

プレーン コンクリート中のマイクロクラックと物性

MICROCRACKS AND PHYSICAL PROPERTIES OF PLAIN CONCRETE

加藤 清 志*
By Kiyoshi Kato

1. ま え が き

先に著者は気泡殻きれつ¹⁾の存在とその発生・成長過程を、セメントモルタル^{2),3)}やニートセメントペースト^{4),5)}について報告した。とくに、プレーンコンクリートの基本構成成分要素としてのセメントモルタルでは、ある圧縮応力レベルに達すると、応力-ひずみ曲線が直線から分岐し始めるが、この近傍から気泡殻きれつや骨材粒子界面のボンドきれつが他のそれらと連れいして、モルタルマイクロクラックが形成される。一度モルタルきれつが発生・成長すると、直線的に増加してきた殻きれつはその頻度勾配を低下させ、あたかも互いに肩代わりするかのように挙動する。これは、殻きれつも含めてモルタルきれつなどの破面成長エネルギーに累加圧縮応力が費やされ、新たな殻きれつ発生のためのひずみエネルギーがいくぶん緩和されることに基づくであろう。かくして、モルタルきれつが殻きれつやボンドきれつに促されて成長し、供試体の耐力低下に至ったものと考えた。

さらに、モルタルマトリクスの母体であるニートセメントペーストにおいて、ペーストマトリクス自体に発生するペーストマイクロクラックの存在を確認した。ペーストきれつは、セメントゲル中に潜入している、一見化学的に不活性に見える粗大なクリンカ粒子の界面に発生する、いわゆる折出薄膜が劈開し、さらに非晶質トベルモライトゲルの劈開が誘発されたものと考えられる。一方、ペースト中の気泡殻は一般に独立気泡構成で、モルタルのように重複球殻の配列構造は少ない。また、載荷前にすでに殻きれつやペーストきれつが発生しているが、これらはいずれも収縮きれつと考えられる。応力・ひずみ・きれつ殻数頻度・ペーストきれつ長頻度・減衰動弾性係数などの関係は、モルタルの場合とほぼ同様である。結局、ニートセメントペーストの場合に

は、殻きれつや粒界きれつが巨視的ペーストきれつの核となつて、供試体中に大きく成長し耐力低下または破壊に至るものと論じた。

本報告では、以上の諸現象を踏まえて、硬化したプレーンコンクリートの力学的挙動をマイクロクラックとの関連において、物性工学的見地から実験・考察したものである。

2. 実験方法

(1) 試料

使用した早強ポルトランドセメントの物理・化学的性質を表-1に示す。粗骨材は川砂利で、比重2.64、粗粒率6.57、その粒度曲線を図-1に示す。細骨材は川砂で比重2.60、粗粒率2.63、その粒度曲線を図-1に併記する。なお、粗骨材は高活性洗剤で十分洗浄した。コンクリートの配合は表-2のとおりである。水セメント比は45.0%で、スランプは1.7cm、また、ワシントン形エアメーター(容量:約7l)を用いて測定した空気量は2.02%であつて、標準的なエントラップドエアーの量⁶⁾であつた。練りまぜにはアイリッシュ形ミキ

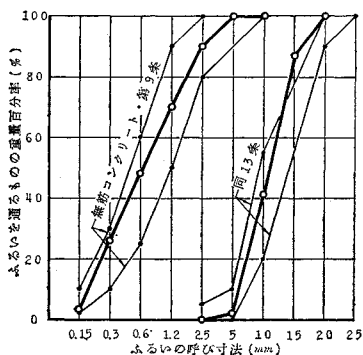


図-1 細・粗骨材の粒度曲線

* 正会員 防衛大学校助教 土木工学教室

表-1 早強セメント

比 重	粉 末 度		凝 結					安定性 煮沸法	MgO (%)
	比 表 面 積 (ブレン法) (cm^2/g)	残 分 (88 μ 網フルイ法) (%)	室 温 ($^{\circ}\text{C}$)	湿 度 (%)	水 量 (%)	始 発 (時-分)	終 結 (時-分)		
3.13	4100	0.4	20.4	85	28.6	2-45	4-01	良	1.2

表-2 配 合

粗骨材の最大寸法 (mm)	ス ラ ン プ (cm)	空 気 (%)	単 位 水 量 (kg)	単 位 セ メ ン ト 量 (kg)	水 セ メ ン ト 比 (%)	細 骨 材 率 (%)	単 位 細 骨 材 量 (kg)	単 位 粗 骨 材 量 (kg)
20	1.7	2.02	179	398	45.0	45.0	789	979

サ (容量: 約 40 l) を用い、砂とセメントとを3分間から練りし、注水後2分間でモルタルに練り上げ、最後に砂利を投入して3分間でよく練りませた。このまだ固まらないコンクリートを、3本の10 ϕ ×20 cmのモールドへ3層に充填し、各層当たり25回棒突きした。さらに、テーブル形パイプレータで3分間振動締め固めを行なった。7日間標準養生を施したあと、3供試体ともダイヤモンドカッターで約70×70×194 mmの角柱に切断加工した。3供試体の諸元を表-3に示す。その後、5日間室内に静置し、供試体の表面を自然乾燥させてから、

表-3 供試体の諸元

供 試 体	平均寸法 (縦×横×長さ) (mm)	重 量 (kg)
No. 1	69.5×69.0×192.5	2.240
No. 2	70.5×70.5×193.5	2.325
No. 3	70.5×69.5×194.5	2.310

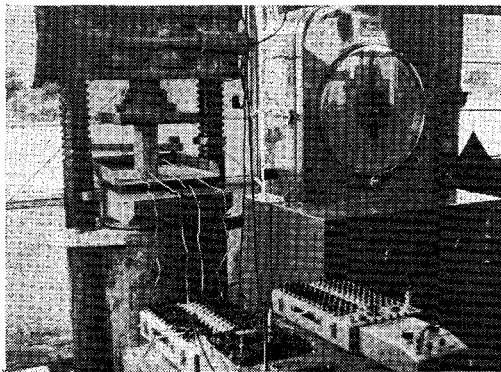


写真-1 加圧試験機と静的ひずみ測定器

ひずみゲージ (有効長: 67 mm) を相対する2側面に各2枚ずつクロス形に貼付し、その接着剤を3日間自然乾燥させ、さらに、それらを防湿用ワックスでコーティングした。

(2) 加圧、ひずみ・動弾性係数・対数減衰率計測、顕微鏡観察などの装置

供試体の加圧にはアムスラー形圧縮試験機 (変換能力: 25 t) を使用し、加圧と同時に縦ひずみと横ひずみを計測した。ひずみ量の読み取りのための荷重停止時間をできるだけ少なくするために、縦ひずみ測定には自動平衡形加算式静ひずみ測定器を、横ひずみ測定には手動零位式静ひずみ測定器を、それぞれスイッチボックスとともに用いた。結線方法は3導線式によった。それらを写真-1に示す。動弾性係数および対数減衰率測定には、デジタル形測定器を用いた (写真-2)。動弾性係数は縦振動法で、対数減衰率は自由減衰波高法によった⁷⁾。供試体表面上の殻きれつは偏光形微分干渉顕微鏡を用い、倍率は50×または100× (視野はそれぞれ ϕ 1 mmまたは ϕ 0.5 mm) で、また、ポンドきれつ・モルタルきれつ・骨材きれつは広視野形実体顕微鏡を用い、倍率は60× (視野は ϕ 3 mm) でそれぞれ観察・写真撮影した。これらを写真-2に示す。供試体の観察面積は70.5 mm×100 mm=70.5 cm^2 で、一側面の中央部分である。

