

# 治山ダムクラックの発生要因 及び開口変位量の分析



## 治山ダムクラックの発生要因 および開口変位量の分析

### I 試験担当者

九州支場育林部防災研究室	陶	山	正	憲
"	"	真	島	征夫
"	"	竹	下	幸
"	"	大	谷	義一

### II 試験目的

治山ダムの設計、施工、管理などの面で、現在なお未解決のまま残されている技術的な問題点の一つとして、治山ダムのクラック対策がある。治山ダムに発生するクラックは、単なる美的嫌悪感にしておいて、治山の社会的義務とともにダムの安全工学的な面から憂慮すべき重要問題であるので、ダムクラックの実態、発生機構、ダム破壊の危険度判定および対策などを早急に検討する必要がある。

本試験の目的は、昭和51～53年度に実施した技術開発試験「治山ダムクラックの特性解析と破壊防止技術の確立」（以下「前課題」という）で得られた成果の検証と実用化をはかるとともに、「前課題」で残された問題点を検討し、治山ダムの安全設計と事故診断技術を可及的に確立するための基礎資料を得ることである。

### III 試験の経過と得られた成果

本試験は、「前課題」で得られた成果をさらに向上・発展させるため、昭和54年度に室内実験と現地試験を実施し、得られた結果をもとにして治山ダムクラックの発生要因および開口変位量の分析に関する検討を行ったものである。

本課題は、次の四つの研究項目からなるので、項目別に試験の経過と得られた成果を示す。

#### 1. ダムコンクリートにおけるクラックの発生・伝播機構と要因分析

##### (1) 治山ダムに発生するクラックの実態

治山ダムに発生するクラックは複雑で、種々様々な性状を呈するが、これを四つの観点から巨視的に分類すると次のようになる。



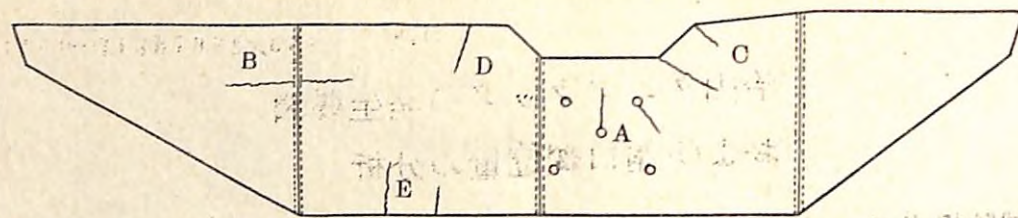


図-1 治山ダムにおけるクラック発生位置

① 治山ダムにおけるクラック発生位置による分類 (図-1参照)

- A: 水抜孔から発生するクラック
- B: 各種の継目から発生するクラック
- C: ダム形状の変換部に発生するクラック
- D: ダム天端から発生するクラック
- E: ダム底から発生するクラック

② 治山ダムクラックの規模による分類

- A: 表面クラック
- B: 内部クラック
- C: 貫通クラック

③ 治山ダムクラックの方向による分類

- A: 垂直クラック
- B: 傾斜クラック
- C: 水平クラック

④ 治山ダムクラックの形状による分類

- A: 直線クラック
- B: 屈折クラック
- C: 分岐クラック

熊本・高知・大阪・青森の4営林局管内および愛知県下において実施した治山ダムクラックの実態調査の結果をもとにして、ダム本体にクラックが認められた2.5基の治山ダムを対象に、発見された全てのクラックを上記基準に従って分類し、これをダムの諸元とともに要約すると表-1のようになる。

(2) 治山ダムクラックのモデル化とその発生要因分析

治山ダムクラックの発生・伝播機構を解明するには、現在、破壊力学的手法を適用する

表-1 治山ダムの諸元とクラックの巨視的特徴 (その1)

ダム番号	ダム名	営林局 (事務所名)	ダ マ 材 料	ダ ム 諸 元			クラック 番 号	クラック長 (m)	クラックの種類		
				ダ ム 長 (m)	ダ ム 高 (m)	体 積 ( $m^3$ )			発生位置	規 模	発生方向 形
1	桜島長谷川1号谷止	鹿児島	純コン	704	70	15043	a	4.0	E	A	A
2	桜島中津野川1号谷止	鹿児島	純コン	295	60	5012	a	2.4	A	A	C
3	桜島横石沢1号谷止	鹿児島	純コン	435	70	8078	b	1.8	D	C	B
								5.4	B	A	C
4	眉山4溪10号谷止	長崎	純コン	1090	60	19323	a	1.2	B	A	A
							b	1.2	B	A	A
							c	0.9	B	A	A
							d	1.1	B	A	A
							e	3.0	A	C	B
							f	1.1	B	A	A
							g	0.5	A	A	A
5	宇美山4号谷止	福岡	純コン	470	50	3008	a	1.7	D	C	A
							b	0.6	A	A	A
							c	0.8	B	A	A
6	柳井谷2号谷止	栃木	玉コン	532	75	11683	a	1.34	C	C	B
7	柳井谷5号谷止	栃木	玉コン	340	100	12307	a	8.8	C	C	B
8	松邦川1号床固	大分	純コン	620	50	6677	a	4.0	B	A	C
							b	3.0	A	C	C
							c	4.2	A	C	A
							d	2.0	C	C	A
9	櫻尾谷6号床固	徳島	玉コン	445	70	8838	a	8.4	E	C	A
10	櫻尾谷13号床固	徳島	玉コン	355	50	4438	a	1.6	C	C	B
							b	5.8	C	A	C
							c	3.6	C	A	C
11	祖谷川平谷2号床固	徳島	玉コン	570	95	14670	a	6.6	C	A	A
							b	13.5	C	C	B
12	祖谷川平谷3号床固	徳島	純コン	540	80	15630	a	2.9	D	C	A
							b	3.0	C	C	A
							c	1.2	D	A	A
							d	8.1	C	C	B
13	祖谷川平谷7号床固	徳島	純コン	614	60	16933	a	0.8	E	A	A
14	祖谷川平谷9号床固	徳島	純コン*	745	50	16806	a	4.6	A	C	A



表-1 治山ダムの諸元とクラックの巨視的特徴(その2)

ダム番号	ダム名	所 管 林 署 名 (事務所名)	ダ ム 材 料	ダ ム 諸 元			クラック 番 号	クラック長 (m)	クラックの種類			
				ダ ム 長 (m)	ダ ム 高 (m)	体 積 ( $m^3$ )			発生位置	規模	発生方向	形態
15	仏通寺山1号堰堤	西条	玉コン	520	100	17192	a b c d e f g h	80 26 25 35 76 50 12 40	D B B B D A B B	C A A A C A A A	A B C B A A A A	A A A A A A A C
16	三ツ目内川床固	大鷗	玉コン	590	40		a b c	40 45 54	D C D	C C C	A B A	B B A
17	島田川2号床固	大鷗	純コン	340	30		a	20	A	C	B	A
18	飛金沢堰堤	三本木	純コン	490	105	2455	a b c d e f g	19 18 116 82 36 28 26	B B A B B B E	A A C A A A A	A A A C A A A	A A B A A B A
19	食場沢堰堤	徳ケ沢	純コン	260	40		a b c	18 30 09	A A A	A C A	B A A	A A A
20	秋山沢堰堤	白石		480	60	10827	a	70	B	C	A, B	A, B
21	本内川堰堤	川尻	純コン	360	50		a	24	D	C	A	B
22	西広瀬谷止	(豊田)	純コン	175	30	762	a	13	A	C	B	A
23	大坂1号谷止	(豊田)	純コン	230	55	2025	a	35	D	C	A	A
24	大坂2号谷止	(豊田)	純コン	360	74	6068	a b c d	50 50 40 33	D D D D	C C C C	A A A A	A A A A
25	大坂床固	(豊田)	純コン	340	40	2086	a	20	D	C	B	C

※印は左岸袖部鉄筋

のが有効である。

破壊力学の重要なパラメータである応力拡大係数(K)は、クラック先端近傍での弾性域応力分布を一義的に決定する工学量であり、クラックの発生条件、伝播開始条件、伝播方向、成長特性などを支配すると言われている。このKの解析法としては、現在までに等角写像法、選点法、有限要素法、ローラン展開法などが開発され、多くの解析結果が得られている。

さて、破壊力学は単純化されたクラックモデルの解析によって得られたKを用いて、現実の実物構造物の破壊現象を特徴づける方法論であるので、このモデルの選択、設定が重要な問題となる。前節では、治山ダムクラックの実態を要約するために、クラックを単純に巨視的観点から分類してみたが、治山ダムにおける複雑な力学的境界条件を考慮すれば現実の欠陥に即応した破壊力学特異点をもつ等価な理想クラックに置き換えて、各種クラックモデルの精密化を進める必要性が生じてくる。しかしながら、材料としてのコンクリートや特に現実のコンクリートダムでは、等価クラックがきわめて複雑であるので、その解析にはまずいくつかの単位モデルに分割・置換して、次にこれらの単位モデルを集成し、これを確率過程論的に処理するという過程を順次たどることが必要となろう。ここではその第1段階として、コンクリートダムの破壊力学的解析に有効であると考えられる9種の単位クラックモデルを提案した。ここで、図-2はクラックが主応力方向に直角に位置す

