

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第2923号

土木研究所資料

亀裂を有する岩盤模型のせん断試験

平成3年3月

建設省土木研究所
ダム部ダム構造研究室

Copyright ©(1991) by P. W. RI.

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、本報告書の全部又は一部の転載、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。

亀裂を有する岩盤模型のせん断試験

ダム構造研究室 室長 永山 功
研究員 佐々木 隆
尾畑 伸之

要 旨

コンクリートダムの設計において、基礎岩盤のせん断強度は非常に重要な設計上の要素となっている。岩盤のせん断強度は、岩盤を構成する岩石の強度、亀裂の分布、状態などによって影響を受けることがわかっている。本調査は、内部に亀裂を有する石膏模型に対して原位置岩盤せん断試験に準じたせん断試験を行い、せん断強度に対する亀裂の影響度を検討することを目的として実施したものである。本報告書では、想定せん断面に長さ、位置の異なる種々の亀裂を有するモデルに対して実施したせん断強度試験より、亀裂の違いによるせん断強度、破壊形状の違いを考察するとともに、2次元有限要素解析による検討を加えた。

キーワード：模型実験、せん断試験、せん断強度、岩盤亀裂、FEM解析

はじめに

河川管理施設等構造令によると、コンクリートダムは、「ダムの堤体と基礎地盤との接合部及びその付近におけるせん断力による滑動に対し、必要なせん断摩擦抵抗力を有するもの」でなければならない。その際、必要なせん断摩擦抵抗力を有するかどうかの判定には、Hennyの式が用いられており、安全率として4以上の値がなくてはならない。そのことを式で表すと次のようになる。

$$\frac{c \cdot L + f \cdot V}{H} \geq 4$$

ここで、

c : 岩盤の純せん断強度

f : 岩盤の内部摩擦係数

L : せん断を考える面の上下流方向の長さ

V : せん断を考える面の単位幅あたりに作用する法線方向荷重

H : せん断を考える面の単位幅あたりに作用する接線方向荷重

である。

この式において、岩盤のせん断強度を表す係数c、fは安全率の大きさに大きな影響を持ち、この値によってダムの設計が大きく左右されることになる。そのため、岩盤のせん断強度を精度良く求めることは非常に重要なことであり、また、ダムの設計に用いる設計強度の値は合理的にかつ安全性を十分に考慮して決定しなければならない。実際のダムの設計において、基礎岩盤の設計強度を決定する場合には、まず基礎岩盤の岩盤分類を行い、各区分を代表する地点で岩盤の原位置せん断試験を行う。そして、その試験から得られる純せん断強度と内部摩擦係数などの結果から、基礎岩盤の各区分毎の設計値を決定している。このように、岩盤の設計強度は、岩盤分類とせん断強度の試験値を関連づけて評価しているのであるが、岩盤の区分とせん断強度が必ずしも十分に対応していない場合もときどき見受けられる。

土研式岩盤分類における分類要素としては、岩塊の硬さ、亀裂の間隔、亀裂の状態が用いられているが、岩盤の各区分と強度が対応しない理由として、亀裂の方向性、原位置試験ブロックに対する亀裂の位置・分布などの問題が挙げられる。基礎岩盤にどのような力がどの方向からかかるかは、ダムなどの上部構造物に依存するもので、岩盤自体の評価という点では亀裂の方向は岩盤の分類要素に加えることが難しいものであるが、基礎岩盤の強度と岩盤の区分を結び付ける際にこれが非常に重要な要素となることは明らかである。しかし、実際の岩盤では、内部の亀裂の状態を知ることは難しく、また複雑な地質状況にあっては、岩盤のせん断強度がどの要因によって影響されているかを見定めることも難しい。そこで、ここでは原位置の岩盤をモデル化し、亀裂を内部に入れた模型に対するせん断試験を実施することで、せん断強度に対する亀裂の存在の影響度を評価することを試みることにした。模型の材料としては、加工性がよい石膏を用いることとし、導入された亀裂の影響をより明確に評価するために、亀裂を完全な不連続面として表現することにした。実際の原位置岩盤せん断試験では、試験体の一辺の長さが60cm四方、高さが30cm程度で、岩盤に作用す

る応力は3次元的である。しかし、今回の岩盤模型では亀裂を内部に導入する必要があり、また岩盤模型内部のひずみを測定するために、模型は2次元の模型としている。

今回の実験では、想定せん断面に水平亀裂を有する模型で実験を行っており、本報告書は、水平亀裂の位置、長さが岩盤模型のせん断強度にどのような影響を与えるかを検討した結果をとりまとめたものである。

目 次

はじめに

1. 試験方法	1
1.1 試験装置の概要	1
1.2 試験方法	3
1.2.1 試験条件	3
1.2.2 模型の作製方法および寸法	4
1.2.3 計測項目	4
1.3 一面せん断試験	9
2. 試験結果	11
2.1 一面せん断試験の結果	11
2.2 模型せん断試験の結果	11
2.2.1 破壊時の垂直応力とせん断応力の関係	11
2.2.2 破壊に至るまでの亀裂の発生状態と破断面の形状	21
1) 破壊に至るまでの亀裂の発生状態	21
2) 破断面の形状	24
2.2.3 応力状態	32
1) 2次元有限要素法による解析の条件	32
2) 主応力の実験値と解析値との比較	32
3) 想定せん断面での応力分布	34
2.2.4 試験結果のまとめ	58
3. まとめと今後の課題	59
参考文献	60

1. 試験方法

1.1 試験装置の概要

本試験は、原位置岩盤のせん断試験に準じて行うこととした。すなわち、原位置岩盤せん断試験においては、一定の初期垂直荷重を載荷した後、せん断荷重を載荷する方法を採用している。したがって、これと同様な方法で荷重を載荷するため、図-1.1および写真-1.1に示すような載荷フレーム内に石膏模型を設置し、油圧ジャッキによって初期垂直荷重とせん断荷重とを載荷するものとした。

本試験のせん断角度（せん断荷重用ジャッキの水平面からの角度） θ は、 $16.7^\circ (= \tan^{-1} 0.3)$ とし、載荷中の想定せん断面での断面平均の垂直応力 σ_s とせん断応力 τ_s は式(1.1)、式(1.2)によって算出した。

$$\sigma_s = \frac{N}{A} + \frac{T}{A} \sin \theta \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

$$\tau_s = \frac{T}{A} \cos \theta \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

ここで、

N：初期垂直荷重（初期垂直応力 $\sigma_0 = N/A$ ）

T：せん断荷重

A：想定せん断面の面積

である。

また、破壊時に想定せん断面に作用する断面平均の垂直応力 σ_{sf} およびせん断応力 τ_{sf} は式(1.3)、式(1.4)によって算出した。

$$\sigma_{sf} = \frac{N}{A} + \frac{T_f}{A} \sin \theta \quad \dots\dots\dots (1.3)$$

$$\tau_{sf} = \frac{T_f}{A} \cos \theta \quad \dots\dots\dots (1.4)$$

ここで、

T_f ：破壊時のせん断荷重

である。

したがって、種々の初期垂直荷重N（初期垂直応力 σ_0 ）に対して、図-1.2のように試験結果を破壊時の垂直応力 σ_{sf} とせん断応力 τ_{sf} の関係で整理すれば、せん断強度（ $\tau_{sf} = c + f \cdot \sigma_{sf}$ ）を求めることができる。

以下、本文、表、図中で想定せん断面での垂直応力あるいは想定せん断面でのせん断応力という用語を用いる場合には、式(1.1)、式(1.2)で算出される想定せん断面での断面平均応力のことを表す。

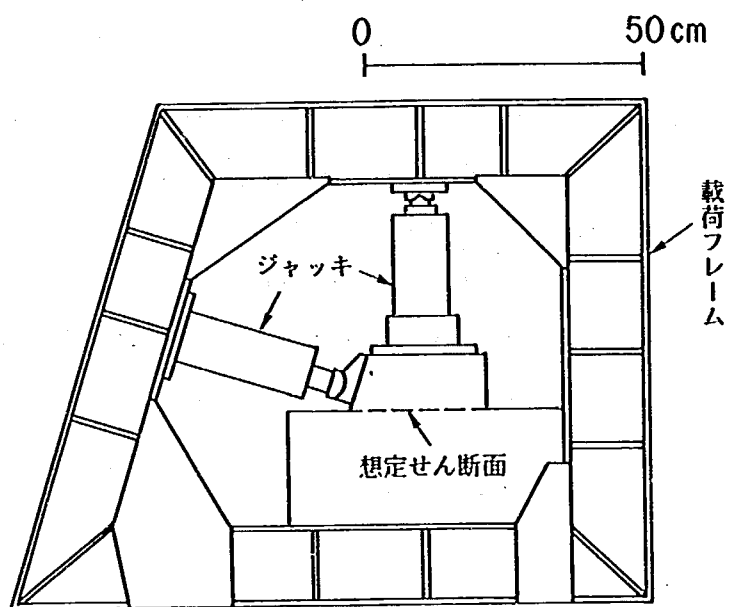


図-1.1 模型せん断装置

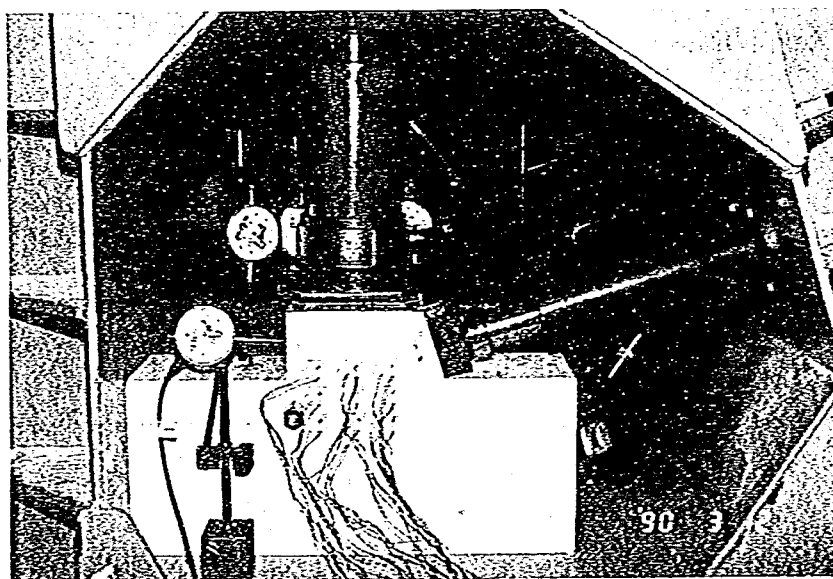


写真-1.1 せん断試験載荷装置

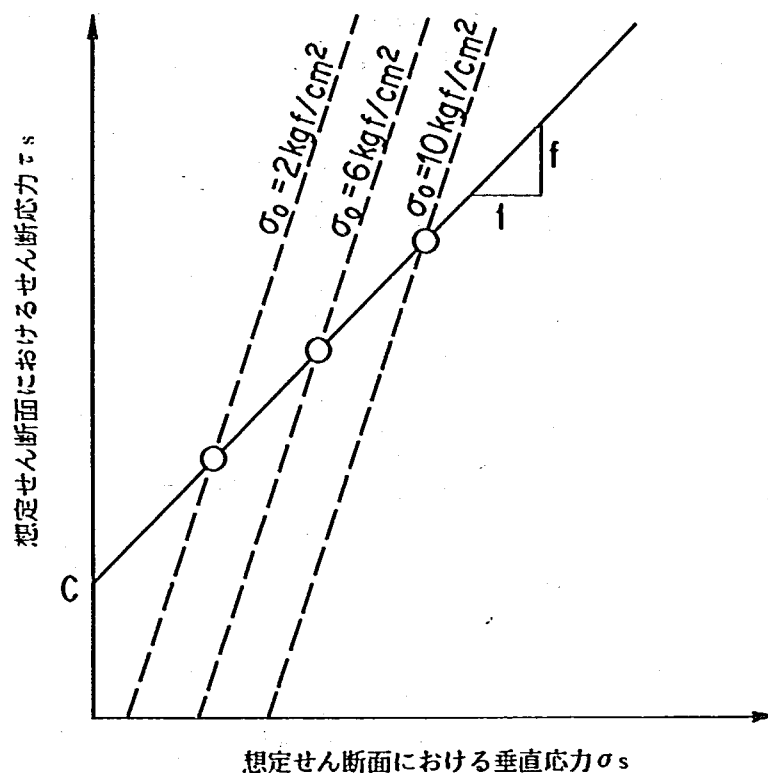


図-1.2 せん断試験結果の整理方法とせん断強度の求め方

1.2 試験方法

1.2.1 試験条件

本試験では、想定せん断面上に存在する水平亀裂について、同じ位置で亀裂の長さを変化させた場合、および同じ亀裂の長さで存在する位置を変えた場合について検討を行うこととした。

試験ブロックの想定せん断面は15cm×15cmとし、亀裂の長さに着目した試験は、ブロックの想定せん断面の中央にある、長さ2cm、4cm、8cmの3種類の亀裂について行うこととした。亀裂の位置に着目した試験は、亀裂の長さを4cm一定とし、その位置をA（ブロック前面側）、B（中央）、C（ブロック背面側）とした3種類の亀裂について行うこととした。また、比較のため水平亀裂を設けない模型についても試験を行った。初期垂直荷重は、想定せん断面上における垂直応力が2kgf/cm²、6kgf/cm²、10kgf/cm²となるような3種類の荷重を設定し、1垂直荷重に対して3基ずつ（1ケースあたり計9基）の試験を行うこととした。なお、試験ケースを表-1.1に、各ケースの亀裂の位置および長さを図-1.3に示す。また、表-1.1に示したようにケース7として亀裂なしの条件で偏心载荷を与えた試験も行った。偏心は、初期垂直荷重の作用点をブロック中心線からブロック背面側に2.5cmずらすことにより与えた。

原位置せん断試験に準じた荷重载荷パターンは図-1.4に示すとおりである。

表-1.1 試験ケース

ケース	水平亀裂の長さ (cm)	水平亀裂の位置	初期垂直応力 σ_0 (kgf/cm ²)	試験数量 (基)	略 称
1	0	-	2	3	亀 裂 な し
			6	3	
			10	3	
2	2	B	2	3	2 c m B
			6	3	
			10	3	
3	4	B	2	3	4 c m B
			6	3	
			10	3	
4	8	B	2	3	8 c m B
			6	3	
			10	3	
5	4	A	2	3	4 c m A
			6	3	
			10	3	
6	4	C	2	3	4 c m C
			6	3	
			10	3	
7	0	-	2	1	偏 心 載 荷
			6	1	
			10	1	

* A (ブロック前面側)

B (中央)

C (ブロック背面側)

1.2.2 模型の作製方法および寸法

試験に用いた模型の形状および寸法を図-1.5に示す。想定せん断面は15cm×15cmであり、実際の原位置岩盤せん断試験供試体の1/4のモデルとなっている。模型は、図-1.5に示した寸法を内寸とする型枠（アクリル樹脂製：板厚=20mm）に水：石膏を0.63：1の重量比で練り混ぜた石膏を打設して作製した。また、せん断ブロック内には図-1.6に示す形状の補強鉄筋を、かぶりが1.5cmになる位置に埋設した。

水平亀裂は、型枠の所定の位置にポリエステル・シート（厚さ=0.1mm）を設置して石膏を打設することで表現するものとし、このポリエステル・シートは、石膏が硬化した後、これを引き抜くものとした。

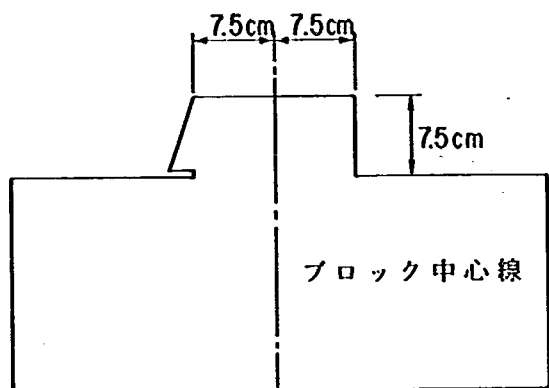
模型は、打設後約1時間で脱型し、室温40℃、湿度50%の恒温恒湿状態で約1カ月間乾燥した。

1.2.3 計測項目

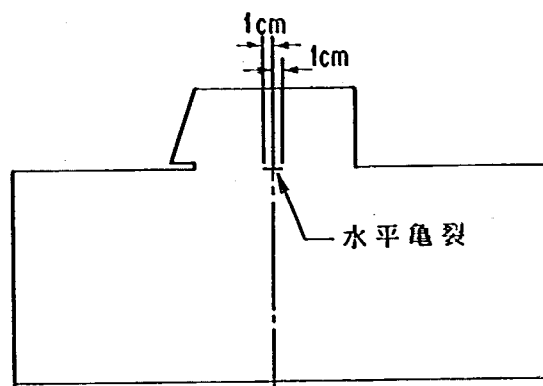
試験に際しては、以下に示す項目について計測を行った。

- ① 破壊に至るまでの垂直荷重およびせん断荷重
- ② 破壊に至るまでの想定せん断面のひずみ
- ③ 一軸圧縮強度と弾性係数
- ④ 破断形状

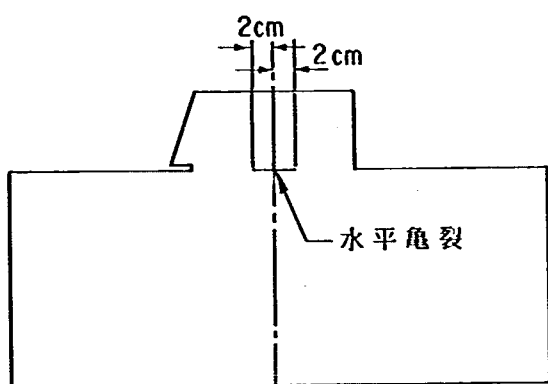
垂直荷重およびせん断荷重は、各々ジャッキに取り付けた圧力計により示された圧力値を基に制御すると



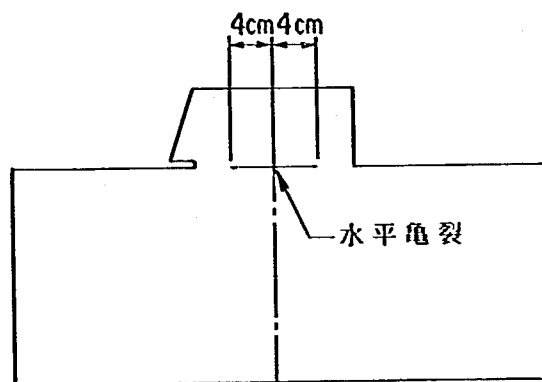
ケース1 ケース7
(亀裂なし) (偏心載荷)



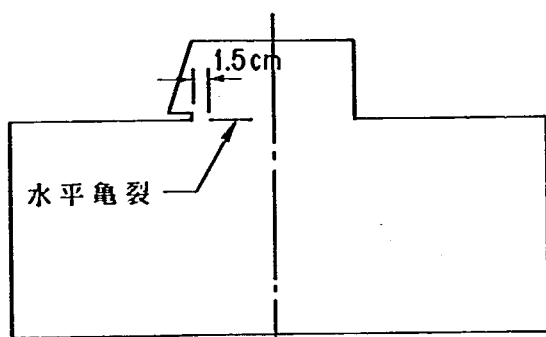
ケース2
(2 cm B)



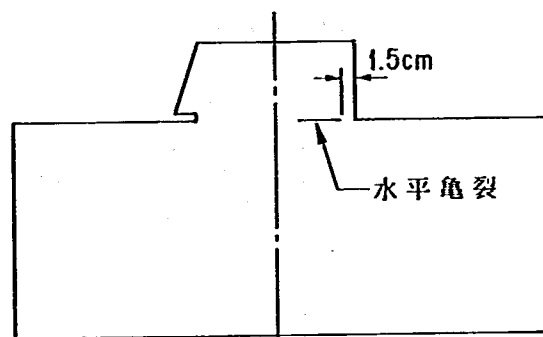
ケース3
(4 cm B)



ケース4
(8 cm B)



ケース5
(4 cm A)



ケース6
(4 cm C)

図-1.3 水平亀裂の位置と長さ

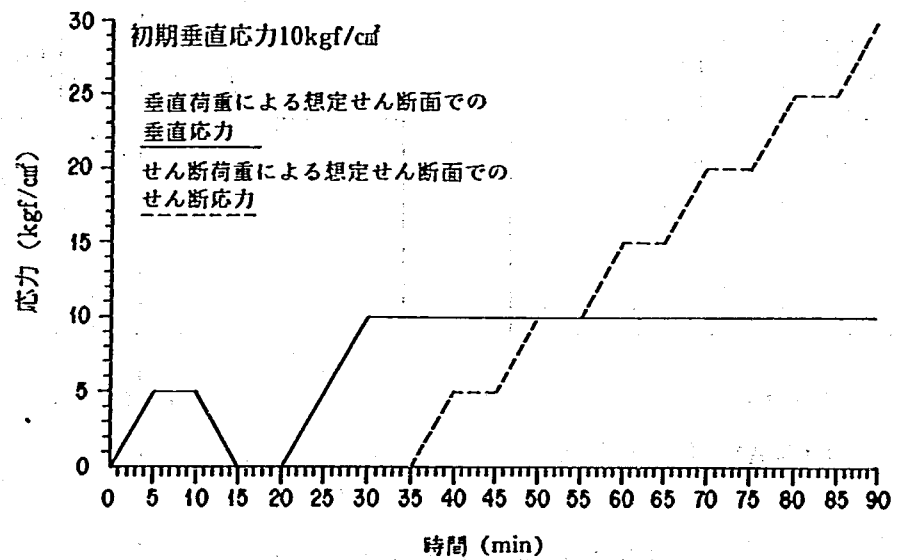
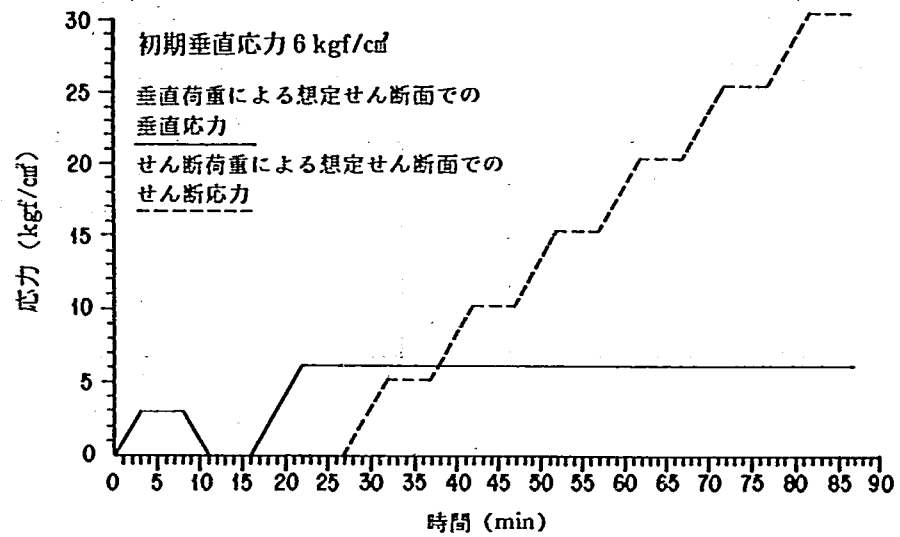
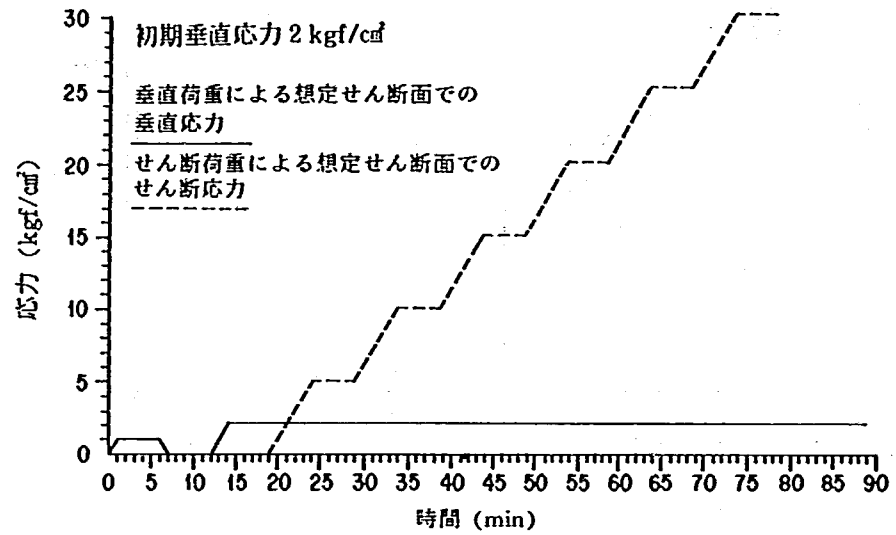


図-1.4 荷重載荷パターン

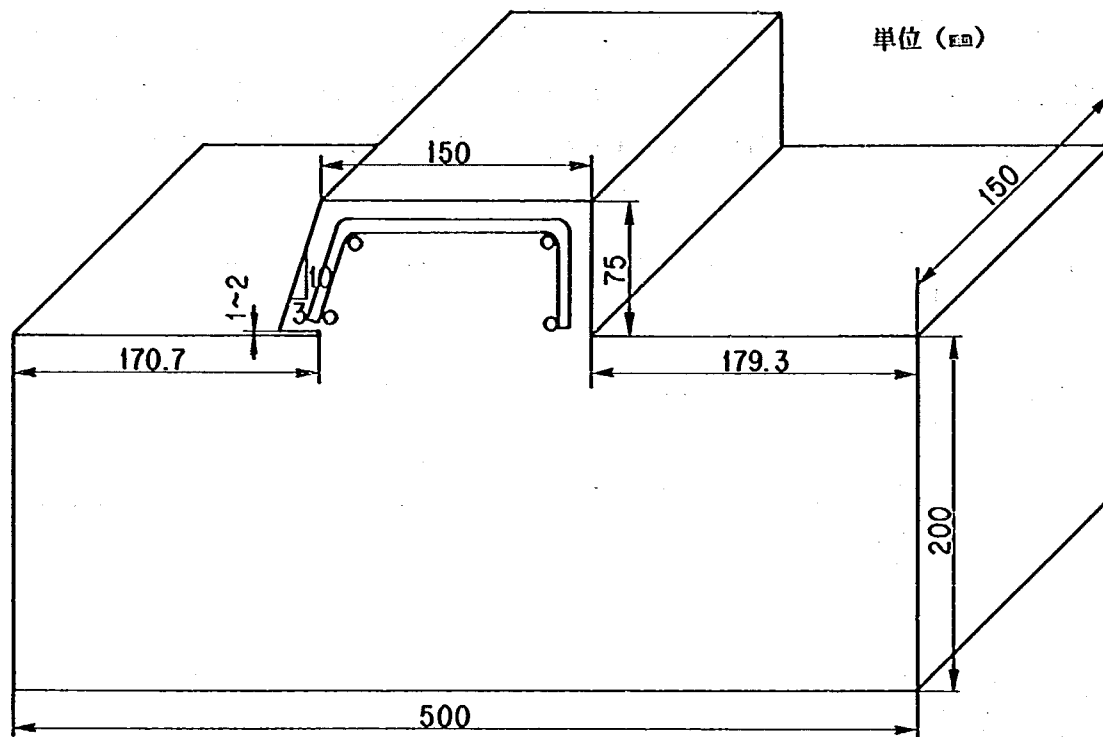


図-1.5 模型の形状および寸法

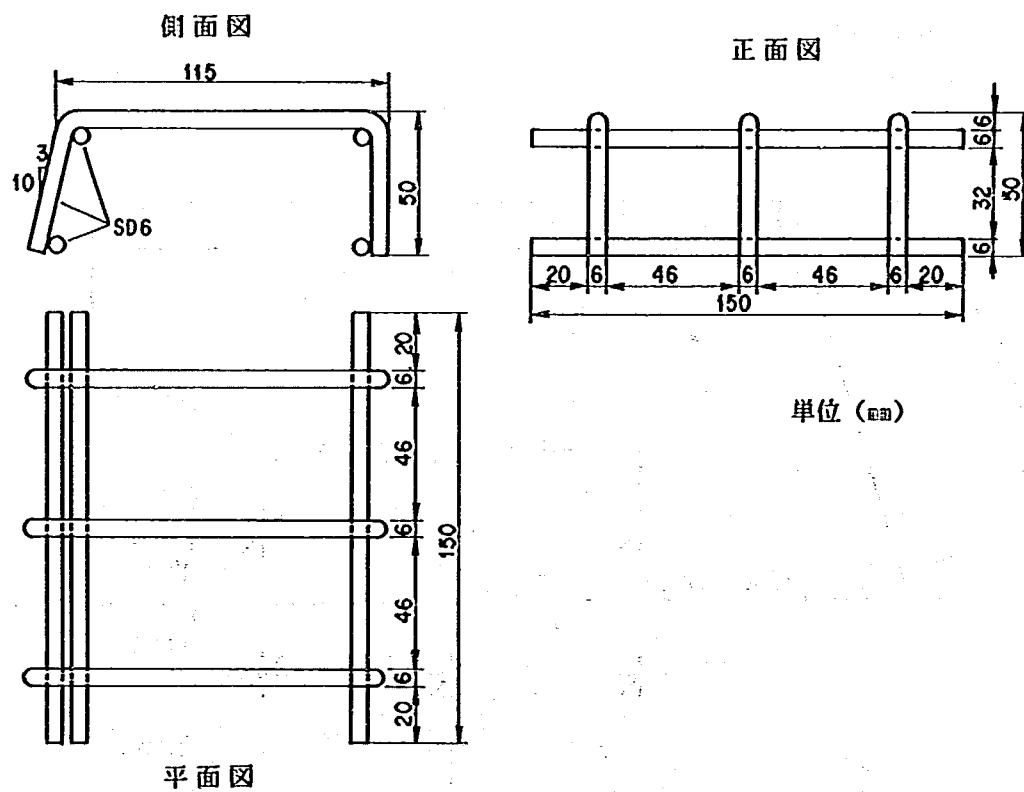


図-1.6 鉄筋の形状及び寸法

ともに、その計測を行った。

ひずみは、各初期垂直荷重に対する3つの供試体のうち1つについて、側面に3方向抵抗線型ひずみゲージ（直角3軸型ロゼット）を貼付けて計測した。ひずみゲージの貼付け位置を図-1.7に示す。計測されたひずみを式（1.5）、式（1.6）、式（1.7）に代入すると、平面応力状態での応力値が計算される。

$$\sigma_V = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_V + \nu \varepsilon_H) \quad \dots\dots\dots (1.5)$$

$$\sigma_H = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_H + \nu \varepsilon_V) \quad \dots\dots\dots (1.6)$$

$$\tau_{HV} = \frac{E}{1+\nu} \left(\varepsilon_D - \frac{\varepsilon_V + \varepsilon_H}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (1.7)$$

