森林総研研報 Bull. For. & For. Prod. Res. Inst. No. 373, 1997

73~103

治山ダムクラックの発生・挙動特性 第2報

亀裂材としてのダムコンクリート強度の破壊力学的検討

陶山正憲(1)

SUYAMA Masanori : Effect of Crack Propagation Behaviour on Mechanical

Properties of Concrete Check Dams (II)

--Fracture Mechanics Approach to the Strength of Cracked Dam

Concrete Materials-

要 旨:治山ダムはじめ、公共性の極めて高い治山・砂防事業用の構造材料としては、現在コンク リートが最も多く使用されている。コンクリートは、一般にセメントと各種の骨材や混和剤を水で練り 混ぜて、それらが一体化された複合材料であり、モルタルやセメントペースト等とともに「セメント硬 化体」と総称される建設材料の一種である。このようなコンクリートを強度上安全に活用するため、新 しい工学的方法論である「破壊力学」のコンクリート材への適用性を検討するため、その適用方法・範 囲・限界・精度等に関する基礎的研究を行った。

まず,治山ダム用コンクリートの強度解析への破壊力学的手法の適用性については,線形破壊力学に おける力学的環境のパラメータを,材料力学におけるそれと比較検討するとともに,応力拡大係数(K) と応力集中係数(a)の概念について比較検討を行った。

次に、コンクリートの破壊靱性試験の方法と材料定数決定の方法について検討するため、片側切欠き 梁による曲げ試験と、中央スリット入り円板による圧縮試験を行った。前者は、ASTMの平面ひずみ破 壊靱性試験法に準拠し、それに一部修正を加えた曲げ試験法で、人工亀裂による片側切欠き梁の3点曲 げ試験を行い、その適用性、修正点等について検討を加えるとともに、曲げ試験によるコンクリートの 破壊靱性値の決定方法と、有効亀裂の概念による破壊靱性値の修正方法を示した。一方後者は、筆者ら の開発による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試験法で、荷重線と円板中心のス リット傾斜角を変化させて圧縮試験を行い、その適用性、修正点等について検討を加えるとともに、圧 縮試験によるセメント硬化体の破壊靱性値の決定方法を明らかにした。

また、コンクリートのクラック発生・伝播機構については、中央スリット入り円板の集中圧縮試験結 果に対して破壊力学的検討を行い、コンクリートの系列ごとに、スリット傾斜角とクラックの発生方向 との関係を明らかにした。

さらに, 亀裂材コンクリートの強度特性を明らかにするため, 種々の破壊力学的検討を行い, セメン ト硬化体の強度に及ぼすスリットの形状・寸法等の影響, 骨材の形状・粒径・粒度等の影響, 及び補強 材としての鋼繊維の影響等を明らかにした。

以上,要するに、ここで得られた研究成果は、公共性の高い治山ダムの安全設計と事故診断技術の向 上を図るための基本となるものであり、これらの成果は、治山ダムクラックの発生・挙動特性の解明と ともに、治山ダムコンクリートの適正かつ実用的な強度評価法確立のための、一つの重要なステップと 考えられる。

目次	
1 緒 言	
2 ダムコンクリートの強度解析への破壊力学的手法の適用性	
3 コンクリートの曲げによる破壊靱性試験の方法と材料定数	定の方法

1996年2月1日受理 (1) 関西支所 環境-29 Forest Environment-29

 3.1 曲げによる破壊靱性試験の方法······ 79
3.1.1 曲げ試験片の形状と寸法
3.1.2 曲げ試験片の作製方法
3.1.3 曲げ試験の方法
3.1.4 亀裂開口変位量の測定 82
3.2 曲げ試験の結果と破壊靱性値の決定・・・・・・ 82
 3.3 有効亀裂の概念による破壊靱性値の修正方法······ 86
4 コンクリートの圧縮による破壊靱性試験の方法と材料定数決定の方法 87
4.1 圧縮による破壊靱性試験の方法・・・・・・ 87
4.1.1 圧縮試験片の形状と寸法
4.1.2 圧縮試験片の作製方法
4.1.3 圧縮試験の方法
4.1.4 セメント硬化体の系列と骨材の配合
4.2 応力拡大係数の近似解と破壊靱性値の推定
5 コンクリートのクラック発生・伝播機構に関する破壊力学的検討 92
5.1 クラックの発生・伝播機構に関する検討
5.2 スリット傾斜角とクラックの発生方向に関する検討
6 亀裂材コンクリートの強度に関する破壊力学的検討
6.1 セメント硬化体の強度に及ぼすスリットの影響
6.2 セメント硬化体の強度に及ぼす骨材の影響
6.3 セメント硬化体の強度に及ぼす鋼繊維の影響
7 摘 要
引 用 文 献
Summary

1 緒

治山ダムの設計,施工,管理等の面で,現在なお未解決のまま残されている技術的な問題点として, 治山ダムコンクリートの品質管理とダムクラックの防止対策が挙げられる。これらの問題点は,治山事 業の社会的位置付け,とりわけ治山ダムの安全工学的な側面から極めて重要であり,その早期解明が望 まれている。

治山ダムの材料には、従来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、圧縮強度に比べて引張強度が著しく低いという特性を示し、その破壊は一般に「割れ」の形 態をとることが知られている。これは、セメント硬化体が複雑な複合機構を示すとともに、材質的には 空隙や微小亀裂のような、亀裂または力学的に亀裂と等価な欠陥(力学的な不連続部)を含む脆性材料 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、

亀裂材としてのダムコンクリート強度の破壊力学的検討(陶山)

---- 75 -----

方向,位置,分布等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のみでは,このような材 料中の欠陥を正確に評価することはほとんど不可能である。従って,ダム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」としての強度とともに,「亀裂材」としての強度を合わせ考える必 要がある。このような亀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が図られるものと考え 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 (1961, 1963)であり、その後幾つかの適用例(加藤, 1972;戸川ほか, 1973;横道ほか, 1973)がある が、これら一連の研究は破壊力学の初期の成果(BROWN and SRAWLEY, 1967; FISHER *et al.*, 1966; GRIFFITH, 1920; IRWIN, 1958; NAUS and LOTT, 1968, 1969; WINNE and WUNDT, 1958)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(ASTM Committee, 1970)されて 以来,破壊力学は急速な進歩を遂げ、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靱性値の決定等に関する研究(British Standards Institution, 1972;北川, 1972;北川・陶山, 1975; KITAGAWA and SUYAMA, 1976; KITAGAWA *et al.*, 1976; 陶山, 1975, 1976a, b, 1977, 1978; SUYAMA, 1988; SUYAMA *et al.*, 1976; 陶山ほか, 1980)が広く行われている。

本報では、まず治山ダム材料としてのコンクリートの強度解析への破壊力学的手法の適用性を検討 し、 亀裂材としてのコンクリートに対する新しい 2 種類の破壊靱性試験法を提案し、コンクリートの材 料定数の決定方法を示した。また、曲げ及び圧縮による破壊靱性試験の結果について、種々の破壊力学 的な検討を加えた。

