

# 治山ダムクラックの特性解析 と破壊防止技術の確立

## 治山ダムクラックの特性解析と破壊防止技術の確立

## I 試験担当者

九州支場防災研究室長 陶山正憲

〃 室員 竹下幸, 真島征夫

防災部治山第三研究室 竹内美次

大阪営林局コンクリート試験室

## II 試験の目的

公共性の高い治山ダムの各種機能を強度上より安全に發揮させるため、クラック（き裂、ひび割れ）の発生または拡大が危惧される各種治山ダムの実態を把握し、治山ダムクラックならびに治山ダム材としてのコンクリートクラックの特性を構造・材料力学の両面から解析し、クラックによる治山ダムの危険度判定とコンクリートの破壊機構を明らかにする。これによって、治山ダムの安全設計と事故診断技術の確立のための基礎資料を得る。

## III 試験の経過とその概要

本試験は昭和51年度から53年度まで3年間実施されたものであり、次の二つの研究項目からなる。研究項目別の試験概要と年次経過は次のとおりである。

## 1. 治山ダムにおけるクラック挙動の実態と特性解析（現地試験）

治山ダムに発生するクラックの実態を把握するため、熊本営林局管内（昭和51年度～52年度）、高知営林局管内（昭和51年度～52年度）、大阪営林局管（昭和51年度）、青森営林局管内（昭和51年度）、愛知県豊田事務所管内（昭和51年度）において実態調査を行い、治山ダムにおけるクラックの発生位置、クラックの進行方向、クラックの寸法（幅、長さ）と規模（奥行き）などの特徴を整理分類し、クラックの形態と発生要因について検討を行った。

次に、治山ダムに発生したクラックがいかなる挙動を示すかについて具体的に究明するため、実態調査の結果を勘案して、熊本・高知の両営林局管内におけるクラック発生ダムから治山ダム6基を選定し、昭和52～53年度までクラックと伸縮継目の開口変位量を実測し、治山ダムクラックの挙動特性を明らかにした。

## 2. コンクリートにおけるクラックの発生機構と破壊現象の解明（室内実験）

治山ダム材としてのコンクリートのクラック発生機構と破壊機構、クラック発生によるコンクリートの強度低下現象、クラック入りコンクリートの最適基準強度の評価法、クラックの発生要因を除去するためのコンクリートの配合・打設・養生条件など、コンクリートとクラックの問題に関する基礎的検討を行うため、林業試験場防災部（昭和51年度）、林業試験場九州支場（昭和52年度～53年度）および大阪営林局コンクリート試験室（昭和52年度～53年度）で、各種コンクリートの破壊靭性試験を実施した。本試験の方法と得られた成果等については、研究項目別にIV、V章にそれぞれ取りまとめた。

## IV 治山ダムにおけるクラック挙動の実態と特性解析

### 1. 研究の背景と目的

近時、セメントコンクリートの著しい品質向上と、いわゆる“生コン”的普及とともに、治山ダムの堤体材料にも良質のコンクリートが容易に使用されるようになってきたが、その反面皮肉にも、コンクリートダムに発生するクラック（き裂、ひび割れ）の問題が各方面で憂慮されるようになった。治山ダムに発生するクラックは、貫通クラック～表面クラック、垂直方向クラック～水平方向クラックなど多種多様で、その発生・進行・伝播・停止などの原因が、ダムに働く内力あるいは外力、ダムの形状、材質、施工法などのいずれに起因するのかいまだ明らかにされていないが、いずれにしても公共性の高い治山ダムの安全設計と事故診断上、早急に解決すべき問題である。このような現状を打開するため、治山ダムに発生するクラックの実態を調査し、その結果を勘案してクラックの挙動を現地で測定した。

本章では、上記実態調査と挙動測定結果のまとめとして、まず治山ダムクラックの実態とその特徴について検討し、次に治山ダムクラックのモデル化とその解析を行い、最後に現実の治山ダムクラックと伸縮継目（E.O.J.）の開口変位量の変化について若干の破壊力学的考察を加える。

### 2. 治山ダムクラックの実態とその特徴

#### （1）調査方法

治山ダムに発生するクラックの実態を把握するため、熊本・高知・大阪・青森の各営林局管内ならびに愛知県下において、クラックの発生が認められた表-1の治山ダム33基について現地調査を実施した。この中には、クラックがダム本体以外の水叩部等に発生している治山ダムも含まれているので、ここではこれを除外して図1～25の25基の治山ダムを対

象にして、

#### 1) クラックの発生位置

#### 2) クラックの規模

#### 3) クラックの発生方向

#### 4) クラックの形態

などを調査・実測した。

#### （2）治山ダムクラックの発生位置

治山ダムの堤体にクラックが発生している25例について、ダムの形状とクラックの発生位置（2次元的位置）を示すと図-1～25のようになる。これらの治山ダムクラックは、ダムの材質とともにその発生位置に特徴的傾向がうかがわれる所以、ここではまず、治山ダムに発生するクラックを、その発生位置とダムの材質により次の6つのタイプに分類し、それぞれの特徴について検討を加える。

#### A：水抜孔から発生するクラック

これは治山ダムの水抜孔から発生するクラックで、このタイプの典型的な例はダム18、20、30で、このほかにダム2、4、5、9、15、16、19にもこのタイプのクラックが認められる。この場合、水抜孔の形状はダム4、5、16、30が矩形で、他の6基は円形水抜孔である。発生したクラックの進行方向は、ダム2の場合のみ水平方向に伸びているが、他は全て垂直方向に伸びている。

#### B：各種の継目から発生するクラック

これは治山ダムの打継目、伸縮継目、縁切り部などから発生するクラックで、このタイプの典型的な例はダム4、19で、このほかにダム3、5、8、16、21にもこのタイプのクラックが認められる。なおダム8は練積ダム、ダム16は玉石コンクリートダムである。

#### C：ダム形状の変換点から発生するクラック

これは治山ダムの構造上、形状が急変する袖の立ち上り部などから発生するクラックで、このタイプの例はダム7～13、17の計8基に認められるが、特にダム7、12のクラックはこのタイプの典型的な例である。なお、ダム9、13以外は玉石コンクリートダムないし練積ダムであることに注目したい。

#### D：天端から発生するクラック

これは治山ダムの水通し天端や袖天端から発生するクラックで、このタイプの例はダム

表-1 クラックの発生が認められた治山ダムとその諸元

ダム番号	ダム名	ダム材料	ダム諸元		
			ダム長 (m)	ダム高 (m)	体積 (m <sup>3</sup> )
1	桜島長谷川1号谷止	純コン	70.4	7.0	1,504.3
2	桜島中津野川1号谷止	純コン	29.5	6.0	501.2
3	桜島横石沢1号谷止	純コン	43.5	7.0	807.8
4	眉山4溪10号谷止	純コン	109.0	6.0	1,932.3
5	宇美山4号谷止	純コン	47.0	5.0	300.8
6	柳井谷1号谷止	玉コン	43.0	10.0	1,381.3
7	柳井谷2号谷止	玉コン	53.2	7.5	1,168.3
8	柳井谷5号谷止	練積	34.0	10.0	1,230.7
9	松邦川1号床固	純コン	62.0	5.0	667.7
10	樺尾谷6号床固	玉コン	44.5	7.0	883.8
11	樺尾谷13号床固	玉コン	35.5	5.0	443.8
12	祖谷川平谷2号床固	玉コン	57.0	9.5	1,467.0
13	祖谷川平谷3号床固	純コン	54.0	8.0	1,563.0
14	祖谷川平谷7号床固	純コン	61.4	6.0	1,693.3
15	祖谷川平谷9号床固	純コン*	74.5	5.0	1,680.6
16	仏通寺山1号堰堤	玉コン	52.0	10.0	1,719.2
17	三ッ目内川床固	玉コン	59.0	4.0	
18	島田川2号床固	純コン	34.0	3.0	
19	飛金沢堰堤	純コン	49.0	10.5	245.5
20	食場沢堰堤	純コン	26.0	4.0	
21	秋山沢堰堤	純コン	48.0	6.0	1,082.7
22	本内川堰堤	純コン	36.0	5.0	
23	大森沢堰堤	純コン	58.5	9.5	
24	ミチノ沢堰堤	純コン	41.0	7.0	408.0
25	勘七沢堰堤	純コン	33.5	6.0	487.5
26	寒湯沢1号堰堤	純コン	34.5	6.0	
27	寒湯沢2号堰堤	純コン	44.5	6.0	636.0
28	寒湯沢3号堰堤	純コン	43.0	5.0	528.2
29	筒砂子沢堰堤	大砂利コン	59.0	4.5	578.6
30	西広瀬谷止	純コン	17.5	3.0	76.2
31	大坂1号谷止	純コン	23.0	5.5	202.5
32	大坂2号谷止	純コン	36.0	7.4	606.8
33	大坂床固	純コン	34.0	4.0	208.6

水抜孔寸法 (m)	個数	伸縮継目(本数)	施工年度	所轄	
				營林局名 (県名)	營林署名 (事務所名)
0.3φ	5	3	1976	熊本	鹿児島
0.3φ	5	0	1976		
0.3φ	5	3	1976		
0.5×0.5	2	5	1975		長崎
0.5×0.5	2	1	1975		福岡
0.7×0.5	3	0	1961	高知	大栃
0.6×0.4	5	0	1958		
0.5×0.4	6	0	1957		
0.5×0.5	5	0	1957		
0.52φ	7	2	1975		
0.7×0.5	2	0	1960		徳島
0.7×0.4	3	0	1968		
0.6φ	3	0	1964		
0.8φ	1	縁切	1964		
0.8φ	1	縁切	1963		
0.52φ	5	2	1977		
0.52φ	5	2	1976		
0.5×0.5	3	0	1962	大阪	西条
0.5×0.5	3	0		青森	大鰐
0.5φ	2	0	1971		
0.4φ	2	0	1974		三本木
0.4φ	3	0	1974		諫ヶ沢
0.4φ	4	1	1974		白石
0.5φ	4	1	1974		川尻
0.5φ	5	1	1974		古川
0.4φ	2	1	1976		
0.4φ	2	1	1975		
—	0	0	1972		
0.4φ	2	1	1974		
0.5φ	2	1	1975		
0.4×0.4	5	1	1963		中新田
0.5×0.5	1	0	1975	(愛知)	(豊田)
0.4×0.4	1	0	1973		
0.4×0.4	1	1	1973		
—	0	1	1973		

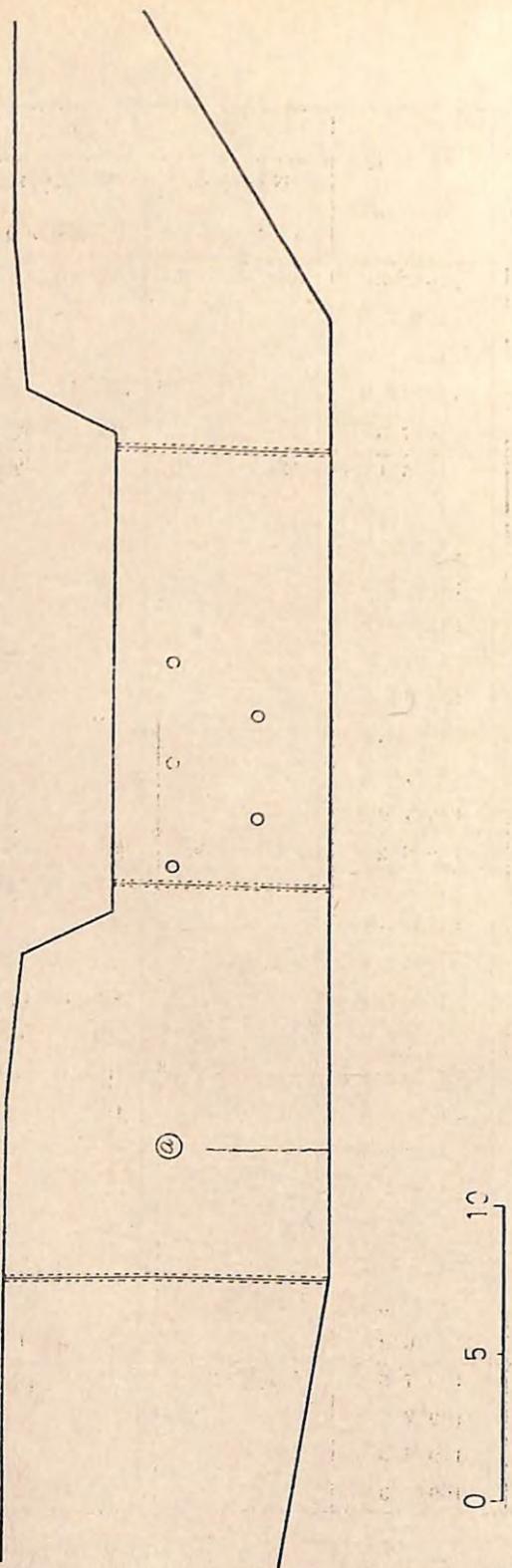


図-1 桜島長谷川1号谷底(1)の形状とクラック発生位置

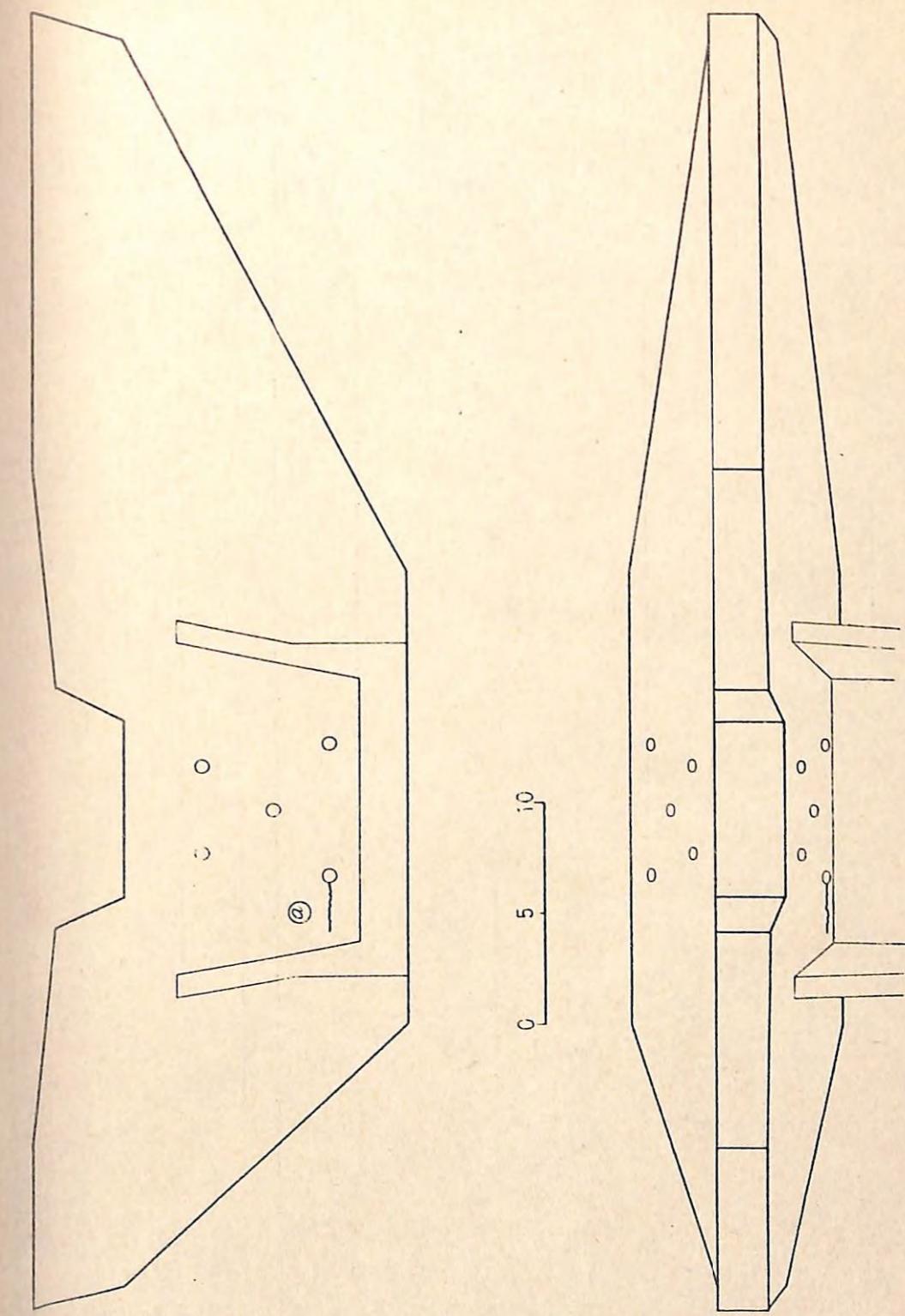
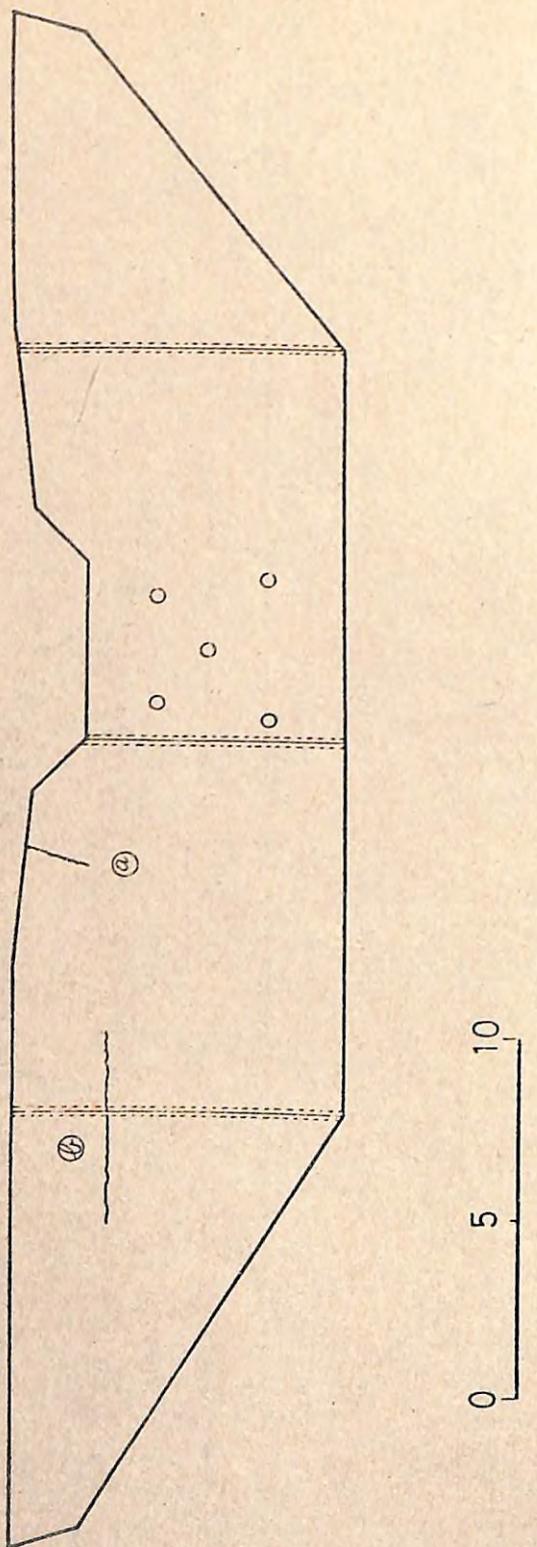


図-2 桜島中津野川1号谷底(1)の形状とクラック発生位置



— 226 —

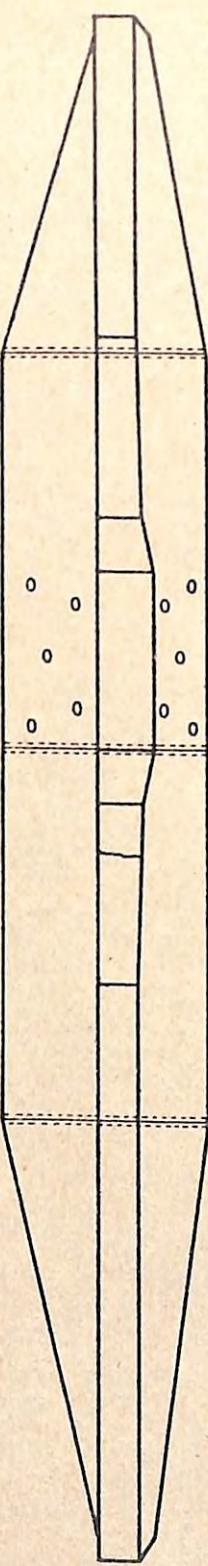


図-3 桜島横石沢1号谷止(3)の形状とクラック発生位置

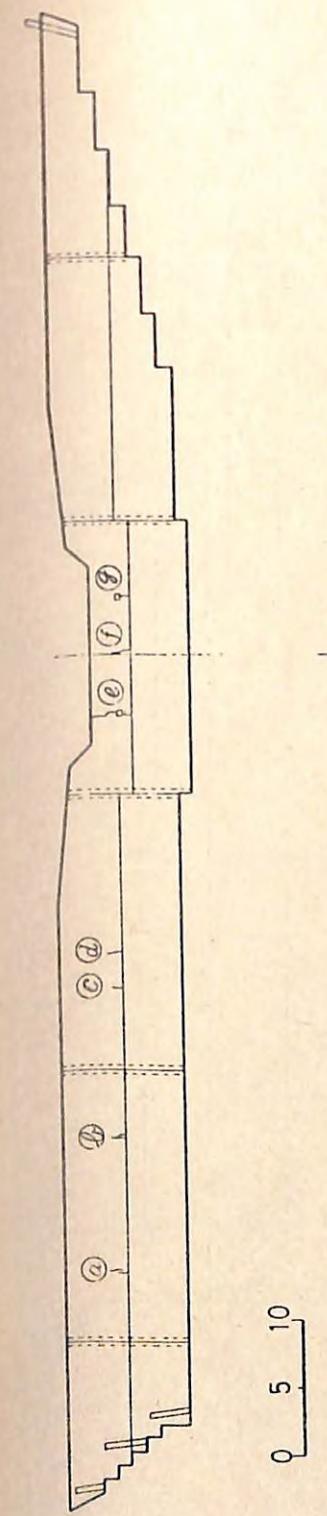
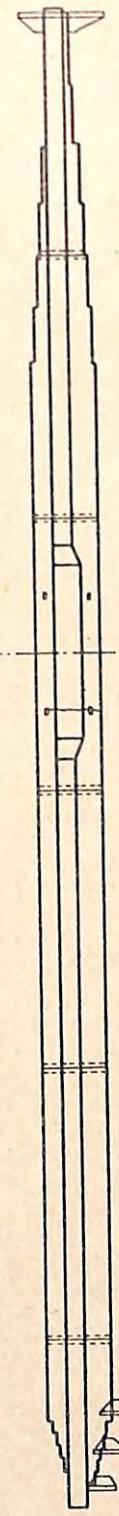


