

土木研究所資料

重力式コンクリートダム基礎岩盤の
置換処理工の効果に関する実験的検討

平成8年2月

建設省土木研究所
ダム部ダム構造研究室

Copyright © (1996) 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 General 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、本報告書の全文又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

重力式コンクリートダムの基礎岩盤の 置換処理工の効果に関する実験的検討

ダム構造研究室 室 長 永 山 功
主任研究員 太 田 道 男
(前)研究員* 片 平 博
部外研究員** 安 田 利 文

要 旨

治水，利水に対する社会的要請から，軟質な岩盤上にもコンクリートダムの建設が必要になっている。軟質な岩盤上に安全で経済的なダムを建設する方法の一つとして，岩盤の置換処理工法（人工岩盤）が考えられる。本文は，このような人工岩盤に関する研究の第一歩として，石膏と珪藻土を用いて作製した人工岩盤の模型実験を実施し，人工岩盤の規模，形状の違いが破壊荷重，破壊形態に及ぼす影響について検討したものである。

キーワード：ダム，軟質岩盤，人工岩盤，模型実験

* 現 情報資料課 資料係長

** 在職期間（平成6年4月～平成7年9月）

目 次

まえがき

1	試験の目的	1
2	使用材料の試験	2
2.1	概説	2
2.2	標準水量試験	2
2.3	凝結特性試験	2
3	試験方法	4
3.1	せん断模型装置の概要	4
3.2	試験ケースおよび模型の作製方法	5
3.3	計測項目	5
4	試験結果	10
4.1	一軸圧縮試験	10
4.2	模型のせん断試験	12
5	考察	20
5.1	各ケースにおける荷重, 変位, AE発生の特徴	20
5.2	人工岩盤の形状の違いが破壊荷重, 破壊形態に及ぼす影響	25
6	まとめ	48
6.1	実験結果	48
6.2	今後の課題について	48

ま え が き

狭い平野に多くの人口が集中する我が国においては、豊かで安全な国土づくりのために、治水、利水を目的としたダム建設が欠かせない。このようなダムを建設する地点は、地形、地質的に必ずしも恵まれた地点とは限らず、ダムの安全性を確保するためには、入念な地質調査とダムの構造解析が必要である。従来、軟質な岩盤を基礎とした重力式コンクリートダムの設計法は、フィレットやマットなどの堤体形状の採用によって対処するのが一般的であったが、近年、新しい考え方として、軟質岩盤をコンクリートなどの人工材料で置き換え、その上にコンクリートダムを築造するといった考えが提案されている。

本研究は、人工岩盤の設計法を確立するための第一歩として、石膏と珪藻土を用いて作製した人工岩盤の模型に対して破壊実験を実施し、人工岩盤の規模、形状の違いが破壊荷重、破壊形態に及ぼす影響について検討した結果をとりまとめたものである。

1 試 験 の 目 的

軟質岩盤上に安全なコンクリートダムを建設する方法の一つとして岩盤の置換処理工法（以下、人工岩盤という）が考えられている。この人工岩盤はコンクリートダムの基礎となる岩盤を人工材料で置き換えることによって岩盤のせん断抵抗力を確保し、また岩盤に作用する応力の分散を図るものである。本研究は、石膏と珪藻土で製作したダム堤体を含む人工岩盤の模型破壊試験を実施し、人工岩盤の規模、形状の違いが破壊荷重、破壊形態に及ぼす影響について検討したものである。

2 使用材料の試験

2.1 概説

ダムおよび人工岩盤の模型破壊試験を行うに先立って、模型材料である硬石膏、石膏および珪藻土の配合特性と力学特性を確認するための材料試験を実施した。

2.2 標準水量試験

(1) 試験目的

標準水量試験は、硬石膏および所定の割合で混合した石膏と珪藻土に対する最適な水量を決定するために実施するものである。

(2) 試験方法

測定方法はJIS A 6904の規定に基づいて行うものとした。ただし、JIS規格では100cm³の水を用いて試験を行うようになっているが、100cm³の水では試験誤差が大きくなることが懸念されたので、本試験での使用水量は200cm³とした。

試験方法は次のとおりである。まずビーカーに200cm³の水を入れ、これに硬石膏または所定の割合で混合した石膏と珪藻土の混合物を静かに投入する。沈澱した硬石膏または石膏と珪藻土の混合物の上面が水面と一致して余剰水がなくなった状態での投入量を測定し、投入した硬石膏または石膏と珪藻土の単位量あたりの水量を標準水量とする。

(3) 試験結果

試験結果を表-2.1に示す。硬石膏の場合、水Ⅴと石膏Pの重量混合比Ⅴ/Pは0.39、珪藻土Dと石膏Pの重量混合比D/Pが1.00の場合、水Ⅴと石膏Pの重量混合比Ⅴ/Pは1.40となった。

2.3 凝結特性試験

(1) 試験目的

凝結特性試験は、石膏、珪藻土、水の混合物の凝結開始時間、凝結終了時間を把握するために実施するものである。

(2) 試験方法

測定方法はJIS A 6904の規定に基づいて行うものとし、標準水量試験終了後の混合液を棒で約2分以上攪拌し、これを円筒形容器（内径80mm、高さ40mm）に流し込み、凝結開始時間と凝結終了時間を測定する。凝結開始時間とは凝結時間測定器の標準針が供試体の底から1mmの高さに止まるようになるまでの時間であり、凝結終了時間とは測定器の標準針が供試体の表面から1mmの深さに止まるようになるまでの時間である。

(3) 試験結果

測定結果を表-2.1に示す。硬石膏の場合、凝結開始時間は38分、凝結終了時間は50分であった。一方、珪藻土Dと石膏Pの重量混合比D/Pが1.00の場合、凝結開始時間は18分、凝結終了時間は25分であった。

表-2.1 硬石膏または石膏と珪藻土の混合物の標準水量および凝結特性試験結果

	水(W)	石膏(P)	珪藻土(D)	W/P	投入終了	混合開始	混合終了	凝結開始	凝結終了	試料の体積
	(g)	(g)	(g)		(分：秒)	(分：秒)	(分：秒)	(分：秒)	(分：秒)	(CC)
硬石膏	201.0	513.0		0.392	05：00	07：00	09：00	36：50	52：10	410
"	203.0	514.6		0.394	05：40	06：30	08：30	37：00	49：30	400
"	201.0	519.2		0.387	07：00	08：30	10：30	39：00	49：00	400
	平 均			0.391				37：40	50：10	
石膏と珪藻土	200.0	71.2	71.2	1.404	04：30	06：00	08：00	19：00	25：30	270
"	200.0	72.0	72.0	1.389	03：30	05：00	07：00	17：30	25：00	280
"	200.0	71.0	71.0	1.408	05：00	06：00	08：00	18：10	24：20	270
	平 均			1.400				18：10	25：00	

硬石膏：ハイストーン BL型

石 膏：吉野石膏 特級

珪藻土：ラヂオライト

3 試 験 方 法

3.1 せん断模型装置の概要

今回の試験では、図-3.1に示すようなせん断模型装置内にダム模型を設置し、油圧ジャッキによるせん断荷重の載荷によって破壊試験を行った。

荷重の載荷方向は、図-3.2に示すように荷重の水平分力と鉛直分力の比が10:3となるように設定した。この荷重の作用方向は実際のダムに作用する荷重の方向とは異なるが、現行のダムの所要せん断摩擦安全率が4.0であることから、水平荷重が実際の4倍程度となった場合の合力の作用方向と概ね対応するように設定したものである。また、荷重の作用位置は図-3.2に示すように荷重の作用線がダムの底面の中央を通るように設定した。

荷重の載荷は電動ポンプユニットを使用し、ポンプユニットの圧力検出器に示された圧力値を基に荷重の制御を行った。荷重載荷パターンは1分間サイクルとし、最初の30秒間でせん断荷重を100kgf増加させ、その後、30秒間荷重を維持し、その間にひずみ、変位、AEの計測を実施した。

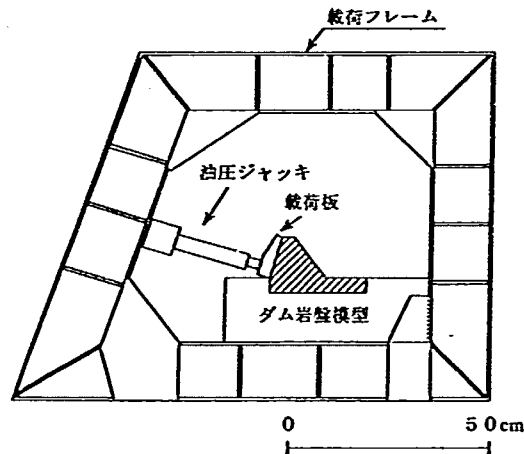


図-3.1 せん断模型装置

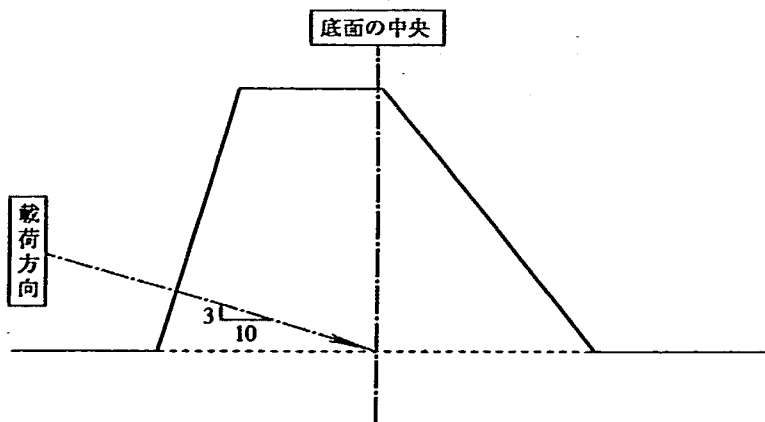


図-3.2 荷重の載荷方向および作用位置

3.2 試験ケースおよび模型の作製方法

試験に用いた模型の形状および寸法を図-3.3に、試験ケースを図-3.4.1～図-3.4.3に示す。人工岩盤の形状は水平、流れ目（下流上がり）、さし目（下流下がり）、キーの4タイプとした。水平タイプでは、人工岩盤の位置、深さを変化させ、また流れ目、さし目については図中の角度 θ を 10° 、 20° 、 30° の3種類に変化させることとした。この際、キーのケースを除いて人工岩盤部の断面積が一定となるようにその寸法、形状を定めた。なお、人工岩盤の有無によるせん断抵抗の大小を対比させる目的で、人工岩盤を設けない堤体のみのケースも設定した。

模型の作製にあたっては、まず珪藻土 D と石膏 P の重量混合比 D / P が 1.00 のもので軟質岩盤部を打設し、24 時間後に硬石膏で人工岩盤部と堤体部を一体で打設した。また、人工岩盤部と堤体部の打設後 24 時間で脱型し、室温 40℃ の乾燥炉で約 1 ヶ月間乾燥した。模型の数量は各ケース 3 個ずつ計 45 個とした。

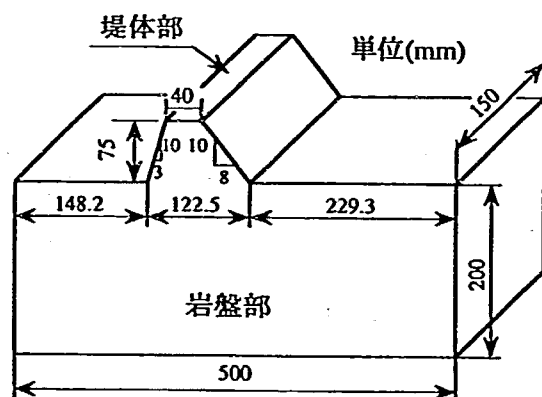


図-3.3 模型の形状および寸法

3.3 計測項目

試験に際しては、以下に示す項目について計測を行った。

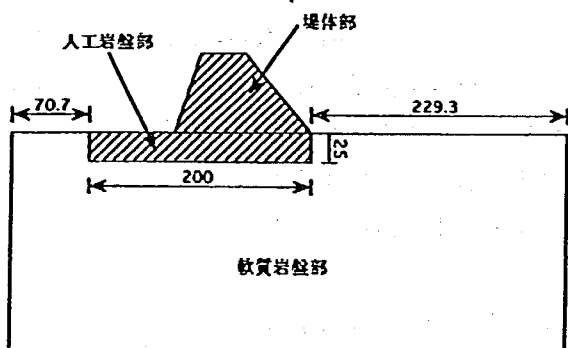
- ①破壊に至るまでのせん断荷重
- ②破壊に至るまでのAE発生回数
- ③破壊に至るまでのひずみ、変位（ただし、ひずみは各ケース1試験体のみ）
- ④材料の一軸圧縮強度と弾性係数

せん断荷重は、ポンプユニットの圧力検出器に示された圧力値を基に制御するとともに、その計測を行った。

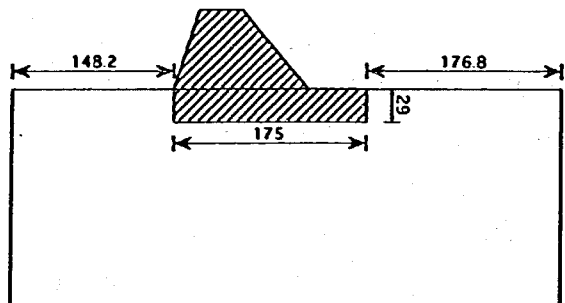
AE計測用のセンサーは岩盤部中央に貼り付けて、模型全体のAE発生回数を計測した。AEは1.5~192kHzの範囲を8チャンネルで測定した。

変位は堤体部の上面の鉛直方向，下流面の鉛直方向，水平方向の計3方向について計測した。

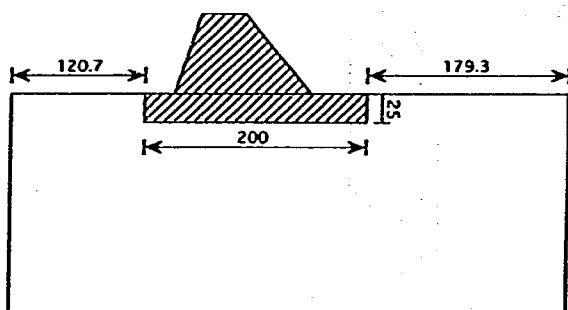
ひずみは、各ケース 3 個の模型のうち 1 個について、側面に 3 方向抵抗線型ひずみゲージを貼り付けて計測した。計測されたひずみを式(3.1)、式(3.2)、式(3.3)に代入すると、平面応力状態での応力値が計算される。



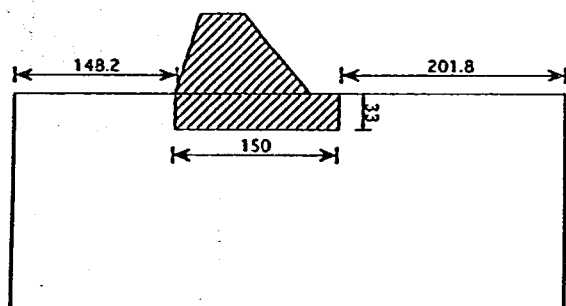
ケース 1



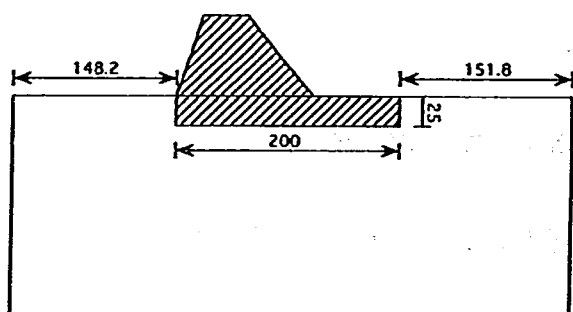
ケース 4



ケース 2

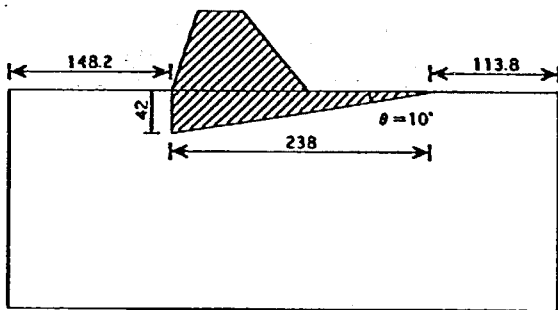


ケース 5

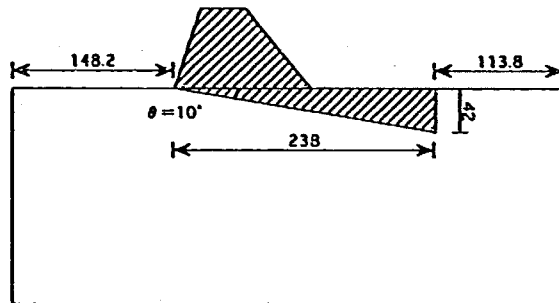


ケース 3

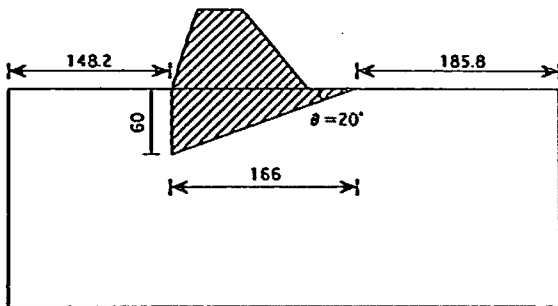
図-3.4.1 試験ケース（水平タイプ），単位(mm)