本研究は、昭和 51~54 年度に実施された国有林野事業特別会計技術開発試験の結果とともに、さらに 現在までに得られた試験・研究の結果に対して検討を加えたものである。これら一連の研究の端緒は、 遠く 20 年前の東京大学生産技術研究所への留学時期にさかのぼることができる。その時期以降,終始ご 懇篤なるご指導とご鞭撻を賜った、東京大学名誉教授・工学博士 故北川英夫先生に対し、衷心より感 謝の意を表したい。

2 ダムコンクリートの強度解析への破壊力学的手法の適用性

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、特に脆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 Table 1 に示す。

まず、材料力学では、外力によって構造物中に生じる応力 σ やひずみ ϵ を求め、その σ や ϵ 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 σ_{ys} 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 σ や ϵ という力学的環境を表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付けられる。

これに対して、破壊力学では、亀裂進展に伴う弾性エネルギの解放率を考えることと、亀裂先端近傍

森林総合研究所研究報告 第373号

Table 1. 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

Comparison with the mechanical environment parameters of strength of materials and linear fracture mechanics

Materials Science	現象例 Pheno- menon	力学的環境のパラメータ Mechanical Environmental Parameter	左の現象の発生条件式 Development Stage	材料強度のパラメータ Strength Parameter of Materials
材料力学 Strength of Materials	降 伏 Yielding Point	応力σまたはひずみε Stress or σ Strain ε	$\sigma = \sigma_{y_8}$	降伏点 σ _{ys} Yield Strength
線形破壊力学 Fracture Mechanics	脆性破壊 Brittle Fracture	応力拡大係数Kまたは エネルギー解放率G Stress Intensity Factor K or Energy Evolution Ratio G	$K = K_c$ or $G = G_c$	破壊靭性 K_c または G_c Fracture Toughness K_c or G_c

 $(G=K^2/E, E は縦弾性係数, E: Young's Modulus)$

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単一のパラメー タとして、応力拡大係数(Stress Intensity Factor, K)、またはエネルギ解放率(G=K/E)を導入し ている。この K や G は、前記の $\sigma や \varepsilon$ に相当するもので、Table 1 のようにいずれも力学的環境を表す 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付けることができる。

この応力拡大係数には、亀裂及び対象物体の形状,寸法,方向,位置,分布等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 一つを決定すれば,任意物体中の任意亀裂の力学的条件を, 一義的に決定することができる。つまり、亀裂の先端から発生する破壊は、亀裂のごく周辺の応力だけ に支配され,その破壊の発生・進行は K の関数になると考えるのである。従って,連続体とみなされる 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(弾性学的には、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みて差し支えない)とみなしうるので、 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。セメント硬化体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セメント硬化体の破壊に関する一般的な検討が可能にな 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、亀裂を含む弾性体に外力が作用するとき、亀裂面は変位の不連続面にな るので、亀裂面の変形は変位の(x, y, z) 座標に関する成分に対比して、Fig.1に示す三つの成分に分 けられる。その結果、亀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1は開口形、モードIIは面内剪断(または面内すべり)形、モー ドIIは面外剪断(縦剪断または面外すべり)形と呼ばれ、これに対応する応力拡大係数をそれぞれ K_1 、 K_1 、 K_m で示す。

具体的な例として、Fig. 2 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 Fig. 1 の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

--- 76 ----







Fig. 2 極座標上の亀裂先端近傍における応力成分の表示 Stress components near the crack tip in cylindrical coordinates

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, θ) における応力成分 σ_i は、 これら三つのモードのそれぞれについて、

$$\sigma_{ij} = \frac{A}{\sqrt{r/a}} f_{ij}{}^{1}(\theta) + A_2 f_{ij}{}^{2}(\theta) + A_3 \sqrt{r} / a f_{ij}{}^{3}(\theta) + \dots \dots \dots$$
(1)

のように \sqrt{r} の級数に展開できる。ここで*a*は亀裂の長さ, $f_{ij}^{-1}(\theta)$, $f_{ij}^{-2}(\theta)$, $f_{ij}^{-3}(\theta)$,は各変形モー ドについて既知の θ のみの無次元関数, A_1 , A_2 , A_3 ,は応力の次元を持つ係数で、クラック及び物 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・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 のようである。

モード I (開口形の変形):

$$\begin{bmatrix} \sigma_{x} \\ \sigma_{y} \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{K_{1}}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \begin{bmatrix} 1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \\ 1 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \\ \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \end{bmatrix}$$
(2)

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = \frac{K_{\rm I}}{2G} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \begin{bmatrix} \cos\frac{\theta}{2} \left(\kappa - 1 + 2\sin^2\frac{\theta}{2}\right) \\ \sin\frac{\theta}{2} \left(\kappa + 1 - 2\cos^2\frac{\theta}{2}\right) \end{bmatrix}$$
(3)

モードⅡ(面内剪断形または面内すべり形の変形):

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

(4)

(7)

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

モードⅢ(面外剪断形,縦剪断形または面外すべり形の変形)

$$\begin{bmatrix} \tau_{xy} \\ \tau_{yx} \end{bmatrix} = \frac{K_{III}}{\sqrt{2\pi r}} \begin{bmatrix} -\sin\frac{\theta}{2} \\ \cos\frac{\theta}{2} \end{bmatrix}$$
(6)
$$w = \frac{2K_{III}}{G} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \sin\frac{\theta}{2}$$
(7)

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

であり、 ν はポアソン比、 $G=E/2(1+\nu)$ は剪断弾性係数(剛性率)、Eは縦弾性係数(ヤング率)である。 ここで,式(2)~(7)の三つの係数 K_{I} , K_{II} , K_{II} は,式(1)の第1項の係数 $A_{I}/\sqrt{\pi a}$ に相当するもので, それぞれモード I, Ⅱ,及びⅢの応力拡大係数である。従って,任意亀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亀裂の挙動 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·mm^{-3/2}、 kg·cm^{-3/2}、 Ksi·in、 lb·in^{-3/2}、 N·m^{-3/2} などで表される。

さて、この応力拡大係数 K は応力集中係数 (Stress Concentration Factor, α) と名称こそ類似して いるが、両者は全く異なる概念である。すなわち、K は亀裂先端近傍の応力の値及びその分布の広がり を表す量で、応力の $1/\sqrt{r}$ の特異項の係数である。従って、K 値の等しい二つの亀裂の先端では、同一の 応力分布を生じることになる。これに対して α は、切欠き底等の応力集中部における最大応力 σ_{max} と、 基準になる応力との比であり、次元を持たない。

一方, 亀裂は切欠きの先端半径 ρ が限りなく小さくなった極限であるから, $K \ge \alpha \ge \alpha$ 関係は, 例えばモード I の場合には,

$$K_1 = \lim_{\rho \to 0} \frac{\sigma_{\max} \sqrt{\pi\rho}}{2} = \lim_{\rho \to 0} \frac{\alpha \sigma_{\nu}^{\infty} \sqrt{\pi\rho}}{2}$$
(8)

