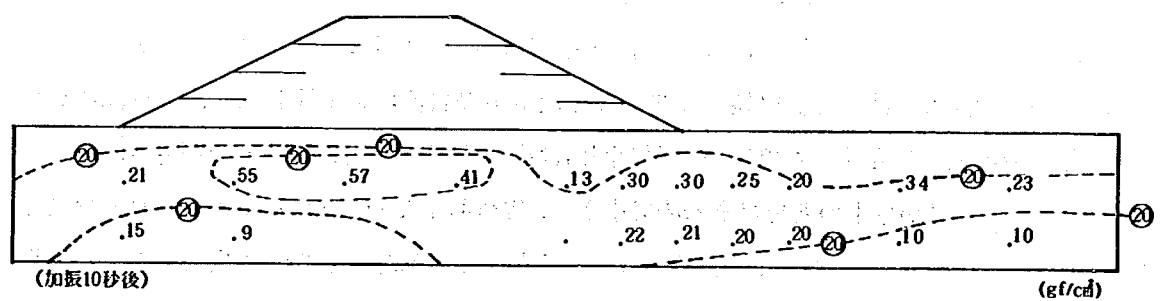
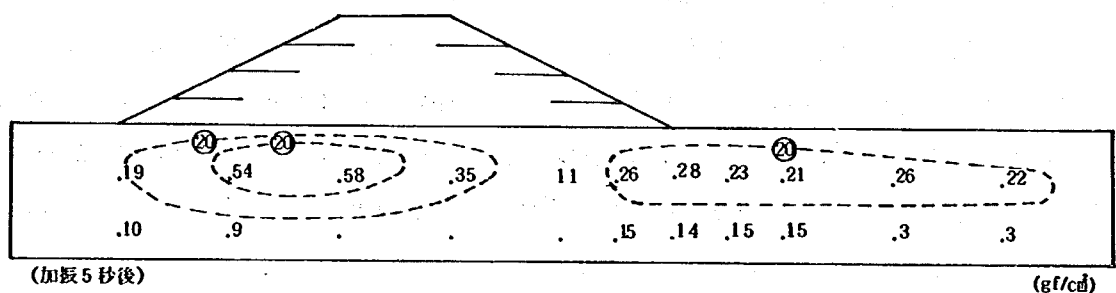
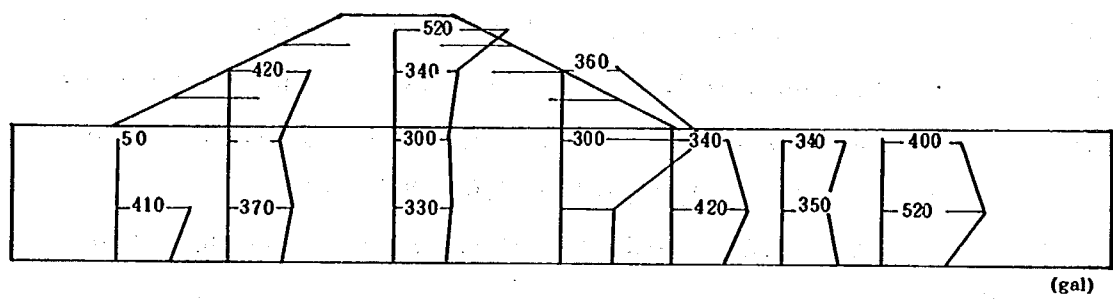


図-14.5.6 応答加速度倍率および過剰間隙水圧分布

— ケース5-6 (300 gal)

4.3.3 破壊状況

模型の変形は、全てのケースにおいてほぼ次のような経過で生じた。すなわち、ある加振段階までは模型の変形は全く見られず、最初のにり尻のごく狭い地表部における液状化とそれに伴うと考えられるのにり面内への微細な鉛直方向亀裂がほぼ同時に発生した。そして、次の加振段階において亀裂深さの進行、拡大、および堤体の沈下が生じ、同時に地盤内の流動化が認められた。

つぎに、各ケースについて加振段階ごとの破壊の状況について述べる。図-15には各加振段階における模型の破壊形状を示す。

ケース1においては110gal, 150galでは模型に全く変状は認められなかった。190galで地盤表面へ水が浸み出し、のにり尻付近では水たまりができ、非常に軟弱な状態であった。しかし、地盤の変形はほとんどなかった。また、堤体においてはのにり面に2~3本、天端に1本のヘヤークラックが生じた。これはのにり尻部の軟弱化と同時に発生したようであった。つづいて、210galでは加振直後から堤体に多数の亀裂が発生し、亀裂深さが進行し、拡大していくのに伴いのにり面下部からのり先に至る地盤が側方へ変形し始めた。また、堤体天端は2~3cm程度沈下し、のにり尻部のわずかなすべりが見られた。250galではそれらがさらに進行し、地盤からの噴砂と堤体内への水の上昇も生じた。また、この場合地盤深くまでせん断変形を生じたのが特徴的であった。

ケース2では150galまでは全く変状は認められなかった。210galで締固め部の外側の地盤表面にわずかの水のしみ出しが生じたが、模型にそれ以外の変化はなかった。250galでは加振後10秒程度で地盤全面がごく浅く水に浸った状態になり、加振後5秒頃にのにり面にヘヤークラックが発生し、加振終了まで亀裂の進行拡大が続いた。亀裂は最終的には数本が浸潤線にまで達したが、のにり面に発生した亀裂は開口し、逆に天端に発生した亀裂の表面の開口は小さく深部で開いているのが特徴的であった。一方、地盤はこのとき見かけ上の変形はきわめて小さく、堤体直下でわずかの沈下が見られる程度であった。また、のにり尻部は幅80cmにわたって締固められているが、この部分は水のしみ出しがなく、変形も認められなかった。したがって、堤体は斜面方向への変形が拘束され、堤体ののにり尻部は斜面外側へはらみ出すように変形した。このとき、天端の沈下量は1cm程度であった。

つづいて、間隙水圧の低下を待つて30分程度後に285galで加振したが、このとき堤体の亀裂はさらに増え、のにり面では陥没も生じた。また、250galで変形の小さかった地盤もこの段階では締固め部の内側上部において側方へひずみが生じた。締固め部も上部が変形した。

ケース3では160galで右のにり尻で沈下が生じていた。180galで右のにり面にヘヤークラックを生じ、のにり尻部の局所的なすべりが見られた。210, 230galでは亀裂がさらに拡大進行し、のにり尻部の崩壊およびのにり面中腹から下部にすべり変形が見られた。一方、このとき地盤は比較的上部のみが変形していた。

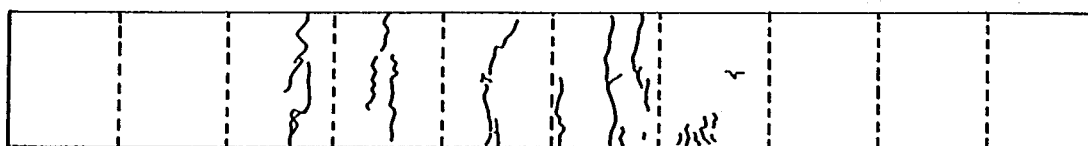
ケース4では195galでのにり面下部にヘヤークラックが生じ、左のにり尻部がわずかに沈下していた。210galでは堤体の沈下も生じ、のにり尻部の流失および矢板付近の地盤の沈下が生じている。これは矢板付近の地盤は模型作成時の締固めが十分でなく、多少密度が低かった可能性が一因として考えられる。

ケース5では220galでのり面にヘヤークラックを生じ、ケース5-5,6(260,300gal)で多数の亀裂、堤体の沈下、地盤のせん断変形が見られる。このとき、堤体にはのり面すべりが生ぜず、全体がほぼ一様に沈下しているのが特徴である。



図 14 ケース5、5-5、5-6の堤体と地盤のせん断変形の様子

(上面図)



(正面図)

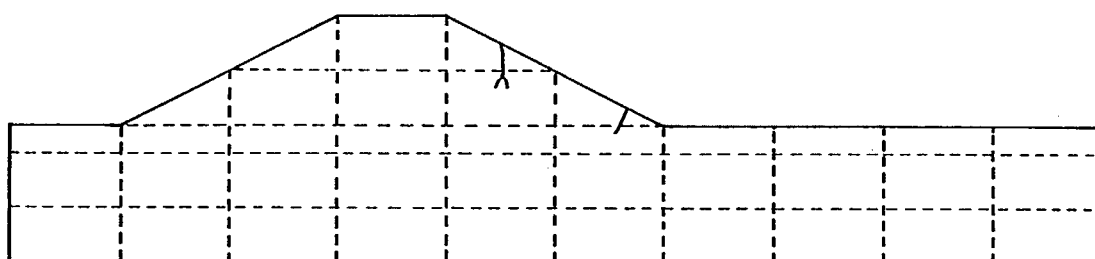
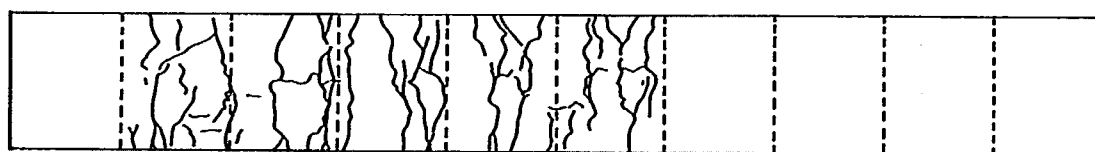


図-15.1.1 破壊形態図 (ケース 1-3, 190 gal, 20 sec 加振後)

(上面図)



(正面図)

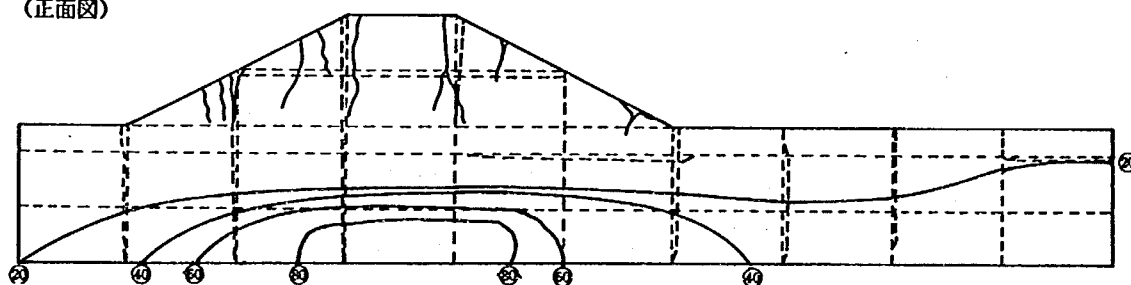
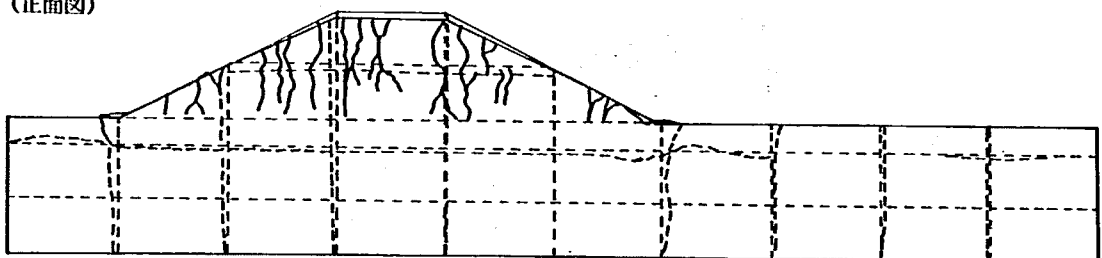


図-15.1.2 破壊形態図 (ケース 1-4, 210 gal, 5 Hz, 20 sec 加振後)

(上面図)

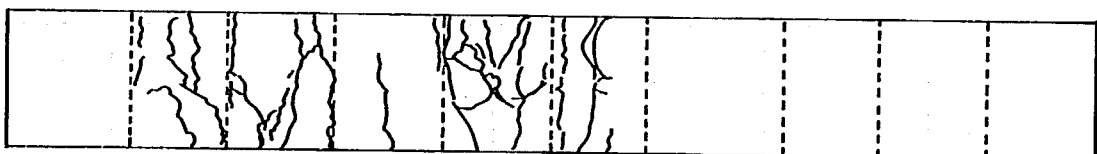


(正面図)

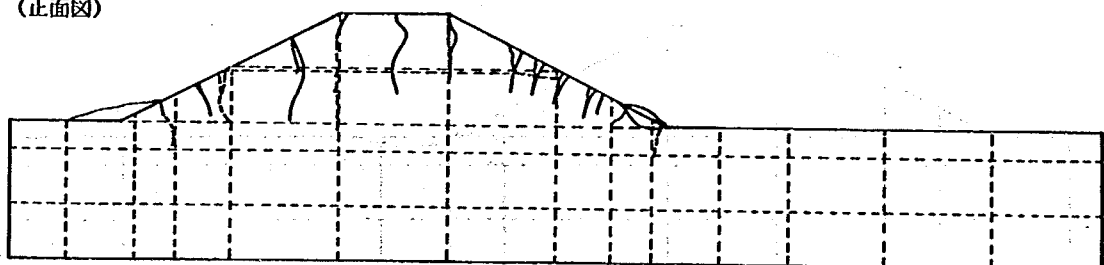


図一15.1.3 破壊形態図 (ケース1-5, 250 gal, 5 Hz, 20 sec 加振後)