(3) 実験の手順

供試体 No. 1 で終局圧縮強度を求め、この値から載荷レベルを6 t 刻み (約 122 kg/ cm^2) に決めた。供試体 No. 2 では各応力レベルに達するごとに荷重を解放し、ただちに動弾性係数・対数減衰率を求めた。その後、ポンドきれつ・モルタルきれつ・骨材きれつ・殻きれつの順に、顕微鏡観察・写真撮影を行なった。供試体 No. 2 の加圧・計測・観察には、約5か月間要した。とくに、マイクロクラックの追跡にその大部分を費やし

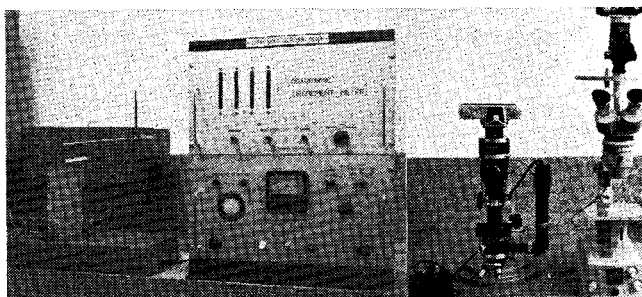


写真-2 動弾性係数・対数減衰率測定器および偏光微分干渉顕微鏡と広視野形実体顕微鏡

の物理・化学的性質

SO ₃ (%)	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	CaO (%)	ig. loss (%)	insol. (%)	H.M.	フロー値	曲げ強さ (kg/cm ²)				圧縮強さ (kg/cm ²)			
									1日	3日	7日	28日	1日	3日	7日	28日
2.4	20.7	5.0	2.8	66.0	0.8	0.4	2.26	244	30.1	52.2	67.8	83.4	110	248	374	492

た。供試体 No. 3 で、この間の強度の変動の程度をチェックするために強度試験を行なった。

3. 実験結果と考察

(1) 応力-ひずみ線図と比例限度および臨界応力

応力-ひずみ線図上の比例限度は、マイクロクラックの発生とか非弾性挙動の開始点という意味で論議されている(たとえば1)~5), 8)~11)。また、臨界応力(Critical stress)^{8)~11)}は時には不連続レベル (Discontinuity level)¹²⁾とも呼

ばれ、体積膨張を開始する点であり、2個以上の骨材粒子間を橋渡しする連続モルタルきれつが急激に増加し始め、破壊のじん性を示す一つのインデックスとも評価されている¹¹⁾。

図-2 ④ に供試体 No. 1 の応力-ひずみ線図を示す。終局強度は 521 kg/cm²、実荷重で 25t であった。

図-3 ④③②① に供試体 No. 2 の圧縮応力履歴曲線を示す。ひずみはいずれも2測点の平均値である。また、各応力レベルに達するとただちに除荷し、荷重が0に戻った時点での残留ひずみを弾性余効を無視して求めた。この場合の応力レベルと全ひずみ・弾性ひずみ・残留ひずみとの関係を、図-4 に示す。また、残留ひずみと応力レベルとの関係を、図-5 に示す。普通コンクリートでは残留ひずみは全ひずみに対し、低応力状態で約 10% 以下¹³⁾といわれているが、この場合には応力比(任意の応力度と終局強度との百分率で表わす。以下、動弾性係数と接線係数以外の他の項目についても、同様に定義するものとする)が 97% でちょうど 10% となる。また、弾性限度の決め方に諸説があり^{14)~16)}、わが国で一般に金属材料の引張試験で採用されている残留ひずみ 30 マイクロ¹⁶⁾ (10⁻⁶、以下μと

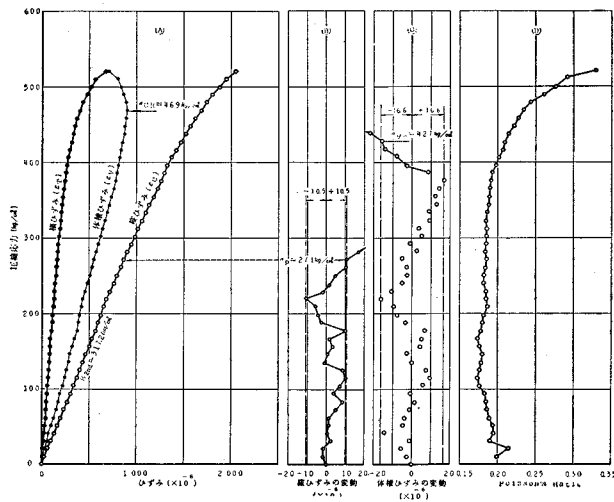


図-2 供試体 No. 1 の応力-ひずみ線図と比例限度・臨界応力

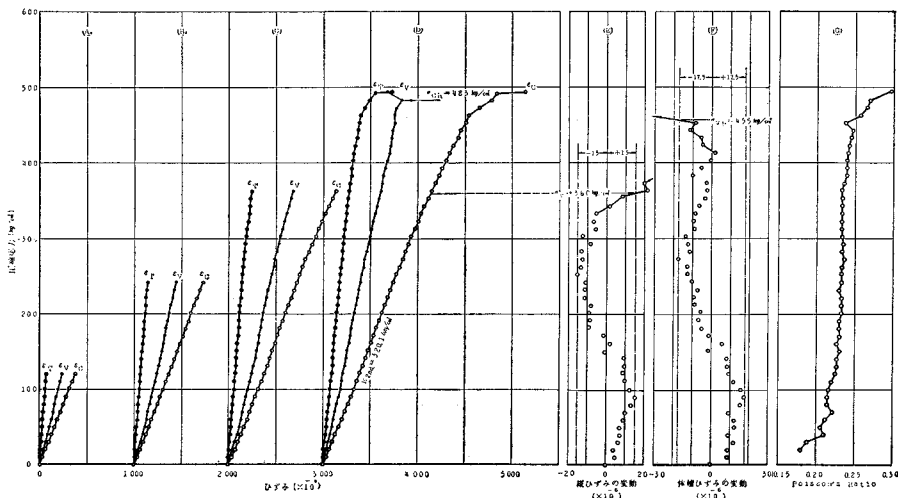


図-3 供試体 No. 2 の各応力レベルまでの応力-ひずみ線図と比例限度・臨界応力

する)の対応点を、図-5 で求めると弾性限度は 195 kg/cm² で、その応力比は 40% である。しかし、この応力比は図-3 の④線図の弾性限度としては低すぎ妥当ではない。

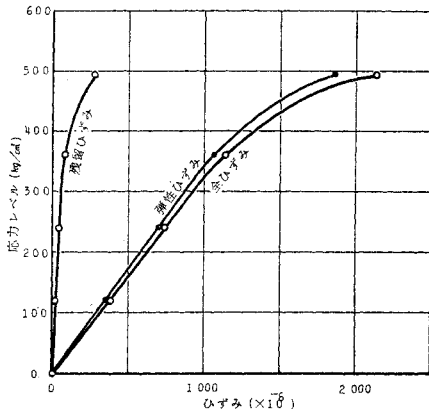


図-4 応力 全ひずみ・弾性ひずみ・残留ひずみ線図

一方、試算弾性係数 (A trial modulus of elasticity) を用いる Tuckerman の差分法 (A method of difference)^{9), 17)} で、図-3 ①の比例限度を同図②で求めると $\sigma_p = 360 \text{ kg/cm}^2$ 、応力比 73% であり、事実、この応力-ひずみ線図にはきわめて高い応力レベルま