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
- ε_V : 鉛直ひずみ
- ε_H : 水平ひずみ

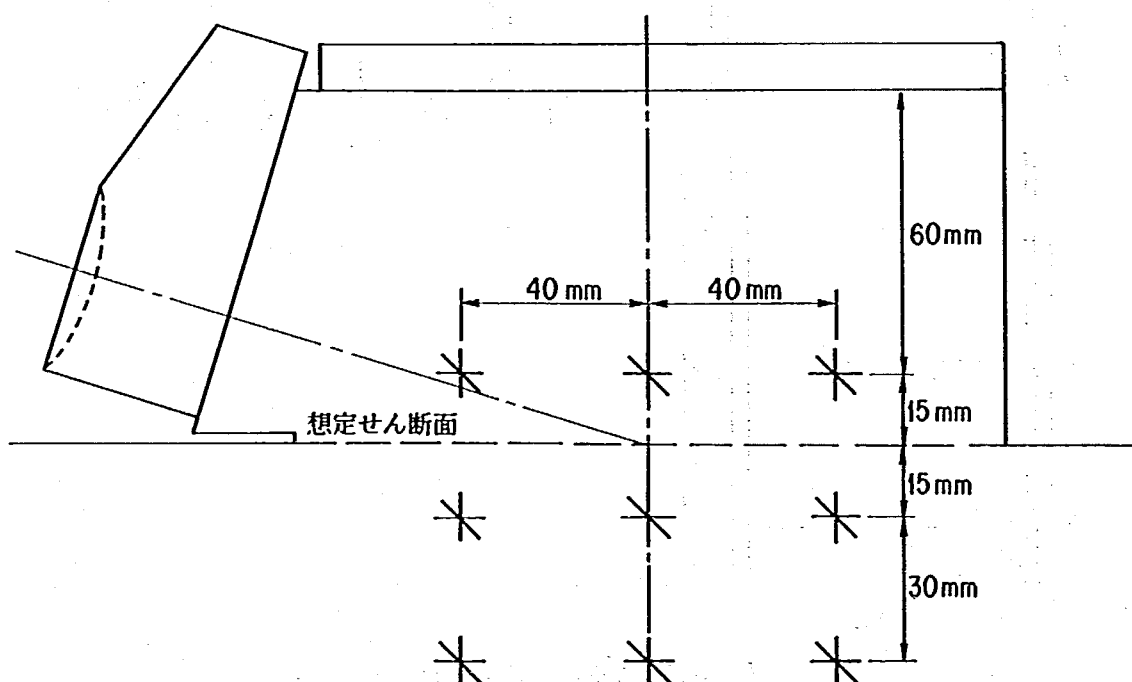


図-1.7 ひずみゲージの張り付け位置

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3本ずつ作製し、これにひずみゲージを貼付けて一軸圧縮試験を行い、一軸圧縮強度とこのときの荷重とひずみの関係から弾性係数を求めた。

また、試験後に想定せん断面から破断面までの垂直距離を1cm間隔で計測することで、破断面の形状を得た。

1.3 一面せん断試験

本試験では、亀裂のない場合のせん断強度が石膏のせん断強度となるが、これとは別に、材料試験として一面せん断試験を実施することとした。一面せん断試験には、図-1.8に示すようなダム構造研究室が保有する一面せん断試験機を用い、せん断角度 β （試験機の圧縮荷重載荷方向と強制せん断面とのなす角）を変化させて試験を行った。供試体は、一辺20cmの立方体である。このとき破壊時に想定せん断面に作用する垂直応力 σ_{sf} とせん断応力 τ_{sf} は式(1.8)、式(1.9)によって表せる。

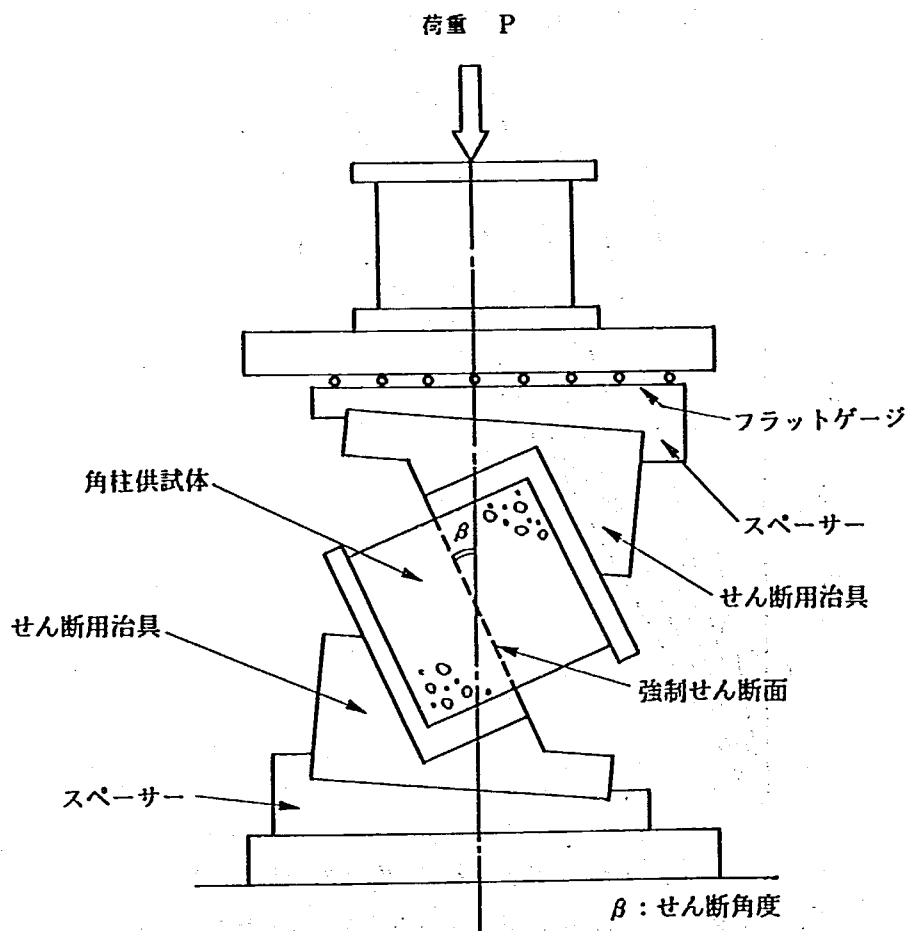


図-1.8 一面せん断試験機概略図

$$\sigma_{sf} = \frac{P_f}{A} \sin \beta \quad \dots\dots\dots (1.8)$$

$$\tau_{sf} = \frac{P_f}{A} \cos \beta \quad \dots\dots\dots (1.9)$$

ここで、

P_f : 破壊時における圧縮荷重

A : 強制せん断面の面積

である。

したがって、いくつかのせん断角度 β に対して試験を行い、これを整理すると図-1.9のようになり、せん断強度を求めることができる。そこで、一面せん断試験ではせん断角度を 10° 、 15° 、 20° 、 25° 、 30° の 5° 角度に設定し、試験を行った。

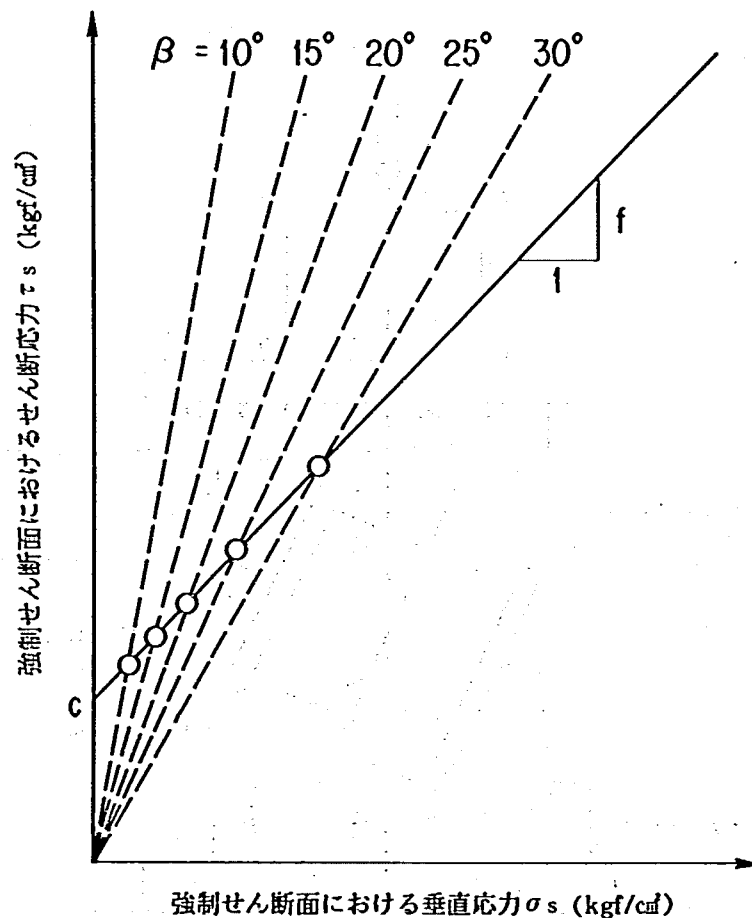


図-1.9 せん断試験結果の整理方法とせん断強度の求め方

2. 試験結果

2.1 一面せん断試験の結果

破壊時の強制せん断面での垂直応力 σ_{sf} とせん断応力 τ_{sf} の関係を表-2.1および図-2.1に示す。図-2.1には、各せん断角度毎に平均をとり、最小2乗法によって推定した破壊規準直線も同時に示している。その直線の切片と傾きにより、石膏の純せん断強度(c)は25.4kgf/cm²、内部摩擦係数(f)は0.793と推定できる。

表-2.1 石膏の一面せん断試験結果

せん断 角度 β (度)	供試体番号	破 壊 時	
		垂 直 応 力 σ_{sf} (kgf/cm ²)	せん断応力 (τ_{sf} (kgf/cm ²))
10	1	4.22	23.94
	2	5.79	32.83
15	1	9.23	34.43
	2	8.77	32.71
	3	8.80	32.84
20	1	13.94	38.30
	2	13.83	38.01
	3	14.14	38.84
	4	12.19	33.49
	5	12.08	33.20
25	1	18.69	40.08
	2	17.60	37.74
	3	19.25	41.29
	4	19.29	41.37
	5	20.29	43.50
30	1	27.56	47.73
	2	24.49	42.42
	3	26.82	46.46
	4	27.04	46.84
	5	26.93	46.65

2.2 模型せん断試験の結果

2.2.1 破壊時の垂直応力とせん断応力の関係

破壊時の想定せん断面での垂直応力 σ_{sf} とせん断応力 τ_{sf} の関係を各ケース毎に図-2.2 (1) ~ (6) および表-2.2 (1) ~ (7) に示す。なお、ケース7の結果はケース1とともに図-2.2 (1) に示している。図-2.2 (1) ~ (6) には、破壊時応力から推定した破壊規準線も示している。なお、図-2.2 (1) では、ケース7 (偏心载荷) のデータを破壊規準線の推定には用いていない。また、表-2.2には、模型作製時に同時に作製した3本の円柱供試体の一軸圧縮強度も示している。

破壊規準線の推定においては、垂直応力は垂直荷重とせん断荷重の従属変数であるため、図-2.3のようにせん断荷重の角度 θ だけ回転した座標系において最小2乗法を適用した。図-2.3のS-T座標系では、S

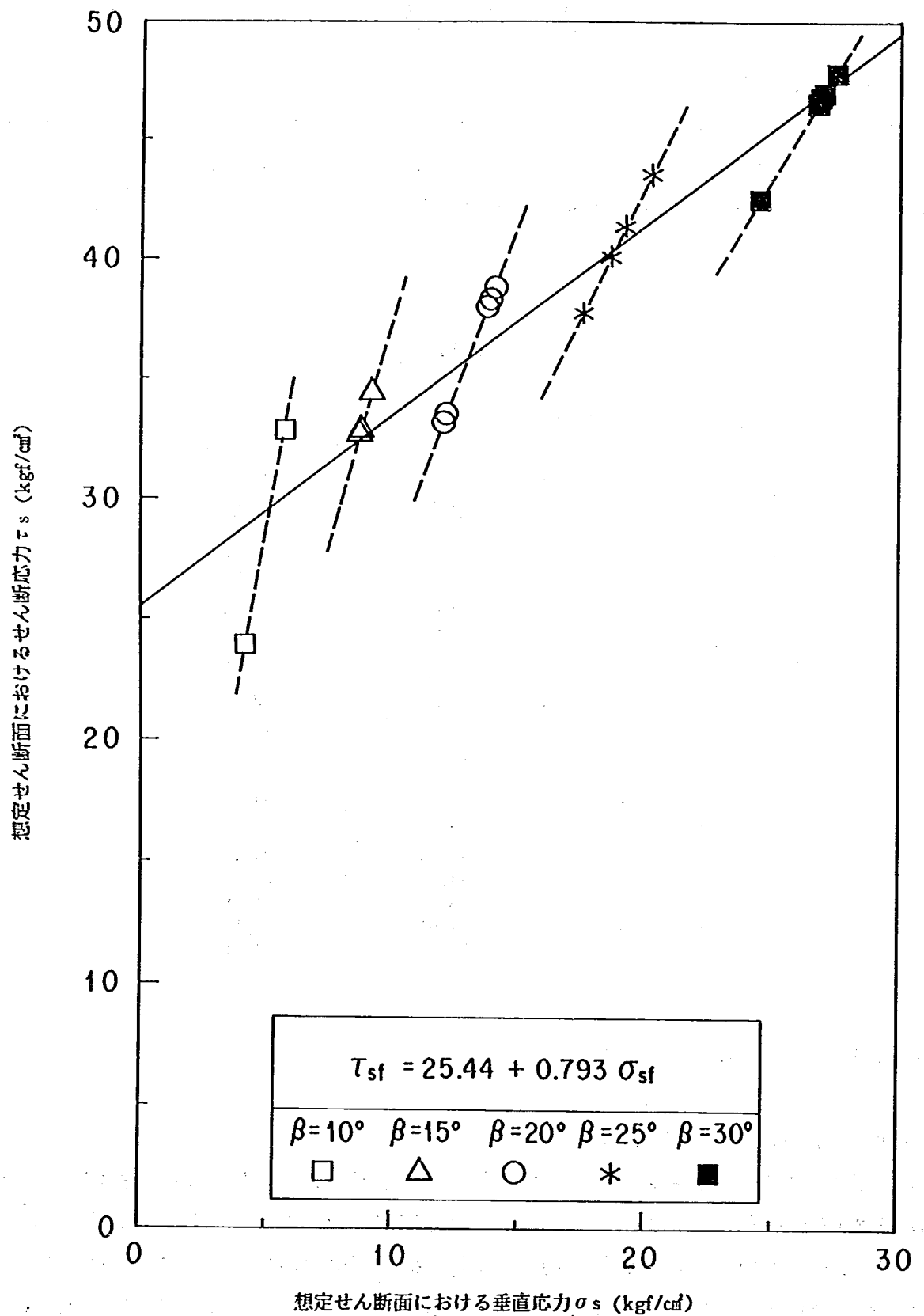


図-2.1 石膏の一面せん断試験結果

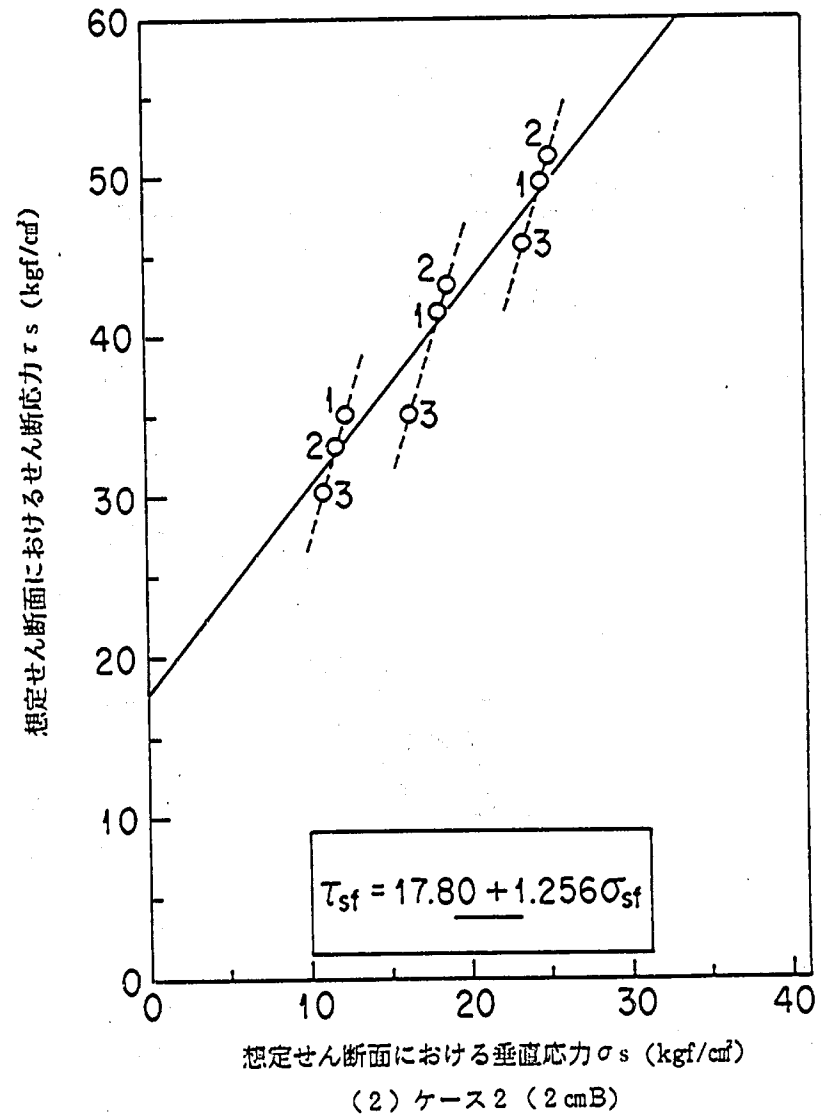
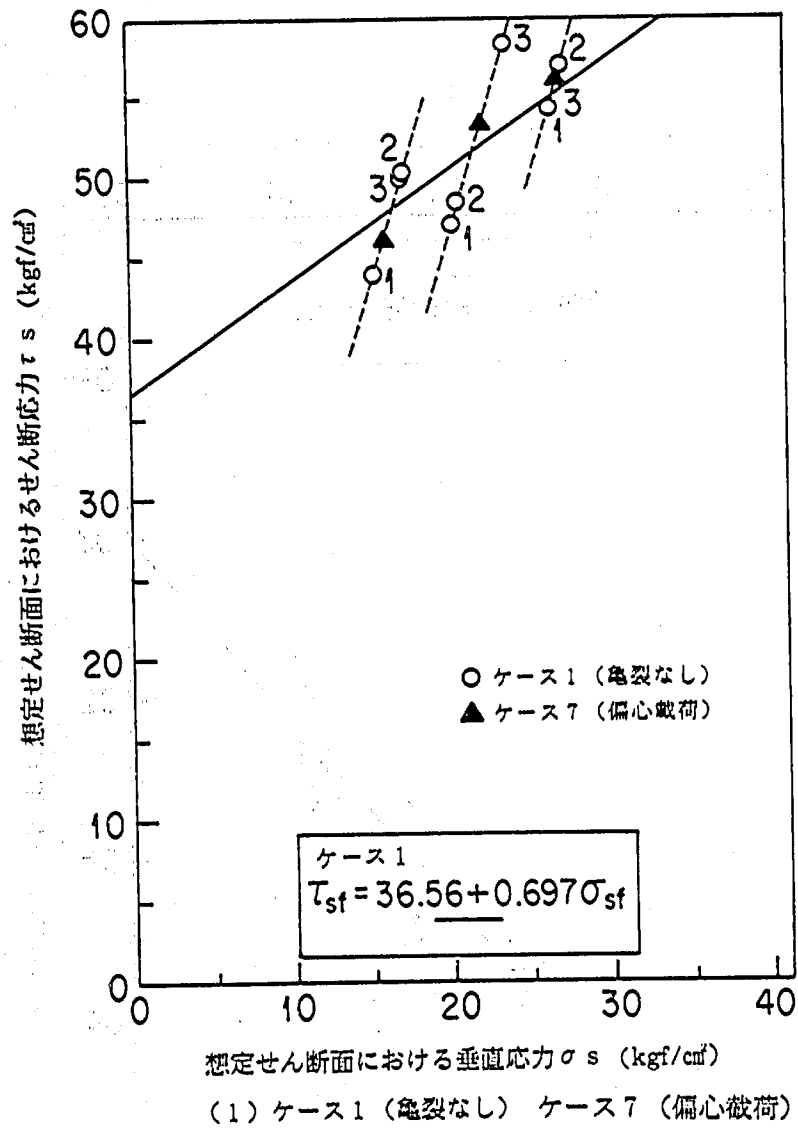


図-2.2 せん断強度

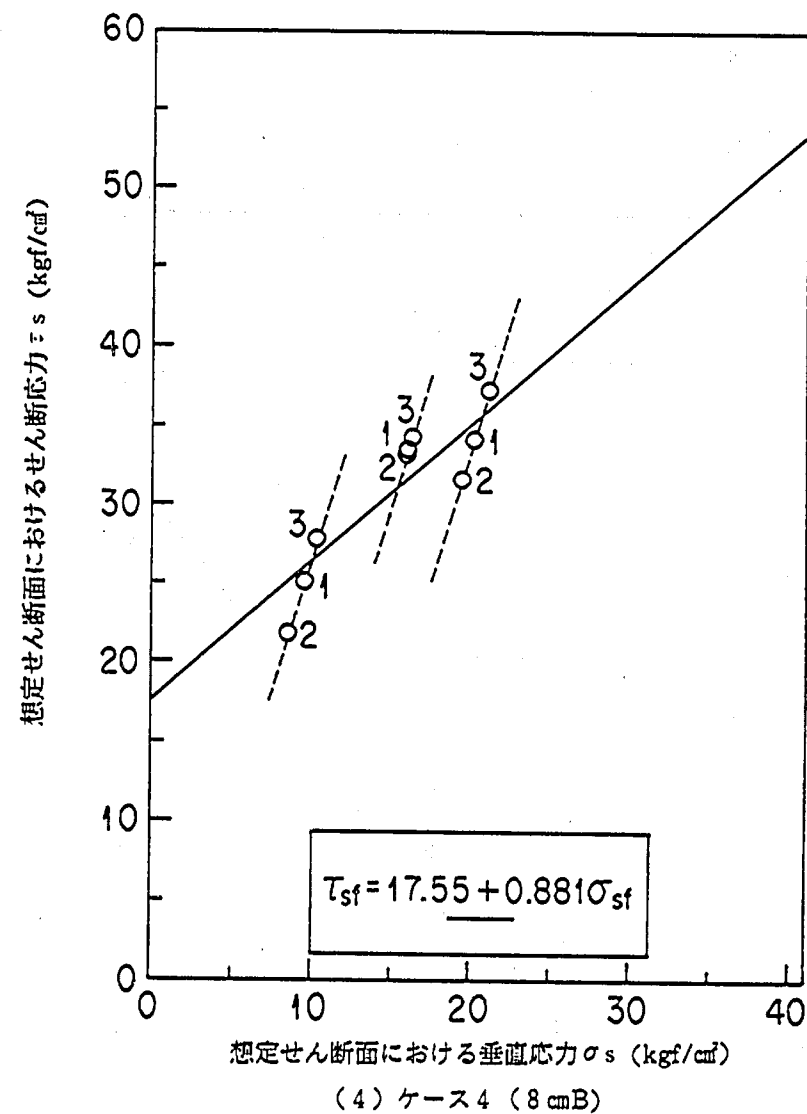
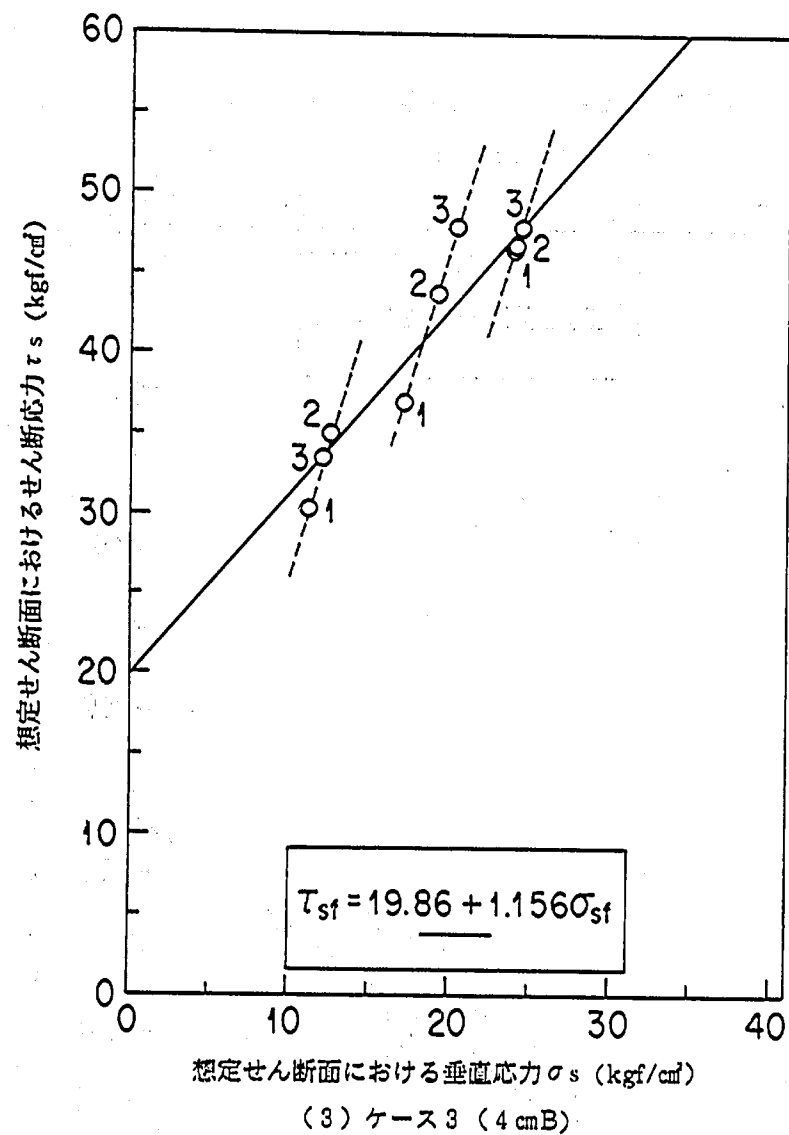


図-2.2 せん断強度

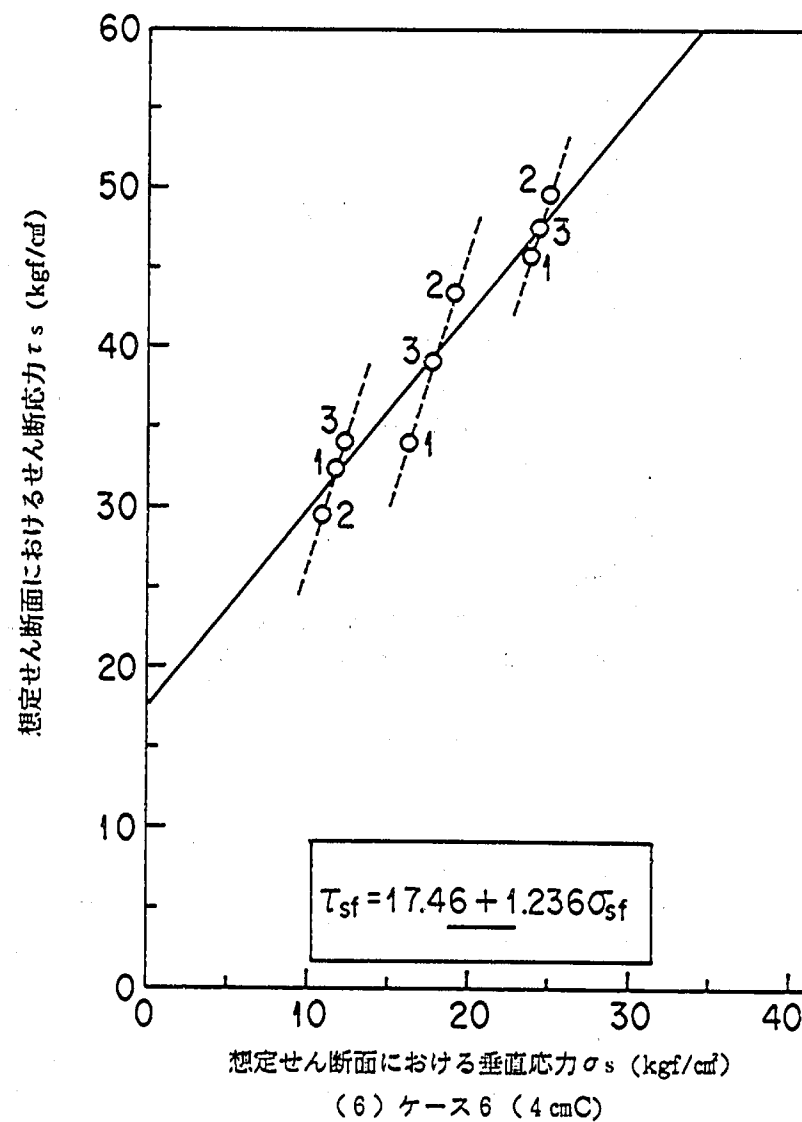
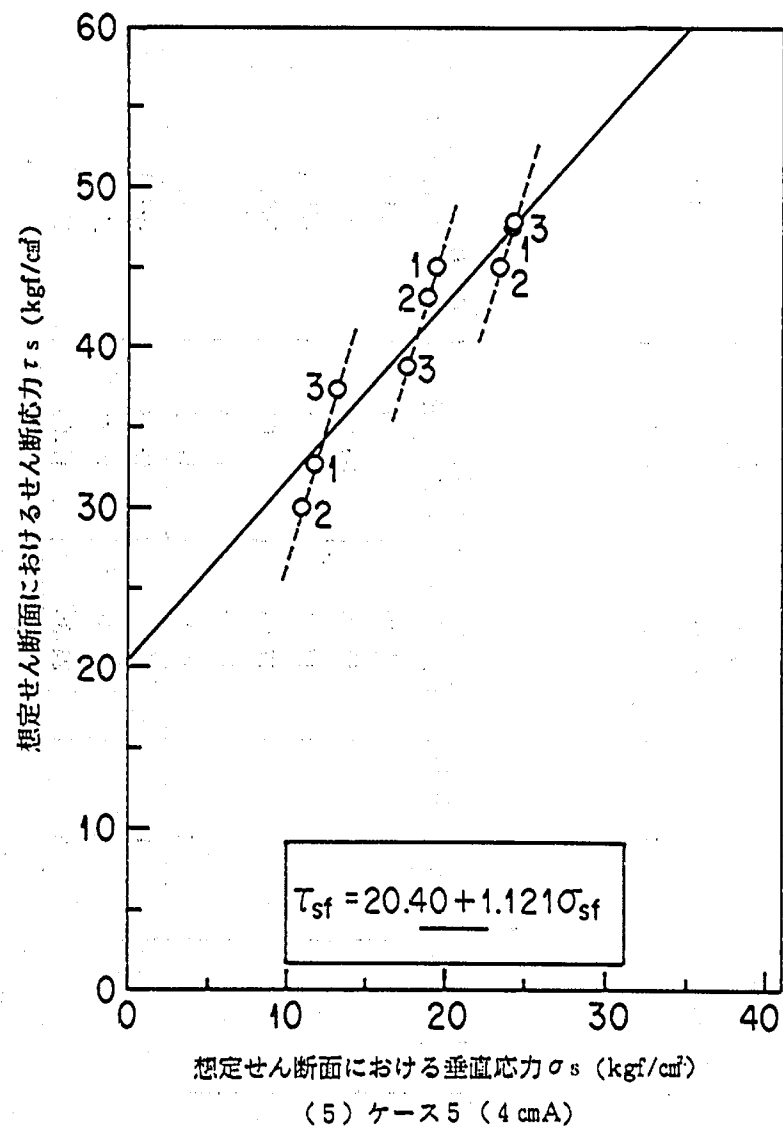