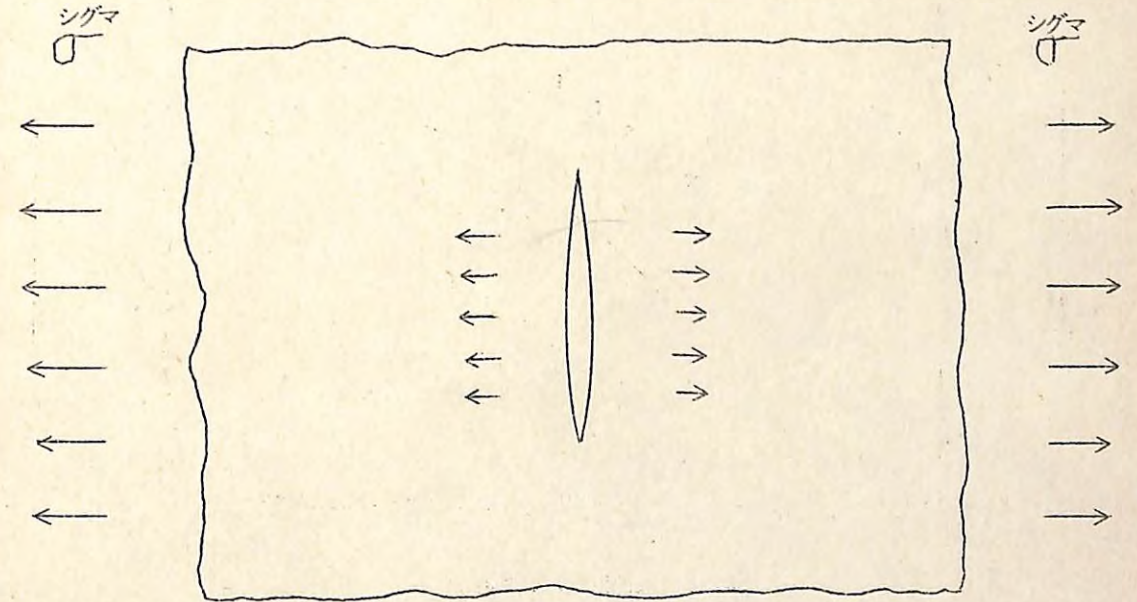


図-2 垂直クラックモデル



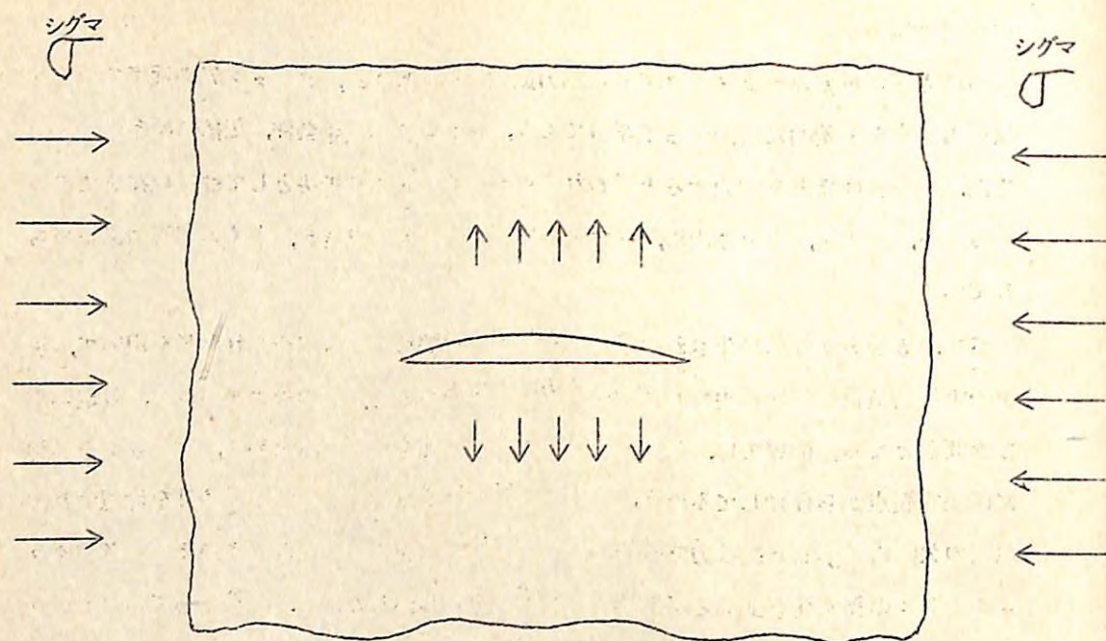


図-3 水平クラックモデル

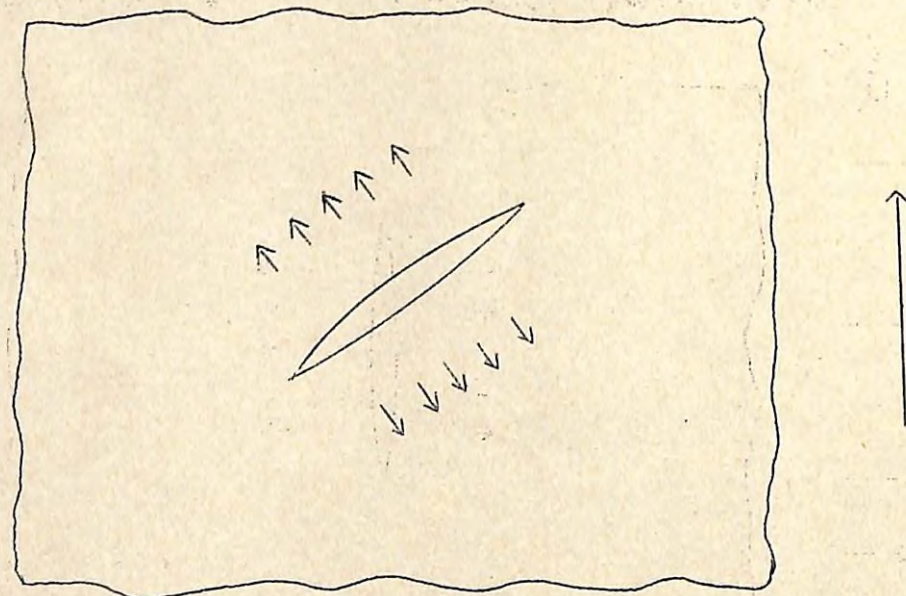


図-4 傾斜クラックモデル

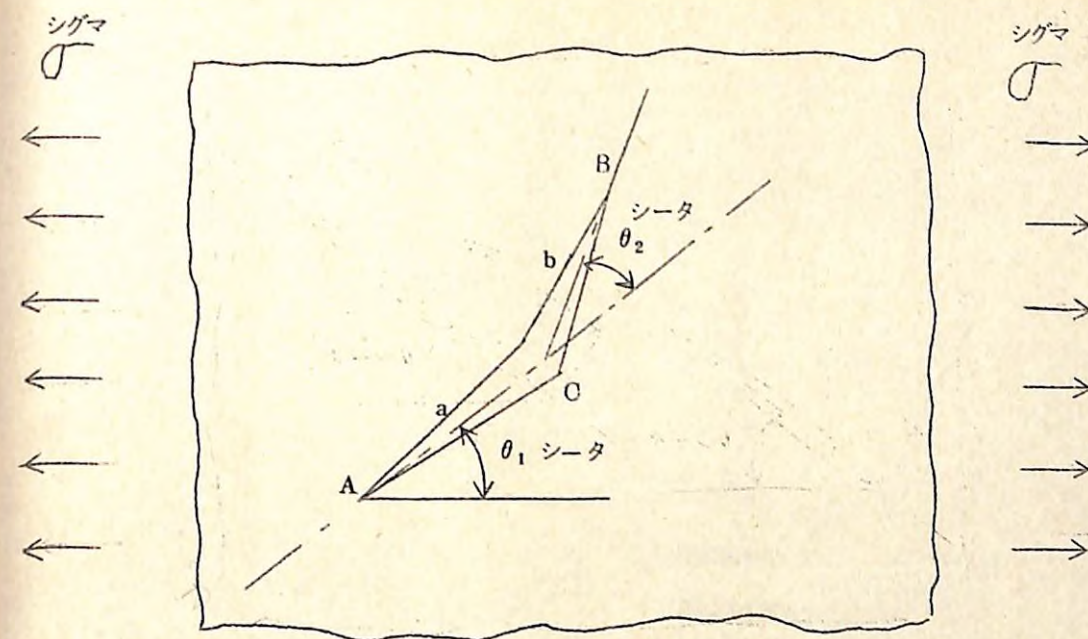


図-5 屈折クラックモデル

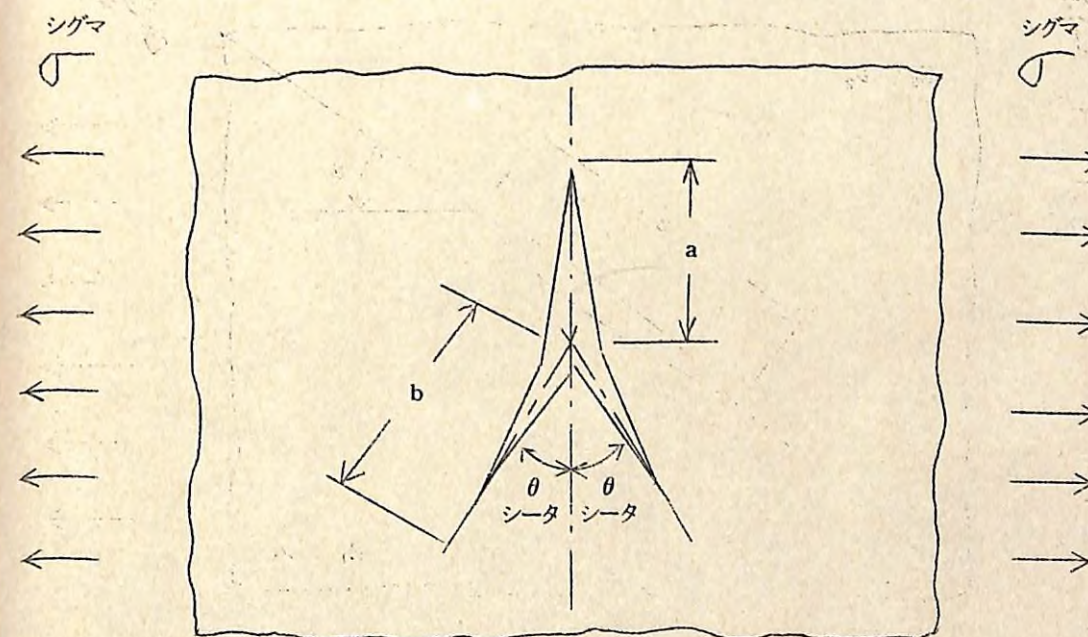


図-6 分岐クラックモデル



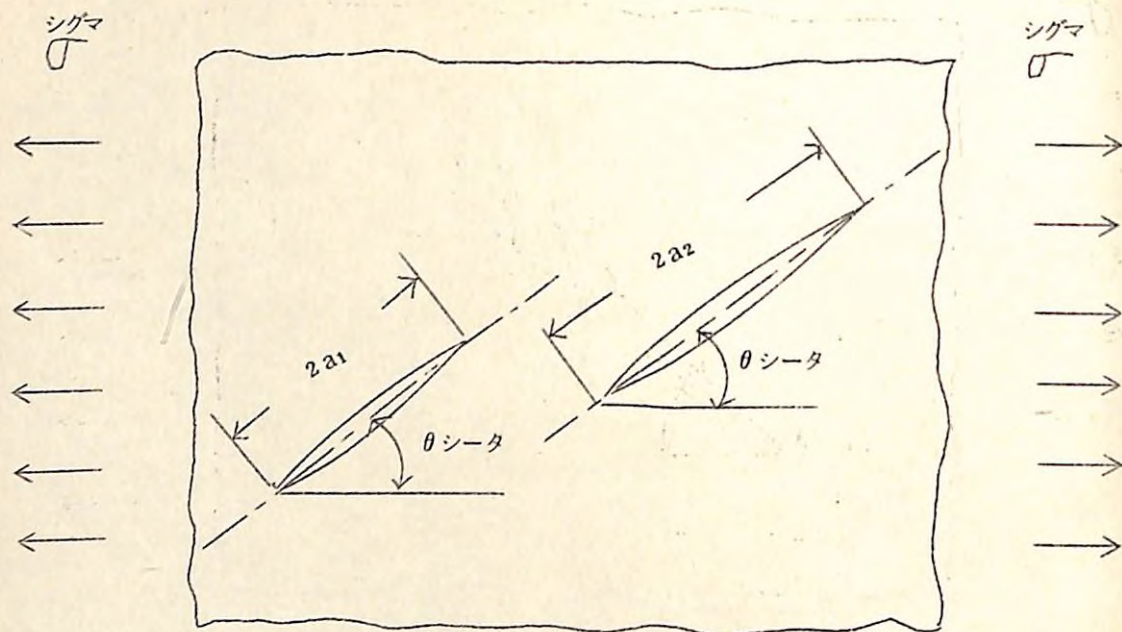


図-7 近接分布クラックモデル

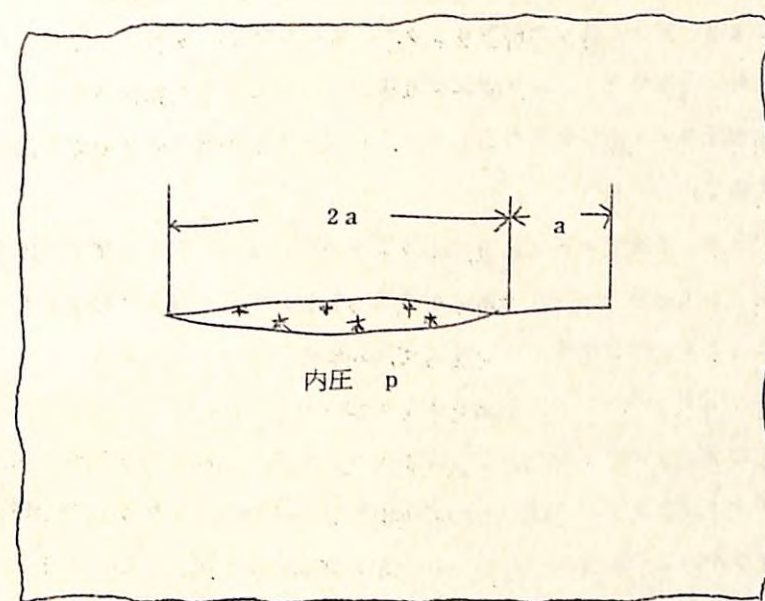


図-9 内圧を受けるクラックモデル

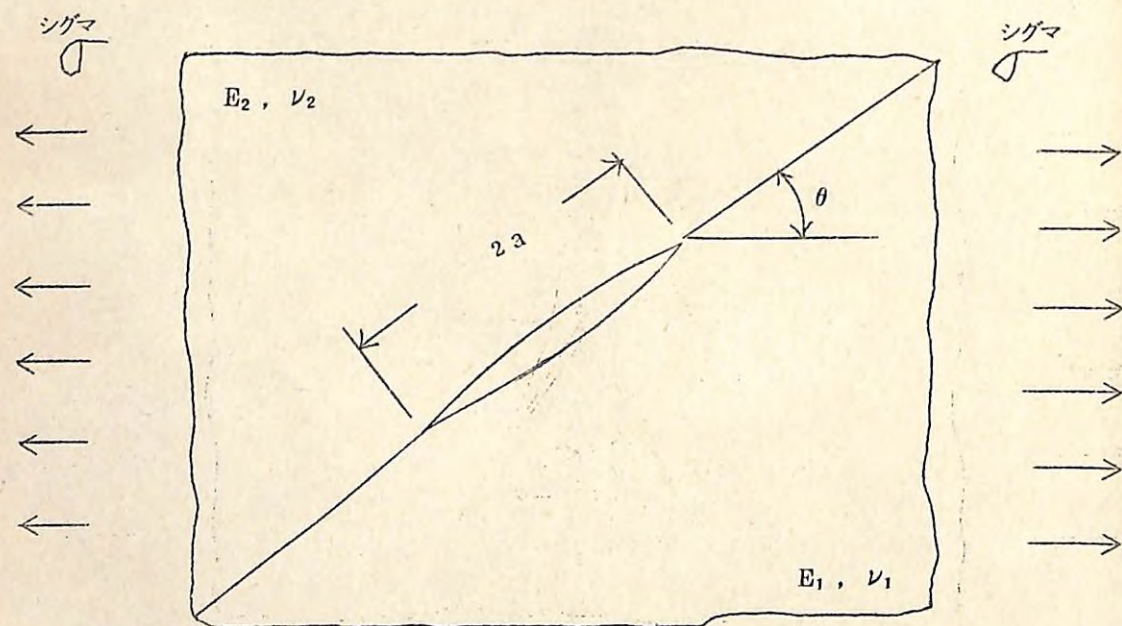


図-8 異材境界に発生するクラックモデル

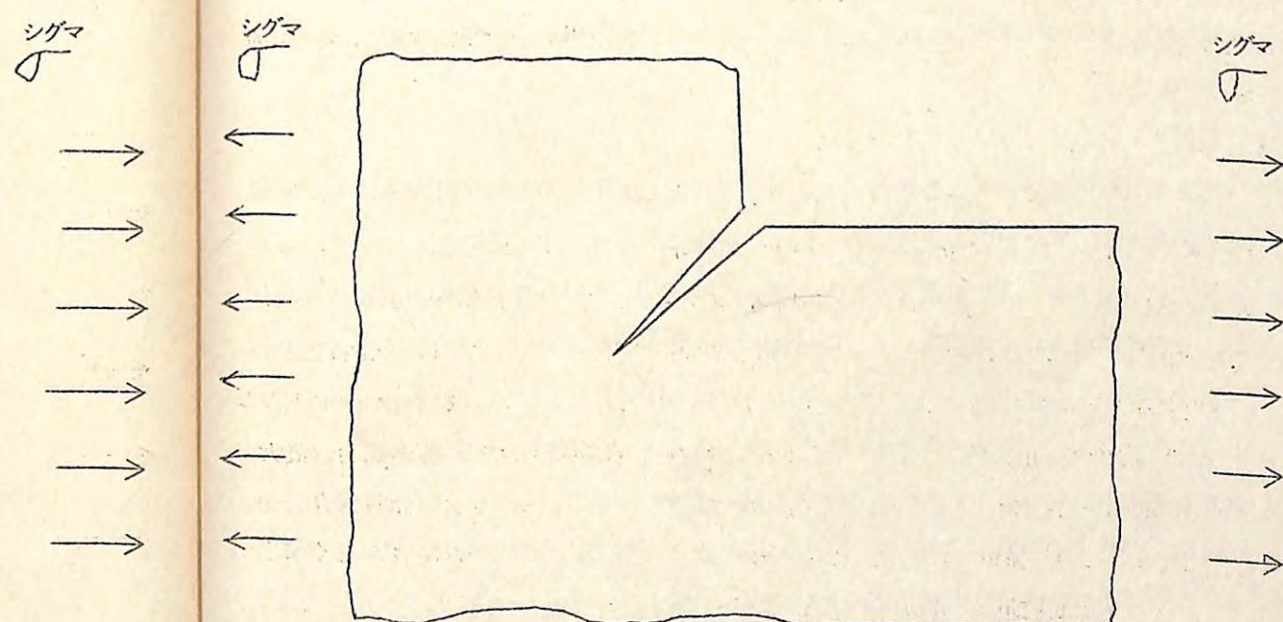


図-10 構造的形状の変換部に発生するクラックモデル



る垂直クラック，図-3は主応力方向に平行な水平クラック，図-4は隙間のある傾斜クラック，図-5は途中で折れ曲った屈折クラック，図-6はフォーク形の分岐クラック，図-7は近接した平行な分布クラック，図-8は複合材料的に考えた異材境界の界面クラック，図-9は水圧などの内圧を受けるクラック，図-10は構造的形状の変換部に発生するクラックである。

ここに掲げたクラックモデルに対しては，クラック面の接触に関する若干の問題点を無視すれば，原則として破壊力学的Kの解析が可能である。したがって，このような単位モデルに分解し，モデルを精密化することによって，現実の治山ダムおよびコンクリートの複雑な破壊現象の解明への一つの道を拓くことも可能となろう。

ここでは上記のクラックモデルの中から数例を取りあげ，その解析方法について述べる。これらのモデル化されたクラックは，それぞれ特有の挙動・特性をもつが，その解析には破壊力学的手法を用いるのが適切であり，その適用の結果により，コンクリートへの破壊力学の有効性も保証されよう。

#### 1) 垂直クラックと水平クラック

現実の材料中に発生したクラックが図-2のように主応力方向に直角に位置する垂直クラックと，図-3のように平行に位置する水平クラックの場合には，一般にクラックはいずれもその延長線の方に直進する。前者は引張応力場，後者は圧縮応力場に発生する。

#### 2) 傾斜クラック

現実の材料中に存在する潜在性クラックは，必ずしも主応力方向に位置するとは限らない。例えば，2次元応力状態下においては一般に，モードI，IIの二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には直進せず，一般には曲進または屈進する。図-4に示す傾斜クラックは，せん断応力場において発生するクラックであるが，その伝播方向については，上記のような混合モード下における“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 $\theta_0$ との関係が求められ，これを図-11に示す。この関係は， $\beta$ がとくに小さくない範囲では次節の実験結果に比較的良好に一致している。

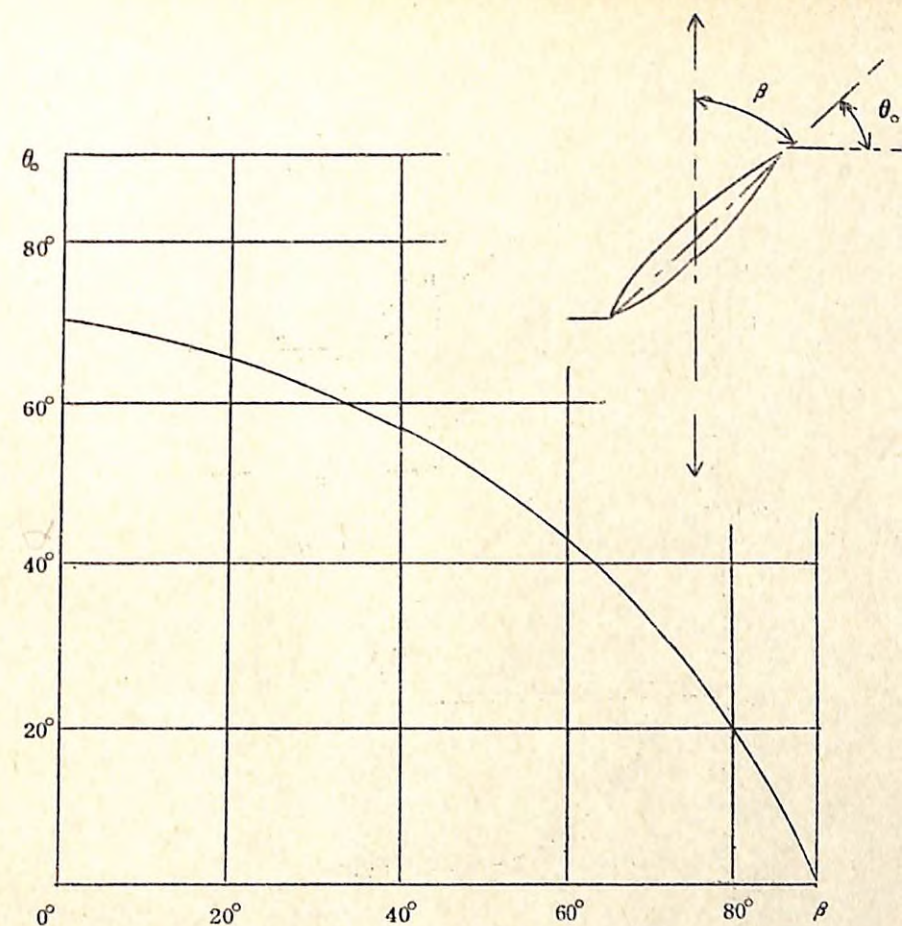


図-11 傾斜き裂からのき裂伝播方向 ( $\theta_0$ ) と傾斜角 ( $\beta$ ) との関係

#### 3) 屈折クラック

図-5に示すようにクラックの先が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，この点を座標の原点とする極座標による $\sigma\sigma$ で解析し，この $\sigma\sigma$ 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へクラックが屈伸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ている。

#### 4) 分岐クラック

コンクリートのような脆性破壊では，クラックの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-6に示す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



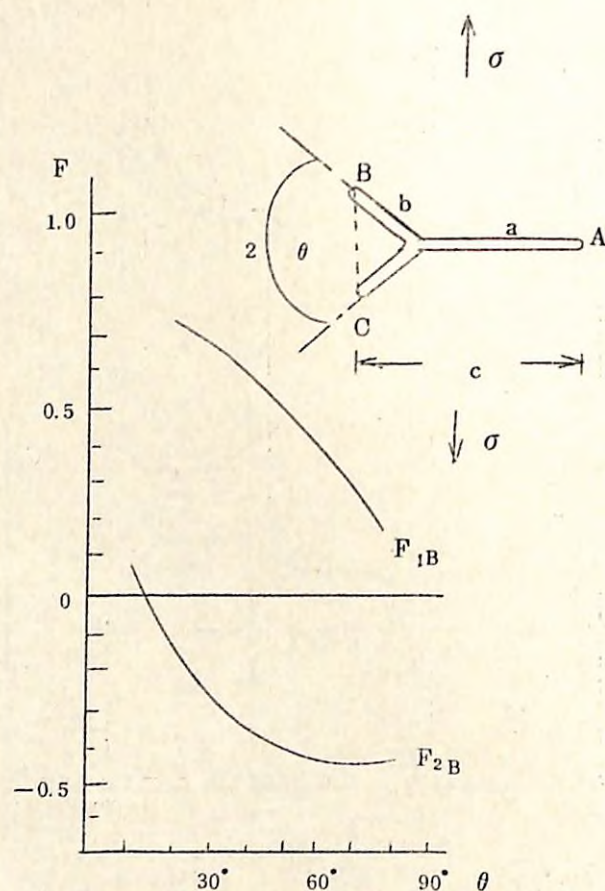


図-12 フォク形き裂の応力拡大係数と分岐角 ( $2\theta$ ) との関係 ( $b/a=0.1$ )

$$F_{1B} = K_{IB} / \sqrt{\pi(c/2)}, \quad F_{2B} = K_{IIB} / \sigma \sqrt{\pi(c/2)}$$

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。図-12によると、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。

##### 5) 近接分布クラック

ダムコンクリートには多数の欠陥、弱面などが不規則に分布している場合が考えられるので、分布クラックの干渉、合体がコンクリートの強度低下あるいは破壊におよぼす

影響を検討する必要がある。このような分布クラックの二次元的モデルについては、ローラン展開と摂動法による解析例があり、これによって任意荷重の任意配置・寸法の分布クラックの  $K$  の計算が可能になった。

さて、分布クラックの特性を論じる場合、重要な基本モデルとして図-7に示す近接分布クラック (平行2き裂モデル) が考えられる。その解析例として、平行2クラックの干渉を相手クラックの右端の位置で整理した干渉線図が求められている。その結果によると、同一直線上にあるクラック配置よりも、ある程度の斜めのくい違い配置の方が両クラック間の干渉・合体開始が早くなることが示されており、これはコンクリートのようなぜい性材料でしばしば認められる現象である。すなわち近接分布クラックは最短距離で連結・合体することなく、互いに平行に伝播し両者が十分オーバーラップした後に  $K_{II}/K_I$  が増加し、方向を転じて連結する方向へ進行することになる。このような割れ方はコンクリート材にもしばしばみられる例であり、次節の実験でもよく説明されている。

以上、垂直クラックや水平クラックのような単一直線クラックから近接分布クラックまで数例をとりあげて、それらの発生・伝播機構と発生要因を検討したが、他のモデルクラックについても、原則的には破壊力学的解析が可能である。

#### (3) コンクリートのクラック発生・伝播機構に関する実験的検討

##### 1) コンクリートの材質的特異性について

コンクリートのようなセメント硬化体は、一般に圧縮強度に比べて引張強度が著しく低い材料であるが、圧縮材としてのコンクリートが、時として圧縮荷重下でも強度的に異常な弱さを示すことも認められる事実である。この現象は、セメント硬化体が複雑な複合機構を示すとともに、材質的には空隙や微小クラックのような、き裂または力学的にき裂と等価と見なされる欠陥を含む、ぜい性かつ不均質材料であることが、その主たる原因と考えられる。すなわち、材料の内部に欠陥が存在する場合には、圧縮荷重下といえども、欠陥の近傍に高引張応力場が生じることがあり、この引張応力によってき裂が発生し、最終的には“割れ”にいたる破壊過程が考えられるからである。

本節では、コンクリートき裂材の強度評価に対する破壊力学的研究の一環として、各種セメント硬化体のクラック発生・破壊機構について若干の検討を行う。

##### 2) 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-2に示す2種類、粗骨材が表-3に示す5種類である。また鋼繊維補強コンクリート用には表-4

表-2 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 <sub>mm</sub>			
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-3 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
	25	20	15	10	5 <sub>mm</sub>			
A	0	50	80	90	100	740	2.66	川砂利
B	0	44	78	89	100	734	2.66	川砂利
C	0	21	50	82	100	703	2.66	川砂利
D	0	0	35	65	100	665	2.66	碎石
E	0	0	30	60	100	660	2.66	川砂利

表-4 使用した鋼繊維の寸法と材質

鋼繊維の種類	厚さ (mm)	幅 (mm)	長さ (mm)	材質	製造法
ISF25	0.25	0.50	25	普通鋼	薄板切断法
ISF32	0.50	0.50	32	亜鉛メッキ	

の2種類の鋼繊維を使用し、プ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。

供試コンクリートは表-5に示す10系列で、細・粗骨材の種類、鋼繊維の有無、および材料の重量配合比などによって分類した。なお、表-5で、系列Iはモルタル、ⅨとXは鋼繊維補強コンクリート、他はプレーンコンクリートである。