のように表される。式(8)の関係は、任意の切欠きに成立する。なお、 α が ρ の関数として解かれていると、式(8)から K_1 が求められる。

さて、破壊力学では一般に、亀裂をモデル化して、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、ということはすべて破壊靱性試験によって決定する必要がある。しかしながら、コンクリートの ような脆性不均質材料に有効な破壊靱性試験法は、いまだ確立されていないので、ここでは「ASTM の 平面ひずみ破壊靱性試験法に準拠した曲げ試験法」と、筆者らの開発による新しい「中央スリット入り 円板による圧縮試験法」の二つの方法(北川, 1975; KITAGAWA and SUYAMA, 1976; KITAGAWA *et al.*, 1976; 陶山, 1975, 1976a, b, 1977, 1978; 陶山ほか, 1980; SUYAMA, 1988; SUYAMA *et al.*, 1976)を適 用することにした。

3 コンクリートの曲げによる破壊靱性試験の方法と材料定数決定の方法

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亀裂の ような、クラックまたは力学的にクラックと等価とみなされる潜在性欠陥を含む脆性材料であるので、 その強度評価には、"平滑材"としての強度とともに"亀裂材"としての強度を合わせ考える必要がある。 このような亀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認められ ているが、コンクリートへの適用例はまだごく少ない。筆者は、破壊力学のコンクリートへの適用方法、 限界、精度等について一連の検討を行った結果、その適用の可能性が十分認められたので、ここではコ ンクリートのような脆性不均質材料の破壊靱性の決定に有効な「ASTM の平面ひずみ破壊靱性試験法 に準拠した曲げ試験法」を紹介し、その試験の方法と幾つかの得られた成果を要約する。

3.1 曲げによる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アメリカの ASTM 委員会で承認された「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法に基づいて、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、特にセメント硬化体のような脆性不均質材料に対する破壊 靱性試験法はいまだ確立されていないので、ここでは試みに前記の試験法をコンクリートに準用して、 その適用の可否、修正点等について検討した。

なお、この試験法には、切欠きの先端に疲労亀裂をつけた試験片による曲げ試験、並びにコンパクト 引張試験が含まれているが、ここでは片側切欠き梁 (Single-Edge Notched Beam)の3点曲げ試験を 行い、"切欠き+疲労亀裂"の代わりに"人工亀裂"をつけた。

3.1.1 試験片の形状と寸法

ASTM の曲げによる破壊靱性試験法では、Fig. 3 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 (σ_{xs})と破壊靱性値 (K_{tc})に対して、切り欠き長 (a) と板厚 (B) がともに、

$$R, B \ge 2.5 (K_{\rm IC}/\sigma_{\rm VS})^2$$

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、

 $a = B = 0.45 \sim 0.55 W$

(10)

(9)

の関係が成立する場合には、これを標準曲げ試験と呼んでいる。ここでは、セメント硬化体の標準曲げ 試験片として、式(9)、(0)を考慮して、W=8.0 cm、B=a=W/2を採用した。これとは別に、標準外試験





片として、Table 2のようなB=W/2の無亀裂試験片 (a/W=0) と2種類の亀裂試験片 (a/W=0.1, 0.3)を準備した。なお、スパン長 (S) はすべてS=4Wに統一した。

3.1.2 試験片の作製方法

曲げ試験用セメント硬化体の供試材選定には、材質の均一性、養生期間の短縮化、試験片成形の容易 さ等を考慮して、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 産の砕石(最大粒径 10 mm、粗粒率 5.8)、水:蒸留水を、それぞれ重量配合比で1:2:2:0.6 に混合した コンクリートを採用した。

コンクリートの打ち込みには、前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 *l*) で 2 分間練り混ぜ、これを所定の曲げ型枠に突き棒で打設した。ここで用いた型枠は、曲げ 強度試験用の型枠(内面寸法 $10 \times 10 \times 40$ cm)中に、テーパ仕上げの鋼板と溝形鋼を組み立てたもので、 龜裂試験片ではこれに板厚 1.0 mmの磨き鋼板(S 41 C)を、亀裂の予定位置に挿入・固定した。コンク リートの打ち込み終了後 24 時間、型枠のまま湿空中(20° C) で養生したのち脱型し、その後 16 日間、 水温 20 $^{\circ}$ で水中養生した。養生後は試験実施日まで 4 日間、室温にて自然乾燥した。従って、試験時の 材齢はちょうど 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納めなければならないので、試験片の高さ(W)、板厚(B) は試験の前後にノギス(最小目盛1/20 mm)で正確に測定した。また、亀裂長(a)の測定は、亀裂試験片の成形時に、亀裂成形板の取り付け寸法をノギスで計測して、所定の亀裂寸法が得られるように正確に調整し、さらに試験後には試験片の両破断面に残る亀裂の痕跡を、片面ごとに3か所以上、合計6か所以上、いずれも読み取り顕微鏡(最小目盛1/100 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。

3.1.3 曲げ試験の方法

セメント硬化体の曲げ試験装置は、Fig. 3 に示す 3 点曲げ(中央載荷)方式である。ここで、両支点及 び中央載荷点のころ直径(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 mmのものを使用した。また、破壊靱性試験に特有の亀裂開口変位量の測定には、リング状の亀

,					
試験片タイプ Specimen Type	切欠き長率 Crack	切欠き長 Crack	武馬 Speci	スパン長 Span	
	Ratio (a/W)	Length (a mm)	高さ Depth (Wmm)	板厚 Thickness (Bmm)	Length (Smm)
標準曲げ試験片 Standard Flexural Specimen	0.5	40			
標準外試験片	0.3	24	90	40	200
Alternative Flexural Specimen	0.1	8	00	40	520
無亀裂試験片 Non-cracked Specimen	0	0			

 Table 2.
 曲げ破壊靱性試験用試験片の形状と寸法

 Geometry of flexural concrete specimens investigated

裂開口変位計 (Crack Opening Displacement Gauge, COD ゲージ),動的ひずみ測定器 (DPM-6E), X-Y レコーダ (D-72BP),電磁オシログラフ (RMV-300) 等を使用した。なお,試験機はインストロン タイプのオートグラフで,使用容量は 500 kg である。

3.1.4 亀裂開口変位量の測定

破壊の進行に伴う亀裂開口変位量の変化を, 亀裂の開口部で精度よく測定するため, 亀裂入りコンク リート試験片の亀裂開口部に, 脱着可能なゲージ支持具を接着剤で固定し, その溝に Fig. 4 のようなリ ング状の亀裂開口変位計(Fig. 3 の COD ゲージ)を装着した。なお, 無亀裂試験片も亀裂入り試験片の 特殊なものと考え, 中央積載荷重点直下の引張面中央に亀裂の存在を想定して, 亀裂入り試験片の亀裂 開口部に相当する位置に COD ゲージを取り付けた。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 レコーダと電磁オシログラフに自記させた。

コンクリートの荷重-亀裂開口変位量 ($P \sim \delta$) 曲線の一例を Fig. 5 に、荷重ーたわみ量 ($P \sim d$) 曲線 の一例を Fig. 6 にそれぞれ示す。なお、Fig. 5 で無亀裂試験片 (a/W=0) に対する $P \sim \delta$ 曲線は、亀裂 がたまたま 2 個のゲージ支持具の中間に発生・進行したときの貴重なデータである。