(上面図)

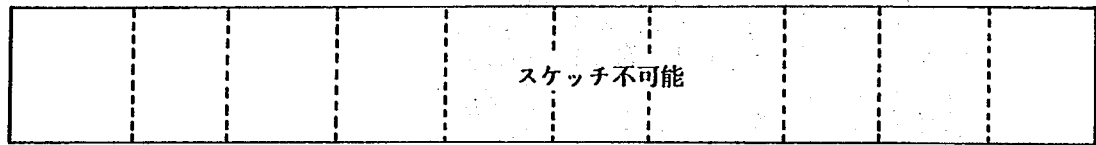


(正面図)



図一15.2.1 破壊形態図 (ケース2-6, 250 gal, 5 Hz, 20 sec 加振後)

(上面図)



(正面図)

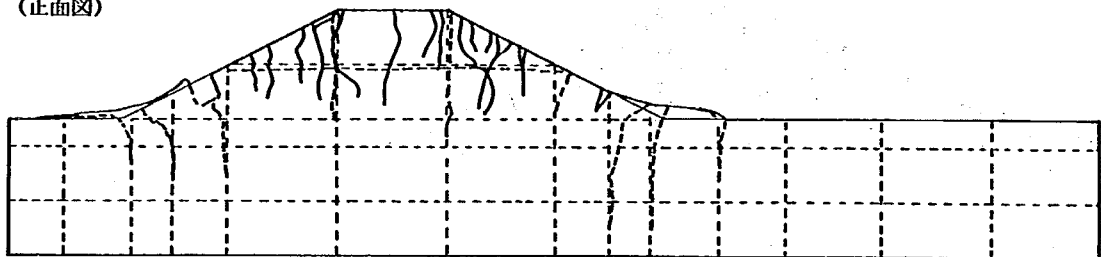
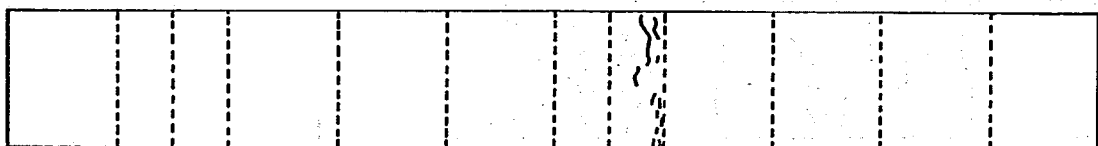


図-15.2.2 破壊形態図 (ケース 2-7, 285 gal, 5 Hz, 20 sec 加振後)

(上面図)



(正面図)

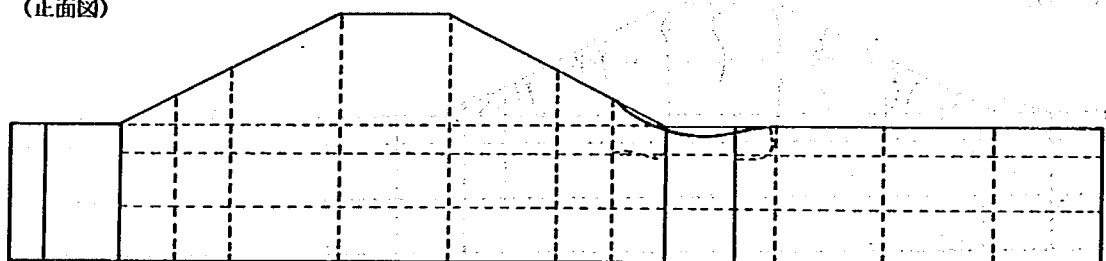
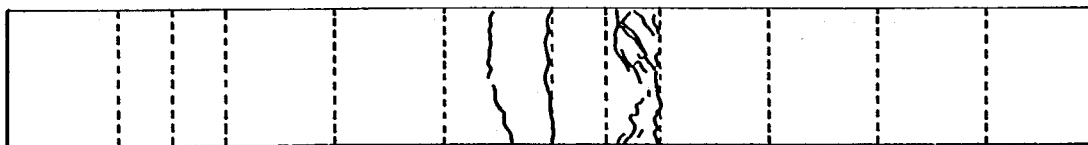


図-15.3.1 破壊形態図 (ケース 3-2, 160 gal, 5 Hz, 20 sec 加振後)

(上面図)



(正面図)

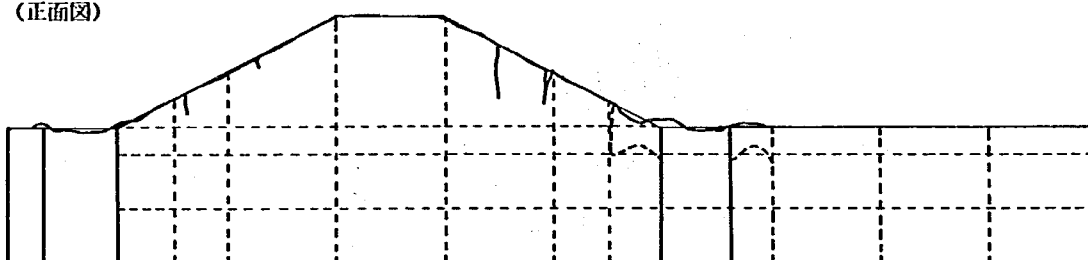


図-15.3.2 破壊形態図 (ケース 3-3, 180 gal, 5 Hz, 20 sec 加振後)

(上面図)



(正面図)

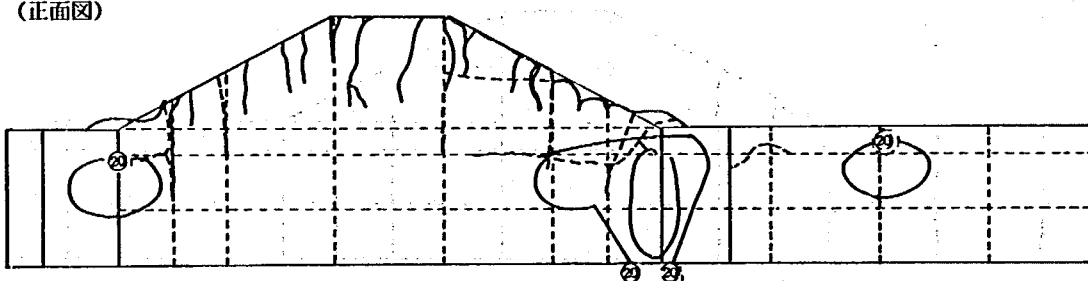
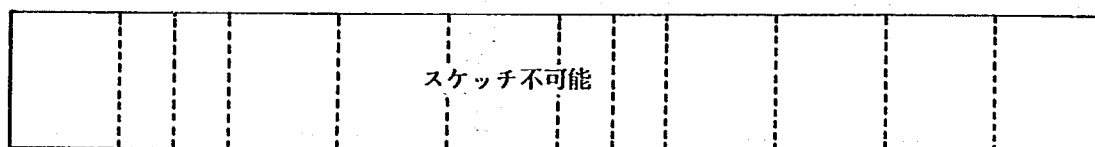


図-15.3.3 破壊形態図 (ケース 3-4, 210 gal, 5 Hz, 20 sec 加振後)

(上面図)



(正面図)

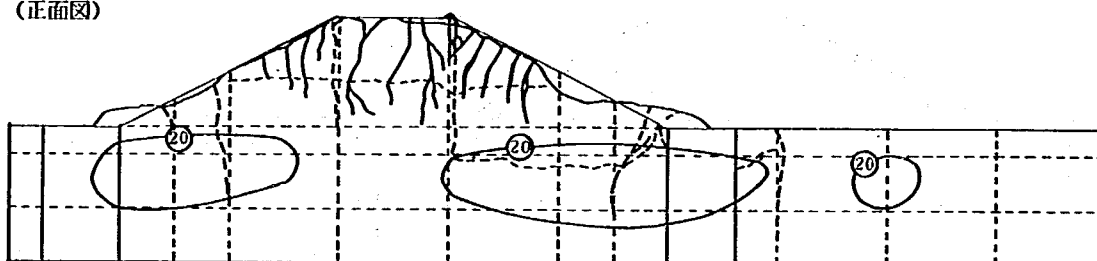
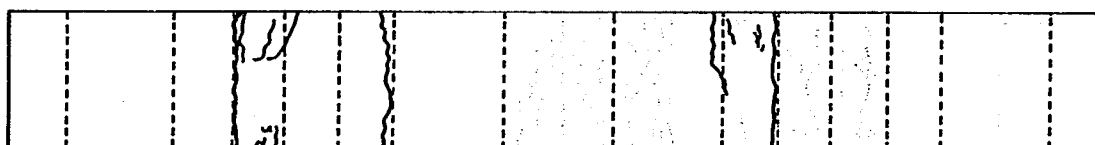


図-15.3.4 破壊形態図 (ケース 3-5, 230 gal, 5 Hz, 20 sec 加振後)

(上面図)



(正面図)

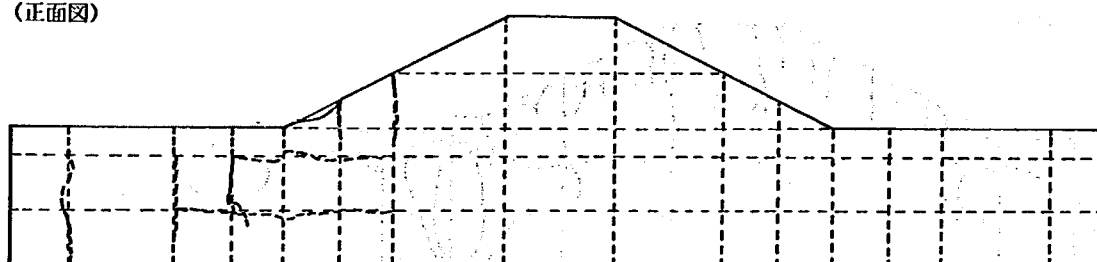
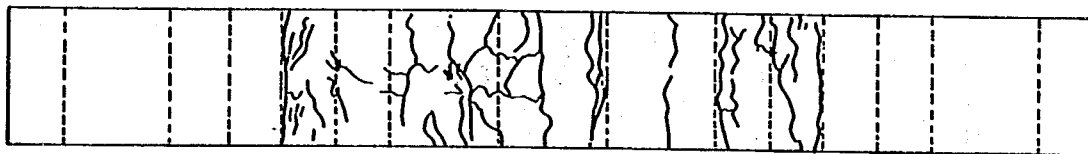


図-15.4.1 破壊形態図 (ケース 4-3, 195 gal, 5 Hz, 20 sec 加振後)

(上面図)



(正面図)

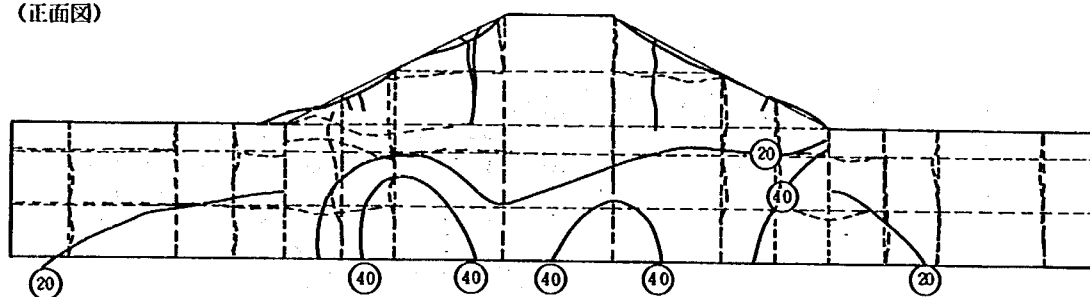
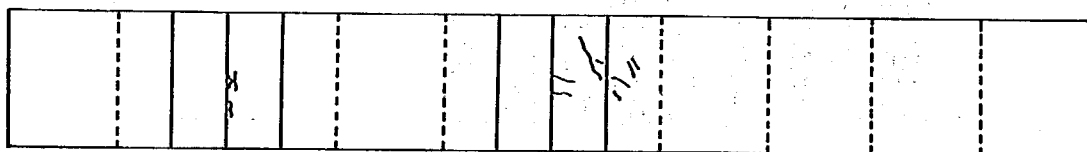


図-15. 4. 2 破壊形態図 (ケース 4 - 4, 210 gal, 5 Hz, 20 sec 加振後)

(上面図)



(正面図)