表-5 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 (%)	スランプ [フロー値] (cm)	ブリーディング率 (%)
	セメント	水	細骨材	粗骨材	鋼繊維	細骨材	粗骨材	鋼繊維			
I	1.0	0.52	25	—	—	a	—	—	1.8	[21.2]	
Ⅱ	1.0	0.52	25	35	—	a	C	—	2.4	8.1	6.0
Ⅲ	1.0	0.52	25	35	—	a	D	—	2.6	5.5	
Ⅳ	1.0	0.60	21	21	—	b	E	—	3.7	8.0	
V	1.0	0.60	21	21	—	b	A	—	3.5	7.5	
Ⅵ	1.0	0.60	30	27	—	a	B	—	3.5	19.0	13.6
Ⅶ	1.0	0.60	30	30	—	a	E	—	3.6	10.0	8.8
Ⅷ	1.0	0.60	30	30	—	a	A	—	4.5	18.0	11.3
Ⅸ	1.0	0.60	30	30	0.26	a	E	ISF 25	4.7	3.0	
X	1.0	0.60	30	30	0.26	a	E	ISF 32	5.3	5.5	

3) 圧縮による破壊靱性試験の方法

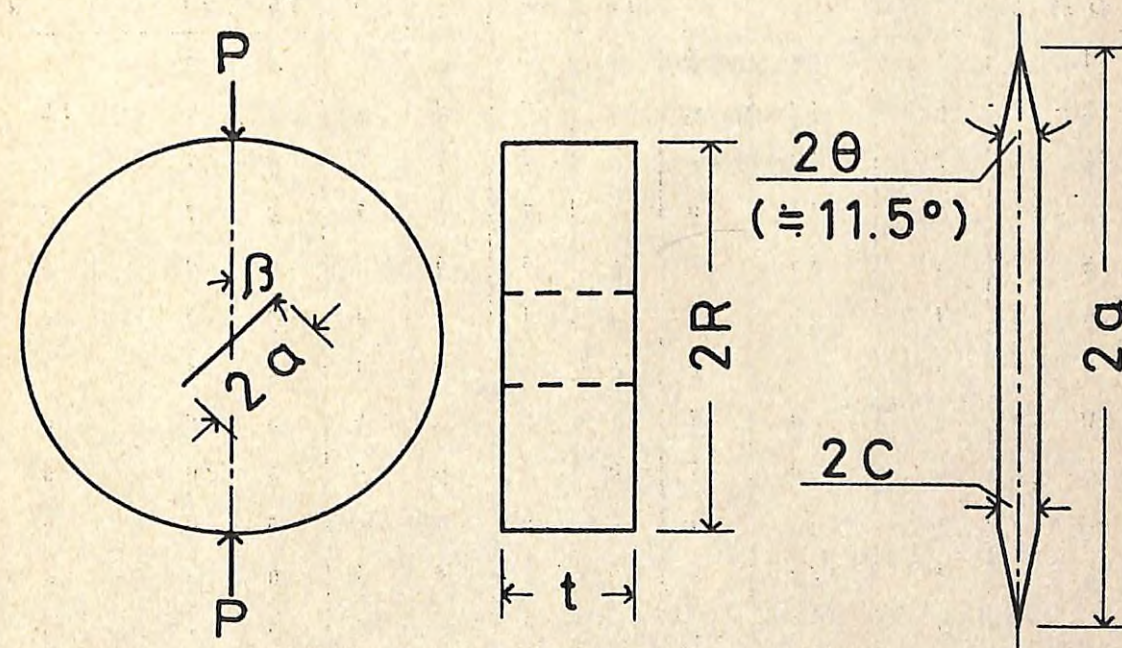


図-13 中央スリット入り円板試験片の形状と載荷方法



まず、試験片の形状は、図-13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-5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-13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。

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、試験時の材齢は全て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-6に示す。

表-6 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

(註) 試験片1個あたりの公称容積は $2094\text{ cm}^3$

圧縮による破壊靱性試験の方法は、図-13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-6のように、 $0^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$ 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 $2\text{ ton/min}$ )に保ち、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(最大容量 $200\text{ ton}$ )で、使用容量は $25\text{ ton}$ である。

#### 4) コンクリートのクラック発生・伝播機構と破壊過程

中央スリット入りコンクリート円板に、図-13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ので、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、中央スリット入りコンクリート円板( $\beta=30^\circ$ の場合)に載荷すると、まず図-14のように、スリットの両端から二つのクラックが発生し、それぞれ図の上下2方向に進行・伝播し、いずれも荷重点付近で一旦停止する。これを“1次クラック”と呼ぶ。さらに荷重を上げると、今度は図-15のように上下両荷重点近傍の円板縁から迎えるクラックが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1次クラックが図-16のように急速に上下荷重点まで成長し、一挙に最終

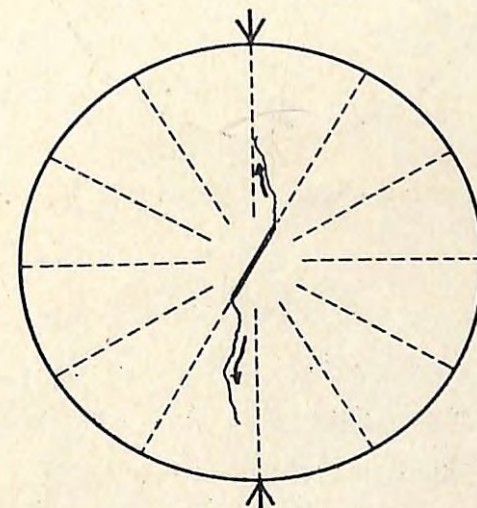


図-14 1次クラック ( $\beta=30^\circ$ )



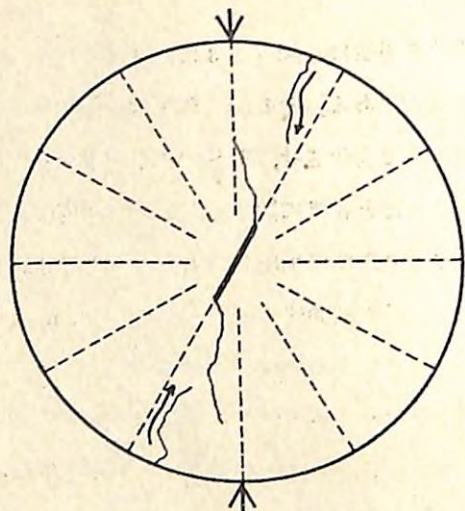


図-15 2次クラック ( $\beta = 30^\circ$ )

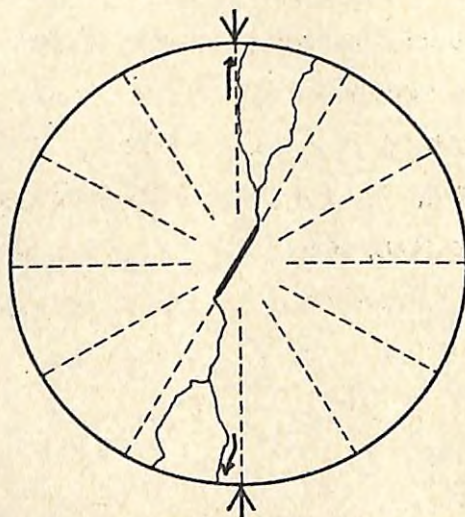


図-16 最終破断時のクラックの様相 ( $\beta = 30^\circ$ )

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 $\beta$ 別のクラック発生・伝播の様相を図-17~22に示した。

まず、 $0^\circ \leq \beta \leq 60^\circ$ の場合には、図-17~20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

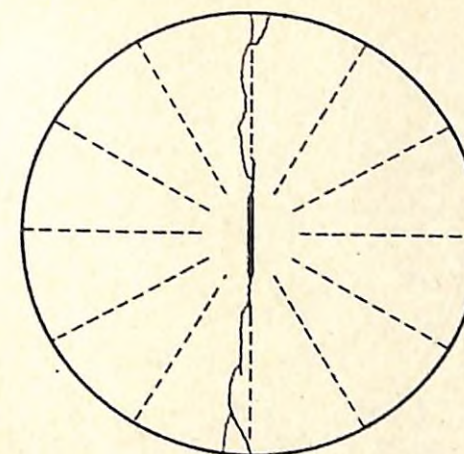


図-17 コンクリート円板の破壊様相 ( $\beta = 0^\circ$ の場合)

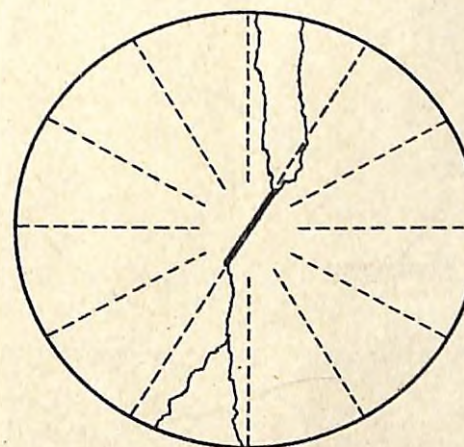


図-18 コンクリート円板の破壊様相 ( $\beta = 30^\circ$ の場合)

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 $\beta > 75^\circ$ では、図-21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



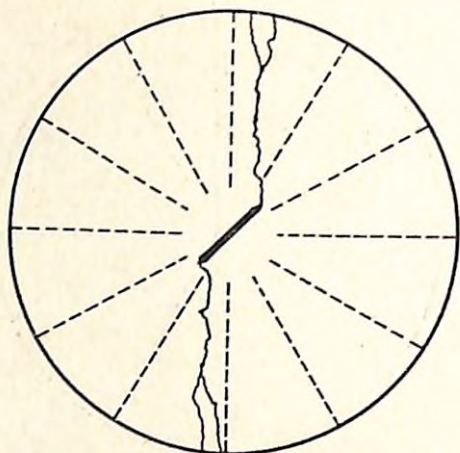


図-19 コンクリート円板の破壊様相 ( $\beta = 45^\circ$ の場合)

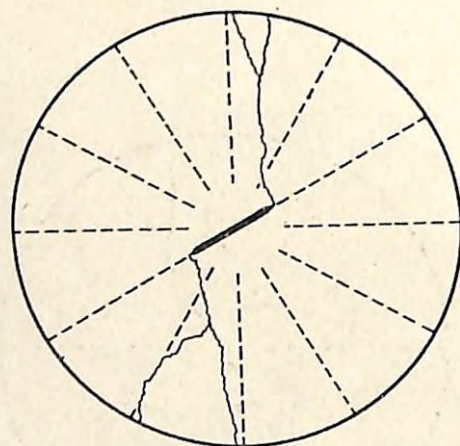


図-20 コンクリート円板の破壊様相 ( $\beta = 60^\circ$ の場合)

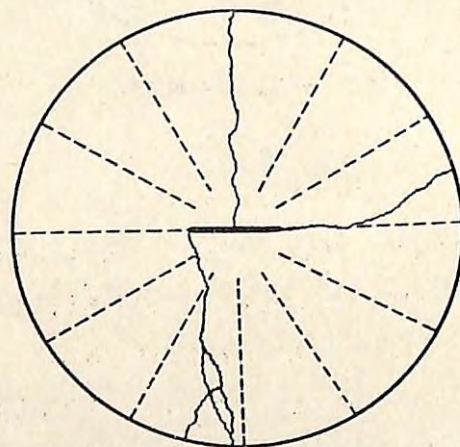


図-21 コンクリート円板の破壊様相 ( $\beta = 90^\circ$ の場合)

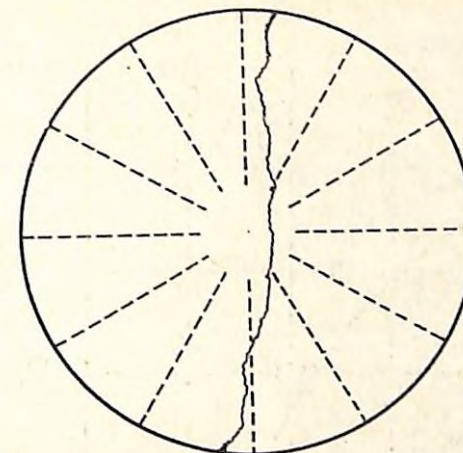


図-22 コンクリート円板の破壊様相 (no slitの場合)

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、引張応力  $\sigma_t = P / \pi R t$  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-22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。

#### 5) スリット傾斜角とクラック発生角に関する検討

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1章2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、第1モードと第2モードの応力拡大係数比  $K_I / K_{II}$  は、

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

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(1)から求め、これをコンクリートの系列I, II, IV, VI, VII, VIIIの実験値とともに図-23, 24に示した。

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



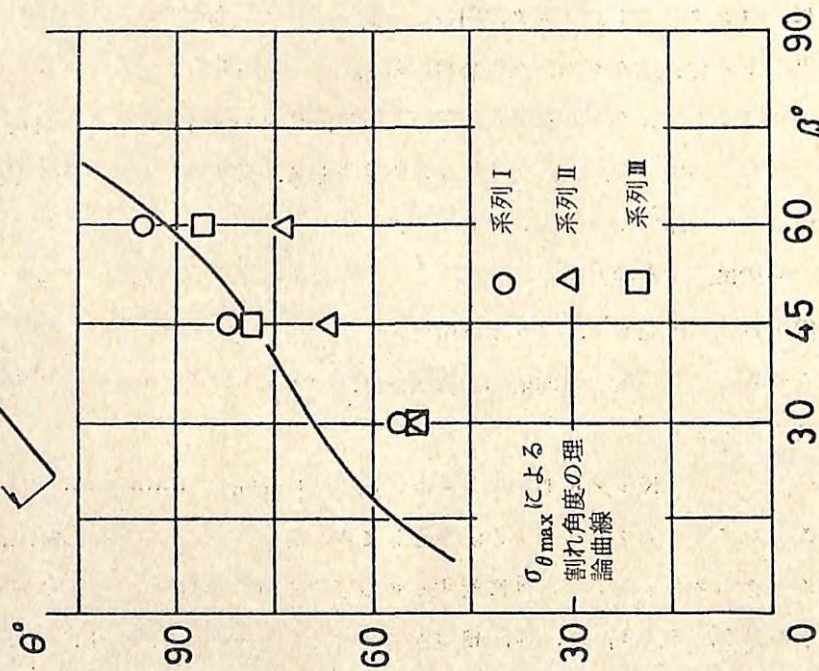
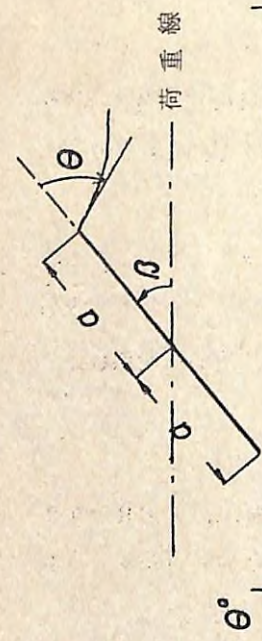


図-23 スリット傾斜角 $\beta$ に対するクラック発生角 $\theta$ の理論曲線と実験値(系列I, II, III)

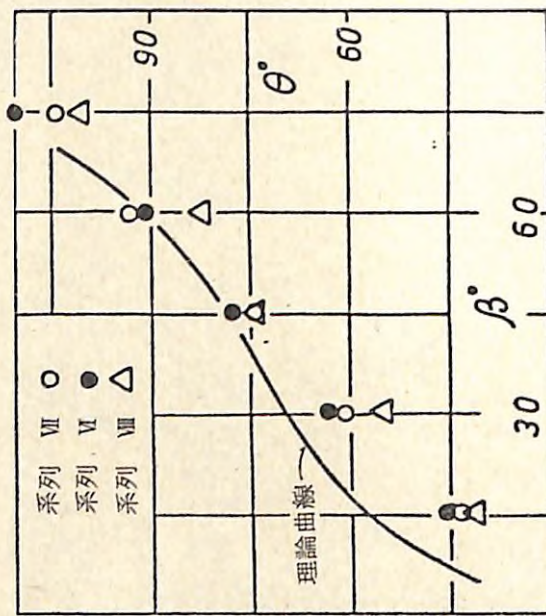


図-24 スリット傾斜角 $\beta$ に対するクラック発生角 $\theta$ の理論曲線と実験値(系列VI, VII, VIII)

$\beta \geq 75^\circ$ 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。

#### 6) コンクリートの強度におよぼす骨材と鋼繊維の影響

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-5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-7に示した。

表-7 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)	$\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	P <sub>F</sub> (kg)	K <sub>IF</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
I	1008	656	4566	223	4120	527
II	1008	667	4946	239	4510	565
III	1008	668	4964	239	4340	545
IV	1010	659	4799	229	4315	548
V	1006	657	4800	231	4184	535
VI	1006	660	4861	234	4007	510
VII	1008	663	4846	230	3560	451
VIII	1009	660	4822	229	3940	501
IX	1005	656	4932	237	4490	576
X	1007	655	4869	234	4410	567

(註) R:円板半径, t:円板厚, W:円板重量,  $\gamma$ :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 $K_{IF}$ 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 $K_{IF}$ 値は高くなる。

さらに、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60%のときは系列Ⅴ>系列Ⅳ、水セメント比が52%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、コンクリートの $K_{IF}$ 値は高くなることからわかる。

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52%のコンクリートの方が、その比60%のコンクリートより $K_{IF}$ 値は高くなる傾向がうかがわれる。

また、鋼繊維がコンクリートの $K_{IF}$ 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、鋼繊維補強コンクリートの $K_{IF}$ 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を確認される。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、鋼繊維の種類がコンクリートの $K_{IF}$ 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、鋼繊維の寸法の小さい方が、 $K_{IF}$ 値は若干高くなる傾向を示した。これについては、今後さらに鋼繊維の種類を増加して検討を加える必要がある。

ここで要約した系列別の $K_{IF}$ 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がうかがわれる。

## 2. ダムコンクリートにおけるクラック開口変位量の解析

コンクリートのようなセメント硬化体の破壊は“割れ”の形態をとり、材質的には空隙や微小き裂のような、クラックまたは力学的にクラックと等価と見なされる潜在性欠陥を含むぜい性材料であるので、その強度評価には、“平滑材”としての強度とともに“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、破壊力学が極めて有効なアプローチであることが一般的には認められているが、コンクリートへの適用例はまだ極く少ない。

筆者らの一人陶山は、破壊力学のコンクリートへの適用方法、限界、精度などについて一連の検討を行った結果、その適用の有効性が十分認められたので、本節では、コンクリートの破壊靱性試験におけるクラック開口変位量の意義と、コンクリートき裂材強度におよぼすクラックの寸法効果などの問題を中心に検討を加える。

### (1) 破壊靱性試験の方法

平面ひずみ破壊靱性 (Plane-Strain Fracture Toughness,  $K_{IC}$ ) は開口形の応力拡大係数 $K_I$ をパラメータとする材料靱性特性であり、金属材料については、ASTM委員会承認された“平面ひずみ破壊靱性に関する試験法”に規定された実験手順に基づいて、材料の破壊靱性値を決定することができる。しかしながら、金属以外の材料、特にコンクリートのようなぜい性不均質材料に対する破壊靱性試験法は未だ確立されていない。