図-2.2 せん断強度

表-2.2 破壊時のせん断応力と垂直応力

単位 (kgf/cm²)

(1)

	初期 垂直応力	供試体番号	破 壊 時		円 柱 供 試 体 一 軸 圧 縮 強 度
			垂 直 応 力	せん断応力	
ケ ー ス 1	2	1	15.17	43.98	180.9
		2	17.06	50.29	182.6
		3	16.97	50.00	187.8
	6	1	20.09	47.05	178.3
		2	20.51	48.45	167.6
		3	23.45	58.28	221.6
	10	1	26.23	54.22	217.5
		2	27.04	56.92	182.6
		3	26.25	54.28	193.4

(2)

	初期 垂直応力	供試体番号	破 壊 時		円 柱 供 試 体 一 軸 圧 縮 強 度
			垂 直 応 力	せん断応力	
ケ ー ス 2	2	1	12.52	35.14	173.1
		2	11.92	33.14	191.5
		3	11.07	30.28	177.6
	6	1	18.45	41.58	174.4
		2	18.96	43.28	182.0
		3	16.53	35.18	179.4
	10	1	24.87	49.68	200.0
		2	25.38	51.37	208.1
		3	23.72	45.84	188.6

(3)

	初期 垂直応力	供試体番号	破 壊 時		円 柱 供 試 体 一 軸 圧 縮 強 度
			垂 直 応 力	せん断応力	
ケ ー ス 3	2	1	11.10	30.40	174.3
		2	12.48	35.00	190.1
		3	12.04	33.52	171.6
	6	1	17.08	37.00	166.8
		2	19.09	43.73	182.2
		3	20.35	47.93	221.5
	10	1	23.96	46.63	192.9
		2	24.01	46.81	201.2
		3	24.35	47.93	185.6

(4)

	初期 垂直応力	供試体番号	破 壊 時		円柱供試体 一軸圧縮強度
			垂直応力	せん断応力	
ケ ー ス 4	2	1	9.50	25.06	175.1
		2	8.50	21.72	219.4
		3	10.31	27.76	181.8
	6	1	16.07	33.62	186.4
		2	15.99	33.36	180.1
		3	16.28	34.34	180.6
	10	1	20.24	34.22	191.7
		2	19.49	31.69	163.1
		3	21.18	37.33	172.1

(5)

	初期 垂直応力	供試体番号	破 壊 時		円柱供試体 一軸圧縮強度
			垂直応力	せん断応力	
ケ ー ス 5	2	1	11.79	32.71	177.9
		2	10.98	30.00	186.3
		3	13.17	37.30	178.0
	6	1	19.49	45.06	182.2
		2	18.92	43.14	187.0
		3	17.60	38.76	187.8
	10	1	24.24	47.56	203.9
		2	23.50	45.08	193.1
		3	24.33	47.87	163.9

(6)

	初期 垂直応力	供試体番号	破 壊 時		円柱供試体 一軸圧縮強度
			垂直応力	せん断応力	
ケ ー ス 6	2	1	11.70	32.41	174.2
		2	10.84	29.53	172.5
		3	12.19	34.03	178.4
	6	1	16.17	33.98	177.9
		2	19.01	43.47	191.9
		3	17.69	39.04	178.5
	10	1	23.71	45.79	200.7
		2	24.87	49.68	164.6
		3	24.25	47.61	198.3

(7)

	初期 垂直応力	供試体番号	破 壊 時		円柱供試体 一軸圧縮強度
			垂直応力	せん断応力	
ケ ー ス 7	2	1	15.81	46.12	185.3
	6	1	21.92	53.16	181.7
	10	1	26.88	56.39	180.6

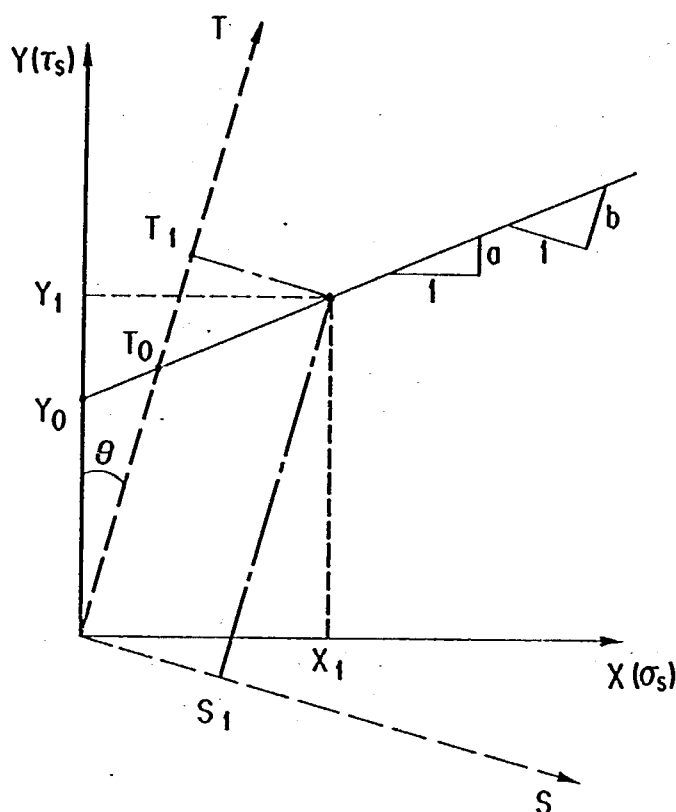


図-2.3 座標系の回転

は垂直荷重のみの変数となり、独立変数と考えることができる。X-Y座標系 (σ_s - τ_s 座標系のこと) での点 (X_1, Y_1) 、直線 $Y=Y_0+aX$ が、S-T座標系において (S_1, T_1) 、 $T=T_0+bS$ であるとする、それらの関係は次のような式で表される。

$$\begin{cases} S_1 = X_1 \cos \theta - Y_1 \sin \theta & \dots\dots\dots (2.1) \\ T_1 = X_1 \sin \theta + Y_1 \cos \theta & \dots\dots\dots (2.2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_1 = S_1 \cos \theta + T_1 \sin \theta & \dots\dots\dots (2.3) \\ Y_1 = -S_1 \sin \theta + T_1 \cos \theta & \dots\dots\dots (2.4) \end{cases}$$

$$\begin{cases} a = \frac{b \cos \theta - \sin \theta}{b \sin \theta + \cos \theta} & \dots\dots\dots (2.5) \end{cases}$$

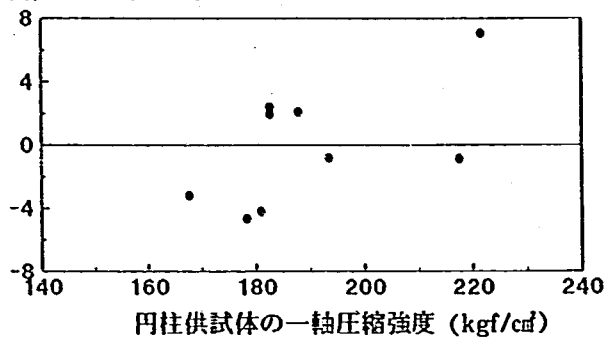
$$\begin{cases} Y_0 = T_0 \cos \theta - a T_0 \sin \theta & \dots\dots\dots (2.6) \end{cases}$$

$$\begin{cases} b = \frac{a \cos \theta + \sin \theta}{-a \sin \theta + \cos \theta} & \dots\dots\dots (2.7) \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_0 = Y_0 \cos \theta + b Y_0 \sin \theta & \dots\dots\dots (2.8) \end{cases}$$

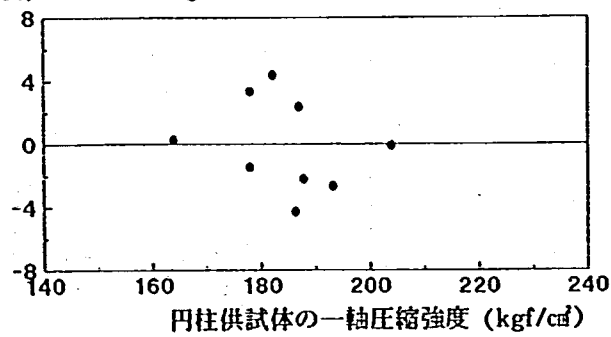
図-2.4に、せん断強度の試験値に対する推定破壊規準線(回帰線)からの残差(せん断角度 θ 回転したS-T座標系における残差: 図-2.5を参照)とこれと同一のバッチから作製した円柱供試体の一軸圧縮強度

回帰線からの残差 (kgf/cm²)



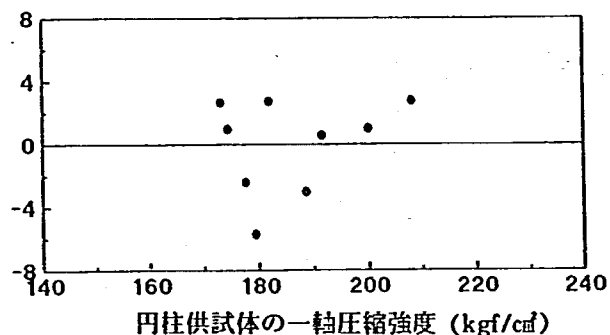
(1) ケース 1 (亀裂なし)

回帰線からの残差 (kgf/cm²)



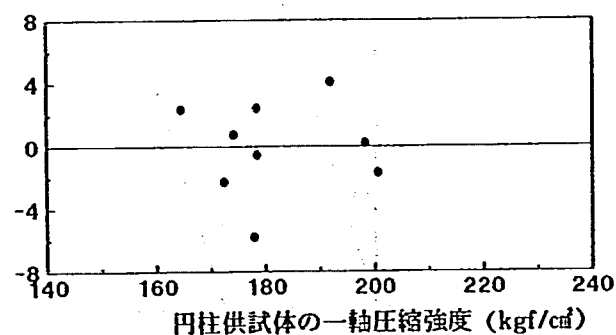
(5) ケース 5 (4 cmA)

回帰線からの残差 (kgf/cm²)



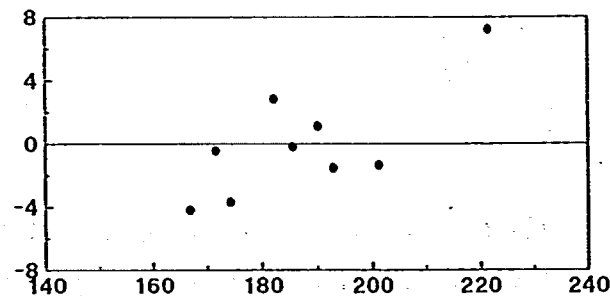
(2) ケース 2 (2 cmB)

回帰線からの残差 (kgf/cm²)



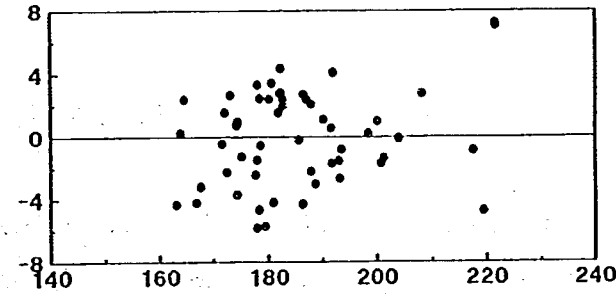
(6) ケース 6 (4 cmC)

回帰線からの残差 (kgf/cm²)



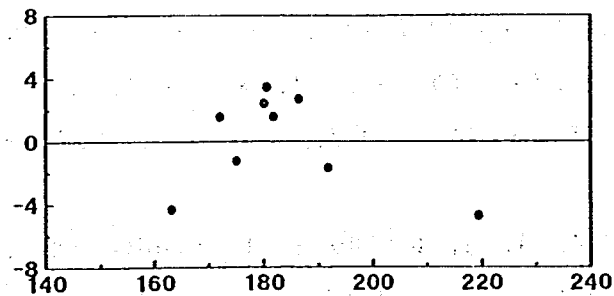
円柱供試体の一軸圧縮強度 (kgf/cm²)
(3) ケース 3 (4 cmB)

回帰線からの残差 (kgf/cm²)



円柱供試体の一軸圧縮強度 (kgf/cm²)
(7) ケース 1~6

回帰線からの残差 (kgf/cm²)



円柱供試体の一軸圧縮強度(kgf/cm²)
(4) ケース 4 (8 cmB)

図-2.4 一軸圧縮強度と岩盤模型のせん断強度の関係

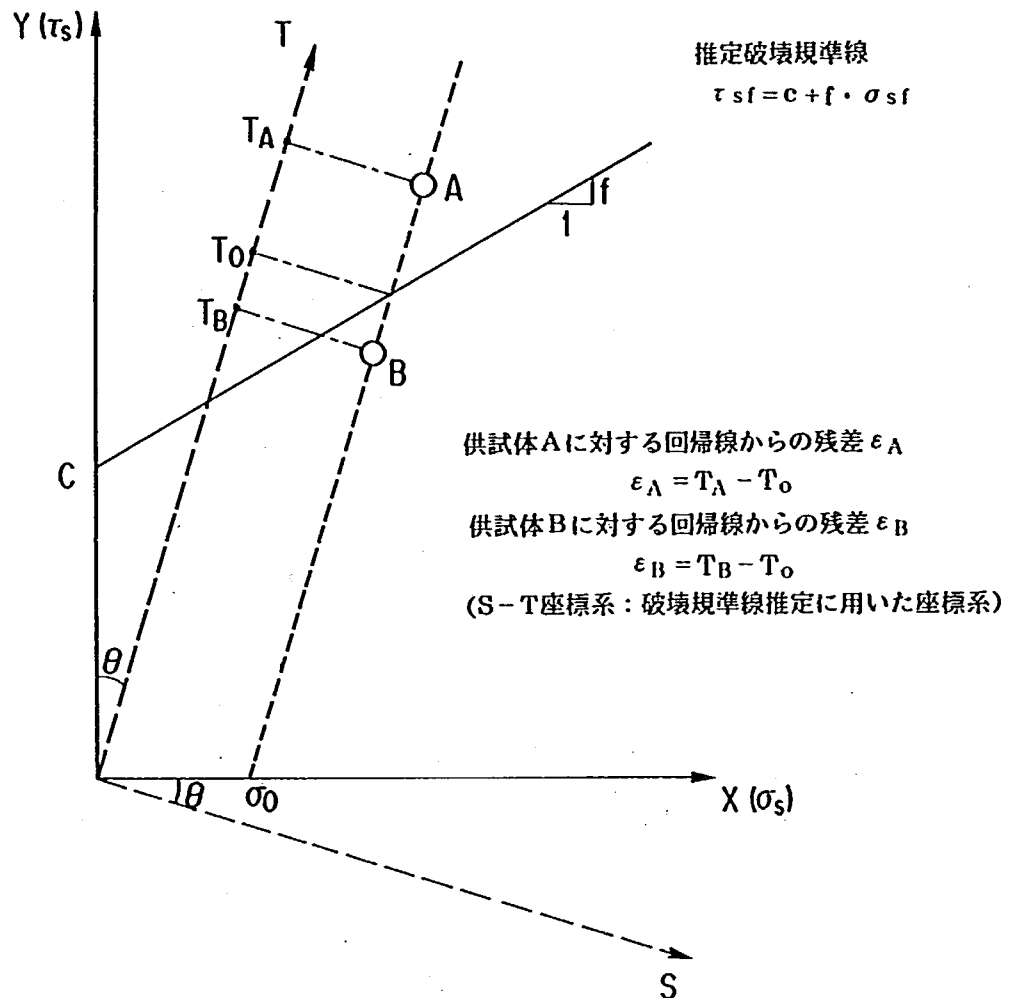


図-2.5 回帰線からの残差

との関係を示した。ケース1，3の場合には，若干の相関が見られるものの，全体としては相関が小さい結果となっている。したがって，せん断ブロック内部の補強鉄筋の配置位置の微妙なずれ，導入した水平亀裂の状態，岩盤模型内部での石膏材料強度のばらつき，模型と载荷枠との馴染み，垂直荷重およびせん断荷重の微少なずれなども原因となり，模型せん断試験における同じ初期垂直応力での試験結果のばらつきが生じたものと考えられる。

推定した破壊規準線の切片，傾きから求めた純せん断強度（c）と内部摩擦係数（f）の値を表-2.3に示す。また，水平亀裂の長さによる試験結果の差を図-2.6（1）（ケース1，2，3，4）に，水平亀裂の位置による試験結果の差を図-2.6（2）（ケース3，5，6）に示す。また，各ケース毎に推定した破壊規準線をまとめて図-2.7に示す。

これらの図より，①ケース1（亀裂無し）と②ケース2，3，5，6と③ケース4（8cmB）の3つに大きく強度が分かれていることがわかる。なお，②ケース2，3，5，6と③ケース4は，純せん断強度が17～21kgf/cm²でほぼ同じであるが，内部摩擦係数は，前者が約1.2，後者が0.881と大きく異なっている。

なお，ケース7（偏心载荷）では，図-2.2（1）に示すように，ほとんどケース1の破壊規準線に近い強度を示している。今回のように，垂直荷重の位置をずらして偏心を与えた場合には，せん断荷重を増加さ

せていくにつれて、偏心量（[想定せん断面の中心点まわりの全荷重によるモーメント（垂直荷重によって生じるモーメント）] / [全垂直荷重（せん断荷重の垂直方向成分と垂直荷重を加えた量）]）が小さくなっていく。よって、亀裂のない場合のように強度が大きく、破壊時のせん断荷重が大きいものでは、偏心量が小さくなり、偏心の影響が現れにくかったものと思われる。

表-2.3 せん断強度

ケース	純せん断強度 σ_s (kgf/cm ²)	内部摩擦係数 f
1	36.56	0.697
2	17.80	1.256
3	19.86	1.156
4	17.55	0.881
5	20.40	1.121
6	17.46	1.236

2.2.2 破壊に至るまでの亀裂の発生状態と破断面の形状

1) 破壊に至るまでの亀裂の発生状態

試験時に観察された破壊に至るまでの供試体に入る亀裂の特徴を、各ケース毎に示すと図-2.8（1）～（6）のようになる。実線で示したものは、半分以上の供試体に生じた亀裂で、破線で示したものは発生した供試体数が少ないものである。各ケース毎に破壊に至るまでの亀裂の発生状況をまとめると以下のようになる。

〔ケース1〕ブロックの前端（図-2.8の④点）からほぼ鉛直下方に亀裂が入り、徐々に後方（図-2.8上で右方向）に曲がっていた。全供試体に亀裂が観察された。

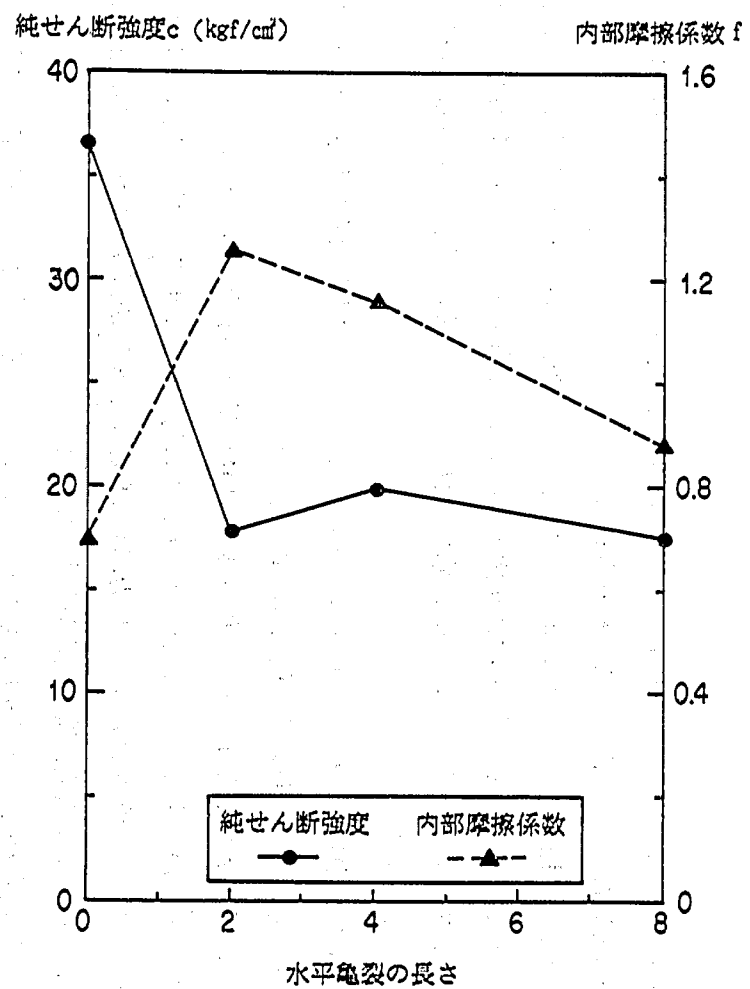
〔ケース2〕ケース1と同様な亀裂が全供試体に入っていたが、その角度は幾分寝ていた。また、少数ではあるが、想定せん断面上に導入した水平亀裂の前後に図-2.8上で右下がり（ブロック前面側から背面側に向かって下がった方向）の亀裂が入っていた。水平亀裂の前後の亀裂は、両方とも入るものと、どちらか片方に入るものとがあった。

〔ケース3〕ケース2と同様に、ブロックの前端と想定せん断面上に導入した水平亀裂の前後に亀裂が入っていた。ブロック前端的亀裂は多くの供試体に生じていた。

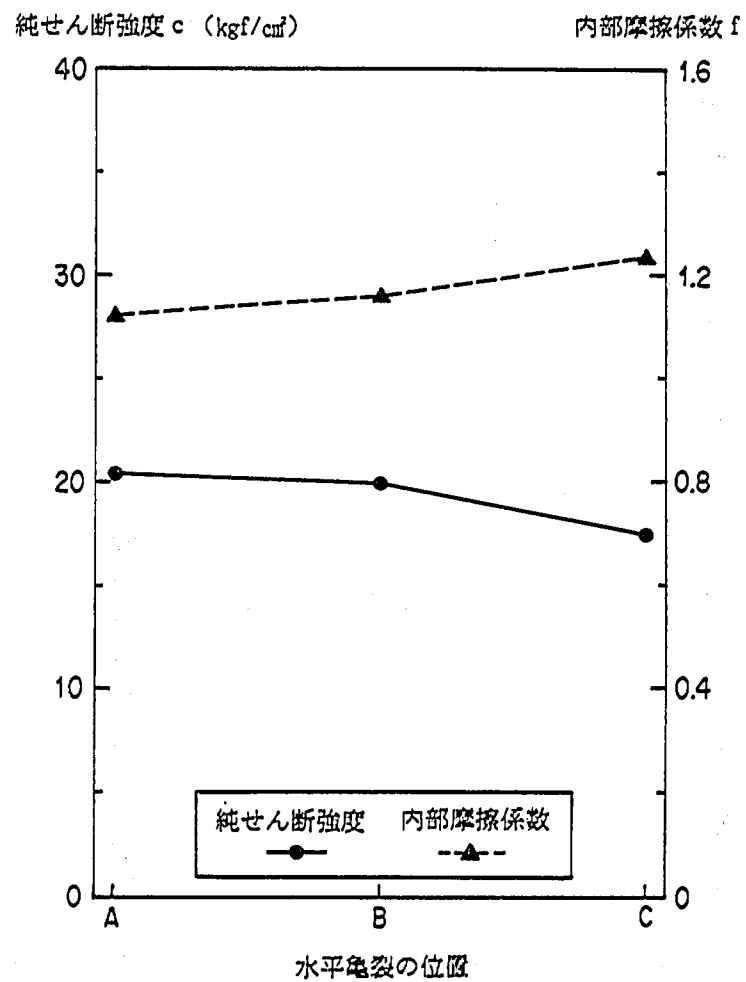
〔ケース4〕亀裂はほとんど目立たず、2つの供試体に短い亀裂がみられただけであった。

〔ケース5〕亀裂は全供試体に発生したが、想定せん断面上に導入した水平亀裂後端の亀裂が生じた供試体が多かった。ブロック前端的亀裂は初期垂直応力が2 kgf/cm²、6 kgf/cm²の場合に多く、初期垂直応力が10 kgf/cm²の場合にはすべて水平亀裂後端に亀裂が発生していた。

〔ケース6〕ほぼ全供試体で図-2.8（6）に示したようなブロック前端と想定せん断面上に導入した水平亀裂の前端の亀裂が生じた。



(1) 水平亀裂の位置がBの場合 (ケース 1, 2, 3, 4)



(2) 水平亀裂の長さが4 cmの場合 (ケース 3, 5, 6)

図-2.6 岩盤模型のせん断強度の比較

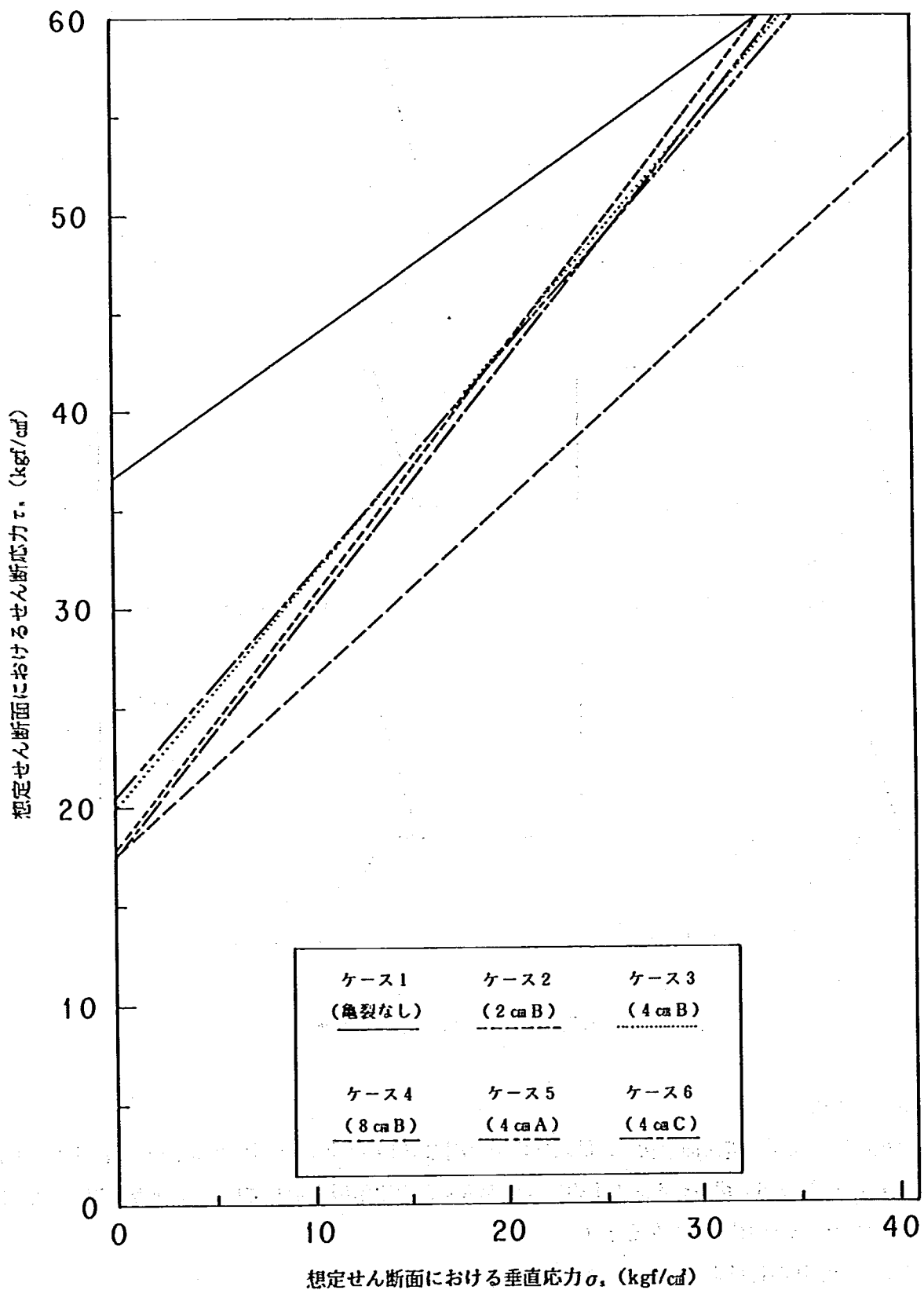


図-2.7 せん断強度の比較 (ケース1~6)