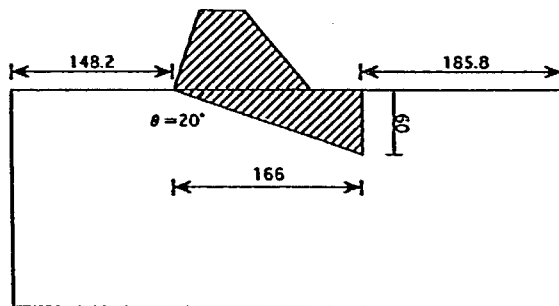
ケース 6



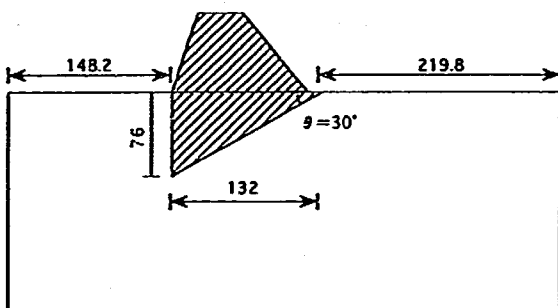
ケース 9



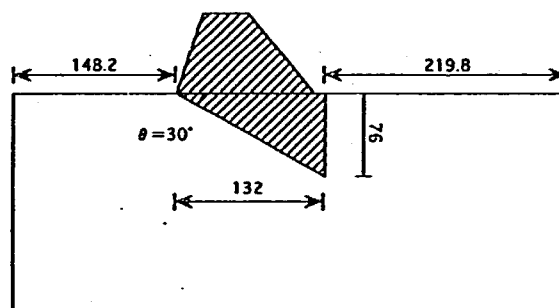
ケース 7



ケース10

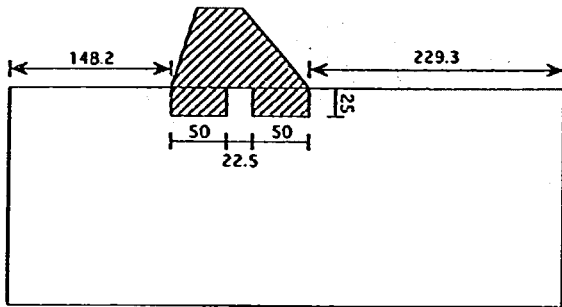


ケース 8

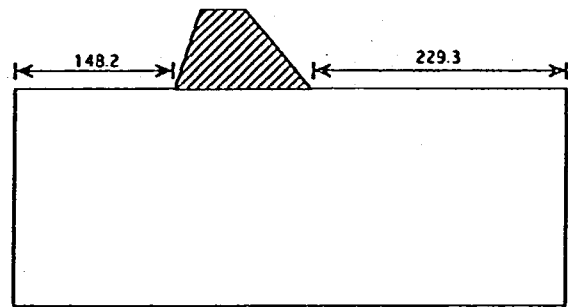


ケース11

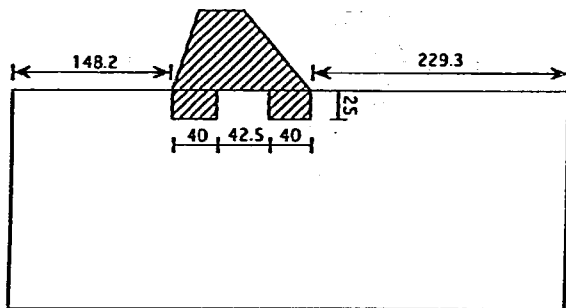
図-3.4.2 試験ケース（流れ目（左），さし目（右）タイプ），単位(㎜)



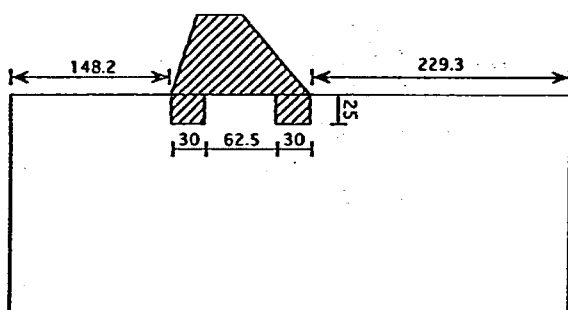
ケース12



ケース15



ケース13



ケース14

図-3.4.3 試験ケース（キーおよび人工岩盤なし），単位(mm)

$$\sigma_v = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_v + \nu \varepsilon_H) \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

$$\sigma_H = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_H + \nu \varepsilon_v) \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

$$\tau_{HV} = \frac{E}{1+\nu} \left(\varepsilon_D - \frac{\varepsilon_v + \varepsilon_H}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

ここで、

σ_v : 鉛直応力

σ_H : 水平応力

τ_{HV} : せん断応力

E : 模型の弾性係数

ν : 模型のポアソン比 (0.2)

ε_v : 鉛直ひずみ

ε_H : 水平ひずみ

ε_D : 斜めひずみ

である。

また、模型作製時に、模型と同じバッチで練り混ぜた石膏で、直径10cm、高さ20cmの円柱供試体を1バッチにつき1本作製し、これにひずみゲージを貼付けて一軸圧縮試験を行い、一軸圧縮強度と弾性係数を求めた。

4 試 験 結 果

4.1 一軸圧縮試験

(1) 軟質岩盤部（珪藻土と石膏の重量混合比D/P=1.00）

軟質岩盤部の一軸圧縮試験結果を表-4.1に示す。なお、弾性係数は3本の供試体につき1本のみ測定した。一軸圧縮強度の平均値は16.1kgf/cm²、弾性係数の平均値は9.067kgf/cm²となった。

表-4.1 一軸圧縮試験結果（軟質岩盤部）

供試体番号	一軸圧縮強度(kgf/cm ²)	弾性係数(kgf/cm ²)
1	13.6	8.320
2	12.4	9.900
3	17.2	
4	12.4	
5	14.3	
6	18.8	
7	17.8	8.410
8	14.0	
9	17.6	9.740
10	18.8	
11	19.4	
12	18.7	8.600
13	15.0	
14	14.3	
15	12.4	
16	17.5	9.530
17	14.6	
18	18.5	9.720
19	17.8	
20	13.6	8.870
21	17.8	
22	20.4	
23	16.3	
24	19.7	10.600
25	18.0	
26	19.4	
27	19.2	8.840
28	16.3	
29	19.4	
30	20.9	
31	13.5	8.210
32	14.3	
33	14.4	8.550
34	17.1	
35	18.2	11.000
36	14.1	
37	14.1	
38	13.2	
39	14.1	
40	14.8	
41	15.5	8.580
42	12.4	
43	12.0	7.130
44	16.7	
45	15.2	
平 均	16.1	9.067

(2) 人工岩盤および堤体部（硬石膏）

人工岩盤および堤体部の一軸圧縮試験結果を表-4.2に示す。一軸圧縮強度の平均値は208.8kgf/cm²、弾性係数の平均値は126,800kgf/cm²となり、軟質岩盤部との圧縮強度の比は1:13、弾性係数の比は1:14となった。

表-4.2 一軸圧縮試験結果（人工岩盤および堤体部）

供試体番号	一軸圧縮強度(kgf/cm ²)	弾性係数(kgf/cm ²)
1	171.9	110,000
2	255.5	133,000
3	157.9	127,000
4	254.8	126,000
5	227.3	138,000
6	200.5	132,000
7	170.0	129,000
8	229.2	132,000
9	223.5	129,000
10	184.0	123,000
11	175.7	123,000
12	213.9	128,000
13	229.2	120,000
14	229.2	125,000
15	208.8	127,000
平均	208.8	126,800

4.2 模型のせん断試験

試験ケース毎の模型のせん断試験結果を表-4.3に、また破壊状況を写真-4.1.1～写真-4.1.15に示す。

表-4.3 模型のせん断試験結果

	破壊荷重(kgf)			
	1	2	3	平均
ケース1	1,500	2,000	1,800	1,770
ケース2	1,500	1,730	1,900	1,710
ケース3	1,800	1,700	1,700	1,730
ケース4	1,900	1,900	2,200	2,000
ケース5	1,860	1,900	2,200	1,990
ケース6	880	1,400	1,100	1,130
ケース7	1,600	1,900	1,500	1,670
ケース8	1,700	2,000	1,700	1,800
ケース9	2,000	2,300	2,140	2,150
ケース10	2,400	2,100	2,400	2,300
ケース11	2,600	2,570	2,850	2,670
ケース12	1,700	1,500	1,400	1,530
ケース13	1,700	1,500	1,300	1,500
ケース14	1,700	1,700	1,730	1,710
ケース15	400	300	800	500