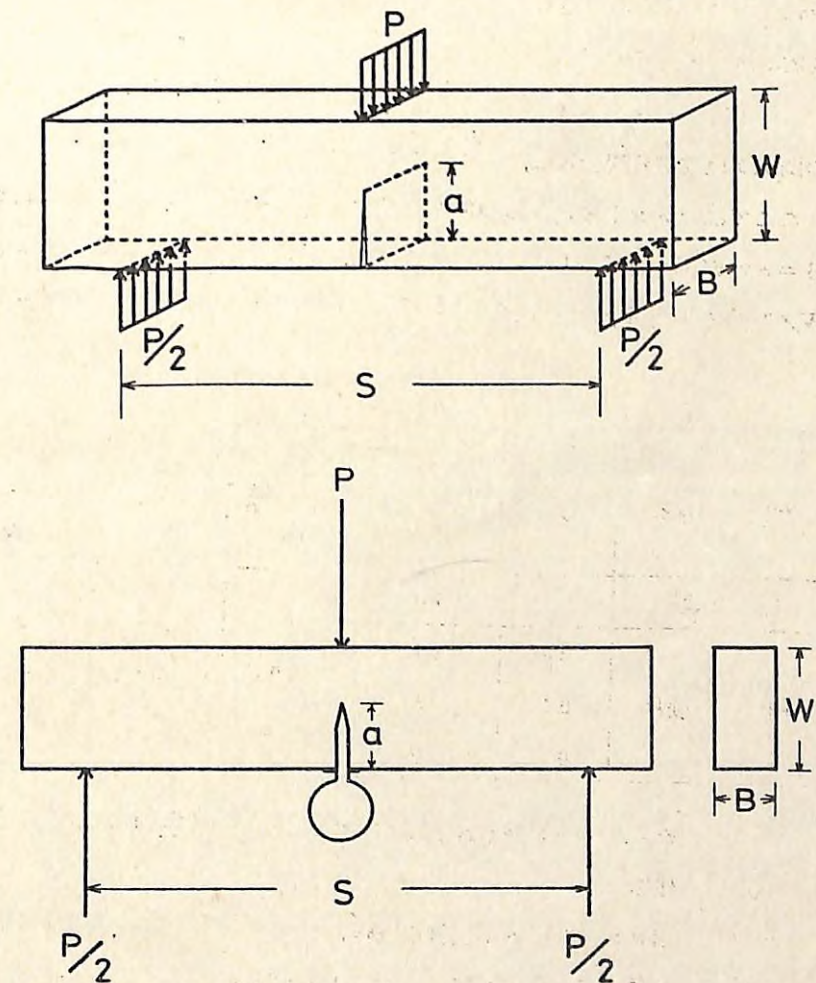


図-25 3点曲げ片側切欠き梁の形状と荷重方法



いので、ここでは試みに上記の試験法をコンクリートに準用して、その適用の可否、修正点などについて検討した。

なお、この試験法には、切欠きの先端に疲労き裂をつけた試験片による曲げ試験ならびにコンパクト引張試験が含まれているが、今回は片側切欠き梁 (Single-Edge Notched Beam) の3点曲げ試験を行い、“切欠き+疲労き裂”の代わりに“人工き裂”をつけた。

### 1) 試験片の形状・寸法

ASTMの曲げによる破壊靱性試験法では、図-25のような形状の片側切欠き梁を用いることになっている。その際、試験片の寸法は材料の降伏強度 ( $\sigma_{YS}$ ) と破壊靱性値 ( $K_{IC}$ ) に対して、切欠き長 ( $a$ ) と板厚 ( $B$ ) が共に、

$$a, B \geq 2.5 (K_{IC} / \sigma_{YS})^2 \dots\dots\dots (2)$$

の範囲になるように規定されている。また切欠き長は原則的には板厚に等しく、さらに両者は試験片高さ ( $W$ ) との間に、

$$a = B = 0.45 \sim 0.55 W \dots\dots\dots (3)$$

の関係が成立する場合には、これを標準曲げ試験片と呼んでいる。

ここではセメント硬化体の標準曲げ試験片として、式(2)、(3)を考慮して、 $W=80\text{ mm}$ 、 $B=a=W/2$ を採用した。これとは別に、標準外試験片として、表-8のような  $B=W/2$  の無き裂試験片 ( $a/W=0$ ) と2種類のき裂試験片 ( $a/W=0.1, 0.3$ ) を

表-8 試験片の寸法 (単位mm)

試験片の種類	$a/W$	クラック長 ( $a$ )	試験片		スパン長 ( $S$ )
			高さ ( $W$ )	板厚 ( $B$ )	
標準試験片	0.5	40	80	40	320
標準外試験片	0.3	24			
	0.1	8			
	0	0			

準備した。なお、スパン長 ( $S$ ) はすべて  $S=4W$  に統一した。

### 2) 試験片の作製

曲げ試験用コンクリート供試材の選定には、材質の均一化、養生期間の短縮化、試験片成形の容易さなどを考慮して、セメント (早強ポルトランドセメント)、細骨材 (豊浦標準砂)、粗骨材 (酒匂川上流丹沢産砕石; 最大粒径  $10\text{ mm}$ 、粗粒率  $5.8$ )、水 (蒸

溜水) を重量配合比で  $1:2:2:0.6$  に混合したコンクリートを採用した。

コンクリートの打込みには、上記の配合比に秤量した試料をアイリッヒ型コンクリートミキサー (容量  $40\text{ L}$ ) で2分間練り混ぜ、これを所定の曲げ型わくに突き棒で打込んだ。ここで用いた型わきは曲げ強度試験用型わく (内面寸法  $10 \times 10 \times 40\text{ cm}$ ) 中にセーバ仕上げの鋼板と溝形鋼を組立てたもので、き裂試験片では、これに板厚  $1.0\text{ mm}$  の磨き鋼板 ( $S41C$ ) をき裂予定位置に挿入固定した。

打込み終了後24時間、型わくのまま湿空中 ( $20^\circ\text{C}$ ) で養生したのち脱型し、その後16日間、水温  $20^\circ\text{C}$  で水中養生した。養生後は試験日まで4日間、室温にて自然乾燥した。したがって試験時材齢は21日となる。

試験片の寸法測定は、ASTM試験法に規定された許容公差の範囲内におさめなければならないので、試験片の高さ ( $W$ )、板厚 ( $B$ ) は試験前後にノギス (最小目盛  $1/20\text{ mm}$ ) で測定した。また、き裂長さ ( $a$ ) の測定は、き裂試験片の成形時にき裂成形板の取付け寸法をノギスで計測して、所定のき裂寸法が得られるように調整し、さらに試験後に、試験片の両破断面に残るき裂こん跡を、片面3箇所以上計6箇所以上、読み取り顕微鏡 (最小目盛  $1/100\text{ mm}$ ) で計測して平均長を求め、試験前後の測定値を照合した。

### 3) 試験装置

曲げ試験装置は、図-25に示す3点曲げ (中央載荷) 方式である。ここで、両支点および中央載荷点の中心直径 ( $D$ ) は、ASTM試験法で決められた条件、すなわち  $D=W \sim W/2$  を考慮して、 $D=40\text{ mm}$  のものを使用した。

破壊靱性試験特有のき裂開口変位量の測定には、リング状のき裂開口変位計 (Crack Opening Displacement Gauge)、動的ひずみ測定器 (DPM-6E)、X-Yレコーダー (D-72BP)、電磁オシログラフ (RMV-300) などを使用した。なお試験機はインストロン型オートグラフで、使用容量は  $500\text{ kg}$  である。

### (2) コンクリートのクラック開口変位量の測定

破壊の進行に伴うき裂開口変位量の変化をき裂開口部で精度よく測定するため、き裂試験片のき裂開口部に脱着可能なゲージ支持具を接着剤で固定し、この溝に図-26のようなリング状のき裂開口変位計 (図-25のCODゲージ) を装着した。なお、無き裂試験片もき裂試験片の特殊なものと考え、中央載荷点直下の引張面中央にき裂の存在を想定して、き裂試験片のき裂開口部に相当する位置にCODゲージを取付けた。CODゲージの出力と荷重計 (ロードセル) の出力は、動的ひずみ測定器で増幅し、これをX-Yレコー



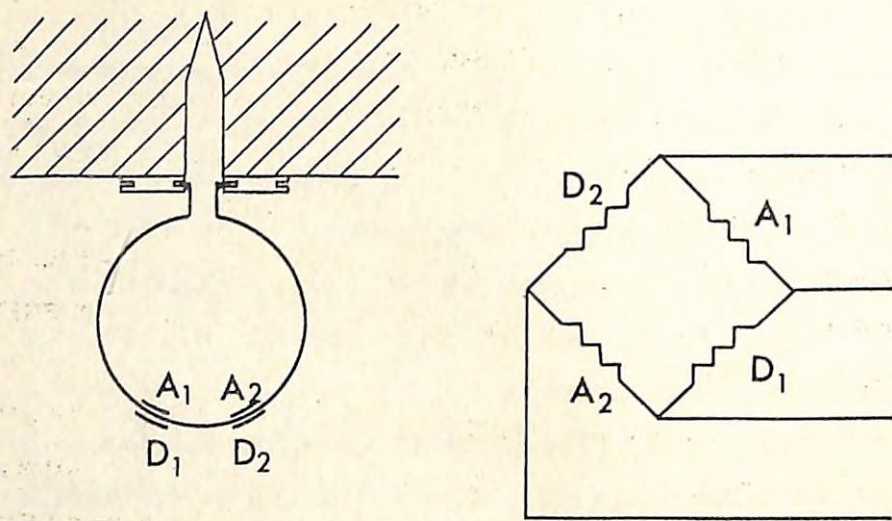


図-26 き裂開口変位計と測定回路

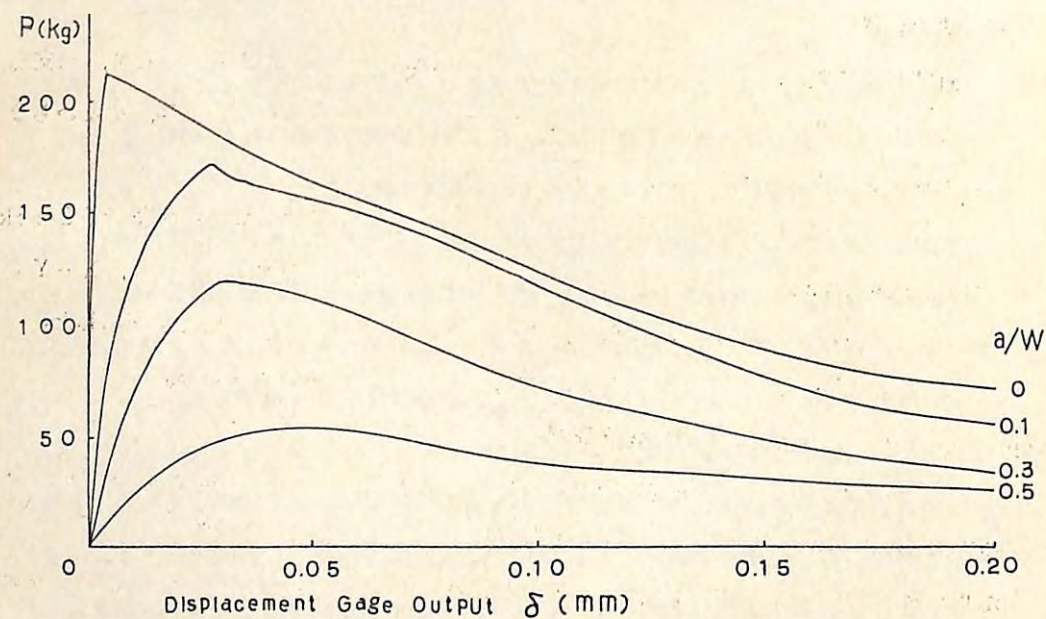


図-27 荷重 - き裂開口変位量 ( $P \sim \delta$ ) 曲線

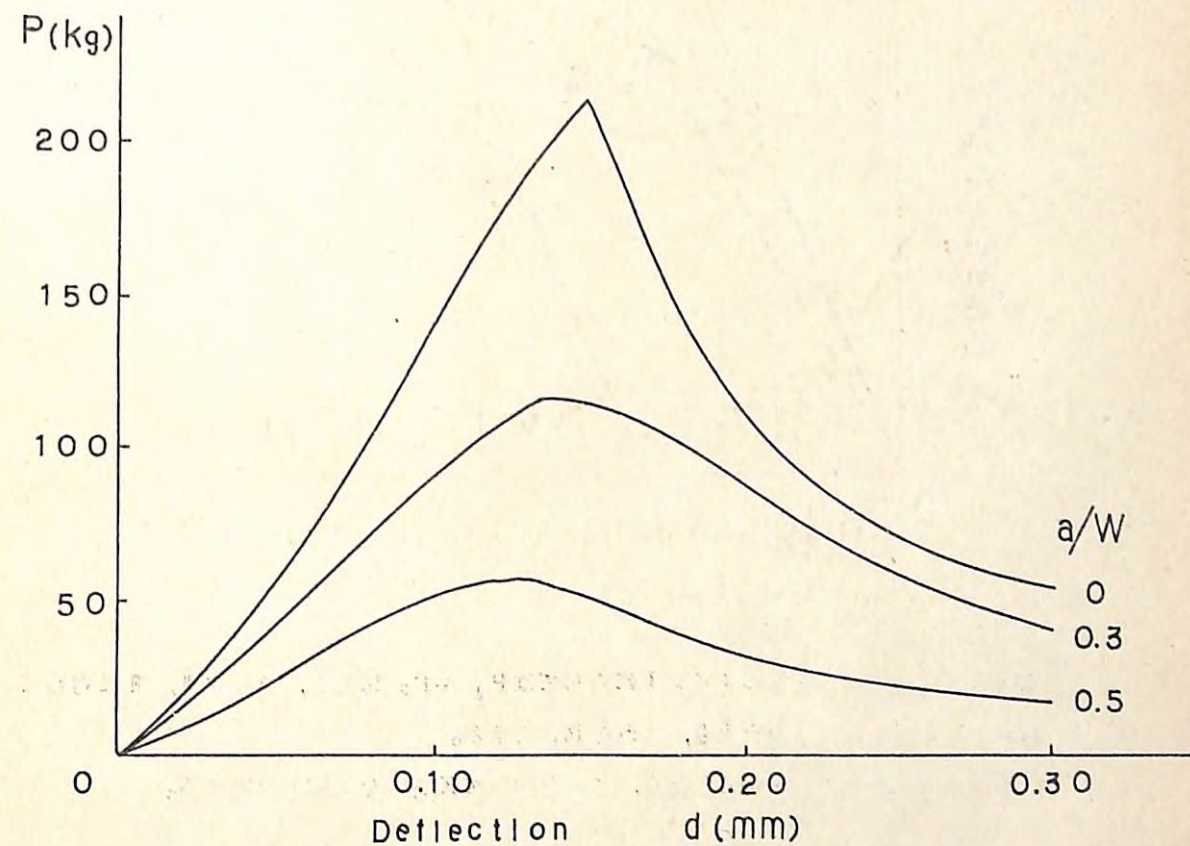


図-28 荷重 - たわみ量 ( $P \sim d$ ) 曲線

ダーと電磁オシログラフに自記させた。

コンクリートの荷重 - き裂開口変位量 ( $P \sim \delta$ ) 曲線の一例を図-27に、荷重 - たわみ量 ( $P \sim d$ ) 曲線の一例を図-28にそれぞれ示す。図-27で無き裂試験片 ( $a/W = 0$ ) に対する  $P \sim \delta$  曲線は、き裂がたまたま2個のゲージ支持具の間に発生し、進行したときの貴重なデータである。

### (3) 試験結果と破壊靱性値の計算

破壊靱性試験では通常、破壊開始時の荷重 ( $P_Q$ ) を図-27のような  $P \sim \delta$  曲線から決定することになっている。この方法は金属材料では、図-29のように、まず曲線の初期部分に対する接線OAより正接で“5%”だけ小さい勾配で、原点を通る割線OP<sub>5</sub>を描いて荷重P<sub>5</sub>を決定する。次に valid なK値 ( $K_{IC}$ ) を計算するのに必要な荷重  $P_Q$



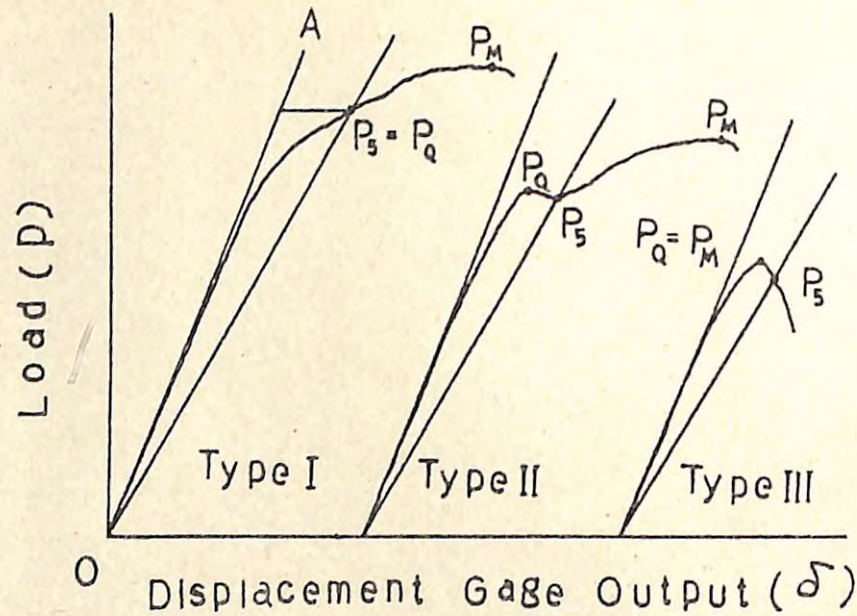


図-29 荷重 - き裂開口変位量 ( $P \sim \delta$ ) 曲線から  $P_Q$  値を決定する方法

を決めるには、図-29のタイプIに対しては  $P_Q = P_5$  にとり、タイプII, IIIに対してはいずれも最大先行荷重をとる、これを  $P_Q$  とする。

以上の方法で  $P_Q$  が決定されたら、これを用いて  $K_{I0}$  を次式で計算する。

$$K_I = Y \cdot \frac{6 M \sqrt{a}}{B W^2} \quad (4)$$

$$Y = 1.93 - 3.07 \left( \frac{a}{W} \right) + 1.453 \left( \frac{a}{W} \right)^2$$

$$- 2.511 \left( \frac{a}{W} \right)^3 + 2.580 \left( \frac{a}{W} \right)^4$$

..... (5)

ここで、 $M$ はスパン長  $S$  のき裂部における曲げモーメントで  $M = P S / 4$ 、 $Y = a / W$  比のみで決まる無次元補正項である。なお、式(5)は図-30の曲線で表わされるが、これによって式(4)の計算が容易になる。

また、 $B = W / 2$ 、 $S = 4 W$ に固定して、 $y = \sqrt{a / W} \cdot Y$ とおけば、式(4)は式(6)に、式(5)は式(7)に、それぞれ変形される。