図-4 眉山4溪10号谷止(4)の形状とクラック発生位置



— 227 —

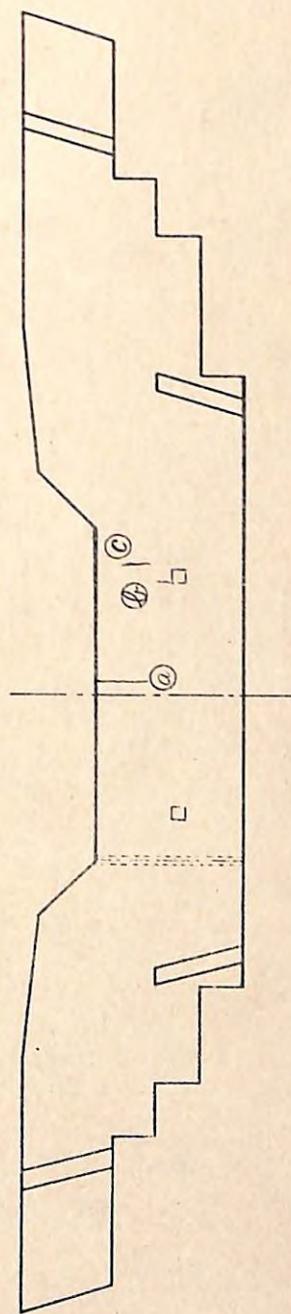
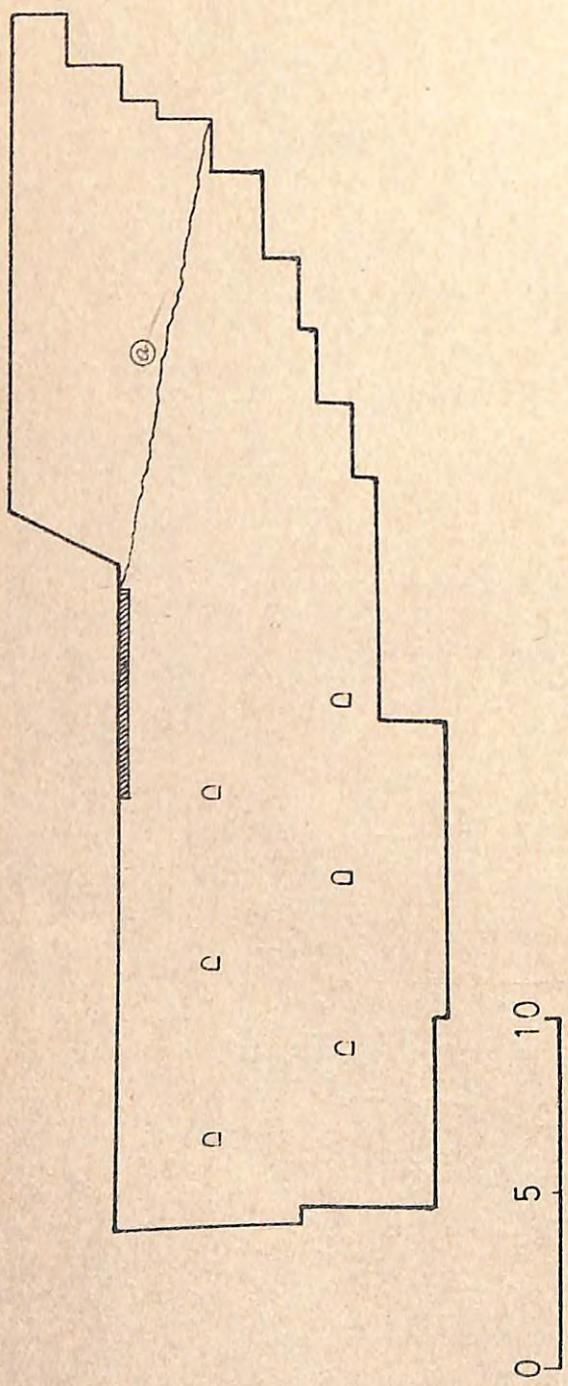


図-5 宇美山4号谷止(5)の形状とクラック発生位置

図-5 宇美山4号谷止(5)の形状とクラック発生位置



—228—

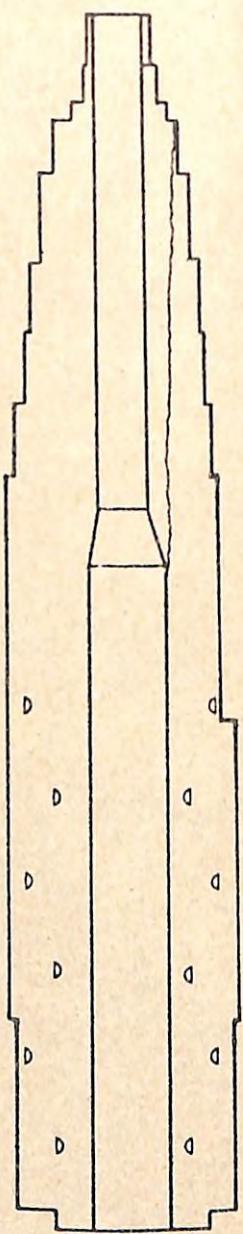
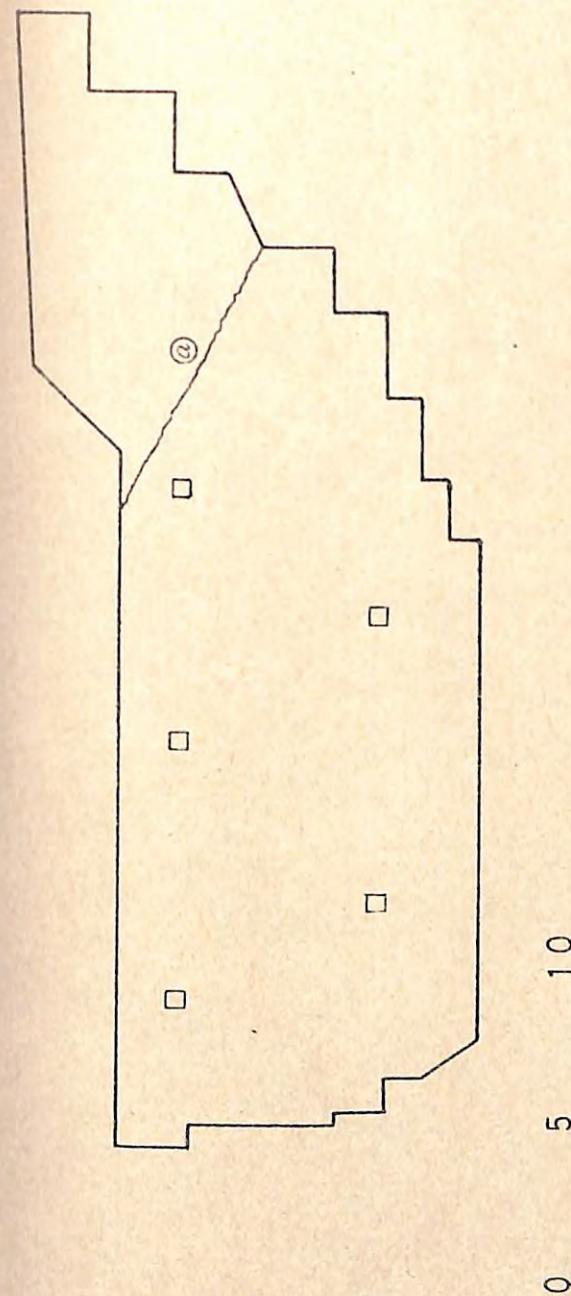


図-6 柳井谷2号谷止(7)の形状とクラック発生位置



—229—

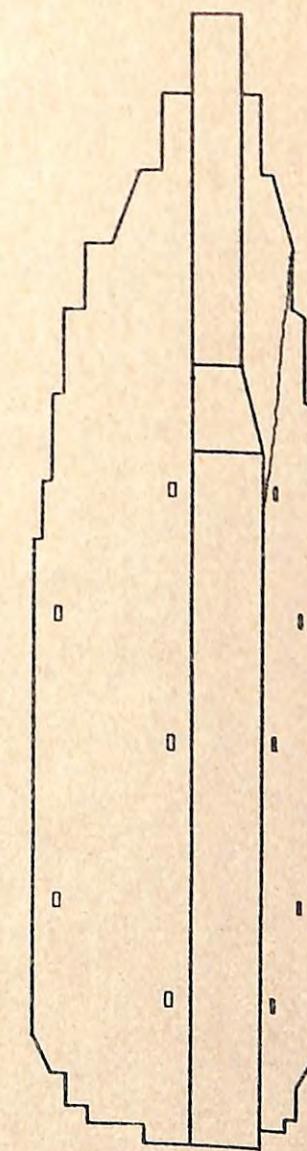
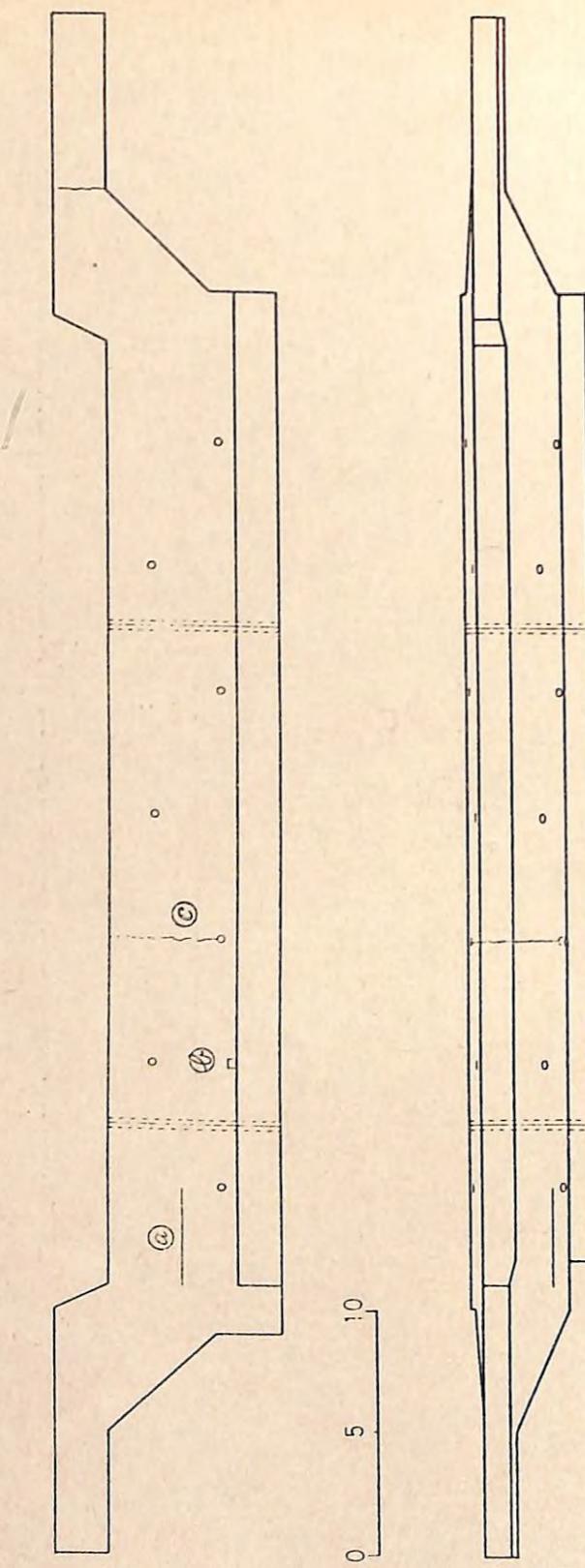
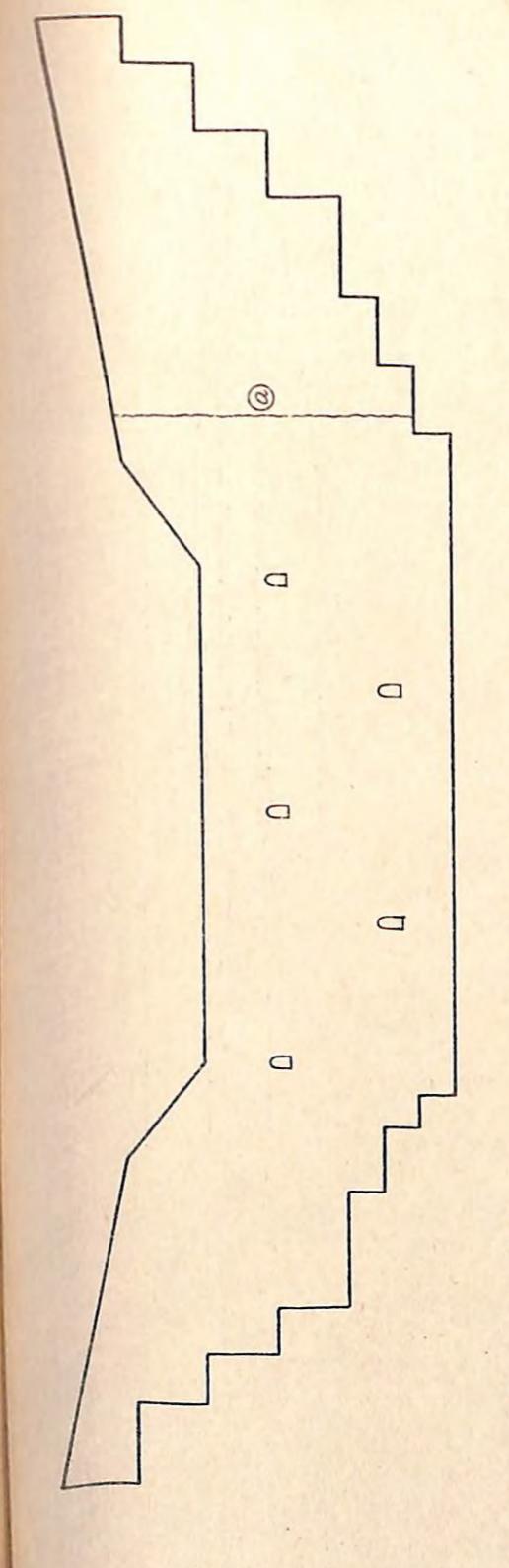


図-7 柳井谷5号谷止(8)の形状とクラック発生位置



—230—

図-8 松邦川 1号床固(9)の形状とクラック発生位置



—231—

図-9 横尾谷 6号床固(10)の形状とクラック発生位置

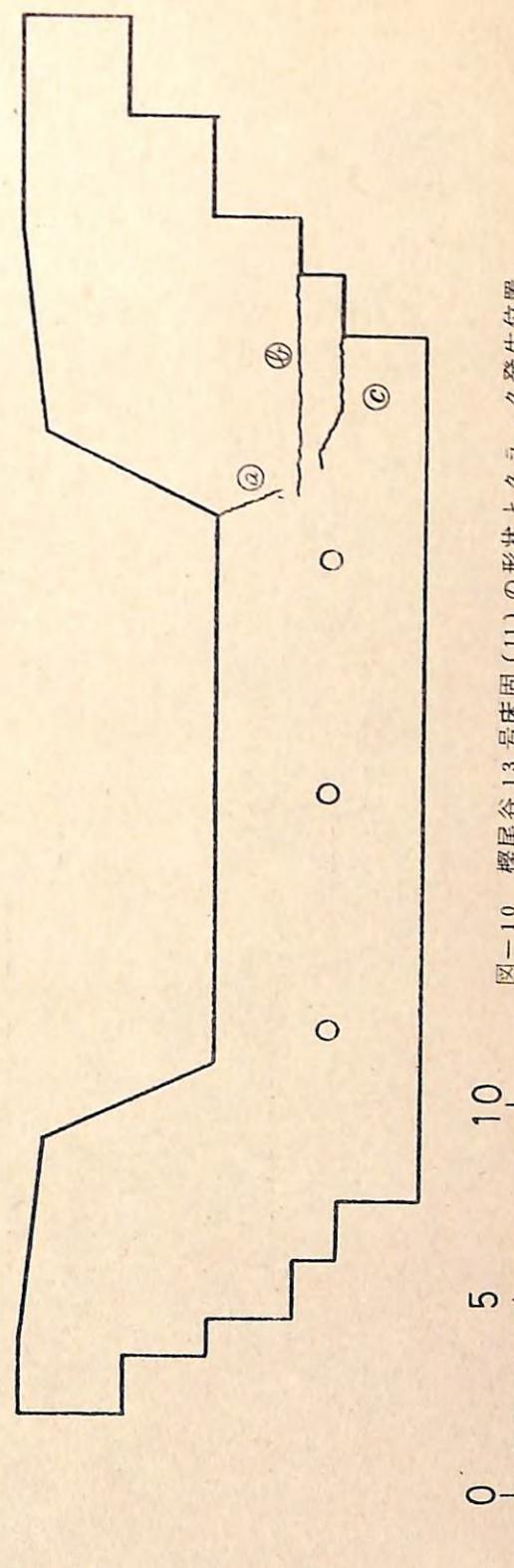


図-10 横尾谷 13号床固(11)の形状とクラック発生位置

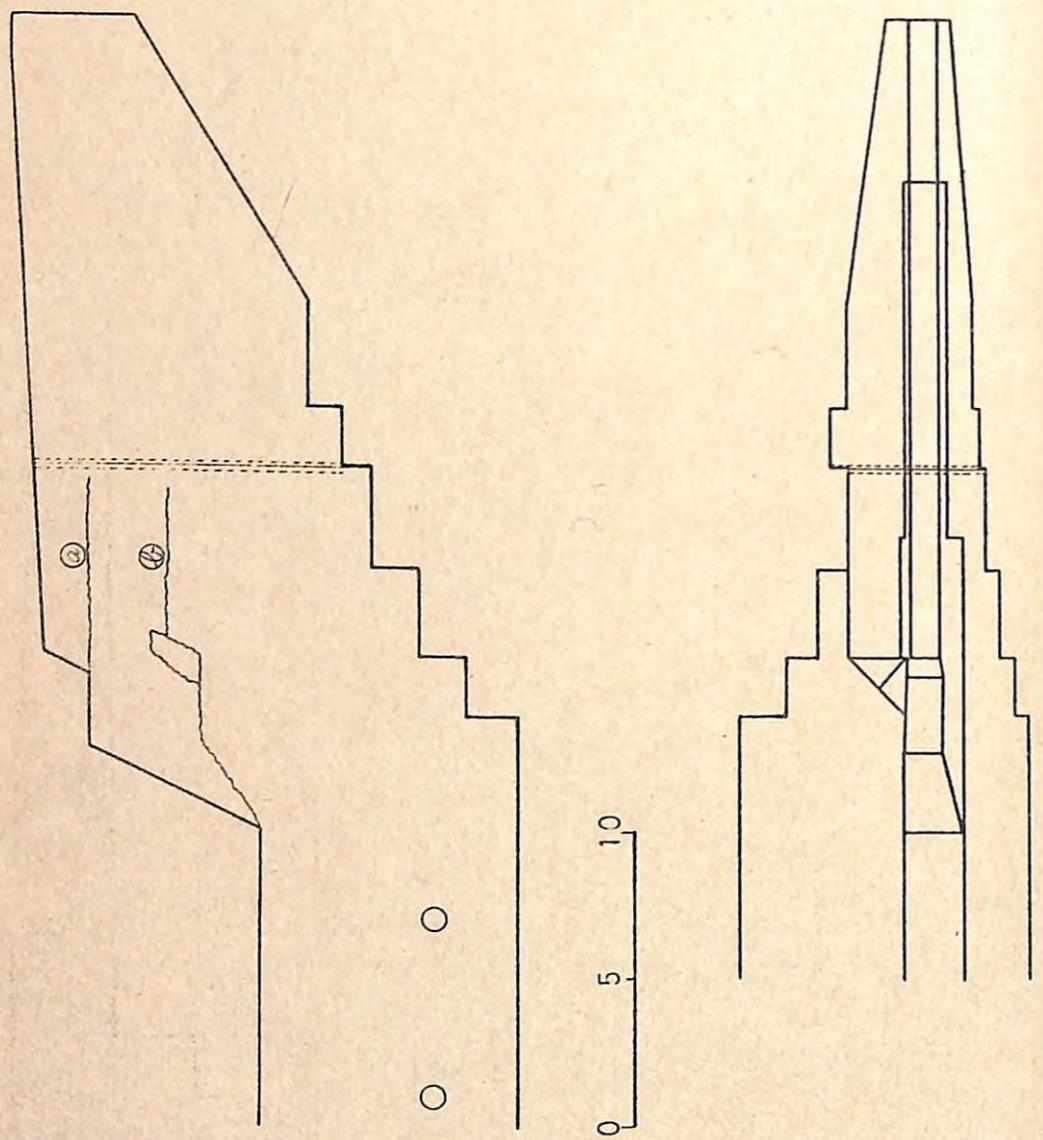


図-11 祖谷川平谷2号床固(12)の形状とクラック発生位置

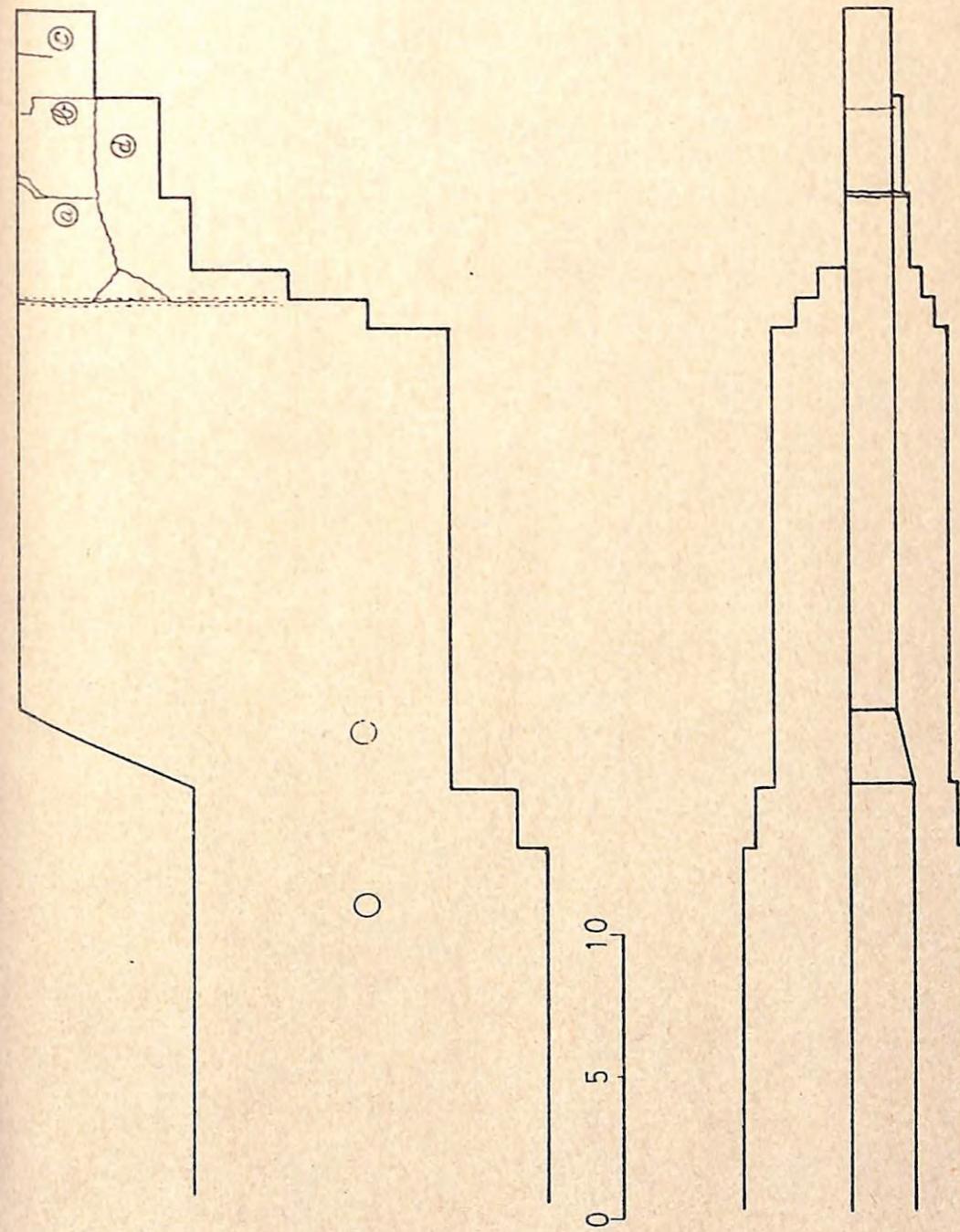
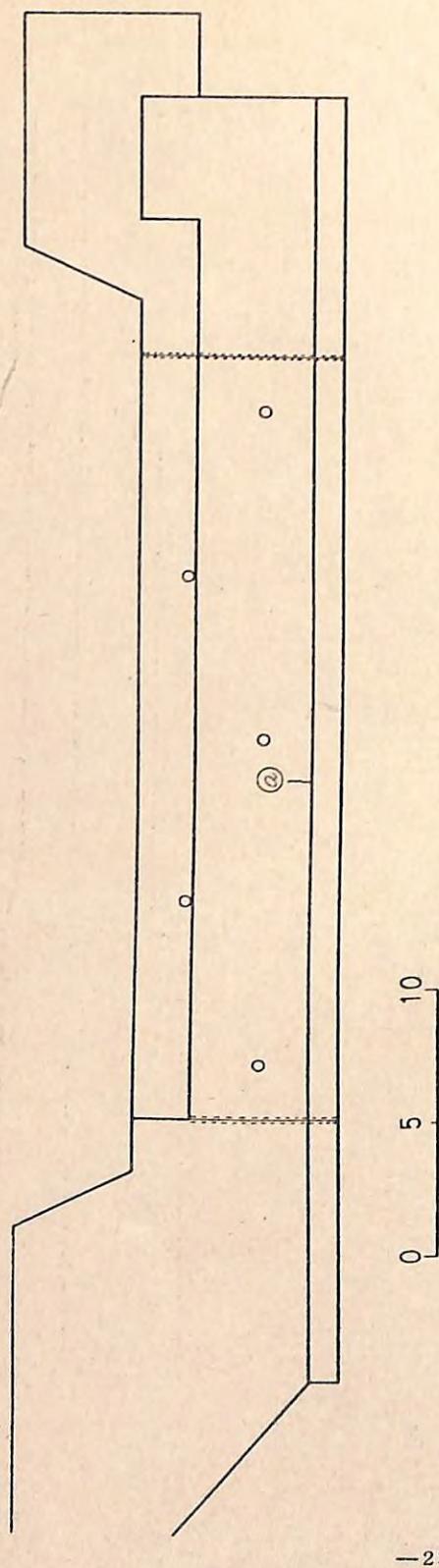