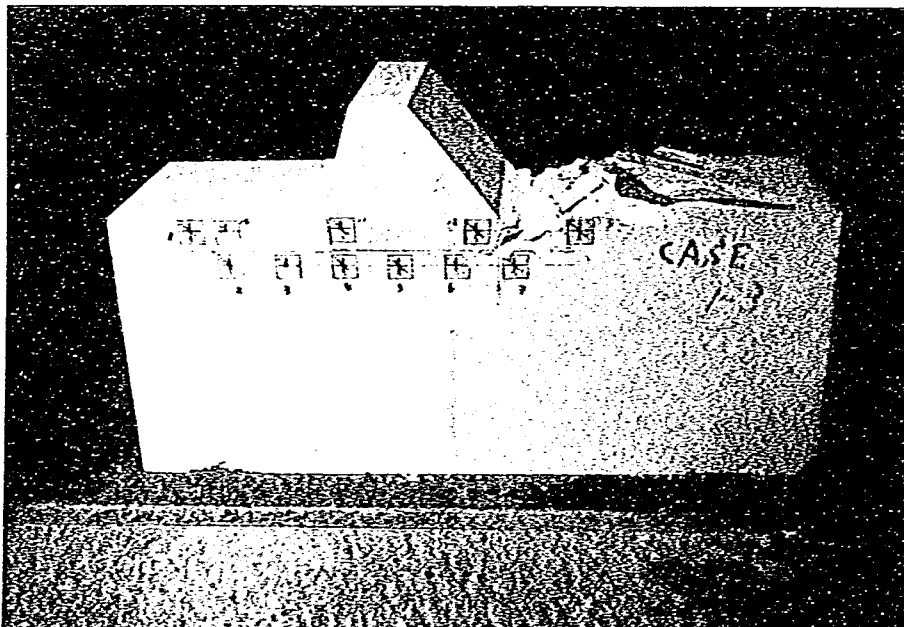


写真-4.1.1 破壊状況（ケース1，水平タイプ）

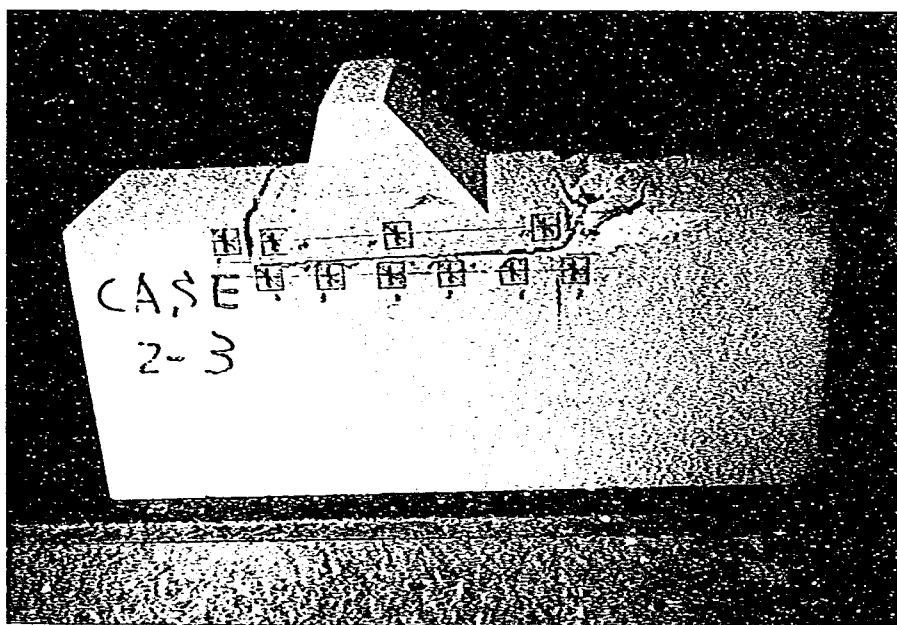


写真-4.1.2 破壊状況（ケース2，水平タイプ）

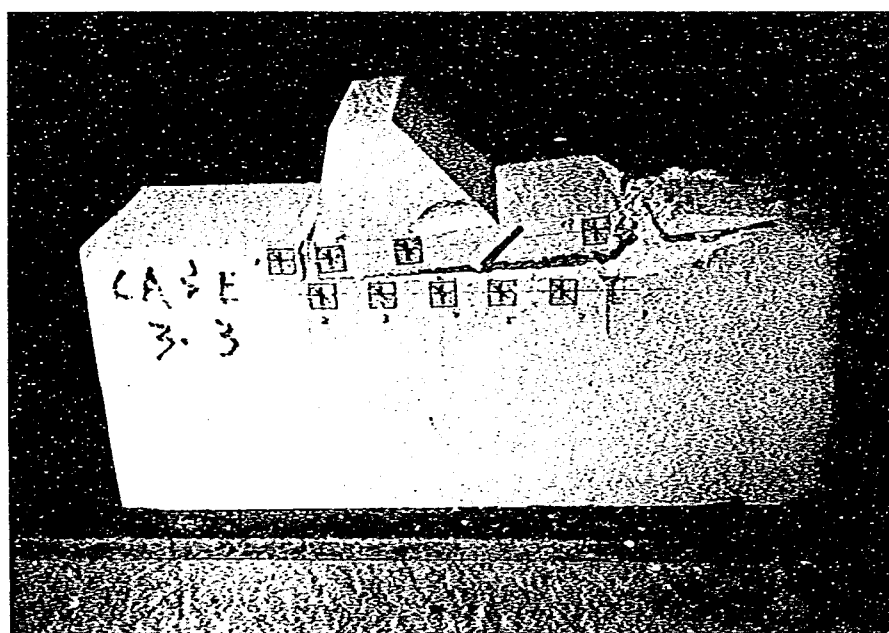


写真-4.1.3 破壊状況（ケース3，水平タイプ）

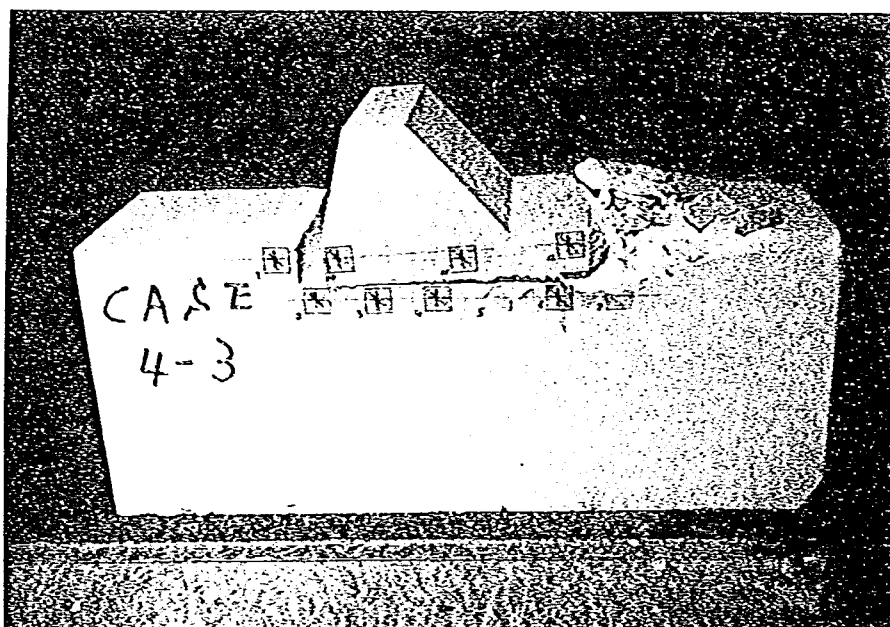


写真-4.1.4 破壊状況（ケース4，水平タイプ）

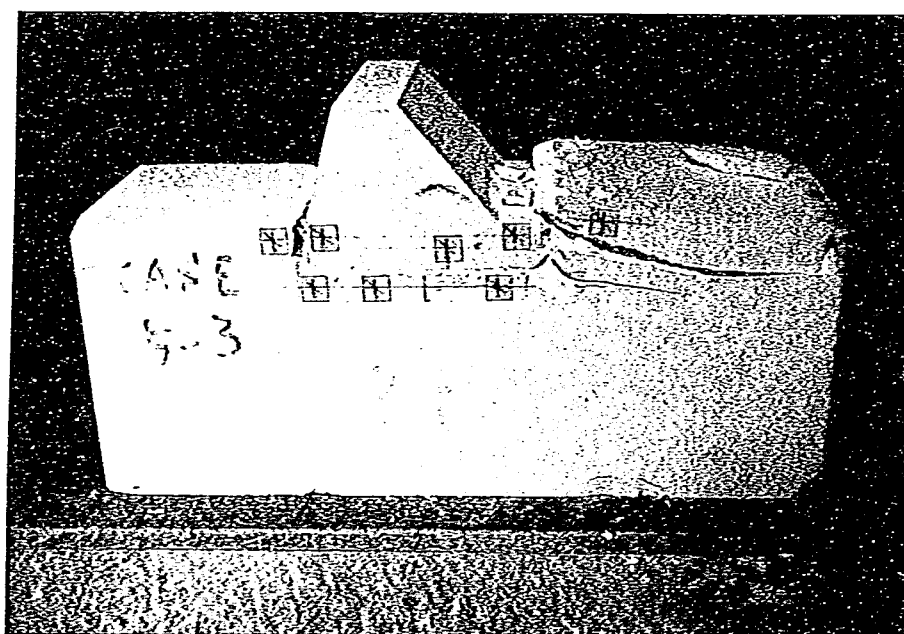


写真-4.1.5 破壊状況（ケース5，水平タイプ）

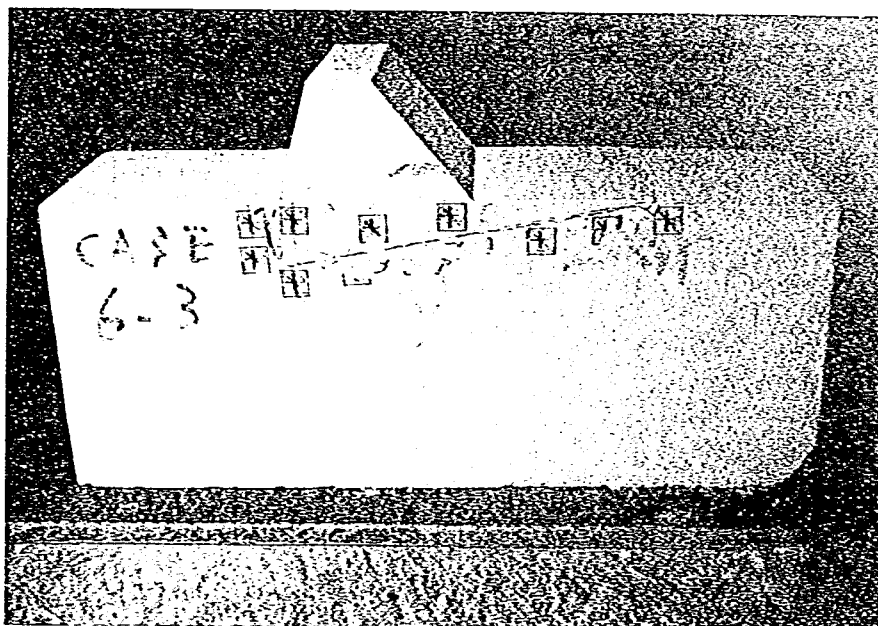


写真-4.1.6 破壊状況（ケース6，流れ目タイプ）

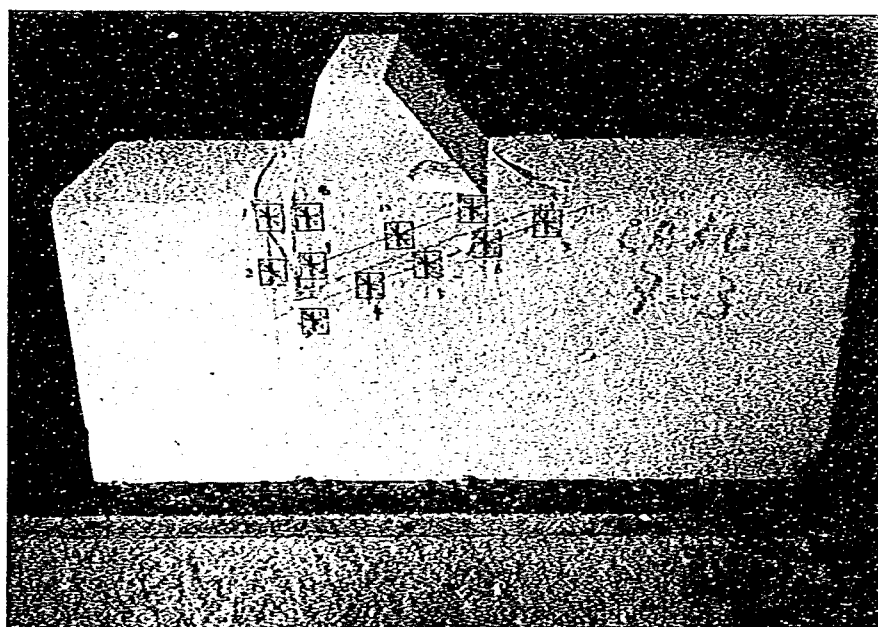


写真-4.1.7 破壊状況（ケース7，流れ目タイプ）

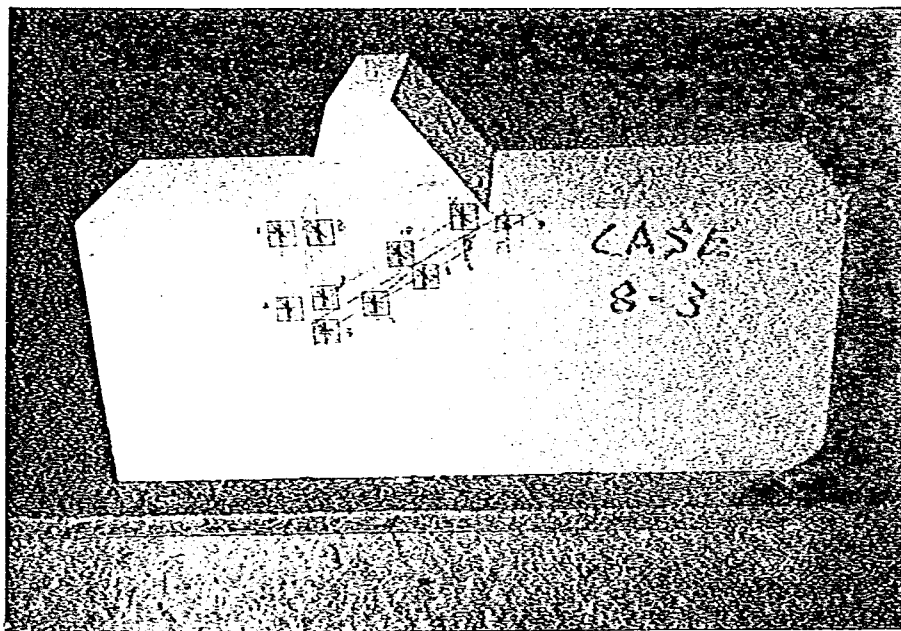


写真-4.1.8 破壊状況（ケース8，流れ目タイプ）

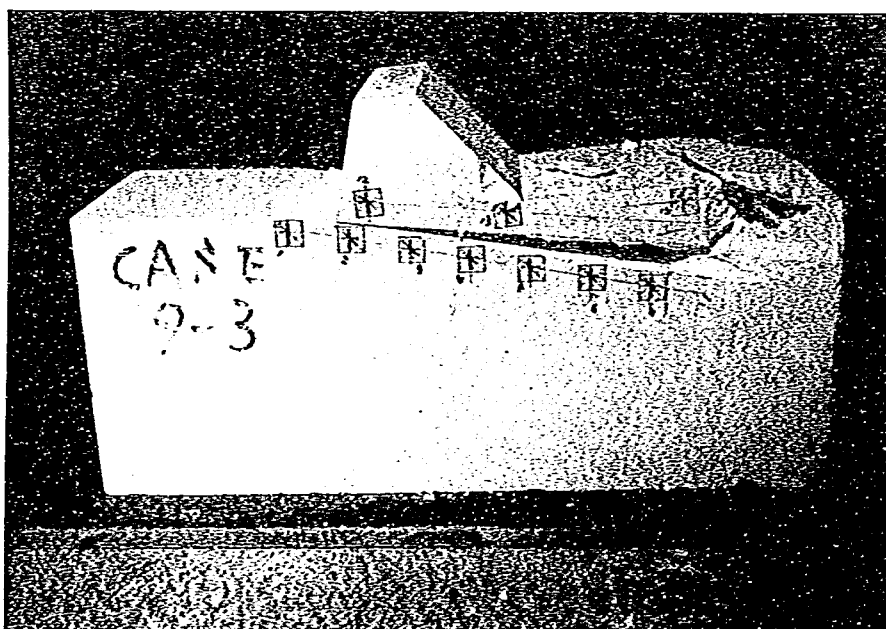


写真-4.1.9 破壊状況（ケース9，さし目タイプ）

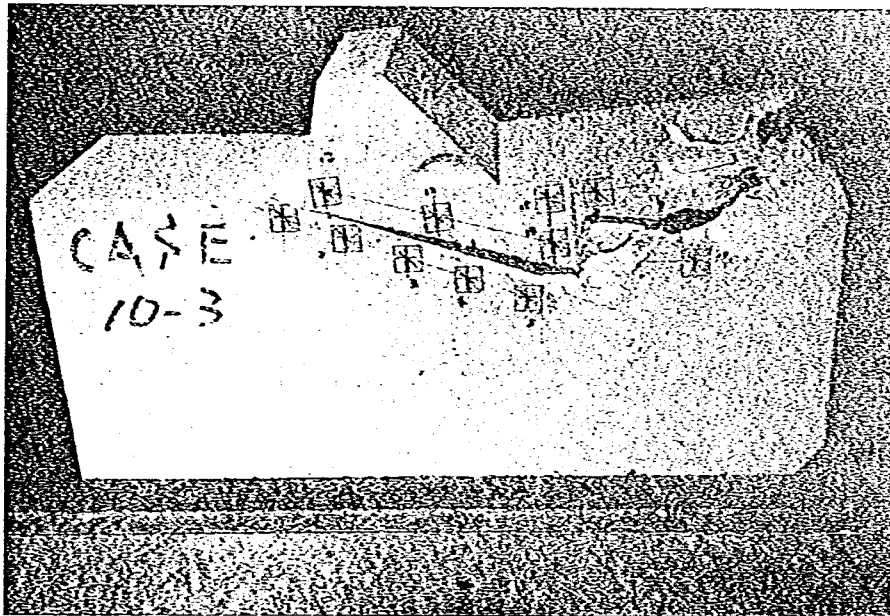


写真-4.1.10 破壊状況（ケース10，さし目タイプ）

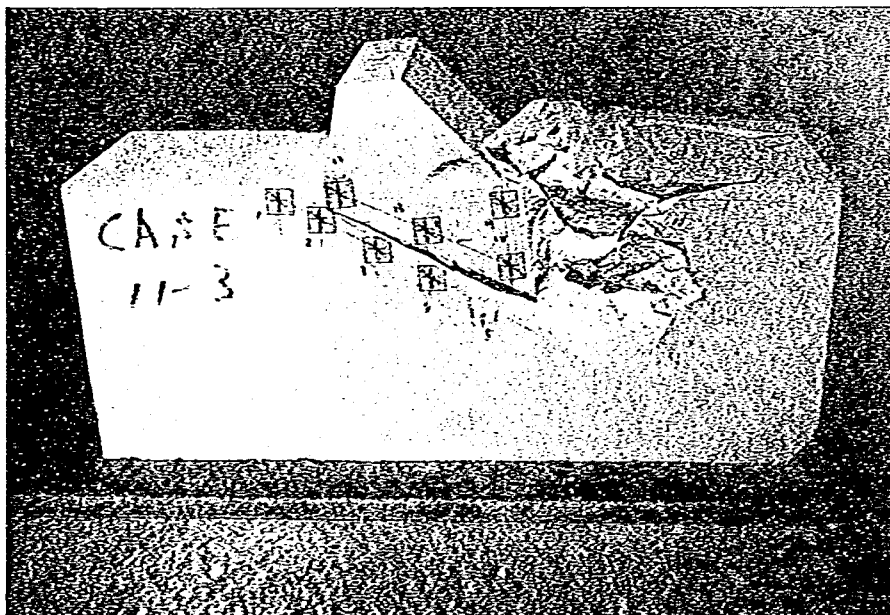


写真-4.1.11 破壊状況（ケース11，さし目タイプ）

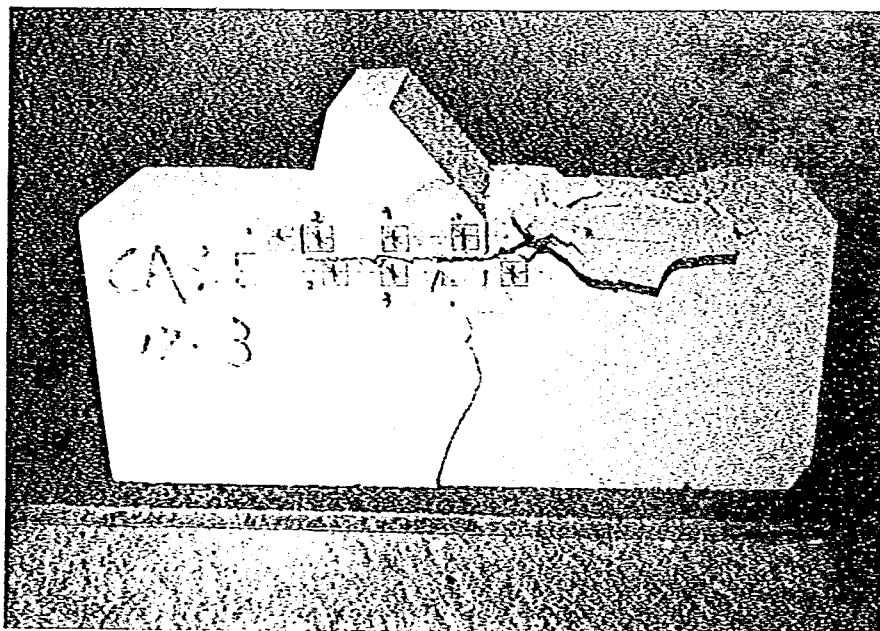


写真-4.1.12 破壊状況（ケース12，キータイプ）

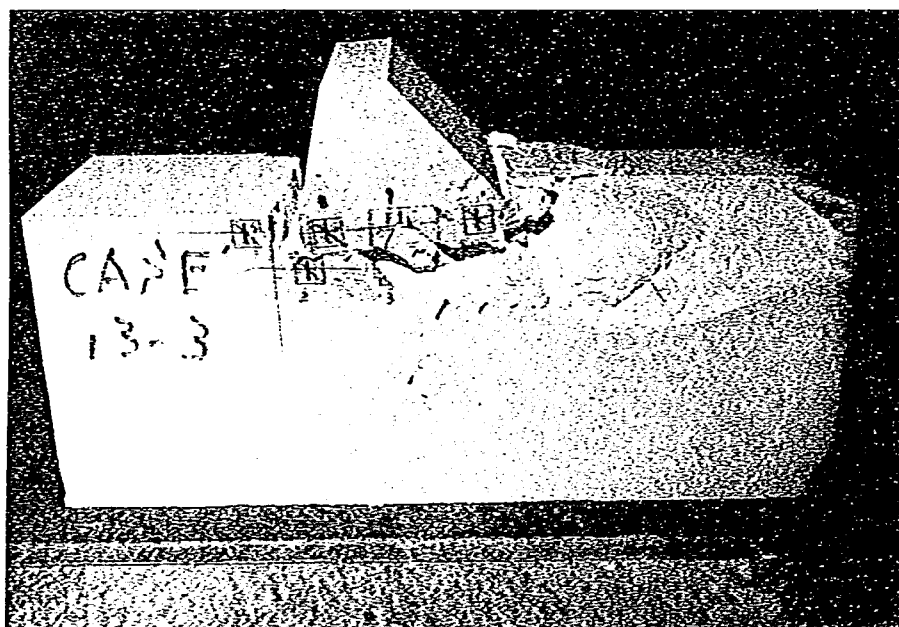


写真-4.1.13 破壊状況（ケース13，キータイプ）

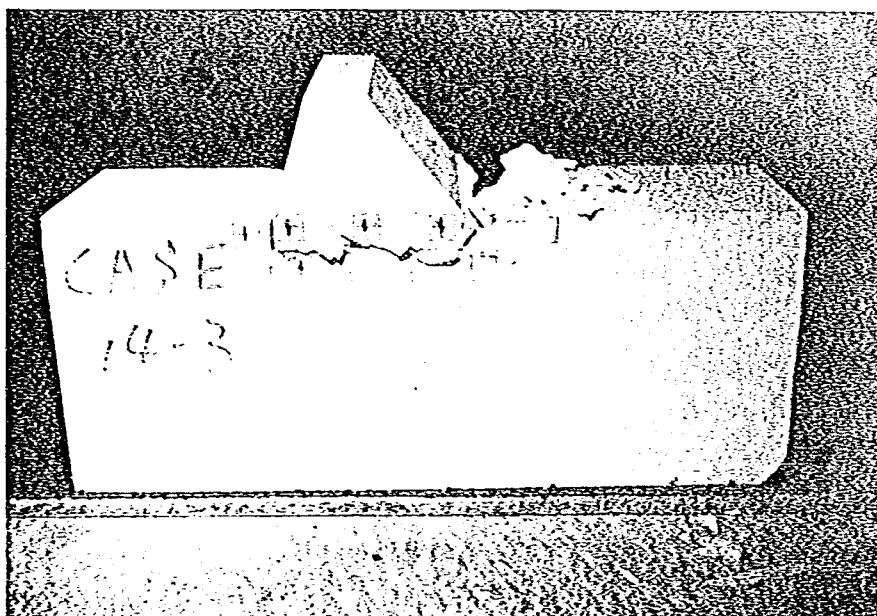


写真-4.1.14 破壊状況（ケース14，キータイプ）

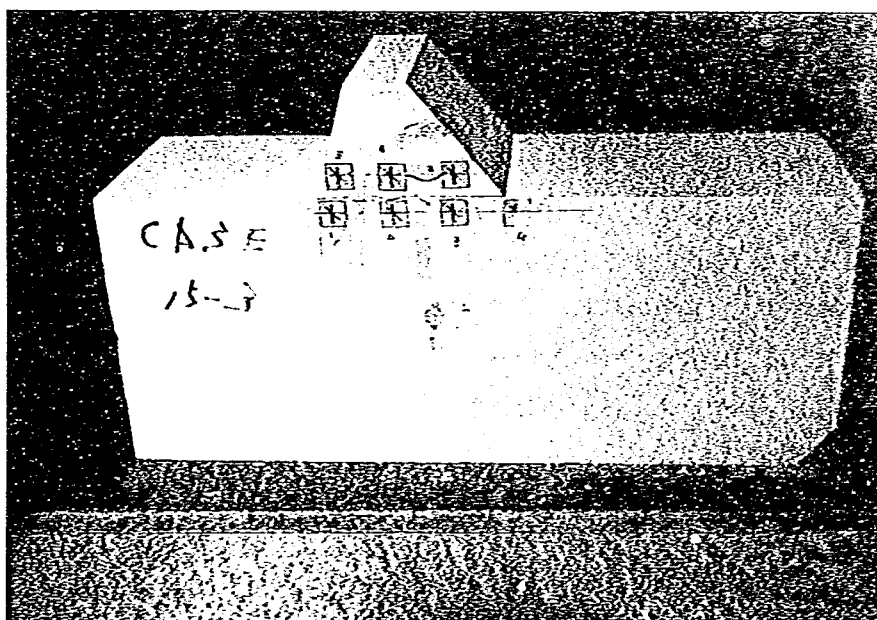


写真-4.1.15 破壊状況（ケース15，人工岩盤なし）

5 考 察

5.1 各ケースにおける荷重、変位、AE発生特性

ケース15を除く各ケースについて、破壊に至るまでの下流面の水平方向変位と荷重、AE発生回数の関係を図-5.1.1～図-5.1.8に示す。これは、各ケースにつき3個の試験体について実験を行い、破壊荷重の平均値に最も近い荷重で破壊した試験体について図化したものである。いずれのケースも破壊後の荷重降下、変位が大きく、残留強度と変位の関係が測定できないなど、典型的な脆性破壊を示している。AEは、荷重-変位曲線が上に凸な部分、すなわち荷重増分に対する変位増分が徐々に大きくなるにつれてその発生が観測され、試験体内部にクラックが発生し、成長していることが窺える。また、荷重と変位の関係がほぼ直線関係にあるケースにおいては、AEの発生が全く観測されないか、破壊点のごく近傍で観測されるにすぎず、弾性変形状態から急激な破壊に至っているものと思われる。