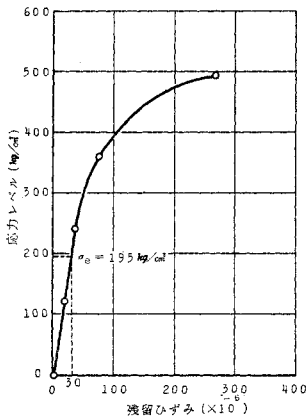


図-5 応力レベル-残留ひずみ線図

で直線性のあることから、30 μ 残留ひずみで決めるよりは、より実用的であることがわかる。同様に、供試体 No. 1 および No. 3 の比例限度はそれぞれ 図-2 ②、図-6 ② から求め、表-4 に示す。なお、この差分法で、第1次試算には視察による $E(E_{1st})$ を用いて、 $(\text{Strain}-\text{Stress}/E_{1st})$ を算出し、この計算値の上限座標 (σ^*, ϵ^*) と下限座標 (σ_*, ϵ_*) とから、第2次試算の $E(E_{2nd})$ は、

$$E_{2nd} = (\sigma^* + \sigma_*) / (\epsilon^* + \epsilon_*) \dots \dots \dots (1)$$

として求めると、試算は二度で完了し、迅速かつ容易に E および σ_p を求めることができる。

Shah および Chandra¹³⁾ は、ボンドきれつの急激な増加は、ポアソン比の増大と応力-体積ひずみ曲線の直線からの分岐をもたらすと報告しており、とくに、この

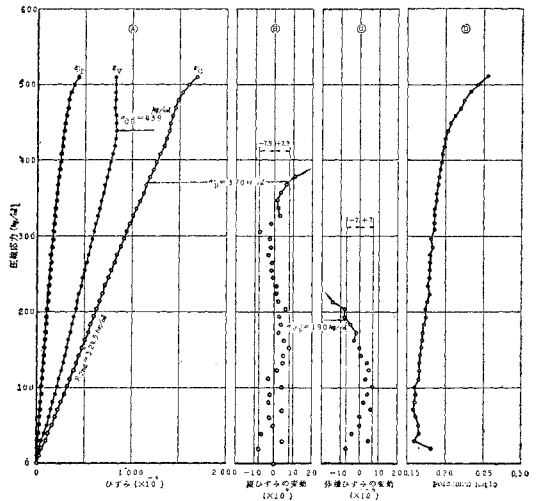


図-6 供試体 No. 3 の応力-ひずみ線図と比例限度・臨界応力

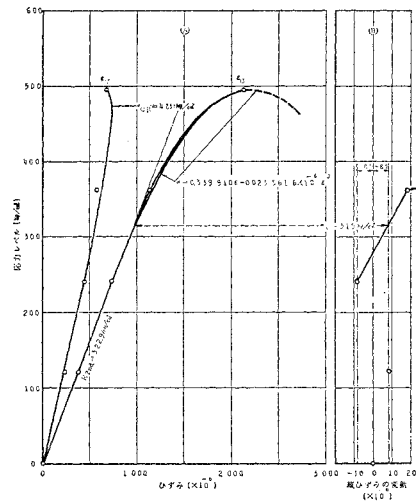


図-7 供試体 No. 2 の応力レベル-ひずみ線図と比例限度・臨界応力

点を開始応力 (Initiation stress) と呼んでいる。図-2 ②、図-3 ②、図-6 ② で開始応力を Tuckerman の方法で求めたが、圧縮応力-縦ひずみ曲線の比例限度に比し、かなりの変動が認められる (表-4)。また、ポアソン比は 図-2 ②、図-3 ②、図-6 ② に示すように、一般にかなりばらつき、かつ、開始応力の視察による決定には主観的要素ははいる欠点がある。

表-4 各供試体の応力-ひずみ線図から求めた比例限度・臨界応力・終局強度・開始応力

	比 例 限 度 (Tuckerman の方法による)		臨 界 応 力		終局圧縮強度	開 始 応 力	
	σ_p	σ_p/σ_u	σ_{CR}	σ_{CR}/σ_u	σ_u	σ_i	σ_i/σ_u
供試体 No. 1	271 kg/cm ²	52.0%	469 kg/cm ²	90.0%	521 kg/cm ²	427 kg/cm ²	82.0%
供試体 No. 2 ②	360 "	72.7%	483 "	97.6%	495 "	455 "	91.9%
供試体 No. 3	370 "	72.6%	439 "	86.1%	510 "	190 "	37.3%

表一4 に3個の供試体の終局圧縮強度 (σ_u) を示す。平均値は 509 kg/cm² で、標準偏差は 10.5 kg/cm²、変動係数は 2.1% である。このように、3個の供試体間に強度差はあまりないが、しかし、比例限度は標準養生直後の供試体 No. 1 に比し、約5か月間室内に置かれた供試体 No. 3, あるいは No. 2 は約 100 kg/cm² 程度も高く、乾燥度の影響が現われているようである。これは一つには、Van der Waal's force による吸着水の脱水で、結晶面に沿うすべりが生じ難くなることに基因するものと考えられる^{18)~21)}。

なお、マイクロクラックを観察する供試体 No. 2 の応力-ひずみ線図としては、図-3 の A③C④線図の各応力レベルの座標値を結んだ図-7 A 線図とし、体積ひずみ曲線より臨界応力 ($\sigma_{CR}=475 \text{ kg/cm}^2=0.960 \sigma_u$) を、また、同図③から比例限度 ($\sigma_p=315 \text{ kg/cm}^2=0.636 \sigma_u$) を求めた。

(2) 応力比-ひずみ比-きれつ殻数頻度

図-8 に各応力レベル時のきれつ殻の分布を示す。同図から、プレーン コンクリートにもニート セメント ペーストやモルタルの場合と同様に、載荷前から殻きれつが生じていることがわかる。Hsu²²⁾ は水中に主として体積変化によって、骨材粒子間に大きな引張応力が生ずると報告しており、また、Hsu et al.²³⁾ は硬化後にはペースト自体の乾燥収縮がきれつ発生の基本的要素であることを指摘している。したがって、載荷前の殻きれつもこれら要素に基因するものと考えられる。

終局強度時の応力度 (495 kg/cm²) ・ ひずみ度 (2125 μ) ・ きれつ殻数 (267 個; 3.8 個/cm²) をそれぞれ 100% として、応力比-ひずみ比-きれつ殻数頻度曲線を 図-9 に示す。応力レベル 0 kg/cm²、つまり無載荷の状態から始まる殻きれつ発生の成長状況を 写真-3 に、応力レベル 121 kg/cm², 241 kg/cm², 362 kg/cm² で見いだされ、かつ成長していく殻きれつを、それぞれ 写真-4, 写真-5, 写真-6 に、また、終局応力レベルに達した段階で見いだされたきれつ殻を 写真-7 に示す。これらの顕微鏡写真は、それぞれの応力レベルでの一例のみを示している。いずれも殻きれつは微細に成長していくことがわかる。このプレーン コンクリートの気泡殻は一般に独立構成が多く、前報^{1)~3), 24)~26)} のモルタルの場合のように、重複球殻といった配列構造はきわめて少ない。