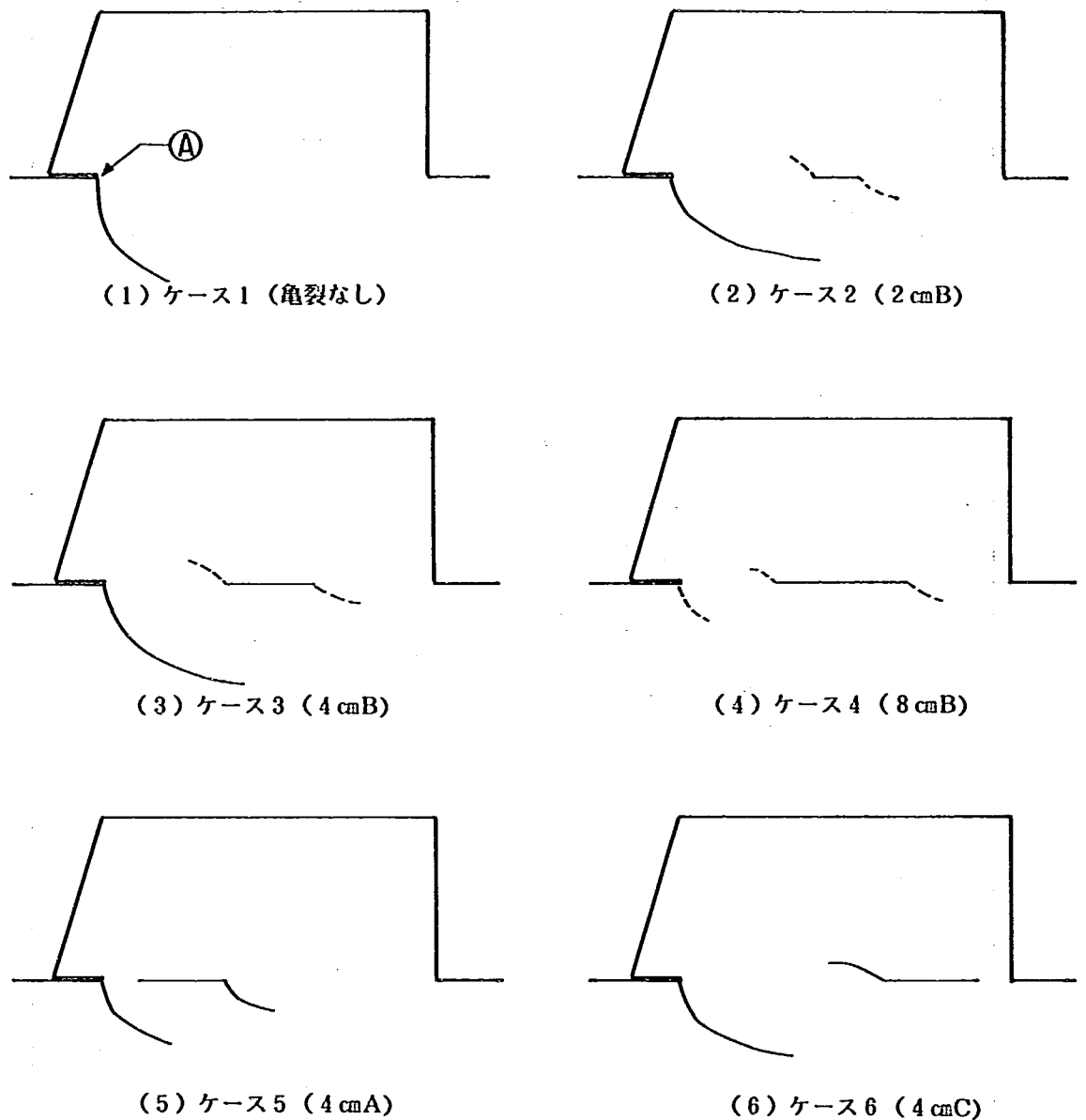


図-2.8 破壊に至るまでの亀裂の発生状況

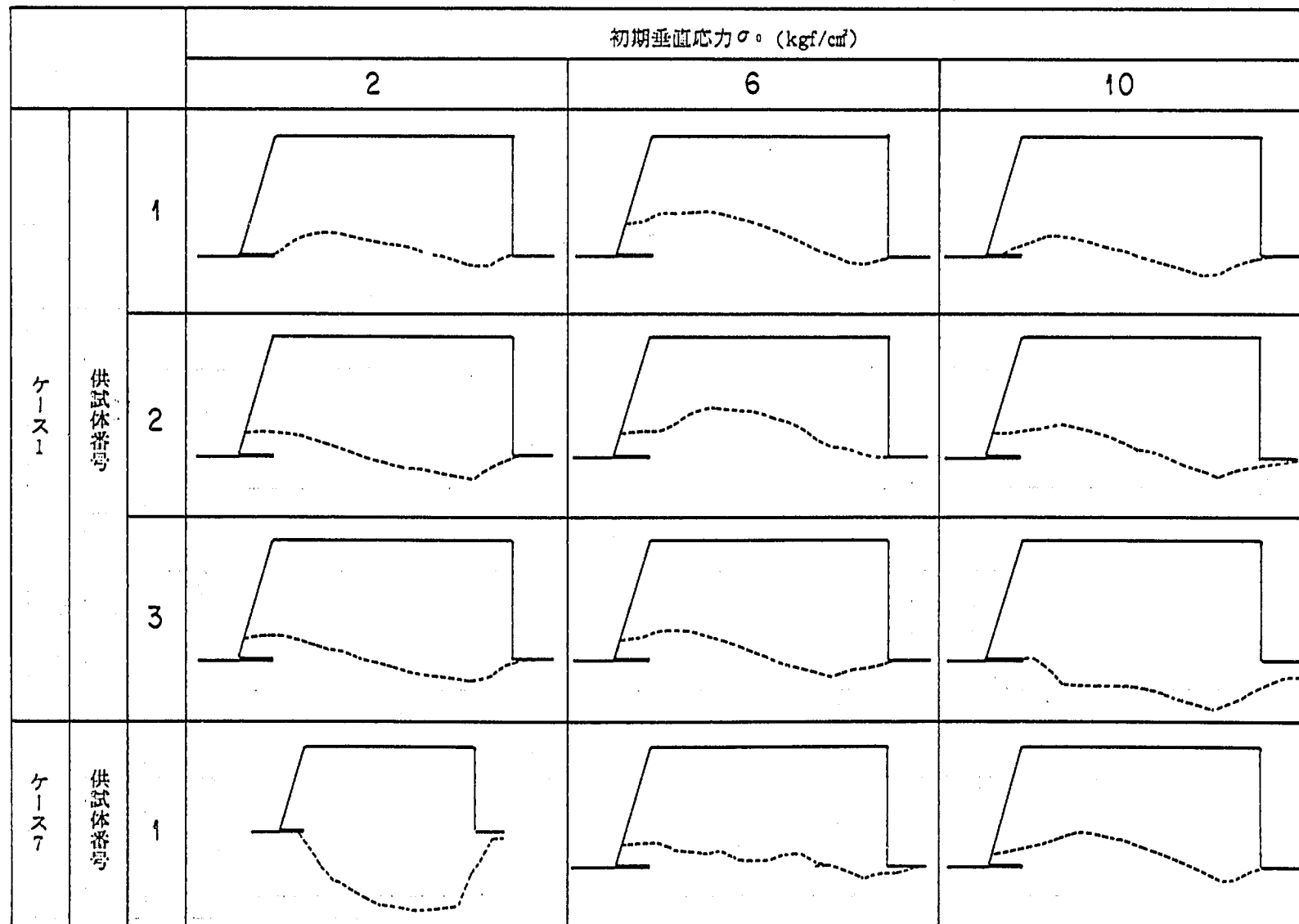
2) 破断面の形状

破壊した後の岩盤模型の破断面形状を、供試体の中央測線で1 cm間隔に計測した結果を、図-2.9 (1) ~ (6) に示す (図-2.9で想定せん断面上の実線は導入した水平亀裂を示している)。また、写真-2.1にせん断破壊された供試体の代表的な例を示す。

これらの破断面形状の特徴を整理すると次のとおりである。

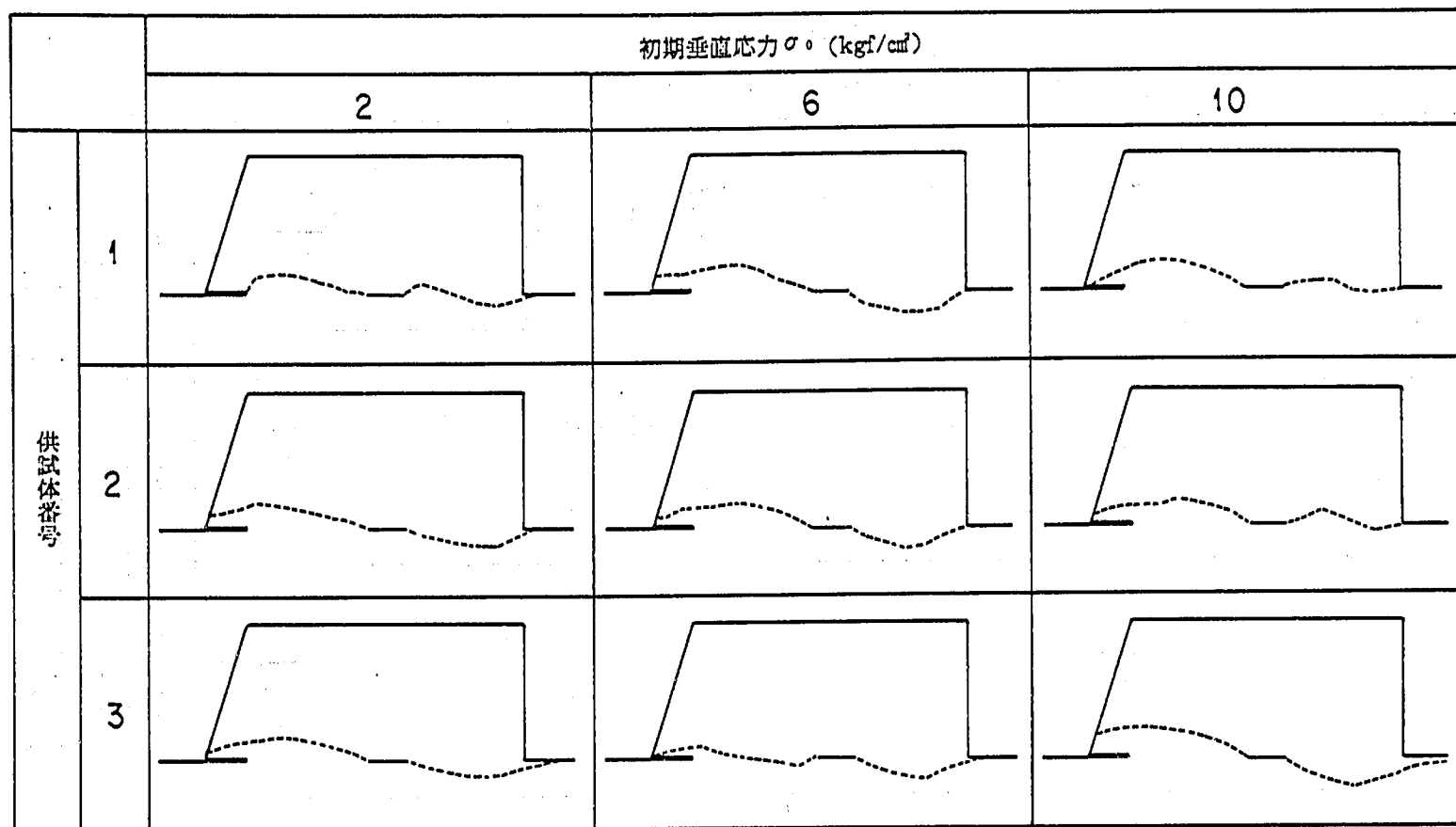
[水平亀裂を導入しない場合 (ケース1, ケース7)]

水平亀裂のないものでは、破断面が想定せん断面を途中で横切るものが多かった。その横切る位置は、中央が多いものの定まっておらず、その破断形状によるせん断強度の違いも明確には見られない。



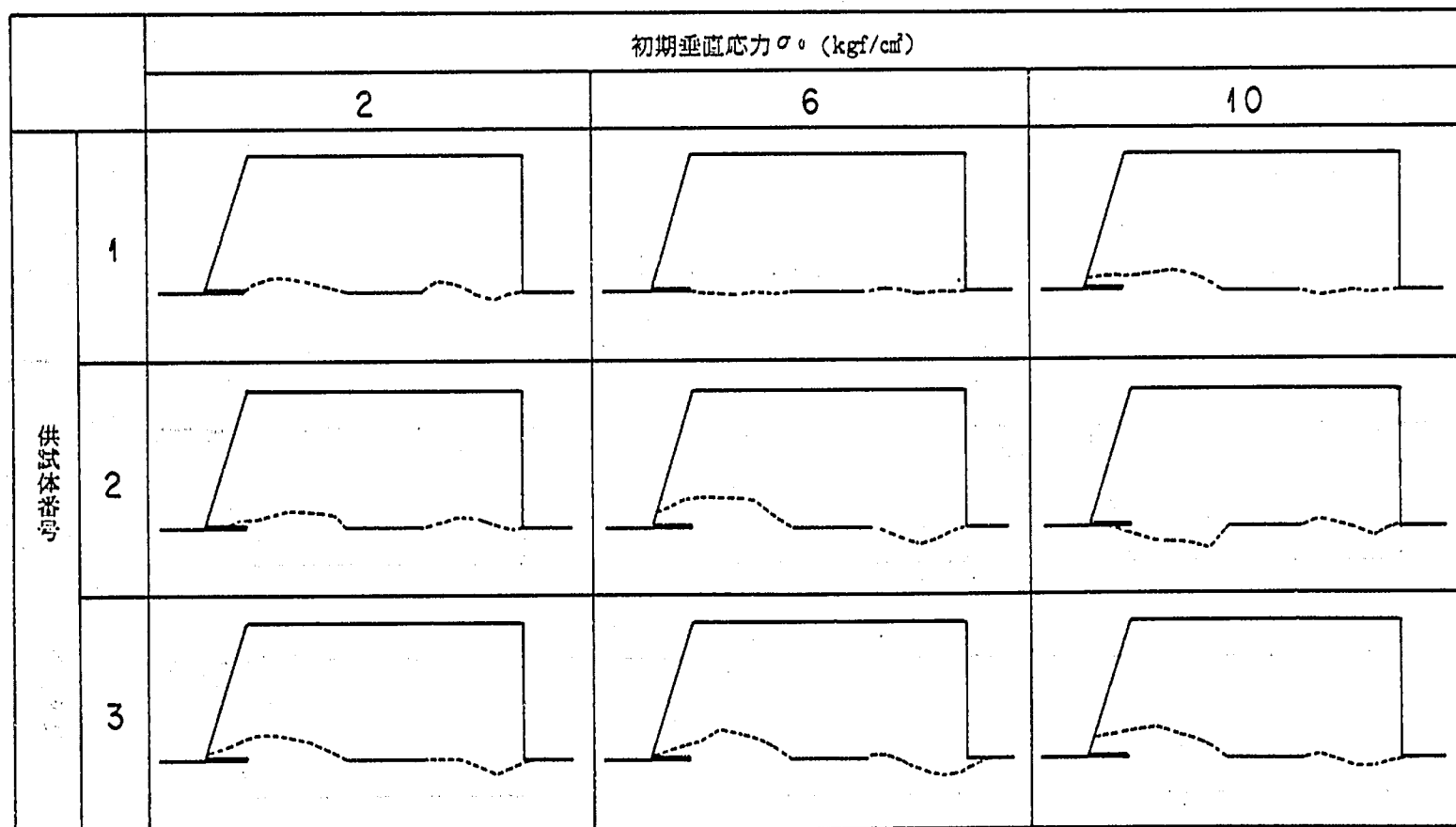
(1) ケース1 (亀裂なし) およびケース7 (偏心載荷)

図-2.9 破断面形状



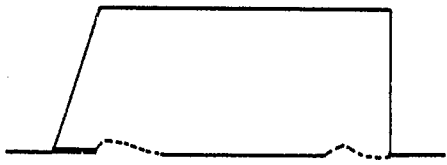
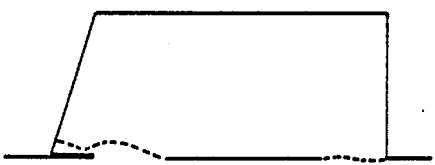
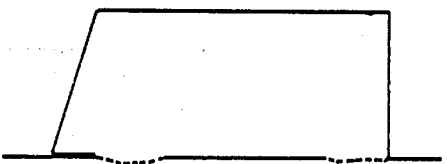
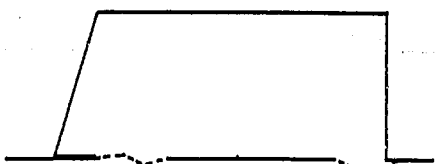
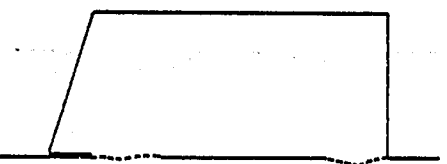
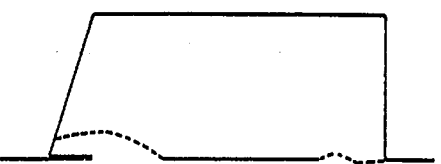
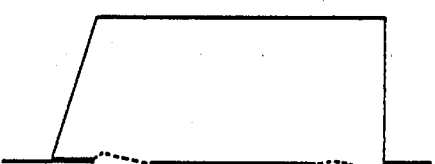
(2) ケース 2 (2 cmB)

図-2.9 破断面形状



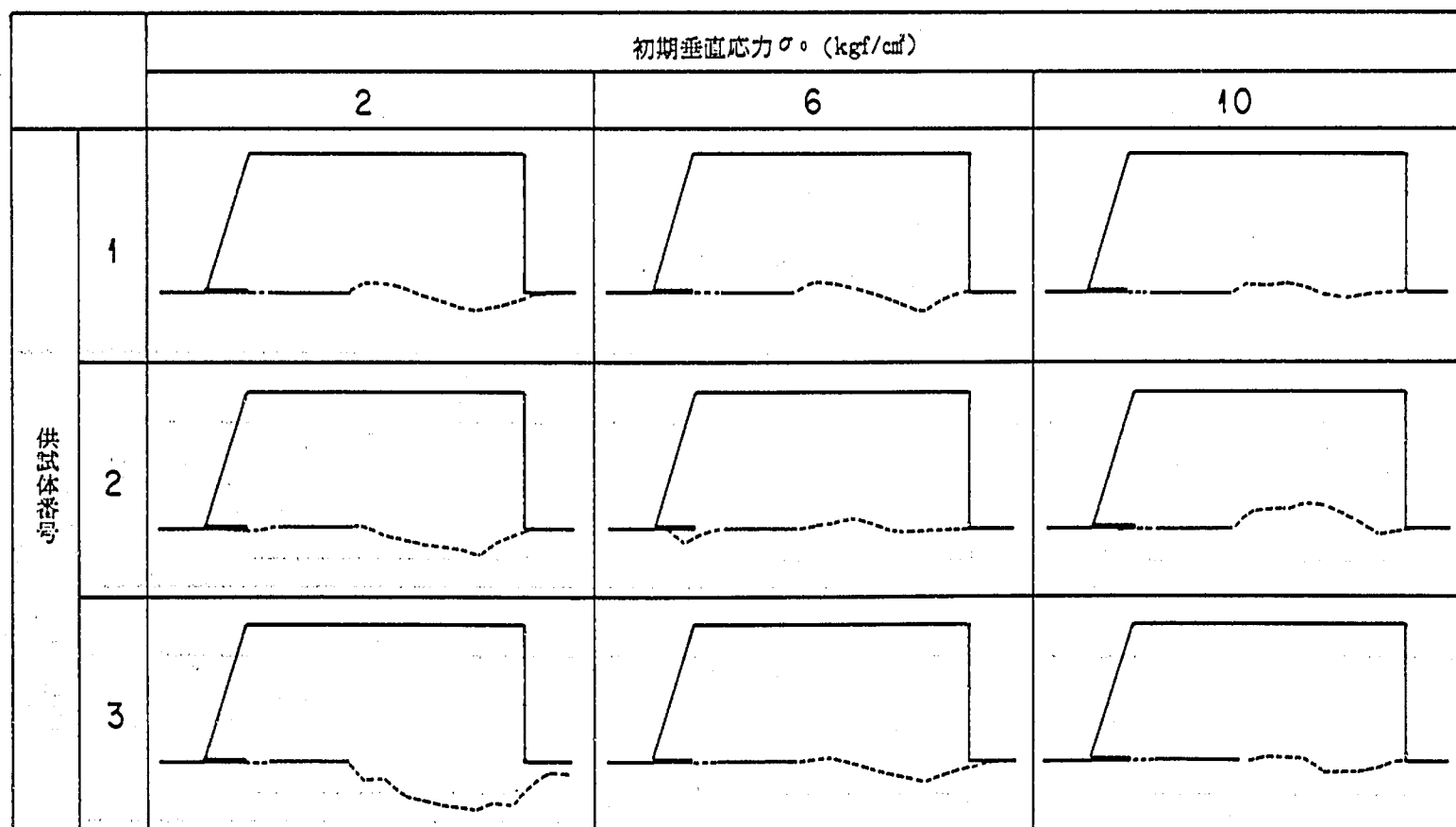
(3) ケース 3 (4 cmB)

図-2.9 破断面形状

		初期垂直応力 σ_0 (kgf/cm ²)		
		2	6	10
供試体番号	1			
	2			
	3			

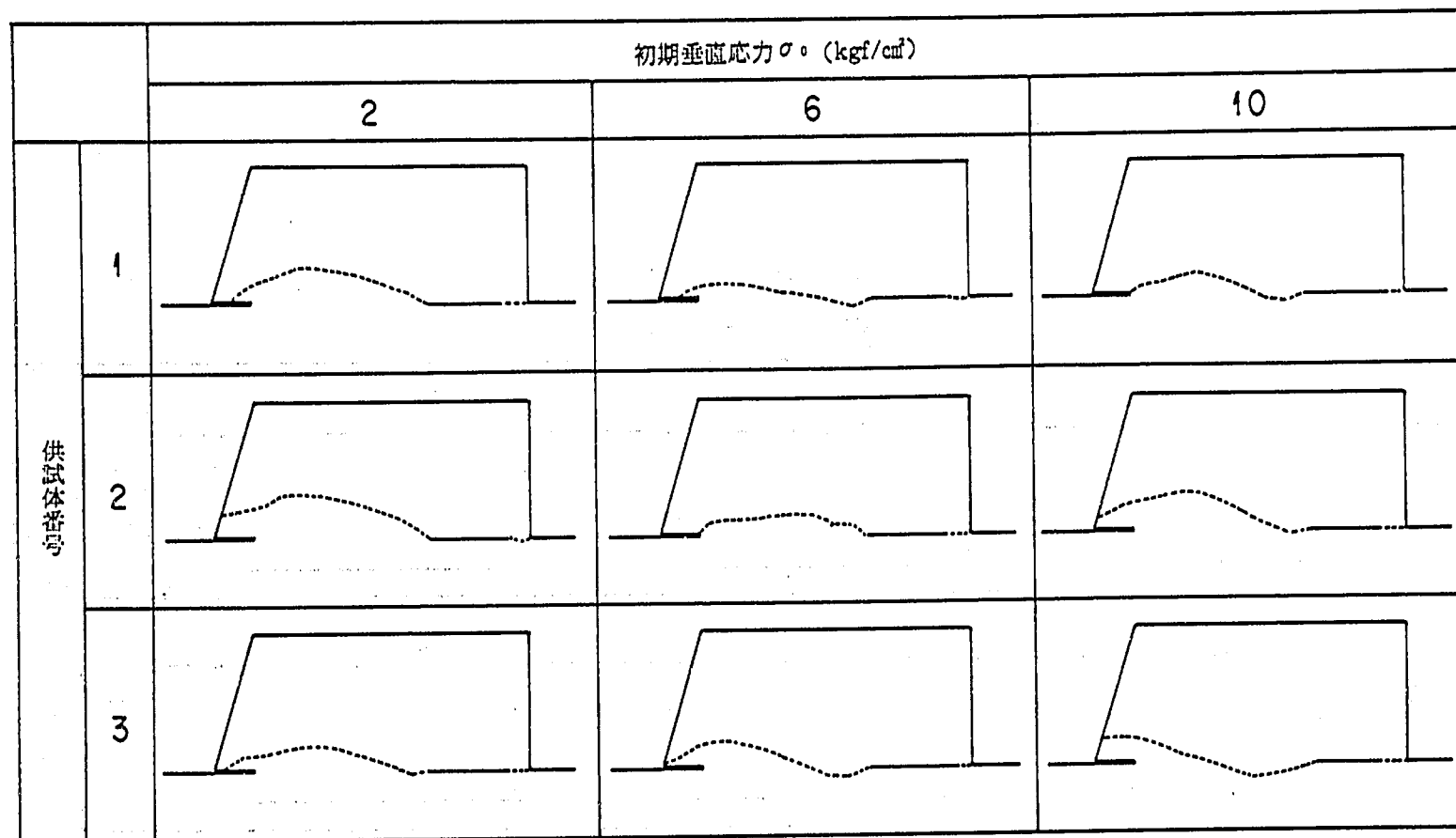
(4) ケース 4 (8 cmB)

図-2.9 破断面形状



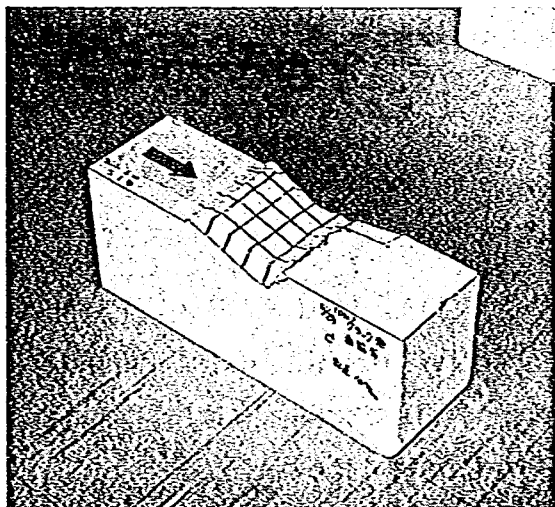
(5) ケース 5 (4 cmA)

図-2.9 破断面形状

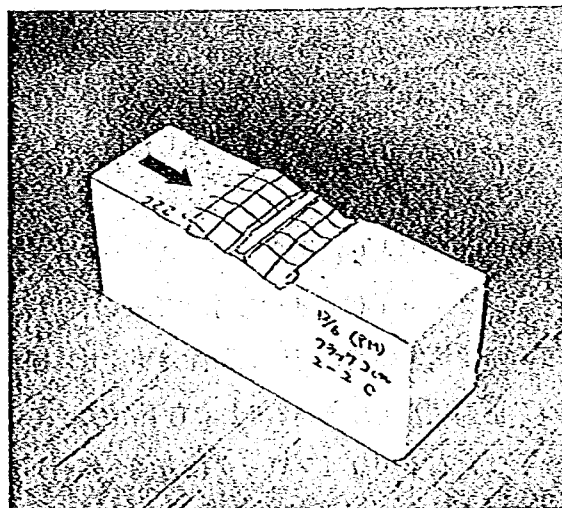


(6) ケース 6 (4 cmC)

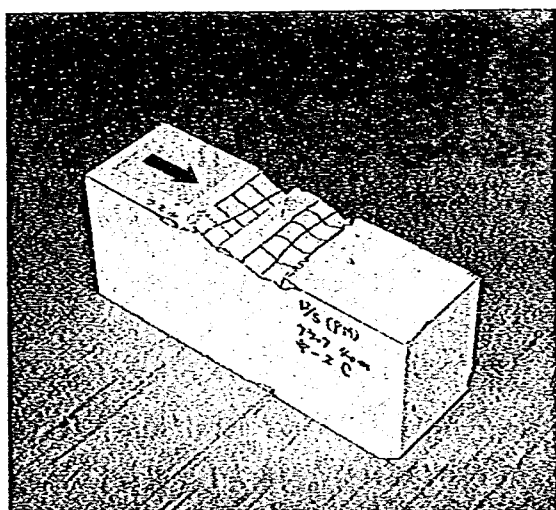
図-2.9 破断面形状



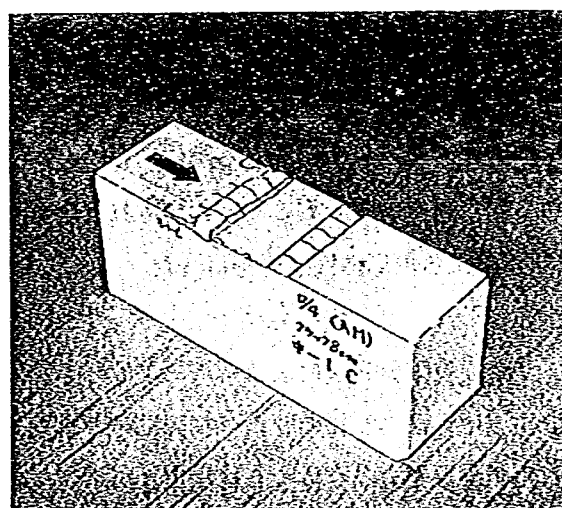
(1) ケース1 (亀裂なし)