3.2 曲げ試験の結果と破壊靱性値の決定

破壊靱性試験では通常,破壊開始時の荷重 (P_q)を Fig. 5 のような $P \sim \delta$ 曲線から求めることになっ ている。この方法は、金属材料では Fig. 7 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 OP₅を描いて、荷重 P₅を決定することになっている。次に、 "Valid"な K 値 (K_{IC})を計算するのに必要な荷重 P_q を決めるには、Fig. 7 のタイプ I に対しては $P_q = P_5$ にとり、タイプ II、IIに対してはいずれも最大先行荷重をとり、これを P_q とする。

以上の方法で Po が決定されたら、これを用いて Kic を次式で計算する。

$$K_1 = Y \cdot \frac{6M\sqrt{a}}{BW^2} \tag{11}$$

$$Y = 1.93 - 3.07(a/W) + 14.53(a/W)^{2} - 25.11(a/W)^{3} + 25.80(a/W)^{4}$$

(12)



Fig. 4 亀裂開口変位計とその測定回路 Crack opening displacement gage and measurement circuit

---- 82 -----



Fig. 5 3 点曲げ試験時の荷重-亀裂開口変位量 (*P*~δ) 曲線 Typical load-crack opening displacement records



Fig. 6 載荷時の荷重-たわみ量 (P~d) 曲線 Typical load-deflection curves

ここで、Mはスパン長Sの亀裂部における曲げモーメントでM=PS/4、Yはa/W比のみで決まる無次元補正項である。なお、式(12)はFig.8の曲線で表されるが、これによって式(11)の計算が容易になる。 また、B=W/2、S=4Wに固定して、 $y=\sqrt{a/W} \cdot Y$ とおけば、式(11)は式(13)に、式(12)は式(14)に、それぞれ変形される。

$$K_{1} = y \cdot \frac{P}{W\sqrt{W}}$$

y=23.16(a/W)^{1/2}-36.84(a/W)^{3/2}+174.36(a/W)^{5/2}

 $-301.32(a/W)^{7/2}+309.60(a/W)^{9/2}$

- 83 -

(14)

(13)



Fig. 7 荷重一亀裂開口変位量 $(P \sim \delta)$ 曲線から P_Q 値を求める方法 Procedure for determination of K_{lc} value from load-displacement curves







Fig. 9 3 点曲げ片側切欠き梁に対する K の較正曲線 [式 (13) 使用の場合] K-value calibration for 3-point bending specimens [Using Eq. (13)]

式(13)では, 亀裂長 a がすべて a/W の比として y に含まれるので, K_I に及ぼす a の影響をみるのに便利である。なお, a/W の多項式 y は Fig. 9 の曲線で表されるが, これによって式(13)の計算が簡便になる。

さて、前記の割線の"5%"は材料依存性があるともいわれているので、コンクリートについては試み に1、3、5、7、9、及び15%をとり、それに対応する K_1 値をそれぞれ $K_{I(1)}, K_{I(3)}, K_{I(5)}, K_{I(7)}, K_{I(9)}$ 及 び $K_{I(15)}$ とし、最大荷重 P_M に対する最大応力拡大係数 K_{IM} とを合わせて Fig. 10 に示した。結果として、 a/W比による K_1 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 との比較を容易にした。

次に、 亀裂の寸法を変えると、 Fig. 11 のようにコンクリートの荷重基準強度 $P_{\rm M}$ はa/W比に伴って 著しく変動するが、 K基準強度 $K_{\rm M}$ 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、 $P_{\rm M}$ より $K_{\rm IM}$ の方が格段に優れていることが結論できる。

また, $K_{\rm M}$ を一定(56.0 kg·cm^{-3/2})としたときの $P_{\rm M}$ の推定値をFig. 11 に曲線で示し, $P_{\rm M}$ 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認められる。

なお、コンクリートのように材料の一様性や均質性が劣る材料についても、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、前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,亀裂が特に浅い (a/W=0.1)場合には,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再検討を行う。





- 85 -

3.3 有効亀裂の概念による破壊靱性値の修正方法

標準外試験片で亀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た。そこで、コンクリートの材質的な特異性を考慮して、次のような修正を行った。すなわち、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 の微小亀裂が、人工的につけた 実亀裂長 a に附加されるものと考えれば、修正後の有効亀裂長 A は、

A = a + x

で表される。このような有効亀裂の概念を導入して、コンクリートの曲げ試験片の等価亀裂長 x を求め てみた。

まず,前提条件として,亀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Fig. 11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,これは前提条件と矛盾する。従って,式(11)のaに有効亀裂長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,



 $|K_{M(5)} - K_{M(1)}| / K_{M(5)}$



- 86 ---



Fig. 12 等価亀裂長に対する $K_{M(5)} - K_{M(1)}$ 値の変化 The value of $K_{M(6)} - K_{M(1)}$ versus equivalent crack length

の最小値を求めてみると、Fig. 12のような曲線を得る。

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, $K'_{M(1)}=60.1$ となり, $K_{M(5)}$ とほぼ等しくなる。従って,有効亀裂の概 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。

4 コンクリートの圧縮による破壊靱性試験の方法と材料定数決定の方法

コンクリートのような脆性不均質材料の破壊靱性の決定には,前記の「ASTM の平面ひずみ破壊靱性 試験法に準拠した曲げ試験法」とともに,筆者らの開発による「中央スリット入り円板による圧縮試験 法」がある。これら二つの試験法には,それぞれ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,等に注目すれば後者の方が幾分有利である。ここでは中央スリッ ト入り円板による圧縮破壊靱性試験法を採用し,得られた結果について破壊力学的検討を加えた。

4.1 圧縮による破壊靱性試験の方法

4.1.1 試験片の形状と寸法

圧縮による破壊靱性試験に用いる試験片の形状は, Fig. 13 に示す中央スリット入り円板で, その寸法 は直径 2R = 20 cm, 板厚 t = 2R/3, スリット長 2a = 4 cm, スリット幅 2c = 1 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を容易にした。

4.1.2 試験片の作製方法

試験片の作製は、Table 3 に示すコンクリートの系列ごとに、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ち込ん だ。ここで用いた試作の型枠は、内径 20 cm の塩ビパイプを所定の寸法(長さ 7.67 cm)に切断し、これ

---- 87 -----

森林総合研究所研究報告 第373号



Fig. 13 中央スリット入り円板試験片の形状と圧縮載荷方法 Shape of diametral compression test specimen and its loading manner

に円形の底板(板厚1cm)を取り付けたものである。なお、スリット入り円板試験片の成形用型枠には、 Fig. 13 のような板厚1mmのステンレス製スリット板(両刃)を、前記底板の中心に挿入・固定した。 コンクリートの打ち込み終了後24時間,型枠のまま湿空中(20℃)で養生したのち脱型し、その後試 験日まで水中(20℃)で養生した。なお、試験時の材齢はすべて28日に統一した。ここで作製した試験 片の総数は473個で、その系列ごとの内訳はTable 4に示した。