図-9 で、応力比-ひずみ比線図の比例限度 63.6% に

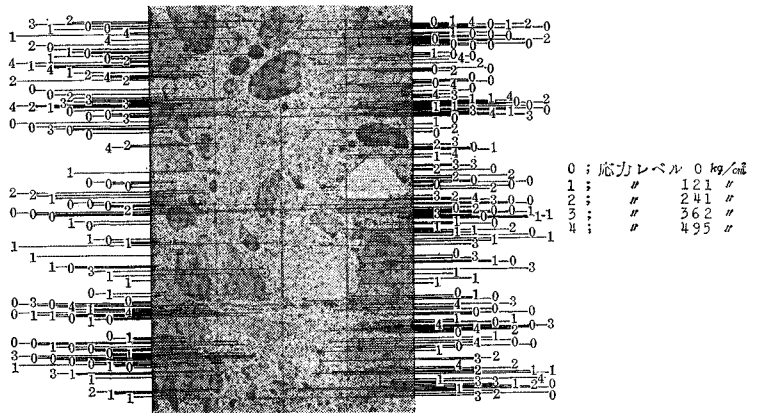


図-8 各応力レベル時におけるきれつ殻の分布

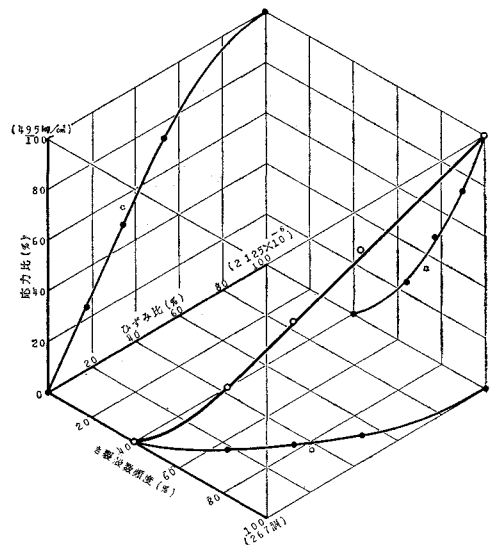


図-9 応力比-ひずみ比-きれつ殻数頻度関係

対応するひずみ比やきれつ殻数頻度を、それぞれの限界値と呼び、表一5 に示す。きれつ殻は加圧前にすでに全きれつ殻数の約 40% も存在している。きれつ殻の発生頻度は、その限界値までに加圧によって生ずる全きれつ殻数の約 75% をカバーし、以後応力レベルあるいはひずみレベルの上昇とともに、低いほぼ一定の増加率で増大する (曲線; a)。

(3) 応力比-ひずみ比-見掛けのきれつ長頻度

“見掛けのきれつ長” は、ボンドきれつ・モルタルきれつ・骨材きれつの各々の和と定義すると、終局強度時のそれぞれの値は 757.7 mm, 482.5 mm, 250.0 mm, 19.2 mm であった。各応力レベル時のクラッキングマップを、図-10~図-14 に示す。それらのきれつ比率構成を、図-15 に示す。図-15 から、見掛けのきれつ

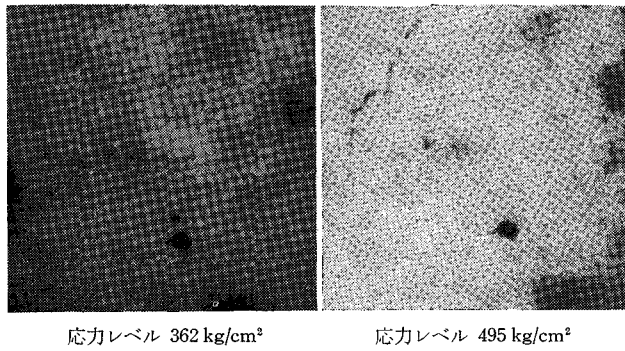
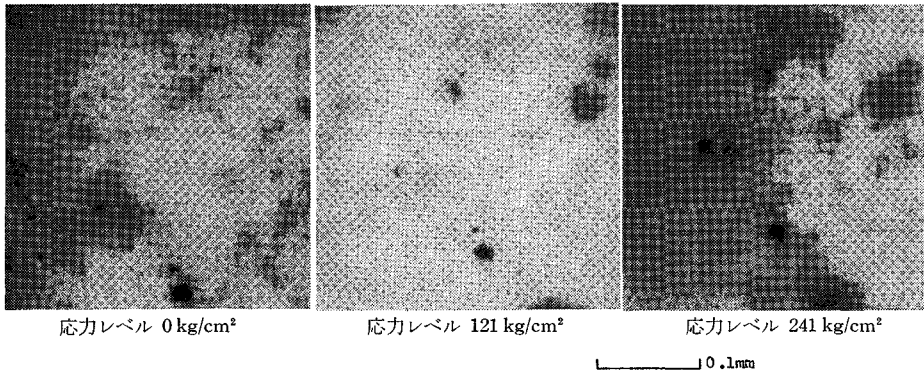


写真-3 気泡殻きれつの成長例(1)

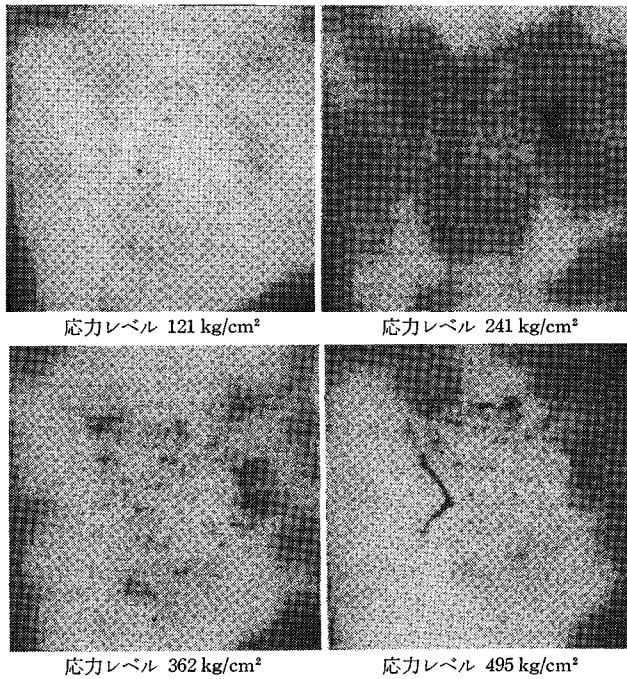
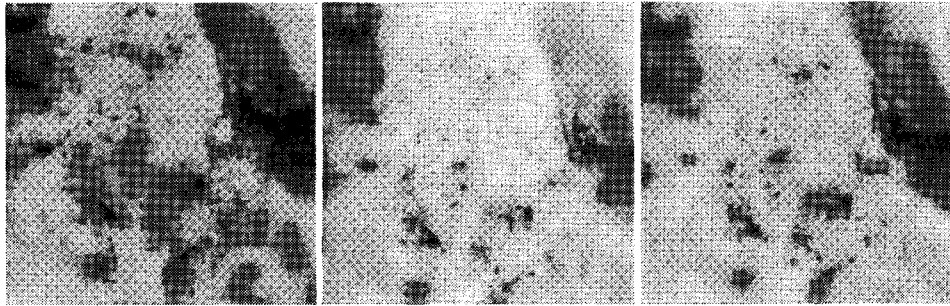


写真-4 気泡殻きれつの成長例(2)

表-5 比例限度に対応する限界値

	応力度	ひずみ度	きれつ殻	見掛けの きれつ	ボンド きれつ	モルタル きれつ	骨材きれつ	動弾性係数	接線係数	対数 減衰率
比率	63.6%	45.6%	85%	49.5%	27%	20%	2%	87%	91%	28%
実数値	315 kg/cm ²	980 μ	3.3 個/cm ²	5.4 mm/cm ²	2.9 mm/cm ²	2.2 mm/cm ²	0.2 mm/cm ²	346.8 t/cm ²	293.8 t/cm ²	0.0913