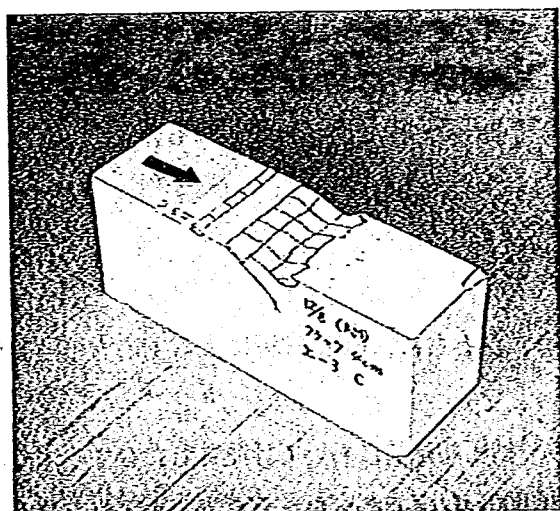
(2) ケース2 (2 cmB)



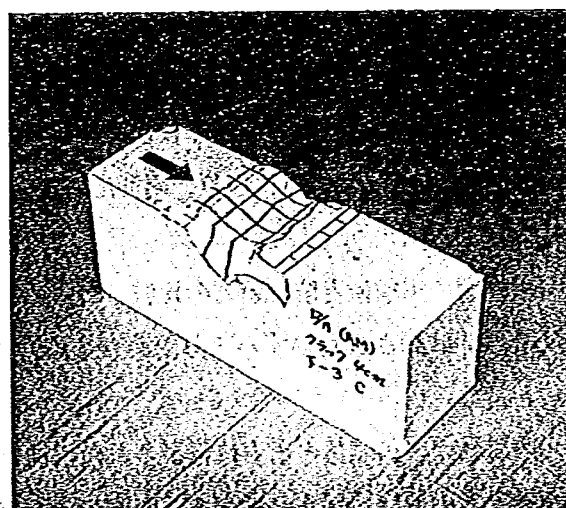
(3) ケース3 (4 cmB)



(4) ケース4 (8 cmB)



(5) ケース5 (4 cmA)



(6) ケース6 (4 cmC)

写真-2.1 破壊後の供試体

試験最中、破壊に至るまでに観察された亀裂と破断面とが一致したものは、ケース7の初期垂直応力 2 kgf/cm^2 の場合だけであった。しかし、水平亀裂のあるケース2～6に比較して、ブロック前端から延びる亀裂はかなり深いところまで達した供試体が多かった。

[水平亀裂を導入した場合（ケース2～6）]

ケース2～6では、すべて水平亀裂の位置を破断面が通っていた。しかし、ケース4（8 cmB）を除いて、水平亀裂の前後では破断面は想定せん断面から少しはずれていた。破断面は、水平亀裂の前方（ブロック前面側）では図-2.9上で右下がり（ブロック後方側へ傾斜）で水平亀裂に達し、水平亀裂の後端からもまた右下がり（ブロック後方側へ傾斜）になっていたものが多く見られた。

試験最中、破壊に至るまでに観察された亀裂との関係を見ると、ブロック前端の亀裂は最終的な破断面とはなっていない。また、水平亀裂の前後の亀裂は破断面と一致していることが多かったが、ケース5では、水平亀裂後端の亀裂は破断面と一致していない場合が多かった。

2.2.3 応力状態

岩盤模型せん断試験を実施する際に、ひずみ計を貼ってひずみを計測した供試体では、試験中の応力の状態を知ることができる。そこで、計測されたひずみから求めた応力値と比較するために、2次元有限要素法（FEM）による線形弾性解析を行った。

1) 2次元有限要素法による解析の条件

解析領域は、図-2.10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、垂直荷重、せん断荷重とも一様分布荷重として載荷した。解析モデルのケース名は、表-2.4に示すように基本的に試験ケースと同じにしている。ただし、ケース8として、図-2.11に示すようにブロック先端から鉛直下方に長さ6 cmの亀裂が存在するときの解析も行った。なお、ケース2～6までの水平亀裂の幅は、0.5 mmとした。ケース8の解析は、2.2.2に示したように、試験中に多くの供試体にブロック先端から鉛直下方に延びる亀裂が確認されているので、このような亀裂が存在するときに内部の応力状態がどのように影響を受けるかを確認することを目的に実施したものである。

材料定数は表-2.5のようにとり、平面応力状態として解析を行った。

2) 主応力の実験値と解析値との比較

ここでは、計測されたひずみより求めた主応力状態を示すとともに、FEM解析による主応力の計算値との比較を行う。

せん断試験用の供試体とともに作製された円柱供試体の一軸圧縮試験において計測されたひずみより求めたヤング率Eの値は、ばらつきがあったもののおよそ $70,000 \text{ kgf/cm}^2$ であった。そこで、ポアソン比を0.25として、初期垂直応力 10 kgf/cm^2 の場合に対して主応力の値を計算した結果を、各ケース毎に図-2.12 (1)～(7)に示す。これらの図中、a) は想定せん断面でのせん断応力が約 20 kgf/cm^2 、b) は約 30 kgf/cm^2 、

c) は約40kgf/cm²のときのひずみの計測値から求めた岩盤模型の主応力状態を示しており、またd) はせん断応力が30kgf/cm²におけるFEM解析の結果を示している。なお、図-2.12の中で破線で示している応力は、供試体表面の亀裂の影響を受けており、他の点の主応力と同一に扱うことが適当でないと思われるものである。

図-2.12によれば、実測ではFEM解析に比較してせん断応力が小さいうちから引張の主応力が発生している。これは、載荷面に近い供試体側面では外側へ膨らもうとする3次元的な変形が生じ、引張応力が働くものと考えられる。しかし、水平亀裂が存在するときは、その亀裂位置の上方で実測による引張応力がかな

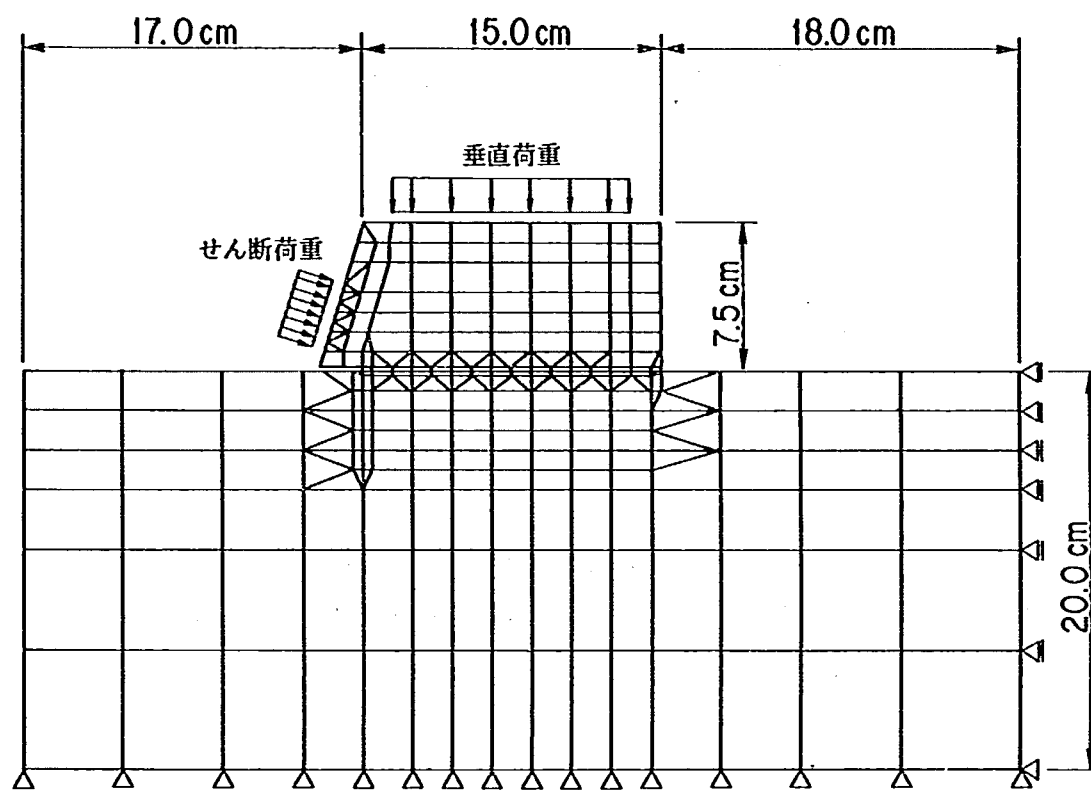


図-2.10 要素分割図 (ケース1)

表-2.4 解析ケース

ケース	水平亀裂の長さ*	水平亀裂の位置	略 称
1	0 cm	-	亀裂無し
2	2 cm	B	2 c m B
3	4 cm	B	4 c m B
4	8 cm	B	8 c m B
5	4 cm	A	4 c m A
6	4 cm	C	4 c m C
7	0 cm	-	偏心載荷
8	0 cm	-	先端亀裂

* A (ブロック前面側)

B (中央)

C (ブロック背面側)

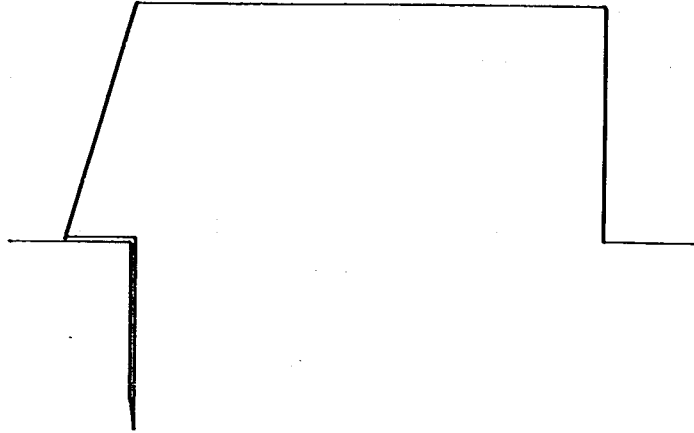


図-2.11 ブロック先端に縦亀裂がある場合
(解析ケース8のブロック周辺概要図)

表-2.5 解析に用いた材料定数

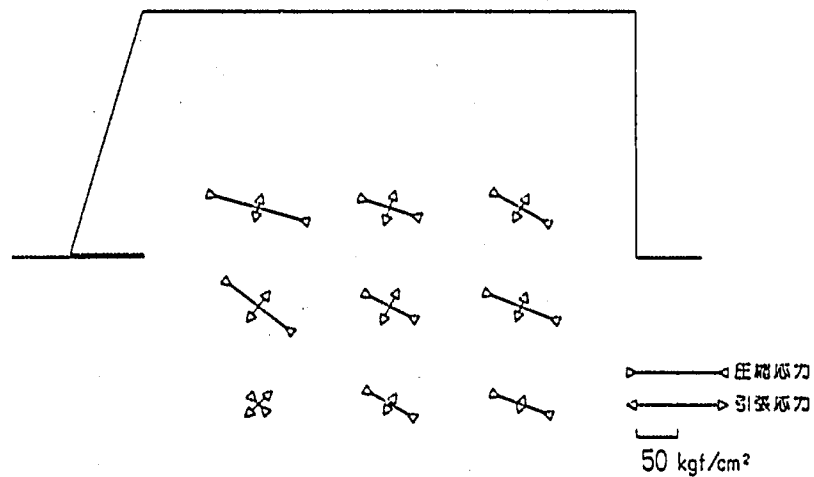
ヤング率	E	70,000 kgf/cm ²
ポアソン比	ν	0.25

り軽減されていることがわかる。FEM解析では、水平亀裂付近の応力に若干違いがあるものの、図-2.12に示した各点での主応力は、各ケースで大きな違いが見られなかった。この傾向は実測のひずみから求められた応力に対しても認められる。

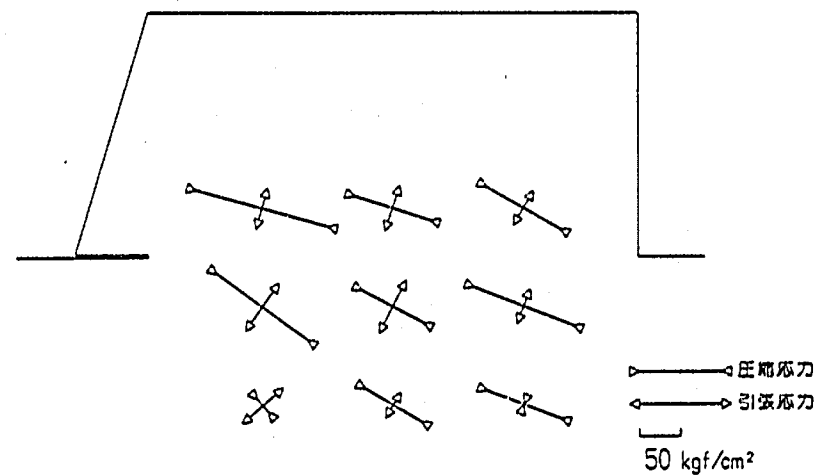
3) 想定せん断面での応力分布

(1) ここでは、FEM解析より求めた各試験ケースにおける想定せん断面での応力状態を示し、それによって各試験ケースの試験結果について若干の考察を行う。

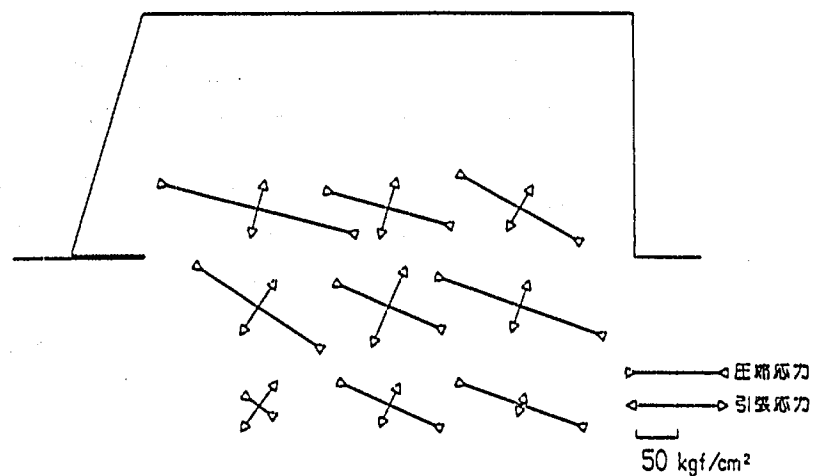
模型せん断試験においては垂直荷重Nを一定としてせん断荷重Tを増加させているため、各载荷段階において想定せん断面でのせん断応力と垂直応力の比率は変化している。実際にはその比率が供試体の破壊に影響を持つことになるが、変化していく荷重はせん断荷重のみであるので、ここではせん断荷重Tのみを供試体に作用させ、その影響を見ることにする。せん断荷重Tのみを作用させた場合に、想定せん断面でのせん断応力(断面平均応力)が10kgf/cm²となるときの想定せん断面での応力分布状態を図-2.13(1)～(7)に示す。図に示した応力値は、想定せん断面をはさむ上下各1要素の要素中心応力の平均値である。この図によると、すべてのケースにおいてブロック前端で大きな引張応力を生じていることがわかる。この引張応力は、ブロックの後端に向かうにつれて小さくなる傾向がある。また、水平亀裂のある場合には、亀裂の前後で引張応力が増加し、それはブロック前端と水平亀裂の前端が近い、ケース4(8cmB)とケース5(4cmA)で顕著である。



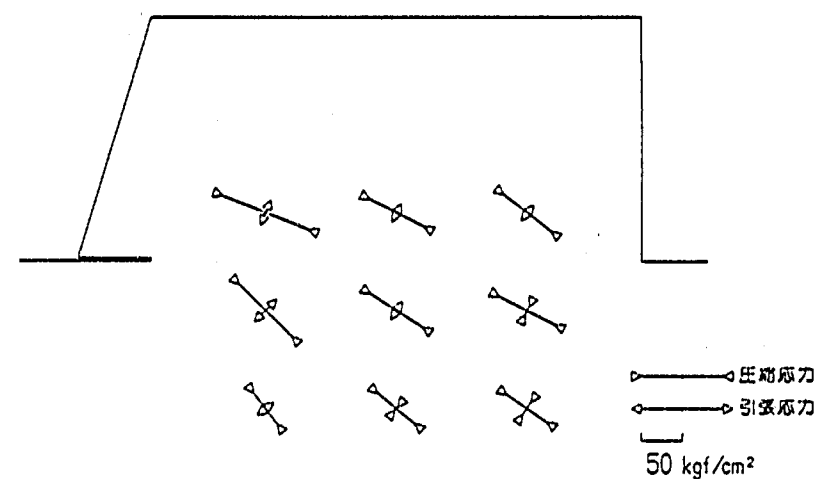
a) 想定せん断面でのせん断応力が約20kgf/cm² (18.59kgf/cm²) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



b) 想定せん断面でのせん断応力が約30kgf/cm² (30.08kgf/cm²) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



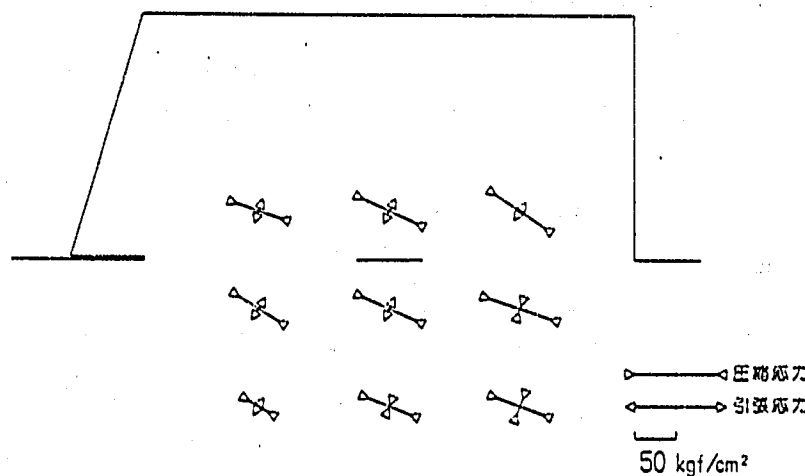
c) 想定せん断面でのせん断応力が約40kgf/cm² (40.10kgf/cm²) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



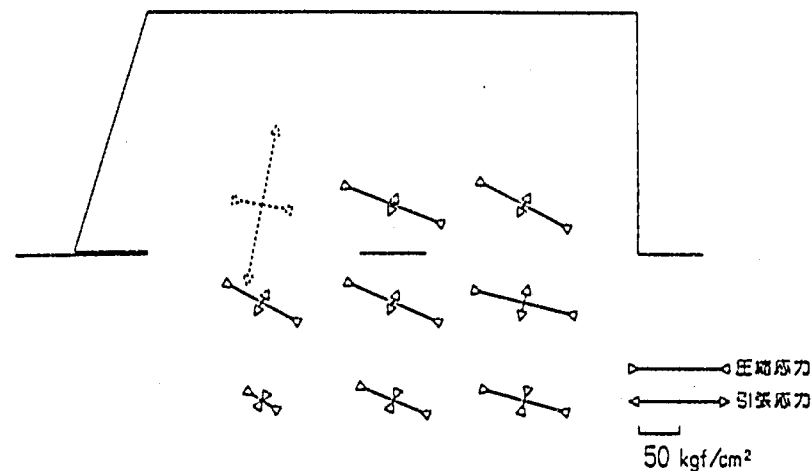
d) 想定せん断面でのせん断応力が30kgf/cm² の時点
〔FEM解析による結果〕

(1) ケース 1 (亀裂なし)

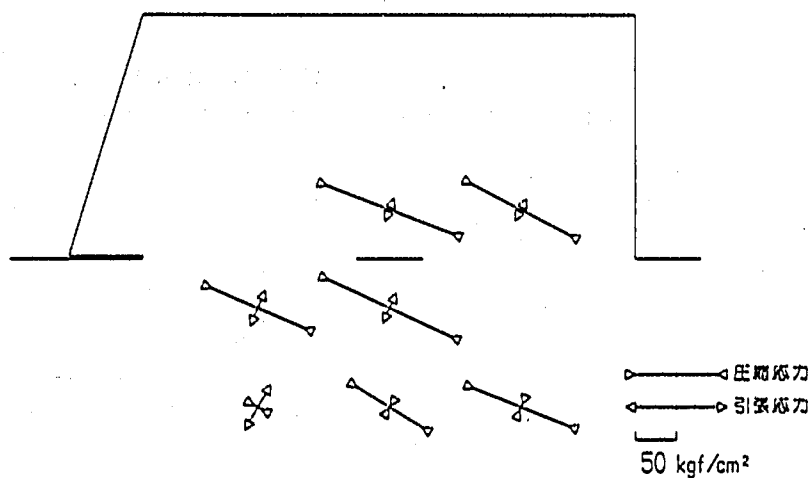
図-2.12 主応力図 (初期垂直応力が10kgf/cm²での試験)



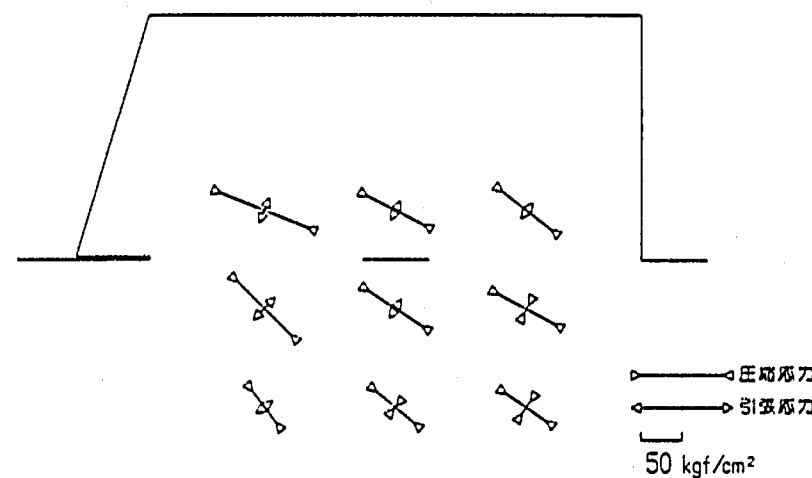
a) 想定せん断面でのせん断応力が約 20kgf/cm^2 (20.32kgf/cm^2) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



b) 想定せん断面でのせん断応力が約 30kgf/cm^2 (30.05kgf/cm^2) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



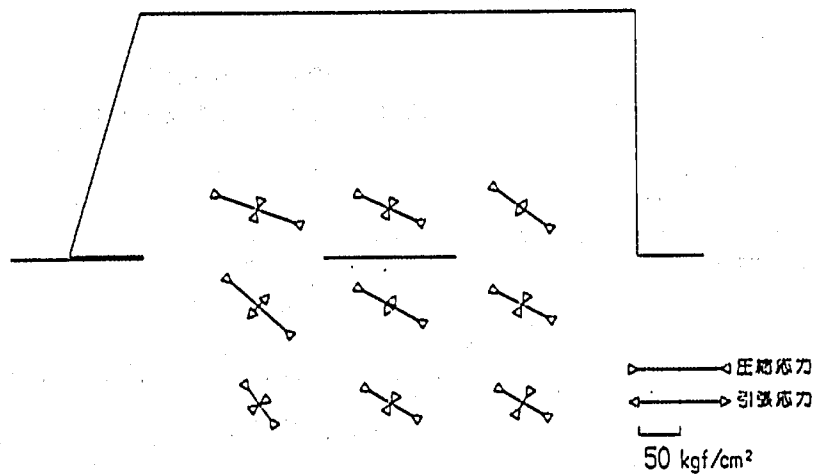
c) 想定せん断面でのせん断応力が約 40kgf/cm^2 (40.35kgf/cm^2) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



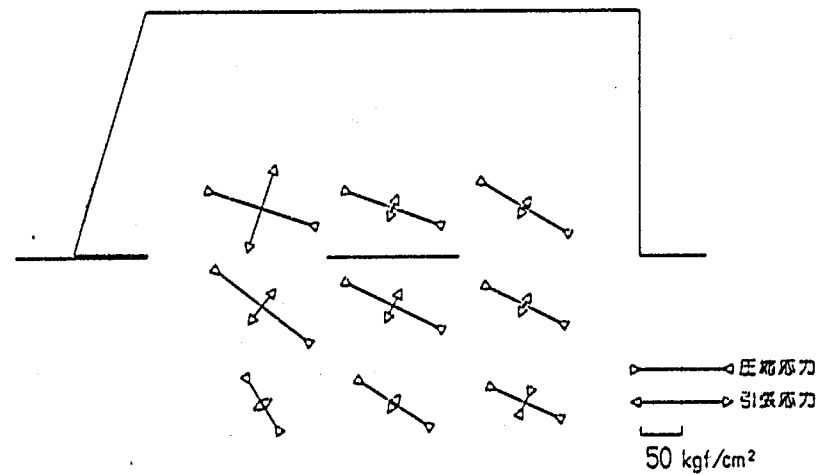
d) 想定せん断面でのせん断応力が 30kgf/cm^2 の時点
〔FEM解析による結果〕

(2) ケース 2 (2 cmB)

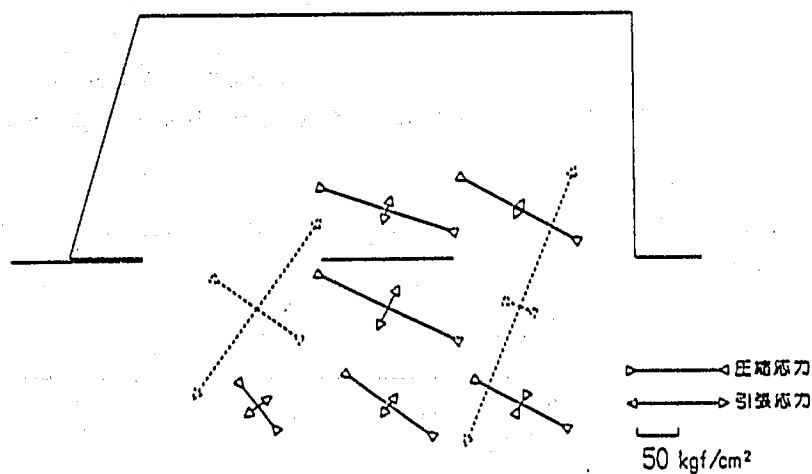
図-2.12 主応力図 (初期垂直応力が 10kgf/cm^2 での試験)



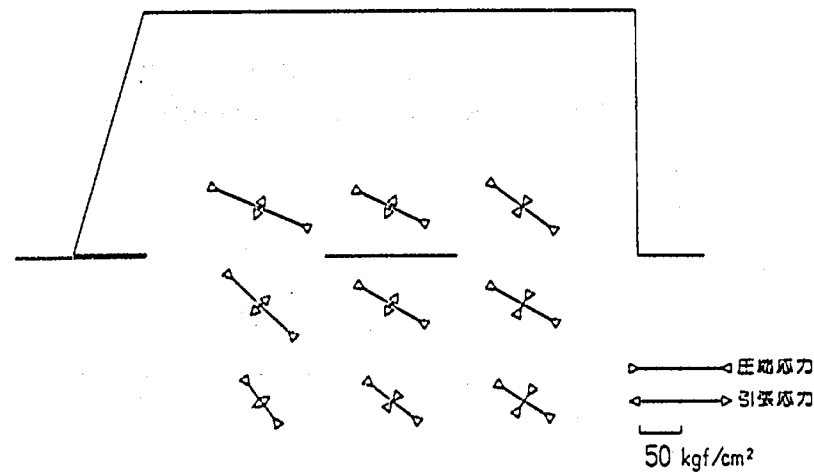
a) 想定せん断面でのせん断応力が約20kgf/cm² (19.09kgf/cm²) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



b) 想定せん断面でのせん断応力が約30kgf/cm² (30.50kgf/cm²) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



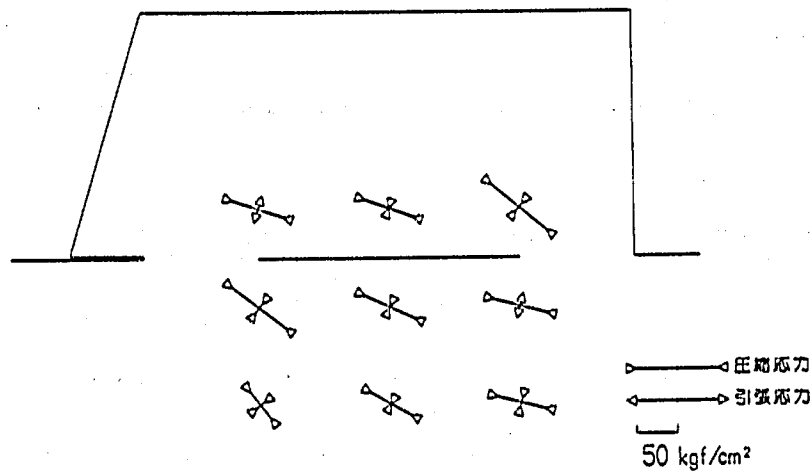
c) 想定せん断面でのせん断応力が約40kgf/cm² (40.26kgf/cm²) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



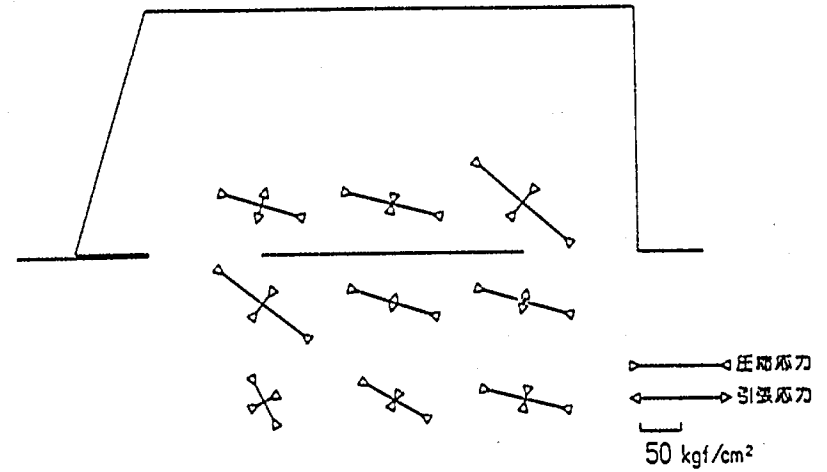
d) 想定せん断面でのせん断応力が30kgf/cm²の時点
〔FEM解析による結果〕