図-12 祖谷川平谷3号床固(13)の形状とクラック発生位置



—234—

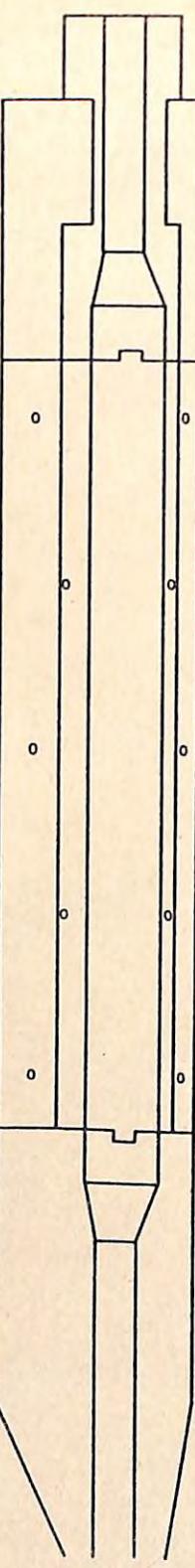
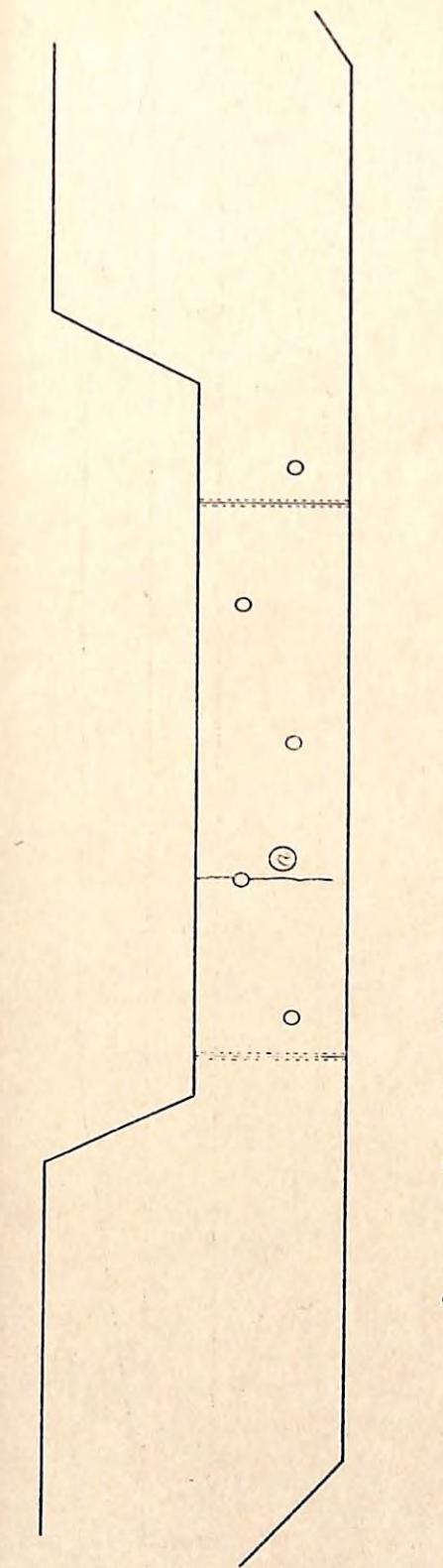


図-13 祖谷川平谷7号床固(14)の形状とクラック発生位置



—235—

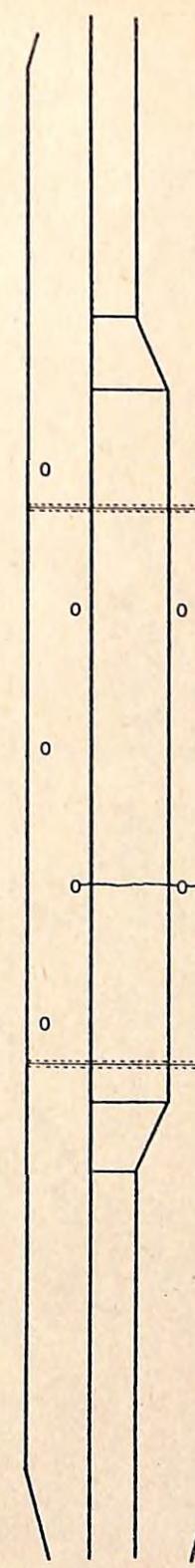
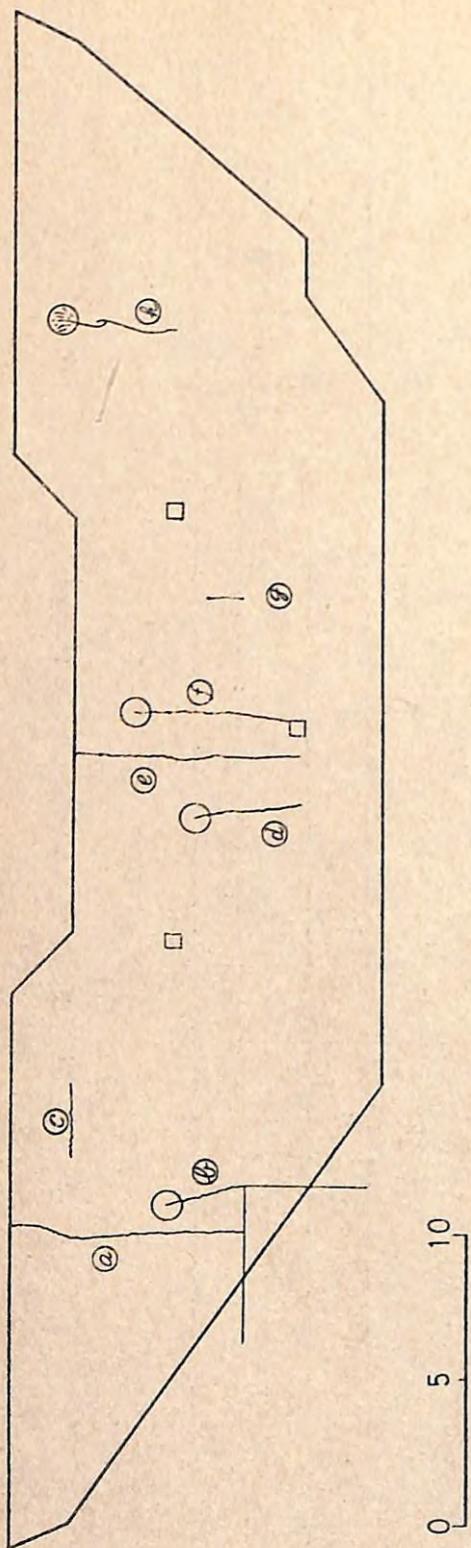


図-14 祖谷川平谷9号床固(15)の形状とクラック発生位置



—236—

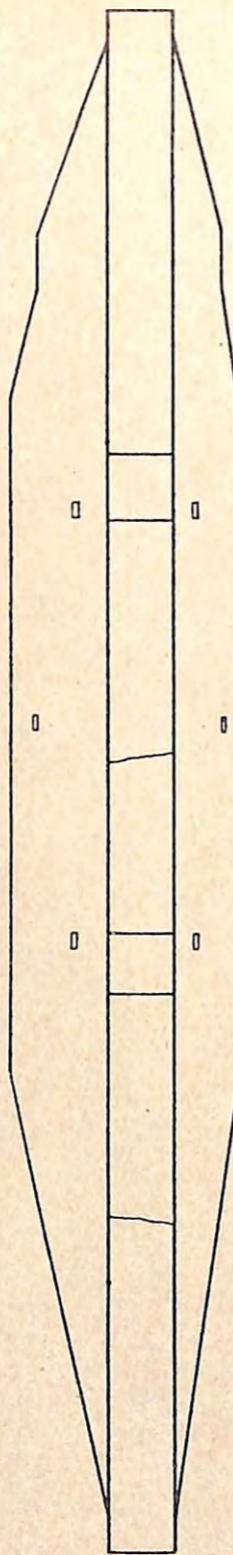
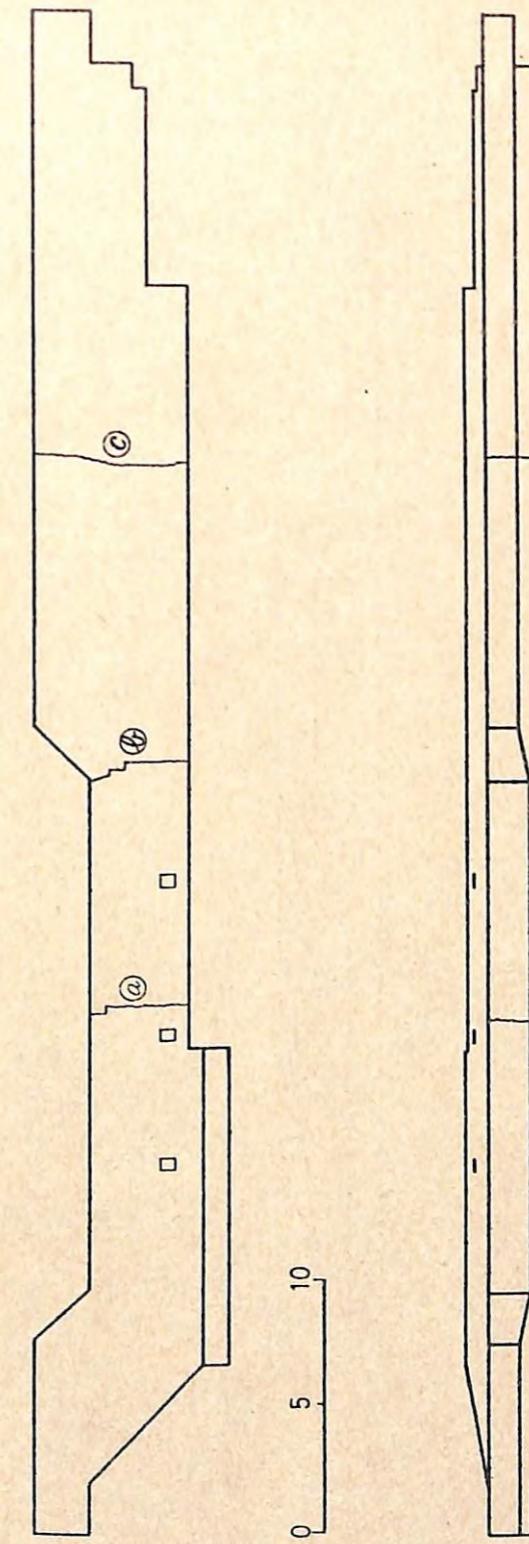


図-15 仏通寺山 1号堰堤(16)の形状とクラック発生位置  
(クラック先端の○印はクラック挙動測定用マー킹)



—237—

図-16 三ツ目内川床固(17)の形状とクラック発生位置

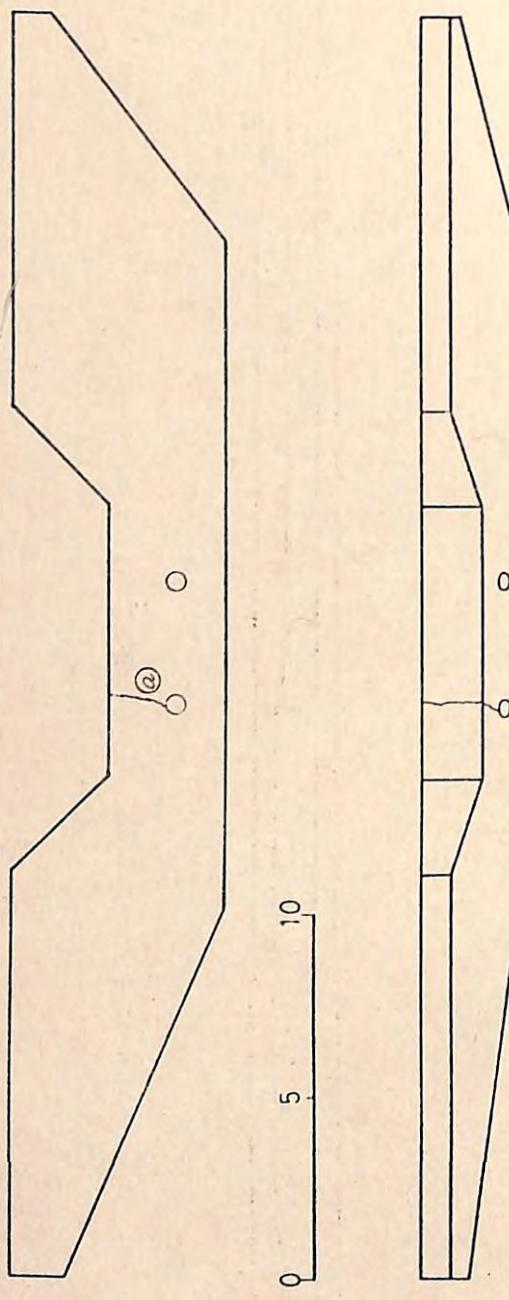


図-17 島田川 2号床固(18)の形状とクラック発生位置

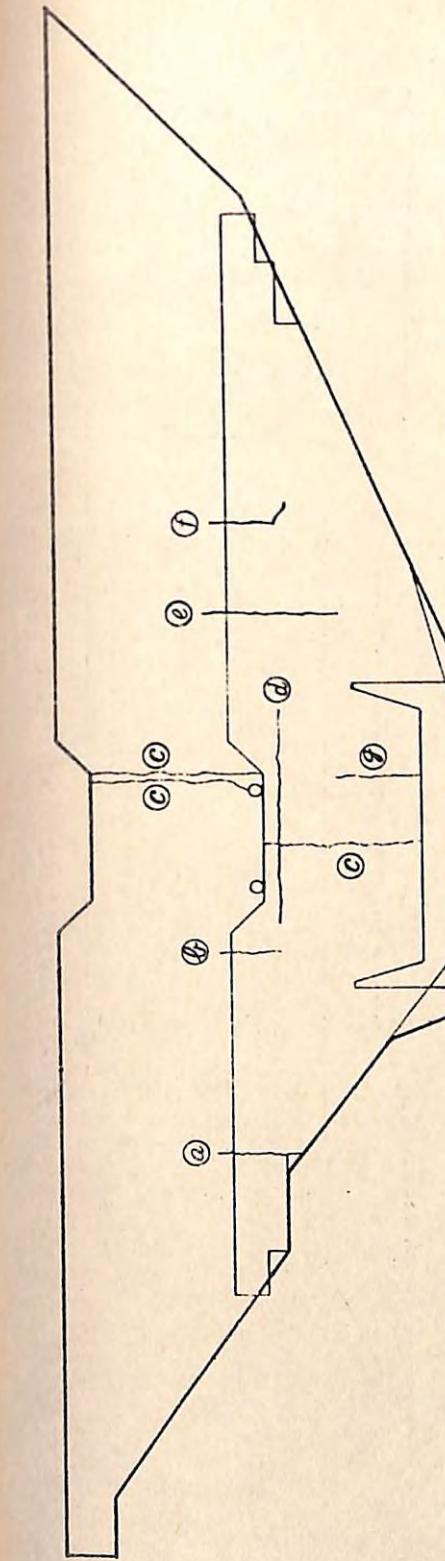
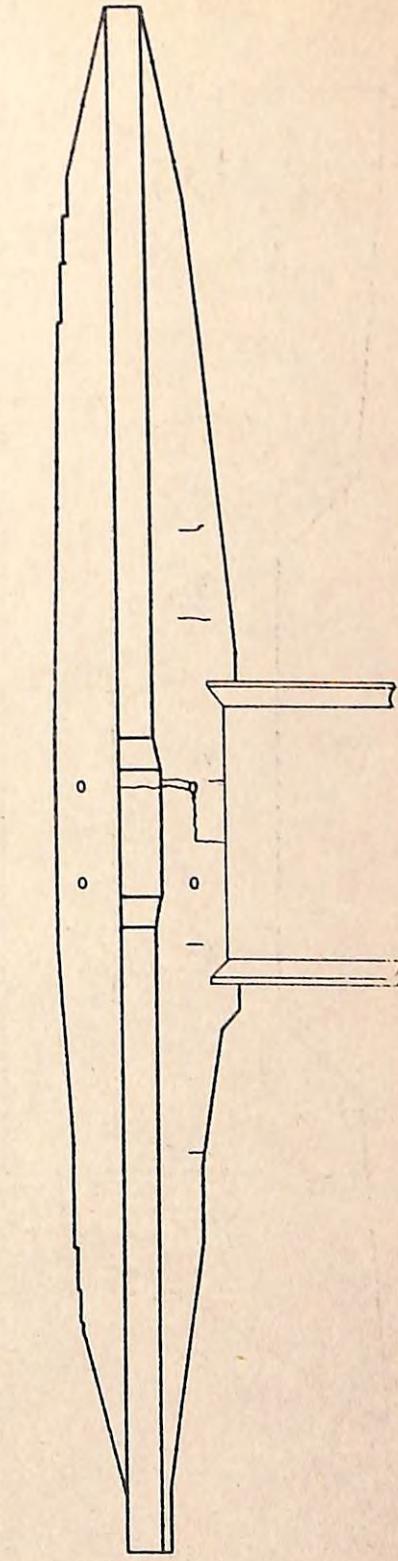


図-18 飛金沢堰堤(19)の形状とクラック発生位置



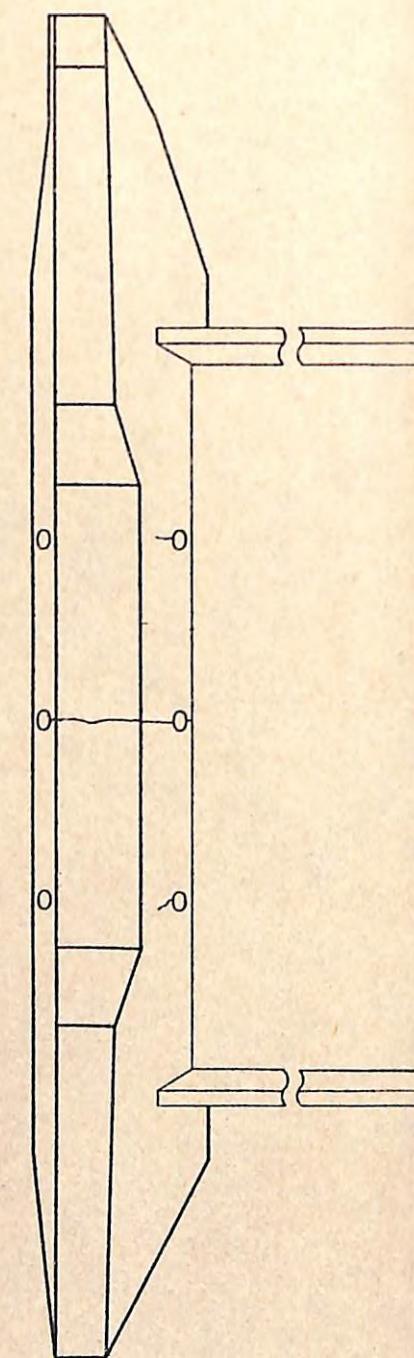
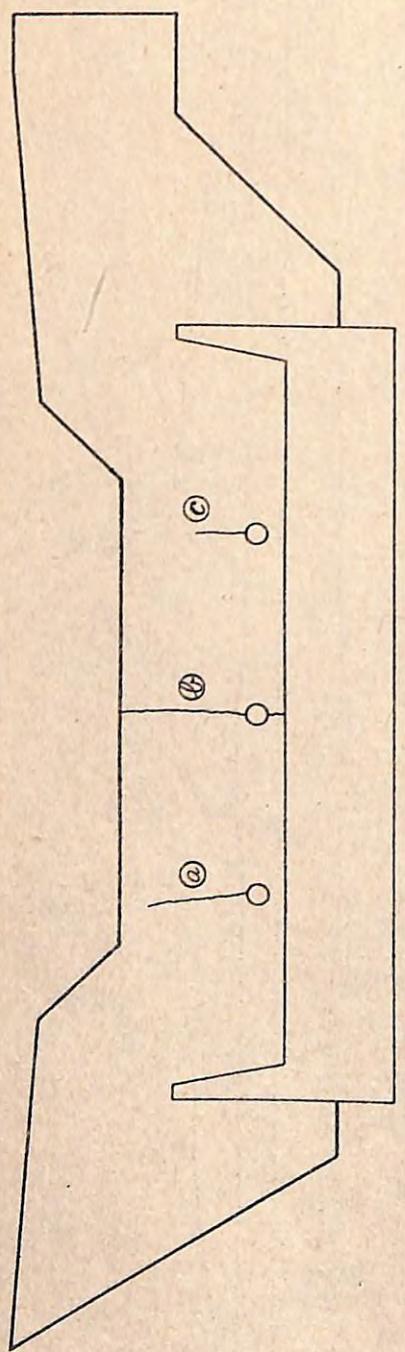