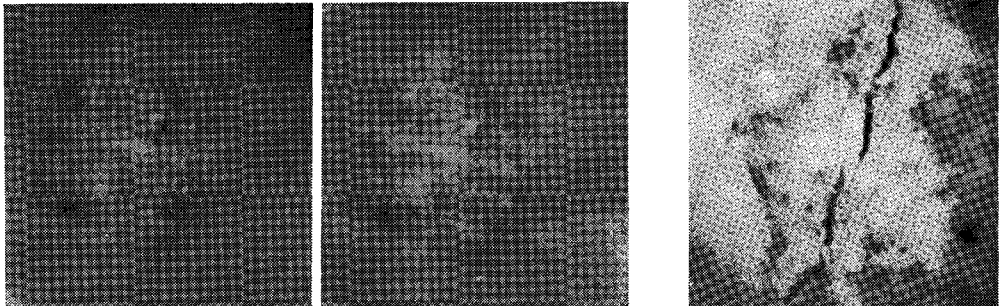


応力レベル 241 kg/cm²

応力レベル 362 kg/cm²

応力レベル 495 kg/cm²

写真—5 気泡殻きれつの成長例 (3)



応力レベル 362 kg/cm²

応力レベル 495 kg/cm²

応力レベル 495 kg/cm²

写真—6 気泡殻きれつの成長例 (4)

写真—7 気泡殻きれつの成長例 (5)



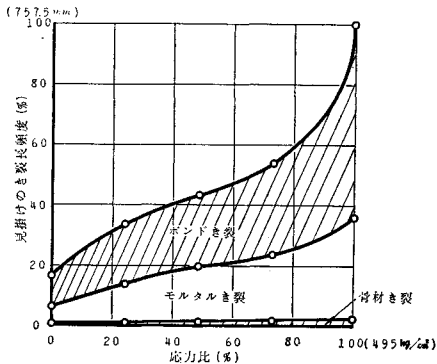
図—10 載荷前のクラッキングマップ

図—11 応力レベル 121 kg/cm² 時のクラッキングマップ

図—12 応力レベル 241 kg/cm² 時のクラッキングマップ

図—13 応力レベル 362 kg/cm² 時のクラッキングマップ

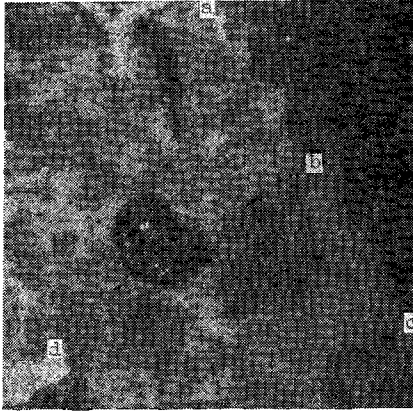
図—14 応力レベル 495 kg/cm² 時のクラッキングマップ



図—15 ボンド・モルタル・骨材各きれつの構成比率

つ長頻度のうちボンドきれつやモルタルきれつの発生頻度は顕著で、とくに、ボンドきれつは臨界応力比 96% 近傍で発生頻度勾配が急激に大きくなり始めることがわかる。モルタルきれつはボンドきれつの 6~7 割で、終局強度近くになるとボンドきれつはモルタルきれつの約 2 倍近くにも達する。写真—8 にボンドきれつが起点となって、モルタルきれつが応力レベルの上昇とともに成長した例を示す。

Alexander²⁷⁾ によれば、骨材-ペースト間の付着強度は、近接するペーストの強度よりも小さく、また、ブリージングは引張破壊するような場合には付着強度に影響



0.5mm

写真-8 粗骨材界面のボンドきれつ (a・b・c) にほぼ直交して走るモルタルきれつ (b・d) (このモルタルきれつは細骨材粒子界面の連続きれつからなり、その先端は気泡殻きれつを形成している)。

をおよぼすと報告されており、これらの事実からボンドきれつが最も卓越することがわかる。また、図-10~図-14 からわかるように、ボンドきれつが起点となってモルタルきれつが発生する場合が最も多く、孤立してモルタルきれつが発生することは少ない。Alexander や Wardlaw²⁸⁾ によれば、一般に粒子界面の付着強度は粒径の増大とともに低下し、セメント-骨材付着強度と付着面積の逆数との間には直線の関係があるとしているが、このような観点からも粒径の大きな骨材ほど、そのボンドきれつが卓越することがわかる。

図-16 に、応力比-ひずみ比-見掛けのきれつ長頻度を

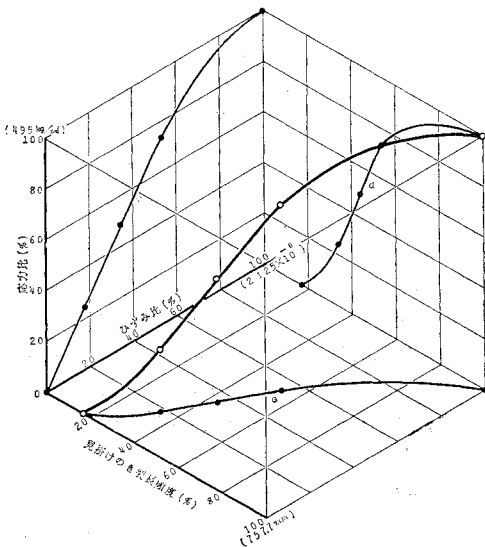
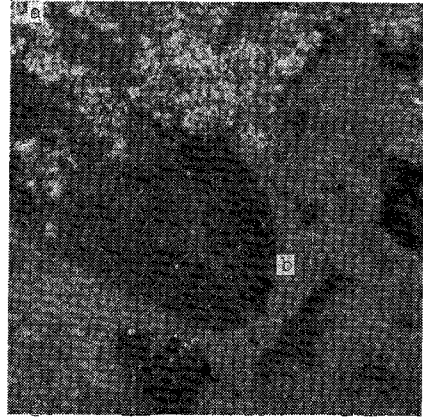


図-16 応力比-ひずみ比-見掛けのきれつ長関係



0.5mm

写真-9 骨材のせん断きれつ (a・b)

を示す。応力比が 15% までやや大きな見掛けのきれつ長頻度を示すが、表-5 の限界値までほぼ直線的に増大し、加圧によって生ずる全きれつ長の約 40% を占め、さらに限界値を越えると急激に増大し、この後半で約 60% をカバーする (曲線; d・e)。

骨材きれつは見掛けのきれつ長の 3% 以下で、きわめて少なく、また、コンクリートの破壊につながる大きな要因になった例は見られなかった。写真-9 は骨材きれつの例で、ぜい弱な骨材に生じたせん断きれつである。

なお、まだ固まらないコンクリートがその硬化までに生ずるボンドきれつについて、Krishnaswamy¹²⁾ はセメントペーストの水和、コンクリートの収縮・沈下等をあげており、また、Taylor および Broms²⁹⁾ らは Hsu²³⁾ が求めた乾燥収縮といった体積変化によって生ずる、骨材粒子間の大きな垂直応力やせん断応力によって発生するであろうと指摘している。一方、モルタルきれつは広義のボンドきれつと考えてよいから、Alexander et al.²⁸⁾ の骨材の粒径効果を受け、したがって、おのずからその発生頻度は低くなる。硬化後のプレーンコンクリートのボンドきれつやモルタルきれつ進展について、ほぼ同様な結論を Hsu et al.⁸⁾, Slate et al.³⁰⁾, Taylor²⁹⁾, Sturman et al.³¹⁾, Shah et al.¹⁰⁾, Krishnaswamy¹²⁾, Meyers et al.³²⁾ らも示している。Hansen³³⁾ はマイクロクラックを、コンクリートの終局強度に影響をおよぼすものではないと評価したが、これはきれつ観察の技術上の限界によるものと思われる³⁴⁾。

さて、見掛けのきれつ長さのうち各応力レベルで占める骨材きれつは僅少で、クラッキングマップからもわかるように、通常の堅硬な天然骨材であれば、このきれつがコンクリートの破壊の決定的な要因にはならない。前述のように、モルタルきれつは一種のボンドきれつと考えられるが、これを発生のパターンで分類すると、①