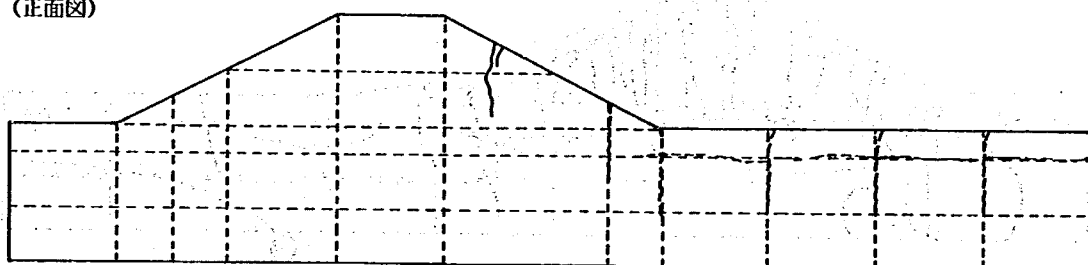


図-15. 5. 1 破壊形態図 (ケース 5 - 4, 220 gal, 5 Hz, 20 sec 加振後)

(上面図)



(正面図)

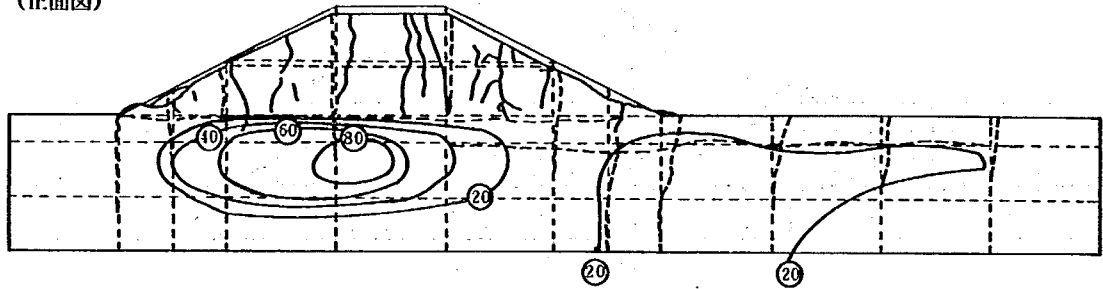
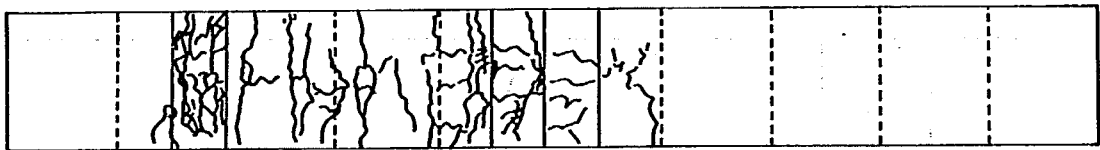


図-15.5.2 破壊形態図 (ケース 5-5, 260 gal, 5 Hz, 20 sec 加振後)

(上面図)



(正面図)

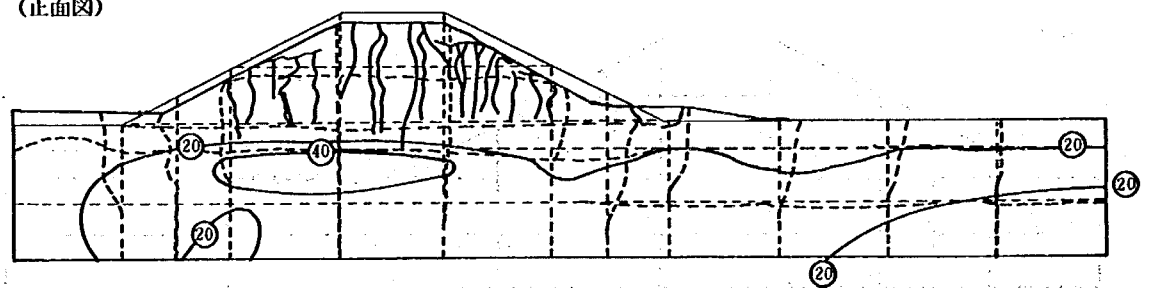


図-15.5.3 破壊形態図 (ケース 5-6, 300 gal, 5 Hz, 20 sec 加振後)

4.3.4 天端沈下量

5 ケースの実験においては、顕著なのり面すべりは起こらず、天端面はほぼ一様に沈下変形を生じた。したがってここでは、天端両のり肩に設置した2個の鉛直方向変位計により得られた記録をもとに天端沈下量について報告するものとする。

図-16 は、各加振段階における沈下量を、加振開始時点を0として読み取り、その加振時間中の変化を示したものである。なお、図中には左右の沈下量を示しており、同一の加振段階のものについてはそれぞれハッチをつけている。

この図より、天端沈下量はある加振段階を境に急に大きく生じていることがわかる。このことは4-3-2で述べたように、地盤内過剰間隙水圧がある加振段階で急に大きくなることと対応するものと考えられる。

また、左右のり肩の沈下量の差は2倍以上の開きを示すものもいくつかあるが、多くのものはそれ以内に収まっており、ほぼ一様な沈下を示していることが確かめられる。さらに、加振加速度が大きいほど天端沈下量は大きくなることも同図より確かめられる。

天端沈下量については次章でより詳細に述べるものとする。

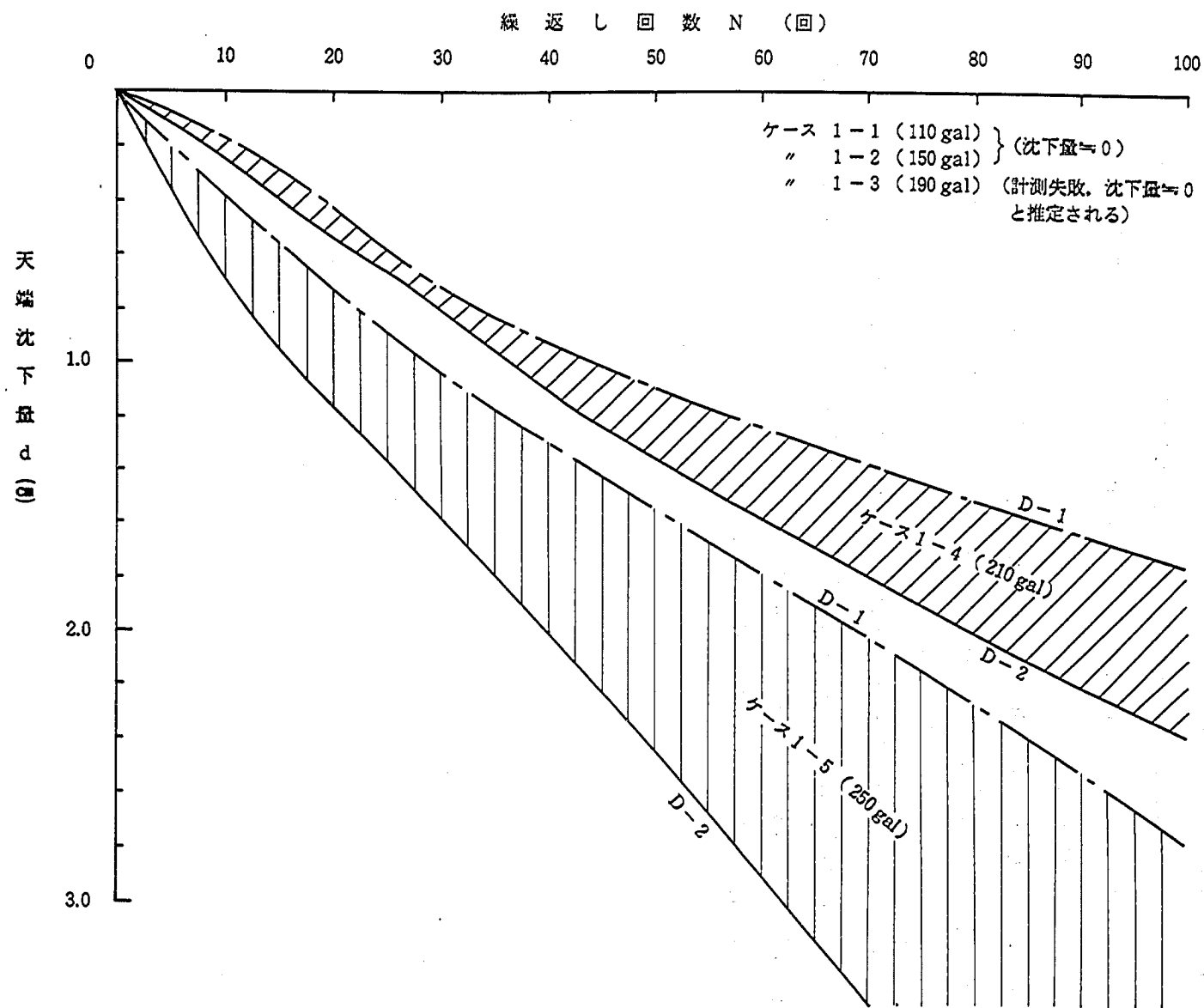


図-16.1 天端沈下量と繰返し回数の関係 (ケース 1)

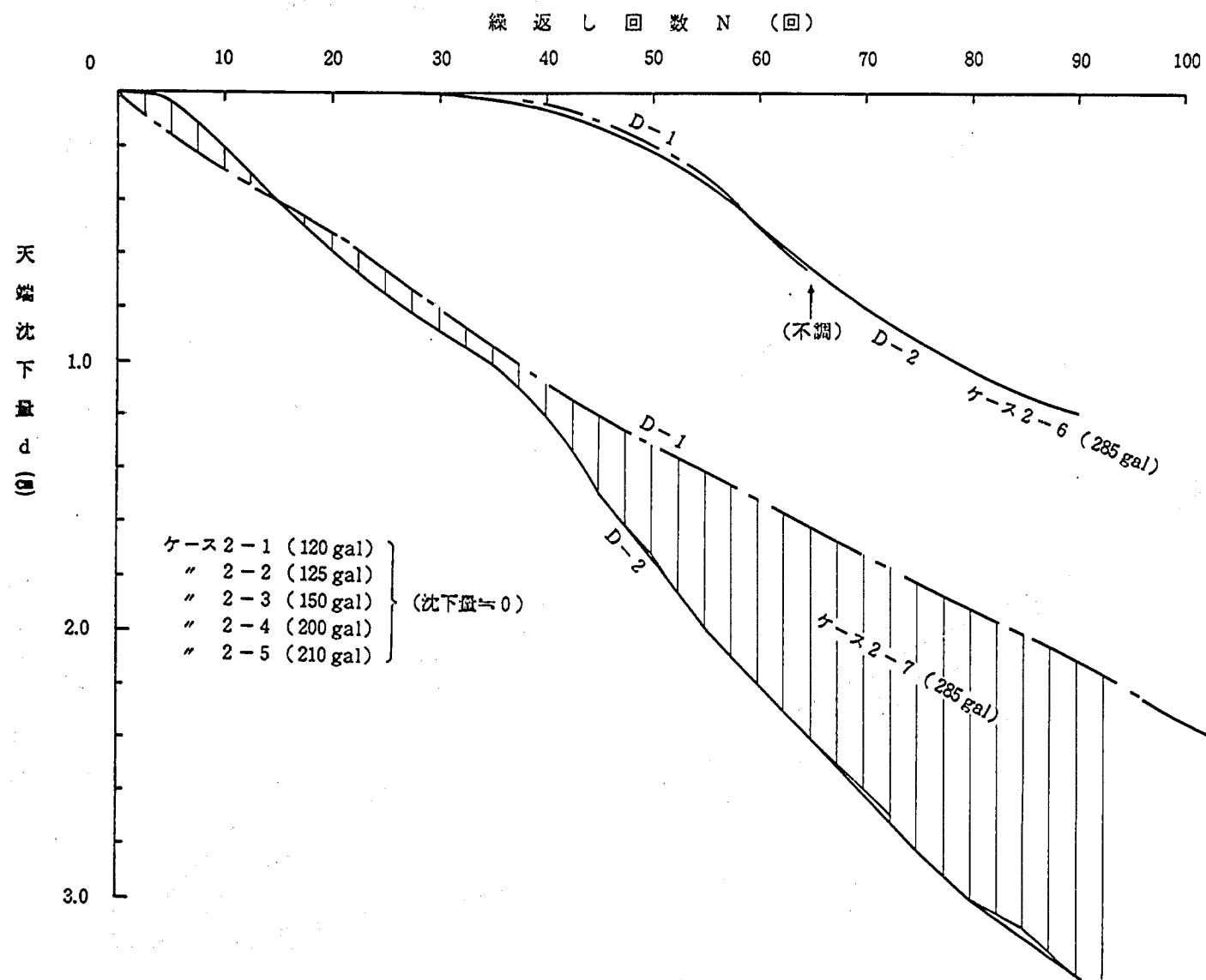


図-16.2 天端沈下量と繰返し回数の関係 (ケース 2)