以下に各ケース毎の変位、AE発生回数の特徴を示す。

①水平タイプ（ケース1～5）

この実験は、人工岩盤の底面の形状が水平であるとき、堤体と人工岩盤の位置関係の違い（ケース1～3）およびその位置関係を同一とした時の人工岩盤の厚さの違い（ケース3～5）が、軟質岩盤への荷重の伝達や軟質岩盤の破壊形状に与える影響について確認することを目的に行ったものである。

ケース1～3（図-5.1.1）を比較すると、荷重-変位曲線にケース（人工岩盤の位置）の違いによる明確な傾向、差は認められない。また、破壊荷重もほぼ同じ大きさを示している。AE発生回数については、ケース1は破壊荷重の約60%の荷重、ケース2は破壊荷重の約70%の荷重でAEが発生し始めるのに対して、ケース3はほとんど発生していない。これより破壊荷重は同程度でも、ケース3に比べてケース1、2は比較的早い時期から局所的な内部破壊が生じていたことが予想される。

ケース3～5（図-5.1.2）を比較すると、ケース4の変位が他のケースに比較して少々大きいものの、荷重-変位曲線にケース（人工岩盤の形状）の違いによる明確な傾向、差は認められない。しかし、破壊荷重はケース3→4→5の順に大きくなっている。AE発生回数については、ケース3、4はAEがほとんど発生していないのに対して、ケース5は破壊荷重の約70%の荷重でAEが発生し始めている。

AEがほとんど発生していないケース3、4で共通していることは、他のケースと異なり、荷重-変位曲線が破壊時までほぼ直線を示し、上に凸な部分が発生せずに突然破壊に至っていることが挙げられる。この現象は、人工岩盤の形状に起因する結果というよりも、材料的な模型のばらつきに起因する結果であるものと考えられる。

②流れ目タイプ（ケース6～8）

この実験は、人工岩盤の底面の方向が荷重方向に対して流れ目の場合に、流れ目の角度 θ の大きさが軟質岩盤への荷重の伝達および軟質岩盤の破壊形状に与える影響について確認することを目的に行ったものである。

ケース6～8（図-5.1.3）を比較すると、荷重－変位曲線は、いずれのケースもほぼ同様な勾配を示しているが、ケース6については破壊前の上に凸な形状は明瞭でない。破壊荷重は、ケース6→7→8の順に大きくなる。AEの発生は、破壊荷重の約80%程度の荷重までは認められず、またAEの累積回数はケース6→7→8の順に多くなっている。これらのケースは、人工岩盤の底面のせん断抵抗で荷重に抵抗するタイプなので、流れ目の角度 θ が増すにつれ、作用するせん断力の割合が小さくなり、また鉛直力の増大に伴ってせん断抵抗力が大きくなるために大きな破壊荷重が必要となるものと判断される。

③さし目タイプ（ケース9～11）

この実験は、人工岩盤の底面の方向が荷重方向に対してさし目の場合に、さし目の角度 θ の大きさが軟質岩盤への荷重の伝達および軟質岩盤の破壊形状に与える影響について確認することを目的に行ったものである。

ケース9～11（図-5.1.4）を比較すると、荷重－変位曲線は、いずれのケースもほとんど同じ勾配を示しているが、ケース9については破壊前の上に凸な形状は明瞭でない。破壊荷重は、ケース9→10→11の順に大きくなる。AEの発生時期はケース9→10→11の順に早くなり、AEの累積回数もケース9→10→11の順に多くなっている。これらのケースは下流側の軟質岩盤の厚みで荷重に抵抗するタイプなので、さし目の角度 θ が増すにつれ、荷重を受ける堤趾部付近の軟質岩盤部の領域が大きくなり、その分だけ破壊荷重は大きくなるものと判断される。

④キータイプ（ケース12～14）

このタイプは水平タイプ（ケース1～5）の変形タイプであり、キーの大きさの違いが、破壊荷重に与える影響を確認する目的で行ったものである。

ケース12～14（図-5.1.5）を比較すると、いずれのケースも非常によく似た荷重－変位曲線を示す。破壊荷重は、ケース12→13→14の順に大きくなるが、大きな差はない。AEの発生回数は、破壊荷重の約60～70%で多くなるが、ケース13を除いて荷重が小さい時点においてもAEが発生しており、軟質岩盤の破壊が早期から始まっていることが分かる。AEの累積回数はケース12→13→14の順に多くなっている。キーにはさまれた軟質岩盤が抵抗する形となるので、キー間の幅に応じて、AEの累積回数が多くなったものと判断される。

⑤流れ目タイプとさし目タイプ（ケース6～11）

②、③では、それぞれ流れ目タイプ、さし目タイプにおける人工岩盤の底面の角度 θ の違いによる実験結果の比較を行ったが、ここでは同じ角度 θ における流れ目タイプとさし目タイプを対比してみる。

図-5.1.6は、ケース6とケース9の荷重-変位、AE発生回数-変位の関係を示したものである。破壊荷重の大きさは、さし目の方が流れ目よりも約1.9倍大きい。荷重-変位、AE発生回数-変位の間には、両ケースともよく似た関係がある。

図-5.1.7は、ケース7とケース10の荷重-変位、AE発生回数-変位の関係を示したものである。破壊荷重の大きさは、さし目の方が流れ目よりも約1.6倍大きい。荷重-変位、AE発生回数-変位の間には、両ケースにおいてもよく似た関係がある。

図-5.1.8は、ケース8とケース11の荷重-変位、AE発生回数-変位の関係を示したものである。破壊荷重の大きさは、さし目の方が流れ目よりも約1.5倍大きい。荷重-変位の間には、両ケースにおいてほぼよく似た関係がある。AEについては、ケース11では初期から発生が認められる。これは、荷重を主に受ける堤趾部付近の軟質岩盤の領域がより大きくなり、そこで発生するAE回数も多くなったものと思われる。

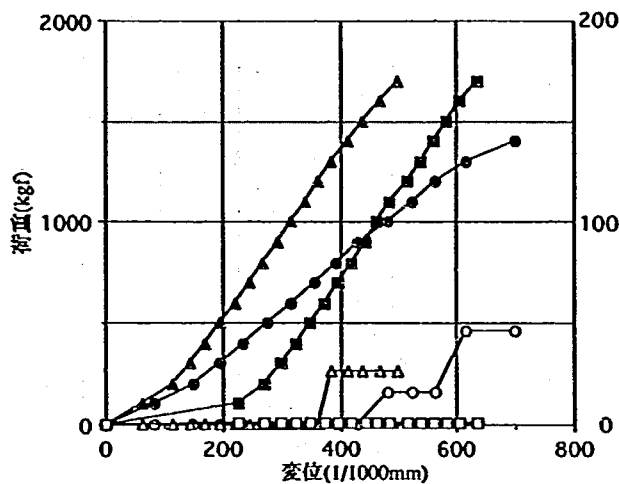
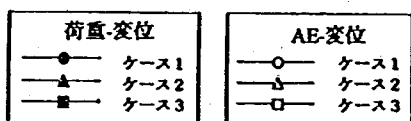


図-5.1.1 水平タイプ (ケース1～3)

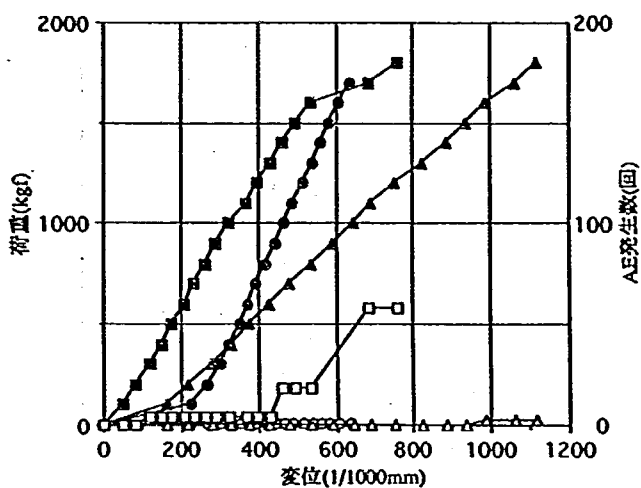
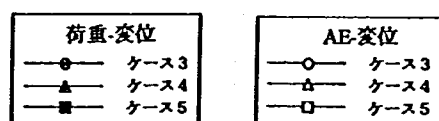


図-5.1.2 水平タイプ (ケース3～5)

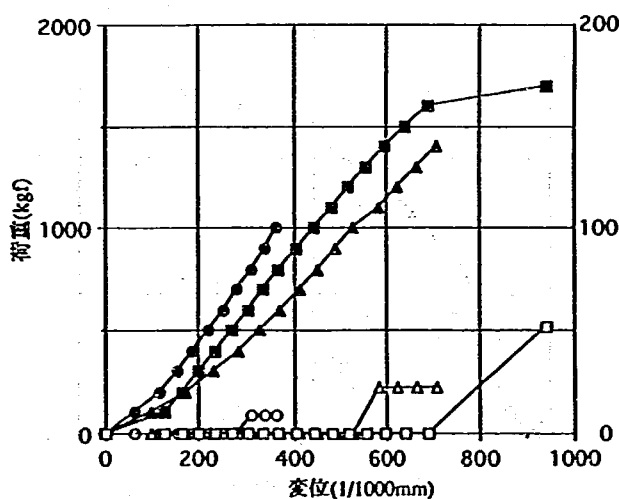
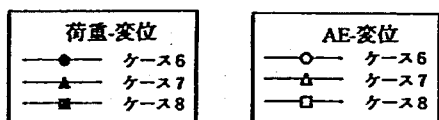


図-5.1.3 流れ目タイプ (ケース6～8)

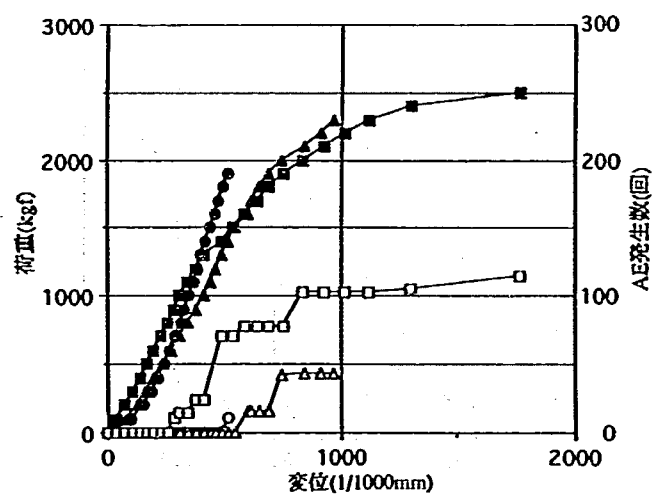


図-5.1.4 さし目タイプ (ケース9～11)

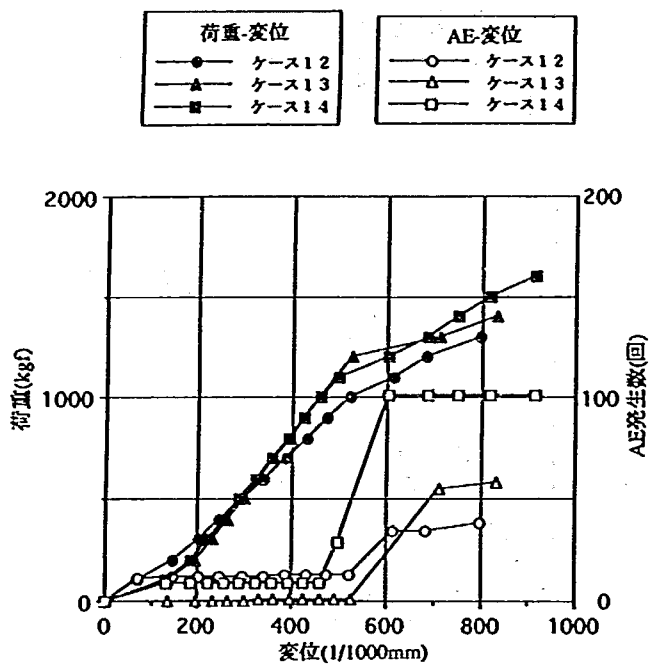


図-5.1.5 キータイプ (ケース12~14)

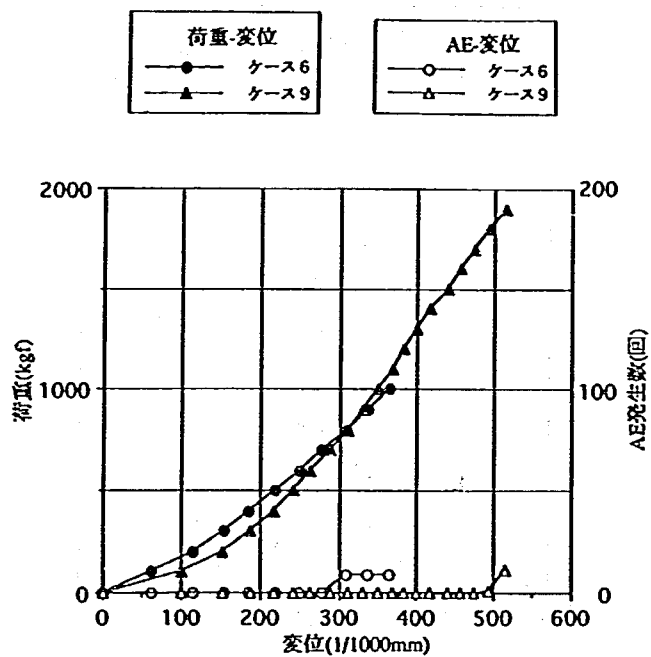


図-5.1.6 角度 $\theta = 10^\circ$ (ケース6, 9)

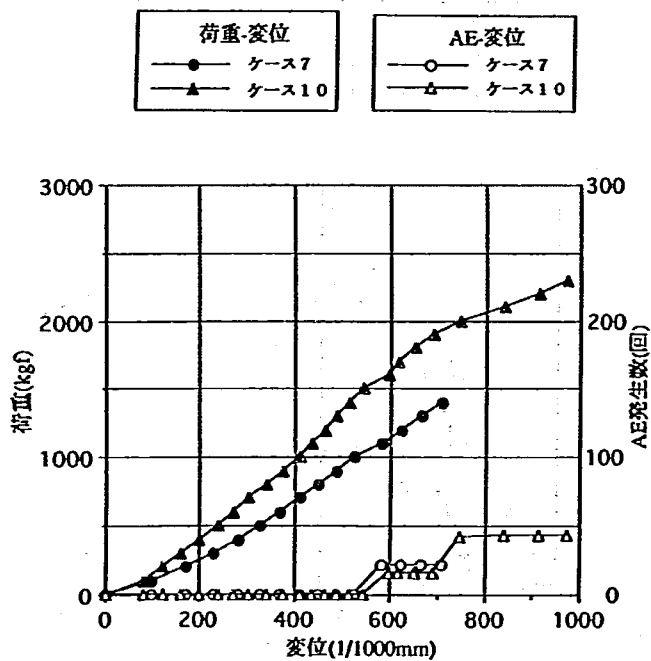


図-5.1.7 角度 $\theta = 20^\circ$ (ケース7, 10)

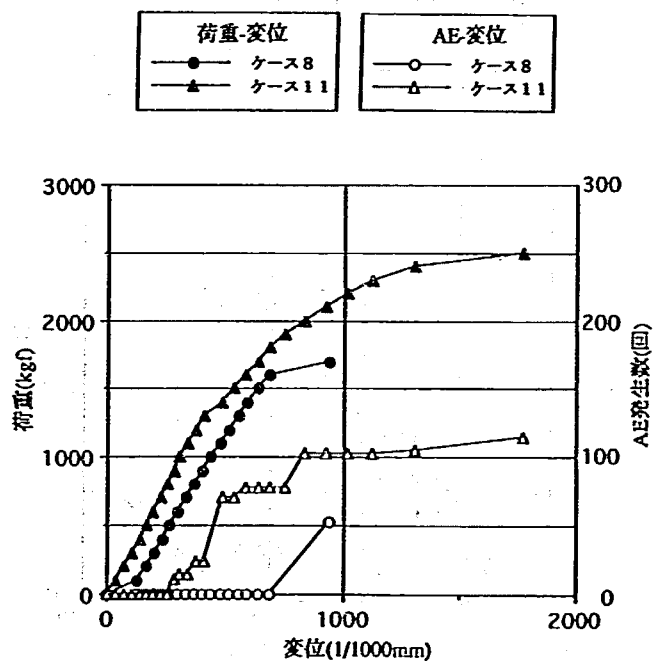


図-5.1.8 角度 $\theta = 30^\circ$ (ケース8, 11)