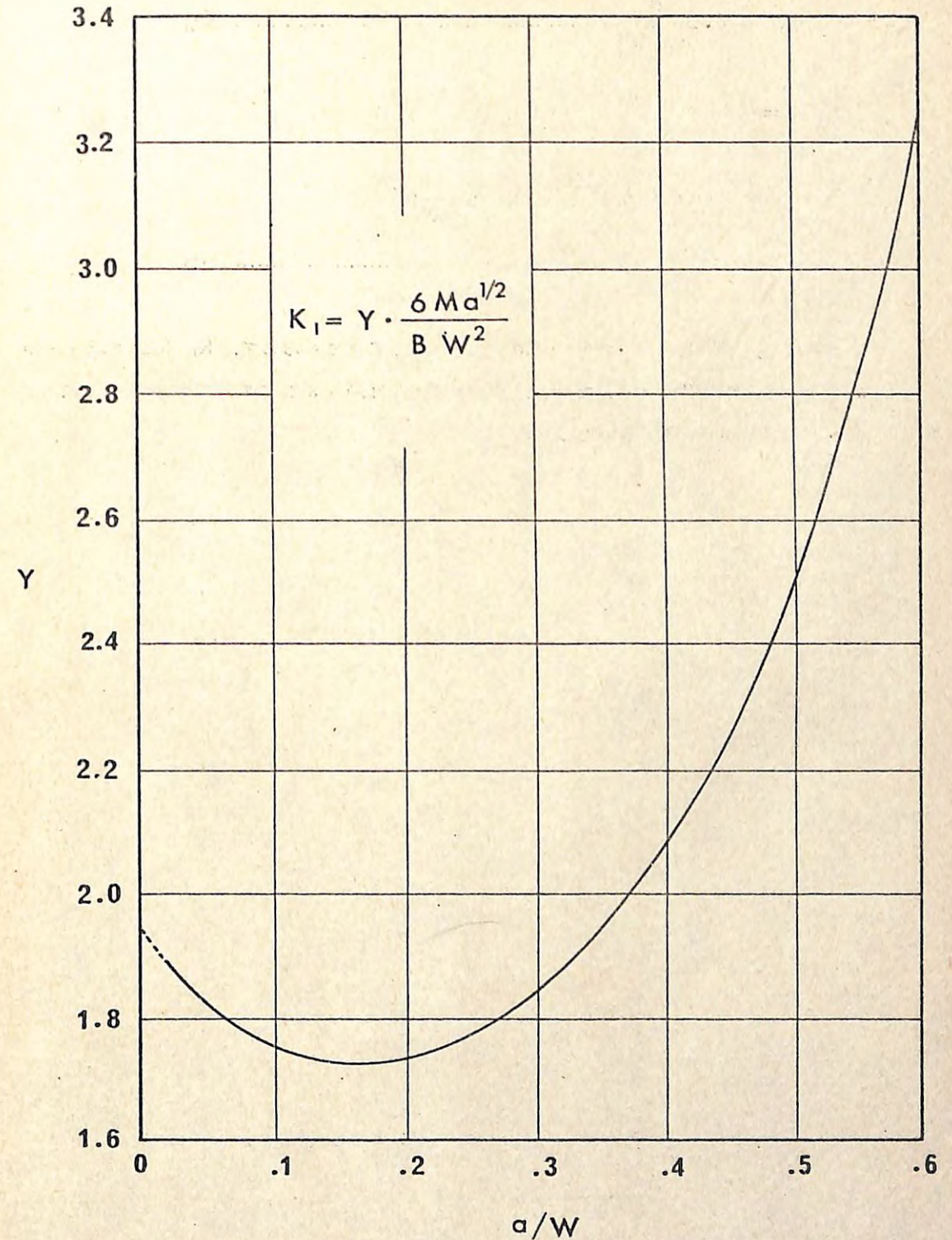


図-30 3点曲げ片側切欠き梁に対する  $K$  の較正曲線 (式(4)使用の場合)



$$K_I = y \cdot \frac{P}{W\sqrt{W}} \dots\dots\dots (6)$$

$$y = 2316 \left(\frac{a}{W}\right)^{1/2} - 3684 \left(\frac{a}{W}\right)^{3/2} + 17436 \left(\frac{a}{W}\right)^{5/2} - 30132 \left(\frac{a}{W}\right)^{7/2} + 30960 \left(\frac{a}{W}\right)^{9/2} \dots\dots\dots (7)$$

式(6)では、き裂長  $a$  がすべて  $a/W$  の比として  $y$  に含まれるので、 $K_I$  におよぼす  $a$  の影響をみるのに便利である。なお  $a/W$  の多項式  $y$  は図-31の曲線で表わされるが、これによって式(6)の計算が簡便になる。

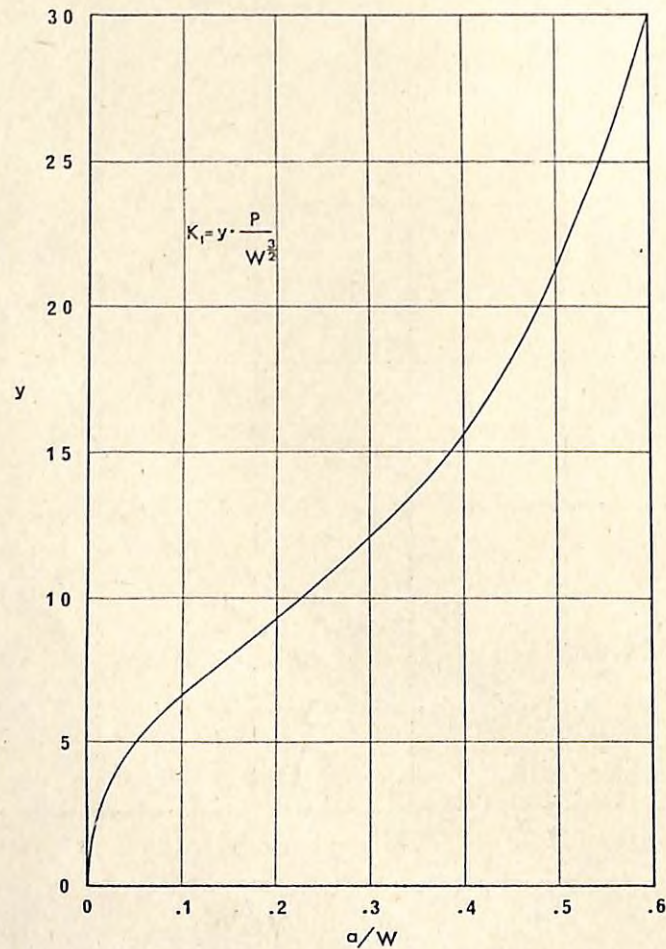


図-31 3点曲げ片側切欠き梁に対する  $K$  の校正曲線 (式(6)使用の場合)

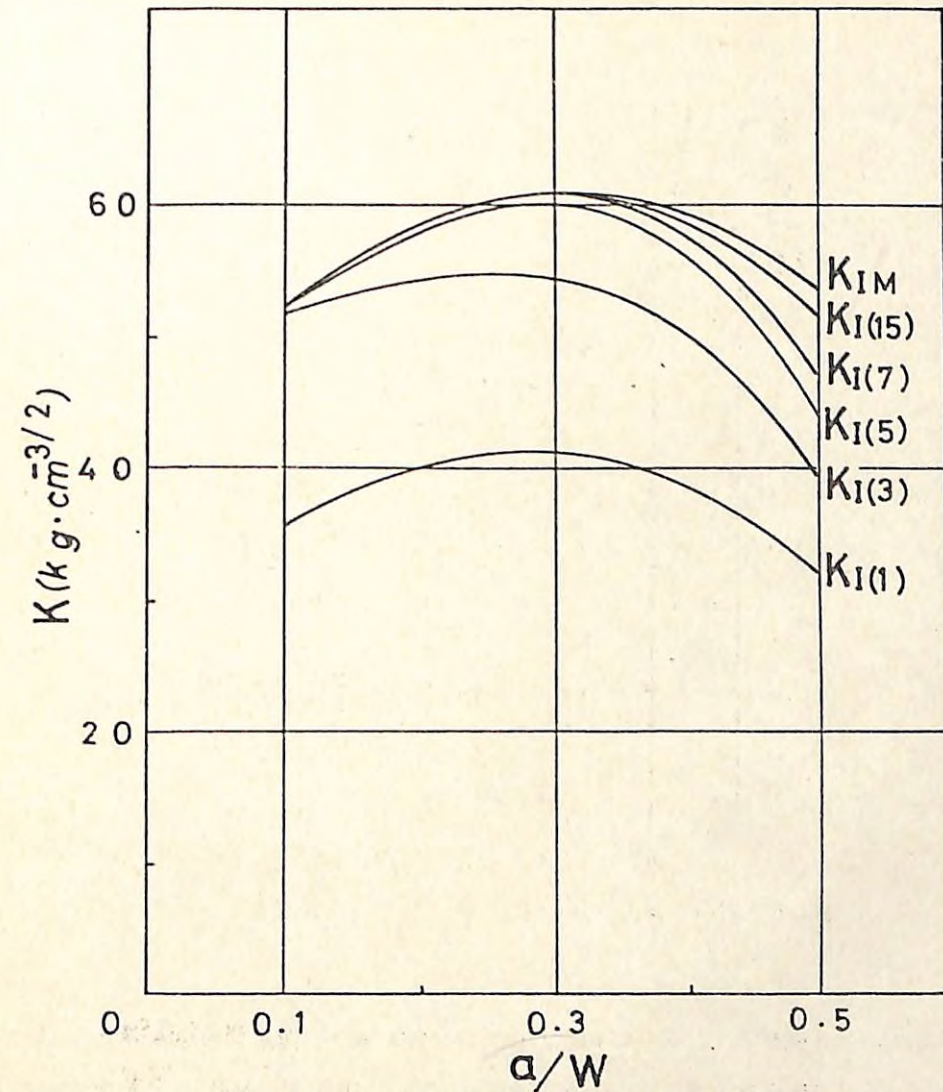


図-32 欠陥の寸法比による各種  $K_I$  値の変動状況

さて、上記の割線の“5%”は材料依存性があるとも言われているので、コンクリートについては試みに1, 3, 5, 7, 9, 15%をとり、それに対応する  $K_I$  値をそれぞれ  $K_{I(1)}$ ,  $K_{I(3)}$ ,  $K_{I(5)}$ ,  $K_{I(7)}$ ,  $K_{I(9)}$ ,  $K_{I(15)}$  とし、最大荷重  $P_M$  に対する最大応力拡大係数  $K_{IM}$  と合わせて図-32に示した。結果として、 $a/W$  比による  $K_I$  値の変動が最も少ないのは  $K_{IM}$  であったので、ここでは便宜上  $K_{IM}$  をコンクリートの破壊靱性値と考え、以下の荷重基準強度  $P_M$  との比較に便ならしめた。



(4) コンクリートの基準強度に及ぼすクラックの寸法効果

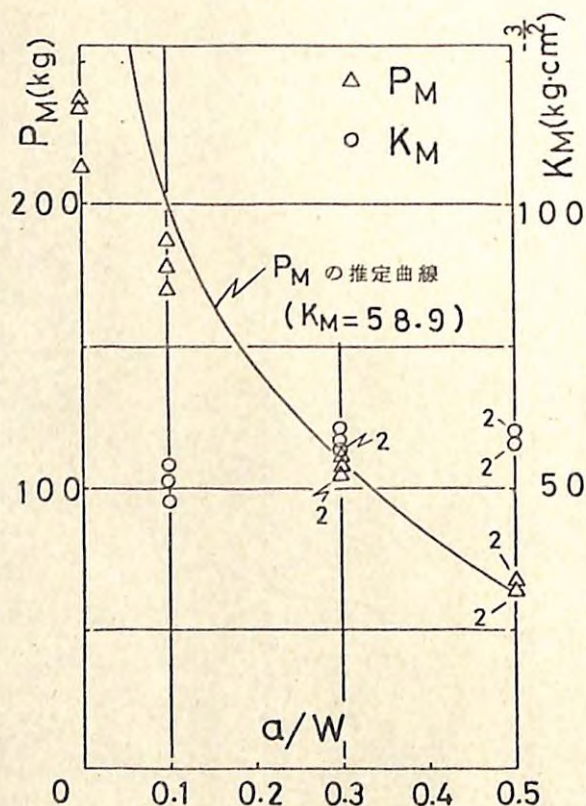


図-3-3 コンクリートの  $P_M$ ,  $K_M$  基準強度の比較

き裂の寸法を変えると、図-3-3のようにコンクリートの荷重基準強度  $P_M$  は  $a/W$  比にもなって著しく変動するが、 $K$  基準強度  $K_M$  は  $a/W$  比にかかわらず大きな変動はみられない。従って、コンクリートの材料定数としての強度値としては、 $P_M$  より  $K_M$  の方が格段に優れていることが結論できる。

次に、 $K_M$  を一定とした時の  $P_M$  の推定値を図-3-3に曲線で示し、 $P_M$  の実験値と比較すれば、 $K$  基準強度の有用性が一層明らかに確認される。

なお、コンクリートのように材料の均質性や均質性の劣る場合でさえも、同一条件の試験で得られた  $P_M$ ,  $K_M$  の値には比較的ばらつきが少ない事実から、上記の傾向は実験のばらつきによるものではなく、この結果から得られた結論は非常に安定したものであると考えられる。

ただし、き裂が特に浅い場合 ( $a/W=0.1$ ) には、 $K$  値が多少低下する傾向がうかが

われるので、この点については以下に若干の検討を行う。

(5) 有効き裂の概念による破壊靱性値の修正方法

標準外試験片でき裂が特に浅い場合には、前述のように  $K_M$  値が若干低下する傾向が指摘される。そこで、コンクリートの材質の特殊性を考慮して、次のような修正を行った。今、コンクリートを多くの微小欠陥を含む連続体と仮定し、微小欠陥群と等価な長さ  $x$  の微小き裂が、人工的につけた実き裂長  $a$  に附加されるものと考えれば、修正後の有効き裂長  $A$  は、

$$A = a + x$$

で表わされる。このような有効き裂の概念を導入して、コンクリートの曲げ試験片の等価き裂長  $x$  を求めてみよう。

まず、前提条件として、き裂材の材料定数としての破壊靱性値  $K_M$  は、理論的には  $a/W$  比によって変化しないはずである。しかしながら現実には、図-3-3のように、 $a/W=0.5$  の場合の  $K_M$  の平均値は  $K_M(5)=58.9$  となるのに対し、 $a/W=0.1$  の場合には  $K_M(1)=51.1$  となり、前提条件と矛盾する。従って式(4)の  $a$  に有効き裂長  $A$  を代入して、 $K_M(5)=K_M(1)$  とおき、 $x/W$  について整理すると、 $x/W$  の9次方程式が得られる。しかしながら  $x/W < 1$  の範囲では、この方程式には解がないので、

$$|K_M(5) - K_M(1)|$$

の最小値を求めてみると、図-3-4の曲線を得る。

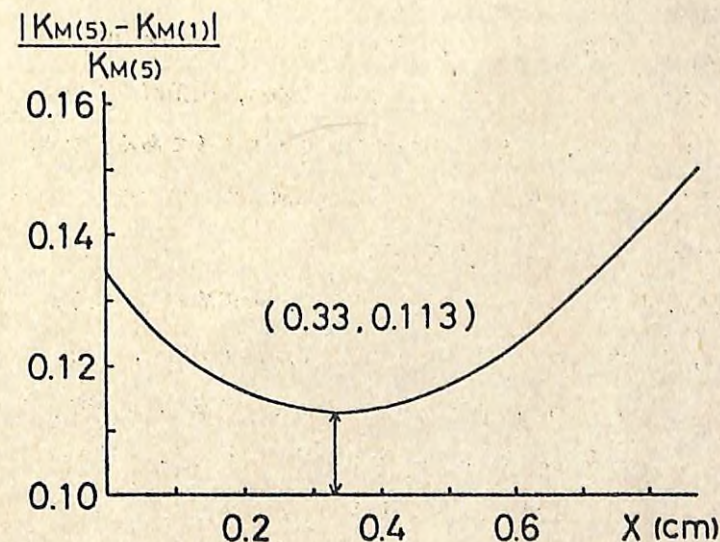


図-3-4 等価き裂長に対する  $K_M(5) - K_M(1)$  の変化



結果として、 $K_M(1)$ が $K_M(5)$ に最も接近するのは $x=3.3$  (mm)の時であり、これを用いて $a/W=0.1$ の場合の破壊靱性値を修正すると、 $K'_M(1)=6.01$ となり、 $K_M(5)$ とほぼ等しくなる。従って、有効き裂の概念を導入すれば、コンクリートの標準外試験片の破壊靱性値の推定も可能となる。

### 3 治山ダムにおけるクラック開口変位量の解析

治山ダムに発生したクラックと、クラック発生防止のため施工される伸縮継目の開口変位量(COD)の経時的变化について検討を行うため、CODの年変化と日変化を測定した。

#### (1) 試験地区の概要

供試ダムは、鹿児島県管内桜島横石沢1号・長谷川1号・中津野川1号の各谷止、長崎県管内眉山4溪10号谷止、および徳島県管内祖谷川平谷7号・9号床固の計6基の治山ダムを対象にした。これら3地区の概況を次に示す。

##### 1) 桜島地区(鹿児島県桜島町)

本区域は、図-35に示す桜島の北西斜面に位置し、鹿児島県桜島町の全域と、鹿児島市高免町の一部を含み、その面積は約3,200haである。

気候は暖帯に属し、年平均気温18.6℃、年平均降水量2,352mm、月平均降水量は6月が最大で、7, 5, 4, 8月がこれに続く、なお山岳地特有の上昇気流の頻発により、局地性豪雨が発生しやすい。

地形は北岳を最高峰として、桜島の北西に扇状をなす山腹、山麓面より形成され、当区域の大部分は山腹斜面である。山腹の傾斜は、山頂直下の急崖部で46%、山腹緩斜面で19~25%、山麓および裾野部で6~12%である。なお、北岳を中心として放射状に10溪流があり、いずれも山頂から河口までの距離は3.5~5.8kmで、急流をなして一挙に鹿児島湾に流入している。

地質は、まず当地区西端の袴腰一帯には、大正溶岩が分布し、次に長谷川、深谷川流域には、北岳裾野層(ボラおよび火山灰)、北岳集塊岩、北岳溶岩流が複雑に分布し、さらに西道川、松浦川、あみだ川流域には北岳集塊岩、北岳溶岩流および北岳浮石質岩滓層が分布している。なお、当地区全域にわたり地表、特に溪流侵食による谷壁には、安永および大正ボラ層が厚く堆積している。

##### 2) 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にともなう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溪から7溪まで8つの崩壊地が現存している。流域の面積は



図-35 桜島地区の試験地概況



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からなり、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。

### 3) 祖谷川平谷地区(徳島県三好郡東祖谷山村)

四国の破砕帯地すべりの中でも、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2700mmにも達し、冬の積雪量も多い。

地質は三波川変成岩(黒色千枚岩、緑色片岩、石英片岩)と御荷鉾緑色岩類からなり、断層・破砕が発達している。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、 $H=630\sim700(\text{ton/m})$ といわれている。

## (2) 治山ダムにおけるクラック開口変位量と堤体温度の測定

### 1) 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-36のようなひずみゲージを応用した防水性の“き裂変位計”(き裂変位変換器BCD-5B型、容量±5mm、定格出力±2000μ)を使用した。この変位計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位計取り付け予定位置にドリル(φ10mm刃)で2箇所穿孔し、この孔に変位計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位計を取り付けた。開口変位量の変化にともなう変位計の出力は、静ひずみ指示器で実測した。