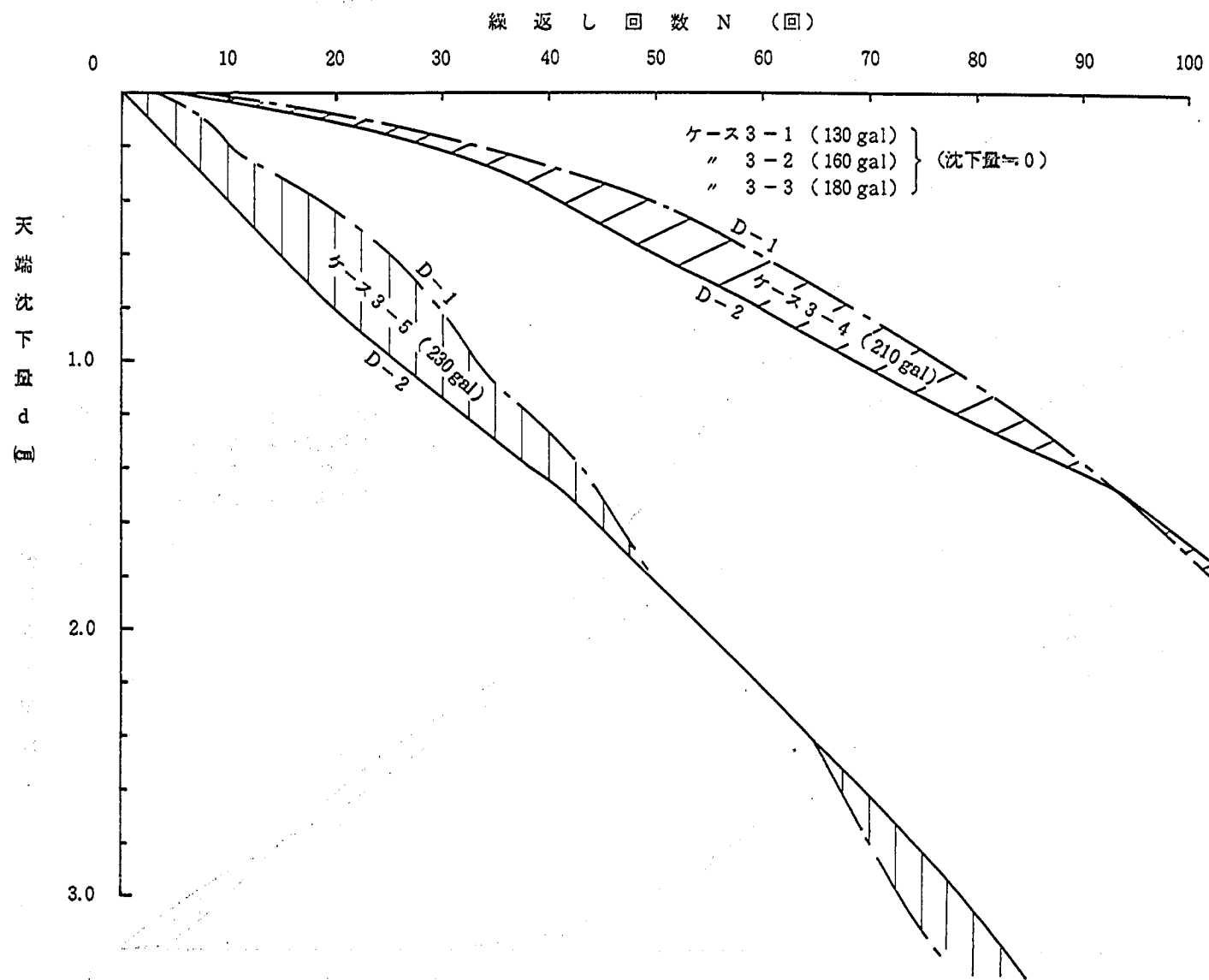


図-16.3 天端沈下量と縦返し回数の関係 (ケース 3)

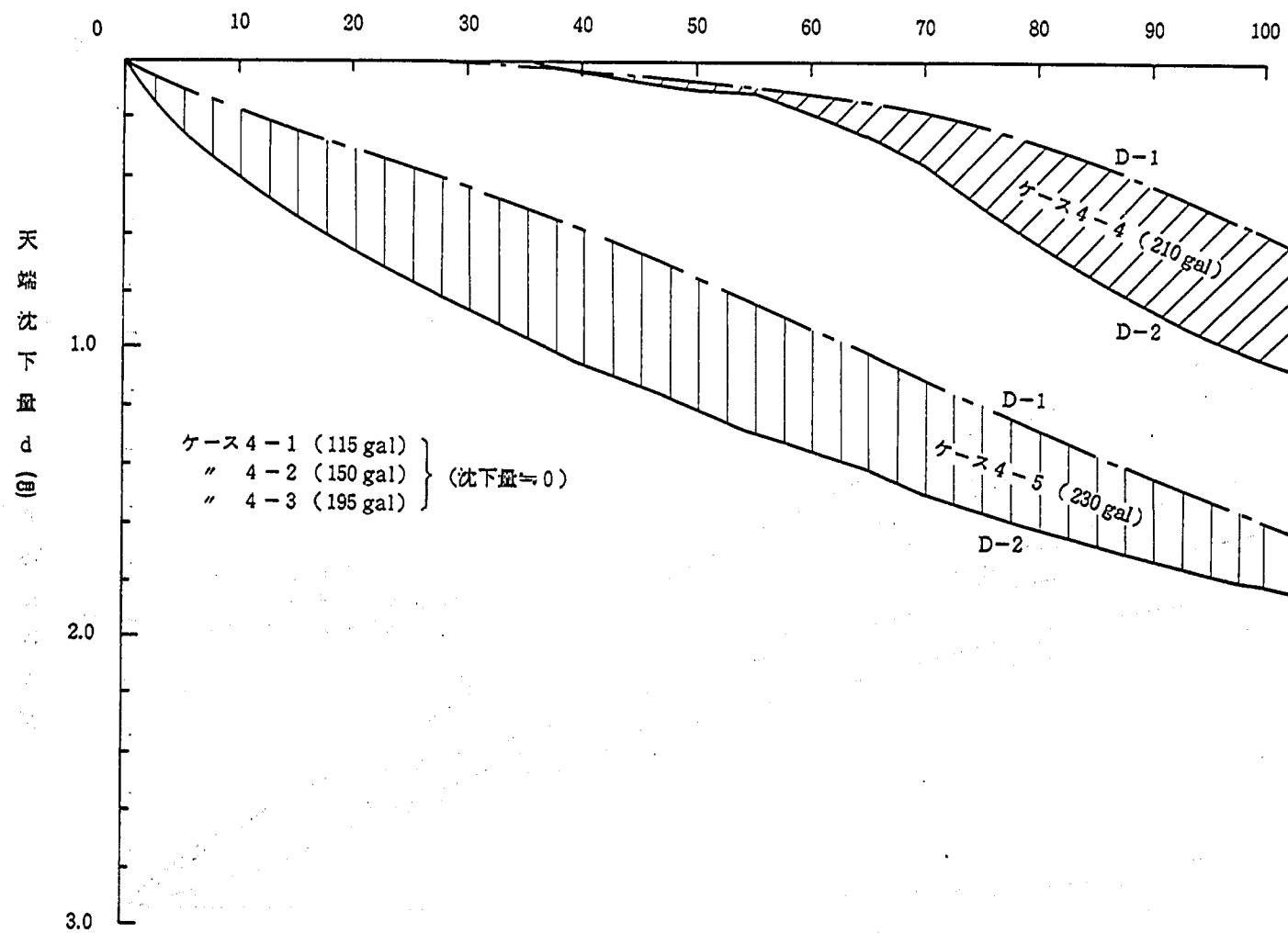


図-16.4 天端沈下量と繰返し回数の関係 (ケース 4)

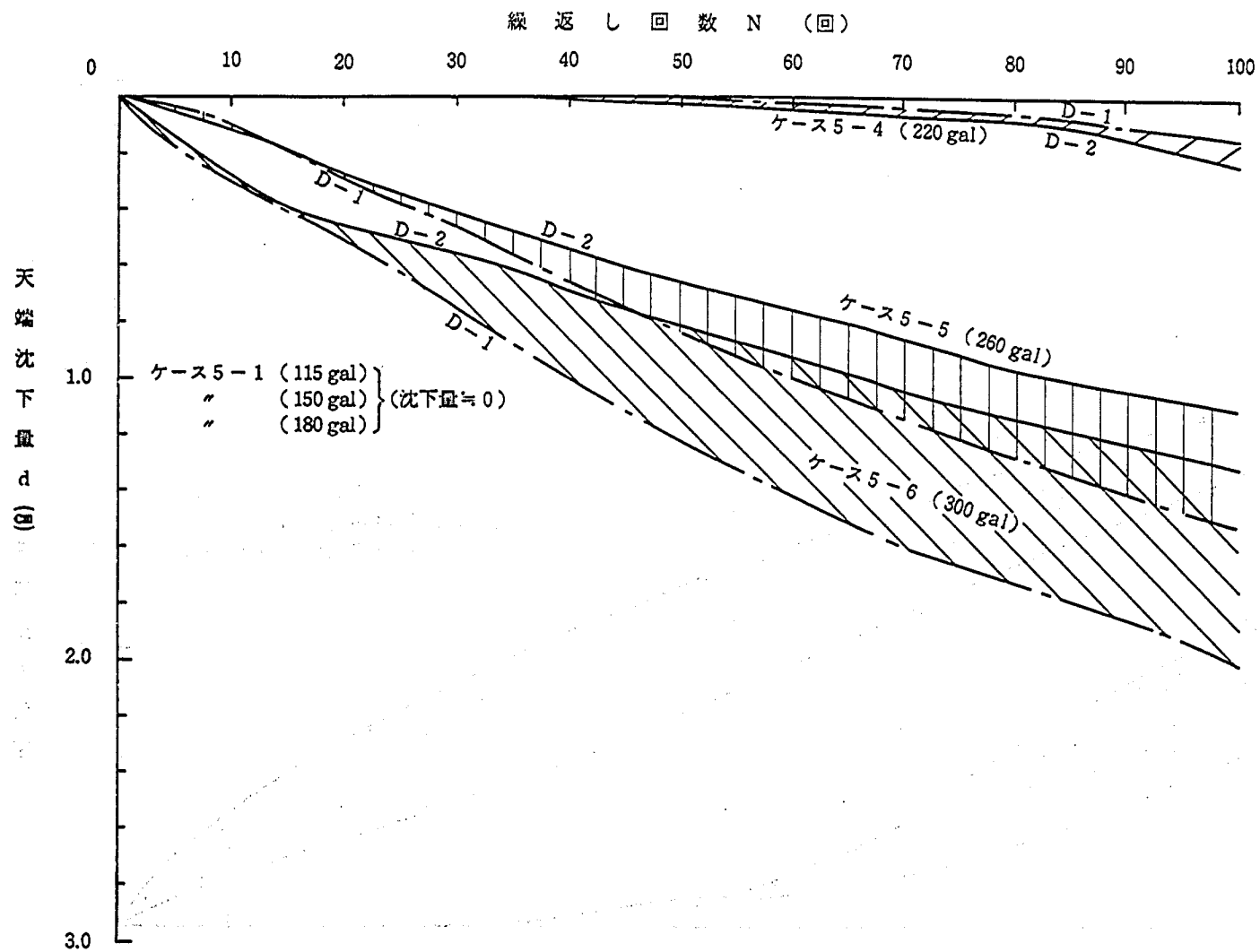


図-16.5 天端沈下量と縦返し回数の関係 (ケース 5)

4.3.5 矢板の曲げひずみおよびタイロッドの引張力の変化（ケース4）

ケース4において、矢板およびタイロッドのひずみを計測した。ここでは、この記録をもとに、加振による矢板の曲げひずみおよびタイロッドの引張力の変化について検討を加える。