5.2 人工岩盤の形状の違いが破壊荷重、破壊形態に及ぼす影響

各実験ケースの破壊荷重を図-5.2に、破壊断面の模式図を図-5.3に示す。また、せん断試験時の破壊特性をより詳細に検討するために、表-5.1に示す物性値を使用して弾性論に基づいた2次元有限要素法による数値解析を実施した。解析領域は、図-5.4の要素分割図に示すように模型と同じ大きさとしている。底面は鉛直方向変位を0に、右側面は水平方向変位を0に拘束し、載荷板を通して単位荷重(100kgf/mm)を載荷した。

表-5.1 数値解析に用いた物性値

種別	弾性係数(kgf/cm ²)	ポアソン比
石膏	130,000	0.2
石膏+珪藻土	9,000	0.2
載荷板	2,100,000	0.3

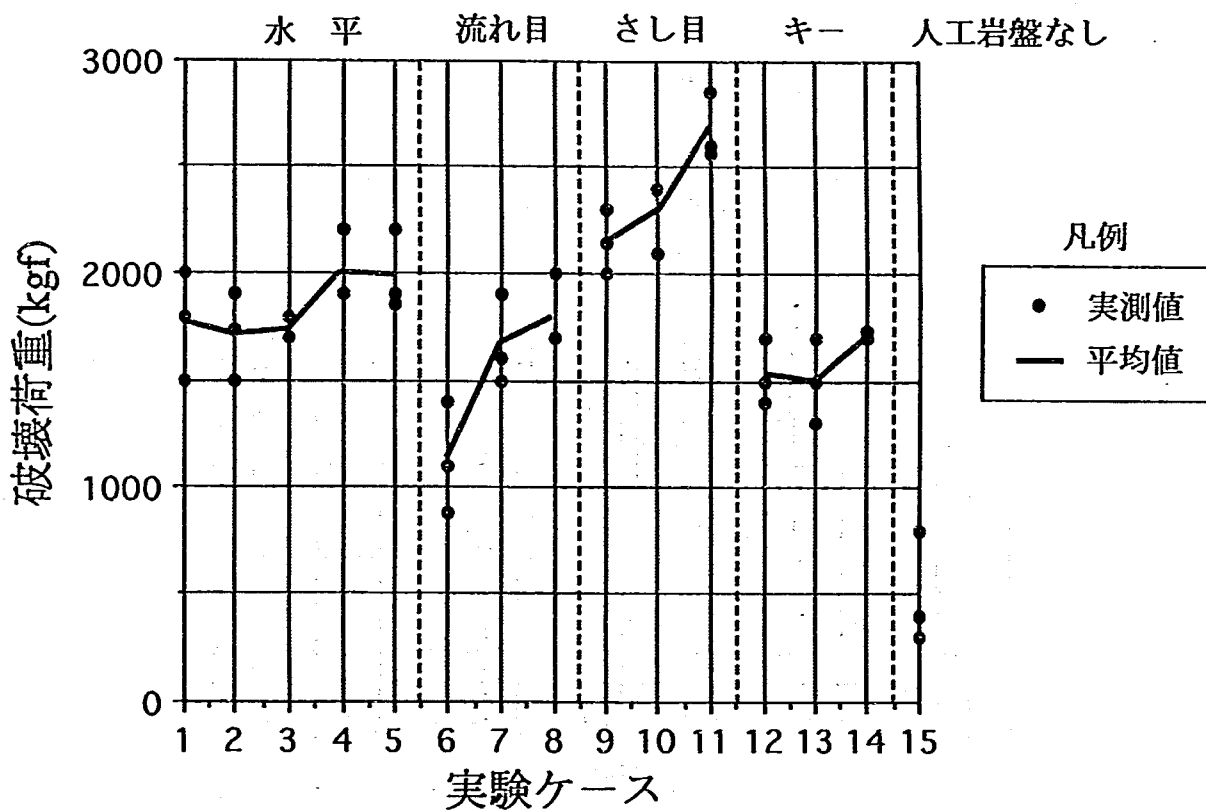


図-5.2 各ケース毎の破壊荷重

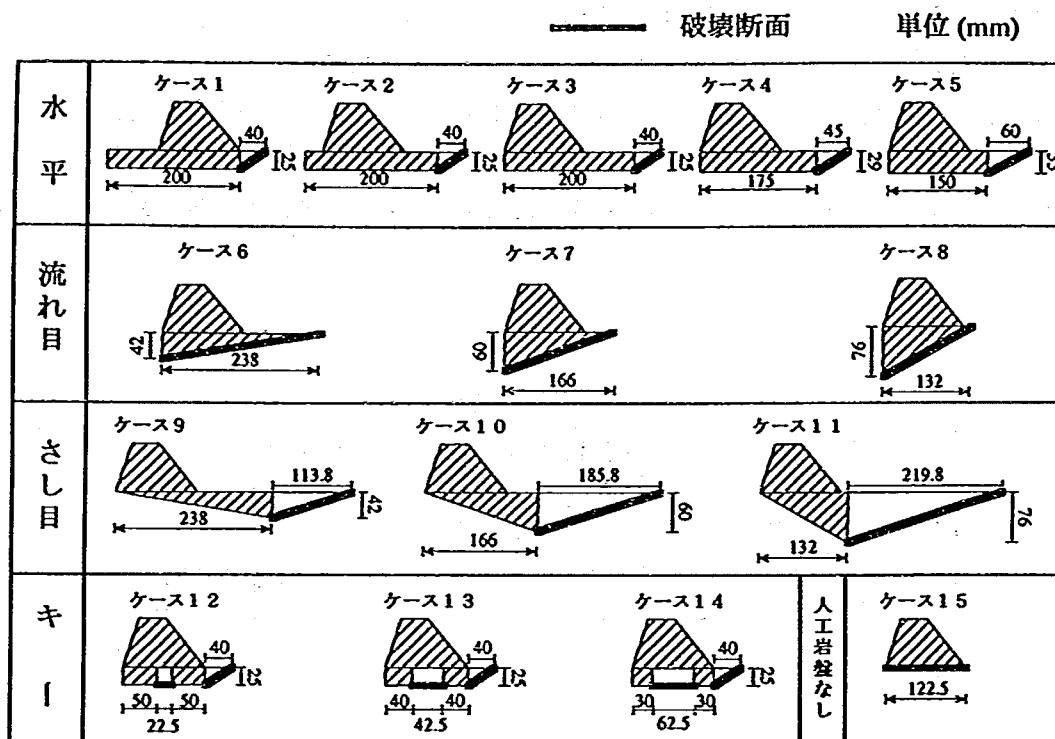


図-5.3 破壊断面の模式図

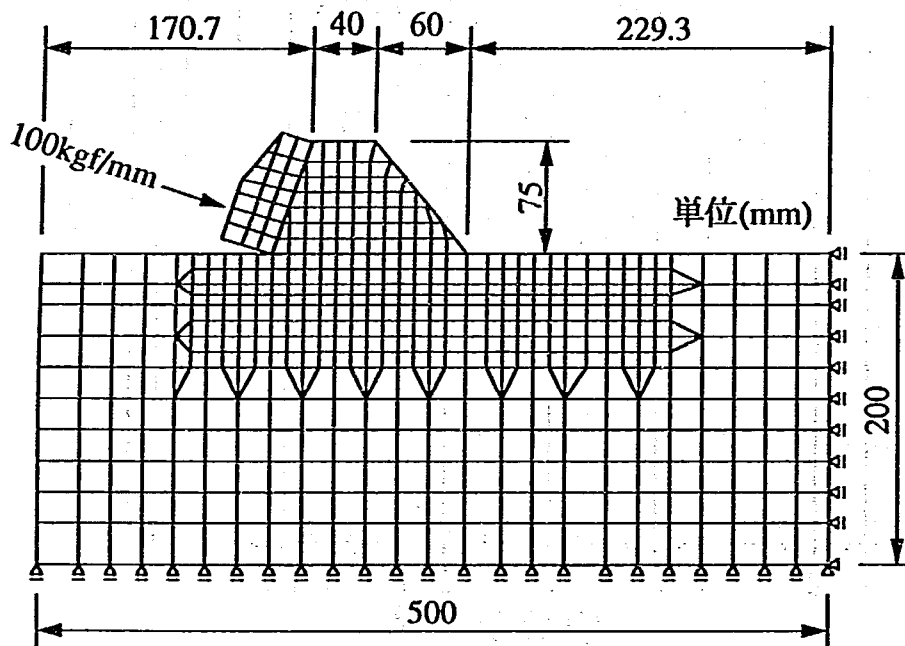


図-5.4 要素分割図 (ケース3)

数値解析結果および実験時のひずみ測定値から得られる単位幅あたりの荷重増分100kgf/mmに対する主ひずみ増分図を各ケースについて図-5.4.1～図-5.4.15に示す。これらの図は、a)は有限要素法による数値解析結果を、b)～d)は実験時のひずみ測定値から算出した結果を示したものである。なお、b)～d)のうち、b)は荷重の増加に対して各測定点の主ひずみが一様に増加しつつある状態での値を示し、c)は荷重の増加に対して堤趾部付近の主ひずみの増分が変化し始めた値を示したものである（この時点から応力集中の大きな堤趾部付近では塑性変形が生じ、応力の再配分がなされているものと思われる）。d)はさらに荷重が増加し、破壊が開始する直前の値を示したものである。なお、ひずみゲージの計測値からの主ひずみの算出は、次式によった。

$$\sigma_v = \frac{E}{1+\nu} \left\{ \varepsilon_v + \frac{\nu}{1-\nu} (\varepsilon_v + \varepsilon_H) \right\}$$

$$\sigma_H = \frac{E}{1+\nu} \left\{ \varepsilon_H + \frac{\nu}{1-\nu} (\varepsilon_v + \varepsilon_H) \right\}$$

$$\sigma_D = \frac{E}{1+\nu} \left\{ \varepsilon_D + \frac{\nu}{1-\nu} (\varepsilon_v + \varepsilon_H) \right\}$$

$$\tau_{HV} = \frac{E}{1+\nu} \left(\frac{\varepsilon_v + \varepsilon_H}{2} - \varepsilon_D \right)$$

ここに

$\sigma_v, \sigma_H, \sigma_D$: 鉛直, 水平, 斜め(45°)方向の直応力

E : 弾性係数

ν : ポアソン比

$$\sigma_1 = A + B$$

$$\sigma_2 = A - B$$

$$\tan 2\theta = \frac{A - \sigma_D}{\sigma_H - A}$$

ここに

$$A = \frac{\sigma_v + \sigma_H}{2}$$

$$B = \{ (\sigma_H - A)^2 + (A - \sigma_D)^2 \}^{1/2}$$

主ひずみに関して

$$\varepsilon_1 = \sigma_1 / E - \nu \sigma_2 / E$$

$$\varepsilon_2 = \sigma_2 / E - \nu \sigma_1 / E$$

なお、これらの式は弾性変形についてのみ適用可能であり、塑性領域では成立しないが、おおまかな挙動を知る上では参考となるものと思われる。

以下に、各実験ケース毎の破壊荷重、破壊形態について考察を加える。

①水平タイプ（ケース1～5およびケース15）

水平タイプ（ケース1～5）では、いずれのケースも、堤趾部付近の軟質岩盤に応力集中がみられ、人工岩盤が堤趾部の軟質岩盤を押し上げる形で破壊が生じている。なお、堤体位置が上流から下流に変化（ケース1～3）しても破壊荷重に大きな違いは認められないが、人工岩盤部の厚さが増す（ケース3～5）と破壊荷重は大きくなる傾向にあり、軟質岩盤部が破壊される範囲も深くかつ広くなる。

これらの傾向について定量的な評価を試みると、次のとおりとなる。すなわちケース1～3において、人工岩盤下流端から堤体重心までの距離 L を説明変量とし、破壊荷重 F を被説明変量とすると、単純回帰式は、

$$F = 1.795 - 0.524 L \quad \cdots \cdots (1)$$

となり、このときの決定係数は $R^2 = 0.515$ であり、 L は F の明確な要因とはなっていない（表-5.2参照）。

また、ケース3～5およびケース15において、人工岩盤の長さ L 、深さ D を説明変量とし、破壊荷重 F を被説明変量とすると、重回帰式は、

$$F = 3.736 L + 43.521 D \quad \cdots \cdots (2)$$

となり（表-5.3参照）、さらに F 、 L 、 D を標準化したデータ f 、 ℓ 、 d （平均値を0、不偏分散を1とした値）を用いると、

$$f = 0.096 \ell + 0.932 d \quad \cdots \cdots (3)$$

となることから（表-5.4参照）、人工岩盤の長さよりも深さの方が破壊に対する抵抗性に大きく寄与していることがわかる。また、（2）あるいは（3）式は、ケース1～3の破壊荷重が同程度であったことともよく合致している。

次に、表-5.5はケース3～5について、同表に示す①、②それぞれの破壊面に対し、(4)式に示すせん断摩擦安全率を同一荷重(ケース3の破壊荷重)において比較したものである。

$$F_s = \frac{\tau_o L + f V}{H} \quad \dots\dots (4)$$

ここに、 F_s ：せん断摩擦安全率

τ_o ：せん断面の純せん断強度(2.0kgf/cm²)

L ：せん断面の長さ

f ：せん断面の内部摩擦係数(1.0)

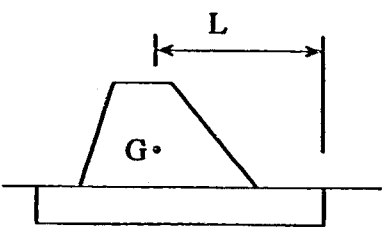
V ：せん断面に作用する単位幅あたりの垂直力

H ：せん断面に作用する単位幅あたりのせん断力

これによれば、いずれのケースとも、①の部分の安全率は②の部分の安全率よりも小さく、最終的に②の部分が荷重に対して抵抗していることがわかる。すなわち、人工岩盤の長さよりも深さの方が破壊に対する抵抗性に大きく寄与していることが裏づけられる。また、②の部分の安全率は人工岩盤の深さが深いほど大きくなっている。

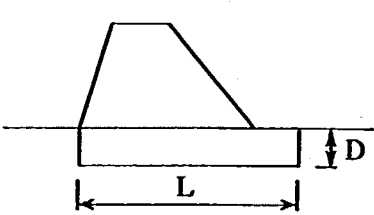
ところで、図-5.4.1～図-5.4.5からa)、b)を比較すると、若干の例外はあるものの、軟質岩盤部の上流側に発生している主ひずみの増分はa)の方が大きな値を示す傾向にあり、下流側堤趾部の軟質岩盤に発生している主ひずみの増分はb)の方が大きな値を示す傾向にある。これより、実際の模型では、解析モデルに比較して人工岩盤と軟質岩盤の付着が弱く、引張応力の伝達が不十分であるため、下流側堤趾部に応力集中が大きく発生しているものと思われる。一方、荷重が増加し、堤趾部の軟質岩盤が弾性状態から塑性状態に移行するにつれて、応力の再配分がなされ、堤趾部付近の主ひずみは減少し、その他の部分で受け持つ割合が大きくなる傾向を示している。

表-5.2 破壊荷重の比較（ケース1～3）



ケース	破壊荷重 (kgf)		人工岩盤下流端から 堤体重心までの長さL (mm)
	実験値	回帰値	
1	1.767	1.759	69.0
2	1.710	1.732	119.0
3	1.733	1.718	146.5

表-5.3 破壊荷重の比較（ケース3～5, 15）

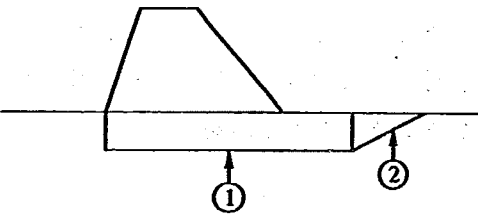


ケース	破壊荷重 (kgf)		人工岩盤の 長さL (mm)	人工岩盤の 深さD (mm)
	実験値	回帰値		
3	1.733	1.835	200	25
4	2.000	1.916	175	29
5	2.000	1.997	150	33
15	500	458	122.5	0

表-5.4 標準化データによる破壊荷重の比較
（ケース3～5, 15）

ケース	破壊荷重		人工岩盤の 長さL	人工岩盤の 深さd
	実験値	回帰値		
3	0.248	0.314	1.147	0.219
4	0.625	0.493	0.395	0.488
5	0.605	0.671	-0.357	0.757
15	-1.477	-1.477	-1.184	-1.463

表-5.5 せん断摩擦安全率の比較（ケース3～5）



ケース	①の部分のせん断摩擦 安全率	②の部分のせん断摩擦 安全率
3	0.863	1.103
4	0.848	1.211
5	0.793	1.249

②流れ目タイプ、さし目タイプ（ケース6～11）

流れ目タイプ（ケース6～8）では、いずれのケースも人工岩盤と軟質岩盤との接合面に沿って破壊し、軟質岩盤部を大きく破壊することはない。流れ目の角度 θ が増すと破壊荷重は大きくなる傾向にある。

図-5.4.6～図-5.4.8をみると、まずケース6はb), c), d)の主ひずみの状態がほぼ同様な状態で変化が少ないことから、堤趾部付近の軟質岩盤部が十分な塑性状態に達する以前に付着面から破壊が生じてしまったものと思われる。またケース7のd)およびケース8のc)の堤趾部付近の一点は、主ひずみが減少している箇所があるが、これは局所的な破壊が進行しているものと考えられる。