図-19 食場沢堰堤(20)の形状とクラック発生位置

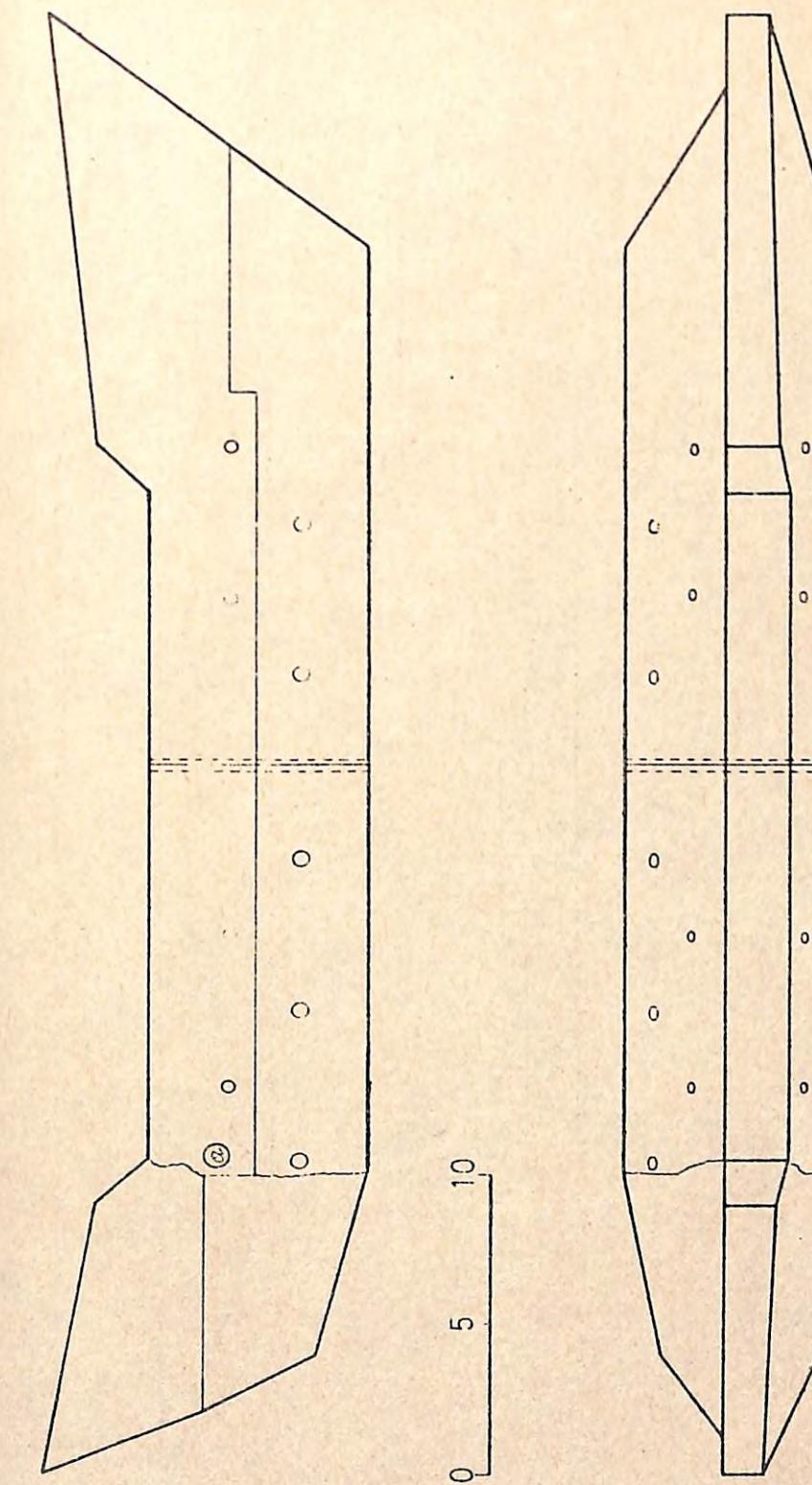
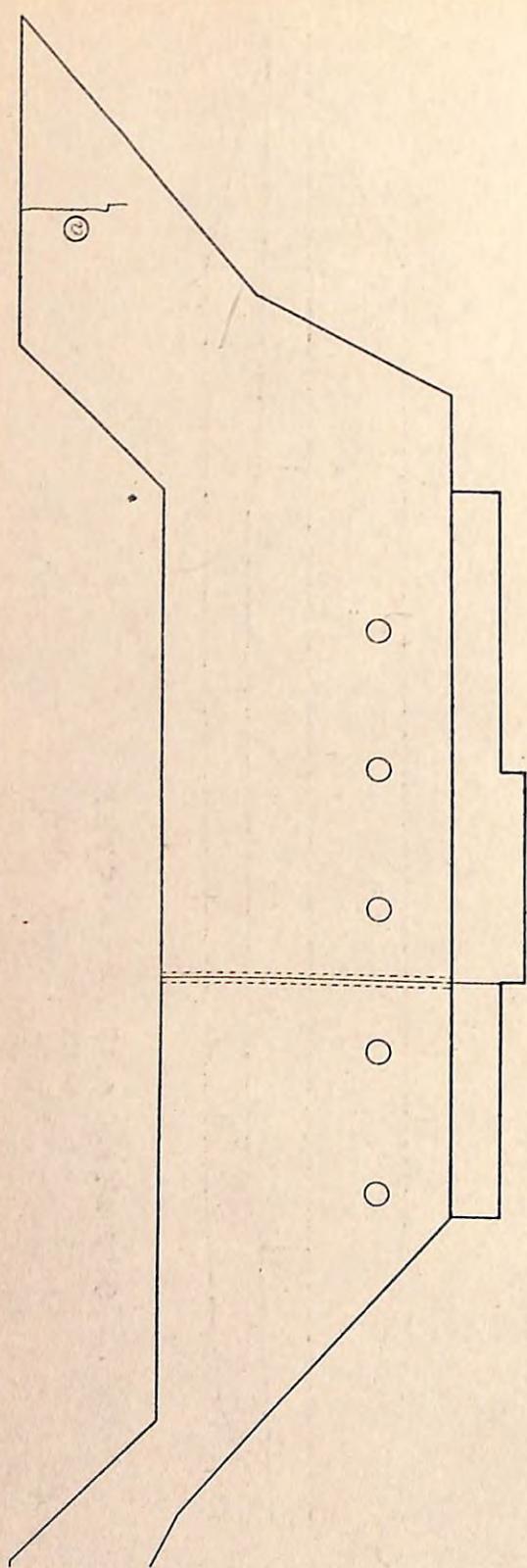


図-20 秋山沢堰堤(21)の形状とクラック発生位置



—242—

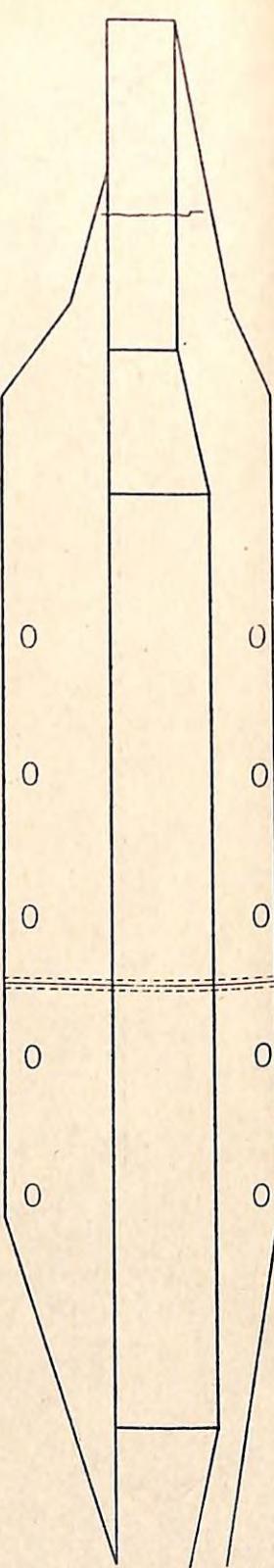
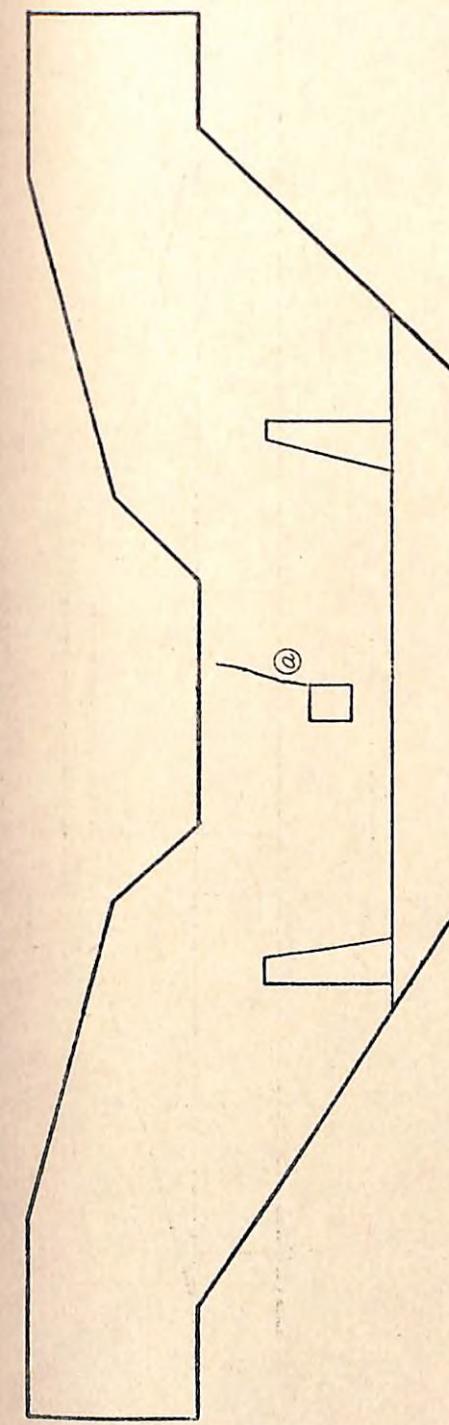


図-21 本内川堰堤(22)の形状とクラック発生位置



—243—

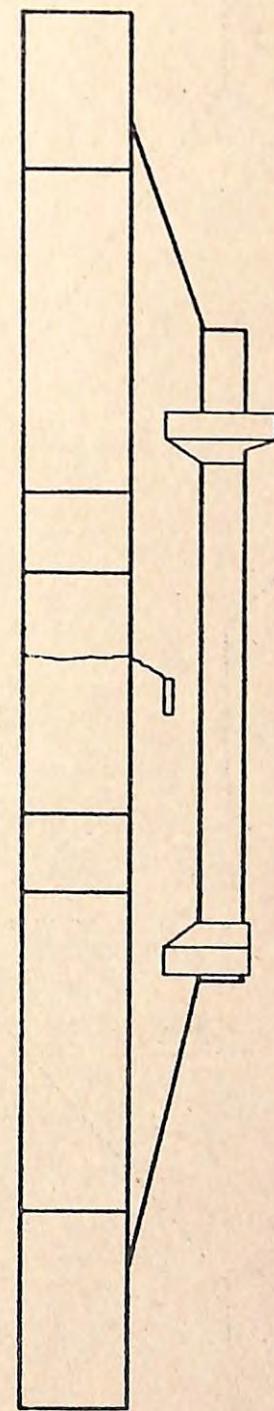
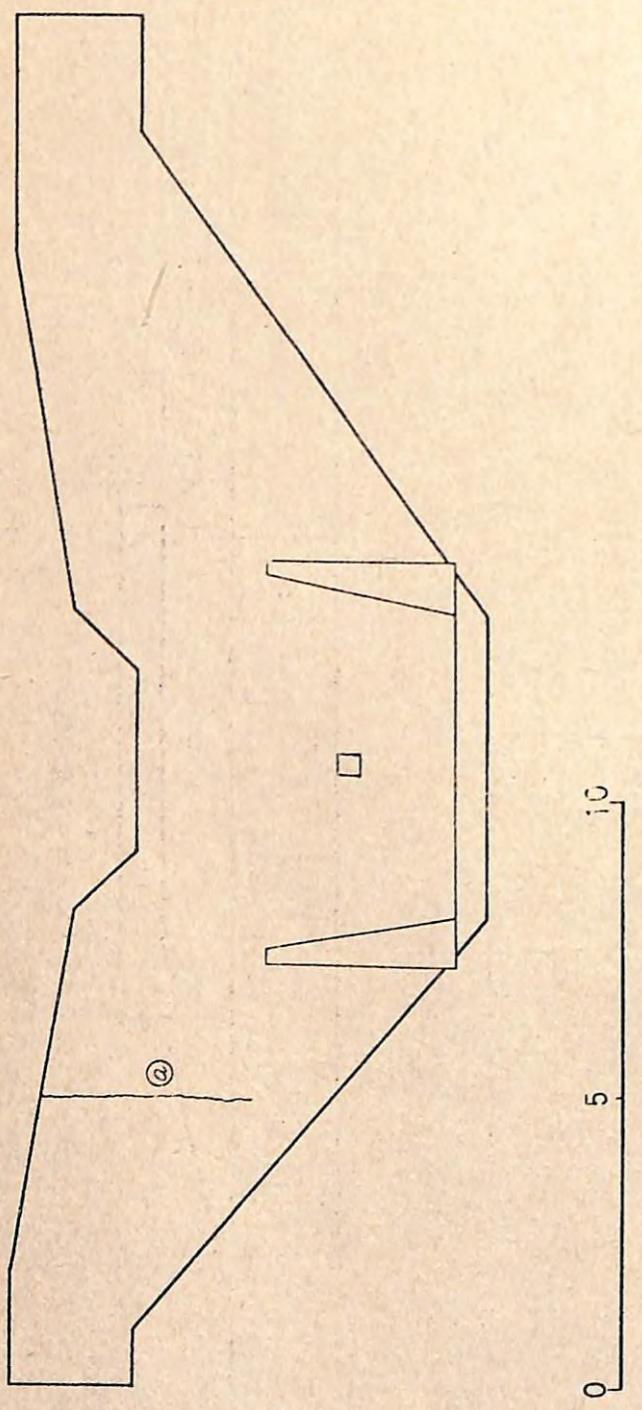


図-22 西広瀬谷止(30)の形状とクラック発生位置



—244—

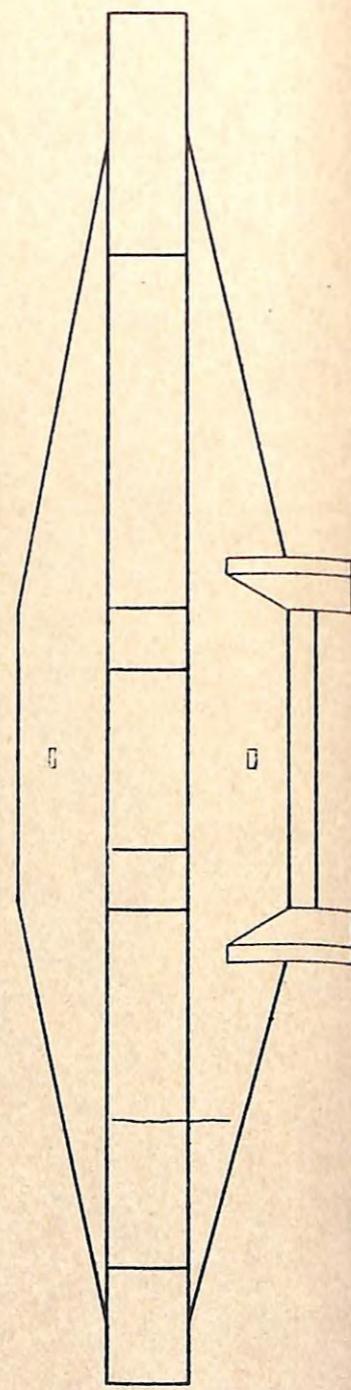
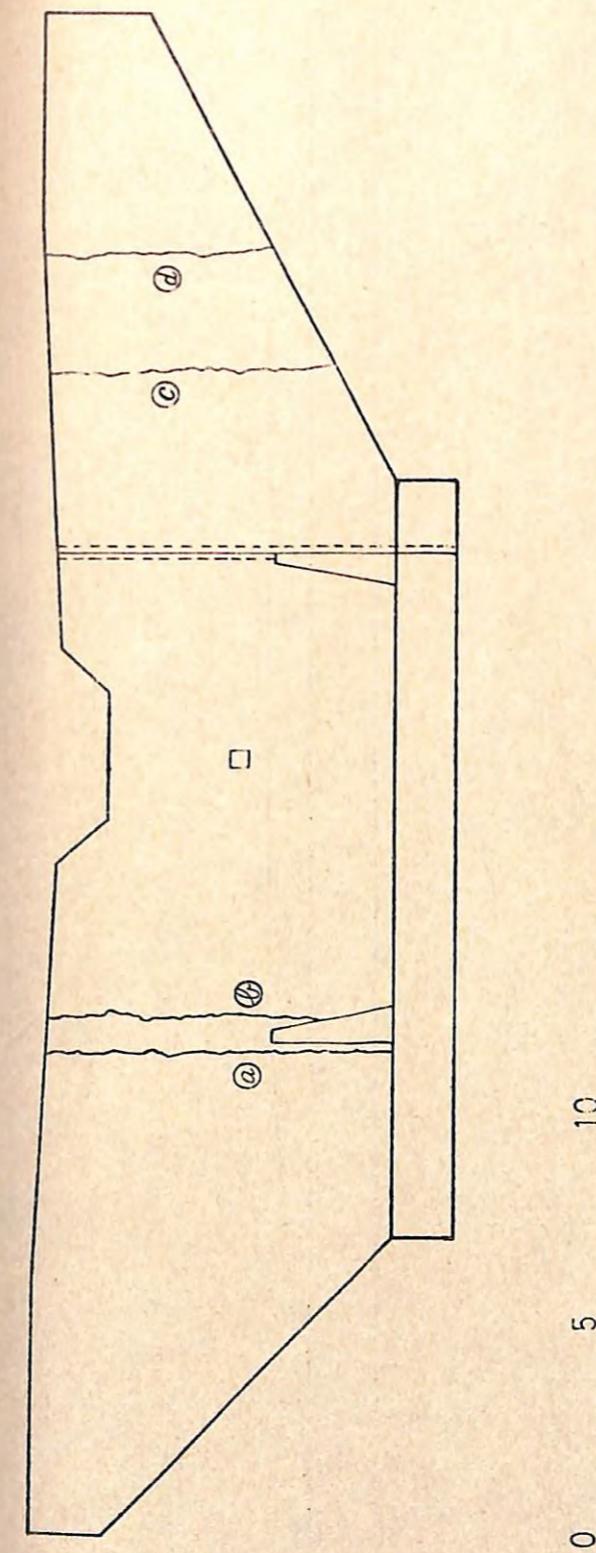


図-23 大坂1号谷止(31)の形状とクラック発生位置



—245—

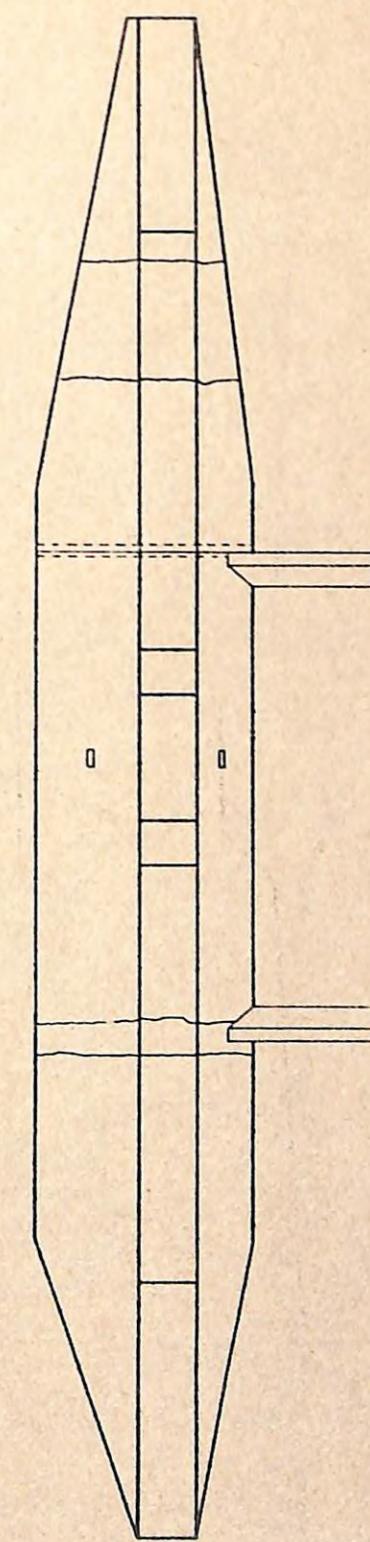


図-24 大坂2号谷止(32)の形状とクラック発生位置

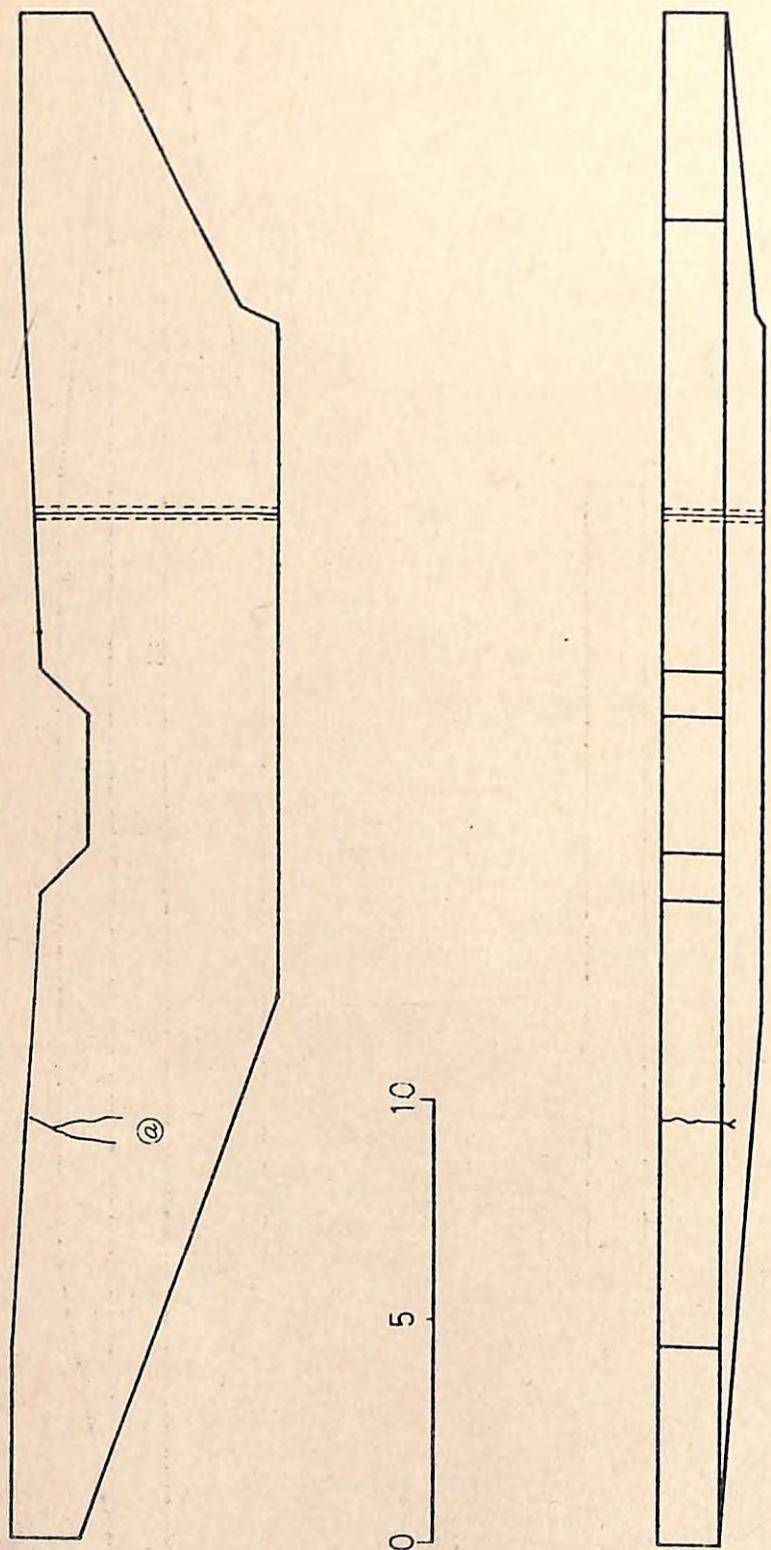


図-25 大坂床固(33)の形状とクラック発生位置

3, 5, 13, 16, 17, 22, 31～33の計9基に認められるが、特にダム32のクラックはこのタイプの典型的な例である。なお、ダム16, 17は玉石コンクリートダムである。