ひずみゲージの配置および矢板、タイロッドの断面性能等を図-17に示す。

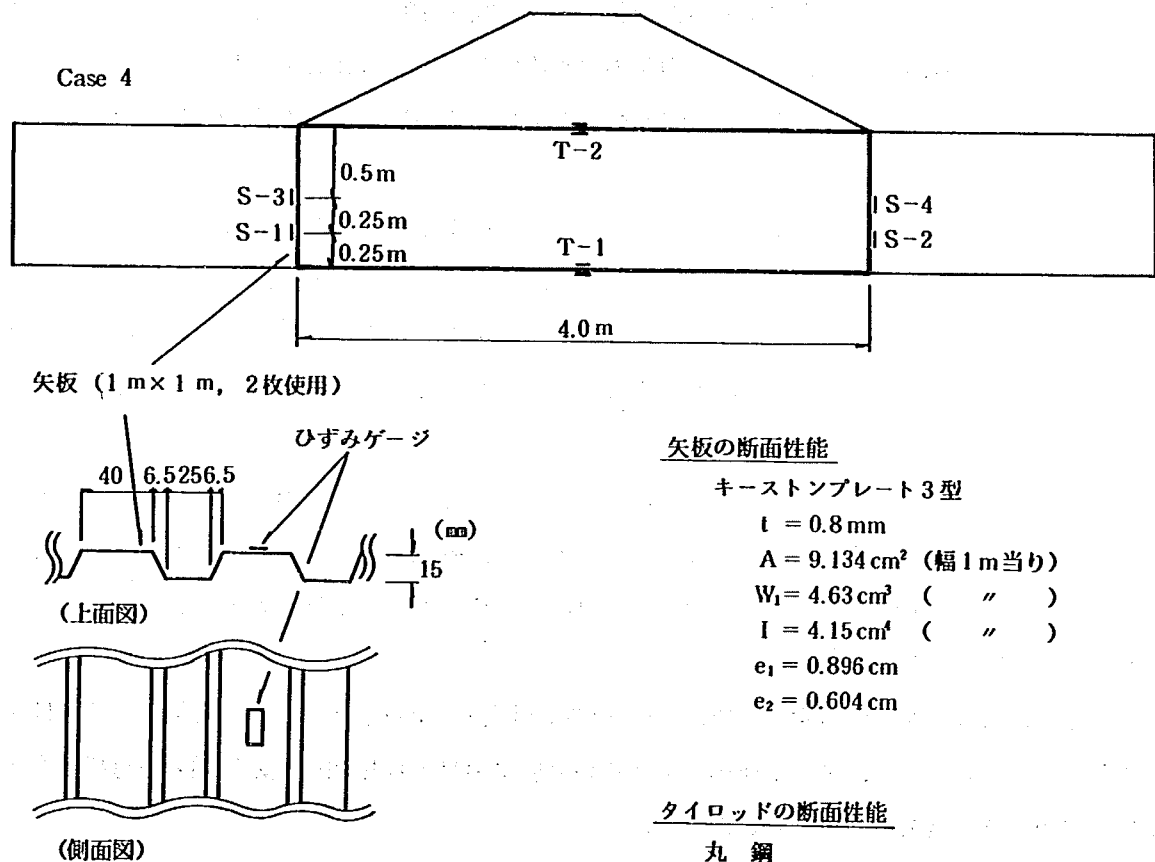


図-17 ひずみゲージの配置および矢板、タイロッドの断面性能

まず、図-18にタイロッドの伸びひずみおよび引張力の加振による変化を示す。この図で、白印の記号はそれぞれの加振加速度で20秒間加振終了直後の値を、黒印の記号は加振終了時点から過剰間隙水圧がほぼ消散し終るまでの時間が経過したときの値を示すものである。また、図-19には矢板の内側に位置する間隙水圧計より得られた過剰間隙水圧の上昇量の変化を示す。

図-18より、タイロッドの引張力は加振加速度の大きさとともに増加していることがわかる。そして、それは図-19と対比してみると明らかなように、矢板周辺の過剰間隙水圧が大きく発生する加速度段階から顕著に表われていることがわかる。さらに図-18で加振終了直後から相当時間経過するとともにタ

タイロッドの引張力は減少していることがわかる。この変化は、矢板に作用する全応力が変化することを示すものであり、主に過剰間隙水圧の消散によるものと解される。そして、図-14.4を参照すればわかるように、このケースにおいては過剰間隙水圧は矢板の内側でより大きく発生していたため、矢板に作用する全応力は内側からの水圧の消散による減少が大きく、結局、タイロッドの引張力は減少することとなり、これは図-18の変化と一致する。また、この図より、上端のタイロッドの方に大きい引張力が発生していることがわかる。

つぎに、全てのタイロッドに作用する合計引張力を求め図-20に示した。ここに、タイロッドは前後上下に4本用いており、図-18に示された引張力の平均値の4倍を合計引張力としている。

これより、タイロッドの合計引張力は305 gal 加振後に約460 kgf、盛土荷重の22%だけ表われることがわかる。

つぎに、矢板の曲げひずみの変化を図-21に示す。これをタイロッドの引張力の変化と対比すると、きわめて相似な変化を示していることがわかる。また、矢板の中央部(S-3, S-4)と下端から25 cm部(S-1, S-2)のひずみの大きさを比べると、いくぶん中央部の方が大きいことがわかる。また、左右で比べると、左の方(S-2, S-4)が大きくなっているが、これは図-19の間隙水圧の左右における差とは逆の傾向である。

さらに、矢板に作用する土圧を、深さ方向に一樣の大きさで作用するものと仮定し、矢板中央部の曲げひずみを用いて全土圧を計算すると、最後の305 gal 加振直後で約710 kgf、盛土荷重の約34%となる。これはタイロッドの引張力について値られた値22%と比べると5割ほど大きいが、オーダーとしては両者の値は近いことが確かめられる。

結局、加振により矢板に作用する土圧は地盤内の過剰間隙水圧の上昇とともに増加し、それはタイロッドにより支持されること、また土圧の増分はこの実験における加振加速度の範囲内では盛土荷重の2～3割に相当する程度であることがわかった。

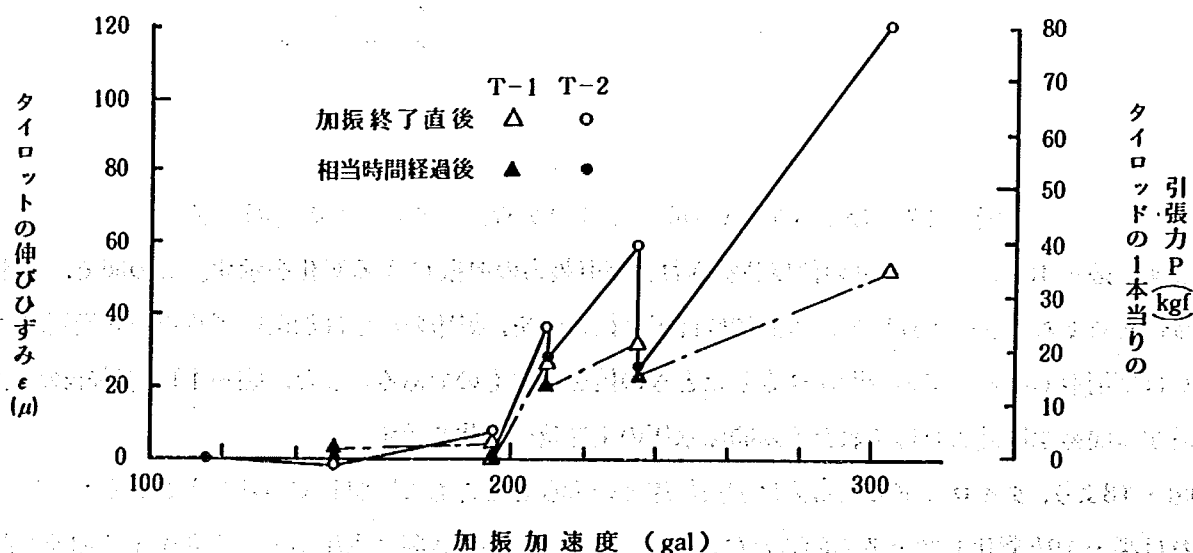


図-18 タイロッドの引張力の変化

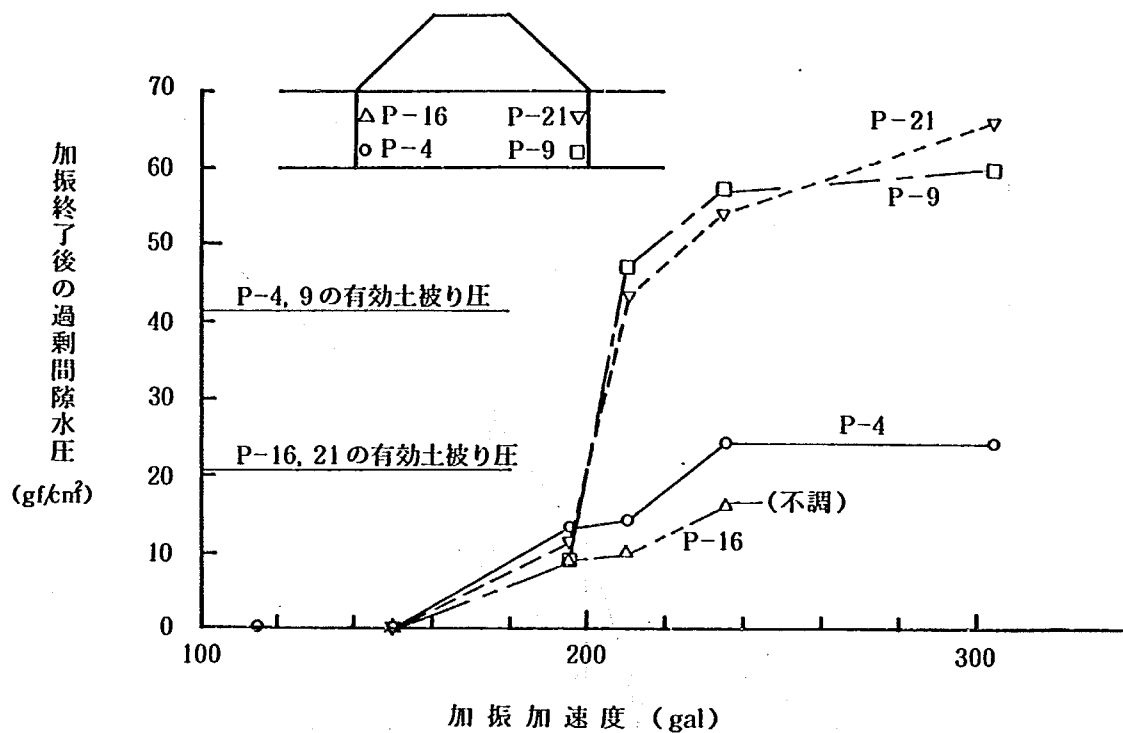


図-19 矢板近傍の過剰間隙水圧の変化 (加振終了時点)