細骨材（粗大なクリンカ粒子^{4),5),33),35)} も含む)の界面の劈開を起点として成長するもの。② 気泡殻きれつを核として成長するもの^{1)~3),24)~26),35)}。③ 粗骨材界面の劈開（ボンドきれつを起点として、モルタル中へ成長するもの（一種の連続きれつ¹¹⁾）。④ 荷重伝達方向に隣接する骨材粒子間のモルタルに、一種の圧裂作用によって生ずるもの^{36),37)}。⑤ 骨材自身（粗大なクリンカ粒子も含む）の劈開とかせん断きれつ（骨材きれつ）が起点となって、モルタルあるいはペーストマトリクス中へ成長するもの、などといったタイプに分けられよう。

(4) 応力比-ひずみ比-動弾性係数比・接線係数

図-17 に、応力比-ひずみ比-動弾性係数比との関係を示す。なお、動弾性係数と接線係数の載荷前の値を100%とし、それぞれの値は 399 t/cm², 325 t/cm²であった。また、限界値を表-5 に示す。動弾性係数は応力レベルの上昇とともに、ほぼ直接的に低下していることが図-17 からわかる（曲線；g・h）。

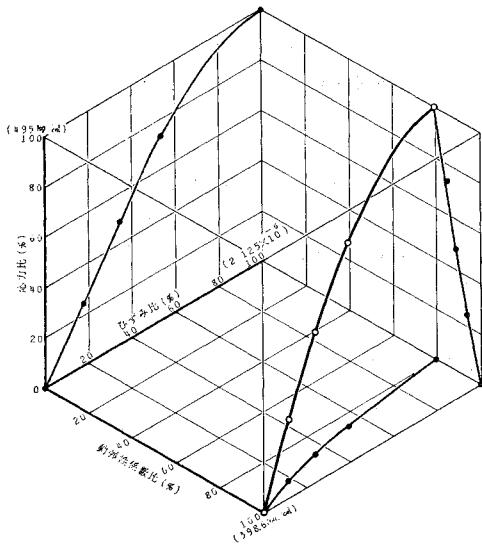


図-17 応力比-ひずみ比-動弾性係数比関係

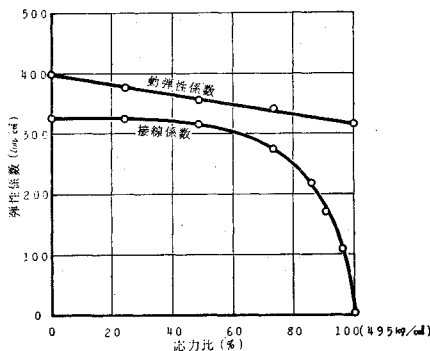


図-18 応力比-動弾性係数・接線係数関係

応力比-接線係数・動弾性係数との関係を、図-18 に示す。接線係数は図-7 (A) から求めたものである。動弾性係数の全体的な挙動は、その限界値（表-5）と直接的な関係を示さないが、接線係数は限界値 294 t/cm² (91%)（表-5）近傍から急激に 0 t/cm² 近くまで低下し、応力-ひずみ曲線の挙動と対応する力学上の物性値としての特性を直接的に表わしていることがわかる。

一般に動弾性係数は、初期接線係数に粘性の影響が加味された値^{38),39)}であるから、図-17・図-18 の動弾性係数は供試体 No. 2 の各応力レベル点での厳密な意味での物性値ではない。したがって、供試体の内的欠陥に基づく非弾性的性質は、内部摩擦¹⁰⁾で表わすのが理想的である。

(5) 応力比-ひずみ比-対数減衰率比

内部摩擦には ① 位相のおくれ角, ② 共振曲線の半価幅, ③ 減衰能, ④ 対数減衰率, ⑤ 進行波の減衰係数などで表わされるが⁴¹⁾, ここでは対数減衰率で論ずることとする。

さて、対数減衰率からコンクリートの圧縮強度の推定とか、それらと動弾性係数との関連性に関する詳細な研究は多数すでに行なわれている^{42),43)}など。ここでは、載荷履歴を受けたコンクリート供試体について考察する。

図-19 に、応力比-ひずみ比-対数減衰率比との関係を示す。終局強度時における対数減衰率 0.3257 を100%とした。限界値を表-5 に示す。対数減衰率比は、応力レベルの上昇とともにその限界値まではほぼ直線的に増大し、その限界値を越えると急激に増大する（曲線；j・k）。圧縮ひずみと対数減衰率との関係を最小自乗法により求めると、次式のように表わされる。

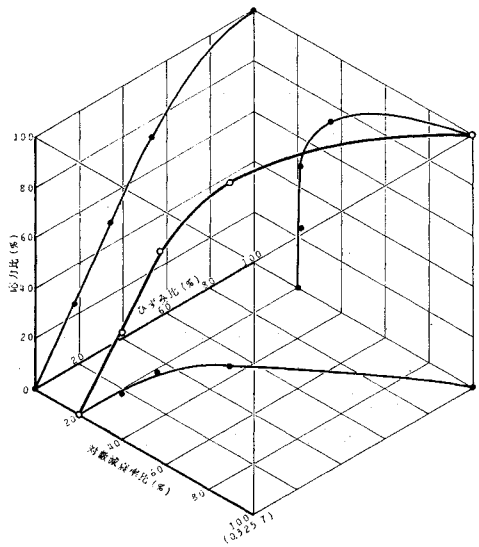


図-19 応力比-ひずみ比 対数減衰率比関係

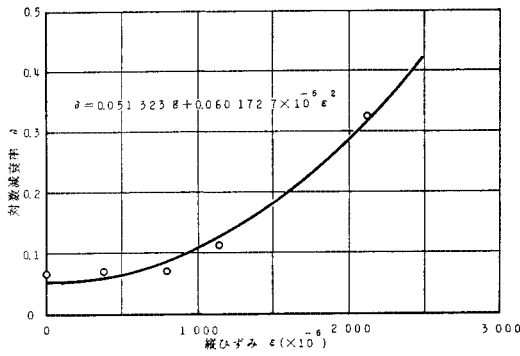


図-20 対数減衰率-縦ひずみ関係

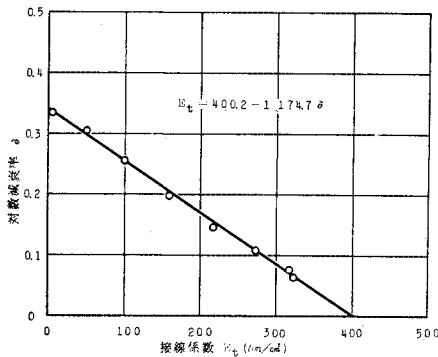


図-21 対数減衰率-接線係数関係

$$\delta = 0.051324 + 0.060173 \times 10^{-6} \cdot \epsilon^2 \dots (2.1)$$

または,

$$\epsilon = 4076.6 (\delta - 0.051324)^{1/2} \dots (2.2)$$

ここで、 δ : 対数減衰率

ϵ : 圧縮ひずみ ($\times 10^{-6}$)

これらの関係を 図-20 に示す。また、対数減衰率と接線係数との関係を 図-21 に示す。それらの相関式は、次のように表わされる。

$$E_t = 400.2 - 1.174.7 \cdot \delta \dots (3)$$

ここで、 E_t : 接線係数 (t/cm^2)