#### E: ダム底から発生するクラック

これは治山ダムの堤底から発生するクラックで、このタイプの例はダム1, 10, 14, 19に認められる。なお、ダム10は玉石コンクリートダムである。

#### (3) 治山ダムクラックの規模

25基の治山ダムの堤体に発生した63本のクラックを詳細に観察すると、クラックの規模(3次元的位置と大きさ)として次の3種類が考えられる。

#### A: 表面クラック

これは治山ダムの表面に認められるクラックで、貫通に至らないクラックである。なお、ここで検出された63本のクラックの中で、表面クラックは31本であった。

#### B: 内部クラック

これは治山ダムの表面には現われないクラックで、ダムの内部に発生しているクラックである。これの検出は困難であるが、現在AE(アコースティック・エミッション)法の適用が考えられる。

#### C: 貫通クラック

これは治山ダムの上流面から下流面まで貫通しているクラックで、完全な貫通クラックが発生すると、ダム体はその面で分離されることになる。ここでは22基のダムに32本の貫通クラックが確認された。

#### (4) 治山ダムクラックの発生方向

治山ダムクラックの形状をダムの構造との関連において巨視的にみると、クラックの進行方向によって次の3種類に大別できる。

#### A: 垂直クラック

治山ダムクラックが、ダム正面図上で上下方向に位置するもので、一般に治山ダムに発生するクラックはこのタイプが最も多い。この垂直方向クラックは、治山ダムの構造上、ダムの破壊を惹起する危険性はあまり高くないが、水理上の問題点は残される。なお、伸縮継目も構造的には人工の垂直クラックとみなされる。

このタイプのクラックは、63例中47例である。

#### B: 傾斜クラック

クラックがダム軸に対して、ある角度をもって発生するタイプで、治山ダムクラックの例としては垂直クラックほど多くはないが、ダムの破壊に対する危険性は最も高い。傾斜クラックの発生原因は種々考えられるが、いずれにしてもこのタイプのクラックは、ダムの構造上、せん断性クラックとみなされる。

このタイプのクラックは、63例中15例検出された。

#### C: 水平クラック

治山ダムクラックが、ダム底面に平行に位置するタイプで、一般的には治山ダムでは発見しにくい。これは治山ダムの構造上、部分的に水平クラックが発生しても、ダムの自重によりクラックの開口が阻止される結果と考えられる。従って、このタイプのクラックは、自重によるクラック面での水平せん断抵抗力が全ての外力より大であれば、これによって上部構造物を支持しうるのでダムの破壊は生じないが、水平クラックが貫通クラックに発達すれば、ダム破壊の危険性は十分高くなるものと推察される。

このタイプのクラックは、63例中わずか2例で、ダム16のクラックCと19-dで、いずれも表面クラックである。

#### (5) 治山ダムクラックの形態

治山ダムクラックを詳細に観察すると、同一方向のクラックでも微視的には直線クラックのみではなく、一般的には次のようなクラックが合成された巨視的クラックが多くみられる。

#### A: 直線クラック

治山ダムクラックとしては最も多く見られるタイプで、本調査例中47例がこのタイプに属する。

#### B: 屈折クラック

治山ダムクラックとしてはあまり多くは認められないタイプで、これはクラックが折れ曲って進行したものである。本調査例中13例がこのタイプのクラックである。

#### C: 分岐クラック

このタイプは治山ダムにはほとんど見られないクラックで、本調査でもわずかに2例しか発見されなかった。このタイプのクラックは、クラックの先端が二つ以上に枝分かれして停止している。

以上、治山ダムクラックの実態を、クラックの発生位置、規模、発生方向、形態などの観点から分類すると、表-2のような特徴が結論的にうかがわれる。

表-2 治山ダムに発生したクラックの特徴

ダム番号	クラック番号	クラック長(m)	クラックの種類			
			発生位置	規模	発生方向	形態
1	a	4.0	E	A	A	A
2	a	2.4	A	A	C	A
3	a	1.8	D	C	B	A
	b	5.4	B	A	C	A
4	a	1.2	B	A	A	B
	b	1.2	B	A	A	C
	c	0.9	B	A	A	A
	d	1.1	B	A	A	A
	e	3.0	A	C	A	B
	f	1.1	B	A	B	A
	g	0.5	A	A	A	A
5	a	1.7	D	C	A	A
6	b	0.6	A	A	A	A
	c	0.8	B	A	A	A
7	a	1.3.4	G	C	B	A
8	a	8.8	C	C	B	A
9	a	4.0	B	A	C	A
	b	3.0	A	C	C	A
	c	4.2	A	C	A	A
	d	2.0	C	C	A	A
10	a	8.4	E	C	A	A
11	a	1.6	C	C	B	A
	b	5.8	C	A	C	B
	c	3.6	C	A	C	B
12	a	6.6	C	A	C	A
	b	1.3.5	C	C	B	B
13	a	2.9	D	C	A	B
	b	3.0	C	C	A	B
	c	1.2	D	A	A	A
	d	8.1	C	C	B	C
14	a	0.8	E	A	A	A

ダム番号	クラック番号	クラック長(m)	クラックの種類			
			発生位置	規模	発生方向	形態
15	a	4.6	A	C	A	A
	a	8.0	D	C	A	A
	b	2.6	B	A	B	A
	c	2.5	B	A	C	A
	d	3.5	B	A	B	A
	e	7.6	D	C	A	A
	f	5.0	A	A	A	A
	g	1.2	B	A	A	A
16	h	4.0	B	A	A	C
	a	4.0	D	C	A	B
	b	4.5	C	C	B	B
	c	5.4	D	C	A	A
	a	2.0	A	C	B	A
	a	1.9	B	A	A	A
	b	1.8	B	A	A	A
	c	11.6	A	C	A	B
19	d	8.2	B	A	C	A
	e	3.6	B	A	A	A
	f	2.8	B	A	A	B
	g	2.6	E	A	A	A
	a	1.8	A	A	B	A
	b	3.0	A	C	A	A
	c	0.9	A	A	A	A
21	a	7.0	B	C	A, B	A, B
22	a	2.4	D	C	A	B
30	a	1.3	A	C	B	A
31	a	3.5	D	C	A	A
32	a	5.0	D	C	A	A
	b	5.0	D	C	A	A
	c	4.0	D	C	A	A
	d	3.3	D	C	A	A
33	a	2.0	D	C	B	C

### 3. 治山ダムクラックのモデル化とその解析

治山ダムに発生するクラックを綿密に観察すると、巨視的には単純な单一直線クラックのように見えても、部分的には傾斜、屈折、分岐などの形態を示し、その等価クラックは極めて複雑である。従って、現実の治山ダムクラックを力学的に解析するには、まず単位クラックモデルの設定、次にそれら単位モデルの集成、最後に確率過程論的処理などの過程を順次たどる必要がある。ここでは、その第1段階として、現実の治山ダムに認められる各種クラックの特性解析に有効であると考えられる単位クラックモデルとして図-26の3種類を例にとり、それらのクラックモデルの挙動について破壊力学的考察を加える。

#### (1) 傾斜クラックの伝播方向

現実の材料中に発生したクラックが主応力方向に直角に位置する場合には、クラックは一般にその延長線の方向に直進する。しかしながら、現実の材料中に存在する潜在性欠陥は、必ずしも主応力方向に位置するとは限らず、たとえば、二次元応力状態下においては一般に、モードI, IIの2つのクラックの基本変形モードが混在する。このような場合、クラックはその延長線の方向には直進せず、一般には曲進または屈進する。このような混合モード下における図-26(1)の傾斜クラックの伝播方向については、いわゆる“最大周方向応力説”すなわち“クラックはその先端における周方向応力が最大になる方向へ伝播を開始する”という説を用いて解析すれば、クラックの傾斜角 $\beta$ とその伝播方向 $\theta$ との関係が求められる。北川らの解析結果によると、

$$\begin{aligned}\beta = 0^\circ \text{ のとき } \theta &= 70^\circ, \quad \beta = 20^\circ \text{ のとき } \theta = 65^\circ, \\ \beta = 40^\circ \text{ のとき } \theta &= 57^\circ, \quad \beta = 60^\circ \text{ のとき } \theta = 44^\circ, \\ \beta = 80^\circ \text{ のとき } \theta &= 20^\circ \text{ となる。}\end{aligned}$$

#### (2) 屈折クラックの伝播方向

図-26(2)のようにクラックの先の曲がった屈折クラックの伝播方向についても、前記の最大周方向応力説を適用して解析できる。すなわち、クラックの一端Bの応力を、この点を座標原点とする極座標による $\sigma$ θで解析し、 $\sigma$ θが最大になる方向にクラックが伸びると考えれば、屈折部分BC間のどこからどの方向にクラックが屈進していくかを判定することができる。結果として、屈折クラックからのクラックの伝播方向は、引張方向に対してほぼ直角の方向になることが証明された。このクラックモデルも、治山ダムクラックの伝播形態を考えるうえで重要なモデルと思われる。

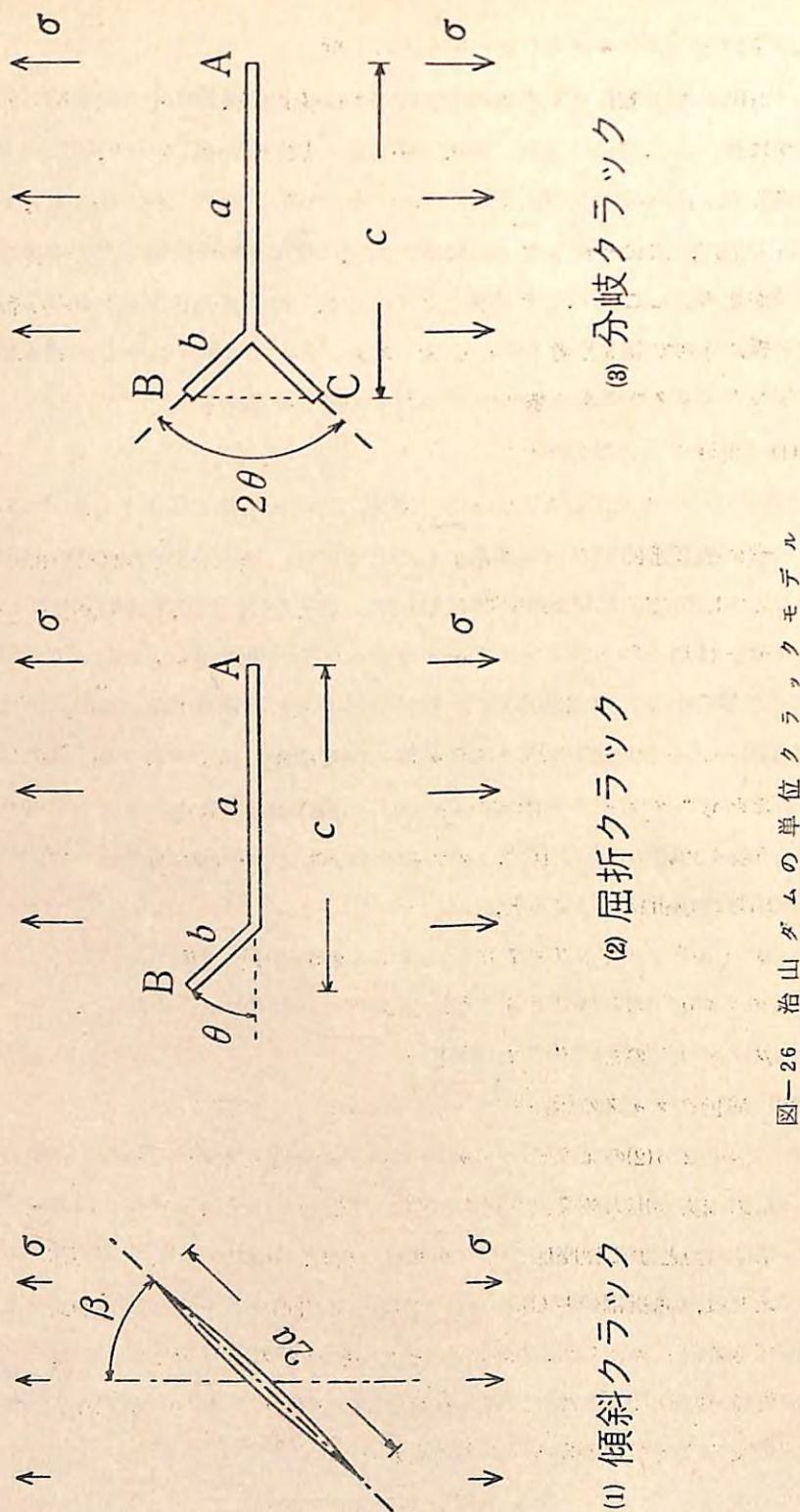


図-26 治山ダムの単位クラックモデル

### (3) 分岐クラックのアレスト効果

コンクリートのせい性破壊などでは、クラック先端が複数個に分岐する現象が知られている。これを分岐クラックと呼び、その基本的なモデルとして、図-26(3)のように一端が対称に分岐したフォーク形クラックの解析結果がある。これによると、治山ダムのクラックが一度分岐を生じると、クラックの成長速度の減少あるいは停止に至る現象(クラックアレスト効果)を説明することができる。また分岐角  $2\theta = 30^\circ$  の場合には、クラック先端の左右の応力状態が対称となり、その前後では応力拡大係数Kの符号の逆転が生じる事実から、実際に観察されるクラックの分岐が、ほとんど  $30^\circ$  前後の角度で分岐する現象を力学的に証明することができる。なお、応力拡大係数についてはV章で詳細に触れる。

### 4. 治山ダムクラックと伸縮継目の挙動特性解析

治山ダムに発生したクラックのその後の挙動を予測し、それが進行性クラックであるか否かを判定することは、治山ダムの効果的利用と事故診断上重要な問題であるにもかかわらず、その判定法は未だ確立されていない。このような現状打開のため、治山ダムクラックの開口変位量(COD)の測定方法を検討するとともに、クラックのCODと伸縮継目(ECT)の経時挙動を測定した。ここでは、測定結果について若干の検討を行う。

#### (1) 試験地区の概要

治山ダムクラックとクラック発生防止法として施工される伸縮継目について、その開口変位量の変化を経時的に測定するため、長崎営林署管内眉山4溪10号谷止、鹿児島営林署管内桜島横石沢1号・長谷川1号・中津野川1号の各谷止、徳島営林署管内租谷川平谷7号・9号床固、計6基の治山ダムを選定した。これら3地区の概況を次に示す。

##### 1) 眉山地区(長崎県島原市)

過去数次にわたる温泉火山の噴火とともに生じた地震の影響を受けて、山体各所にひずみや割れ目が多く発生し、0溪～7溪まで8つの崩壊地が現存している。流域の面積は539haで、うち4溪は48haである。

地質は風化の著しい角閃安山岩であり、地形は急峻であり、4溪の傾斜角は山腹部で138%，扇状地で18%に達する。

##### 2) 桜島地区(鹿児島県桜島町)

活火山桜島の北西斜面に位置し、北岳を中心として放射状に10溪流があり、総面積3,200haである。当地区は暖帯に属し(年平均気温18.6°C)、降水量も多い(年平均降水量2,352mm)。本調査対象のダムのある長谷川、横石沢、中津野川の地質は、上中

流部が北岳集塊岩と北岳溶岩流、下流部が北岳裾野層（ボラおよび火山灰）である。地形は山頂直下急崖部で46%，山腹緩斜面で19~25%の傾斜である。

### 3) 祖谷川平谷地区（徳島県三好郡東祖谷山村）

四国の破碎帶地すべりの中でも、もっとも代表的な地すべり地帯で、吉野川支流祖谷川の水源に近い標高850m以上の地域である。年平均降水量は2,700mmにも達し、冬期の積雪量も多い。

地質は三波川変成岩（黒色千板岩、緑色片岩、石英片岩）と御荷鉢緑色岩類からなり、断層・破碎が発達している。地形は左岸の山腹傾斜が標高925m以下で47%，925~1,275mで27%，1,275m以上で58%である。なお、平谷3号ダムの左岸側から堤体に作用する地すべり推力（H）の推定値は、 $H = 630 \sim 700$  (ton/m)といわれている。

#### （2）治山ダムクラックの開口変位量の測定方法

治山ダムクラックの挙動を測定する方法としては、

- 1) き裂変位計で表面クラックの開口変位量の変化を測定する。
- 2) クラック先端に図-16の○印のように塗料でマーキングしてクラックの挙動を追跡する。
- 3) ダムサイト両岸に設定した固定点に対するダム体の変位量を計測する。

などが考えられるが、測定の精度、能率、経済性などとともに機器の堅牢性も考慮して、

- 1) の方法を採用した。

表面クラックと伸縮継目の開口変位量の測定には、図-27のようなひずみゲージを応用した防水性の“き裂変位変換器”（共和電業製BCD-5B型、容量±5mm、定格出力±2,000μ）を使用した。この変換器をクラックおよび伸縮継目に直角にまたいで固定するため、堤体コンクリートの変換器取り付け予定位置にドリル（φ10mm刃）で2個所穿孔し、この孔に変換器の固定具としてグリップアンカを挿入し、これに出力を調整しながら変換器を取り付けた。開口変位量の変化にともなう変換器の出力は、静ひずみ指示器で毎月1回実測した。

この測定期間は、

- 1) 眉山地区：昭和52年11月~53年10月
- 2) 桜島地区：昭和52年10月~53年10月
- 3) 祖谷川地区：昭和52年 9月~53年 6月

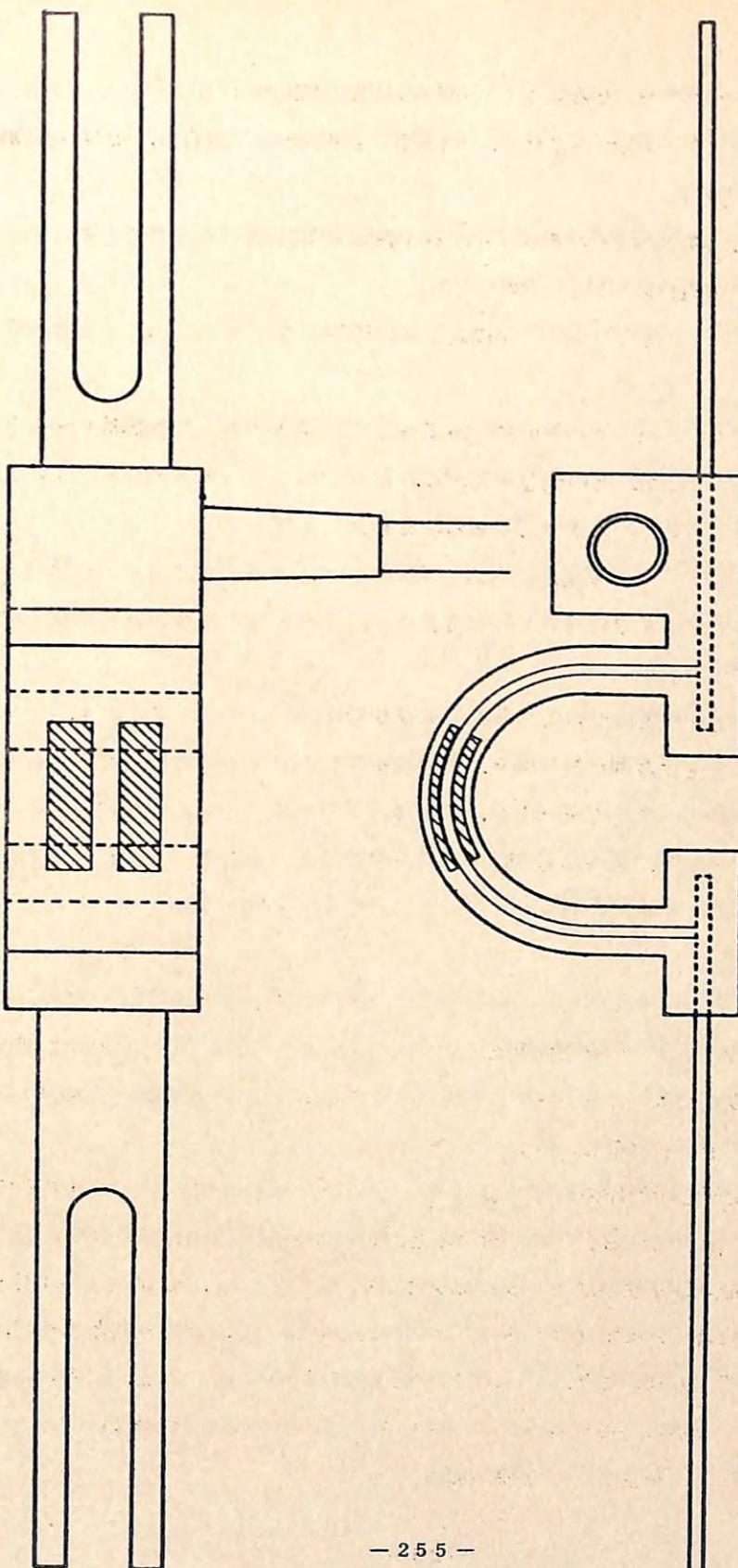


図-27 き裂変位変換器 BCD-5B型（斜線部分はひずみゲージ）

のように地区ごとに若干異なる。ここで祖谷川地区の測定終了月が特に早いのは、昭和53年6月下旬の豪雨による大出水のため、き裂変位変換器が破損流失し、その後の測定が不可能になったためである。

図-28には、測定対象ダム6基におけるき裂変位変換器の取り付け位置を示す。

### (3) クラックと伸縮継目の開口変位量の変化

治山ダムのクラックと伸縮継目の開口変位量の経時的变化を地区別、ダム別に図-29に示す。

まず、眉山地区の4溪10号谷止についてみると、伸縮継目(変換器№1～4)は冬期に1.5～3.0mm程度開くが、その後急激に閉じ、夏期には2.3～8.3mm位閉じる。この傾向は堤体の両端部より中央部の方が顕著である。これに対してクラック(№5～9)のCODは通年的にやや閉じたままで変化が少ない。結果として、この谷止の2本のクラックは、現在のところ進行性クラックではないと推定されるが、それでも伸縮継目の経年的挙動の大ささは注目に値する。

次に、祖谷川平谷地区についてみると、平谷9号床固ではクラック(№1, 2), 伸縮継目(№3, 4)ともに冬期に若干開き、その後次第に閉じていくのに反し、平谷7号床固の伸縮継目は、冬期にはほとんど停止し、その後若干の変化はあるが夏期には開く傾向がうかがわれる。結果として、平谷9号床固のクラックは現在停止しているものと考えられるが、平谷7号床固の伸縮継目の夏期における開きは、地すべり側圧の影響ではないかと推察される。

最後に桜島地区についてみると、横石沢1号・中津野川1号・長谷川1号谷止の全てのクラック、伸縮継目が同一の挙動傾向を示している。しかしながら、クラックと伸縮継目の最大閉塞時期が夏期ではなく4月～6月に現われるのは、桜島の火山活動に起因するものかどうかについて若干の検討を加える。

京都大学防災研究所附属桜島火山観測所で、昭和52年10月～53年9月までに得られた桜島の火山活動に関する資料を分析すると、地表面の辺長変化は図-30、月別の爆発・地震回数と月最大地面振幅は表-3のようになる。結果として、昭和53年4月～6月までの期間中に特に著しい火山活動があったとは考えられないが、他の期間と比べて、①地表面の辺長変化が若干大きいこと、②5, 6月の爆発回数がやや多いこと、などの傾向がうかがわれる。しかしながら、これらの要因が治山ダムクラックの挙動におよぼす影響については、今後さらに定量的に検討を行う必要がある。