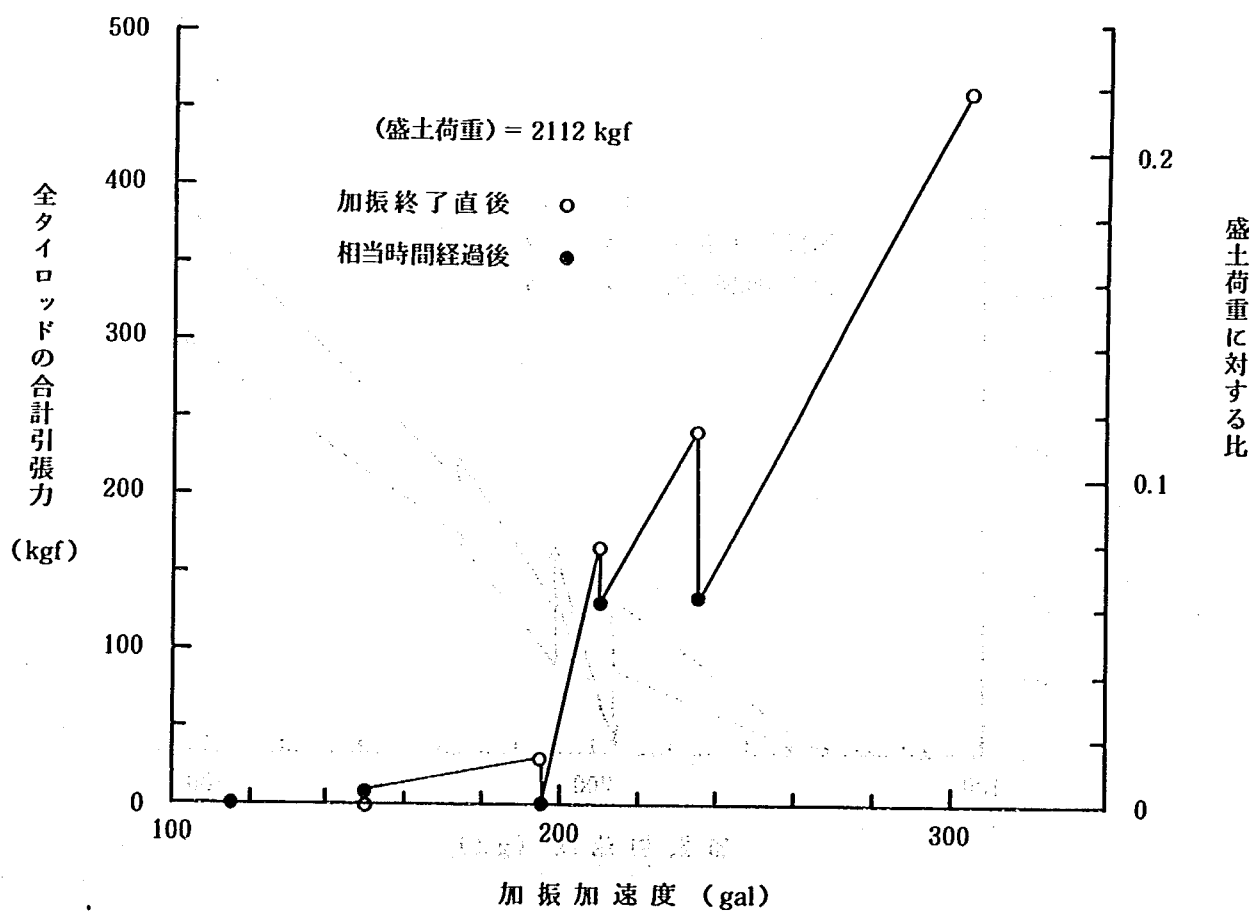


図-20 タイロッドに作用する合計引張力の変化

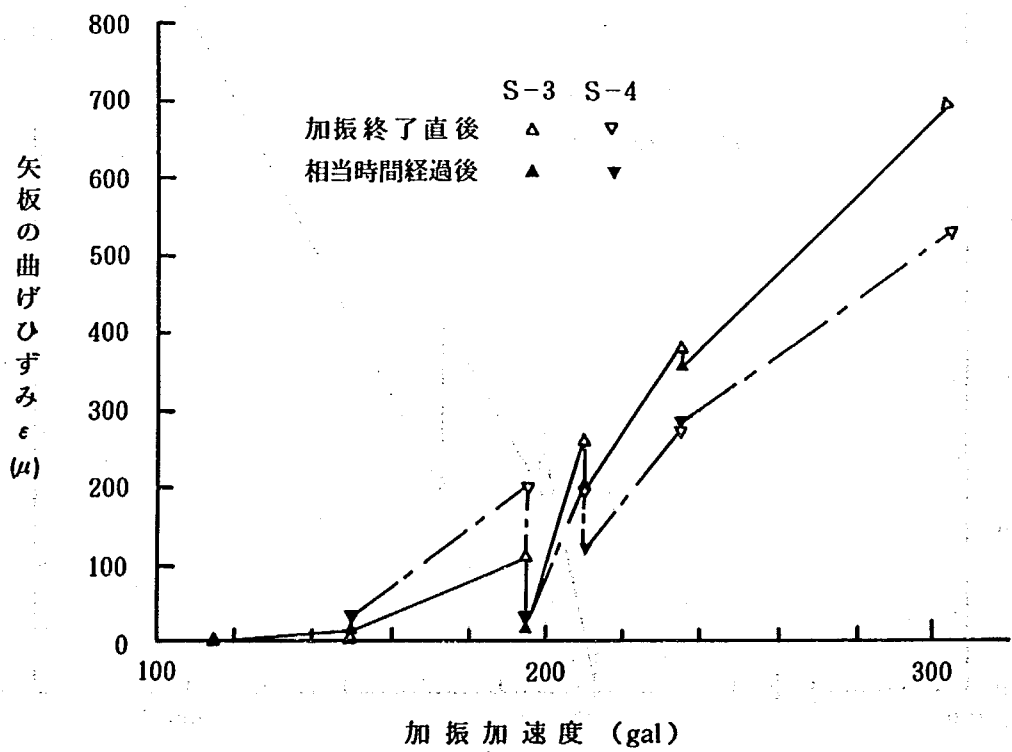
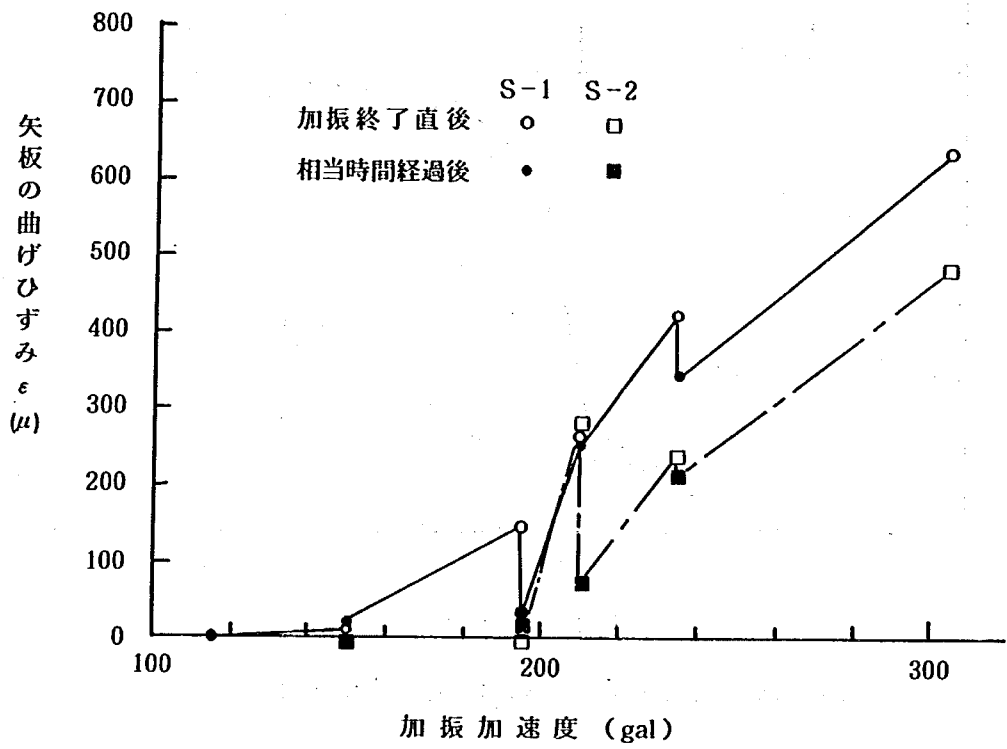


図-21 矢板の曲げひずみの変化

5. 考 察

本章では、5 ケースの模型振動実験結果にもとずき、各対策工の耐震補強対策工としての効果について考察を加えることとする。

以下に、いくつかの方法により各対策工の効果の比較を行う。

5.1 天端沈下量による各対策工の効果の比較

はじめに、堤防の地震による被災を表わす尺度として最も一般的と考えられる天端沈下量を指標として各対策工の効果の比較を行ってみる。

図-22 は、各加振段階終了時における天端沈下量と加振加速度の関係を示したものである。

この図より、補強対策工を施したケース2～5は無処理のケース1に比べて沈下量が小さく抑えられており、相対的に補強対策工の効果が表われていることがわかる。

また、この中では特に締固め工法（ケース2）と補強ネット工法（ケース5）の効果が沈下に対して顕著に表われていることがわかる。

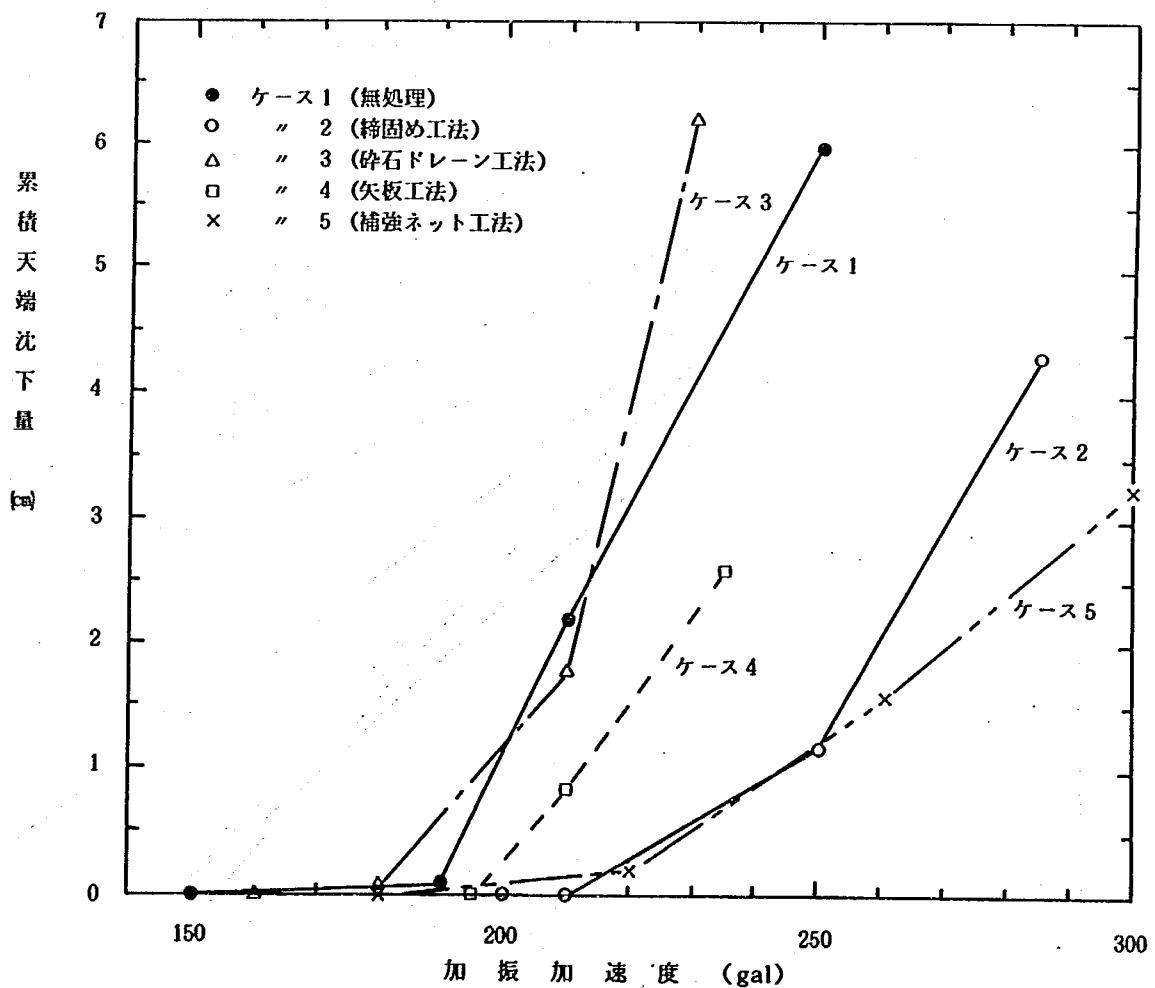


図-22 加振加速度と天端の累積沈下量の関係

同図で、碎石ドレーン工法を用いたケース3は無処理のケース1に比べていくらか低い加速度で沈下が生じ始めるような結果になっているが、これはケース3の模型で碎石ドレーン周辺の地盤の締固めが不十分であり、ケース1に比べて弱かったのではないかとその理由として考えられる。

また、各ケースの模型は必ずしも同じでなく、たとえば模型地盤の密度が相対密度で48～56%とばらつきがあること、および各ケースの加振段階のとり方に違いがあることなども考慮に入れておく必要がある。

つぎに、加振経過時間と天端沈下量の関係について着目してみる。

図-23にはそれぞれのケースについての結果を示した図-16から得た左右天端沈下量の平均値をまとめ示したが、全体を通してみると、天端沈下量は図-24に示すような傾向を有することがうかがえる。すなわち、繰返し回数 N_1 回まではゆっくり進行し、それを越すと急に沈下速度が増していき、再び N_2 回で沈下速度が減少するという傾向である。ただし、図-23の中には最初の N_1 回が認められず、最初から大きな沈下速度で進行するものもあるが、これは N_1 が1回目に相当するものと考える。