δ : 対数減衰率

対数減衰率と接線係数とは、見事な一次の対応を示すことがわかった。接線係数 E_t と対数減衰率 δ との一般式を、

$$E_t = a + b \cdot \delta \dots (4)$$

ただし、 a, b : 定数

また、圧縮ひずみ ϵ と対数減衰率 δ との一般式を、

$$\delta = K_1 + K_2 \cdot \epsilon^2 \dots (5)$$

ただし、 K_1, K_2 : 定数

とするとき、接線係数の定義および式 (4), (5) とから、

$$E_t = \frac{d\sigma}{d\epsilon} = \alpha + 3\beta \cdot \epsilon^2 \dots (6)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} \alpha &\equiv a + b \cdot K_1 \\ \beta &\equiv b \cdot K_2 / 3 \end{aligned} \right\} \dots (7)$$

式 (6) を ϵ について積分すれば、応力-ひずみ曲線が求まる。すなわち、

$$\sigma = \int_0^\epsilon E_t d\epsilon = \int_0^\epsilon (\alpha + 3\beta \cdot \epsilon^2) d\epsilon = \alpha \cdot \epsilon + \beta \cdot \epsilon^3 \dots (8)$$

たとえば、本実験の供試体 No. 2 については、式 (2.1), (3) から式 (7) を決めると、

$$\sigma = 339.9 \cdot \epsilon - 23.56 \times 10^{-6} \cdot \epsilon^3 \text{ (t/cm}^2\text{)} \dots (9)$$

式 (9) を 図-7 ㉔ に描くと、実測値ときわめてよい一致を示すことがわかる。応力-ひずみ曲線を表わすのに多くの研究があるが^{2)とよば(44), (45)}、式 (8) は接線係数と対数減衰率を媒介して求めた点の特徴である。なお、今後の研究課題として、式 (7) 中の a, b, K_1, K_2 といった定数は明らかにコンクリートの配合比や材令、養生条件等の関数であるはずであり、これらをさらに体系的に究明する必要がある。

以上から、対数減衰率は構造敏感な量^{(46), (47)}であり、また、プレーン コンクリートは擬弾性体 (Anelastic body)^{(48), (49)} といえる。内部摩擦発生の原因^{(50), (51)}は、一般には原子の拡散・結晶境界のすべり・熱弾性効果・転位の振動などがあげられているが、本実験の場合のようにコンクリート供試体が加圧によって、対数減衰率が增大していくといった現象を、直接的には気泡きれつとかボンドきれつなどのマイクロクラックの構造欠陥の累積増加が、支配的な要因となっているものと工学的に評価できるであろう。

4. む す び

Shah や Chandra らはボンドきれつが急激に増大し始める応力度をイニシエーション ストレスと呼んでいるが、これに相当する応力度として圧縮応力-ひずみ曲線の比例限度によるのが理想的であり、また、この比例限度の決定には差分法が最も合理的かつ精密であり、Second trial E は式 (1) によるのがよい。

この比例限度に対応するひずみ度・きれつ殻数・見掛けのきれつ長さ・ボンドきれつ・モルタルきれつ・骨材きれつ・動弾性係数・接線係数・対数減衰率のそれぞれの値を限界値とすると、たとえば、きれつ殻数頻度は応力レベルが限界応力比 (約 64%) に達するまでの初期加圧によって急激に増大し、加圧によって生ずる全きれつ殻数の約 75% も生じ、以後は応力レベルの上昇とともに低い増加率でほぼ直線的に増大する。殻きれつはモルタルきれつの核ともなり、また、ボンド・モルタル・骨材などのきれつとともに、非回復性の残留ひずみ発生の大きな要因と考えられる。

見掛けのきれつ長頻度のうち、約 97% 以上はボンドきれつとモルタルきれつで占め、モルタルきれつはボンドきれつの 6~7 割程度である。体積圧縮ひずみが減少し始めること、すなわち、見掛け上 体積が膨張し始める臨界応力近傍で、ボンドきれつ・モルタルきれつともさらに急激に増大し、連続きれつが顕著になる。終局強度近くでは、ボンドきれつはモルタルきれつの約 2 倍にも達する。見方によっては、モルタルきれつは一種のボンドきれつともいえる。したがって、粒径の小さな細骨材粒子を含むモルタル マトリクスほどボンドきれつが生じ難い。限界応力比前後で、きれつ数頻度と見掛けのきれつ長頻度とは、互いに圧縮応力によって与えられるひずみエネルギーを肩代わりするかのよう挙動するが、この現象はすでに著者が報告した硬化したニートセメントペーストやモルタルの場合と全く同様であることがわかった。骨材きれつは通常の堅硬な骨材であればきわめて少なく、プレーン コンクリートの耐力低下の大きな原因にはならないようである。

これらマイクロクラックのパターンとしては、① 細・粗骨材（粗大なクリンカ粒子も含む）界面のボンドきれつ、② 気泡殻きれつ、③ 骨材、とくに粗骨材粒子間の圧裂引張きれつ、④ 骨材（粗大なクリンカ粒子も含む）粒子自体のせん断きれつあるいは劈開などに大別される。

動弾性係数は応力レベルの上昇とともにほぼ直線的に低下し、終局強度近くでは約 80% 程度を示した。一方、接線係数は応力レベルの上昇とともに、放物線的に約 0% まで低下し、力学的物性値としての特性をよく現わしている。動弾性係数は各応力レベルでの特性を端的に示しているとはいえないが、内部摩擦としての対数減衰率は縦ひずみの挙動とよい対応を示す。すなわち、対数減衰率と接線係数とは一次関数で表現されるが、これらの関係から応力-ひずみ曲線は、一般に式 (8) で与えられることがわかった。

内部摩擦の増大は、気泡殻きれつとかボンドきれつといったマイクロクラックの構造欠陥の累積増加が、工学的意味において主要因子であると考えられる。

要約すれば、微視的観点からプレーン コンクリートに作用する外力によって生ずるマイクロクラックは内部摩擦を増大させ、巨視的観点からすれば、この内部摩擦の増大は非弾性的挙動の要因となり、耐力低下といった破壊現象につながる。

今後の研究方針として、載荷履歴を受けた実施コンクリートの内部摩擦を的確に評価することであり、したがって、式 (7) の諸係数を決めることである。

Tetelman や McEvily²³⁾ は、構造設計および材料設計においてさらに進歩をとげるためには、材料の破壊過程の巨視的ならびに微視的様相を総合することの必要性

を論じているが、本研究もまたこのような意味において、コンクリート工学上に一つの問題点を提起し、かつ解明の手がかりを与えている。

5. あとがき

本研究を行なうに当たり終始ご懇篤な督励の好意を寄せられた元・防衛大学校 浄法寺朝美教授（現・東京理工専門学校）に、厚くお礼申し上げる。また、実験や資料整理に助力をいただいた防衛大学校土木工学教室 近江雅夫助手、同 荻野雪男技官の諸氏に深謝申し上げる。