(3) ケース 3 (4 cmB)

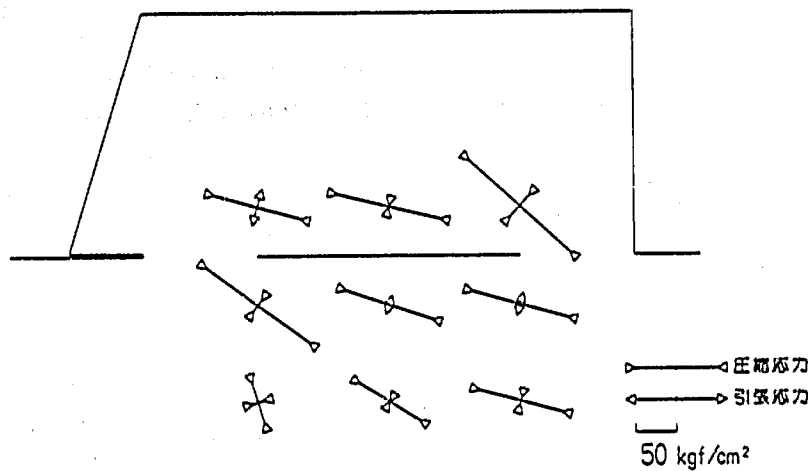
図-2.12 主応力図 (初期垂直応力が10kgf/cm²での試験)



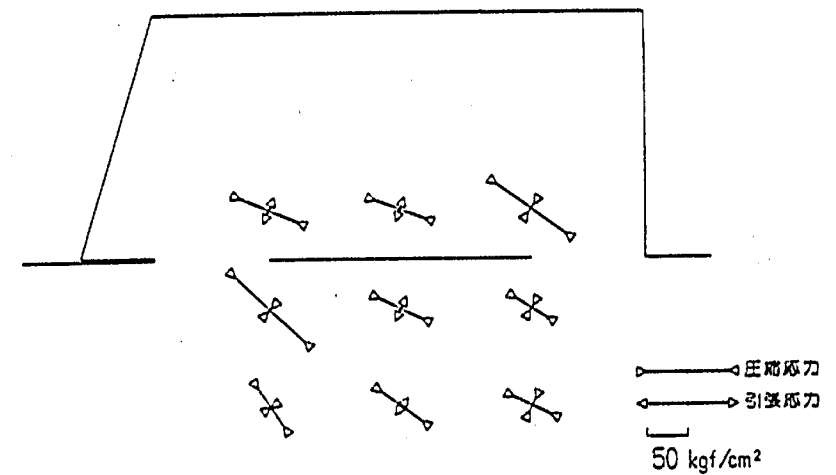
a) 想定せん断面でのせん断応力が約20kgf/cm² (20.19kgf/cm²) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



b) 想定せん断面でのせん断応力が約30kgf/cm² (30.25kgf/cm²) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



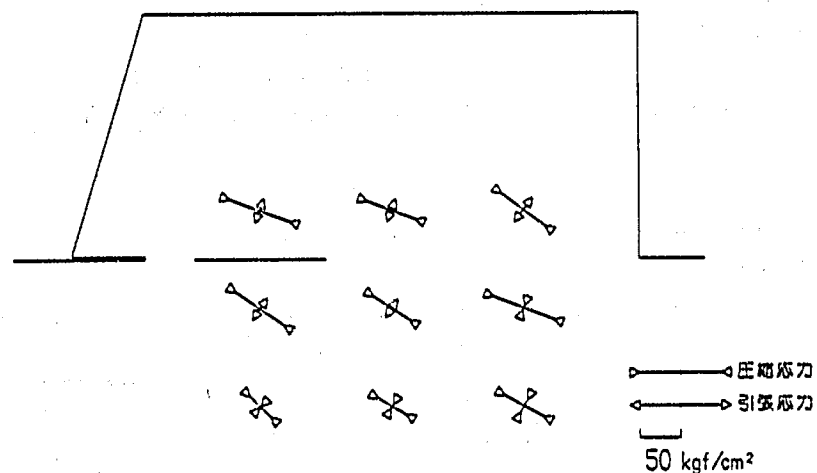
c) 想定せん断面でのせん断応力が約40kgf/cm² (35.09kgf/cm²) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



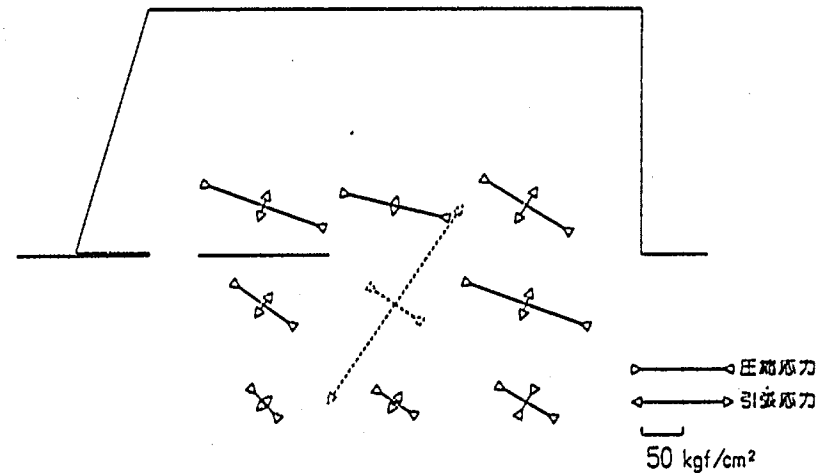
d) 想定せん断面でのせん断応力が30kgf/cm² の時点
〔FEM解析による結果〕

(4) ケース 4 (8 cmB)

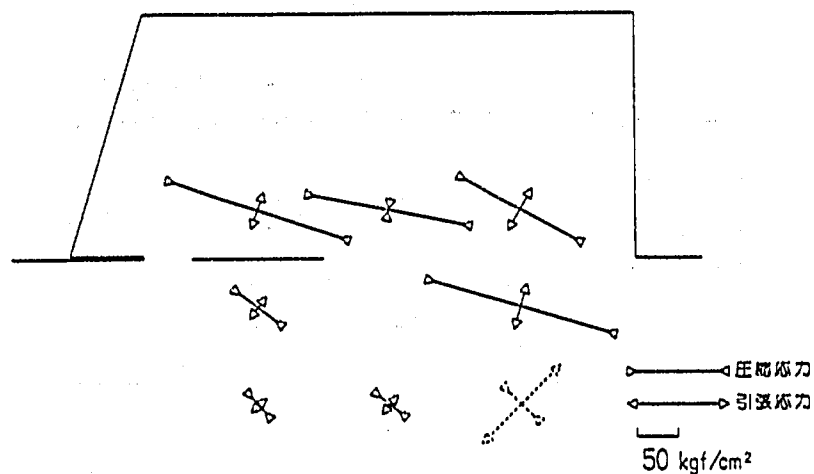
図-2.12 主応力図 (初期垂直応力が10kgf/cm²での試験)



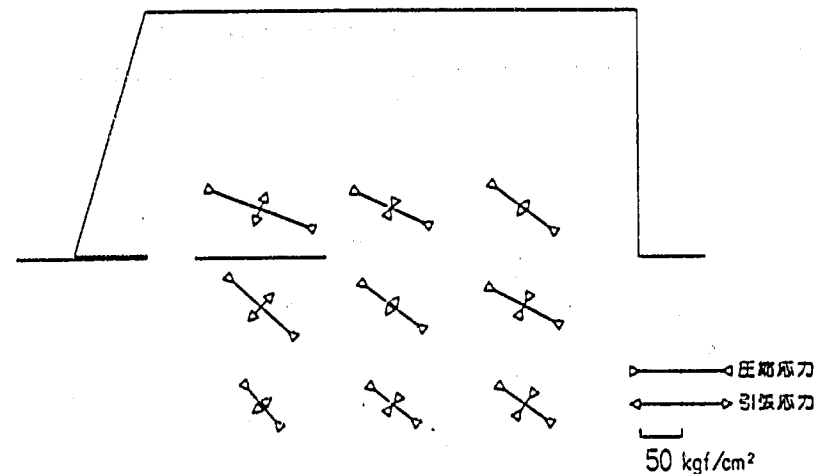
a) 想定せん断面でのせん断応力が約20kgf/cm² (20.70kgf/cm²) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



b) 想定せん断面でのせん断応力が約30kgf/cm² (30.67kgf/cm²) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



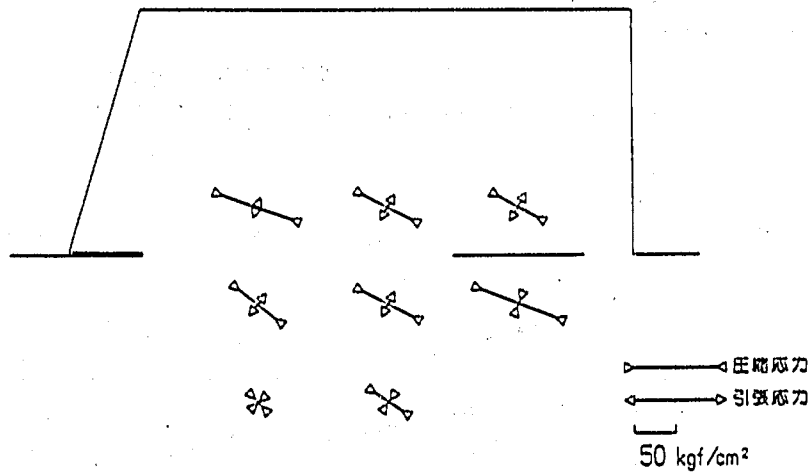
c) 想定せん断面でのせん断応力が約40kgf/cm² (39.42kgf/cm²) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



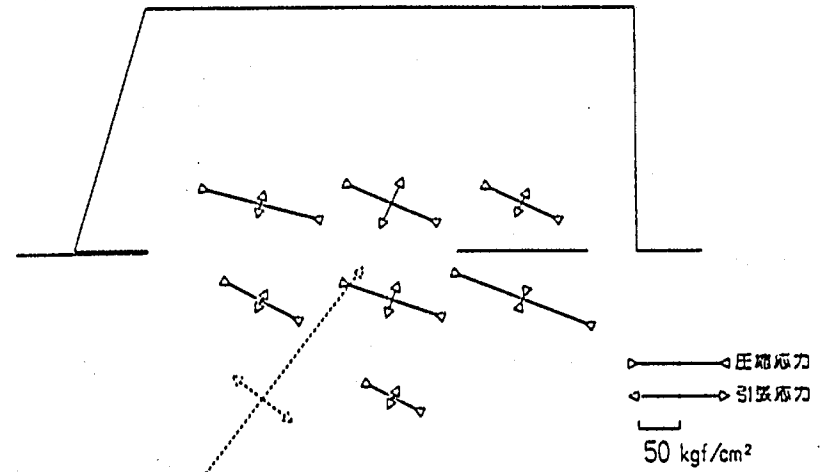
d) 想定せん断面でのせん断応力が30kgf/cm² の時点
〔FEM解析による結果〕

(5) ケース 5 (4 cmA)

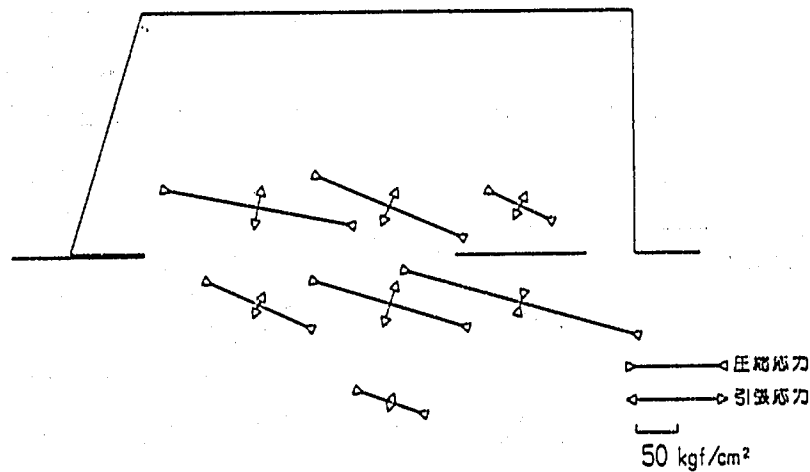
図-2.12 主応力図 (初期垂直応力が10kgf/cm²での試験)



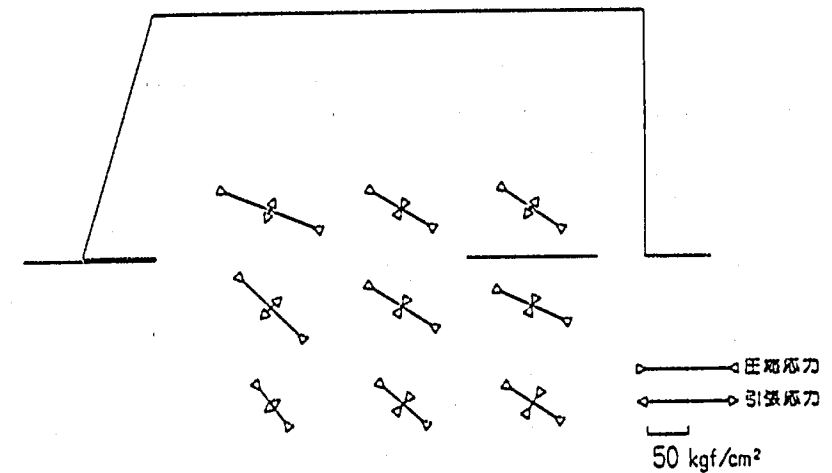
a) 想定せん断面でのせん断応力が約20kgf/cm² (19.94kgf/cm²) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



b) 想定せん断面でのせん断応力が約30kgf/cm² (30.03kgf/cm²) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



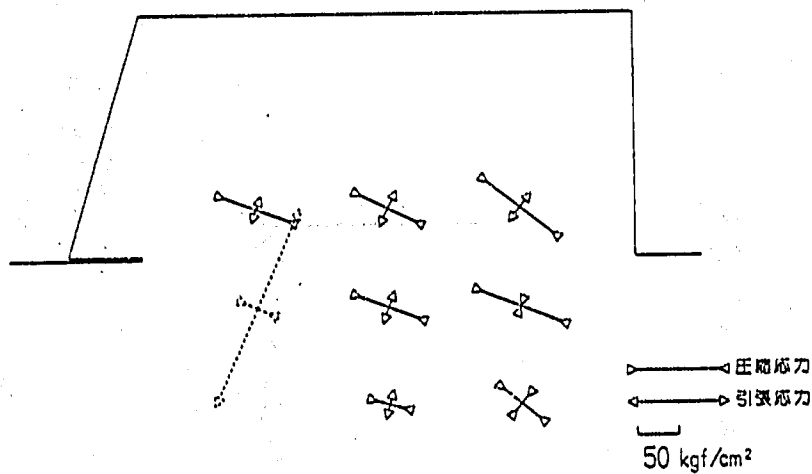
c) 想定せん断面でのせん断応力が約40kgf/cm² (39.63kgf/cm²) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



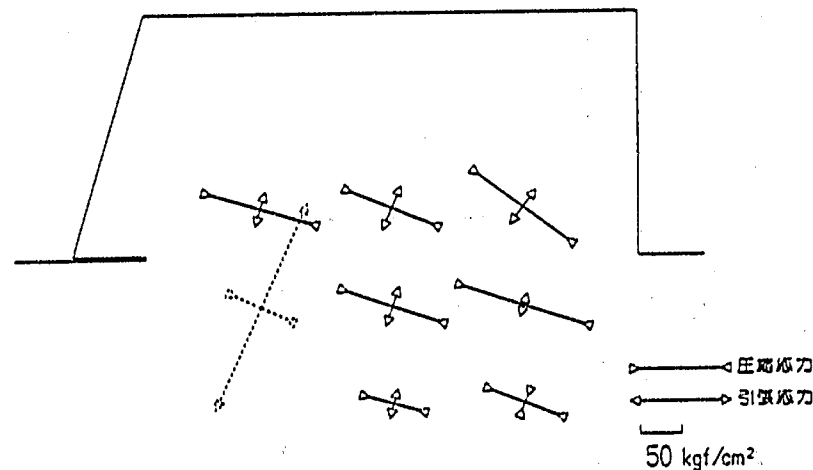
d) 想定せん断面でのせん断応力が30kgf/cm² の時点
〔FEM解析による結果〕

(6) ケース 6 (4 cmC)

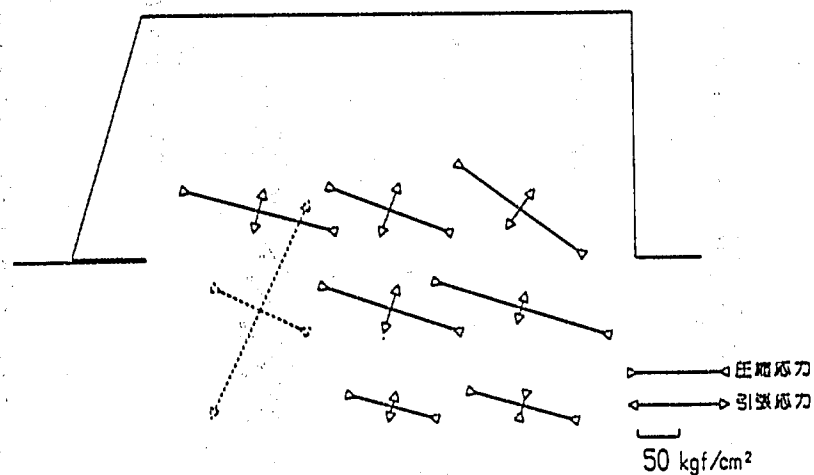
図-2.12 主応力図 (初期垂直応力が10kgf/cm²での試験)



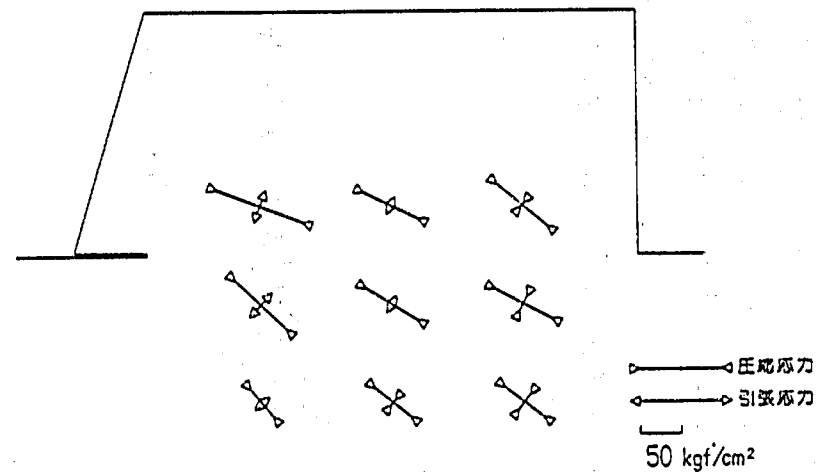
a) 想定せん断面でのせん断応力が約20kgf/cm² (19.35kgf/cm²) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



b) 想定せん断面でのせん断応力が約30kgf/cm² (28.87kgf/cm²) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



c) 想定せん断面でのせん断応力が約40kgf/cm² (39.38kgf/cm²) の時点
〔模型せん断試験による結果〕



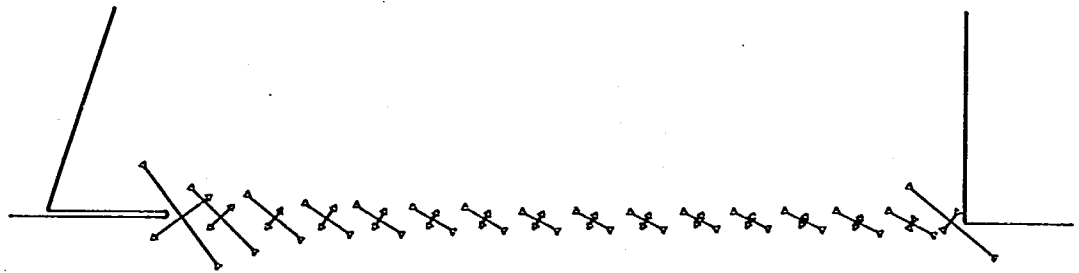
d) 想定せん断面でのせん断応力が30kgf/cm²の時点
〔FEM解析による結果〕

(7) ケース7 (偏心載荷)

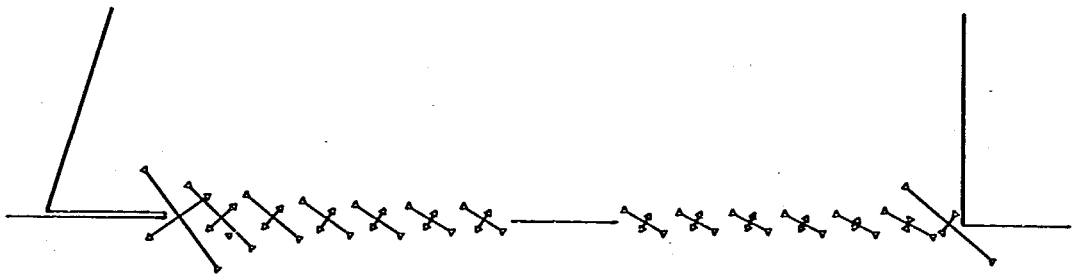
図-2.12 主応力図 (初期垂直応力が10kgf/cm²での試験)

図-2.13 (7) は、ブロックの先端に縦亀裂のあるケース8 (先端亀裂) の結果を示したものであるが、この場合には他のケースに見られるようなブロック前端的引張応力が発生していない。しかし、想定せん断面全体の応力を見る限り、ブロック前端的近傍以外にはその影響が及んでいないようである。

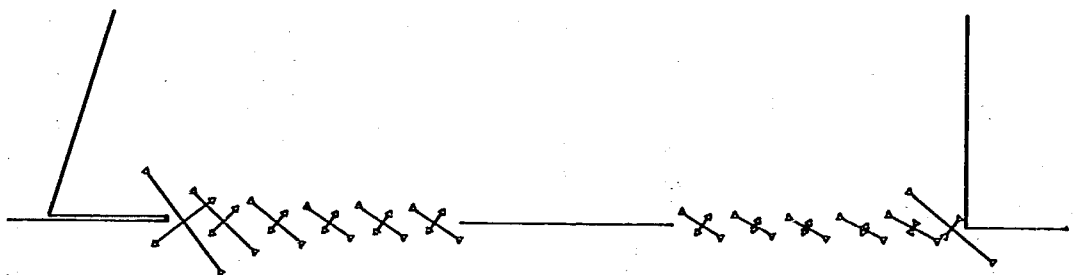
図-2.13より、2.2.2の1) で示したブロック前端的亀裂は、せん断荷重の载荷によって生じる引張応力によって、载荷の初期段階に生じ、一旦生じると周辺の引張応力の発生を抑えることになると推測できる。



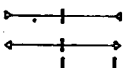
(1) ケース1 (亀裂なし)



(2) ケース2 (2 cm B)



(3) ケース3 (4 cm B)

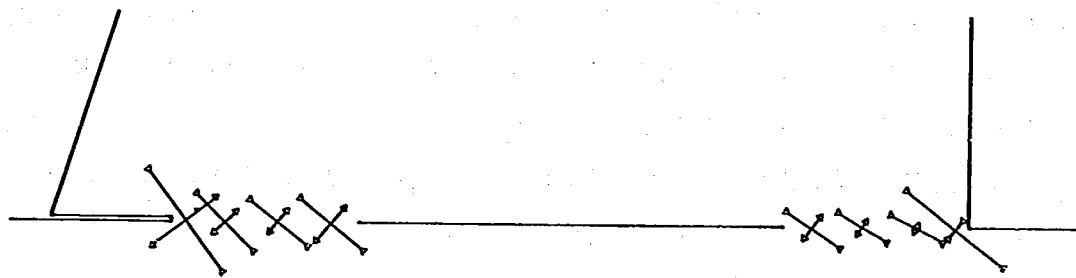


 圧縮応力

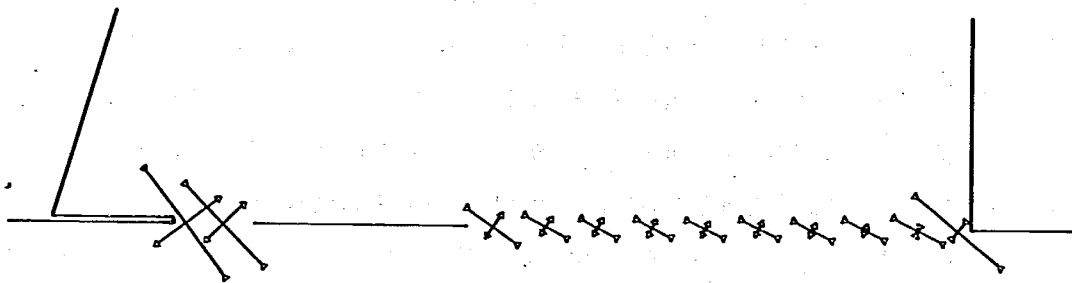
 引張応力

 40kgf/cm²

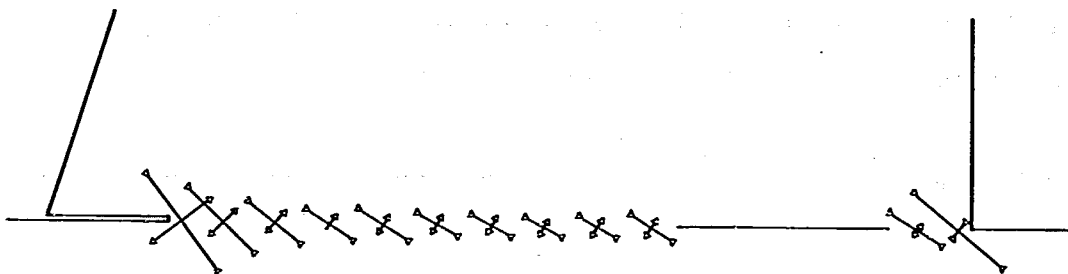
図-2.13 せん断荷重のみを作用させた場合の想定せん断面での主応力
(せん断荷重による想定せん断面でのせん断応力 τ_s が 10kgf/cm²)



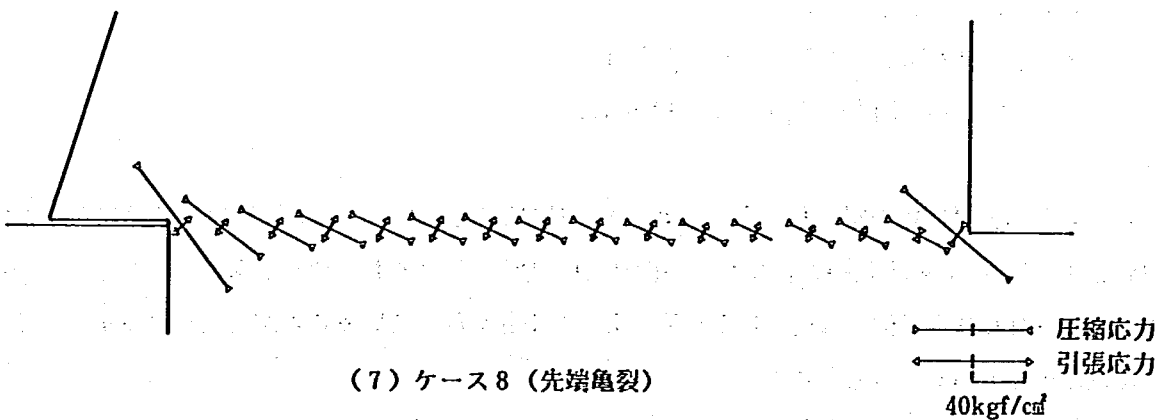
(4) ケース 4 (8 cm B)



(5) ケース 5 (4 cm A)



(6) ケース 6 (4 cm C)



(7) ケース 8 (先端亀裂)

図-2.13 せん断荷重のみを作用させた場合の想定せん断面での主応力

(せん断荷重による想定せん断面でのせん断応力 τ_s が 10kgf/cm²)

(2) 図-2.14 (1) ~ (6) は、2.2.1で求めた破壊規準によって表される破壊時の荷重(図中、この時点「推定破壊時」と記している)における応力状態をFEM解析より求めたものである。実際の破壊現象は、先に示したように、破壊前に亀裂を生じるなど、逐次的に進行するものであると考えられるが、上述したように、ブロック前端で下方に向かって生じる亀裂は、その影響範囲があまり大きくないこと、また試験時の観察によれば破壊は一挙に起こり、円柱供試体の一軸圧縮試験においてもほとんど非線形的な挙動を示していなかったことから、破壊時荷重近傍の応力状態を線形弾性解析で推定することはある程度まで可能であると考えられる。

図-2.14中、a) は初期垂直応力 2 kgf/cm²、b) は初期垂直応力 10 kgf/cm²での応力分布である。水平亀裂の有無に関わらず、ケース毎に a) と b) での発生する引張応力の大きさはほぼ等しく、また、ケースが異なっても同程度の応力となっている。なお、図-2.14 (5) に示すケース 5 (4 cmA) の場合、他のケースに比較して水平亀裂前端の引張応力のレベルが大きい、2.2.2の 1) で示したように実際にはブロック前端に亀裂が生じるので、この引張応力はかなり軽減されていたと考えられる。

一方、ケース 4 (8 cm中) では、破壊前にブロック先端の縦亀裂が観察されていないことから、せん断荷重による引張応力は軽減されず、このため破壊時の荷重が他のケースより大きく低下する結果になったと思われる。