4.1.3 圧縮試験の方法

圧縮による破壊靱性試験の方法は、Fig. 13 に示す中央スリット入り円板の中心に、Photo 1 のような 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βを Table 4 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等を詳 細に観測した。荷重速度はほぼ一定(平均2t/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Photo 1に示すアムスラ型耐圧試験機(最大容量200t) で、使用容量は25t である。

4.1.4 セメント硬化体の系列と骨材の配合

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・粒度等の影響を受けることが考 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砕石を準備した。使用した骨材の 種類とその粒度は、細骨材が Table 5 に示す 2 種類、粗骨材が Table 6 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 Table 7 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を容 易にした。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 Table 8 に示す 10 系列で、細・粗骨材の種類、鋼繊維の有無、及び材料の重量配 合比等によって分類した。なお、Table 8 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。

--- 88 ----

Fable 3. 供試セメン	ト硬化体の系列別の	り重量配合値
----------------	-----------	--------

Properties and mix proportions of cement concrete materials investigated

系列	セメント硬化体の重量配合比 使用骨材の Mix Proportions for Each Types of Concrete Materials Properties of A				吏用骨材の種类 rties of Aggr	骨材の種類 ? s of Aggregates		スランプ [フロー値] Slump	ブリージング 率 Preathing		
Series	セメント Cement	水 Water	細骨材 Fine Agg.	粗骨材 Coarse Agg.	鋼繊維 Steel Fiber	細骨材 Fine Agg.	粗骨材 Coarse Agg.	鋼繊維 Steel Fiber	Content (%)	[Flow Value] (cm)	Ratio (%)
					セメ	ントモルタル					
					Cem	ent mortar					
I	1.0	0.52	2.5	·		а			1.8	[21.2]	
	プレーンコンクリート										
					Plai	n concrete					
Ш	1.0	0.52	2.5	3.5		а	С		2.4	8.1	6.0
III -	1.0	0.52	2.5	3.5	·	а	D		2.6	5.5	
IV	1.0	0.60	2.1	2.1		b	Е	—	3.7	8.0	
v	1.0	0.60	2.1	2.1		b	А	—	3.5	7.5	
VI	1.0	0.60	3.0	2.7	·	а	В	—	3.5	19.0	13.6
VII	1.0	0.60	3.0	3.0		а	E		3.6	10.0	8.8
VIII	1.0	0.60	3.0	3.0		а	А		4.5	18.0	11.3
					鋼繊維補	強コンクリ-	- ŀ				
				Ir	on steel fiber	reinforced	concretes				
IX	1.0	0.60	3.0	3.0	0.26	а	E	ISF-25	4.7	3.0	
X	1.0	0.60	3.0	3.0	0.26	а	E	ISF-32	5.3	5.5	

Note:使用骨材の種類欄の各種記号は、それぞれ Table 5~7を参照のこと。

Alphabetical symbols of aggregate classes are represented in Table 5 to 7.

68

セメント硬 化体の系列 Series of Cement	バッチ数 Number of Batches	バッチ数 Number of Batches Specimens χ_{y} 大り円板試験片のスリット傾斜角 (β°) Artificial Slit Inclination Angles of Circular Concrete Specimens (β°)							角(β°) ular	無スリット 円板試験片 Non-slit Specimens
Concrete	Datenes	opeennens	0	15	30	45	60	75	90	opeeimens
I	2	50	9	0	8	8	8	0	8	9
Π-1	2	48	9	0	7	6	7	0	7	12
П-2	2	48	11	0	7	7	7	0	7	9
II3	2	44	9	0	7	7	7	0	7	7
Ш	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
Х	1	25	5	0	4	3	4	0	4	5
合計 Total	20	473	89	15	68	63	69	15	62	92

Table 4.	供試セメ	ント硬化体の系列別の試験片個数	
Number	for every	series of cement concrete specimens investigated	1

Note: 円板試験片の公称容積は、いずれも2094 cm³である。

The capacity of each specimen is 2 094 cm³.

Weight percentage for size ranges of fine aggregates investigated

細骨材種 Fine	オ種 e Weight Percentage for Each Size Range (%)							FM 値 比重 FM Specific Value Gravity		材質 Materials
Classes	5.0mm	$2.5\mathrm{mm}$	1.2mm	0.6mm	0.3mm	0.15mm 0	.10mm	value	(p)	
а	0	13	33	59	90	100		2.95	2.61	川砂
b	, 0	0	0	0	0	0	100		2.62	River Sand 標準砂 Standard Sand

4.2 応力拡大係数の近似解と破壊靱性値の推定

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 (β=0°のとき)の応力拡大 係数は,円板の中心を座標軸の中心とする極座標系 (α,ρ)を用いて,

$$K_1 = \sigma_\alpha \quad (\alpha = \beta, \ \rho = a) \cdot \sqrt{\pi a} \tag{15}$$

で表される。式(L5)の解は a/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,

$$\sigma_t = P/\pi R t \tag{16}$$

を発生するので、 $\beta=0^{\circ}$ のすべてのa/Rに対して式(15)を無次元化すると、無次元応力拡大係数Fは、 $F=K_1/(P\sqrt{a/\pi}/Rt)$ (17)

— 90 —

Table 5. 使用した細骨材の粒度分布状態

Table 6. 使用した粗骨材の粒度分布状態

Weight percentage for size ranges of coarse aggregates investigated

粗骨材種 Coarse Aggregate Classes	Weight	フルイ Percentag	残留重量」 ge for Eac	七(%) :h Size Ra	FM 値 FM Value	比重 Specific Gravity	材質 Properties	
	$25\mathrm{mm}$	$20\mathrm{mm}$	15 mm	$10\mathrm{mm}$	$5\mathrm{mm}$	value	(p)	
А	0	50	80	90	100	7.40	2.66	川砂利
								River Gravel
В	0	44	78	89	100	7.34	2.66	川砂利
								River Gravel
С	0	21	50	82	100	7.03	2.66	川砂利
								River Gravel
D	0	0	35	65	100	6.65	2.66	碎石
								Crushed Coarse Agg.
Е	0	0	30	60	100	.6.60	2.66	川砂利
								River Gravel

Table 7. 使用した鋼繊維の規格と寸法 Standard and size of iron steel fiber (ISF)

鋼繊維の種類 Type of ISF	厚さ(mm) Thickness (mm)	幅 (mm) Width (mm)	長さ(mm) Length (mm)	材質 Quality	製造法 Manufacturing Process
ISF-25	0.25	0.50	25	普通鋼 Normal Steel	薄板切断法 Sheet Cutting
ISF-32	0.50	0.50	32	亜鉛メッキ Galvanizing	Method

Table 8. セメント硬化体の系列別試験片の平均寸法と平均強度(β=0°の場合)

Mean size and strength for each series of circular concrete specimens (In case of $\beta = 0^{\circ}$)