なお、本研究の一部は土木学会・昭和 40 年度吉田研究奨励金によるものであり、付記して感謝の意を表するものである。

参考文献

- 1) 加藤清志：“プレーン コンクリートのひびわれ発生機構について”，コンクリート・ジャーナル，Vol. 6, No. 5, 昭和 43 年 5 月，pp. 11-17.
- 2) 浄法寺朝美・加藤清志：“プレーン コンクリート中の気泡殻亀裂の生長”，土木学会第 23 回年次学術講演会講演概要，第 4 部，昭和 43 年 10 月，pp. 109-112.
- 3) 加藤清志：“モルタル中の気泡きれつと増加”，コンクリート・ジャーナル，Vol. 7, No. 2, 昭和 44 年 2 月，pp. 8-16.
- 4) 同上：“プレーン コンクリート中の組織敏感性マイクロクラック”，土木学会第 24 回年次学術講演会講演集 4, 昭和 44 年 9 月，pp. 45-48.
- 5) 同上：“硬化したニートセメントペーストの微視的きれつ発生機構について”，コンクリート・ジャーナル，Vol. 8, No. 2, 昭和 45 年 2 月，pp. 24-34.
- 6) 岡田 清・明石外世樹・神山 一・児玉武三：“土木材料学”，オーム，昭和 40 年 3 月，p. 193.
- 7) 狩野春一：“コンクリート技術事典”，オーム，昭和 43 年 4 月，pp. 151-152.
- 8) Hsu, T.T.C.; Slate, F.O.; Struman, G.M. and Winter, G.: “Microcracking of Plain Concrete and the Shape of the Stress-Strain Curve”, ACI Journal, Proc. Vol. 60, No. 2, Feb. 1963, pp. 209-224.
- 9) Kaplan, M.F.: “Strains and Stresses of Concrete at Initiation of Cracking and Near Failure”, ACI Journal, Proc. Vol. 60, No. 7, July 1963, pp. 853-880.
- 10) Shah, S.P. and Winter, G.: “Inelastic Behavior and Fracture of Concrete”, ACI Journal, Proc. Vol. 63, No. 9, Sept. 1966, pp. 925-930.
- 11) Shah, S.P. and Chandra, S.: “Critical Stress, Volume Change, and Microcracking of Concrete”, ACI Journal, Proc. Vol. 65, No. 9, Sept. 1968, pp. 770-781.
- 12) Krishnaswamy, K.T.: “Strength and Microcracking of Plain Concrete Under Triaxial Compression”, ACI Journal, Proc. Vol. 65, No. 10, Oct. 1968, pp. 856-862.
- 13) 近藤泰夫・坂 静雄：“コンクリート工学ハンドブック”，朝倉，昭和 40 年 10 月，p. 338.
- 14) 河本 実：“材料試験”，朝倉，昭和 43 年 2 月，p. 30.
- 15) 川田雄一・松浦佑次・水野正夫・宮川松男：“材料試験”，共立，昭和 42 年 3 月，p. 17.
- 16) 樋口盛一・斎藤秀雄：“弾性および材料力学”，養賢堂，昭和 40 年 4 月，p. 27.

- 17) Templin, R.L. : "The Determination and Significance of the Proportional Limit in the Testing of Metals", Proc., ASTM, Vol. 29, Part II, 1929, pp. 523-553.
 - 18) 既出 13), p. 368.
 - 19) Van Vlack, L.H. : "Elements of Materials Science", Addison-Wesley, 1959, p. 120.
 - 20) 金沢孝文 : "工業鉱物化学", 共立, 1965, p. 60.
 - 21) Johoji, A. and Kato, K. : "Work-Hardening Phenomenon of Hardened Neat Cement Paste", Memoirs of the Defense Academy, Vol. X, No. 1, June 1970, pp. 69-79.
 - 22) Hsu, T.T.C. : "Mathematical Analysis of Shrinkage Stresses in a Model of Hardened Concrete", ACI Journal, Proc. Vol. 60, No. 3, March 1963, pp. 371-390.
 - 23) 既出 8), pp. 216-217.
 - 24) 加藤清志 : "プレーンコンクリート内の気泡殻の龜裂", 防大理工学研究報告, 第5巻第4号, 昭和43年3月, pp. 369-381.
 - 25) Johoji, A. and Kato, K. : "Microcracks in Lightweight Aggregate Concrete", Memoirs of the Defense Academy, Vol. VIII, No. 1, Oct. 1968, pp. 379-392.
 - 26) Kato, K. : "Growth and Multiplication of the Shell Cracks in Mortar", Memoirs of the Defense Academy, Vol. VIII, No. 3, Dec. 1968, pp. 721-776.
 - 27) Alexander, K.M. : "Strength of the Cement-Aggregate Bond", ACI Journal, Proc. Vol. 31, No. 5, Nov. 1959, pp. 377-390.
 - 28) Alexander, K.M. and Wardlaw, J. : "Dependence of Cement-Aggregate Bond Strength on Size of Aggregate", Nature, Vol. 187, July 1960, pp. 230-231.
 - 29) Taylor, M.A. and Broms, B.B. : "Shear Bond Strength Between Coarse Aggregate and Cement Paste or Mortar", ACI Journal, Proc. Vol. 61, No. 8, Aug. 1964, pp. 939-957.
 - 30) Slate, F.O. and Olsefski, S. : "X-Rays for Study of Internal Structure and Microcracking of Concrete", ACI Journal, Proc. Vol. 60, No. 5, May 1963, pp. 575-588.
 - 31) Struman, G.M.; Shah, S.P. and Winter, G. : "Effect of Flexural Strain Gradients on Microcracking and Stress-Strain Behavior of Concrete", ACI Journal, Proc. Vol. 62, No. 7, July 1965, pp. 805-822.
 - 32) Meyer, B.L.; Slate, F.O. and Winter, G. : "Relationship Between Time-Dependent Deformation and Microcracking of Plain Concrete", ACI Journal, Proc. Vol. 66, No. 1, Jan. 1969, pp. 60-68.
 - 33) Hansen, T.C. : "Cracking and Fracture of Concrete and Cement Paste", ACI, SP-20, Detroit, Mich., 1968.
 - 34) *ibid.* : Discussion of "Cracking and Fracture of Concrete and Cement Paste", by Hsu, T.T.C.; Meyer, B.L.; Shah, S.P. and Slate, F.O.; ACI Journal, Proc. Vol. 66, No. 7, July 1969, pp. 602-603.
 - 35) Kato, K. : "Microcracks of Structure Sensitive Properties in Hardened Neat Cement Paste", Memoirs of the Defense Academy, Vol. IX, No. 3, Dec. 1969, pp. 565-623.
 - 36) Johoji, A. and Kato, K. : "Strain Distribution in Plain Concrete", Memoirs of the Defense Academy, Vol. VII, No. 3, Dec. 1967, pp. 1135-1146.
 - 37) 加藤清志 : "プレーンコンクリート中のクラッキングパターン", セメント技術年報, XXII, 昭和44年2月, pp. 326-328.
 - 38) 既出 7), p. 152.
 - 39) 既出 13), p. 351.
 - 40) 橋口隆吉・近角聡信 : "結晶の強度", 朝倉, 昭和43年6月, p. 188.
 - 41) 既出 40), pp. 188-192.
 - 42) 明石外世樹 : "コンクリートの対数減衰率測定について", セメント技術年報, XIV, 1960, pp. 396-401.
 - 43) Kesler, C.E. and Higuchi, Y. : "Problems in the Sonic Testing of Plain Concrete", Proc., RILEM, International Symposium on Nondestructive Testing of Materials and Structures, Vol. 1, 1954.
 - 44) 坂 静雄 : "鉄筋コンクリート学教程", 産業図書, 昭和30年5月, pp. 73-84.
 - 45) Popovics, S. : "A Review of Stress-Strain Relationships for Concrete", ACI Journal, Proc. Vol. 67, No. 3, March 1970, pp. 243-248.
 - 46) 既出 40), p. 188.
 - 47) 横堀武夫 : "材料強度学", 技報堂, 昭和41年6月, p.1.
 - 48) 既出 40), p. 197.
 - 49) 向坊 隆 : "材料の構造と性質 I", 基礎工学 13, 岩波, 1968年7月, pp. 60-62.
 - 50) 既出 49), pp. 65-67.
 - 51) 既出 40), pp. 197-208.
 - 52) Tetelman, A.S. and McEvily, A.J., Jr. : "Fracture of Structural Materials", John Wiley & Sons, Inc., 1967.
- 宮本 博訳 : "構造材料の強度と破壊 1", 培風館, 昭和45年7月, pp. iii-iv.

(1970. 10. 22・受付)