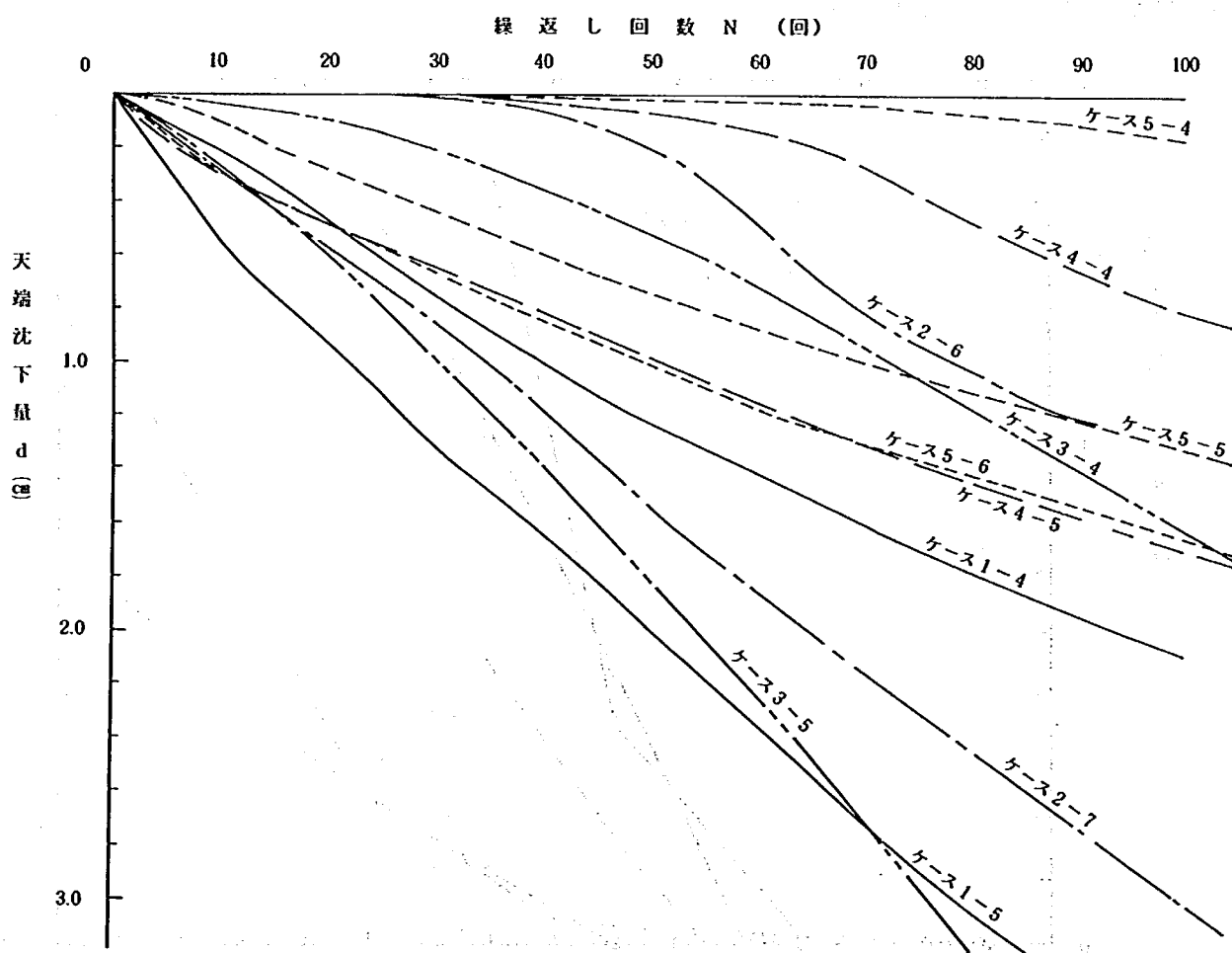


図-23 天端沈下量と繰返し回数の関係

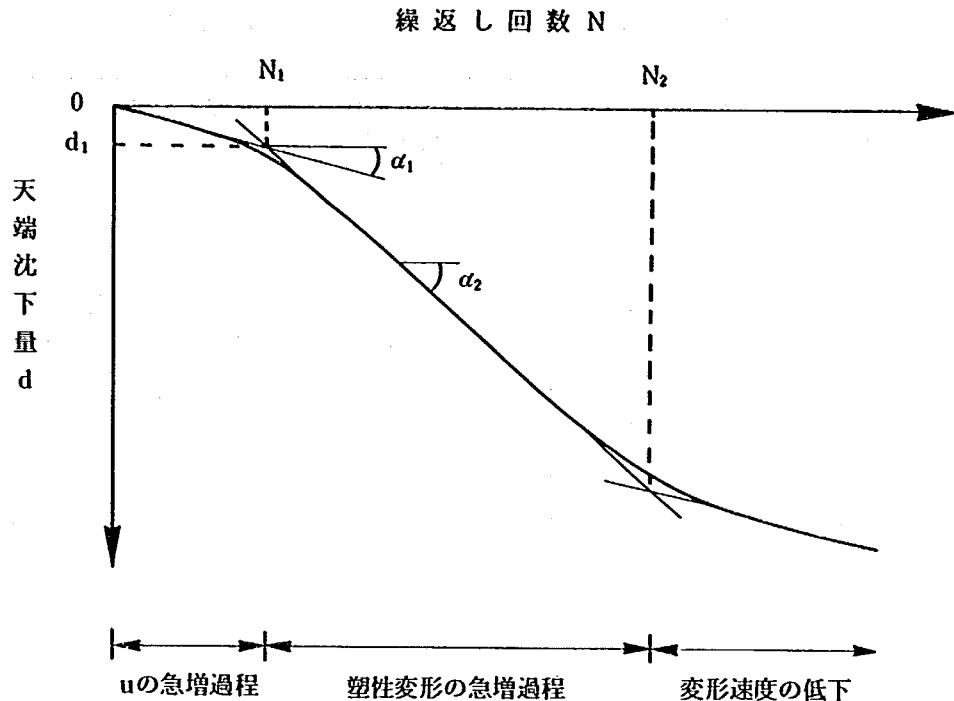


図-24 天端沈下量の進行過程の模式図

天端沈下量が図-24のような傾向を示す理由としては次のように考えられる。すなわち、ある加振加速度において繰返し回数 N_1 回までに地盤内過剰間隙水圧が上昇していき、それがある値に達すると地盤の強度が降伏点に達し、以後塑性変形が進行していく。そして、その進行に伴い堤体は沈下していくから堤体の滑動力は次第に減少していき、ある時点 (N_2 回) から沈下速度が減少するものと考えられる。

以上の仮説をもとに、図-24の中に記した沈下速度 α_1 、 α_2 、繰返し回数 N_1 、 N_1 における沈下量 d_1 を図-23より読み取った。その結果を表-6に示す。

これをもとに、まず沈下速度が急変する繰返し回数 N_1 について、各ケースで加振加速度とどのような関係にあるか調べてみる。その関係を図-25に示す。この図で右欄に矢印で示したものは、それぞれのケースで、繰返し回数100回の加振中に有意な沈下を生じなかった加振段階のうち、最大の加速度の値を示している。

この図より、いずれのケースにおいても、加振加速度が大きいほど沈下速度の急変する繰返し回数 N_1 は少ないことがわかる。また、この図で、ある繰返し回数 N_1 上で加振加速度の大きいケースほど沈下速度の急変する時点がおそいことを意味する。この図でケース1, 2, 4, 5はほぼ平行なカーブを示しているが、ケース3だけは他に比べて急な勾配のカーブとなっている。これらを比較するのに、繰返し回数20回で沈下速度が急変するのに必要な加振加速度を各ケースについて見ると、大きい方から順にケース2, 5, 3, 4, 1となっており、補強対策工を施したケースは無処理のケース1より大きくなっていることがわかる。

表-6 天端沈下量に関するパラメーターの読み値

	加振加速度 (gal)	沈下速度 α_1 (mm/cycle)	沈下速度 α_2 (mm/cycle)	繰返し回数 N_1 (cycle)	沈下量 d_1 (mm)	最終沈下量 (cm)	累積最終沈下量 (cm)
ケース1-1	110	0	0	—	0	0	
1-2	150	0	0	—	0	0	
1-3	190	0	0	—	0	0.09	
1-4	210	0.15	0.28	10	1.5	$\frac{2.43}{1.77} = 2.10$	2.19
1-5	250	—	0.36	1	(0)	$\frac{(2.8)}{(4.75)} = 3.77$	5.96
ケース2-1	120	0	0	—	—	0	
2-2	125	0	0	—	—	0	
2-3	150	0	0	—	—	0	
2-4	200	0	0	—	—	0	
2-5	210	0	0	—	—	$\frac{0.012}{0.011} = 0.01$	
2-6	250	0.032	0.33	52	1.6	1.18 (右のみ)	1.18
2-7	285	0.3	1	1	(0)	$\frac{2.40}{(3.80)} = 3.1$	4.3
ケース3-1	130	0	0	—	—	0	
3-2	160	0	0	—	—	0	
3-3	180	0.04	0.045	93	0.4	$\frac{0.08}{0.08} = 0.08$	
3-4	210	0.08	0.2	35	2.8	$\frac{1.81}{1.62} = 1.72$	$\frac{1.90}{1.73} = 1.82$
3-5	230	0.26	0.4	19	5.6	$\frac{(4.3)}{(4.5)} = 4.4$	$\frac{6.1}{6.3} = 6.2$
ケース4-1	115	0	0	—	—	0	
4-2	150	0	0	—	—	0	
4-3	195	0	0	—	—	$\frac{0.02}{0.01} = 0.01$	
4-4	210	0.02	0.16	62	1.2	$\frac{0.63}{1.06} = 0.84$	
4-5	235	—	0.28	1	(0)	$\frac{1.63}{1.84} = 1.74$	
4-6	305	計測せず	計測せず	計測せず	計測せず	計測せず	
ケース5-1	115	0	0	—	—	0	
5-2	150	0	0	—	—	0	
5-3	180	0	0	—	—	$\frac{0.01}{0.01} = 0.01$	
5-4	220	0.01	0.065	88	0.6	$\frac{0.14}{0.22} = 0.18$	
5-5	260	—	0.165	1	(0)	$\frac{1.58}{1.16} = 1.37$	
5-6	300	—	0.22	1	(0)	$\frac{2.02}{1.36} = 1.69$	

*1) 上下の値はそれぞれ左右の変位計の読みである。

ところが、同じ方法で繰返し回数100回について見ると、ケース3がケース1に比べて小さくなっている。この原因としては、前述したようにケース3の碎石周辺の模型地盤の締固め度がやや小さく、他の模型に対して弱かったことがその可能性として考えられる。

一方、碎石ドレーンを有するケース3は他のケースに比べてカーブが急であり、少い繰返し回数に対しては加振加速度は他よりも大きく増加している。このことは、実際の地震動のように卓越する地震波がさして多くない場合には、碎石ドレーンの効果は顕著に表われることを示すものと考えられる。

結局、図-25からは、繰返し回数10~20回の加振に対してはケース2、5、3すなわち締固め工法、補強ネット工法、碎石ドレーン工法が有効であると言ったことができそうである。

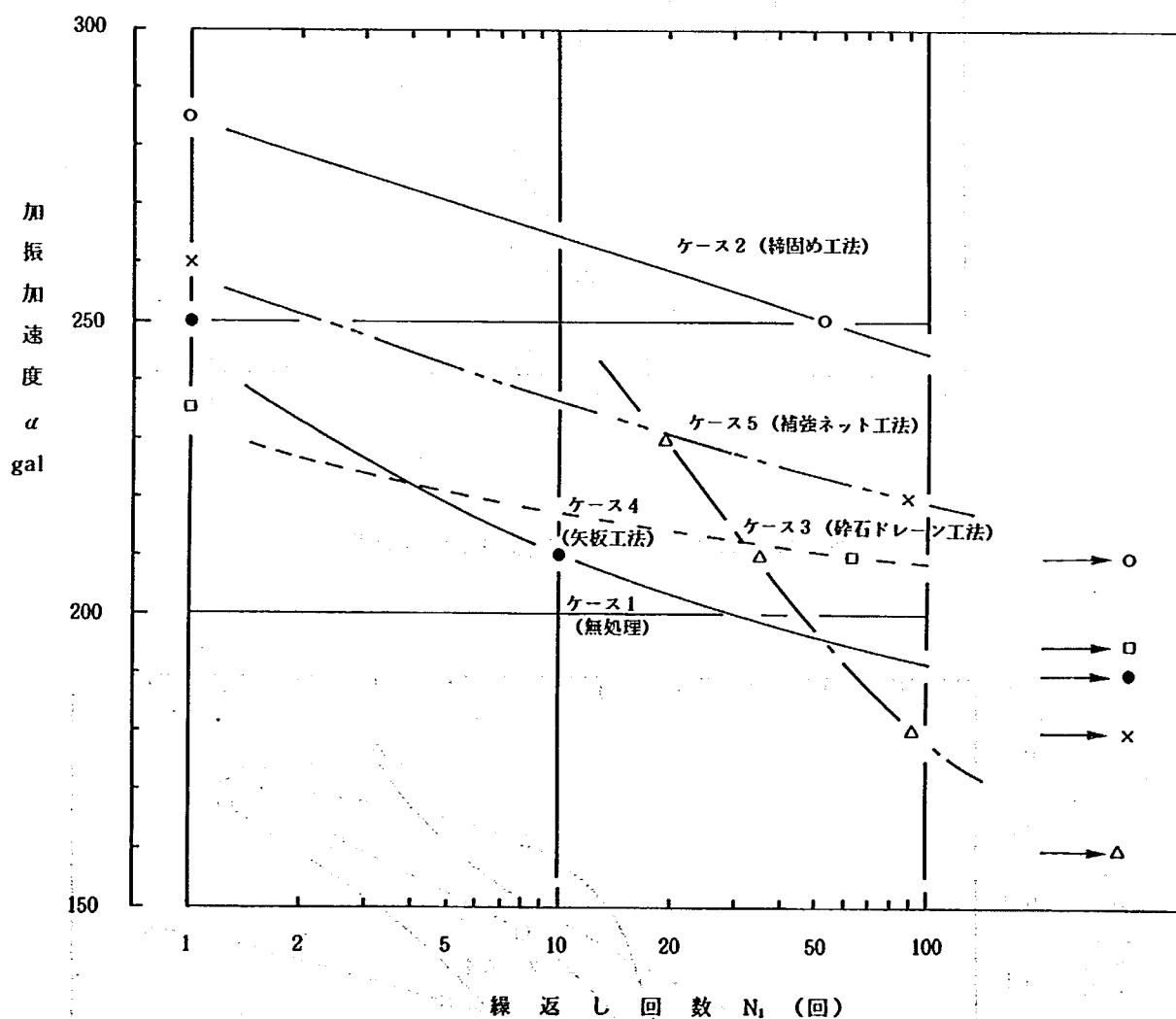


図-25 加振加速度と沈下速度が急変する繰返し回数 N_1 との関係

つぎに、加振初期における沈下速度 α_1 について調べてみる。図-26 はその結果を示す。ただし、天端沈下量の経時変化を示した図-23 で、沈下速度の急変する時点が認められないものについては α_1 は求めていない。この図でもやはり補強対策工を施したケース 2~5 は無処理のケース 1 に比べて初期の沈下速度が小さいことがたしかめられる。