なお、開口変位量の年変化の測定は、図-37、38に示す位置で行い、地区別の観測期間は、

- ① 桜島地区：昭和52年10月～53年10月
- ② 眉山地区：昭和52年11月～53年10月

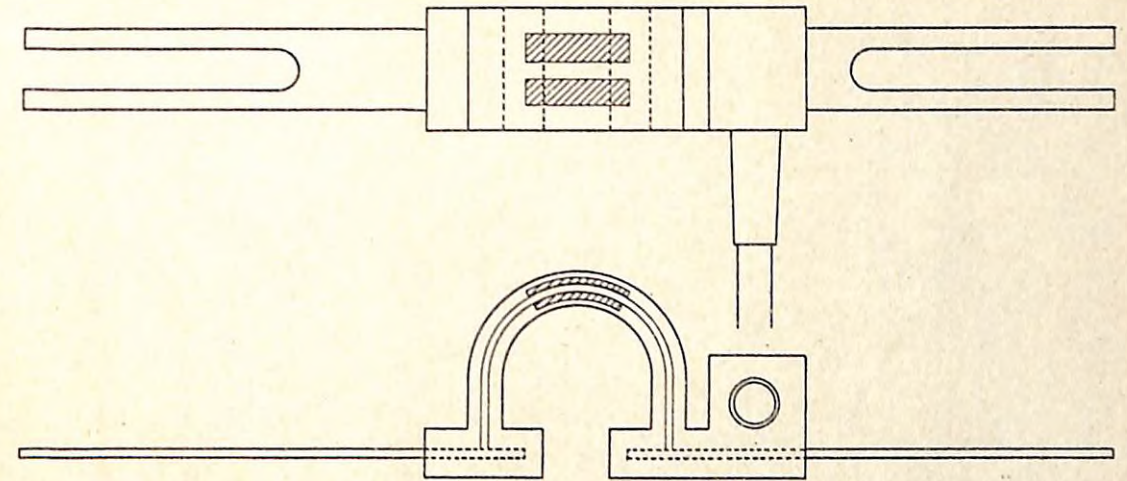


図-36 き裂変位変換器BCD-5B型(斜線部分はひずみゲージ)

### ③ 祖谷川地区：昭和52年9月～53年6月

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亡し、その後の測定が不能になったためである。また、開口変位量の日変化は、夏期(昭和54年7月31日～8月1日)と冬期(昭和55年1月29日～30日)に桜島地区横石沢1号谷止で測定した。各センサの取付け位置を図-39に示す。

### 2) 堤体温度の測定と火山活動記録の収集

治山ダムのクラックおよび伸縮継目の開口変位量(COD)の変化と、堤体およびその周辺の温度の日変化を、夏期(昭和54年7月31日～8月1日)と冬期(昭和55年1月29日～30日)の2回測定した。

温度の測定には、自記式の熱電対(銅コンスタンタン)温度計12センサと、直読式のサーミスタ温度計8センサおよびひずみゲージ式温度変換器2センサを使用し、これらを堤体各部の温度測定用に15センサ、気温、地温、室温の測定用に7センサ設置した。堤体およびその周辺における各センサの配置を図-39に示す。

なお、桜島の火山活動に関する資料は、京都大学防災研究所附属桜島火山観測所で得られた測定記録を借用し、これを分析して使用した。



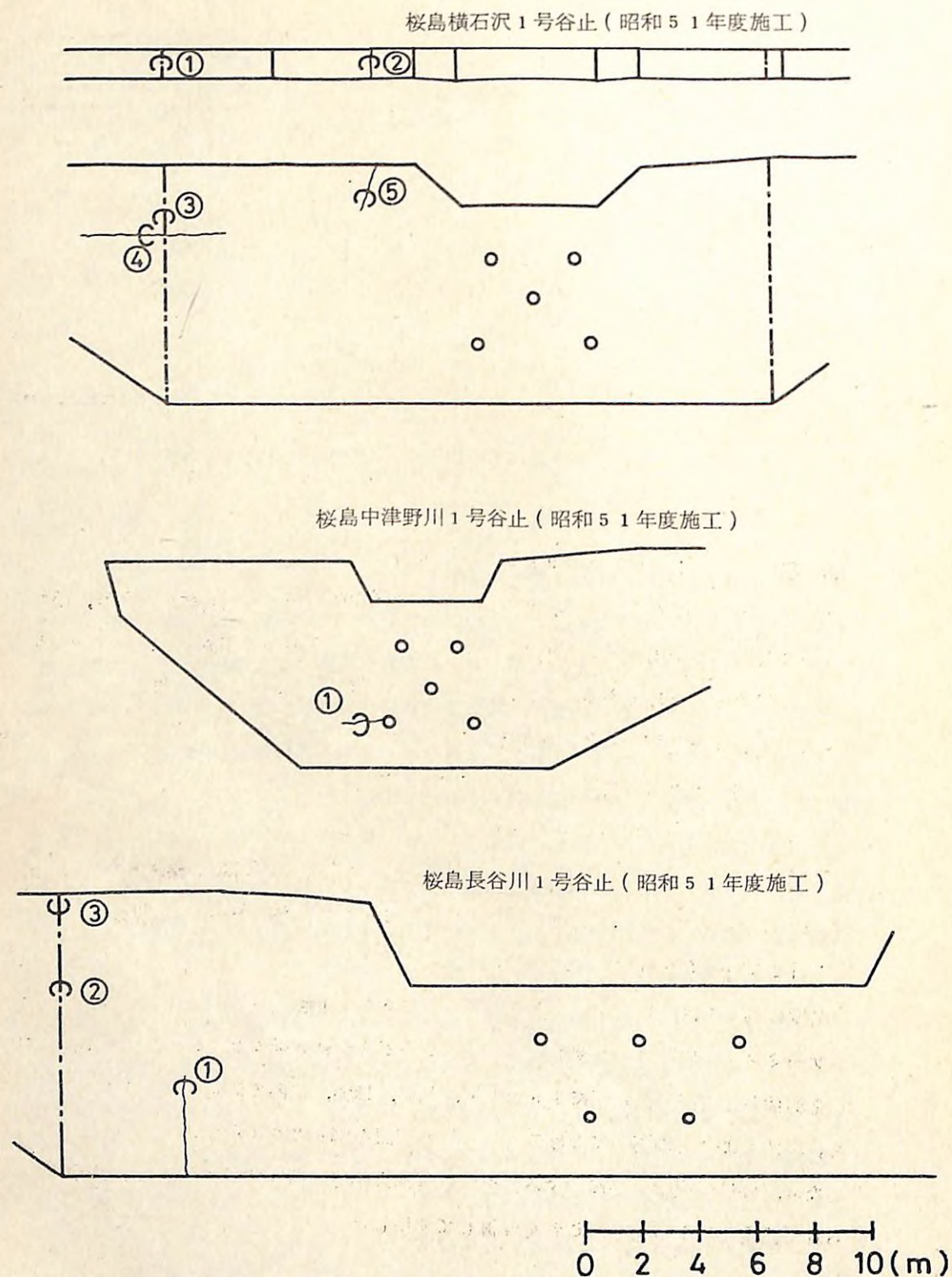


図-37 クラックと伸縮継目(1点鎖線)へのき裂変位計(○数字)の取付け位置

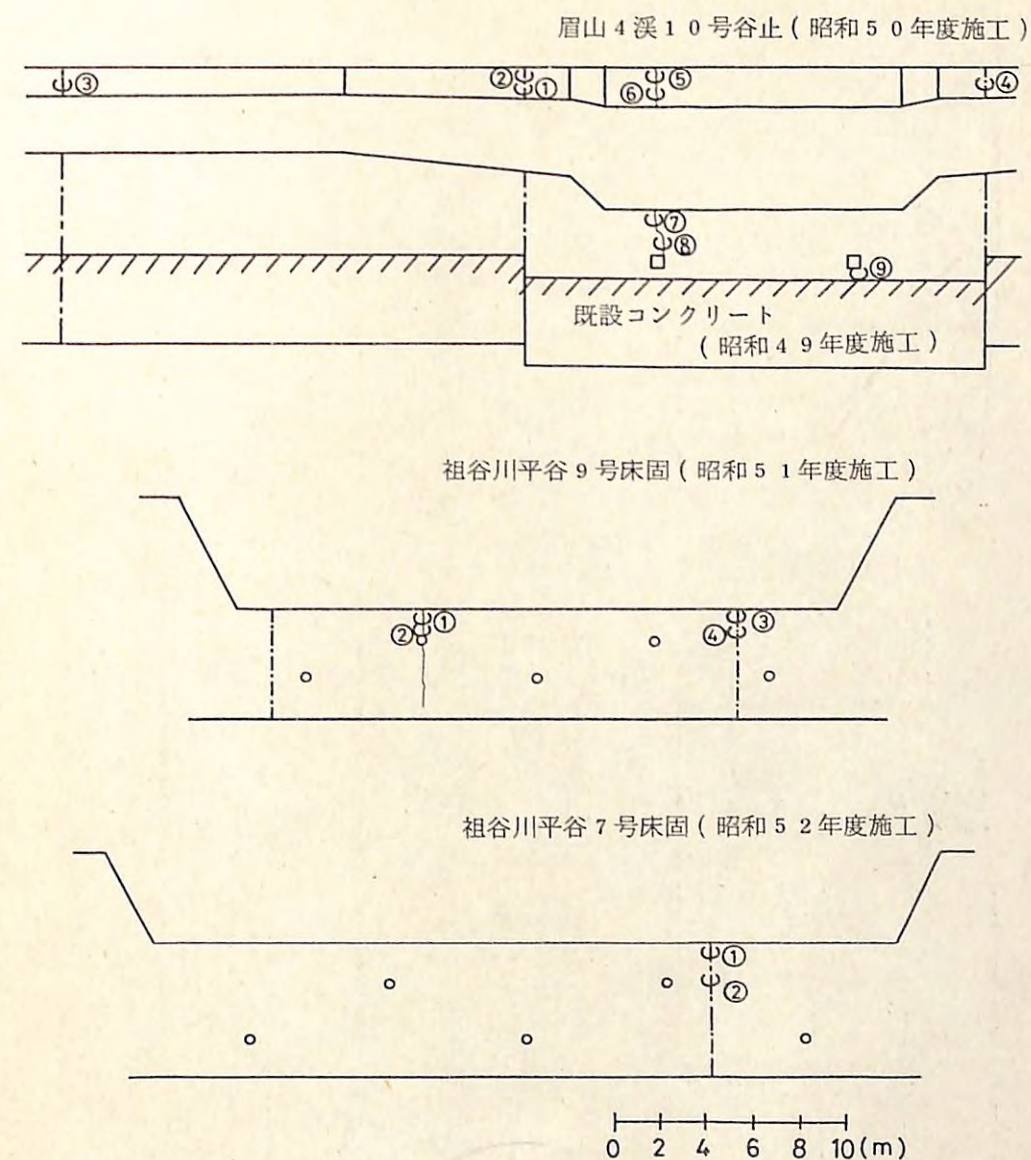


図-38 クラックと伸縮継目(1点鎖線)へのき裂変位計(○数字)の取付け位置



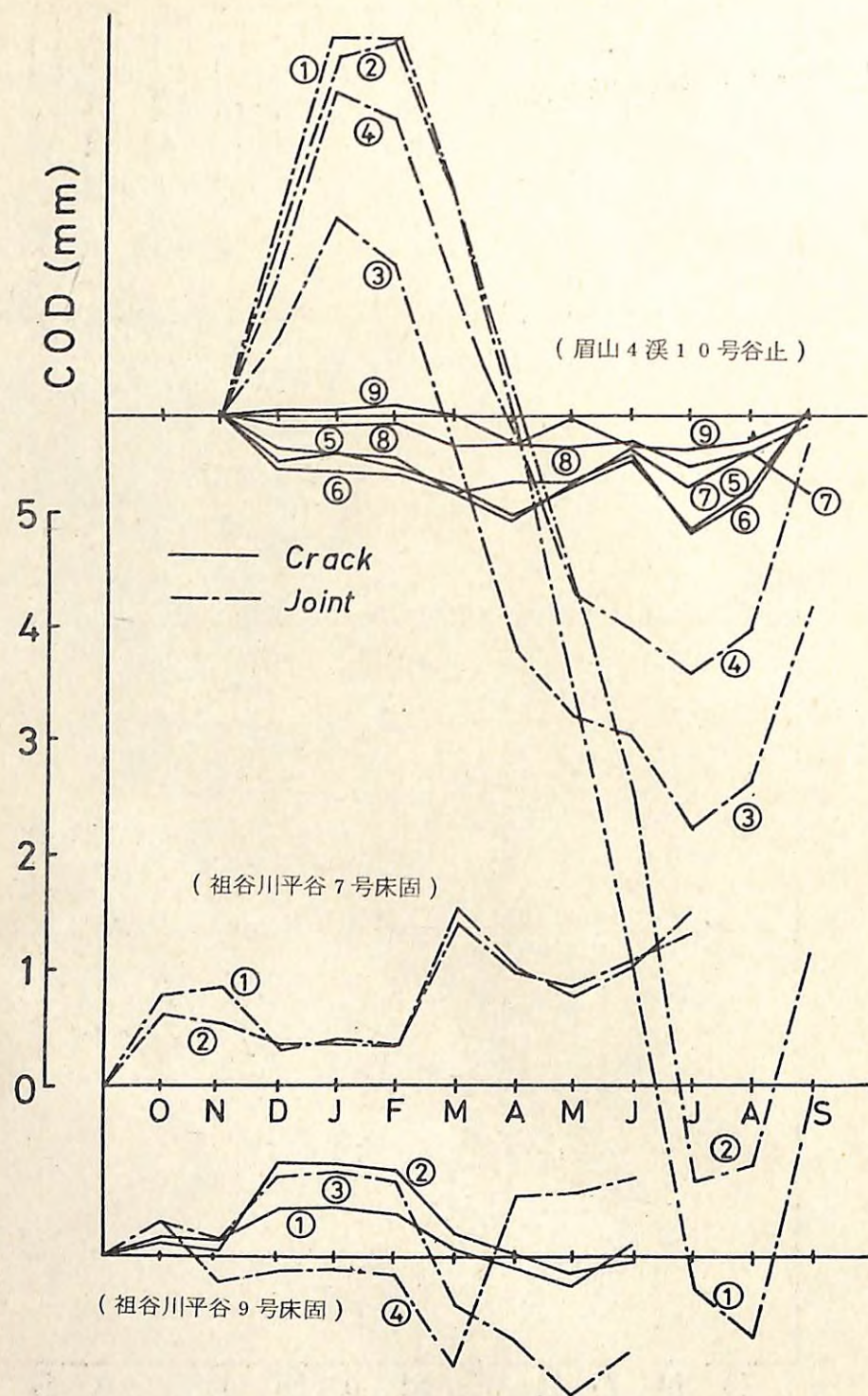


図-41 開口変位量 (COD) の年変化  
(昭和52年~昭和53年)

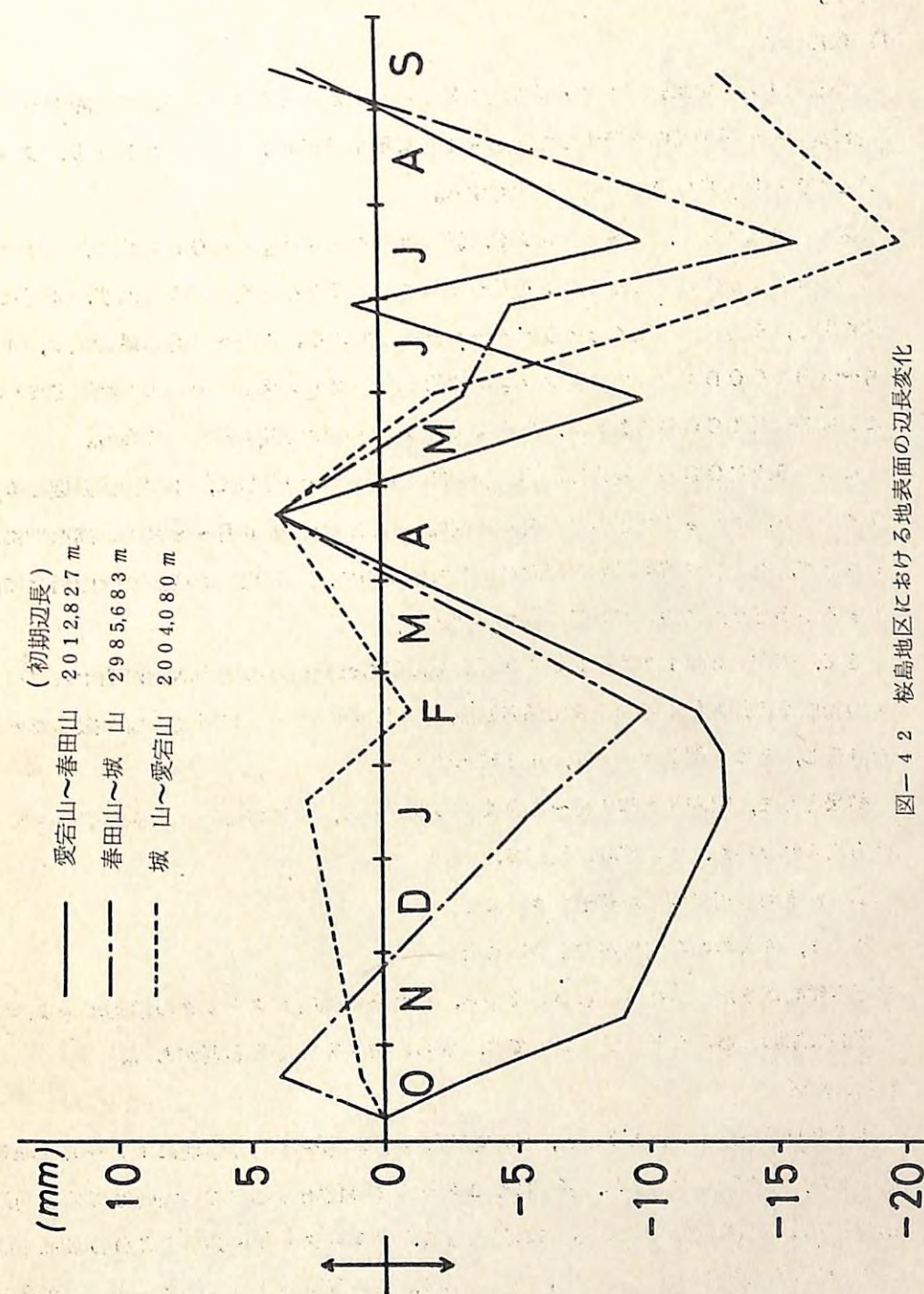


図-42 桜島地区における地表面の辺長変化



治山ダムのクラックと伸縮継目の開口変位量の年変化を地区別、ダム別に図-40, 41に示す。

### 1) 桜島地区

横石沢1号・中津野川1号・長谷川1号の各谷止の全てのクラック、伸縮継目が巨視的には同一の挙動傾向を示すので、図-40に示す横石沢1号谷止を例にとり、クラックと伸縮継目のCODの年変化を検討する。

図-40によると、傾斜クラック②、⑤と水平クラック④のCOD変化は、いずれも同一の傾向を示す。すなわち、10月～3月まではほとんど変化がみられず、4月に急激に閉じ、7月に再び開くというパターンを示している。4月～6月の最低値は、10月～3月のCODに比べて傾斜クラックで約2mm、水平クラックで約1.5mm閉じている。なお伸縮継目のCODの欠測は、鳥害による変位計の損傷によるものである。

このようなCODの年変化に影響をおよぼす要因の一つとして、まず堤体温度の変化が考えられ、クラックなどの最大閉塞時期は一般には夏期(6月～8月)の高温期に現われるが、本例では若干異なる傾向を示している。この現象が桜島の火山活動に起因するかどうかについて若干の検討を加える。

さて、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(地表面の辺長変化や月別の火山爆発回数、地震の回数ならびに月最大地面振幅など)を分析し、その一例を図-40, 42に示す。

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、他の期間に比べて、

① 地表面の辺長変化が若干大きいこと

② 5, 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、これらの傾向がクラックの挙動におよぼす直接的な原因であるかどうかについては、さらに検討を加える必要がある。

### 2) 眉山地区

4溪10号谷止についてみると、伸縮継目(変位計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は通年のやや閉じたままで変化が小さい。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、それにしても伸縮継目の経年的挙動の大きさは注目に価する。(図-41)

### 3) 祖谷川平谷地区

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。(図-41)