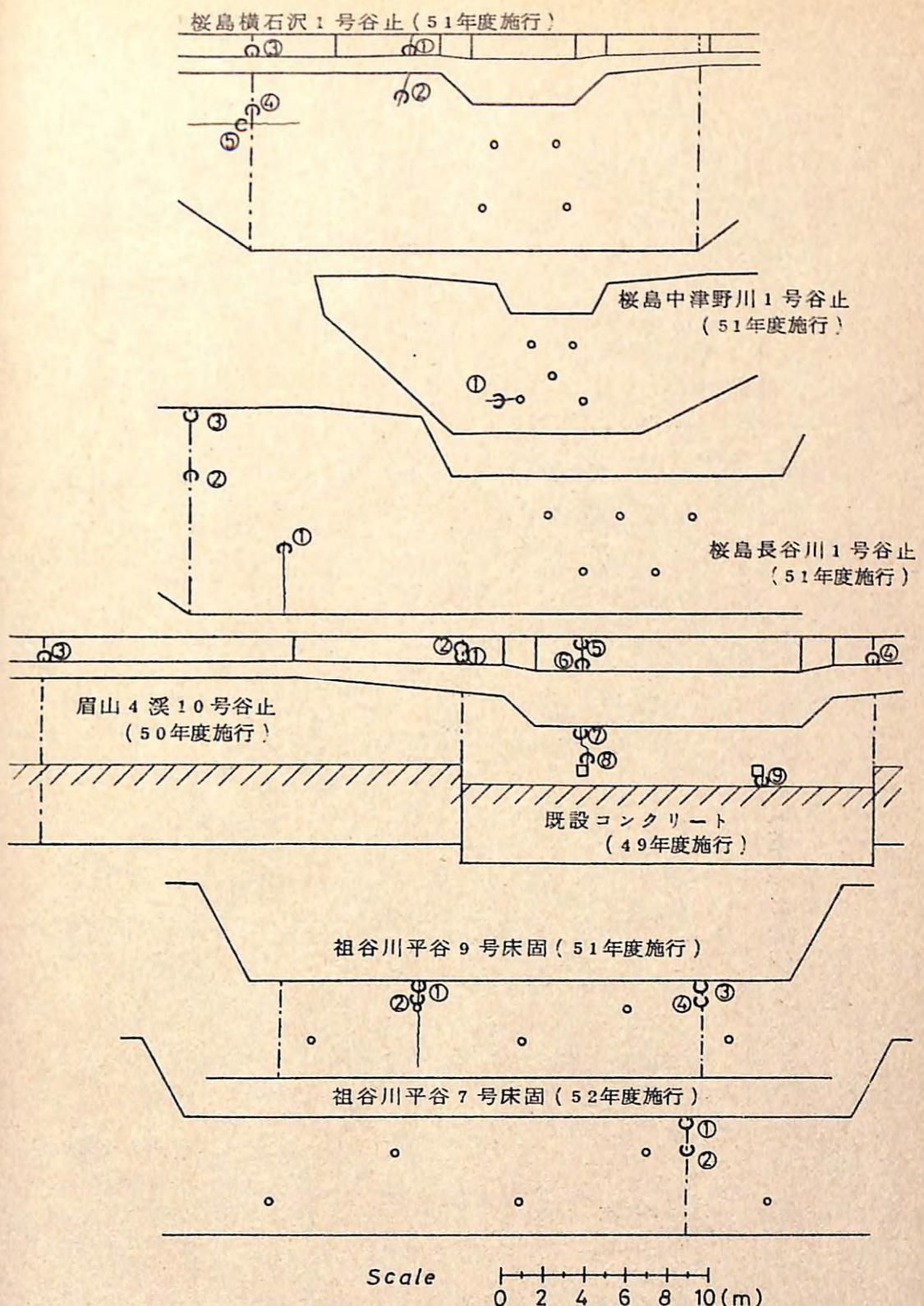


図-28 治山ダムクラックと伸縮継目(1点鎖線)へのき裂変位変換器(○数字)の取付け位置

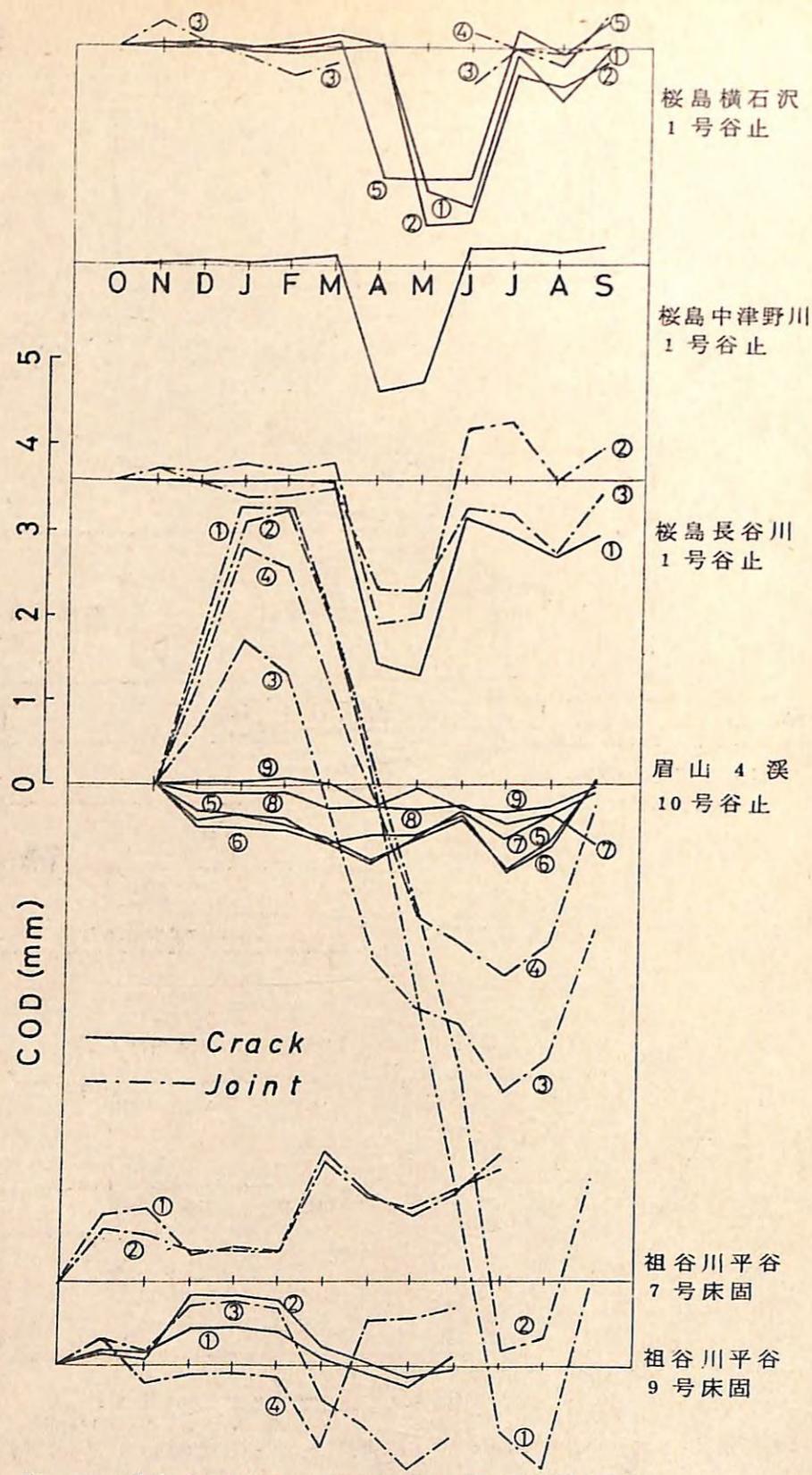


図-29 治山ダムのクラックと伸縮継目の開口変位量の変化

- 258 -

(初期辺長)  
2012.827m  
2985.683m  
2004.080m

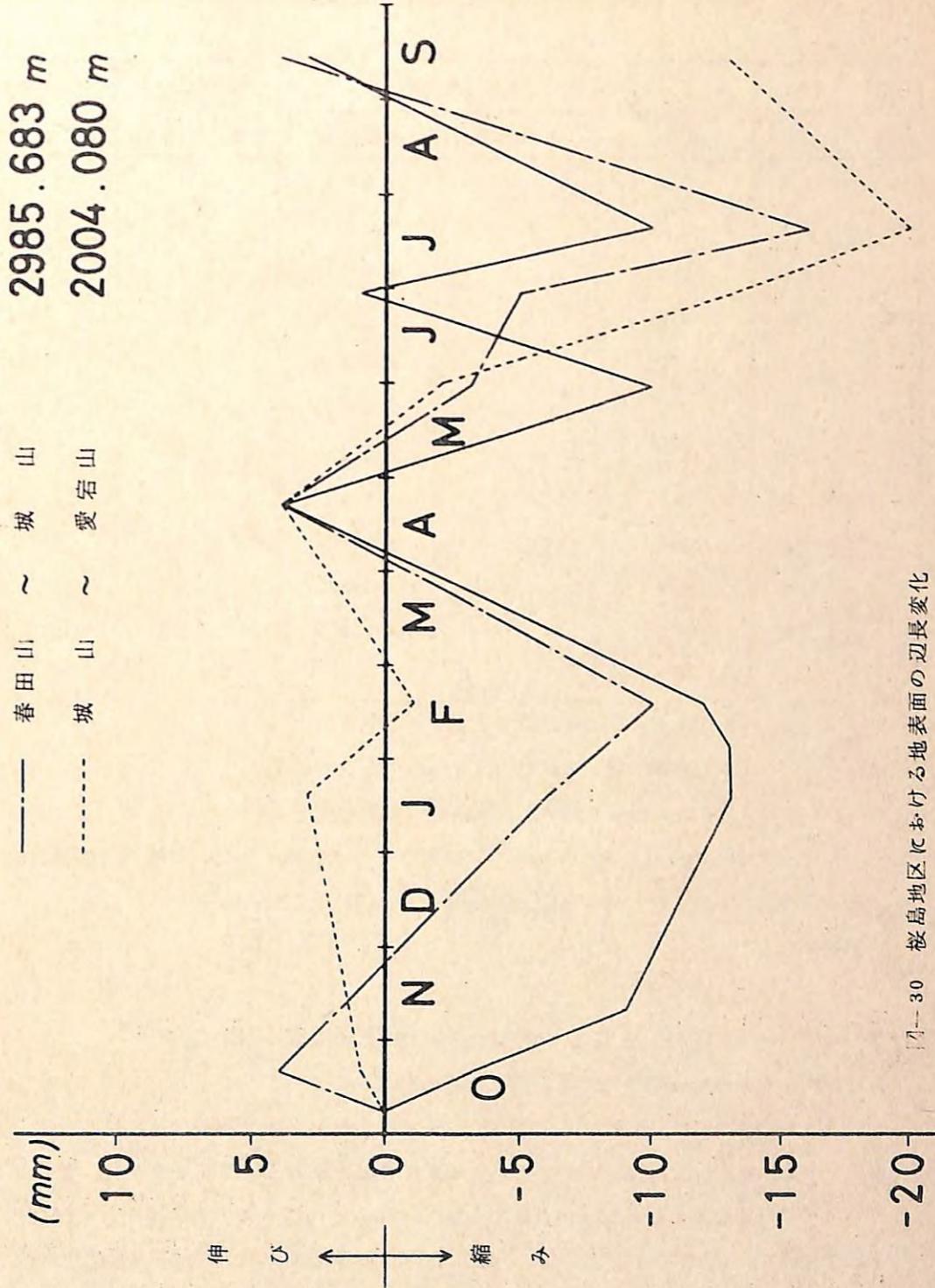


図-30 桜島地区における地表面の辺長変化

- 259 -

表-3 桜島における月別火山爆発・地震回数と月最大振幅

昭和 年	月	爆発回数	地震回数		上下動の最大振幅 (mm)	合成最大振幅 ( $\mu$ )
			A型地震	B型地震		
52	10	20	6	5385	30	418
	11	22	11	6684	56	482
	12	29	1	8300	19	187
	1	17	10	7068	18	194
	2	7	6	4978	14	130
	3	22	4	7468	20	200
	4	12	3	7334	21	185
	5	28	2	6149	28	267
	6	33	11	8009	23	217
	7	23	6	14435	18	179
53	8	31	0	6147	22	225
	9	22	1	5968	18	207

注) A型地震: 震源の深さ 1 ~ 15 Km

B型地震: 震源の深さ 1 Km 以内 (火口近傍)

合成最大振幅: 水平動と上下動の最大振幅を合成したもの

以上、3地区の治山ダムクラックの開口変位量の測定結果について若干の検討を加えたが、さらに今後の問題点として、自記記録装置による開口変位量の時間ないし日変化を把握する必要がある。

## V コンクリートにおけるクラックの発生機構と破壊現象の解明

### 1. コンクリートの強度解析への破壊力学の適用性について

治山ダムの材料には、現在コンクリートが最も多く使用されている。コンクリートのようなセメント硬化体は、圧縮強度に比して引張強度が著しく低いという特性を示し、その破壊は“割れ”的形態をとることが一般に認められている。これはセメント硬化体が複雑な複合機構を示すと共に、材質的には空隙や微小き裂のような、き裂または力学的にき裂と等価と見なされる欠陥(不連続部)を含むぜい性材料であることが、その主たる原因と考えられる。すなわ

ち、欠陥材の強度は一般に、欠陥の形状、寸法、方向、位置、分布などによって変わるものと考えられるが、従来の公称応力基準では、このような材料中の欠陥を正確には評価できない。

従って、コンクリートのようなセメント硬化体の強度評価には、“平滑材”としての強度と共に“き裂材”としての強度を合わせ考える必要がある。このようなき裂材強度の評価には、現在、破壊力学的手法を適用するのが最も効果的であり、この手法の適用によって、コンクリートのクラック発生機構と破壊現象の解明にも有効であると考える。

さて、コンクリートのようなセメント硬化体の強度解析に破壊力学を最初に適用したのは Kapran であり、その後いくつかの適用例があるが、これら一連の研究は破壊力学の初期の成果を適用したものである。その後 1970 年に Irwin によって新しい破壊力学が成立されて以来、破壊力学は急速な進歩をとげ、現在までに金属材料はじめ多くの材料について、破壊力学の新しい成果の適用による破壊靭性値の決定などに関する研究が広く行われている。

破壊力学は、欠陥の存在あるいは発生が危惧される材料・構造物を強度上安全に使用するための新しい工学的な方法論であり、その適用範囲は広く、特にぜい性材料の破壊強度の解析には、線形破壊力学が極めて有効なアプローチである。この線形破壊力学における力学的環境のパラメータの概念を把握するため、材料力学におけるそれと比較して、表-4 に示す。

表-4 材料力学と線形破壊力学における力学的環境のパラメータの比較

( $G = K^2 / E$ ,  $E$  は綫弾性係数)

	現象例	力学的環境のパラメータ	左の現象の起きる条件	材料強度のパラメータ
材料力学	降伏	応力 $\sigma$ またはひずみ $\epsilon$	$\sigma = \sigma_y s$	降伏点 $\sigma_y s$
線形破壊力学	ぜい性破壊	応力拡大係数 $K$ またはエネルギー解放率 $G$	$K = K_c$ または $G = G_c$	破壊靭性 $K_c$ または $G_c$

まず、材料力学では、外力によって構造物中に生じる応力  $\sigma$  やひずみ  $\epsilon$  を求め、その  $\sigma$  や  $\epsilon$  のもとで材料が破損または破壊しないかどうか、あるいは逆に、材料強度  $\sigma_y s$  が与えられたとき、いかなる外力までは耐えうるかを検討する。そのとき  $\sigma$  や  $\epsilon$  という力学的環境を表わすパラメータを媒介として、一般的には材料強度と構造物強度とが対応づけられる。

これに対して破壊力学では、き裂進展に伴う弾性エネルギーの解放率を考えることと、き裂先端近傍の応力場の強さの限界値をとることとは等価であることを示し、この両条件を支配する

单一のパラメータとして、応力拡大係数 ( Stress Intensity Factor,  $K$  ) またはエネルギー解放率 (  $G = K^2 / E$  ) を導入している。この  $K$  や  $G$  は上例の  $\sigma$  や  $\epsilon$  に相当するもので、表-4 のようにいずれも力学的環境を表わすパラメータとなるので、 $K$  や  $G$  を媒介として材料強度と構造物強度を対応づけることができる。

この応力拡大係数には、き裂および対象物体の形状、寸法、方法、位置、分布などのすべての力学的境界条件を含ませることができるので、この  $K$  ひとつを決定すれば、任意物体中の任意き裂の力学的条件を一義的に決定することができる。つまり、き裂の先端から発生する破壊は、き裂の極く周辺の応力だけに支配され、その破壊の発生、進行は  $K$  の関数になると想定するのである。従って、連続体と見なされる物体であれば、いかなる材料にも破壊力学の適用が基本的には可能となる。

この論法にたてば、コンクリートのようなセメント硬化体は、巨視的には連続体（弹性学的には、ある材料のヤング率がほとんど同じであれば、その材料は連続体と見て差しつかえない）と見なしうるので、コンクリートにも破壊力学の適用が可能となるわけである。コンクリートへの破壊力学の適用性が確認できれば、次の段階として、破壊力学によるコンクリートの破壊に関する一般的な検討ができる。例えば、コンクリート構造物に線状または面状の欠陥が想定されるとき、公称応力ではこれを評価できないが、破壊力学ではそれを解決することができる。

さて、Irwin の理論によると、き裂を含む弾性体に外力が作用するとき、き裂面は変位の不連続面になるので、き裂面の変形は変位の (  $x$ ,  $y$ ,  $Z$  ) 座標に関する成分に対応して、

図-31 に示す三つの成分にわけられる。

その結果、き裂端近傍の任意点の応力分布は、この独立した 3 種類の変形モードに対応する応力の和で与えられる。ここでモード I は開口型、モード II は面内すべり型、モード III は面外すべり型と呼ばれ、これに応する応力拡大係数をそれぞれ  $K_I$ ,  $K_{II}$ ,  $K_{III}$  で示す。

具体的な例として、図-32 のようにクラックを含む弾性体が変形を受ける場合、クラック先端における上記三つの変形モードに対する応力は、二次元問題としてクラックの先端に座標の原点をとれば、Williams の固有関数展開を使って解析できる。すなわち、極座標 (  $r$ ,  $\theta$  ) における応力成分  $\sigma_{ij}$  は、これら三つのモードのそれぞれについて、

$$\sigma_{ij} = \frac{A_1}{\sqrt{r/a}} f_1^{ij}(\theta) + A_2 f_2^{ij}(\theta) + A_3 \sqrt{r/a} f_3^{ij}(\theta) + \dots \quad (1)$$

のように  $\sqrt{r}$  の級数に展開できる。ここで  $a$  はき裂の長さ、 $f_1^{ij}(\theta)$ ,  $f_2^{ij}(\theta)$ ,  $f_3^{ij}(\theta)$  ……は各変形モードについて既知の  $\theta$  のみの無次元関数、 $A_1$ ,  $A_2$ ,  $A_3$  ,

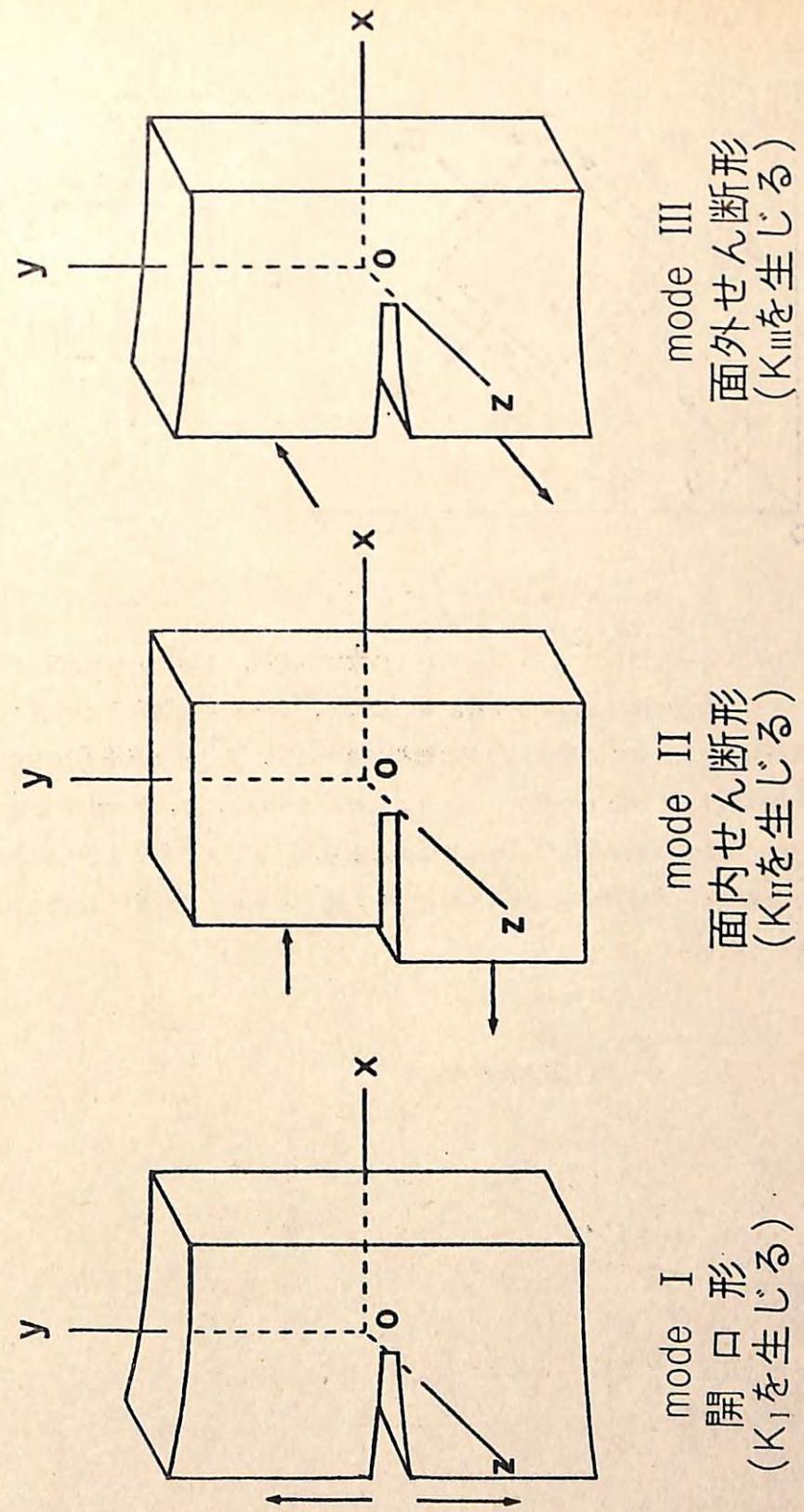


図-31 特異性をもつクラックの変形モード

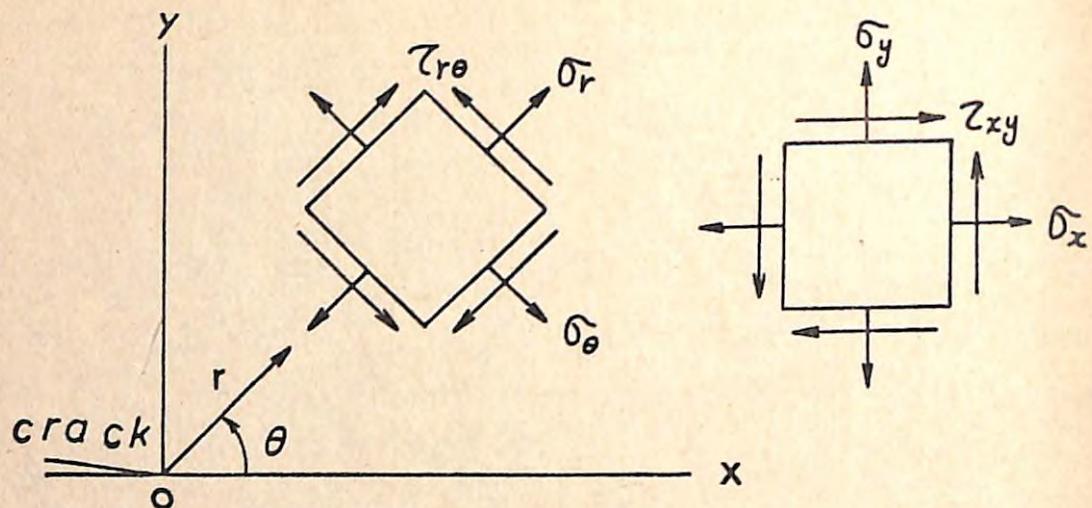


図-32 極座標におけるクラック先端近傍の応力成分表示

……は応力の次元をもつ係数で、クラックおよび物体の形状、寸法によって変化するが、同一の形状、寸法の場合には外力に比例する。もしここで、クラック先端のごく近傍( $a \gg r$ )の応力場に注目すれば、式(1)の第2項以下は無視できるので、クラック先端近傍の応力分布は、 $1/\sqrt{r}$  の特異性をもつ第1項のみで十分近似される。また $x$ 、 $y$ 、 $Z$ 方向の変位 $u$ 、 $v$ 、 $w$ は、応力に比例するひずみを積分したものであるから、 $\sqrt{r}$  に比例することになる。