同じく、沈下速度 α_2 について図示したのが図-27 である。これで見ると、加振加速度 220 gal 付近までは図-26 に示した α_1 と同じケースの順番に並んでいるが、それ以上のところでケース 3, 2 の沈下速度が相対的に大きくなっていることがわかる。これは、大きな加速度レベルにおいては一たん N_1 を越すと比較的沈下が進みやすいことを示すのかもしれない。

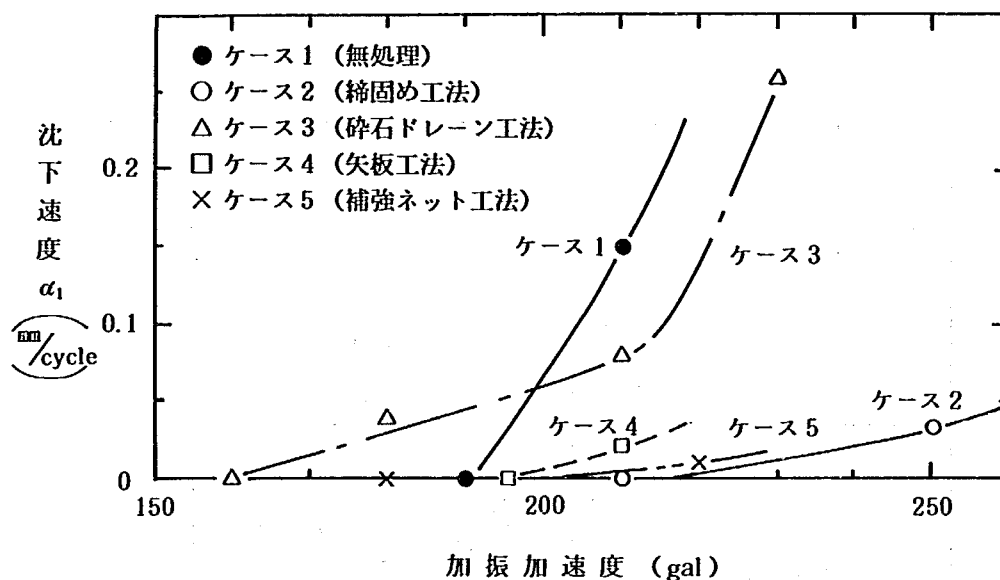


図-26 沈下速度 α_1 と加振加速度の関係

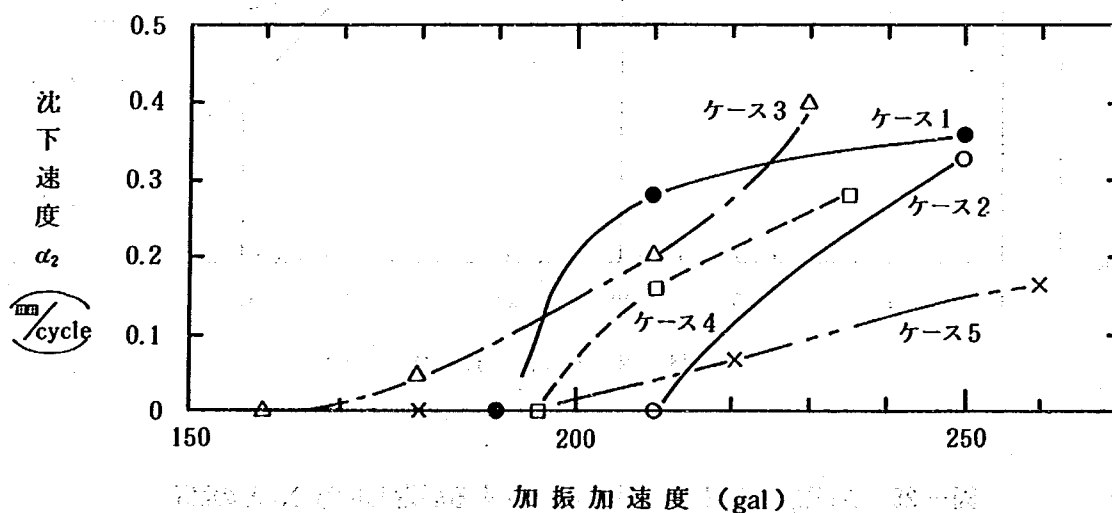


図-27 沈下速度 α_2 と加振加速度の関係

5.2 堤体残留率による各対策工の効果の比較

いま、地震による被災の程度を表わす尺度として天端沈下量を用いてみたが、盛土構造物の地震被災度はもとより天端沈下量により一義的に表現しうるものではない。

土木構造物の被災度というものを考えるとき、これは普通にはその構造物の有する機能の損失、あるいは原形復旧に要する手間などに対応付けられることが多い。

したがって、堤防の場合、天端沈下量は高水位に対する機能損失を表わす一般的な被災度指標と考えられる。

ところが、同じ天端沈下量が生じた場合でも、堤体内にクラックが多数発生するものやそうでないもの、あるいは一部のり面崩壊を起こしたものなど種々の被災形態が生じ得る。そして、それらの高水位に対する止水機能あるいは抵抗は当然異なるであろう。

そういう意味で、たとえば堤体内のクラックの発生の程度や堤体の残留率なども一つの被災度評価指標として考えられる。

そこで、ここでは、上述の天端沈下量の代りに堤体残留率をとり、図-22と同様の関係を求めてみた。ここに、堤体残留率は加振前の堤体断面積に対する、加振後にその部分に残留した断面積の比で求めている。その結果を図-28に示す。

この図を図-22と比較して見ると、ケース3、4の堤体残留率が大きく低下していることがわかる。これは、図-22の天端沈下量の場合と異なった解釈を与えるものであるが、ケース3、4においてはのり面下部のすべり出しが堤体残留率の低下の主要因となっているようである。

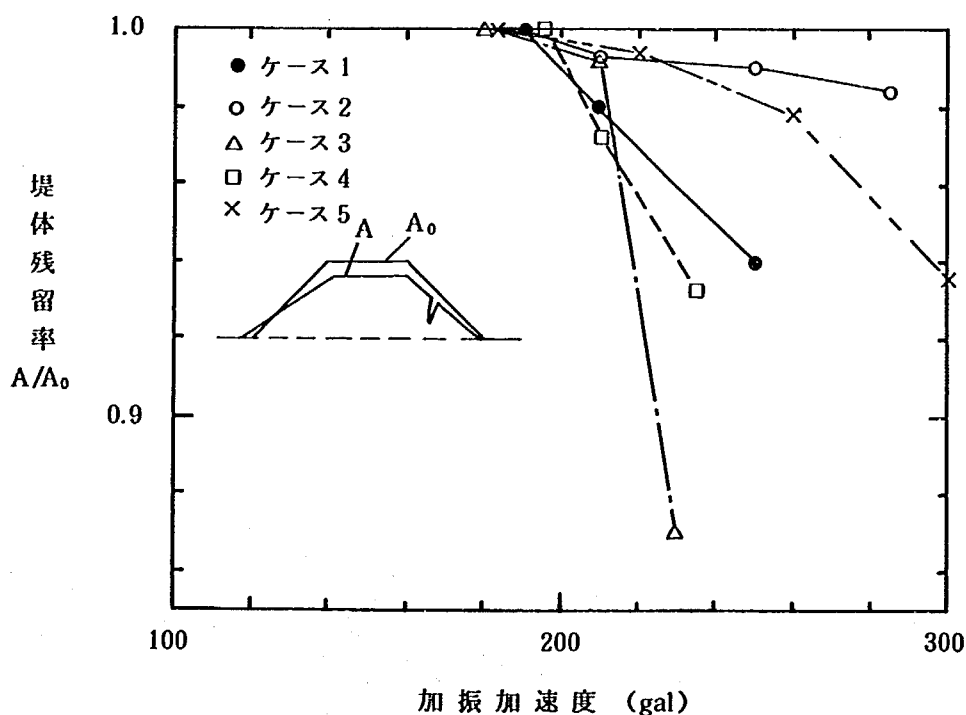


図-28 加振加速度と堤体残留率の関係

このように、各対策工の効果の比較を行う場合には、被災をどのような指標により評価するかということも大切な問題であることがわかる。

さらに、各補強対策工の効果は当然その規模により異なるものであり、種類の異なる補強対策工の効果比較においては、対策工の規模も含めた何らかの統一的な基準の下に比較する必要がある。

その点、今回行った実験は各対策工について1ケースしかなく、対策工の規模まで含めた検討は行っていない。この点に関しては、それに見合った模型振動実験を行うか、あるいは何らかの数値シミュレーションを行うなどの方法によりさらに検討を加える必要があろう。



図10 最大変位の削減率と最大応答の削減率の関係

図10のデータは、図10の表に示す通りである。

ま と め

シラス堤防の耐震補強対策工の効果を調べるための模型振動実験を行った。対策工は次の4種類である。

- ① 締固め工法
- ② 砕石ドレーン工法
- ③ 矢板工法
- ④ 補強ネット工法

その結果、次のような事が明らかとなった。

第1に、上記の各対策工はそれぞれの機能的特徴に応じた補強の効果が期待される。すなわち、締固め工法では締固め部の液状化抵抗が増大し、堤体の沈下を低減させる。砕石ドレーン工法では、砕石ドレーン部およびその近傍において過剰間隙水圧が地震時に消散し、その結果せん断抵抗が維持されるため堤体の沈下を低減させる。矢板工法は液状化した地盤の側方変形を抑止することにより堤体の沈下を低減させる。補強ネット工法は、堤体下部の側方変形を拘束し、堤体および地盤のすべり変形に抵抗することにより堤体の沈下を低減させる。

第2に、各対策工の効果の比較を天端沈下量を用いて行った結果、いずれの対策工も無処理の堤防に対して沈下量が低く抑えられており、対策工の効果があることがわかった。また、4種類の対策工のうち、特に締固め工法および補強ネット工法が有効であった。

ただし、この結論は本実験結果についてのみ言えることであり、より一般的には各対策工の規模と効果の関係を考慮に入れて比較検討する必要がある。

謝 辞

本調査の実施の機会を与えていただいた九州地方建設局の関係各位に対して謝意を表する。

また、模型振動実験の実施に当っては、日本技術開発株式会社の佐伯光昭氏、佐藤浩一氏その他各位の協力を得た。あわせて謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 佐々木康, 松尾 修, 館山 悟 (1982) : シラス堤防の耐震性に関する検討, 土木研究所資料第 1763 号
- 2) 館山 悟, 佐々木康, 松尾 修 (1981) : シラス堤防の耐震性試験, 土木学会第36回年次学術講演会講演概要集第 3 部, pp. 102~103.
- 3) 佐々木康, 松尾 修, 館山 悟 (1982) : 繰返しせん断試験によるシラスの累積変形特性, 第17回土質工学研究発表会講演集, pp. 1613~1616.
- 4) 佐々木康, 松尾 修, 館山 悟 (1982) : 盛土の地震による変形量の一解析手法, 第17回土質工学研究発表会講演集, pp. 1893~1896.
- 5) 吉見吉昭 (1980) : 砂地盤の液状化, 技報堂
- 6) 佐々木康, 谷口栄一 (1981) : 碎石ドレーンによる液状化対策工法の検討, 日米天然会議, 耐風耐震構造専門部会第13回合同部会資料
- 7) 大橋勝弘, 那須 誠 (1980) : 鉄道盛土の耐震補強対策, 土と基礎, Vol. 28, No. 8, Ser. No. 271, pp. 37~44.
- 8) 山口柏樹 (1980) : 模型実験結果の解釈と信頼性, 土と基礎, Vol. 28, No. 5, Ser. No. 268, pp. 3~7.
- 9) 渡辺啓行 (1980) : 模型振動実験からみたフィルダムの動特性, 土と基礎, Vol. 28, No. 5, Ser. No. 268, pp. 25~32.

シラス堤防の耐震性に
関する検討(その2)

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第1919号
建設省土木研究所
動土質研究室
昭和58年3月 (1983)

キーワード シラス, 堤防, 耐震, 液状化,

要 旨

シラス堤防の耐震補強対策の効果について、模型振動実験により明らかにしたものである。



郵便はがき

305-□□

40円切手
をはいて
下さい

建設省土木研究所

動土質研究室 御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1919号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名