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。

### (4) クラック開口変位量の日変化におよぼす堤体温度の影響

治山ダムのクラックおよび伸縮継目の開口変位量(COD)の変化と各種温度との関連性を検討する前に、供試ダムが活火山桜島にあるので、その火山活動の現状を把握することにした。なお火山活動は、種々の表現法が用いられているが、ここでは火山活動にともなう振動エネルギーカウント数の記録を使用した。夏期と冬期の観測日における火山活動は図-43のように比較的平穏であり、特に火山爆発は冬期の観測終了時直前(1980年1月30日13時56分)に小爆発(最大振幅67μ)が1回発生しただけである。したがって、今回得られたCODの日変化は、火山活動に起因するものではないことが一応推察される。

さて、治山ダムのクラックと伸縮継目のCODの日変化を、堤体温度の日変化との関連において比較検討するため、夏期の温度とCOD変化を図-44, 45に、冬期のそれを図-46, 47に示す。

まず、夏期における温度の日変化の範囲は、およそ気温23～37、地温26～31、堤体表面温度は天端で25～44、下流面で25～33℃となり、最高、最低温度の起時は、地温以外はすべて前者が12時、後者が5時である。なお地温のそれは若干遅れ、15時と6時である。これに対してクラックおよび伸縮継目のCODは、いずれも日没後次第に増加し、翌朝6時頃には最大となり、その後再び減少するパターンをたどっている。なおCODの日変化の最も大きいのは、ダム天端における右岸側の伸縮継目と傾斜クラックであった。

次に冬期における温度の日変化は、およそ気温8～15、地温11～13、堤体表面温度は天端で7～17、下流面で8～15℃となり、最高温度の起時は29日15時(地温は17時)、最低温度の起時は30日13時(地温と堤体の下流面Cは14時)である。



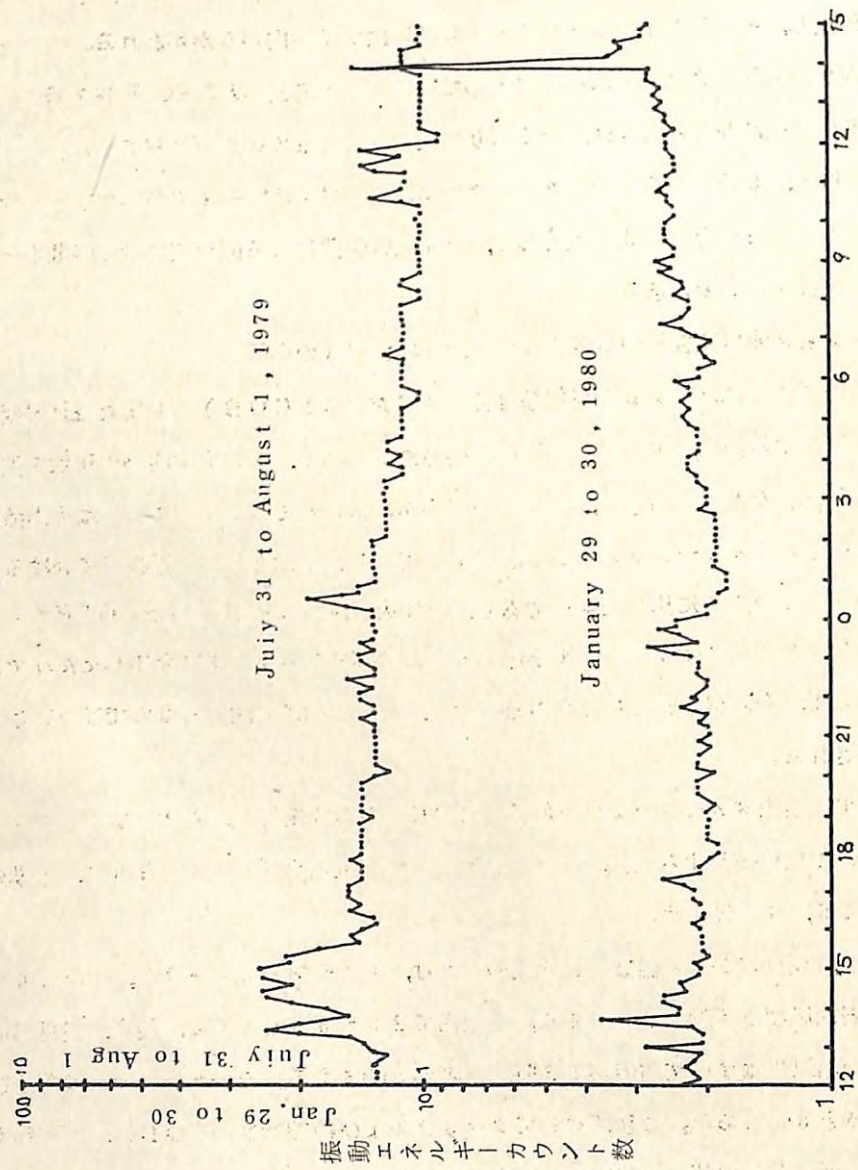
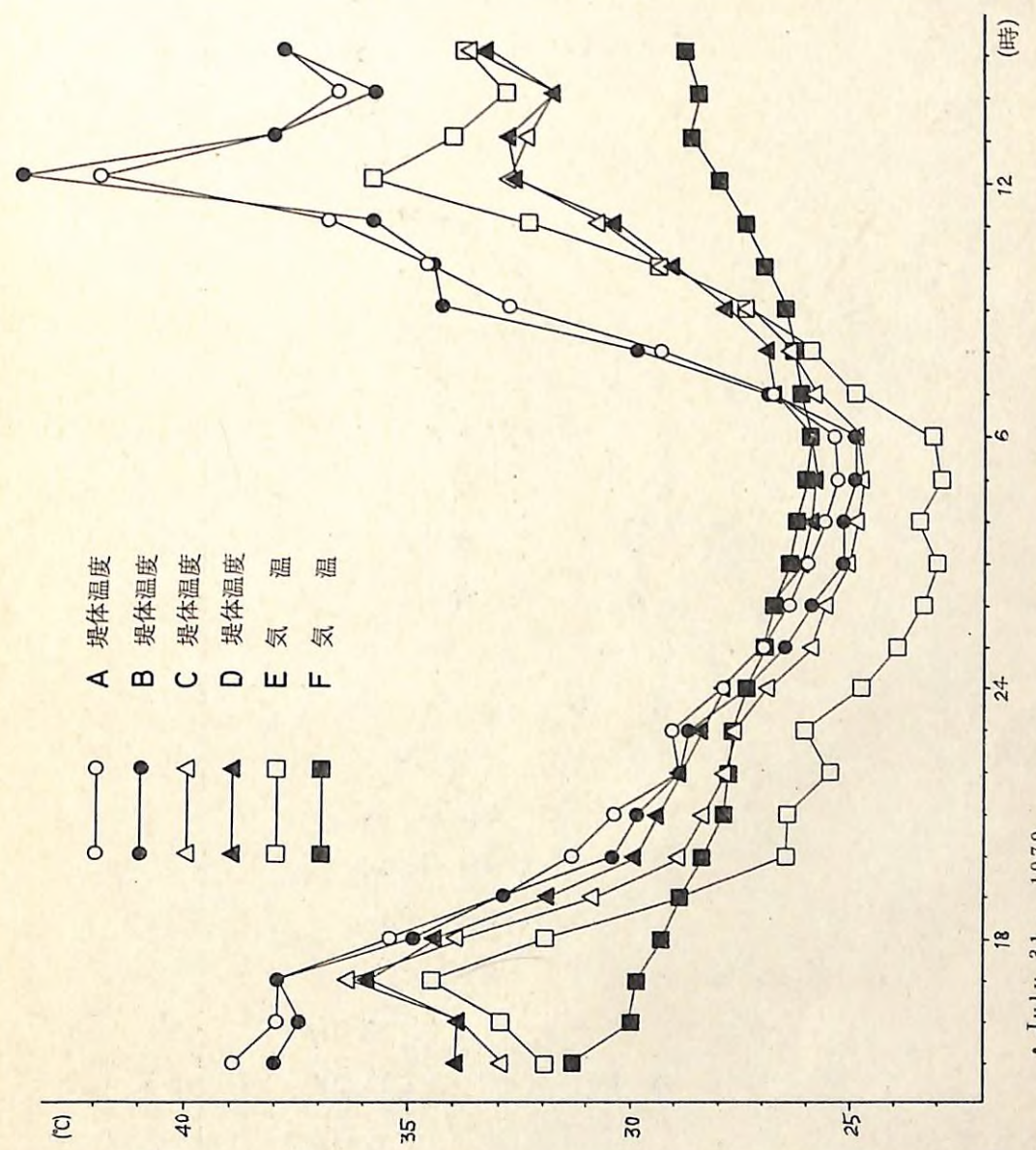


図-4-3 クラック観測時の火山活動(京大防災研)