以上三つの基本モードに対する理論解析の結果を、応力と変位の具体的な数式について示せば、次のようになる。

#### モード I (開口形の変形)

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \begin{bmatrix} 1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \\ 1 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \\ \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \end{bmatrix} \quad (2)$$

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = \frac{K_I}{2G} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \begin{bmatrix} \cos \frac{\theta}{2} (\kappa + 1 + 2 \sin^2 \frac{\theta}{2}) \\ \sin \frac{\theta}{2} (\kappa - 1 - 2 \cos^2 \frac{\theta}{2}) \end{bmatrix} \quad (3)$$

#### モード II (面内すべり形の変形)

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \begin{bmatrix} -\sin \frac{\theta}{2} (2 + \cos \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2}) \\ \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \\ \cos \frac{\theta}{2} (1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2}) \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = \frac{K_{II}}{2G} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \begin{bmatrix} \sin \frac{\theta}{2} (\kappa + 1 + 2 \cos^2 \frac{\theta}{2}) \\ -\cos \frac{\theta}{2} (\kappa - 1 - 2 \sin^2 \frac{\theta}{2}) \end{bmatrix} \quad (5)$$

#### モード III (面外すべり形の変形)

$$\begin{bmatrix} \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{bmatrix} = \frac{K_{III}}{\sqrt{2\pi r}} \begin{bmatrix} -\sin \frac{\theta}{2} \\ \cos \frac{\theta}{2} \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$w = \frac{2K_{III}}{G} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \sin \frac{\theta}{2} \quad (7)$$

ただし、式(3)、(5)において、

$$K = \begin{cases} 3 - 4\nu & (\text{平面ひずみ状態}) \\ (3 - \nu) / (1 + \nu) & (\text{平面応力状態}) \end{cases}$$

であり、 $\nu$ はポアソン比、 $G = E / 2(1 + \nu)$  はせん断弾性係数、 $E$ は綫弾性係数である。

式(2)～(7)の三つの係数 $K_I$ 、 $K_{II}$ 、 $K_{III}$ は、式(1)の第1項の係数 $A_1 \sqrt{\pi a}$  に相当するもので、それぞれモード I、モード II、モード IIIの応力拡大係数である。従って、任意き裂の先端近傍の応力と変位の分布は、式(2)～(7)の和として与えられる。すなわち、一般的な弾性応力状態におけるすべてのき裂の挙動は、これら三つの応力拡大係数で完全に表現できることになる。なお $K$ の次元は $[FL^{-3/2}]$  であり、その単位は一般に、 $kg \cdot mm^{-3/2}$ 、 $kg \cdot cm^{-3/2}$ 、 $Ksi \sqrt{in}$ 、 $lb \cdot in^{-3/2}$ 、 $N \cdot m^{-3/2}$  などで表わされ、主な換算率は、

$$1 Ksi \sqrt{in} = 3,543 kg \cdot mm^{-3/2}$$

$$1 kg \cdot mm^{-3/2} = 3,162 kg \cdot cm^{-3/2}$$

となる。

さて、破壊力学では一般に、き裂をモデル化して、そのモデルに対する $K$ の値を適用している。従って、そのモデルで実際のクラック入り材料や構造物を説明できるかどうか、また $K$ の

いかなる関数になるか、ということは破壊靭性試験によって決定する必要がある。これが本試験の一つの目標である。

本章では、昭和51年度～53年度に実施した各種コンクリートの破壊靭性試験の結果を報告し、その結果に基づいて、コンクリートのクラック発生機構、クラックによるコンクリートの強度低下現象とき裂材コンクリートのK基準強度、鋼纖維補強コンクリートの破壊靭性などについて、破壊力学的検討を加える。

## 2. 破壊靭性試験とKの計算方法

### (1) 供試コンクリートの種類と使用骨材の粒度

コンクリートのクラック発生機構や破壊機構は、骨材の形状・粒径・粒度などの影響を受けるものと考えられるので、細骨材には川砂と豊浦標準砂を、粗骨材には川砂利と碎石を準備した。使用した骨材の種類とその粒度は、細骨材が表-5に示す2種類、粗骨材が表-6に示す5種類である。また、鋼纖維補強コンクリート用には表-7の2種類の鋼纖維を使用し、ブレーンコンクリートとの比較に便ならしめた。なお、セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。

表-5 使用した細骨材の粒度

細骨 材種	フルイ残留重量比(%)							FM値	比重	材質
	5.0	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15	0.10 mm			
a	0	13	33	59	90	100		2.95	2.61	川砂
b	0	0	0	0	0	0	100	—	2.62	標準砂

表-6 使用した粗骨材の粒度

粗骨 材種	フルイ残留重量比(%)					FM値	比重	材質
	2.5	2.0	1.5	1.0	5mm			
A	0	50	80	90	100	7.40	2.66	川砂利
B	0	44	78	89	100	7.34	2.66	川砂利
C	0	21	50	82	100	7.03	2.66	川砂利
D	0	0	35	65	100	6.65	2.66	碎石
E	0	0	30	60	100	6.60	2.66	川砂利

表-7 使用した鋼纖維の寸法と材質

鋼纖維の種類	厚さ(mm)	幅(mm)	長さ(mm)	材質	製造法
ISF 25	0.25	0.50	25	普通鋼	薄板切断法
ISF 32	0.50	0.50	32	亜鉛メッキ	

表-8 コンクリートの系列別配合

系列	重量配合比					使用骨材種			空気量(%)	スランブ [フロー値](cm)	ブリッジ ング率(%)
	セメント	水	細骨材	粗骨材	鋼纖維	細骨材	粗骨材	鋼纖維			
I	1.0	0.52	2.5	—	—	a	—	—	1.8	[21.2]	
II	1.0	0.52	2.5	3.5	—	a	C	—	2.4	8.1	6.0
III	1.0	0.52	2.5	3.5	—	a	D	—	2.6	5.5	
IV	1.0	0.60	2.1	2.1	—	b	E	—	3.7	8.0	
V	1.0	0.60	2.1	2.1	—	b	A	—	3.5	7.5	
VI	1.0	0.60	3.0	2.7	—	a	B	—	3.5	19.0	13.6
VII	1.0	0.60	3.0	3.0	—	a	E	—	3.6	10.0	8.8
VIII	1.0	0.60	3.0	3.0	—	a	A	—	4.5	18.0	11.3
IX	1.0	0.60	3.0	3.0	0.26	a	E	ISF <sub>25</sub>	4.7	3.0	
X	1.0	0.60	3.0	3.0	0.26	a	E	ISF <sub>32</sub>	5.3	5.5	

供試コンクリートは表-8に示す10系列で、細・粗骨材の種類、鋼纖維の有無、および材の重量配合比などによって分類した。なお、表-8で、系列Iはモルタル、XとIXは鋼纖維補強コンクリート、他はブレーンコンクリートである。

### (2) 破壊靭性試験の方法と試験片の作製方法

コンクリートのようなせい性材料の破壊靭性の決定には、ASTMの平面ひずみ破壊靭性試験法に準拠した曲げ試験法と、中央スリット入り円板による圧縮試験法が、既に筆者らによって提案されている。これら二つの試験方法には、それぞれに長所と短所があるが、①コンクリートは一般に圧縮材として使用されること、②試験装置としてコンクリートの耐圧試験機がそのまま利用できること、③試験片の作製が比較的容易であること、などに注目すれば、後者の方が有利であると考えられる。従って、本試験では、中央スリット入り円板による圧縮破壊靭性試験法を採用することにした。

まず試験片の形状は、図-33に示す中央スリット入り円板で、その寸法は直径  $2R = 20\text{ cm}$ 、板厚  $t = 2R/3$ 、スリット長  $2a = 4\text{ cm}$ 、スリット幅  $2c = 1\text{ mm}$  を目標に成形した。これとは別に、スリット入り円板と同一直径、同一板厚の無スリット円板試験片も作製し、スリット入り円板試験片との比較に便ならしめた。

次に、試験片の作製は、表-8に示すコンクリートの系列別に、所定の配合比に秤量した各試料を可搬傾胴型コンクリートミキサで3分間練り混ぜ、これを試作の試験片成形用円筒型枠に突き棒で打込んだ。ここで用いた試作の型枠は、内径  $20\text{ cm}$  の塩ビパイプを所定の寸法（長さ  $7.67\text{ cm}$ ）に切断し、これに円形の底板（板厚  $1\text{ cm}$ ）を取りつけたものである。なお、スリット入り円板試験片の成形用型枠には、図-33のような板厚  $1\text{ mm}$  のステンレス製スリット板（両刃）を、上記底板の中心に挿入・固定した。

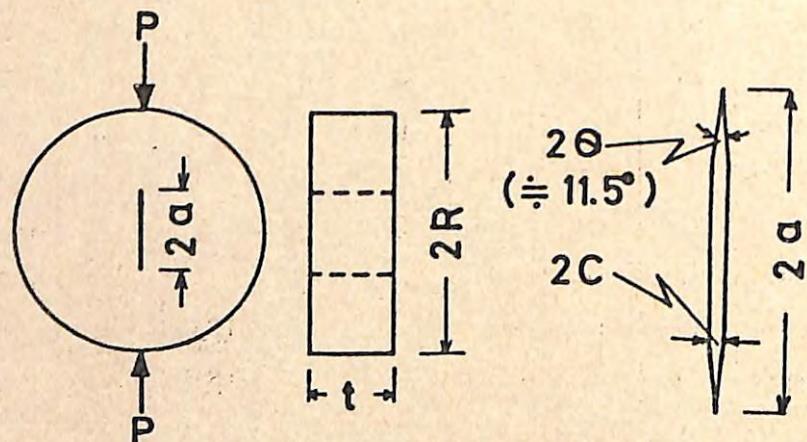


図-33 中央スリット入り円板試験片の形状と載荷方法

打込み終了後24時間、型枠のまま湿空中（ $20^{\circ}\text{C}$ ）で養生したのち脱型し、その後試験日まで水中（ $20^{\circ}\text{C}$ ）で養生した。なお、試験時の材令は全て28日に統一した。作製した試験片の総数は473個で、その系列別内訳は表-9に示す。

圧縮による破壊非性試験の方法は、図-33に示す中央スリット入り円板の中心に、集中圧縮荷重を負荷する方法である。その際、荷重線と円板スリットの傾斜角  $\beta$  を表-9のよう、 $0^{\circ} \leq \beta \leq 90^{\circ}$  で変化させ、それぞれの破壊荷重を測定するとともに、クラック発生位置と伝播方向などを詳細に観測した。荷重速度はほぼ一定（平均  $2\text{ ton/min}$ ）で保ち、試験片が破断するまで加圧し、破壊荷重と破断時の最大荷重を測定した。使用した試験機はアムスラ型耐圧試験機（200ton）で、使用容量は  $25\text{ ton}$  である。

表-9 コンクリートの系列別試験片数

コンクリート の系列	バッチ数	試験片数	中央スリット入り円板（ $\beta^{\circ}$ ）								無スリット 円板
			0	15	30	45	60	75	90		
I	2	50	9	0	8	8	8	0	8		9
II-1	2	48	9	0	7	6	7	0	7		12
II-2	2	48	11	0	7	7	7	0	7		9
II-3	2	44	9	0	7	7	7	0	7		7
III	2	33	9	0	5	5	6	0	0		8
IV	1	25	5	0	4	3	4	0	4		5
V	1	25	5	0	4	3	4	0	4		5
VI	2	50	7	5	6	6	6	5	6		9
VII	2	50	7	5	6	6	6	5	6		9
VIII	2	50	7	5	6	6	6	5	6		9
IX	1	25	6	0	4	3	4	0	3		5
X	1	25	5	0	4	3	4	0	4		5
合計	20	473	89	15	68	63	69	15	62		92

(注) 試験片1個あたりの公称容積は  $2,094\text{ cm}^3$

### (3) 応力拡大係数Kの近似解と計算方法

中央スリット入り円板が、スリット線に沿って集中圧縮荷重を受ける場合（ $\beta = 0^{\circ}$ のとき）の応力拡大係数  $K_I$  は、円板の中心を座標軸の中心とする極座標系（ $\alpha, \rho$ ）を用いて、

$$K_I = \sigma \alpha (\alpha = \beta, \rho = \alpha) \cdot \sqrt{\pi \alpha} \quad \dots \dots \dots (8)$$

で表わされる。式(8)の解は  $\alpha/R = 0.7$  までは有効数字4桁まで一致するが、無スリット円板が集中圧縮荷重を受ける場合には、荷重線に沿って一様な引張応力、

$$\sigma_t = P/\pi R t \quad \dots \dots \dots (9)$$

を発生するので、 $\beta = 0^{\circ}$  のすべての  $\alpha/R$  に対して式(8)を無次元化すると、無次元応力拡大係数  $F$  は、

$$F = K_I / (P \sqrt{\alpha/\pi} / R t) \quad \dots \dots \dots (10)$$

で表わされ、これは一定 ( $F = 1.0$ ) となる。

しかしながら、この無次元応力拡大係数  $F$  の式 (10) は外部の境界条件を無視しているので、現実に  $F = 1.0$  になるかどうかを確認する必要がある。これについては、式 (10) の計算値と  $a/R$  との関係が図-34 に示されている。すなわち、図-34 を見ると、 $F$  値は  $a/R$  の増加とともに増大するが、 $a/R \leq 0.4$  程度までは、 $F$  値は、

$$F = 1.0 + 1.5 (a/R)^2 \quad \dots \dots \dots \quad (11)$$

で実用上十分な精度で近似できることがわかる。本実験に使用した試験片の寸法は、 $a/R = 0.2$  であるので、ここでは式 (11) を適用して、破壊荷重 ( $P_F$ ) に対する破壊靱性値 ( $K_{IF}$ ) と最大荷重 ( $P_M$ ) に対する最大応力拡大係数 ( $K_{IM}$ ) を、

$$K_I = F P / a / \pi / R t \quad \dots \dots \dots \quad (12)$$

で計算することにした。

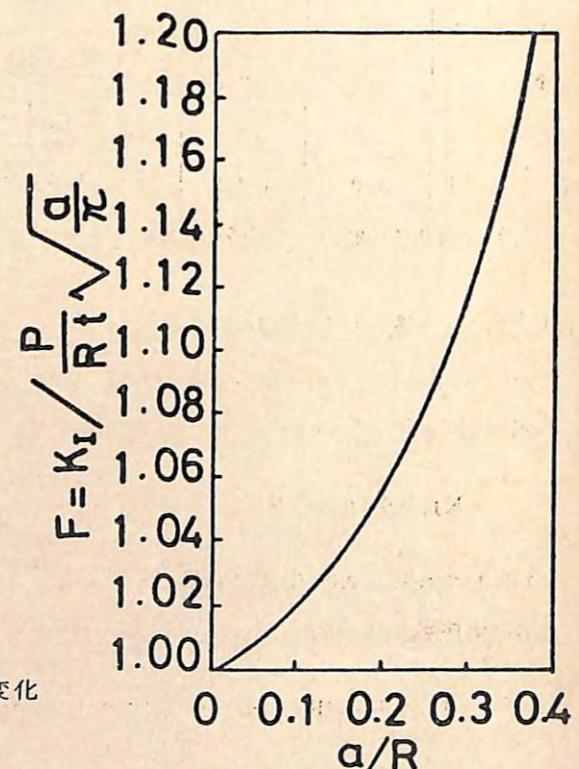


図-34 無次元応力拡大係数の変化

### 3. コンクリートのクラック発生・伝播機構に関する検討

#### (1) クラックの発生から破壊に至る機構

中央スリット入りコンクリート円板に、図-33 のような集中圧縮荷重を負荷し、次第に荷

重を上げると、クラックの発生・伝播現象が確認できる。この現象は、供試コンクリートのいずれの系列にも同様の傾向がうかがわれる所以、ここでは系列VIIのコンクリートを例にとり、その現象を説明する。

さて、図-35 に示すコンクリート円板試験片の写真の場合、まず、スリットの両端に発生した①のクラックは、それぞれ図の矢印の方向に進行・伝播し、いずれも荷重点附近で一旦停止する。これを“1次クラック”と呼ぶ。さらに荷重を上げると、今度は上下両荷重点近傍の円板縁から②のクラックが2次的に発生し、それぞれ矢印の方向に進行する。このクラックを“2次クラック”と呼ぶ。この2次クラックが1次クラックと合体する瞬間に、一旦停止していたクラック①が急速にクラック③まで成長し、一挙に最終破断に至る。これが中央スリット入りコンクリート円板の一般的な破壊機構であるが、無スリット円板はもちろんのこと、スリット入り円板でもスリット傾斜角  $\beta$  によってクラックの発生・伝播・破壊機構は異なるので、系列VIIのコンクリートについて  $\beta$  別の試験片の写真を、図-36～43 に示した。

まず、 $0^\circ \leq \beta \leq 60^\circ$  の場合には、図-36～40 に示すいずれのクラックも、上例のようにスリット先端から発生し、その後もほぼ上例と同様の過程をたどって破壊に至る。このような現象は、鋼材、ガラス、大理石、エポキシ樹脂、アクリル樹脂など比較的均質な材料にも同様に認められている傾向であり、この点については、コンクリートへの破壊力学の適用性が十分考えられるわけである。

次に、 $\beta \geq 75^\circ$  では、図-41、42 のようにクラックはほとんどスリット先端以外から発生する。この事実は、スリットと理想き裂との差に起因するもので、この場合スリット幅の影響が現われたものと考えられる。これについては、スリット幅を可能な限り小さくして、その効果について検討する必要がある。

また、無スリット円板が集中圧縮荷重を受ける場合には、式(9)の引張応力が荷重線に沿って発生するので、理論的にはクラックは円板の中心を通り、荷重線の方向に一直線に発生・進行するはずである。しかしながら、現実には図-43 に示すように、コンクリートクラックは円板の中心を避けて曲進する場合が多い。これは、コンクリートの材質的な不均質性を裏付ける証拠と推察される。これを要するに、コンクリートのようなぜい性不均質材料の強度試験に従来の無き裂試験片を適用する場合の限界を示すものであり、これを改善する方法として、破壊力学の有効性が指摘されよう。

#### (2) スリット傾斜角とクラックの発生方向に関する検討

一般に、材料中に潜在するスリット端から発生する新しいクラックの発生角度は、第V章 3

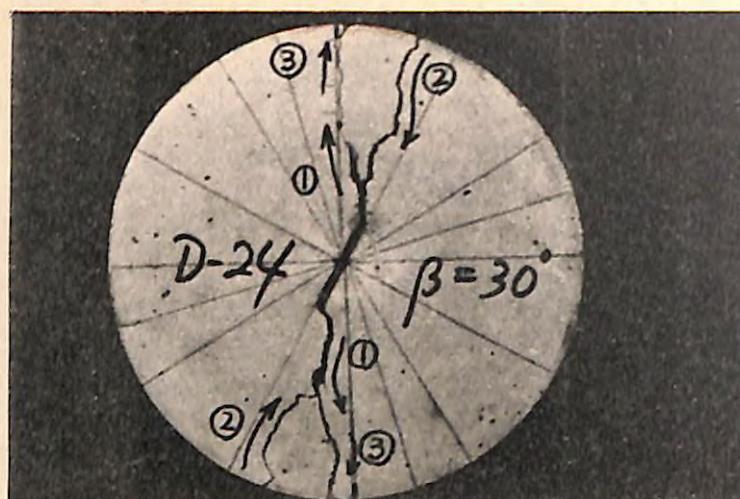


図-35 コンクリートのクラック発生・伝播過程

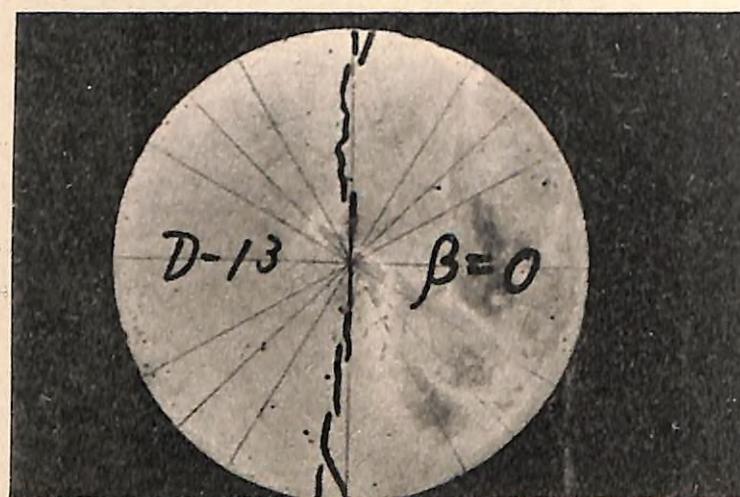


図-36 コンクリート円板の破壊様相(  $\beta = 0^\circ$  の場合 )

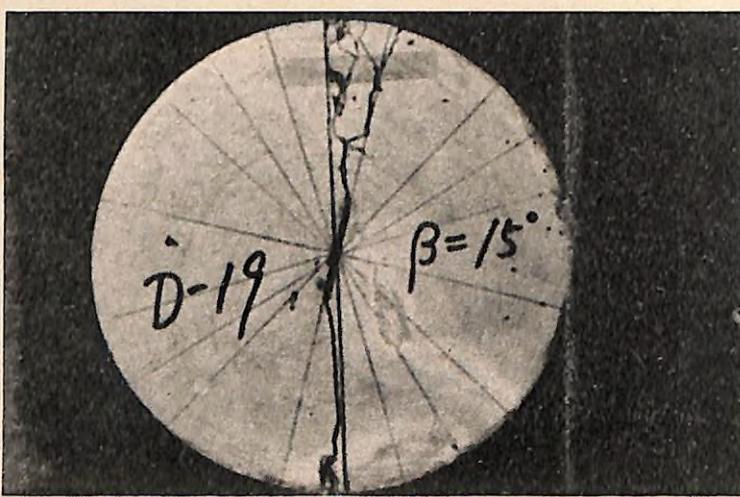


図-37 コンクリート円板の破壊様相(  $\beta = 15^\circ$  の場合 )

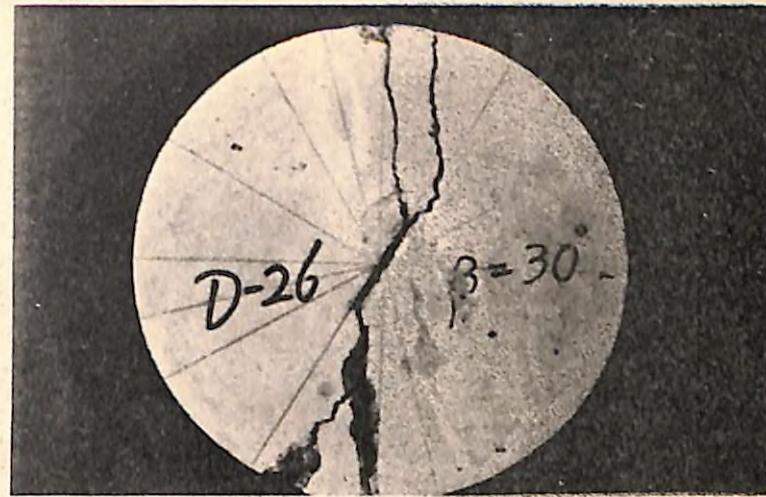


図-38 コンクリート円板の破壊様相(  $\beta = 30^\circ$  の場合 )