系列 Series	円板試験片半径 Radius of Specimen R (cm)	円板試験片厚 Thickness t (cm)	円板試験片重量 Weight W (cm)	単位容積重量 Specific Gravity γ (g/cm ³)	破壞荷重 Fracture Load P _F (kg)	破壞靱性値 Fracture Toughness K _{IF} (kg/cm ^{3/2})
I	10.08	6.56	4 566	2.23	4 120	52.7
П	10.08	6.67	4 946	2.39	4 510	56.5
Ш	10.08	6.68	4964	2.39	4 340	54.5
IV	10.10	6.59	4 799	2.29	4 315	54.8
V	10.06	6.57	4 800	2.31	4 184	53.5
VI	10.06	6.60	4 861	2.34	4 007	51.0
VII	10.08	6.63	4 846	2.30	3 560	45.1
VIII	10.09	6.60	4 822	2.29	3 940	50.1
IX	10.05	6.56	4 932	2.37	4 490	57.6
X	10.07	6.55	4 869	2.34	4 410	56.7

で表され、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 (17)は、外部の境界条件を無視しているので、現実 にF=1.0になるか否かを確認する必要がある。 これについては、式(17)の計算値とa/R との関係 が、Fig. 14 に示されている。すなわち、Fig. 14を みると、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

 $F = 1.0 + 1.5(a/R)^2 \tag{18}$

で実用上十分な精度で近似できることが分かる。 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(I8)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、





Fig. 14 無次元応力拡大係数値の変化 Variation of non-dimensional stress intensity factor

5 コンクリートのクラック発生・伝播機構に関する破壊力学的検討

5.1 クラックの発生・伝播機構に関する検討

中央スリット入りコンクリート円板に, Fig. 13 及び Photo 1 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・伝播現象が確認される。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, その現象とク ラックの発生・伝播過程について, 若干の破壊力学的検討を加える。

さて、Fig. 15 に示す中央スリット入りコンクリート円板試験片 (β=30°の場合)に、Fig. 13 及び Photo 1 のような集中荷重を載荷すると、まず Fig. 16 のように、スリットの両端から上下 2 方向のク ラックが発生し、それぞれ図の矢印の方向に進行・伝播し、いずれも荷重点近傍で一旦停止する。この 現象を "1 次クラック"と名付けることにする。その後さらに荷重を上げると、今度は Fig. 17 のように、 上下両荷重点近傍の円板縁から迎えのクラックが 2 次的に発生し、それぞれ矢印のように円板の中心方 向に進行する。このクラックを "2 次クラック"と呼ぶことにする。このステージを経ると、今度は 2 次 クラックが急速に 1 次クラックと合体する現象が現れ、その瞬間、一旦停止していた 1 次クラックが、 一瞬のうちに Fig. 18 のように上下の荷重点まで成長し、一挙にコンクリート円板の最終破断に至る。 これが中央スリット入りコンクリート円板に共通の破壊機構であり、このようなクラックの発生・伝播 過程を同時に示すと Fig. 19 のようである。ここで、クラック①は1 次クラック、②は 2 次クラック、 ③ は最終破断時のクラックをそれぞれ示している。しかしながら、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 β によってクラックの発生・伝播・破壊機構は異なるので、系

-92 -

列WDのコンクリートを例にとり, βの異なるス リット入り円板試験片について, クラックの発 生・伝播機構と破壊の様相を, Photo 2~9 に示 した。

まず、0° ≦β≦60°の場合には、Photo 2~6 に示 すいずれのクラックも、前例のようにスリット先 端から発生し、その後もほぼ前例と同様の過程を 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、エポキン樹脂、アクリル樹脂等、 比較的均質な材料にも認められており、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。

次に、 $\beta \ge 75^{\circ}$ では、Photo 7 及び 8 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、スリットと理想亀裂との差に起 因するもので、この場合スリット幅の影響が現れ たものと推察される。これについては、スリット









Fig. 15 クラック発生前のスリット入りコン クリート円板試験片 (β =30°の場合) Circular concrete specimen before crack occurrence (In case of β =30°)

Fig. 16 スリット入りコンクリート円板の1次ク ラックの発生・伝播方向(β=30°の場合)

The first crack occurrence and propagation (In case of $\beta = 30^{\circ}$)

森林総合研究所研究報告 第 373 号





Fig. 17 スリット入りコンクリート円板の 2次ク ラックの発生・伝播方向 (β=30°の場合)

The second crack occurrence and propagation (In case of $\beta\!=\!30^\circ)$

Fig. 18 最終破断時のスリット入りコンクリート 円板試験片 (β =30°の場合) Circular concrete specimen after failure (In case of β =30°)



Fig. 19 コンクリート円板試験片におけるクラックの発生・伝播過程と破壊ステージ (β =30°の場合)

Typical stages of crack occurrence and propagation in circular concrete specimen with artificial slit (In case of β =30°)

亀裂材としてのダムコンクリート強度の破壊力学的検討(陶山)



Photo 2. スリット入りコンクリート円板のクラッ ク発生機構と破壊様相 ($\beta=0^{\circ}$ の場合) Crack propagation and fracture phenomenon of circular cement concrete specimen with an artificial slit (In case of $\beta=0^{\circ}$)



Photo 3. スリット入りコンクリート円板のクラッ ク発生機構と破壊様相 (β=15°の場合) Crack propagation and fracture phenomenon of circular cement concrete specimen with an artificial slit (In case of β=15°)



Photo 4. スリット入りコンクリート円板のクラッ ク発生機構と破壊様相 (β =30°の場合) Crack propagation and fracture phenomenon of circular cement concrete specimen with an artificial slit (In case of β =30°)



Photo 5. スリット入りコンクリート円板のクラッ ク発生機構と破壊様相 (β=45°の場合) Crack propagation and fracture phenomenon of circular cement concrete specimen with an artificial slit (In case of β=45°)

幅を可能な限り小さくして、その効果について再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(6)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Photo9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考えられる。これを要するに、 コンクリートのような脆性不均質材料の強度試験に,従来の無亀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,コンクリートのような不均質材料に対する破壊力学の有効性 が指摘されよう。

— 95 —



Photo 6. スリット入りコンクリート円板のクラッ ク発生機構と破壊様相 (β=60°の場合)

Crack propagation and fracture phenomenon of circular cement concrete specimen with an artificial slit (In case of $\beta = 60^{\circ}$)



Photo 7. スリット入りコンクリート円板のクラック発生機構と破壊様相(β=75°の場合)

Crack propagation and fracture phenomenon of circular cement concrete specimen with an artificial slit (In case of $\beta = 75^{\circ}$)



Photo 8. スリット入りコンクリート円板のクラッ ク発生機構と破壊様相 (β=90°の場合)

Crack propagation and fracture phenomenon of circular cement concrete specimen with an artificial slit (In case of $\beta = 90^{\circ}$)



Photo 9. 無スリットコンクリート円板のクラック 発生機構と破壊様相

Crack propagation and fracture phenomenon of circular cement concrete specimen without an artificial slit

5.2 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(θ)は、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 (BROWN and SRAWLEY, 1967; IRWIN, 1958)。 この最大周方向応力説によれば、Fig. 1 のモード I とモード II の応力拡大係数比 K₁/K_Iは、

$$K_{\rm I}/K_{\rm II} = |1-3\cos\theta|/\sin\theta$$

(20)