一方、さし目タイプ（ケース9～11）では、いずれのケースも人工岩盤が軟質岩盤部を押し上げる形で破壊している。さし目の角度 θ が増すと破壊荷重は大きくなる傾向にあり、軟質岩盤部の破壊も深部に達する。破壊荷重は、流れ目タイプよりも相対的に大きい。これは、荷重を主に受ける堤趾部付近の軟質岩盤部の領域が大きくなることによる。

次に、ケース9～11における人工岩盤の深さDと同一の深さを持つ水平タイプの人工岩盤を考え、(2)式により破壊荷重を推定すると表-5.6に示すとおりとなる。さし目タイプと水平タイプとの破壊荷重を比較すると、人工岩盤の断面積が半分であっても、さし目タイプの破壊荷重は水平タイプの破壊荷重の70～80%程度の値を有することがわかる。したがって、さし目タイプは水平タイプに比べて経済的形狀であるといえる。さし目タイプが経済的に有利となるのは、水平タイプにおいて人工岩盤の底面の長さが(2)式に示すように破壊に対する抵抗性にあまり寄与していないためと考えられる。

また、図-5.4.9～図-5.4.11のc)をみると、いずれのケースも堤趾部付近の軟質岩盤の主ひずみが減少しているのがわかる。これは局所的な破壊が進行して応力の再配分がなされているものと考えられる。

③キータイプ（ケース12～14）

キータイプでは、いずれのケースも、上下流の人工岩盤底面をほぼ結んだ線に沿ってせん断破壊が生じ、また堤趾部付近は軟質岩盤部を押し上げる形で破壊している。

図-5.2からキーの大きさによって破壊荷重に有意な差は認められず、ある程度の大きさであれば、キーの大きさは破壊荷重の大きさに影響を及ぼさないものと考えられる。また、2つのキーの間を全て置換したケース（水平タイプ）の破壊荷重を(2)式から推定すると1,546kgfとなり（表-5.7参照）、キータイプの破壊強度と概ね一致する。したがって、キータイプは水平タイプに比べて経済的な人工岩盤形状であるといえる。ただし、2つのキー間の岩盤を緩めやすい置換形状であるため、実際には必ずしも推奨される置換形状ではないと考えられる。

また、図-5.4.12～図-5.4.14をみると、いずれのケースもc)またはd)で堤趾部付近の軟質岩盤の主ひずみが減少しており、局所的な破壊が進行して応力の再配分がなされているものと考えられる。

表-5.6 破壊荷重の比較（ケース9～11）

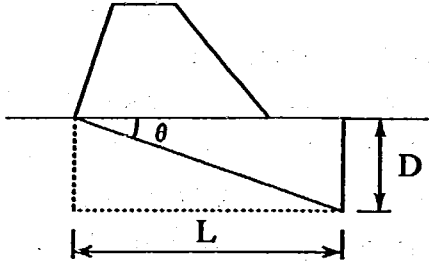
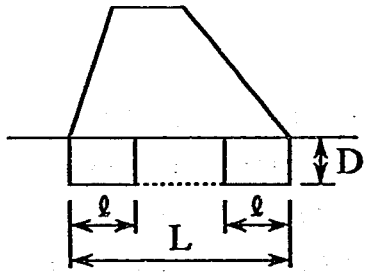
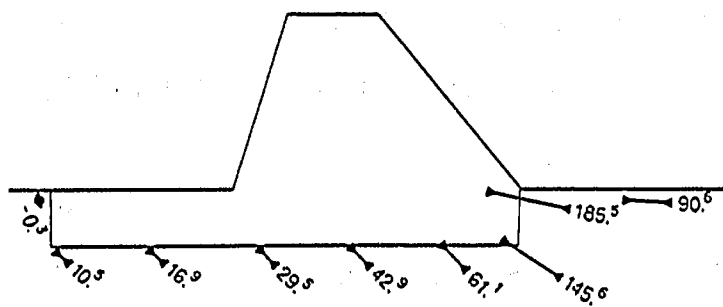
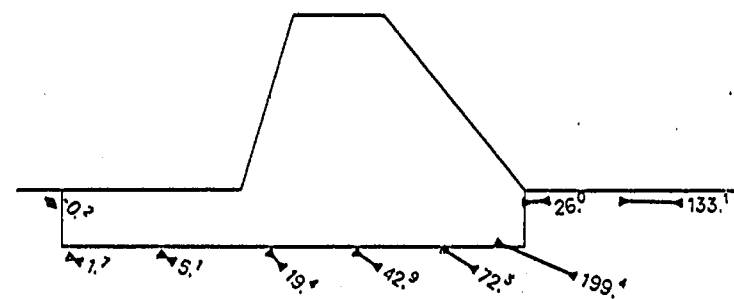
					
ケース	人工岩盤の 長さL (mm)	人工岩盤の 深さD (mm)	破壊荷重(kgf)		①/②
			さし目	水平	
			実験値①	回帰値②	
9	238	42	2,146	2,717	0.790
10	166	60	2,300	3,231	0.712
11	132	76	2,673	3,800	0.703

表-5.7 破壊荷重の比較（ケース12～14）

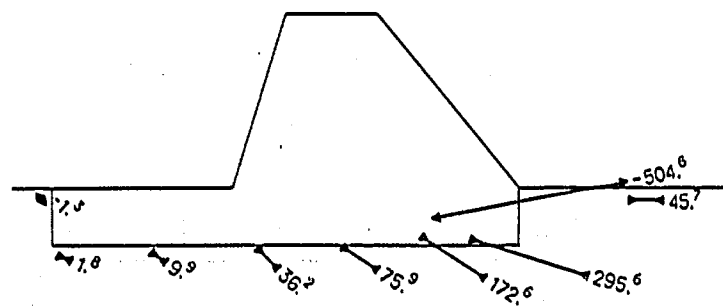
				
ケース	人工岩盤の 長さ2l (mm)	人工岩盤の 深さD (mm)	破壊荷重 (kgf)	
			実験値	回帰値
12	100	25	1,533	1,546
13	80	25	1,500	"
14	60	25	1,710	"



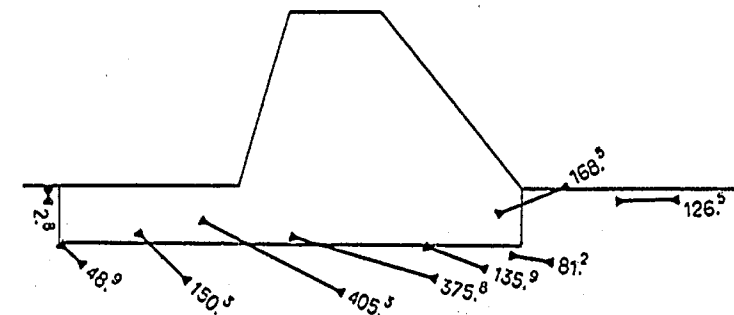
a)有限要素法による主ひずみ増分図



b)荷重1.200kgf~1.300kgfでの主ひずみ増分図

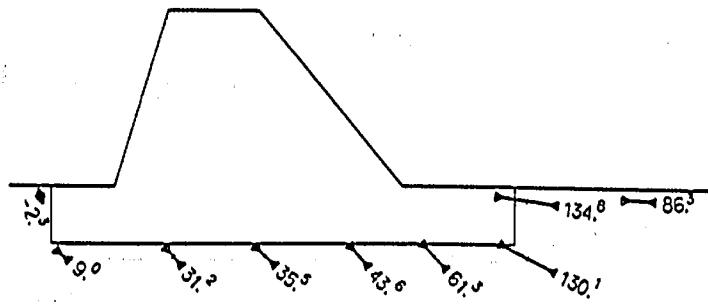


c)荷重1.300kgf~1.400kgfでの主ひずみ増分図

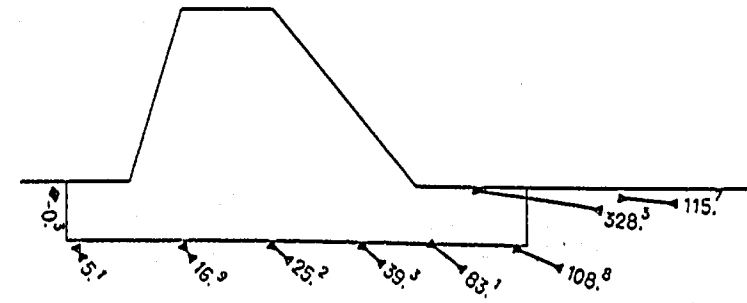


d)荷重1.600kgf~1.700kgf（破壊直前）での主ひずみ増分図

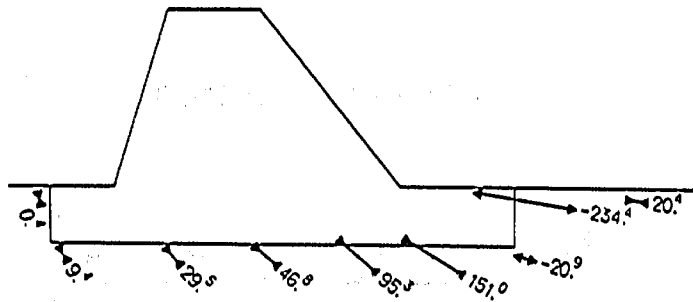
図-5.4.1 荷重100kgf/mm当たりの主ひずみ増分図（ケース1），単位（ μ ）



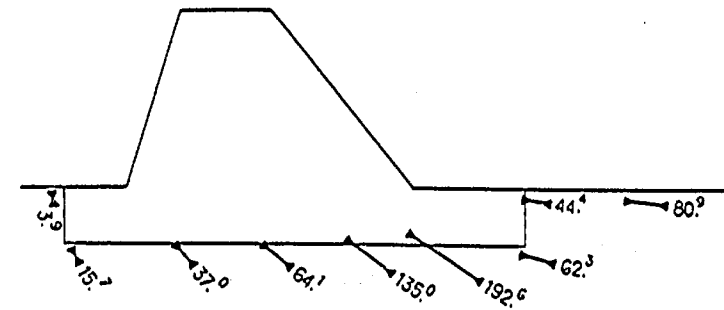
a)有限要素法による主ひずみ増分図



b)荷重1.400kgf~1.500kgfでの主ひずみ増分図

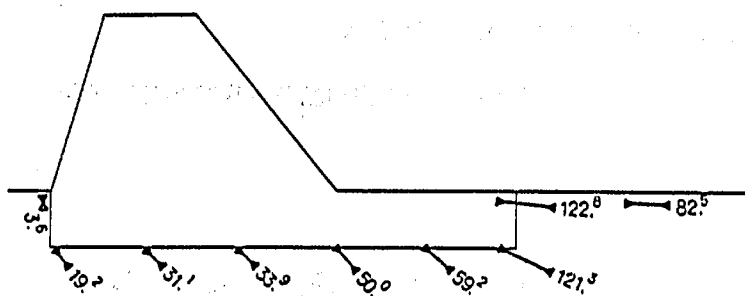


c)荷重1.500kgf~1.600kgfでの主ひずみ増分図

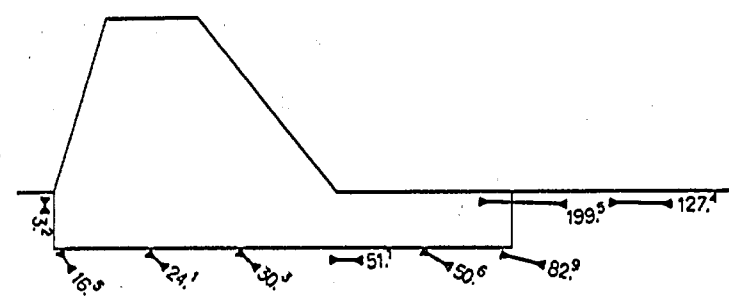


d)荷重1.700kgf~1.800kgf (破壊直前)での主ひずみ増分図

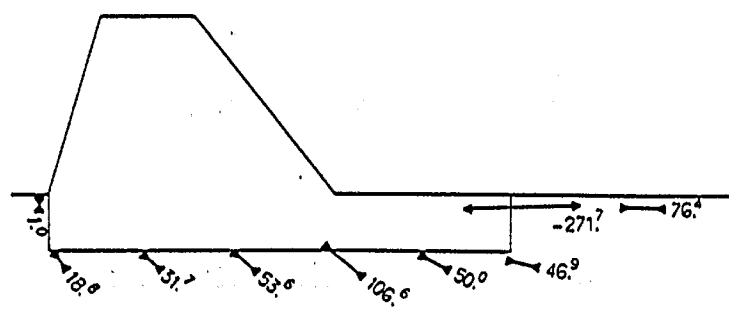
図-5.4.2 荷重100kgf/mm当たりの主ひずみ増分図 (ケース2), 単位 (μ)



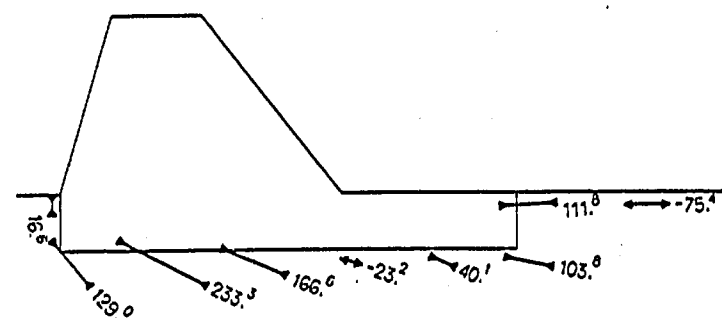
a)有限要素法による主ひずみ増分図



b)荷重1,000kgf~1,100kgfでの主ひずみ増分図

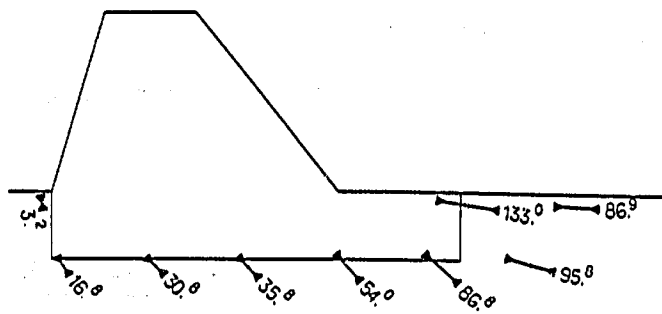


c)荷重1,100kgf~1,200kgfでの主ひずみ増分図

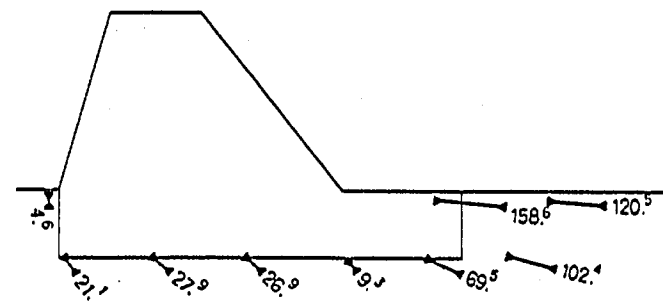


d)荷重1,500kgf~1,600kgf（破壊直前）での主ひずみ増分図

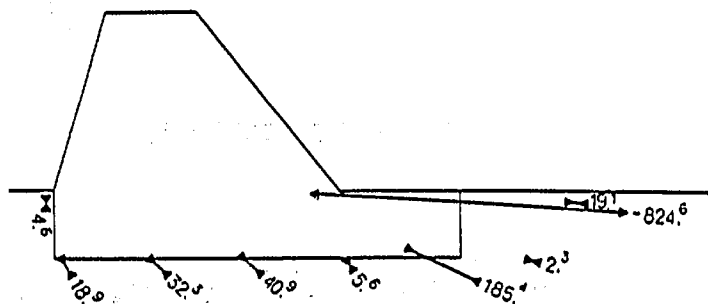
図-5.4.3 荷重100kgf/mm当たりの主ひずみ増分図（ケース3）. 単位（ μ ）



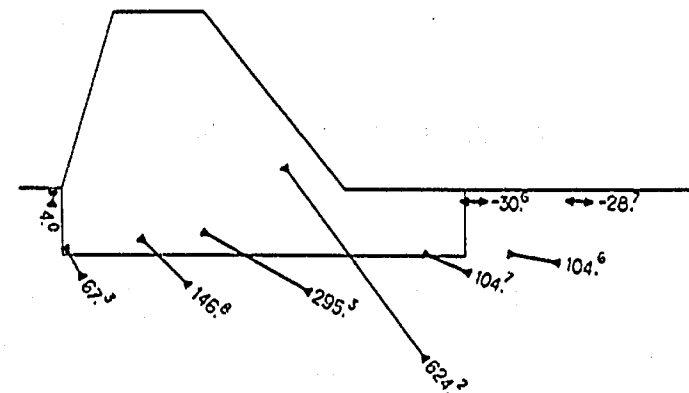
a)有限要素法による主ひずみ増分図



b)荷重1.500kgf~1.600kgfでの主ひずみ増分図

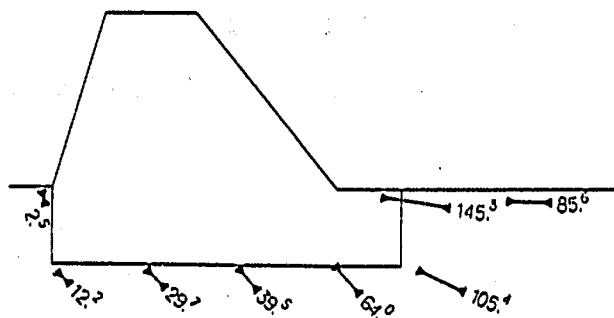


c)荷重1.600kgf~1.700kgfでの主ひずみ増分図

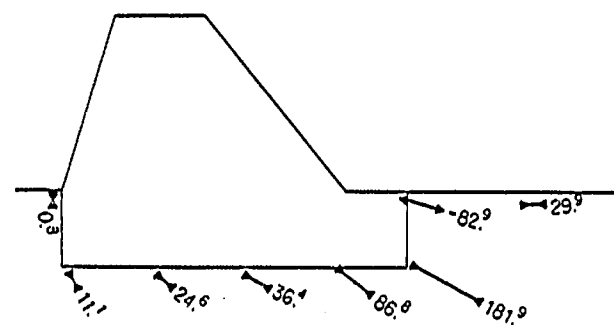


d)荷重2.000kgf~2.100kgf（破壊直前）での主ひずみ増分図

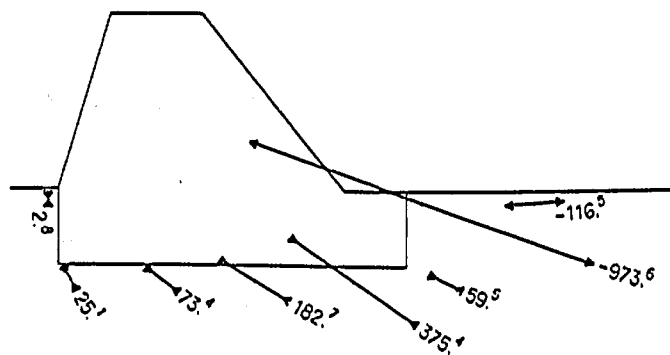
図-5.4.4 荷重100kgf/mm当たりの主ひずみ増分図（ケース4），単位（ μ ）