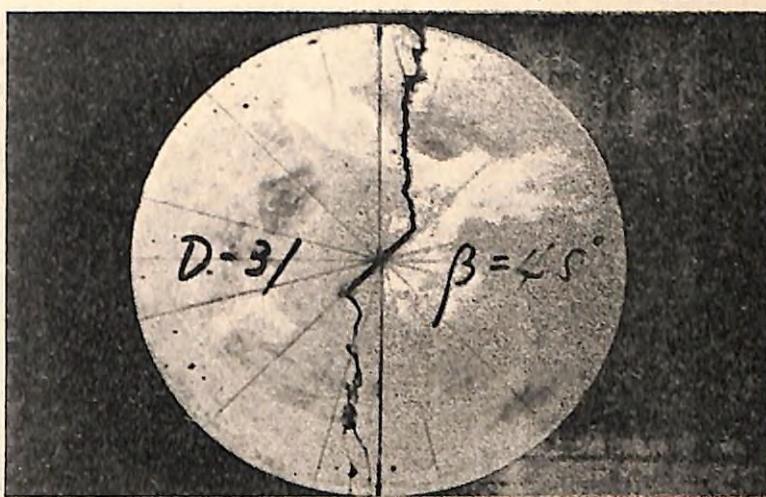


図-39 コンクリート円板の破壊様相(  $\beta = 45^\circ$  の場合 )

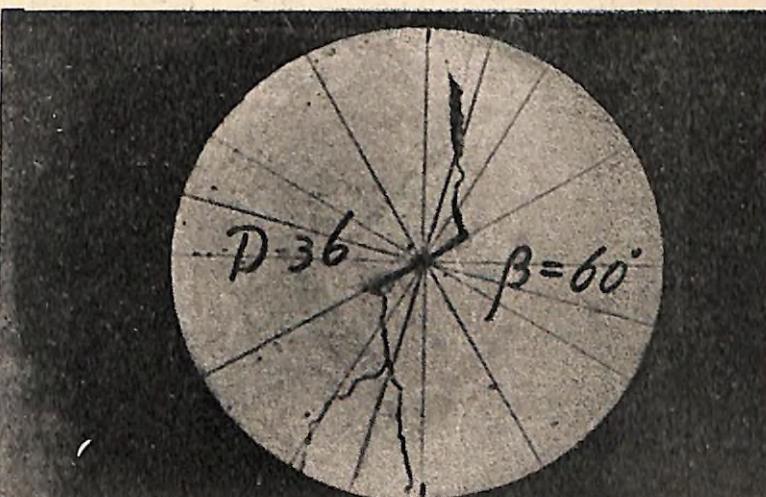


図-40 コンクリート円板の破壊様相(  $\beta = 60^\circ$  の場合 )

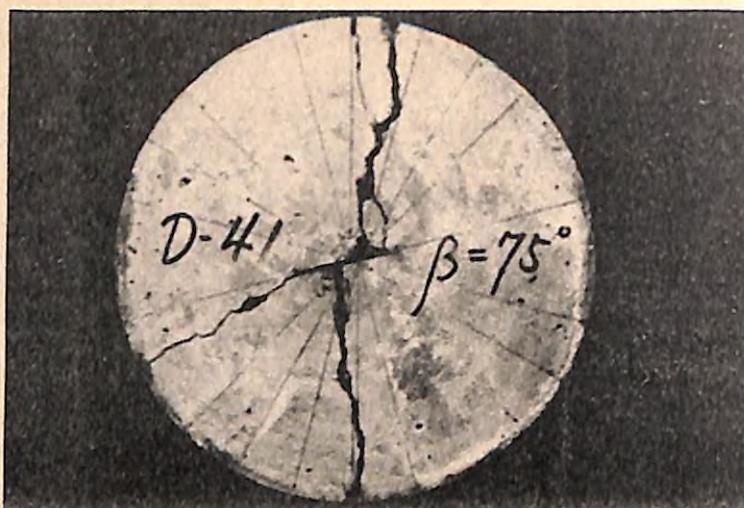


図-41 コンクリート円板の破壊様相 ( $\beta = 75^\circ$ の場合)

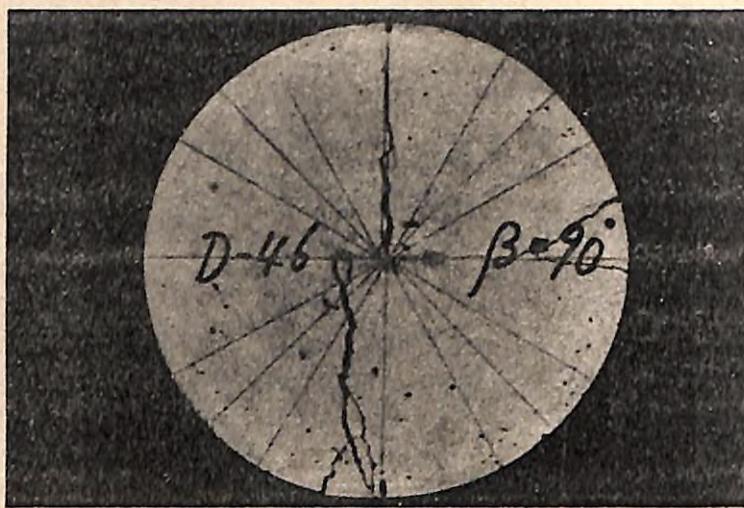


図-42 コンクリート円板の破壊様相 ( $\beta = 90^\circ$ の場合)



図-43 無スリットコンクリート円板の破壊様相

節に記した、スリット端における“最大周方向応力説”によって解析解が求められる。この最大周方向応力説によれば、図-31の第1モードと第2モードの応力拡大係数比  $K_I / K_{II}$  は、

$$K_I / K_{II} = |1 - 3 \cos \theta| / \sin \theta \quad \dots \dots \dots \quad (13)$$

のようにクラック発生角  $\theta$  の関数として表わされる。この解法に従って、 $a/R = 0.2$  のときのスリット傾斜角  $\beta$  に対する  $\theta$  の理論曲線を式(13)から求め、これをコンクリートの系列I, II, III, VI, VII, VIIIの実験値とともに図-44, 45に示した。

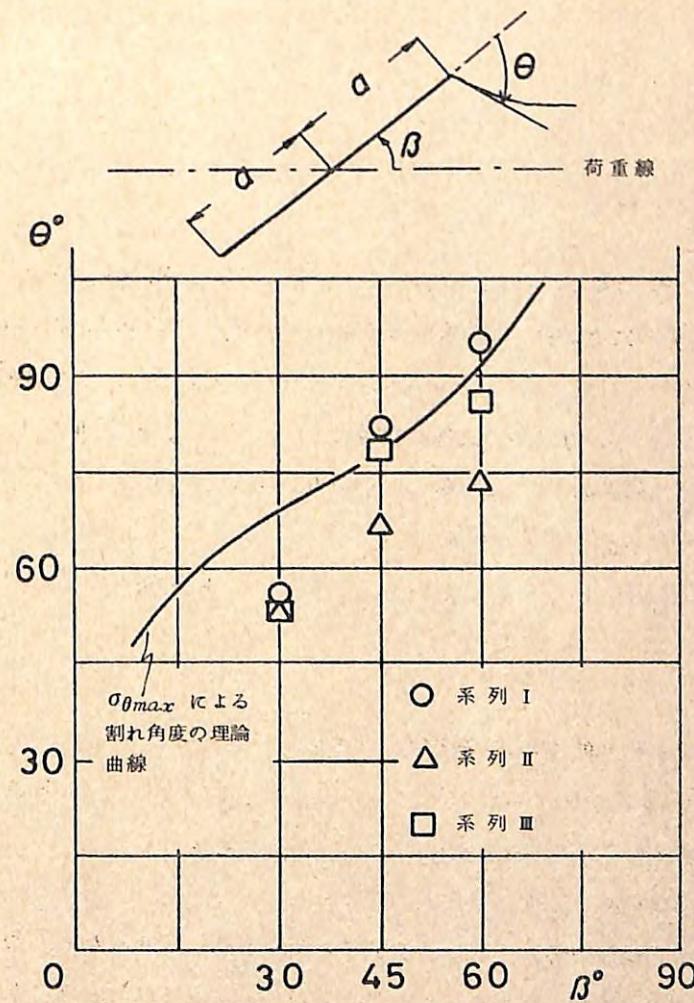


図-44 スリット傾斜角  $\beta$  に対するクラック発生角  $\theta$  の理論曲線と実験値 (系列I, II, III)

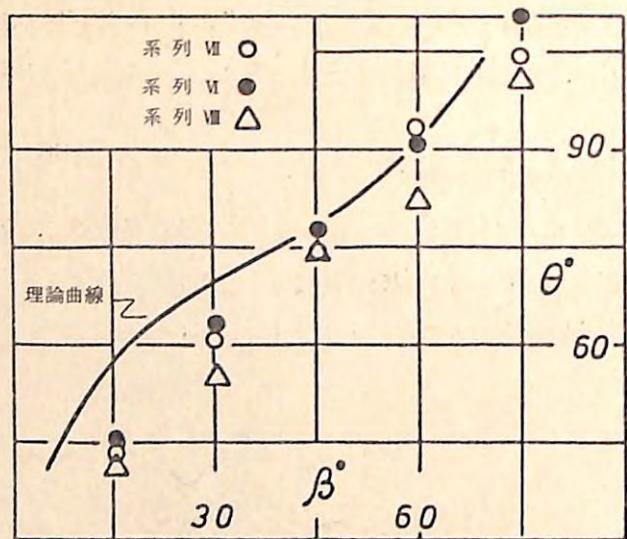


図-45 スリット傾斜角  $\beta$  に対するクラック発生角  $\theta$  の理論曲線と実験値(系列 VI, VII, VIII)

結果として,  $30^\circ < \beta < 75^\circ$  では, 系列 I のモルタルと系列 VI, VII のコンクリートに対する  $\theta$  の実験値が理論曲線に比較的のる傾向がうかがわれるが,  $\beta \leq 30^\circ$  と  $\beta \geq 75^\circ$  の場合には, 6 系列とも  $\theta$  の実験値が理論曲線を下回る現象が認められる。また,  $\beta = 45^\circ$  の場合には, 系列 II 以外のコンクリートの  $\theta$  値がほぼ理論曲線にのるのに対し, 系列 II のコンクリートだけは,  $\theta$  の実験値が全ての  $\beta$  に対して理論曲線よりかなり低下する現象については, 材質とともに測定方法についても更に検討する必要がある。

なお,  $\beta = 90^\circ$  の場合には, クラックはほとんどスリット先端以外から発生する傾向が認められた。

#### 4. き裂材コンクリートの強度に関する破壊力学的検討

本章で取り上げた一連の試験の総括として, クラックを含むコンクリートが強度的にいかなる特徴を示すかについて, 以下に若干の破壊力学的検討を加える。

##### (1) コンクリートの強度におよぼすスリットの影響

スリット傾斜角  $\beta$  が破壊時の最大荷重  $P_M$  におよぼす影響をみるため, 各  $\beta$  に対する 6 系列のコンクリートの  $P_M$  値を図-46 に示した。なお, 図-46 には, 無スリット円板コンクリートの  $P_M$  値も併記した。結果として, スリット入りコンクリート円板の強度は, スリット傾斜角  $\beta$  の変化による影響を若干受けるが, その法則性は顕著に現われない。また, スリットに

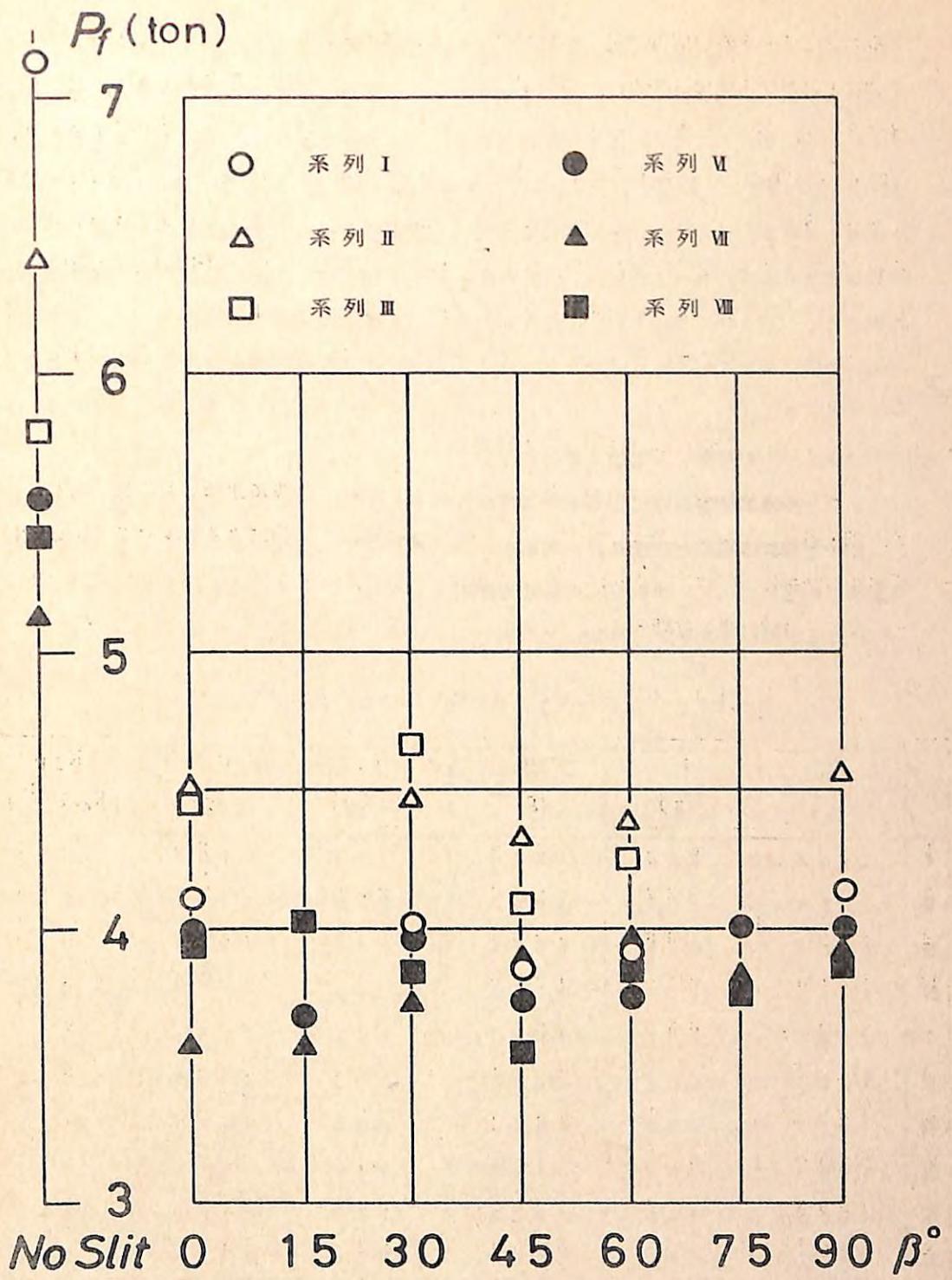


図-46 スリット傾斜角  $\beta$  に対するコンクリートの破壊荷重

よるコンクリートの強度低下現象をコンクリートの系列別にみると、無スリットコンクリートの強度 1 に対する強度低下率は、系列 I では最小値が 5.4% ( $\beta = 45^\circ$  のとき)、最大値が 6.0% ( $\beta = 0^\circ, 90^\circ$  のとき)、以下同様に系列 II では 6.6% ( $\beta = 45^\circ$ ), 7.0% ( $\beta = 0^\circ, 90^\circ$ ), 系列 III では 7.0% ( $\beta = 45^\circ$ ), 8.0% ( $\beta = 30^\circ$ ), 系列 IV では 6.7% ( $\beta = 15^\circ$ ), 7.3% ( $\beta = 0^\circ, 75^\circ, 90^\circ$ ), 系列 V では 7.0% ( $\beta = 0^\circ, 15^\circ$ ), 7.6% ( $\beta = 60^\circ, 90^\circ$ ), 系列 VI では 6.6% ( $\beta = 45^\circ$ ), 7.6% ( $\beta = 15^\circ$ ) となる。これを要するに、 $a/R = 0.2$  の中央スリットがコンクリートの円板強度におよぼす影響は、系列 I のモルタルが最も大きく、その強度低下率は 5.4 ~ 6.0% であり、6 系列のコンクリートの強度低下率を総括すると 5.4 ~ 8.0% となる。

#### (2) コンクリートの強度におよぼす骨材の影響

コンクリートの破壊強度に影響をおよぼす要因としては、一般に水セメント比、骨材の配合比、細・粗骨材の種類と粒度などが考えられる。ここでは、圧縮によるコンクリートの破壊強度試験の結果について、上記要因の影響を検討するため、表-8 に示した 10 系列のコンクリートによる試験結果を整理・要約して、表-10 に示した。

表-10 コンクリートの系列別平均強度 ( $\beta = 0^\circ$  の場合)

	R (cm)	t (cm)	W (g)	r (g/cm <sup>3</sup> )	P <sub>F</sub> (kg)	K <sub>IF</sub> (kg/cm <sup>3/2</sup> )
I	1.0.0.8	6.5.6	4.5.6.6	2.2.3	4.1.2.0	5.2.7
II	1.0.0.8	6.6.7	4.9.4.6	2.3.9	4.5.1.0	5.6.5
III	1.0.0.8	6.6.8	4.9.6.4	2.3.9	4.3.4.0	5.4.5
IV	1.0.1.0	6.5.9	4.7.9.9	2.2.9	4.3.1.5	5.4.8
V	1.0.0.6	6.5.7	4.8.0.0	2.3.1	4.1.8.4	5.3.5
VI	1.0.0.6	6.6.0	4.8.6.1	2.3.4	4.0.0.7	5.1.0
VII	1.0.0.8	6.6.3	4.8.4.6	2.3.0	3.5.6.0	4.5.1
VIII	1.0.0.9	6.6.0	4.8.2.2	2.2.9	3.9.4.0	5.0.1
IX	1.0.0.5	6.5.6	4.9.3.2	2.3.7	4.4.9.0	5.7.6
X	1.0.0.7	6.5.5	4.8.6.9	2.3.4	4.4.1.0	5.6.7

(注) R: 円板半径, t: 円板厚, W: 円板重量, r: 単位容積重量

まず、細骨材の材質による影響については、水セメント比と粗骨材の種類が等しい系列 IV, VII と系列 V, VIII のコンクリートの K<sub>IF</sub> を比較すると、いずれも標準砂使用コンクリートの方が K<sub>IF</sub> 値は高くなる。

次に、粗骨材の材質による影響については、水セメント比、骨材の重量配合比、使用細骨材種が等しい系列 II, III のコンクリートの K<sub>IF</sub> を比較すると、川砂利使用のコンクリートの方が碎石使用のコンクリートより K<sub>IF</sub> 値は高くなる。

また、粗骨材の最大粒径の影響については、水セメント比、骨材の重量配合比、使用細骨材種がそれぞれ等しい系列 IV と V, 系列 I, II, III を比較検討すると、水セメント比が 6.0% のときは系列 V > 系列 IV, 水セメント比が 5.2% のときは系列 II > 系列 III > 系列 I となり、いずれの場合も、骨材の最大粒径が大きいほど、コンクリートと K<sub>IF</sub> 値は高くなることがわかる。

なお、水セメント比の影響については、他の条件が異なるため断定はし難いが、一般的には水セメント比 5.2% のコンクリートの方がその比 6.0% のコンクリートより K<sub>IF</sub> 値は高くなる傾向がうかがわれる。

ここで要約した系列別の K<sub>IF</sub> の平均値は、いずれもその変動係数 C が 5 ~ 7% の実験値を平均したものであり、実験値間のばらつきが極めて小さい。従って、ここで得られた結論は、実用上十分安定したものであることを附記する。

#### (3) コンクリートの強度におよぼす鋼纖維の影響

鋼纖維補強コンクリート (S F R C) は、コンクリートの中に鋼纖維を分散混入させて、プレーンコンクリートの弱点を補う複合材料であり、引張強度や曲げ強度特性とともに、じん性（破壊に至らしめる仕事量）が著しく向上されることが注目されている。従って、治山ダムの材料として適所に利用すれば、その効果の向上に役立つものと考えられる。

さて、本試験に使用した鋼纖維は表-7 の 2 種類で、これを重量でセメントの 2.6% 混入したものと、それぞれ系列 IX, X とした。これら 2 種類の鋼纖維補強コンクリートによる試験結果を整理・要約して、これを前記の表-10 に示した。

まず、鋼纖維がコンクリートの K<sub>IF</sub> におよぼす影響については、水セメント比、骨材の重量配合比、使用細・粗骨材種などがいずれも等しい系列 VII のコンクリートと比較すれば、鋼纖維補強コンクリートの K<sub>IF</sub> 値は系列 VII のプレーンコンクリートより圧倒的に高くなることが確認される。この現象は、条件の異なる他のプレーンコンクリートに比べても認められる。

なお、鋼纖維の種類がコンクリートの K<sub>IF</sub> におよぼす影響については、顕著な差は認められないが、この場合には、鋼纖維の寸法の小さい方が、K<sub>IF</sub> 値は若干高くなる傾向を示した。こ

れについては今後さらに鋼纖維の種類を増加して検討を加える必要がある。

### 参 考 文 献

- 1) 陶山正憲外2名：破壊力学によるコンクリート構造物の強度解析（第2報），土木学会30回年次学術講，49～50，1975年10月
- 2) 北川英夫・陶山正憲：Fracture Mechanics Study on the Size Effect for the Strength of Cracked Concrete Materials, Proc. 19th Japan Congress on Materials Research, 156～159, 1976年3月
- 3) 陶山正憲：き裂材としての岩盤の強度解析への破壊力学的手法の適用について，日林誌，58(4), 141～149, 1976年4月
- 4) 陶山正憲：Fracture Toughness of Cement Concrete Materials as Construction Members, Proc. 2nd International Conference on Mechanical Behavior of Materials, 1300～1304, 1976年8月
- 5) 陶山正憲：治山構造材料の強度解析に対する破壊力学的考察(Ⅱ), 87回日林論, 353～354  
1976年10月
- 6) 陶山正憲・竹内美次：治山ダムに発生するクラックの挙動・特性について, 87回日林論,  
355～356, 1976年10月
- 7) 陶山正憲：き裂材としてのコンクリート強度の破壊力学的研究, 新砂防, №101, 9～16,  
1976年12月
- 8) 陶山正憲：アカマツき裂材の破壊革性試験, 日林九支研論, 31号, 273～274, 1977  
年10月
- 9) 陶山正憲：セメント硬化体の応力拡大係数について, 日林九支研論, 31号, 275～276,  
1977年10月
- 10) 陶山正憲：治山ダムクラックの発生原因と挙動特性, 日林九支研論, 31号, 277～278,  
1977年10月
- 11) 陶山正憲：治山構造材料の強度解析に対する破壊力学的考察(Ⅲ), 88回日林論, 349～350  
1977年10月
- 12) 陶山正憲：治山ダムクラックの変位測定について, 53年度砂防学会発表概要集, 56～57,  
1978年5月

- 13) 陶山正憲：破壊力学による砂防工材の強度解析(Ⅱ), 53年度砂防学会発表概要集, 58～59,

1978年5月

- 14) 陶山正憲：治山ダムのひび割れと安全性, 林業技術, №444, 29～32, 1979年3月
- 15) 陶山正憲：コンクリートの強度評価法について, 54年度砂防学会発表概要集, 86～87,  
1979年6月
- 16) 陶山正憲：破壊力学による砂防工材の強度解析, 54年度砂防学会発表概要集, 88～89,  
1979年6月