のようにクラック発生角 θ の関数として表される。この解法に従って、a/R=0.2のときのスリット傾斜 角 β に対する θ の理論曲線を式 (20)から求め、これをコンクリートの系列 I、 II、 III、 VI、 VI及び VIIの実 験値とともに Fig. 20 及び 21 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 θ の実験値が、理論曲線に比較的よくのる傾向がうかがわれるが、 $\beta \leq 30^{\circ} < \beta \geq 75^{\circ}$ の場合には、6系列とも θ 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 θ 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、 θ の実験値がすべての β 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さらに検討する必要がある。

なお、β=90°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 亀裂材コンクリートの強度に関する破壊力学的検討

第4章の圧縮による破壊靱性試験の総括として、クラックを含むコンクリートのようなセメント硬化 体が、強度的にいかなる特性を示すかについて、以下に若干の破壊力学的な検討を加える。

6.1 セメント硬化体の強度に及ぼすスリットの影響



Fig. 20 スリット傾斜角βに対するクラック発生 角θの理論曲線と実験値(系列I, II, IIの場合)

Theoretical curve and experimental results of crack growing angle θ for slit inclination angle β (In case of Series I, II, III)

スリット傾斜角βが破壊時の最大荷重 P_Mに 及ぼす影響を調べるために、種々のB値に対す る6系列のコンクリートの P_{M} 値をFig. 22に 示した。なお, Fig. 22 には, 無スリット円板コ ンクリートの $P_{\rm M}$ 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βの変化による影響を若干受け るが、その顕著な法則性は現れない。また、ス リットによるコンクリートの強度低下現象をコ ンクリートの系列ごとに検討すると、無スリッ トコンクリートの強度1に対するスリットによ る強度低下率は、系列Ιでは最小値が54% (β =45°のとき),最大値が60% (β=0°,90°のと き)、以下同様に系列Ⅱでは66% (B=45°)、 70% ($\beta = 0^{\circ}$, 90°), 系列IIIでは 70% ($\beta = 45^{\circ}$), 80% (B=30°), 系列VIでは67% (B=15°), 73% (B=0°, 75°, 90°), 系列VIIでは 70% (B= 0°, 15°), 76% (β=60°, 90°), 系列WIでは66% (β=45°), 76% (β=15°) 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 の円板強度に及ぼす影響は、系列1のモルタル が最も大きく、その強度低下率は54~60%で あり、6系列のコンクリートの強度低下率を総



Fig. 21 スリット傾斜角βに対するクラック発生角θの理論曲線と実験値(系列VI, VII, VIIの場合)

Theoretical curve and experimental results of crack growing angle θ for slit inclination angle β (In case of Series VI,VII,VII)

括すると54~80%となる。

6.2 セメント硬化体の強度に及ぼす骨材の影響

コンクリートの破壊強度に影響を及ぼす要因としては、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」等が考えられる。ここでは、圧縮によるコンクリートの破壊靱性試験の結果 について、前記要因の影響を検討するため、Table 3 に示した 10 系列のコンクリートによる試験の結果 を整理・要約して、Table 8 に示した。

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、VIIのコンクリートの破壊靱性 KIFを比較すると、いずれも標準砂使用のコンクリートの方が KIF 値 は高くなる傾向がうかがわれる。

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砕石使用のコンク リートより*K*_{IF}値が高くなる傾向が認められた。

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、II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II >系列II 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 $K_{\rm IF}$ 値は高くなる傾向がうかがわれる。

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しにくいが、一般的には水セメン

ここで要約した系列ごとの破壊靱性 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を強調したい。

6.3 セメント硬化体の強度に及ぼす鋼

繊維の影響

鋼繊維補強コンクリート (SFRC) は、コ ンクリートの中に鋼繊維を分散混入させ て、プレーンコンクリートの強度的弱点を 補う複合材料であり、引張強度や曲げ強度 特性とともに、靱性(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・活用すれば、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繊維は Table 7 の 2 種類で、これを重量でセメントの 26% 混入したものを、それぞれ系列IX,系 列Xとした。これら2 種類の鋼繊維補強コ ンクリートによる試験の結果を整理・要約 して、これを前記の Table 8 に示した。





Fracture load P_t versus slit inclination angle β for various cement concrete materials

まず、鋼繊維がコンクリートの K_{IF} に及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・粗骨材種等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が確認された。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、同様に高くなることが認められる。

なお、鋼繊維の種類がコンクリートの K_{IF} に及ぼす影響については、あまり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。

---- 99 -----

森林総合研究所研究報告 第373号

7 摘 要

治山ダムコンクリートのようなセメント硬化体は、巨視的にみると弾性学的な連続体として取り扱え るので、亀裂端の応力分布及びそれと K との関係が求められる。セメント硬化体の破壊が亀裂または亀 裂と等価な欠陥の先端から始まる場合には、基準強度による応力条件がコンクリート材にも成り立ち、 亀裂のごく近傍の材料強度で破壊が決定される場合には、コンクリート材にも破壊力学が成立すると考 えても不自然ではない。その成立の有無、程度、限界等をまず研究対象として取り上げた。

前記のように、セメント硬化体への破壊力学の適用性が基本的に確認されれば、次のステージとして は破壊力学を用いたダムコンクリートの破壊に関する一般的な検討が可能となる。例えば、セメント硬 化体や岩盤・岩石に線状または面状の欠陥が想定されるとき、公称応力ではそれに対する強度を正確に は評価できない。現在、それらを解決できる唯一の方法論として、破壊力学の効果的な活用が考えられ る。

さて,破壊力学では一般に亀裂をモデル化して,それに対する K の値を適用している。従って,その モデルで現実の亀裂入り材料・構造物を説明できるかどうか,またいかなる関数になるかということは 実験で決める必要がある。これが今後の研究の一大目標である。

本報では、まず治山ダム用のコンクリート材の強度解析への破壊力学的手法の適用について検討を加 え、次にダムコンクリートのようなセメント硬化体に対する2種の破壊靱性試験の方法を提案し、得ら れた幾つかの試験結果について破壊力学的な検討を行った。これらの成果が、治山ダムクラックの発 生・挙動特性の解明とともに、治山ダムコンクリートの適正な強度評価法確立の端緒になるものと期待 したい。

引用文献

ASTM Committee : Tentative Method of Test for Plane-Strain Fracture Toughness of Metallic Materials, ASTM Standard, E 399-70T, 911~927 (1970)

- British Standards Institution : Methods for Crack Opening Displacement (COD) Testing, DD19, $1\sim21$ (1972)
- BROWN, Jr. W.F. and SRAWLEY J.E.: Plane Strain Crack Toughness Testing of High Strength Metallic Materials, ASTM STP 410, 1~129 (1967)

FISHER, D.M., BUBSEY, R.T. and SRAWLEY, J.E.: Design and Use of Displacement Gage for Crack-Extension Measurements, NASA Tn D - 3724, 1~13 (1966)

GRIFFITH, A.A.: The Phenomena of Rupture and Flow in Solids, Philosophical Transactions, Royal Society of London, Series A, Vol. 221, 163~198 (1920)

- IRWIN, G.R.: Fracture Mechanics, 1st Symposium on Naval Structural Mechanics, Stanford University (1958)
- KAPLAN, M.F.: Crack Propagation and the Fracture of Concrete, Jour. of ACI, Vol. 58, 5, 591~ 610 (1961)