• July 31, 1979 図-4-4 夏期の温度の日変化



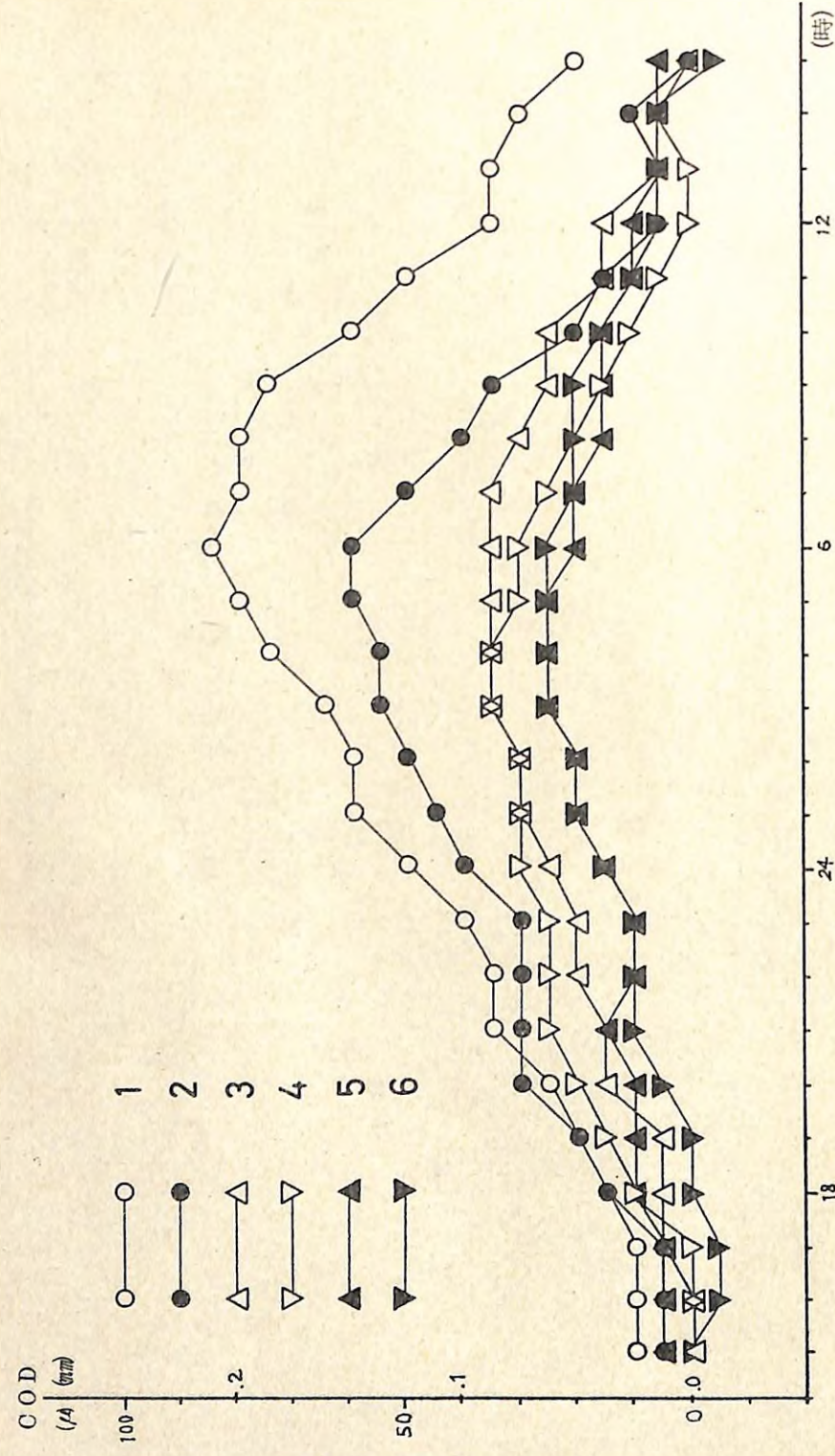


図-4 5 夏のCODの日変化

July 31, 1979

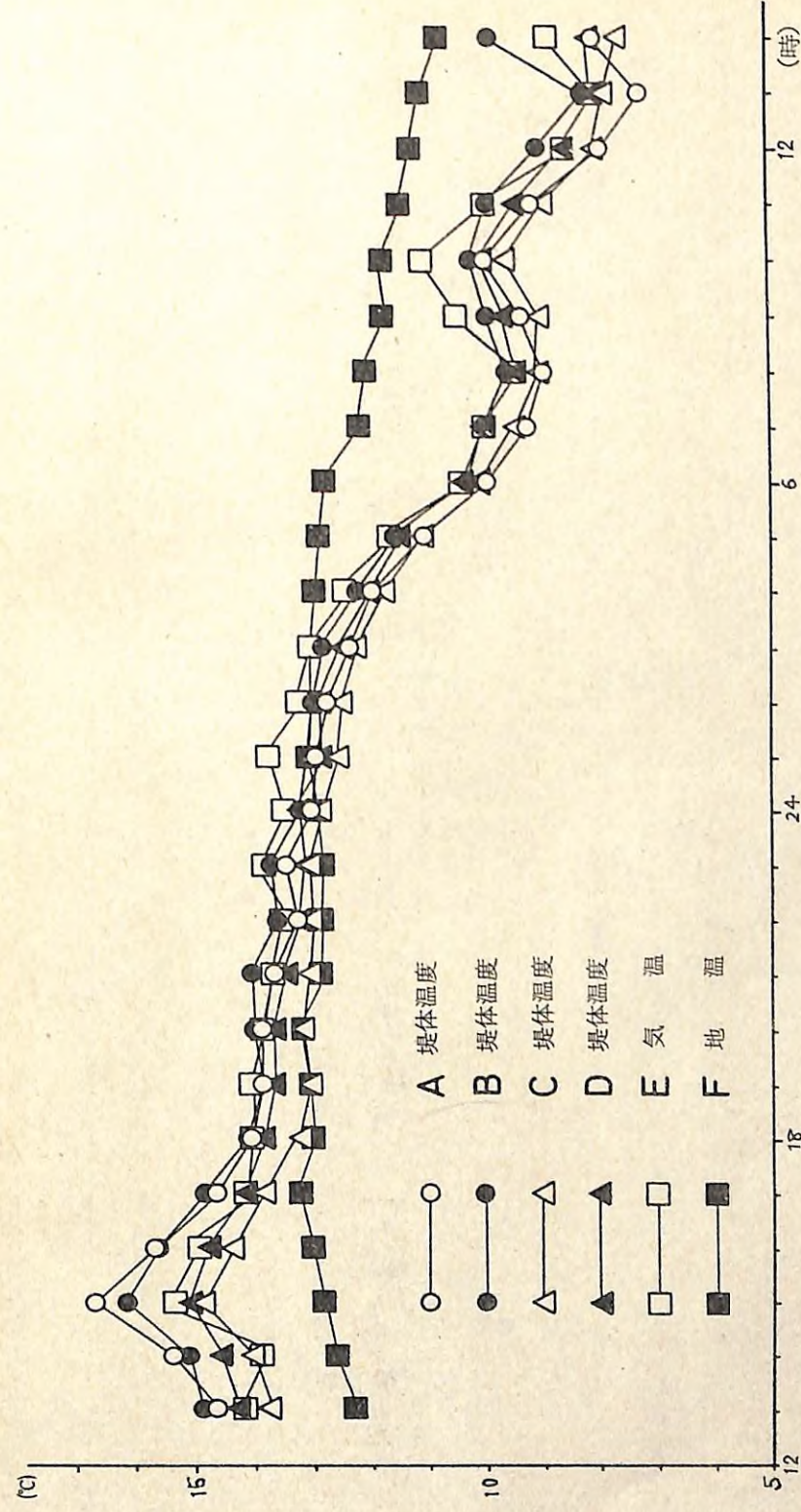


図-4 6 冬の温度の日変化

Jan. 29, 1980



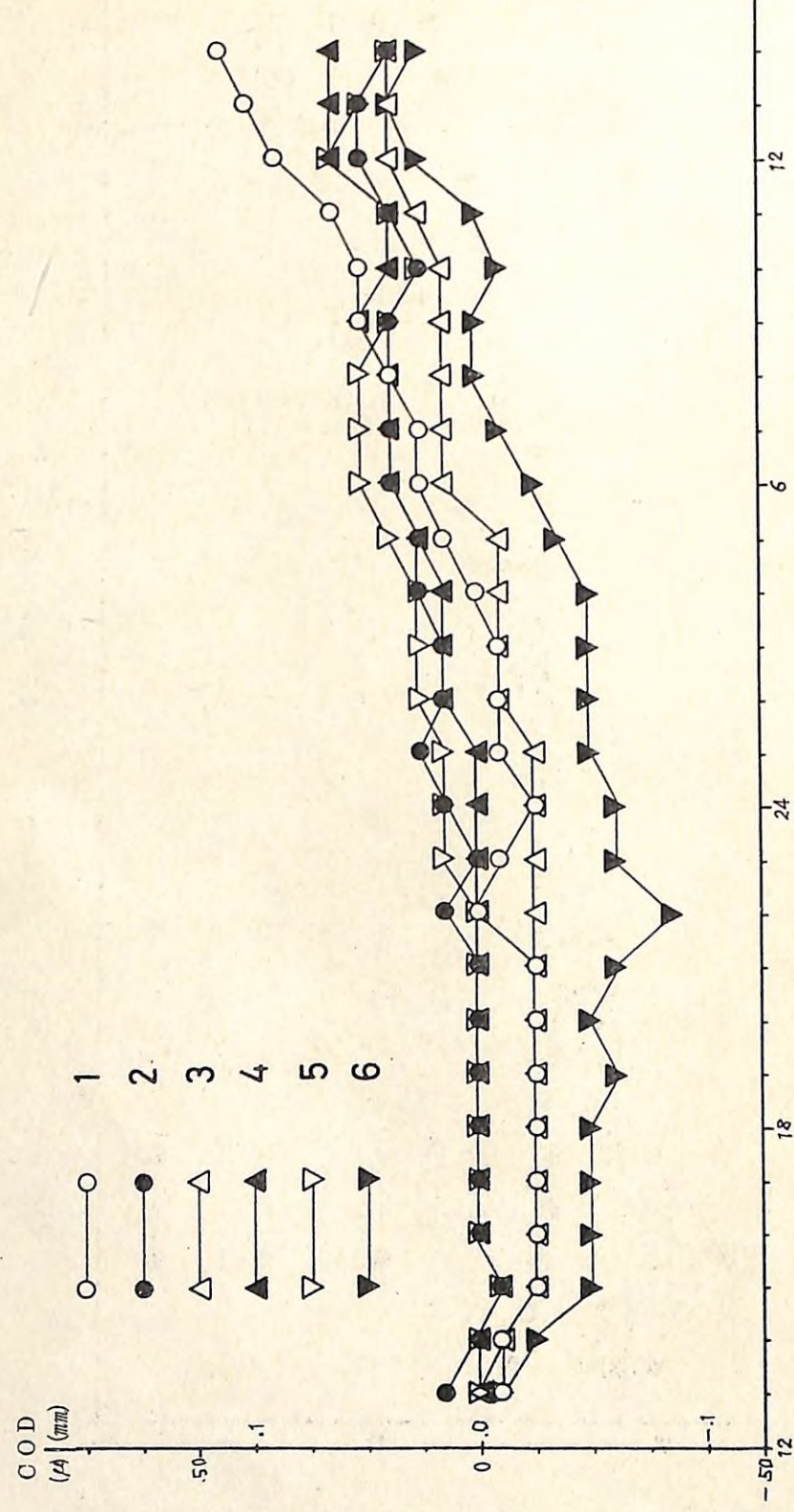


図-4 7 冬のCODの日変化

Jan. 29, 1980

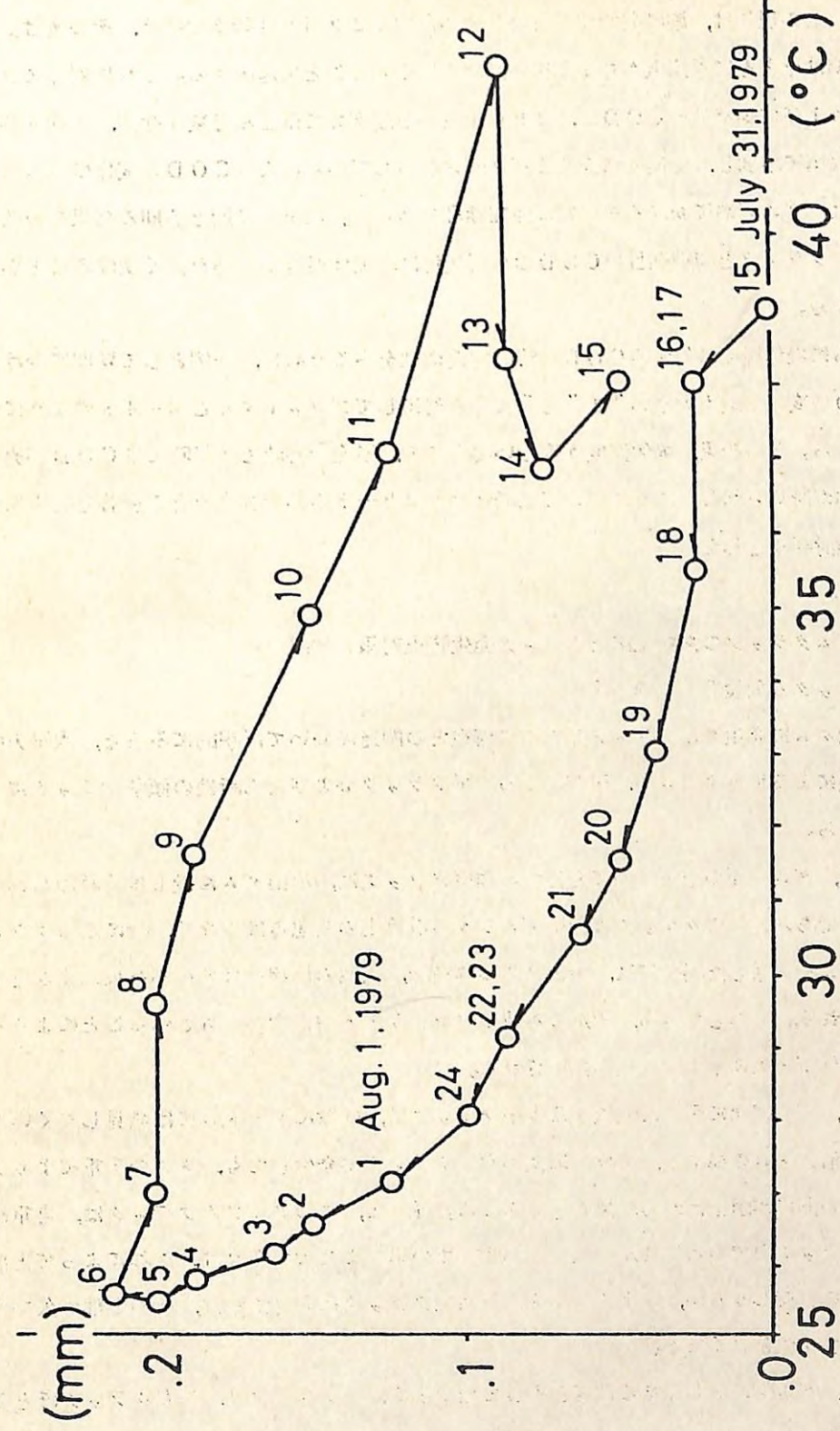


図-4 8 堤体温度とCOD変化の時間的追従性



なお、この現象は、観測開始前から降り続いた雨が29日23時まで続き、その後は曇天で夜明けとともに季節風が強まり昼間温度が低下したことに起因する。これに対してクラックおよび伸縮継目のCODは、29日午後から翌朝までほとんど変化せず、早朝5時頃から次第に増加し、夏期とは異なるパターンを示している。なおCODの変化の最も大きいのは、ダム天端における右岸側の伸縮継目であった。以上、夏期と冬期の結果を要約すると、クラックと伸縮継目のCODの日周変化は、堤体温度の影響を強く受けることが認められる。

さらに堤体温度に対するCODの時間的追従性をみるために、一例として夏期におけるCODの変化の最も大きい"1"と"A"を対にしてプロットすると図-48のように表わされる。その結果、堤体温度が等しい場合でも、温度上昇時と下降時にはCODが異なる傾向が認められる。これについては堤体コンクリートの熱伝導度などの影響とともに今後の検討課題としたい。

#### 4. 治山ダムクラックの修繕工法とクラック発生防止対策の検討

##### (1) クラックの危険性と修繕工法

治山ダムに発生するクラックをダムの構造との関連において巨視的にみると、水平方向の引張による垂直クラック、圧縮による水平クラックおよびせん断性の傾斜クラックに大別できる。

まず、ダム正面の上下方向に発生する垂直クラックは、治山ダムに最も多く認められるタイプである。このクラックは治山ダムの安定計算上の問題点は少なく、特にこのクラックがダムを貫通した場合には、治山ダムの構造上、天然の伸縮継目の役割を果たすことも考えられる。しかしながら、所定の容積のコンクリート構造物が分離されることによる安全率の低下と水理上の問題点が指摘される。

次に、ダム底面に平行に位置する水平クラックは、一般に治山ダムには発見しにくい。これは治山ダムの構造上、部分的に微小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すべ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が、水平クラックが貫通性クラックに発達すれば、その上部が欠壊する危険性が十分高くなる。

また、ダム軸に対してある角度をもって発生する傾斜クラックは、垂直クラックほど多くは認められていないが、ダムの破壊に対する危険度は最も高い。このクラックの発生原

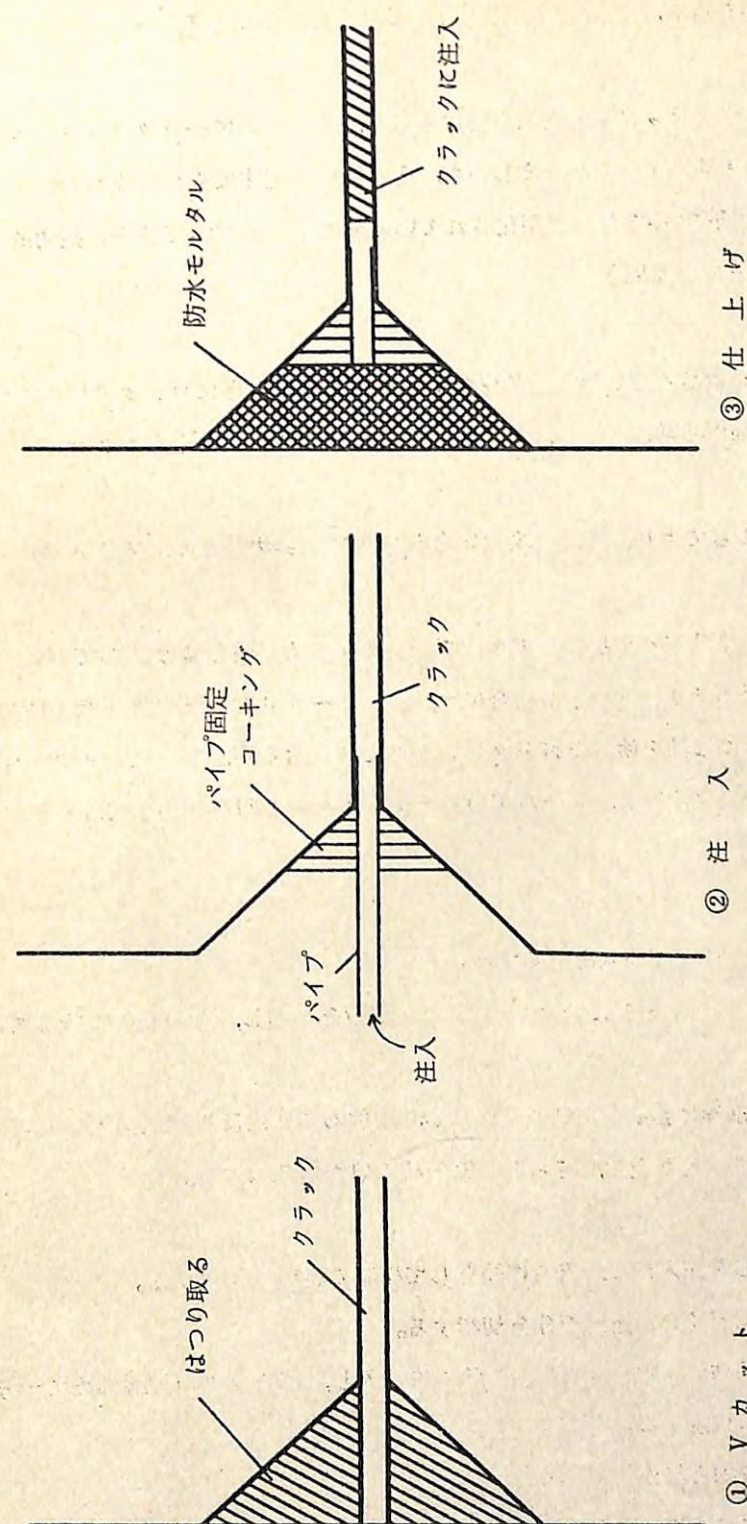


図-49 クラック補修工法



因は種々考えられるが、一般的には誘因としての不等沈下などによるせん断応力が考えられる。

以上、いずれのクラックも危険性を有するので、治山ダムに一旦クラックが発生したらすみやかに修繕・補修するのが望ましいが、その有効な工法は未だ確立されていない。現在、技術的、経済的にみて最も実用化されている注入工法について若干の技術的ポイントを述べる。(図-49参照)

#### 1) Vカット

- ① クラックをはさんで2等辺三角形のV字形またはU字形にコンクリートをはつる。
- ② クラック幅が非常に小さく、注入困難な場合には深さ、幅とも10mm程度にVカットする。
- ③ はつりによって生じた微粉塵埃や異物をコンプレッサーまたはブラシで完全に除去。
- ④ カットした部分にパテ状のエポキシ樹脂をコテでもみ込むようにして詰める。
- ⑤ クラック長が600mm以上の場合には、200～500mm間隔に樹脂の注入口を設ける。注入口には油を塗った釘をクラック中に挿入するか、またはパイプを埋め込む。
- ⑥ パイプを固定するには、シーリング用のパテ状エポキシ樹脂を使用して、パイプを正確に固定する。

#### 2) 注 入

- ① 樹脂の硬化を待って注入を開始する。
- ② Vカット以外の部分には、パテ状エポキシ樹脂を充填し、その硬化を待って注入する。
- ③ 注入は最下部端にある注入口より注入し、上位あるいは反対側の注入口から樹脂が漏出するのを確認した上で、さらに上位の注入口から注入する。

#### 3) 仕上げ

- ① 注入が終了した注入口は、直ちに栓をして樹脂の流出を防止する。
- ② 注入に用いたパイプは露出部分を切断する。
- ③ 注入速度は低粘度、中粘度の樹脂を除々に注入し、クラックの先端部まで十分に行きわたるように注意する。

#### (2) クラックの発生要因と防止対策

##### 1) セメント系硬化コンクリートの複合構成

セメントに水を加えて混合すると、セメント粒子は水中に分散して水和反応が開始さ

れる。このような水和が進行した場合、次第に未水和のセメントと毛管空隙が減少し、ゲルと水酸カルシウムが増大するが、セメントの全部が水和するためには、理想的な養生条件下でも10年は要すると言われている。しかも、セメントペーストの濃度がある一定値以上の場合には、系としての水和が終了したのちも、未水和のセメント粒子が残されているのである。従って、硬化コンクリートは一般に、そのセメント硬化体中に図-50のような固体成分としてのカルシュームシリケートゲル、水酸化カルシウムゲルなどの結晶のほか未水和セメント粒子を含み、さらに空隙部分としてセメント粒子間の毛管空隙、ゲ

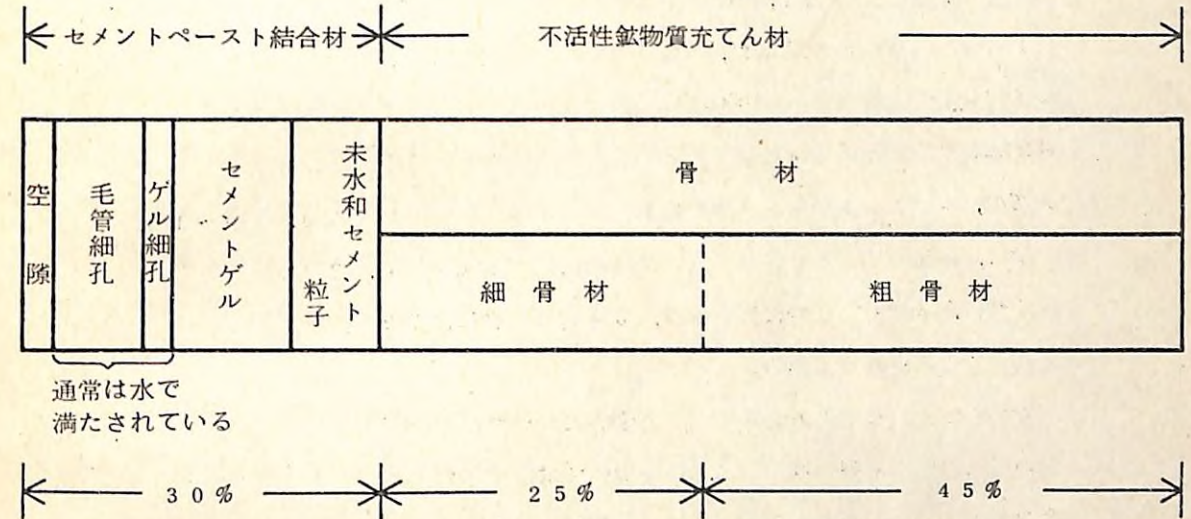


図-50 セメント系コンクリートの複合構成

ル粒子間のゲル空隙および硬化収縮による空隙、成形時のwater gain による骨材下面に生じる空隙、コンクリートの混合や成形の過程で混入する気泡などが存在する。

従って、コンクリートは、一般的には非活性骨材をセメントペーストで固めたぜい性材料であるが、比較的低い応力下では粘弾性的挙動を示すとともに、極めて高い応力下では見掛け上の塑性挙動を示すという、極めて複雑な性質をもつ材料と言える。

#### 2) セメント系コンクリートの欠点とクラック発生要因

セメント系コンクリート(セメント硬化体)は、現在では鉄鋼材料とともに最も普及されている構造材料であるが、コンクリート強度の温度依存性、時間依存性、荷重速度依存性などが大きいので、種々のクラックが発生しやすい。そこでセメント硬化体の有する潜在的欠点とその改善法について要約すると次のようになる。

- ① 引張強度が小さいので、外力の作用方向によっては構造物の一部に引張応力が生じ、



これがクラック発生の原因となる。

- ② 完全硬化に長時間を要するので、その間の養生に手間がかかる。コンクリートの力学的諸性質は、成形後少なくとも1ヵ月間は顕著な時間依存性を示す。
- ③ 硬化初期に大きな乾燥収縮を示すので、クラック発生の原因となる。
- ④ 水和熱による温度上昇が著しいので、断面の大きい構造物では温度応力によるクラック発生の原因となる。
- ⑤ 硬化コンクリートの強度は温度依存性が大きい。
- ⑥ 吸湿、吸水性が高く、各種の酸ならびに塩類に侵食されやすい。

以上の欠点のうち②と③は、主として成形上の要請から、水和に必要な理論上の結合水量をはるかに上回る水量を用いるため、ダムコンクリートは非常に複雑で多様な空隙（力学的にはクラックと等価な欠陥）を内蔵する多孔材料（クラック材）となる。また⑤については、レジンコンクリートの例として、圧縮強度の温度依存性は、20～100℃の範囲では、温度が高くなるに従って強度はほぼ直線的に低下し、23℃における強度を100とすれば、40℃の場合には90%、60℃の場合には70%、80℃の場合には50%になることが示されている。

これらの欠点の改善方法として、まず②については水分の供給と最適温度の維持、③については各種の伸縮継目の適用、④については養生条件の検討などがそれぞれ必要である。なお、②、③、④および⑤に関しては、結合材であるセメントの組成または添加材を検討することにより、ある程度の改善が可能である。

次に、⑥に関しては、高分子系の結合材を使用しない限り大幅な改善はできないし、①については、結合材と骨材のみの系による改善はほとんど不可能で、その改善方法としては鋼繊維などの繊維系材料による複合化が必要となる。

現在、実用化されているコンクリート系の複合材料を要約すると次のとおりであるが、治山ダム材としては当面、鋼繊維補強コンクリートの適用が有効であると考えられる。

#### 材料レベルでの複合

##### 2相系の相内複合

##### マトリックスにおける複合

- ・膨張セメント
- ・ポリマーセメントコンクリート
- ・ゴム入りアスファルト

#### 骨材・補強材における複合

##### 2相系の強化複合

##### 粒子強化型・繊維強化型

##### ・繊維補強コンクリート

##### 含浸強化型

##### ・ポリマー含浸コンクリート

##### 部材レベルでの複合

- ・鉄筋コンクリート
- ・プレストレストコンクリート
- ・フェロセメント (Ferro-Cement)

#### 参 考 文 献

- 1) 小林一輔：コンクリートと複合(I)，生産研究，26(12)，511～517，1974年12月
- 2) 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
- 3) 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
- 4) 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
- 5) 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
- 6) 陶山正憲：治山構造物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
- 7) 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
- 8) 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
- 9) 陶山正憲：アカマツき裂材の破壊靱性試験，日林九支研論，31号，273～274，1977年10月



- 10) 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
- 11) 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
- 12) 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
- 13) 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
- 14) 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
- 15) 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
- 16) 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
- 17) 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
- 18) 陶山正憲：治山ダムクラックの開口変位量測定，日林九支研論，32号，341～342，  
1979年8月
- 19) 陶山正憲：治山用コンクリートの圧縮破壊靱性の決定，日林九支研論，32号，339～  
340，1979年8月
- 20) 陶山正憲・竹下幸・真島征夫・竹内美次：治山ダムクラックの特性解析と破壊防止技術の  
確立，国有林野事業特別会計技術開発試験成績報告書(林試)，219～281，1979年  
10月
- 21) 陶山正憲：プレーンコンクリートと鋼繊維補強コンクリートの圧縮による破壊靱性の検討，  
34回土木学会年次学術講演会講演概要集，129～130，1979年10月
- 22) 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(Ⅳ)，90回日林論，471～  
472，1979年10月
- 23) 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(Ⅴ)，90回日林論，473～  
474，1979年10月