(3) 図-2.15 (1) ~ (6) には、図-2.14と同じ条件で解析した場合の想定せん断面上における垂直応力分布とせん断応力分布および下式で計算した点安全率の分布を示している。

$$\text{点安全率 } n = \frac{c + f \cdot \sigma}{\tau} \dots\dots\dots (2.9)$$

ここで、

c : 石膏の純せん断強度

f : 石膏の内部摩擦係数

σ : 想定せん断面上の各点での垂直応力

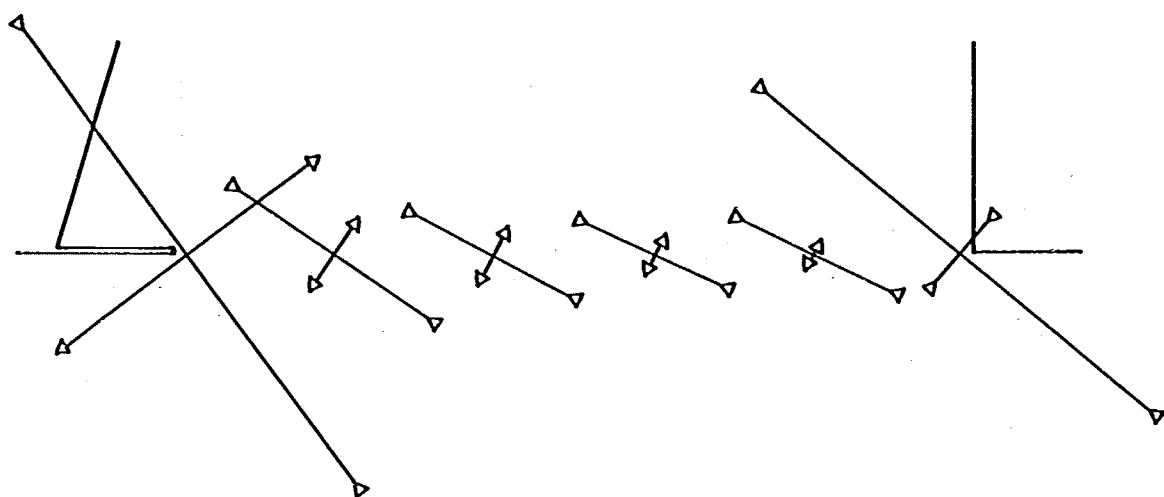
τ : 想定せん断面上の各点でのせん断応力

である。

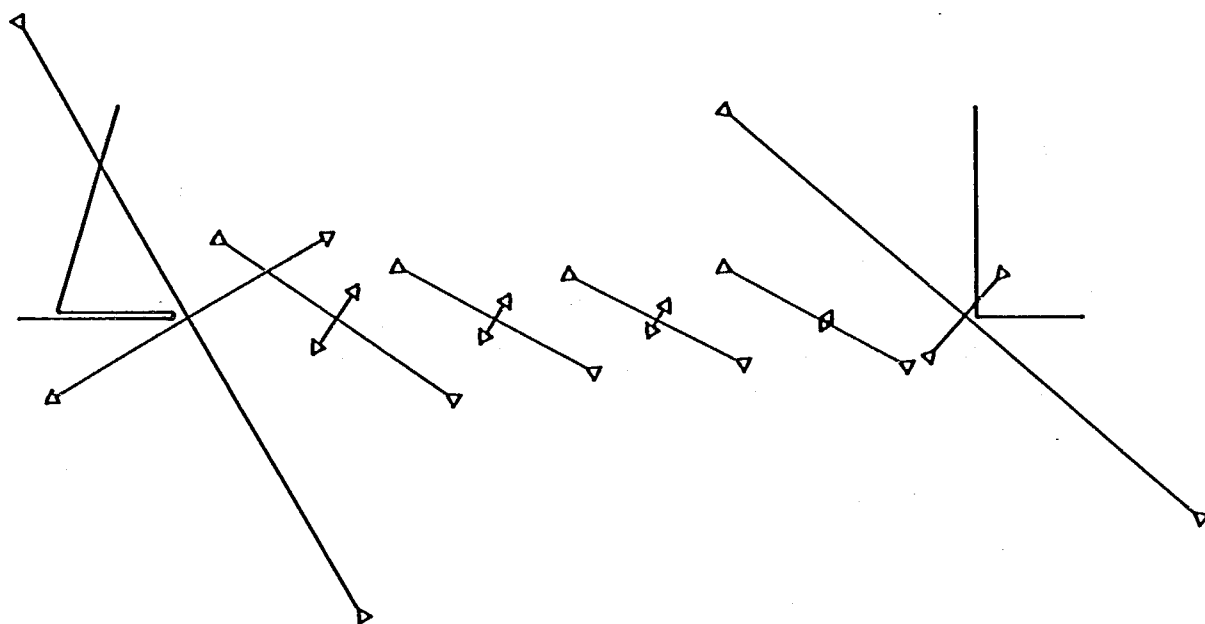
図において、応力は圧縮を正とし、また、c、f の値は2.1で示した一面せん断試験の結果から推定した値 $c=25.4 \text{ kgf/cm}^2$, $f=0.793$ を用いた。なお、一面せん断試験においても、せん断面での応力分布は一様でないため、求められたせん断強度は真のせん断強度よりも小さくなっていることが考えられるが、安全率の相対的な比較は可能であると考えられる。

これらの図によれば、どの場合もブロックの前端近くと水平亀裂の前方で安全率が低くなっており、全体的な破壊を生じる前にそれらの点で破壊が進行して入ったものと推測される。

(4) 図-2.16 (1), (2) に、ケース 3 (4 cmB) とケース 4 (8 cmB) について、せん断荷重(せん断応力)の増加に伴う点安全率の変化をFEM解析によって求めた結果を示す。なお、この時の初期垂直応力は 2 kgf/cm²とし、点安全率の値は図中に示した想定せん断面上の 6 点 (a ~ f) について示した。この



a) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 2 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時
 $(\sigma_{sf} = 16.40 \text{ kgf/cm}^2, \tau_{sf} = 47.99 \text{ kgf/cm}^2)$

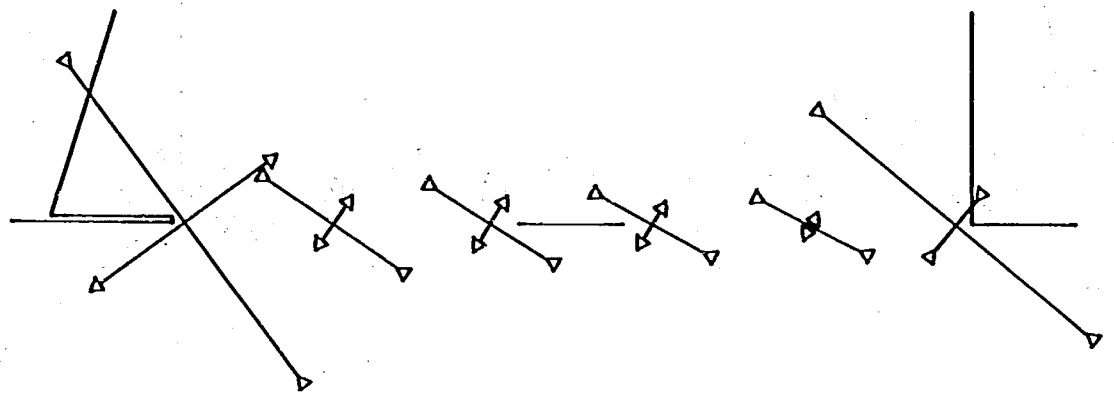


b) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 10 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時
 $(\sigma_{sf} = 26.51 \text{ kgf/cm}^2, \tau_{sf} = 55.04 \text{ kgf/cm}^2)$

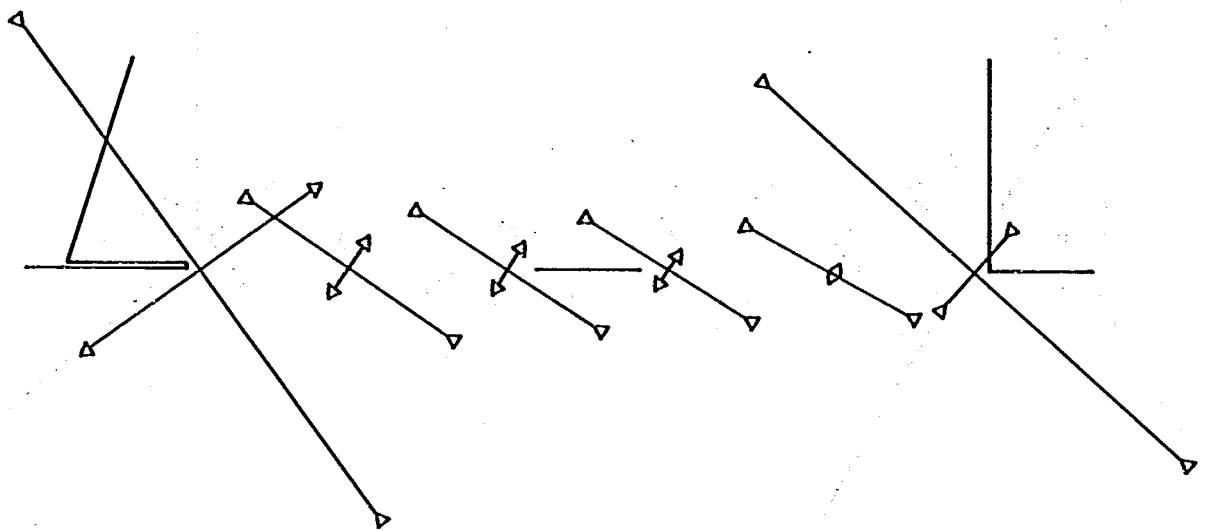
圧縮応力
 引張応力
 40kgf/cm²

(1) ケース1 (亀裂なし)

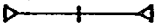
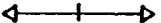
図-2.14 推定破壊時における想定せん断面での主応力



a) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 2 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時
 $(\sigma_{sf} = 11.78 \text{ kgf/cm}^2, \tau_{sf} = 32.59 \text{ kgf/cm}^2)$

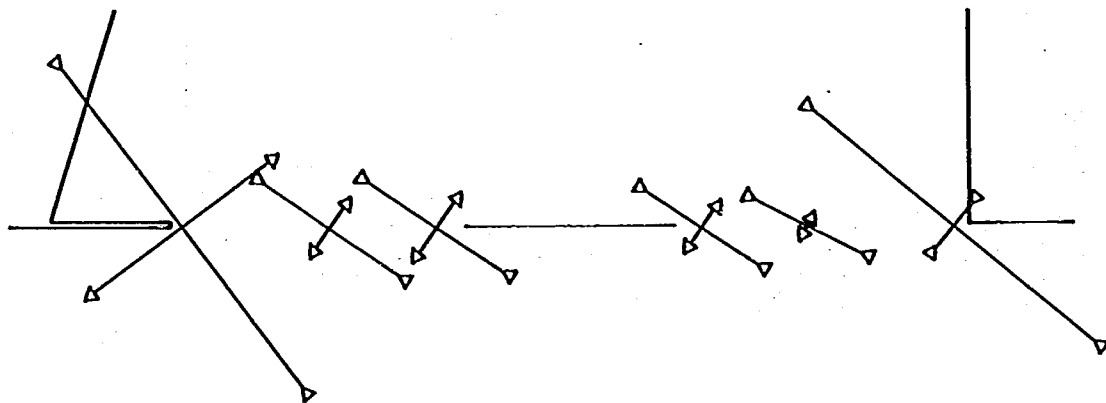


b) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 10 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時
 $(\sigma_{sf} = 24.62 \text{ kgf/cm}^2, \tau_{sf} = 48.72 \text{ kgf/cm}^2)$

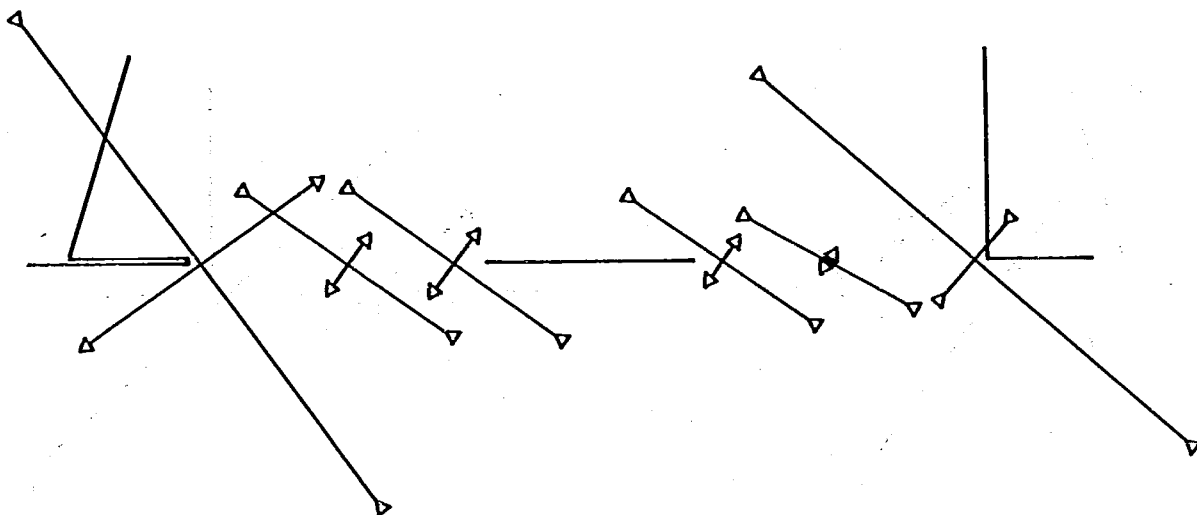
 圧縮応力
 引張応力
 40kgf/cm²

(2) ケース 2 (2 cmB)

図-2.14 推定破壊時における想定せん断面での主応力



a) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 2 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時
 ($\sigma_{sf} = 12.18 \text{ kgf/cm}^2$, $\tau_{sf} = 33.94 \text{ kgf/cm}^2$)



b) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 10 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時
 ($\sigma_{sf} = 24.43 \text{ kgf/cm}^2$, $\tau_{sf} = 48.10 \text{ kgf/cm}^2$)

(3) ケース 3 (4 cmB)

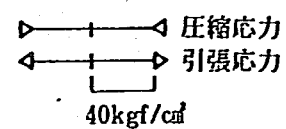
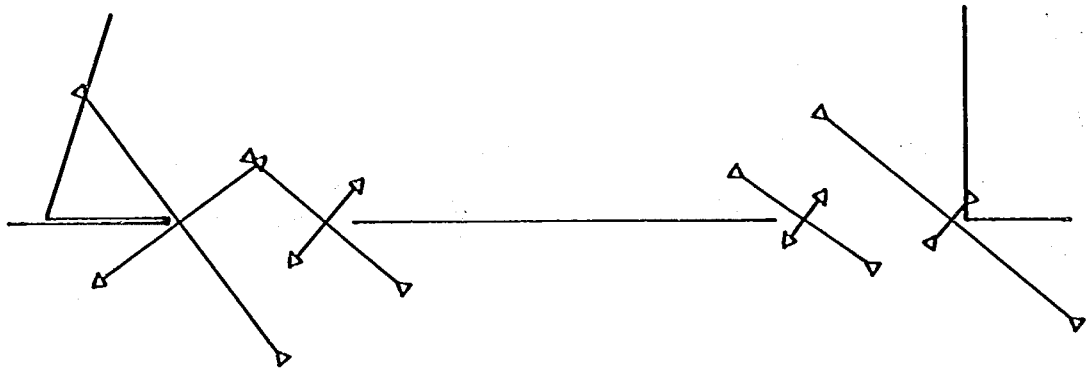
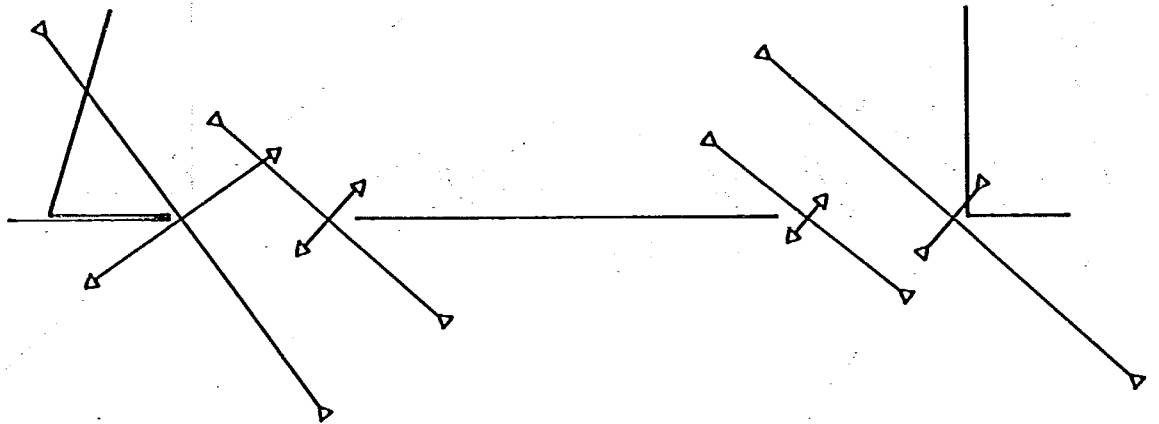

 圧縮応力
 引張応力
 40 kgf/cm²

図-2.14 推定破壊時における想定せん断面での主応力



a) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 2 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時

($\sigma_{sf} = 9.88 \text{ kgf/cm}^2$, $\tau_{sf} = 26.25 \text{ kgf/cm}^2$)



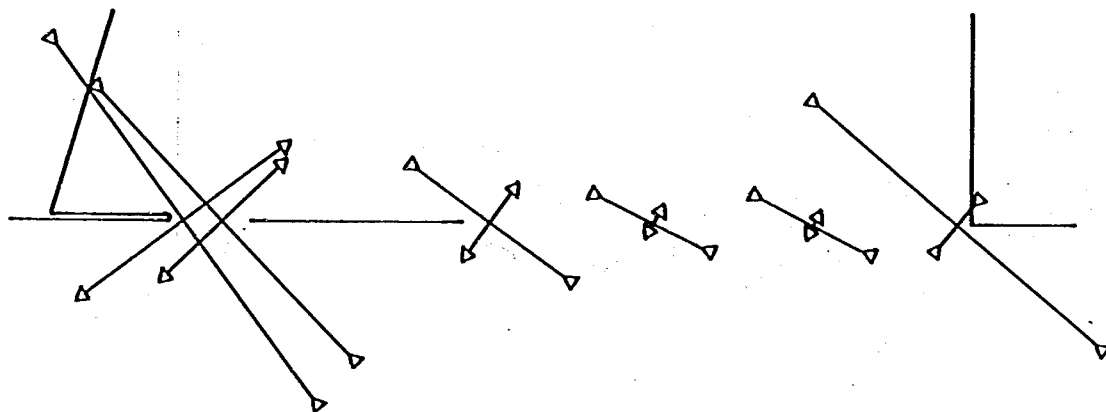
b) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 10 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時

($\sigma_{sf} = 20.75 \text{ kgf/cm}^2$, $\tau_{sf} = 35.83 \text{ kgf/cm}^2$)

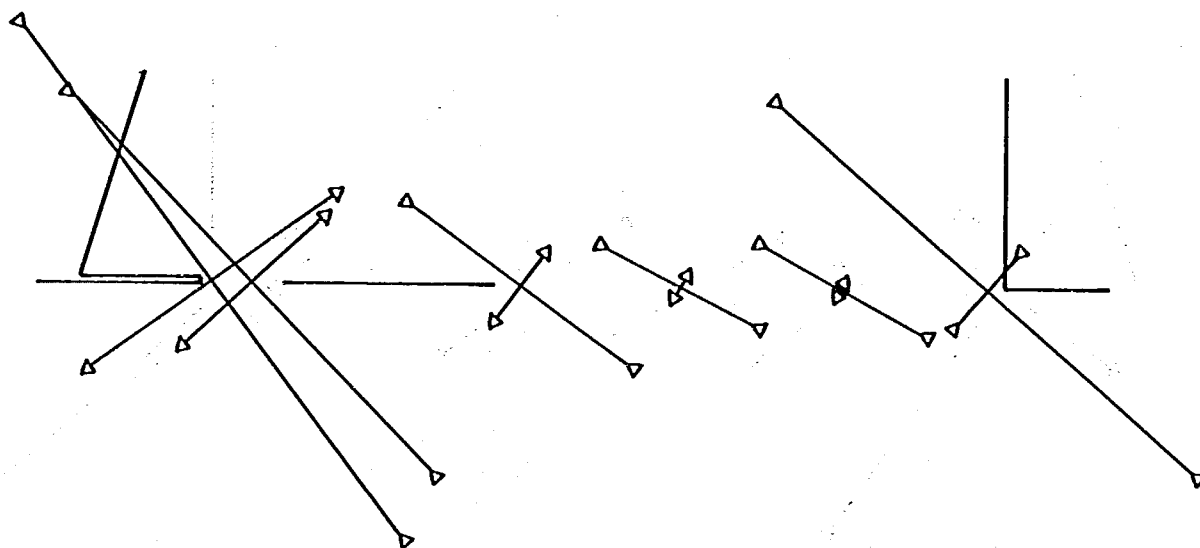
圧縮応力
 引張応力
 40kgf/cm²

(4) ケース 4 (8 cmB)

図-2.14 推定破壊時における想定せん断面での主応力



a) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 2 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時
 ($\sigma_{sf} = 12.23 \text{ kgf/cm}^2$, $\tau_{sf} = 34.11 \text{ kgf/cm}^2$)

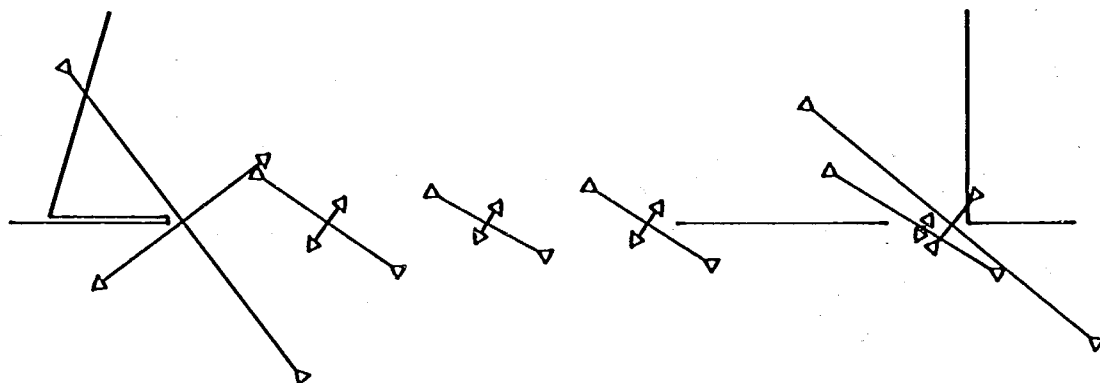


b) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 10 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時
 ($\sigma_{sf} = 24.29 \text{ kgf/cm}^2$, $\tau_{sf} = 47.63 \text{ kgf/cm}^2$)

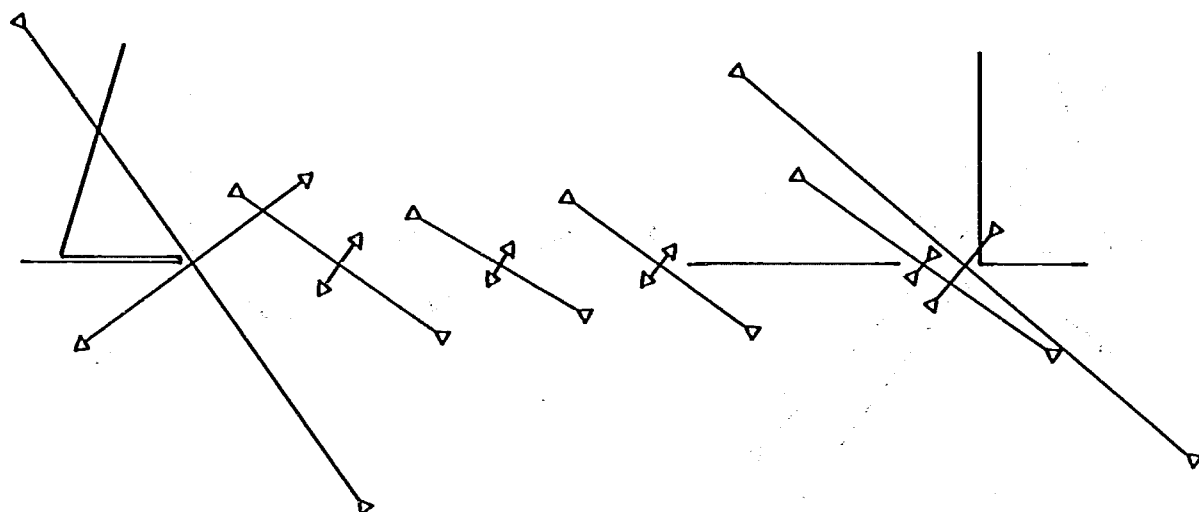
 圧縮応力
 引張応力
 40kgf/cm²

(5) ケース 5 (4 cmA)

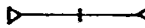
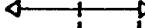
図-2.14 推定破壊時における想定せん断面での主応力



a) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 2 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時
 ($\sigma_{sf} = 11.50 \text{ kgf/cm}^2$, $\tau_{sf} = 31.68 \text{ kgf/cm}^2$)

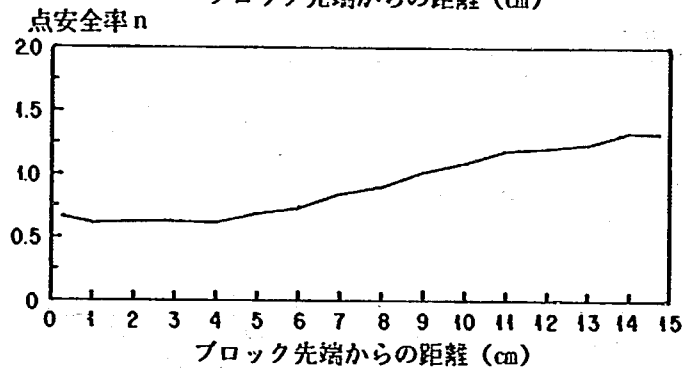
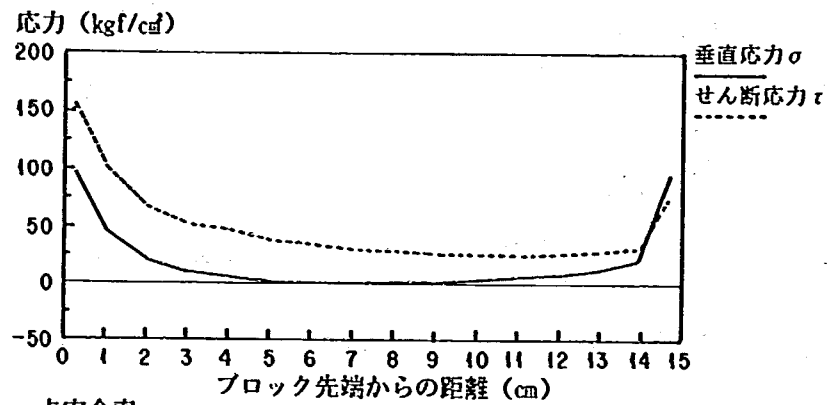


b) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 10 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時
 ($\sigma_{sf} = 24.22 \text{ kgf/cm}^2$, $\tau_{sf} = 47.39 \text{ kgf/cm}^2$)

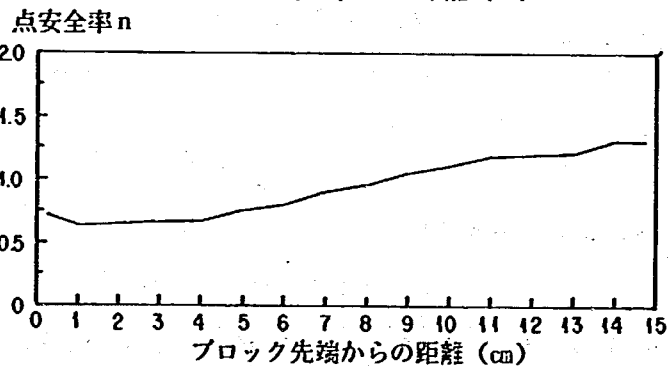
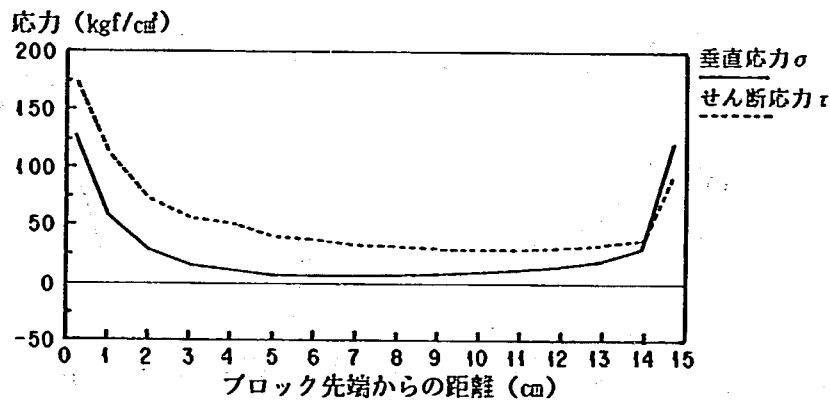
 圧縮応力
 引張応力
 40kgf/cm²

(6) ケース 6 (4 cmC)

図-2.14 推定破壊時における想定せん断面での主応力



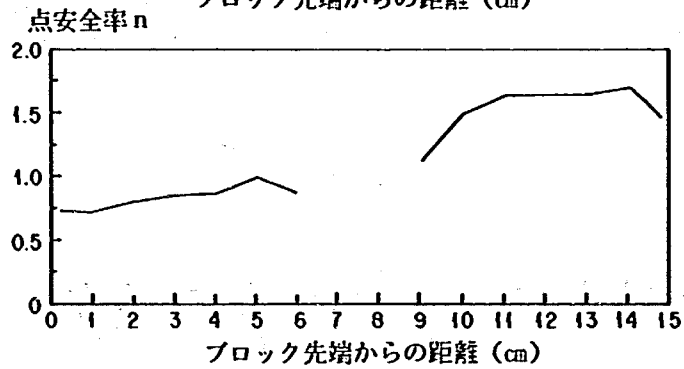
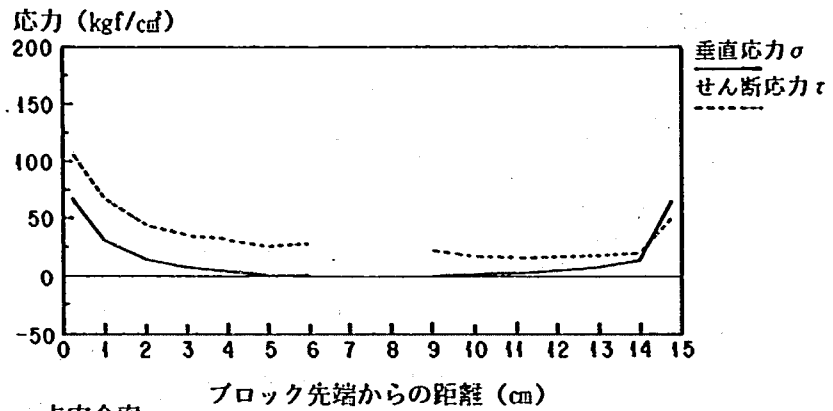
a) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 2 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時
($\sigma_{sf} = 16.40 \text{ kgf/cm}^2$, $\tau_{sf} = 47.99 \text{ kgf/cm}^2$)



b) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 10 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時
($\sigma_{sf} = 26.51 \text{ kgf/cm}^2$, $\tau_{sf} = 55.04 \text{ kgf/cm}^2$)