KAPLAN, M.F.: Strains and Stresses of Concrete at Initiation of Cracking and Near Failure,

Jour. of ACI, Vol. 60, 7, 853~880 (1963)

加藤清志: プレーンコンクリートの微小ひびわれと物性評価,土木学会論報,**208**,121~136(1972) 北川英夫: フラクチャ・メカニクス(破壊力学)の体系とその現段階(1),機械の研究, Vol. 24,11,17

~24 (1972)

- 北川英夫・陶山正憲:破壊力学によるコンクリート構造物の強度解析(1),土木学会第2回関東支部年 次研発講要,373~376(1975)
- KITAGAWA, H. and SUYAMA, M.: Fracture Mechanics Study on the Size Effect for the Strength of Cracked Concrete Materials, Proc. 19th Japan Congress on Materials Research, 19, 156~159 (1976)
- KITAGAWA, H., KIM, S. and SUYAMA, M.: Determination of Fracture Toughness of Cement Concrete Materials by Diametral Compression Tests, Proc. 19th Japan Congress on Materials Research, 19, 160~163 (1976)
- NAUS, D.J. and LOTT J.L.: Fracture Toughness of Portland Cement Concretes, TAM Report, 314, 88 pp. (1968)
- NAUS, D.J. and LOTT, J.L.: Fracture Toughness of Portland Cement Concretes, Jour. of ACI, 66-39, 481~489 (1969)

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(1), 86 回日林講, 418~419(1975)

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(1976a)

SUYAMA, M., KIM, S. and KITAGAWA, H.: Fracture Toughness of Cement Concrete Materials as Construction Members, Proc. 2nd International Conference on Mechanical Behavior of Materials (ICM-2nd), 1300~1304 (1976)

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, Vol. 29, 2, 9~16(1976b) 陶山正憲:治山ダムクラックの発生原因と挙動特性,日林学会九州支論,31,277~278(1977) 陶山正憲:治山ダムクラックの変位測定について,砂防学会大会概要集,53年度,56~57(1978) 陶山正憲:真島征夫・竹下 幸・大谷義一:治山ダムクラックの発生要因および開口変位量の分析,国

- 有林野事業特別会計技術開発試験成績報告書,昭和 54 年度,259~318(1980) SUYAMA, M.: Fracture Toughness Test of Wooden Materials for Erosion Control, MITTEILUNGEN DER FORSTLICHEN BUNDESVERSUCHSANSTALT MITTEILUNGSBAND, NR.159, 129~ 137(1988)
- 戸川一夫・佐藤 哲・荒木謙一:モルタルならびにコンクリートのタフネスに影響する要因, セメント 技術年報, Vol.27, 202~206 (1973)
- 構道英雄・藤田嘉夫・佐伯 昇: コンクリートのひびわれ伝播に関する 2, 3の実験, セメント技術年 報, Vol.27, 248∼252 (1973)
- WINNE, D.H. and WUNDT, B.M.: Application of the Griffith-Irwin Theory of Crack Propagation to the Bursting Behavior of Discs, Including Analytical and Experimental Studies, Transactions ASME, Vol. 80 (1958)

Effect of Crack Propagation Behaviour on Mechanical Properties of Concrete Check Dams (II)

-Fracture Mechanics Approach to the Strength of Cracked Dam Concrete Materials-

SUYAMA, Masanori⁽¹⁾

Summary

Every year in Japan, many check dams are built almost entirely of cement concrete materials. Concrete can be classified as a brittle material containing many inherent flaws such as air voids and microcracks. Due to such heterogeneous characteristics, the failure of concrete is a complex process involving fracturing due to cracking. Consequently, it is necessary that the strength of concrete should be discussed not only from the standpoints of a noncracked body, but also from that of a cracked body. At present, it is widely recognized that fracture mechanics is the most useful approach for evaluating the mechanical properties of cracked materials. M. F. KAPLAN was the first to apply fracture mechanics concepts to cement concrete materials. But since that work, there have been few examples of the application of fracture mechanics to the analysis of strength of cement concrete materials.

In the present paper, the applicability of fracture mechanics to cement concrete materials for torrent control dams is discussed. We make use of a fracture mechanics parameter such as fracture toughness (K), instead of a nominal stress, as a standard for deciding the fracture strength of cement concrete materials containing flaws. By the use of such a parameter, the strength of a simply shaped specimen can be successfully used to predict the strength of actual complex full-sized structures.

Referring to the "Method of Test for Plane-Strain Fracture Toughness of Metallic Materials" specified by the ASTM Committee in the United States of America, which has not been applied in past investigations of a heterogeneous brittle materials, we carried out the fracture toughness tests on single-edge notched cement concrete beams by concentrated flexural loading at the midspan. From the experimental data, we found that the stress intensity factor (K_F) at the fracture is approximately constant in spite of the remarkable differences of crack length and size in the specimens. As a result, this factor (K_F) is an excellent practical parameter for evaluating the strength of cracked materials as compared with the ordinary ultimate (or final fracture) load, even for cement concrete materials.

It is well-known that the fracture strength is affected significantly by the size of specimen. In this study, we investigated whether the effects of the size of the specimen upon the fracture strength can be explained or not from the viewpoint of fracture mechanics. From the test results, it can be seen that the calculated curve agrees well with the experimental results. Thus, it is concluded that the breaking strength including the size

(1) Kansai Research Center

Received February 1, 1996

亀裂材としてのダムコンクリート強度の破壊力学的検討(陶山)

effect can be predicted by using the maximum (or critical) fracture toughness ($K_{\rm M}$). Similarly, it seems generally possible to analyze the strength of materials by means of a stress intensity factor, even when the materials are heterogeneous such as cement concrete materials. Under some circumstances, the fracture toughness values for such brittle materials may be determined by diametral compression tests. In previous works, the effects of the specimen size and crack length on the fracture toughness were investigated for such materials. In this paper, we treat cement concrete materials as brittle materials containing many defects. We introduce the concept of the modified equivalent crack and try to evaluate the strength of cracked bodies by using this concept as one of the methods for evaluating the strength of materials. We conclude that it seems possible to use the actual crack lengths as the equivalent crack length for calculating the fracture toughness of materials when the size of specimens and crack length are sufficiently large.

The stress intensity factor for an internal radial crack in a disk subjected to a pair of countered point loads on its circumference have been analyzed and the values of the stress intensity factor of the first mode (K_1) in dimensionless form are given. We plotted the values of the dimensionless stress intensity factor against a/R, where R is the half diameter of the specimen, and a is the half length of the through-thickness center slit, and found an agreeable formula approximated these values with great accuracy. From all of the results of the previous and present tests, we deduce that it seems to be an effective method for evaluating the strength of materials by linear fracture mechanics, when the region around a crack-tip is comparatively homogeneous. However, a small change in $K_{\rm IF}$ was found as the dimensions of the specimens and the crack length varied. Considering the special characteristics of such kinds of materials, we assumed the cement concrete materials to be a continum body containing many small defects. Even in the case of such materials, the stress intensity factor at the fracture is assumed as a material constant for evaluating the strength of cracked bodies, regardless of specimen sizes and crack lengths.

-103 -