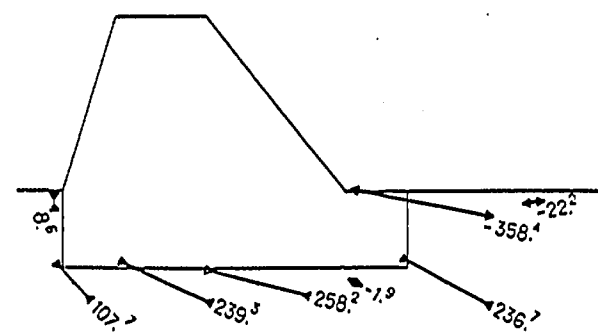
a)有限要素法による主ひずみ増分図



b)荷重1.700kgf~1.800kgfでの主ひずみ増分図

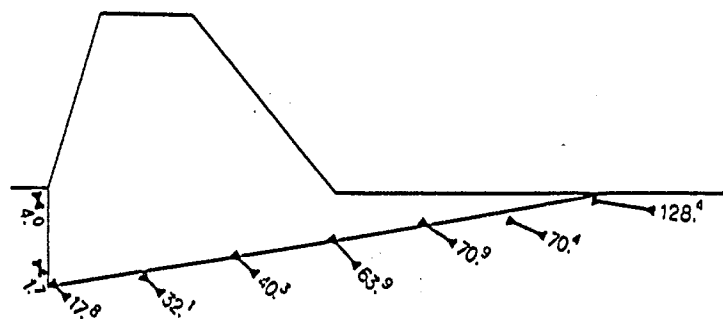


c)荷重1.800kgf~1.900kgfでの主ひずみ増分図

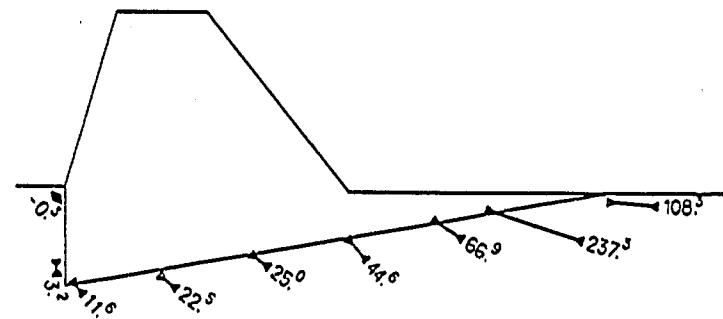


d)荷重2.000kgf~2.100kgf（破壊直前）での主ひずみ増分図

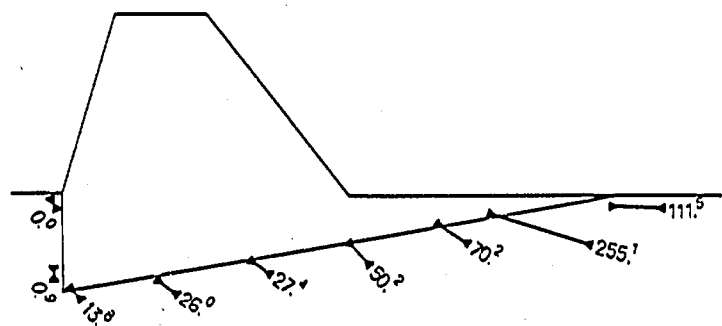
図-5.4.5 荷重100kgf/mm当たりの主ひずみ増分図（ケース5），単位（μ）



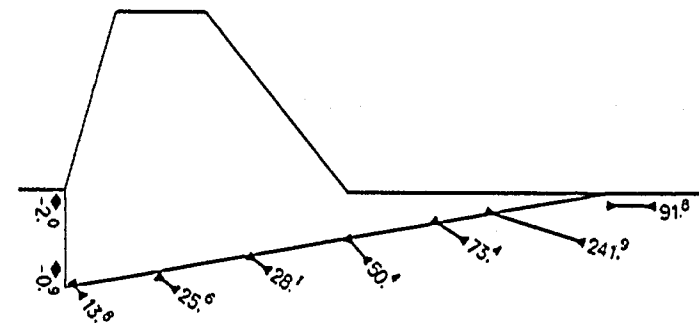
a)有限要素法による主ひずみ増分図



b)荷重600kgf～700kgfでの主ひずみ増分図

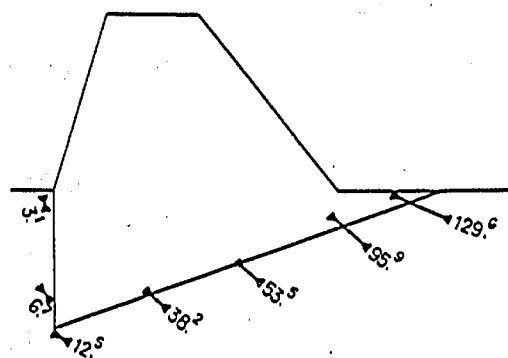


c)荷重700kgf～800kgfでの主ひずみ増分図

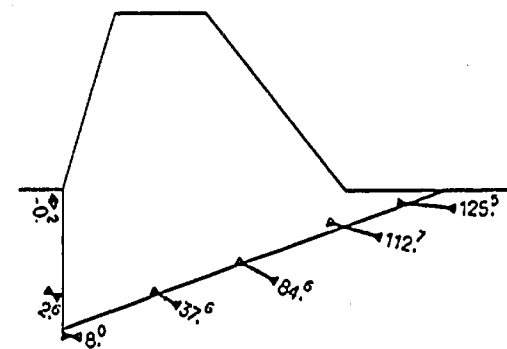


d)荷重900kgf～1,000kgf（破壊直前）での主ひずみ増分図

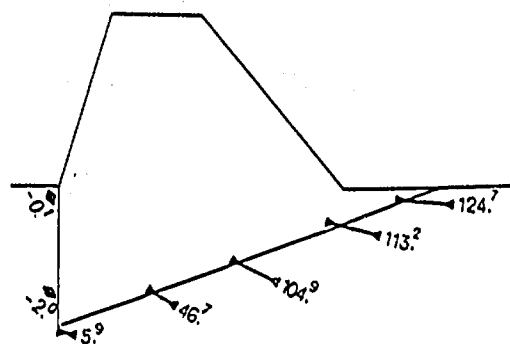
図-5.4.6 荷重100kgf/mm当たりの主ひずみ増分図（ケース6），単位（ μ ）



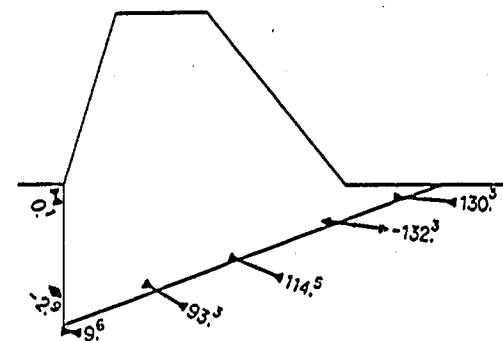
a)有限要素法による主ひずみ増分図



b)荷重1,000kgf~1,100kgfでの主ひずみ増分図

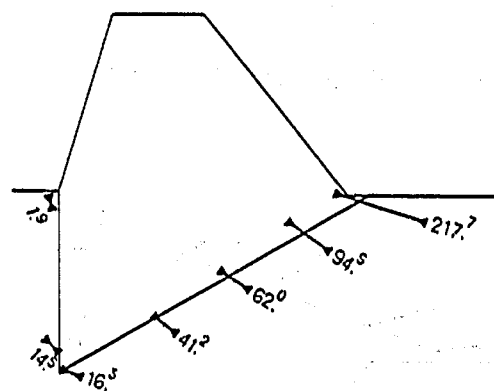


c)荷重1,100kgf~1,200kgfでの主ひずみ増分図

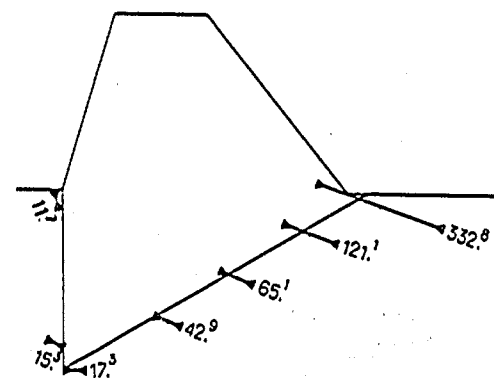


d)荷重1,300kgf~1,400kgf (破壊直前)での主ひずみ増分図

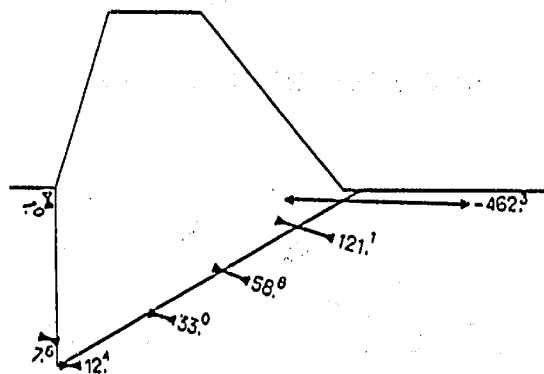
図-5.4.7 荷重100kgf/mm当たりの主ひずみ増分図 (ケース7), 単位 (μ)



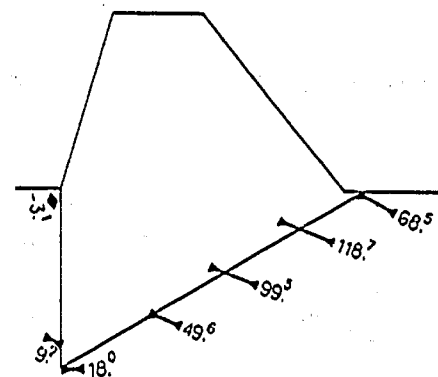
a)有限要素法による主ひずみ増分図



b)荷重1,000kgf~1,100kgfでの主ひずみ増分図

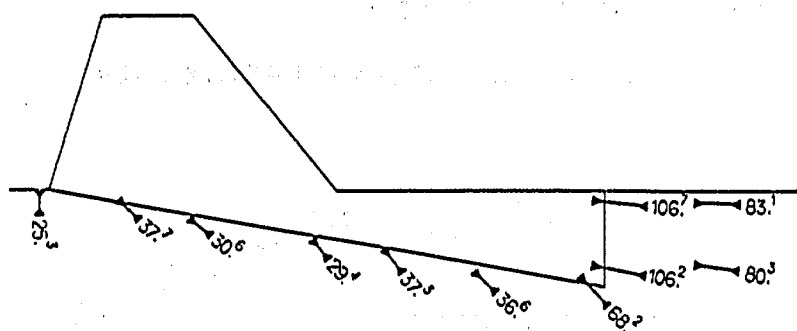


c)荷重1,100kgf~1,200kgfでの主ひずみ増分図

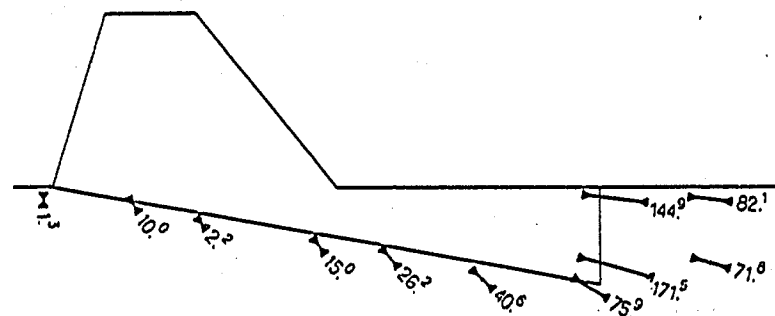


d)荷重1,500kgf~1,600kgf（破壊直前）での主ひずみ増分図

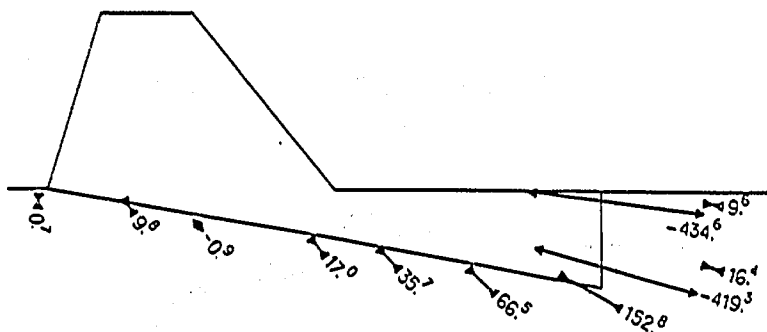
図-5.4.8 荷重100kgf/mm当たりの主ひずみ増分図（ケース8），単位（ μ ）



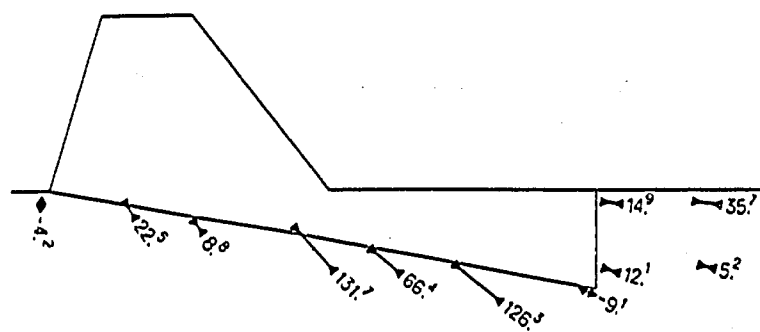
a)有限要素法による主ひずみ増分図



b)荷重1.500kgf~1.600kgfでの主ひずみ増分図

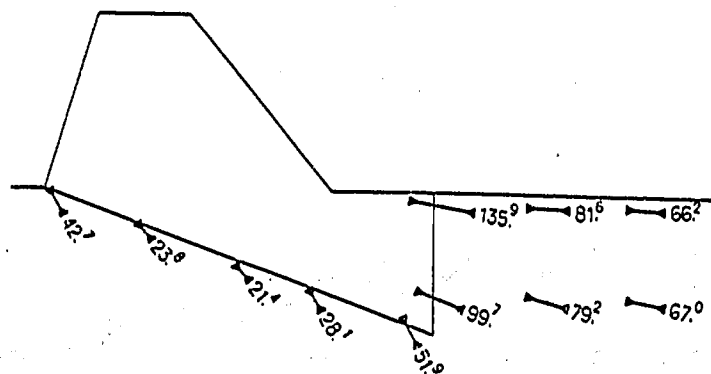


c)荷重1.600kgf~1.700kgfでの主ひずみ増分図

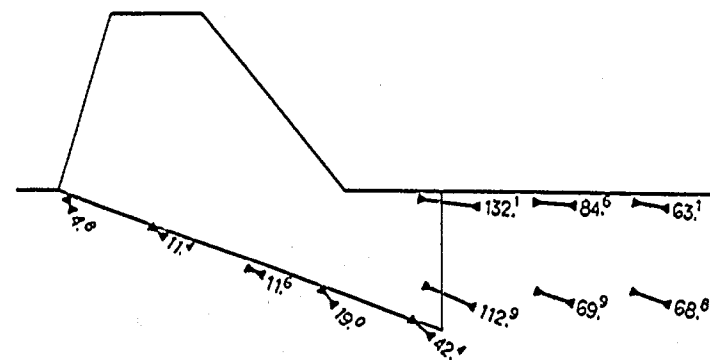


d)荷重2.000kgf~2.100kgf（破壊直前）での主ひずみ増分図

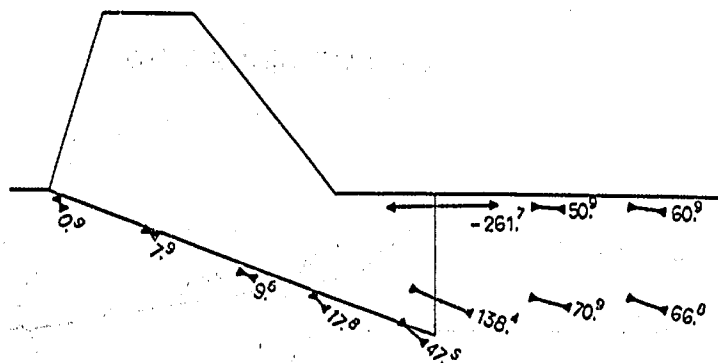
図-5.4.9 荷重100kgf/mm当たりの主ひずみ増分図（ケース9），単位（ μ ）