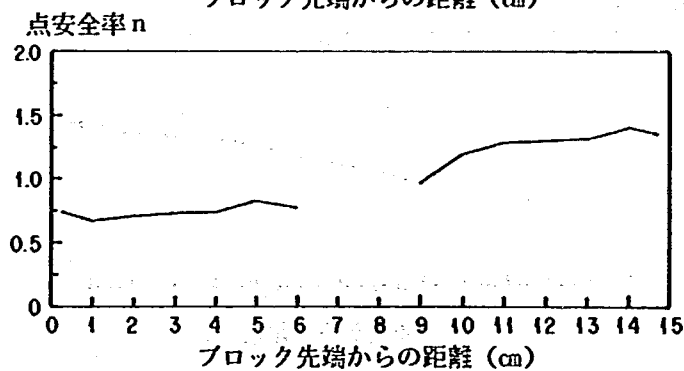
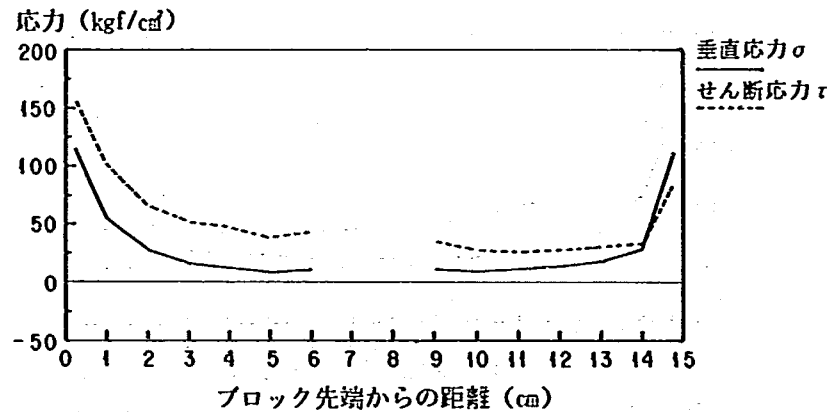
(1) ケース 1 (亀裂なし)

図-2.15 推定破壊時における想定せん断面での応力および安全率



a) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 2 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時

($\sigma_{sf} = 11.78 \text{ kgf/cm}^2$, $\tau_{sf} = 32.59 \text{ kgf/cm}^2$)

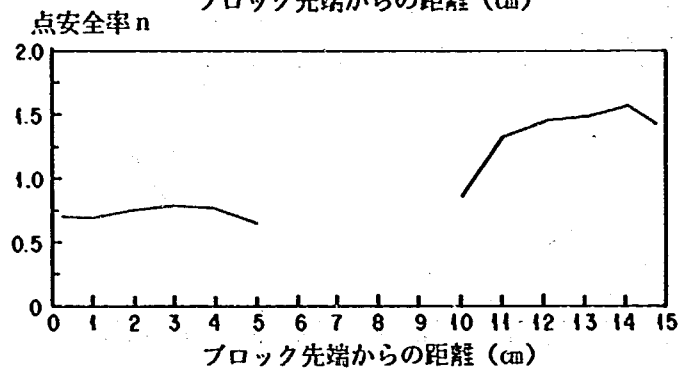
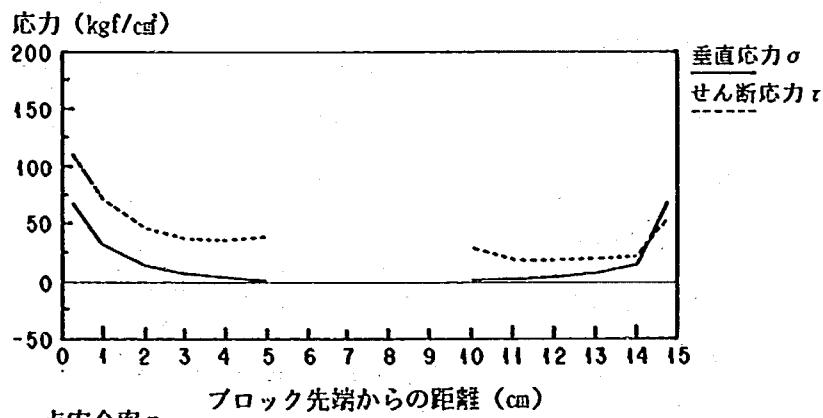


b) 初期垂直応力 $\tau_0 = 10 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時

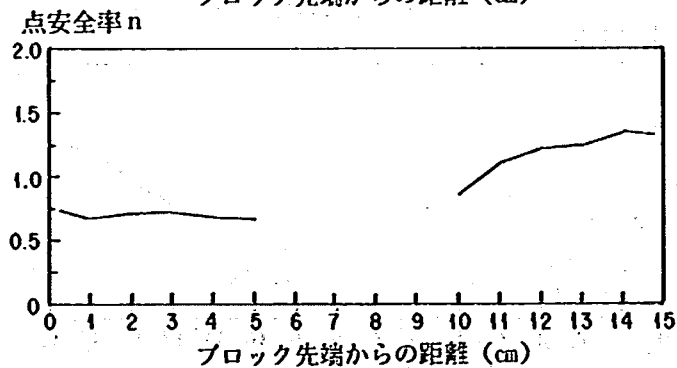
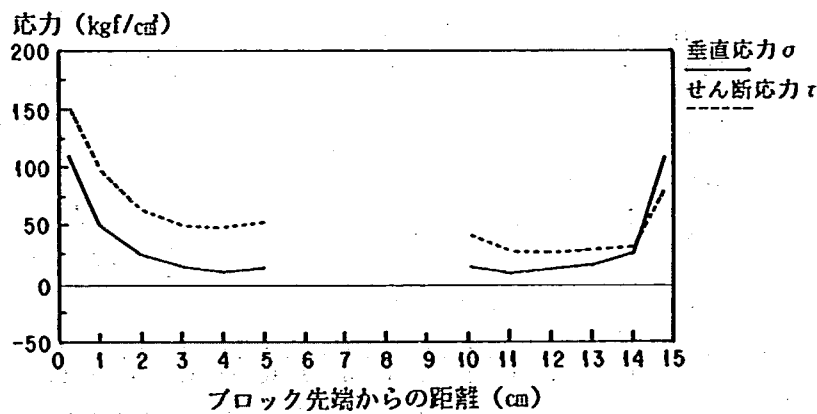
($\sigma_{sf} = 24.62 \text{ kgf/cm}^2$, $\tau_{sf} = 48.72 \text{ kgf/cm}^2$)

(2) ケース 2 (2 cmB)

図-2.15 推定破壊時における想定せん断面での応力および安全率



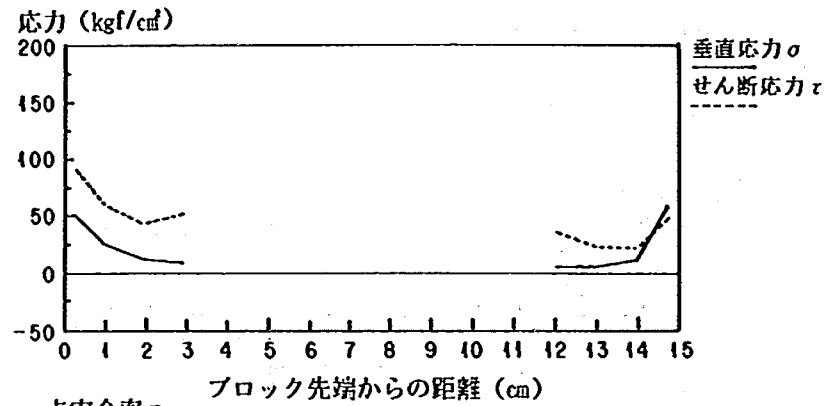
a) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 2 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時
($\sigma_{sf} = 12.18 \text{ kgf/cm}^2$, $\tau_{sf} = 33.94 \text{ kgf/cm}^2$)



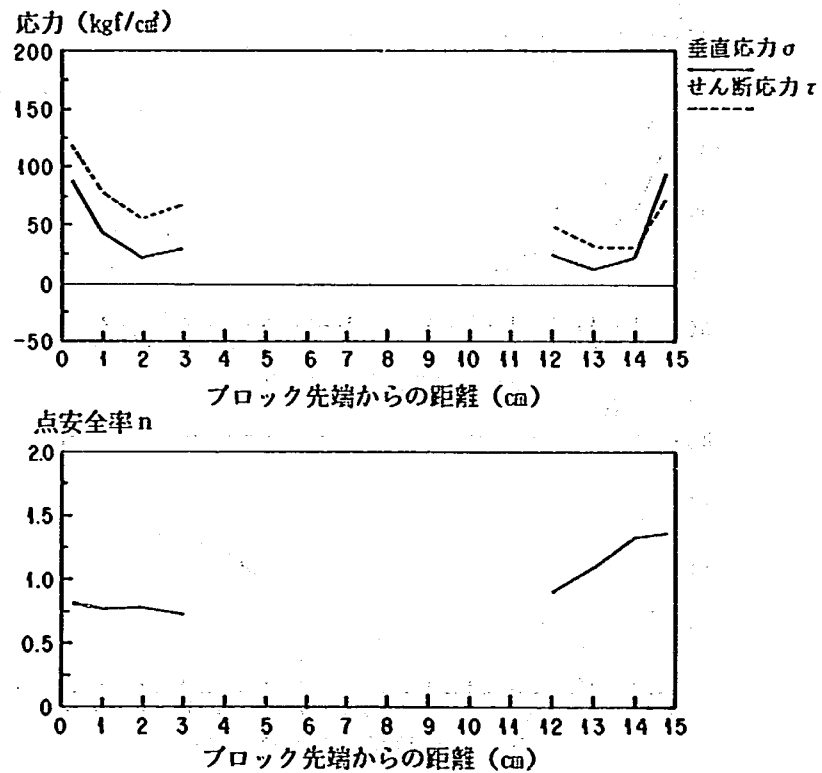
b) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 10 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時
($\sigma_{sf} = 24.43 \text{ kgf/cm}^2$, $\tau_{sf} = 48.10 \text{ kgf/cm}^2$)

(3) ケース 3 (4 cmB)

図-2.15 推定破壊時における想定せん断面での応力および安全率



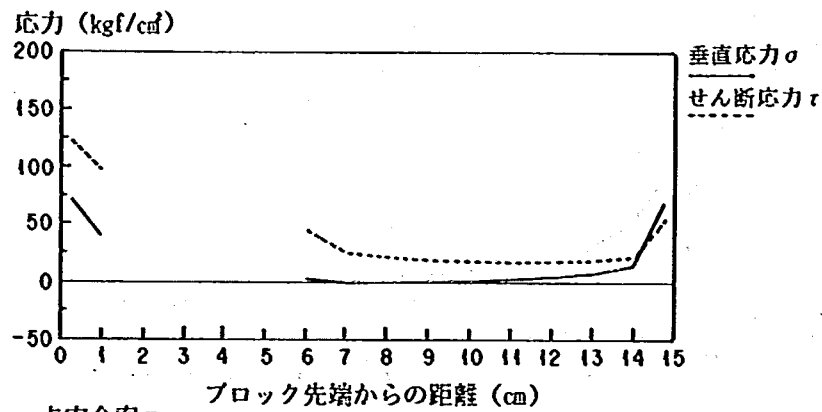
a) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 2 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時
($\sigma_{sf} = 9.88 \text{ kgf/cm}^2$, $\tau_{sf} = 26.25 \text{ kgf/cm}^2$)



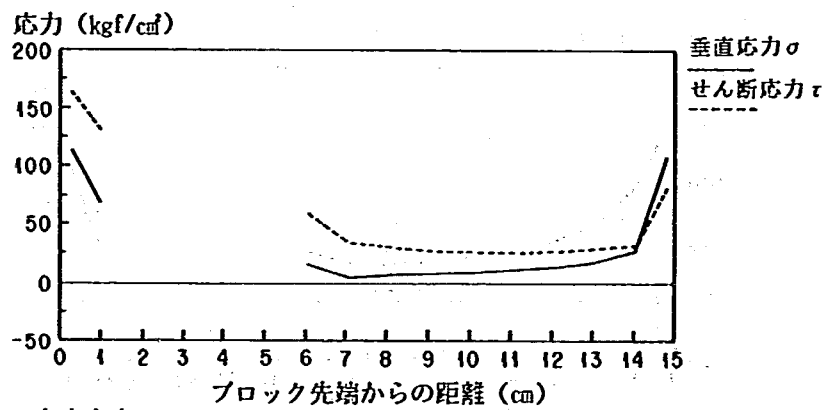
b) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 10 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時
($\sigma_{sf} = 20.75 \text{ kgf/cm}^2$, $\tau_{sf} = 35.83 \text{ kgf/cm}^2$)

(4) ケース 4 (8 cm B)

図-2.15 推定破壊時における想定せん断面での応力および安全率



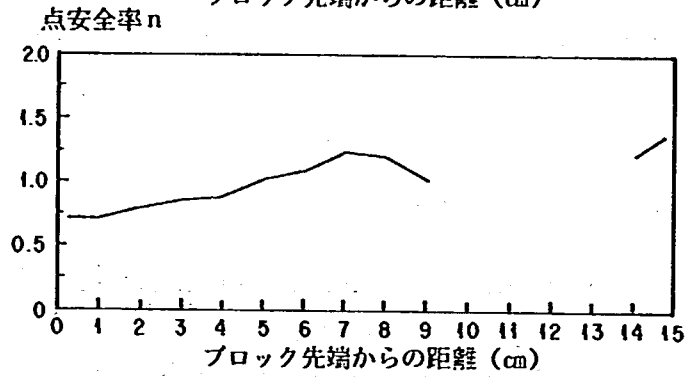
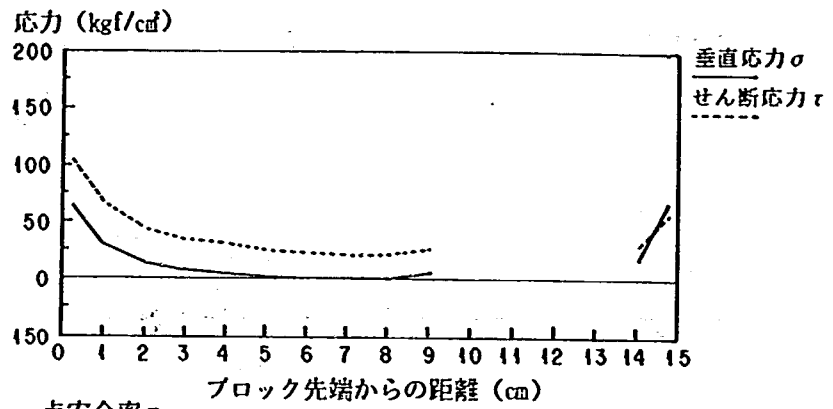
a) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 2 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時
 ($\sigma_{sf} = 12.23 \text{ kgf/cm}^2$, $\tau_{sf} = 34.11 \text{ kgf/cm}^2$)



b) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 10 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時
 ($\sigma_{sf} = 24.29 \text{ kgf/cm}^2$, $\tau_{sf} = 47.63 \text{ kgf/cm}^2$)

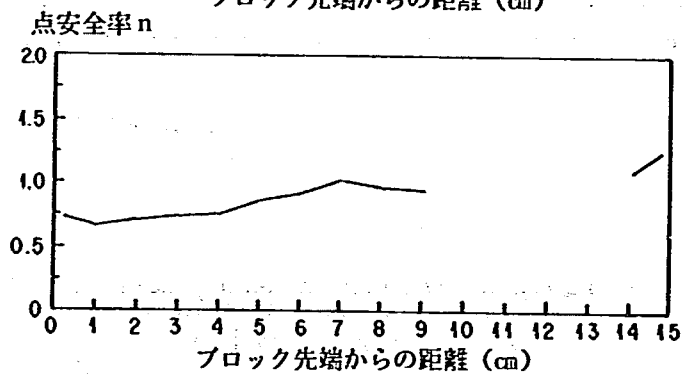
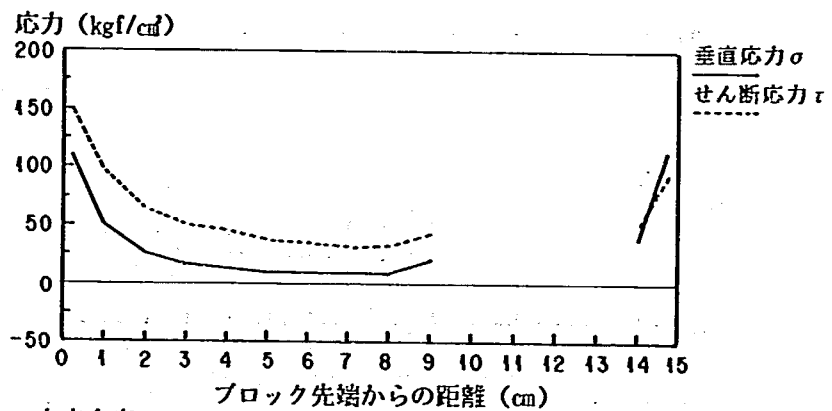
(5) ケース 5 (4 cmA)

図-2.15 推定破壊時における想定せん断面での応力および安全率



a) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 2 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時

($\sigma_{sf} = 11.50 \text{ kgf/cm}^2$, $\tau_{sf} = 31.68 \text{ kgf/cm}^2$)



b) 初期垂直応力 $\sigma_0 = 10 \text{ kgf/cm}^2$ での推定破壊時

($\sigma_{sf} = 24.22 \text{ kgf/cm}^2$, $\tau_{sf} = 47.39 \text{ kgf/cm}^2$)

(6) ケース 6 (4 cmC)

図-2.15 推定破壊時における想定せん断面での応力および安全率

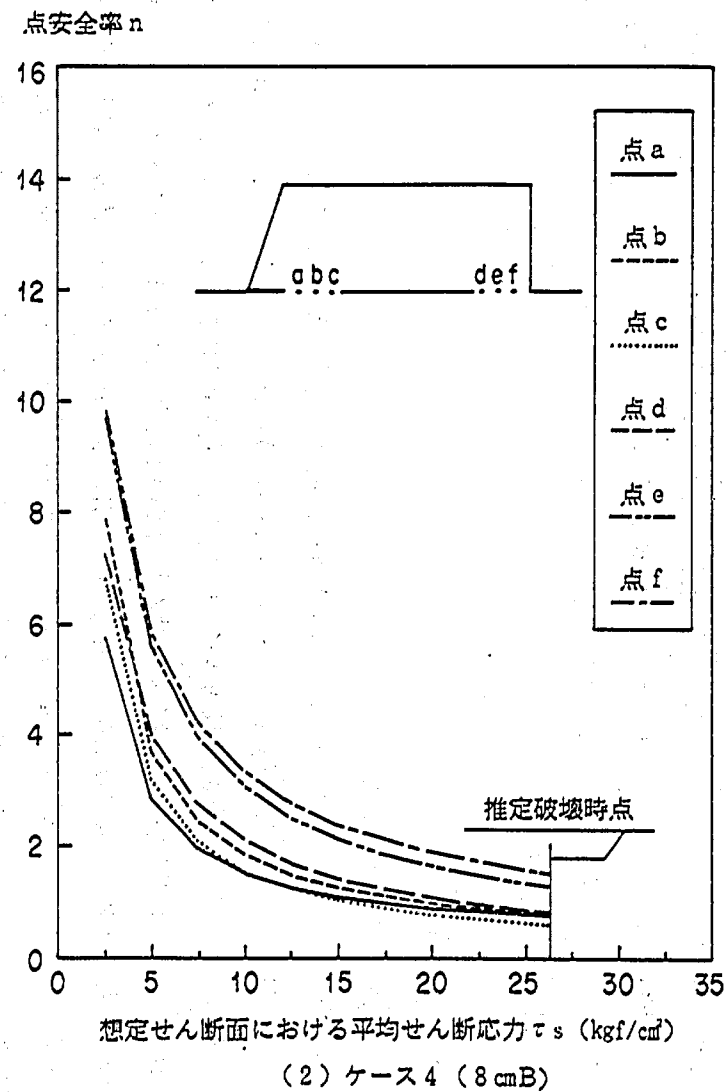
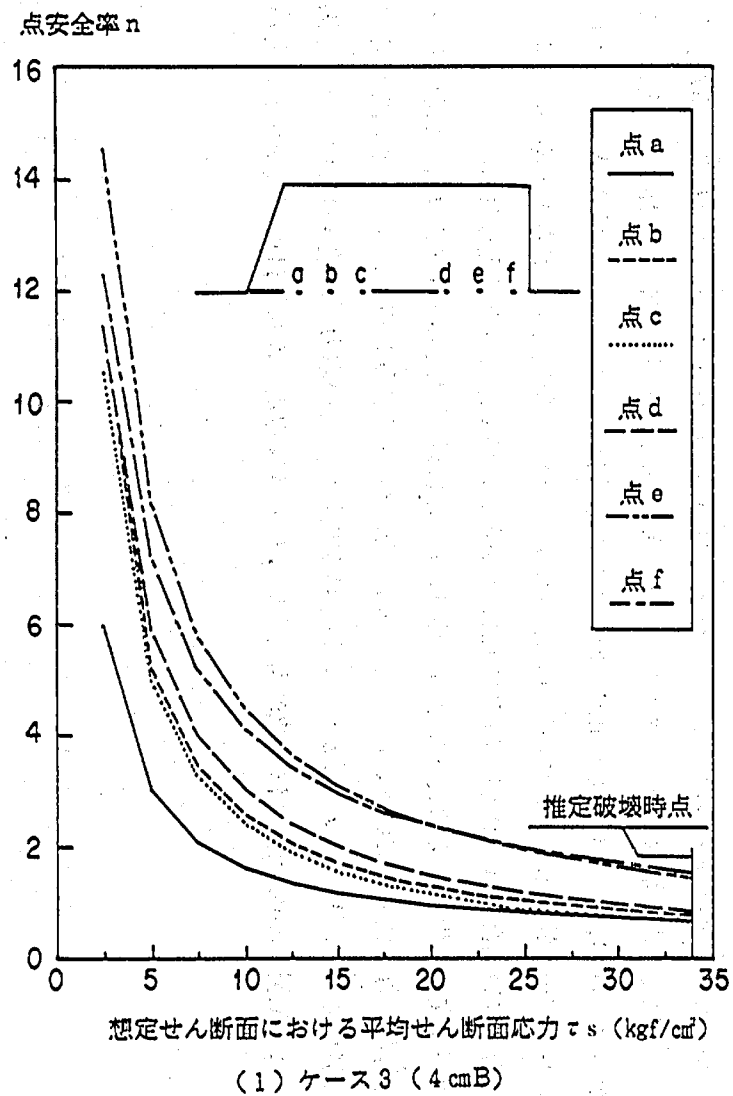


図-2.16 点安全率の変化 (初期垂直応力 $\sigma_v = 2 \text{ kgf/cm}^2$)

図から、全体的に安全率が下がってきてから、破壊が生じることがわかる。

ケース4では、破壊荷重近くに達すると他の点に比較して点cの点安全率の低下が目立つ。また、点a, b, dでも0.8程度の値に達しているので、亀裂の前後で局所的な破壊が生じ、これがすぐに全体の破壊に結びついたものと推測される。また、ケース3でも破壊荷重近くでは点a, b, c, dで同じ様な点安全率になっている。ケース3でも想定せん断面に近い面で破壊した供試体もあり、この場合はケース4と同様な破壊を起こしたものと考えられる。

2.2.4 試験結果のまとめ

(1) 水平亀裂の位置とせん断強度

以上の試験結果によれば、図-2.6(2)に示すように、水平亀裂の位置がせん断荷重の载荷側に近いほど、純せん断強度は大きく、内部摩擦角は小さくなっているように見える。しかし、1ケース内での試験結果のばらつきが大きく、純せん断強度で2.94kgf/cm²、内部摩擦角で0.115という差はほとんどないといつてよいと思われる。なお、FEM解析における想定せん断面での主応力(図-2.13)をみると、ケース5(4cmA)の場合、導入した水平亀裂より前側(図中左側)の引張応力が他のケースに比較して大きく、小さな強度が生じることが予想されたが、試験結果に明確な差が生じなかったのは、ブロック前端から下方に向かって入る縦亀裂がこのような引張応力を減じる影響が大きかったことによるものと思われる。

(2) 水平亀裂の長さとせん断強度

水平亀裂が存在しないケース1の結果は、水平亀裂を導入した場合の結果と非常に異なったものとなっている。今回の実験では実際に供試体に载荷した荷重の範囲では、同じ初期垂直応力において、亀裂が存在しないケース1の試験結果は他のケースのほとんどの試験結果よりも大きなせん断強度を示した。また、破断面の形状をみると、水平亀裂を導入した場合には破断面が必ず水平亀裂を通るように生じるが、ケース1(亀裂なし)ではそのような水平亀裂がないことから、破断面の位置は想定せん断面の位置と大きく異なることが多かった。なお、ケース2(2cmB)の破断面の形状はケース1(亀裂なし)と同様なものが見られるが、その強度を比較すると両者にかなりの差があり、短い水平亀裂であっても水平亀裂の先端に応力集中がある場合とない場合では、せん断強度に明確な差が現れたのであろうと考えられる。

水平亀裂が存在する場合、その長さによって純せん断強度はほとんど変わらないが、亀裂が8cmになると内部摩擦角が大きく低下している。これは、水平亀裂がブロック前端に近く、ブロック前端から水平亀裂までの応力が高まったことと、ブロック前端に縦亀裂が生じず、その応力が軽減されないことが原因と考えられる。また、亀裂8cmの場合には、他の場合と比較してほぼ想定せん断面付近で破壊することが多かった。

3. まとめと今後の課題

本調査は、原位置岩盤のせん断試験をモデル化した室内試験を石膏を用いた2次元模型によって行った。その際、想定せん断面に水平の亀裂を導入し、水平亀裂が強度に及ぼす影響を検討した。その結果をまとめると次のようになる。

(1) 想定せん断面上の水平亀裂は、それが小さいものであっても、せん断強度に大きな影響を及ぼし、また、せん断面の長さの半分以上を越えるような特に長い水平亀裂が存在する場合には、急激にせん断強度が減少することがわかった。その理由として、水平亀裂は単にせん断面積を減らすというだけでなく、水平亀裂近傍の応力集中の度合いにも大きく影響し、それによってせん断強度が減少することがFEM解析を通して明らかになった。また、水平亀裂の長さの影響については、単にその長さによる影響なのか、あるいはブロック前端から水平亀裂の先端までの距離の影響であるかを明らかにすることはできなかった。

(2) 長さが同じであるが存在する位置が異なる水平亀裂がせん断強度に及ぼす影響について、今回の実験では大きな相違は見られず、水平亀裂が存在しない場合に比べて同程度のせん断強度の低下がみられた。しかし、FEM解析を通じた考察においては、水平亀裂の位置による応力集中の程度に大きな相違が認められた。なお、今回の試験で導入した水平亀裂の長さは4 cmであったが、その長さをさらに長くして位置によるせん断強度への影響を評価する試験を行えば、位置によるせん断強度への影響が現れることも考えられる。

今回の試験では、想定せん断面付近に存在する亀裂の有無とその形状が、そのせん断試験結果に大きな影響を及ぼすことを確認することができたが、さらにその影響を定量的に検討していくには、想定せん断面上での位置と長さの組み合わせをさらに変化させて詳細な検討を加える必要があると思われる。

また、今後は、上記の点に加えて、想定せん断面から外れた場所に亀裂がある場合の検討も併せて行い、どのような範囲の亀裂が試験結果に影響するかも検討する必要があると思われる。

なお、今回の試験においてはひずみの測定を行い、その計測値より得られた応力値は、FEM解析との比較で一応の一致を得た。しかし、全体的なひずみの分布を知ろうとしたために、導入した亀裂の先端など局部的に重要な位置でのひずみの値を正確に計測することができなかった。今後は、亀裂の挙動、影響をより詳しく知るために、亀裂の近傍での計測を試みるなど、ひずみ計測方法に関してのより一層の工夫が必要であると考えられる。

参 考 文 献

- 1) 河川管理施設等構造令研究会編「解説・河川管理施設等構造令」昭和53年3月, 山海堂
- 2) 土木学会岩盤力学委員会編「原位置岩盤の変形およびせん断試験の指針—解説と設計への適用—」昭和58年12月, 土木学会
- 3) 永山功, 渡辺和夫, 小林政登「コンクリートのせん断強度についての実験的考察(その1)」土木研究所資料第2829号, 平成2年3月

要 旨

コンクリートダムの設計において、基礎岩盤のせん断強度は非常に重要な設計上の要素となっている。岩盤のせん断強度は、岩盤を構成する岩石の強度、亀裂の分布、状態などによって影響を受けることがわかっている。本調査は、内部に亀裂を有する石膏模型に対して原位置岩盤せん断試験に準じたせん断試験を行い、せん断強度に対する亀裂の影響度を検討することを目的として実施したものである。本報告書では、想定せん断面に長さ、位置の異なる種々の亀裂を有するモデルに対して実施したせん断強度試験より、亀裂の違いによるせん断強度、破壊形状の違いを考察するとともに、2次元有限要素解析による検討を加えた。

キーワード：模型実験、せん断試験、せん断強度、岩盤亀裂、FEM解析

郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十一円切
手をはって
下さい。

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所
ダム構造研究室
行

No. _____

No. _____

配布先住所

配布先氏名



土木研究所資料 第2923号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