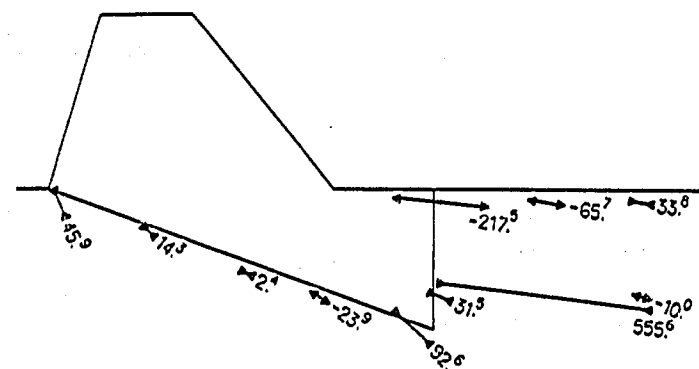
a)有限要素法による主ひずみ増分図



b)荷重1,400kgf~1,500kgfでの主ひずみ増分図

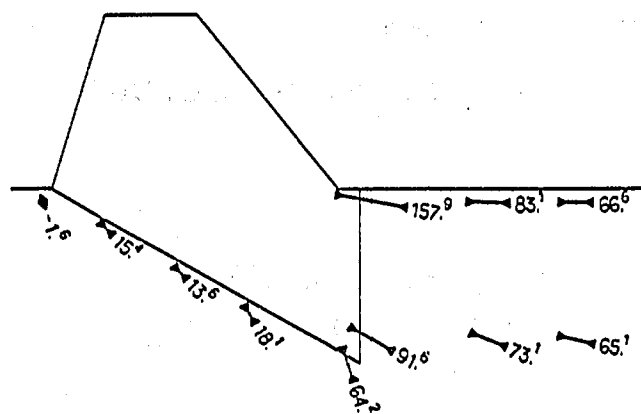


c)荷重1,500kgf~1,600kgfでの主ひずみ増分図

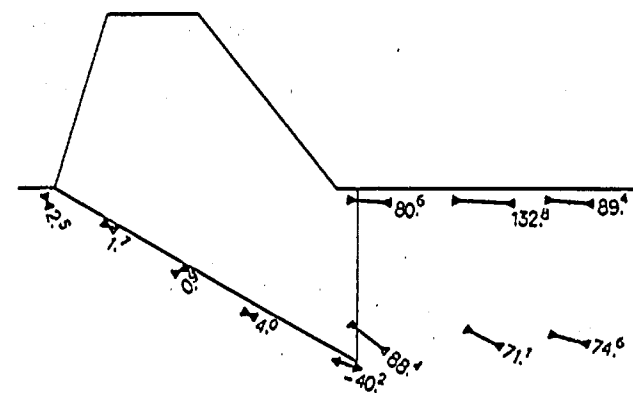


d)荷重2,200kgf~2,300kgf (破壊直前)での主ひずみ増分図

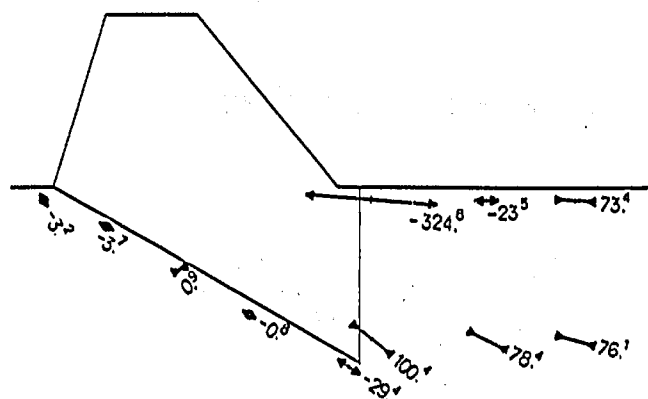
図-5.4.10 荷重100kgf/mm当たりの主ひずみ増分図 (ケース10), 単位 (μ)



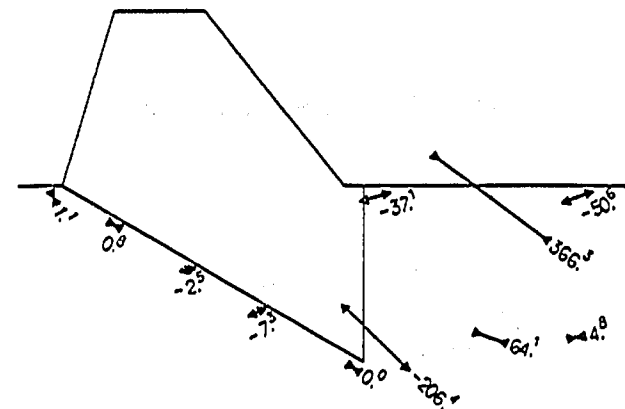
a)有限要素法による主ひずみ増分図



b)荷重1,200kgf~1,300kgfでの主ひずみ増分図

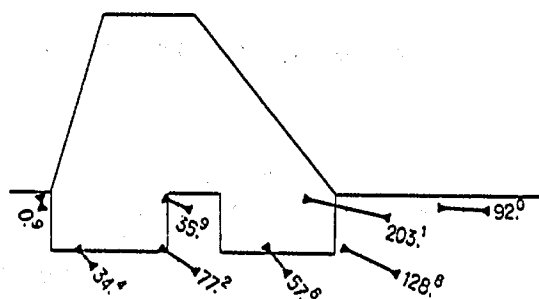


c)荷重1,300kgf~1,400kgfでの主ひずみ増分図

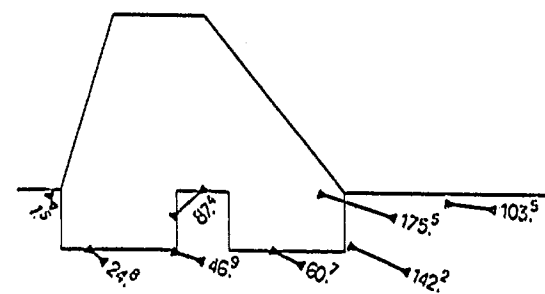


d)荷重2,700kgf~2,800kgf (破壊直前) での主ひずみ増分図

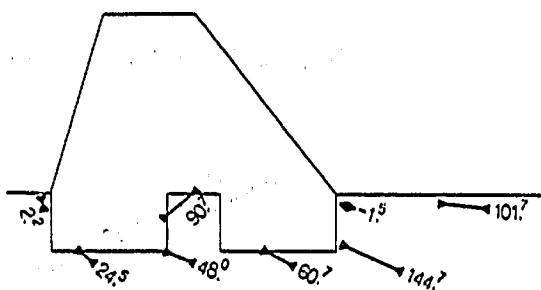
図-5.4.11 荷重100kgf/mm当たりの主ひずみ増分図(ケース11), 単位(μ)



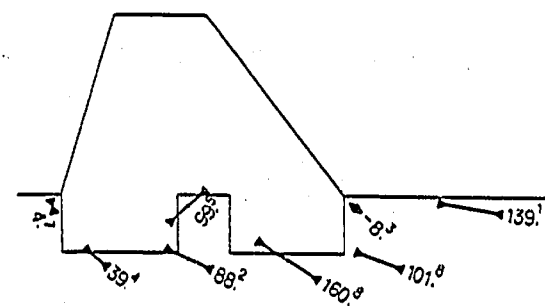
a)有限要素法による主ひずみ増分図



b)荷重600kgf～700kgfでの主ひずみ増分図

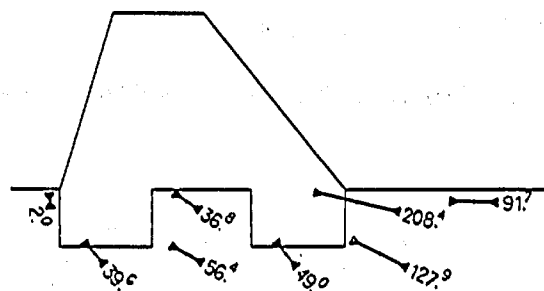


c)荷重700kgf～800kgfでの主ひずみ増分図

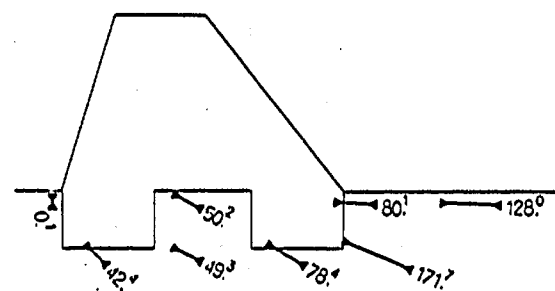


d)荷重1,200kgf～1,300kgf（破壊直前）での主ひずみ増分図

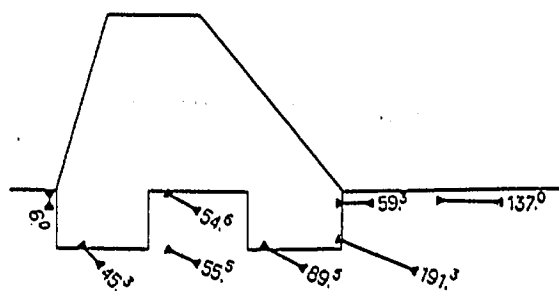
図-5.4.12 荷重100kgf/mm当たりの主ひずみ増分図（ケース12），単位（ μ ）



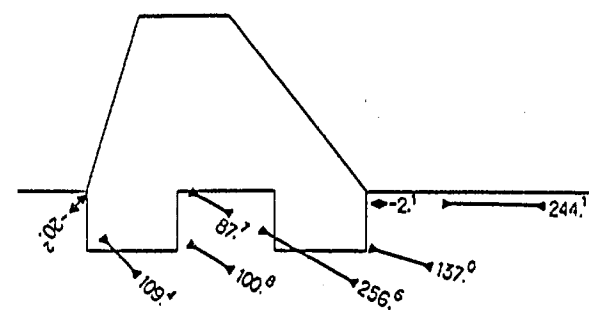
a)有限要素法による主ひずみ増分図



b)荷重700kgf~800kgfでの主ひずみ増分図

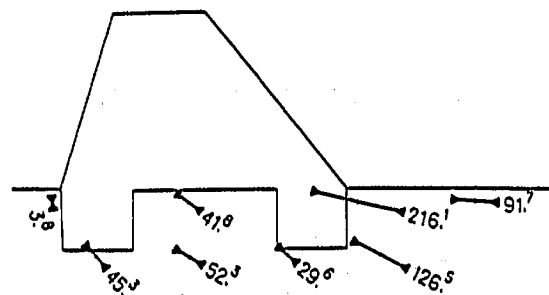


c)荷重800kgf~900kgfでの主ひずみ増分図

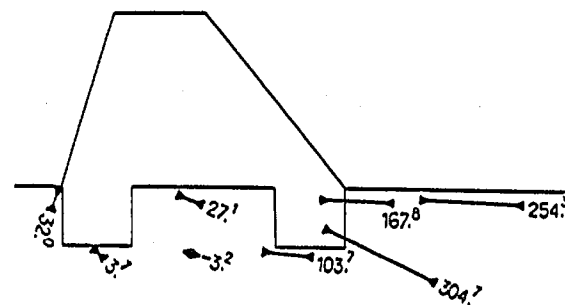


d)荷重1,100kgf~1,200kgf (破壊直前)での主ひずみ増分図

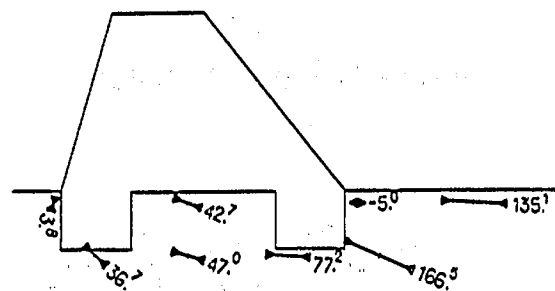
図-5.4.13 荷重100kgf/mm当たりの主ひずみ増分図 (ケース13), 単位 (μ)



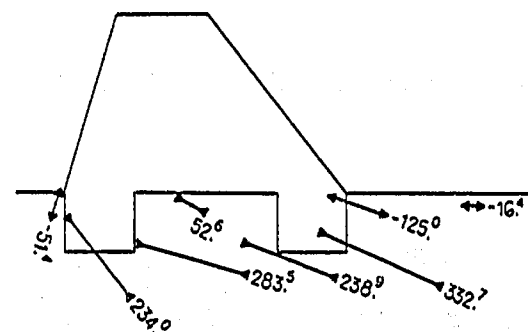
a)有限要素法による主ひずみ増分図



b)荷重1,200kgf~1,300kgfでの主ひずみ増分図

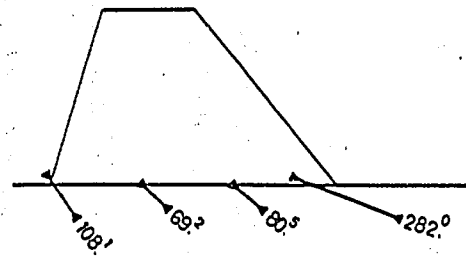


c)荷重1,300kgf~1,400kgfでの主ひずみ増分図

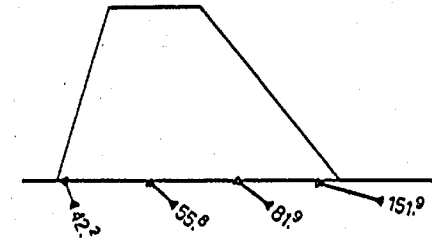


d)荷重1,600kgf~1,700kgf (破壊直前)での主ひずみ増分図

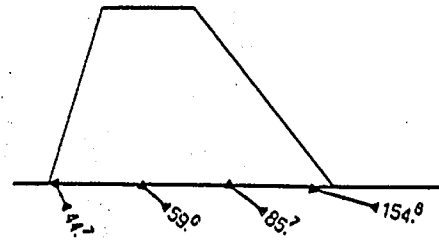
図-5.4.14 荷重100kgf/mm当たりの主ひずみ増分図 (ケース14), 単位 (μ)



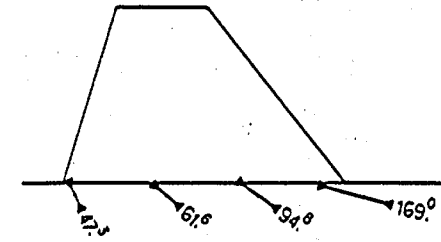
a)有限要素法による主ひずみ増分図



b)荷重500kgf～600kgfでの主ひずみ増分図



c)荷重600kgf～700kgfでの主ひずみ増分図



d)荷重700kgf～800kgf（破壊直前）での主ひずみ増分図

図-5. 4. 15 荷重100kgf/mm当たりの主ひずみ増分図（ケース15），単位（ μ ）

6 ま と め

6.1 実験結果

本研究は、岩盤の置換処理工法（人工岩盤）の研究の第一歩として、石膏と珪藻土で製作したダム基礎の岩盤模型の破壊実験を実施し、人工岩盤の規模、形状の違いが破壊荷重、破壊形態に及ぼす影響について検討したものである。その結果をまとめると以下の通りである。

（１）今回の実験では、人工岩盤の形状として、水平タイプ、流れ目（下流上がり）タイプ、さし目（下流下がり）タイプ、キータイプの４種類を対象とした。実験結果によれば、人工岩盤の規模（置換部の断面積）が同程度でも、形状の違いにより終局的な破壊強度は異なることが分った。破壊強度の大小関係は、流れ目タイプ＜水平タイプ＜さし目タイプとなった。また、個々のタイプについて見ると、置換深さが深くなると破壊強度が大きくなるという結果となり、人工岩盤部の長さよりも深さの方が破壊に対する抵抗性に大きく寄与することがわかった。また、キータイプは、２つのキー間の岩盤が人工岩盤と同等に機能するため、人工岩盤の断面積が小さくても大きな抵抗性を有する結果となった。（ただし、実施工においては、キー間の緩みが懸念される形式である。）

（２）弾性論に基づいた２次元有限要素法による数値解析結果と実験結果の応力分布状態を比較すると、実験結果では下流基礎岩盤の応力が大きくなる結果となった。これは、模型において人工岩盤の上流面と基礎となる軟質岩盤の付着が十分でなかったためと考えられる。このため、人工岩盤と基礎岩盤の一体性を確保することが重要であるものと思われた。また、数値解析結果と実験結果の比較から、荷重の増加とともに応力状態が徐々に変化し、荷重が破壊荷重近傍に至ると逐次破壊が生じ、応力の再配分がなされていることが確認できた。

6.2 今後の課題について

（１）今回の実験では、人工岩盤の形状と破壊強度の関係についてある程度の知見が得られたが、今後はダムの基礎として所要の安全率を確保するために必要な人工岩盤の規模、形状について検討する必要がある。

（２）人工岩盤の設計手法を確立するため、模型実験の結果を再現できるような数値解析法について検討する必要がある。

（３）経済性、施工性から、人工岩盤はダム堤体よりも貧配合コンクリートとする必要があることから、人工岩盤の材質、物性についても検討する必要がある。

重力式コンクリートダムの基礎岩盤の
置換処理工の効果に関する実験的検討

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3421号
平成8年2月(1996)

ダム構造研究室

室長 永山 功
主任研究員 太田 道男
(前)研究員 片平 博
部外研究員 安田 利文

要 旨

治水、利水に対する社会的要請から、軟質な岩盤上にもコンクリートダムの建設が必要になっている。軟質な岩盤上に安全で経済的なダムを建設する方法の一つとして、岩盤の置換処理工法(人工岩盤)が考えられる。本文は、このような人工岩盤に関する研究の第一歩として、石膏と珪藻土を用いて作製した人工岩盤の模型実験を実施し、人工岩盤の規模、形状の違いが破壊荷重、破壊形態に及ぼす影響について検討したものである。

キーワード: ダム, 軟質岩盤, 人工岩盤, 模型実験

○

郵便はがき

切手をは
いて下さ

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
ダム部ダム構造研究室
御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○

○

土木研究所資料第3421号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印

土木研究所資料第3421号

○