

コンクリートの破壊前後の応力-ひずみ挙動

STRESS-STRAIN BEHAVIOR OF CONCRETE IN PRE-AND POST-FAILURE REGION

木 山 英 郎*・西 林 新 蔵**

By Hideo KIYAMA and Shinzo NISHIBAYASHI

1. ま え が き

コンクリートの応力-ひずみ挙動には、弾性変形のみならず塑性変形あるいは粘性流動が関与していることは周知の事実である。たとえば、長期にわたって持続荷重を受ける構造物においては、従来から、材料学的あるいは構造設計の見地からコンクリートのクリープ現象が種々論ぜられてきた。このようにコンクリートの時間依存性に関する研究が重要視されてきた一方、たとえば短時間荷重試験における応力-ひずみ線図の直線からのずれ、高応力下におけるポアソン比の増加や体積の増加、破壊後の応力-ひずみ挙動など、本質的には時間に依存しない非弾性挙動の解明も重要な意義を持ってきた。それは、従来の弾性論を中心にした許容応力度設計方法に対して、ここ数年来、部材の降伏・塑性変形・ひび割れ、あるいは構造物としての降伏・崩壊などのいわゆる機構的な限界状態を基準にした限界状態設計方法が各国で実用化されようとしていることによる。

ところで、最近、岩質脆性材料をきわめて剛性の高い試験機を用いて圧縮試験を行う剛性試験が注目をあびだした^{1)~4)}。それは、この種の試験を行うことによって岩質材料の破壊（通常の圧縮試験における最大荷重状態を指し、強度破壊の意に用いる）後の応力-ひずみ挙動が明らかになり、岩盤力学における応力集中・破壊・不安定域の進展の解析、あるいは構造物の安定性の問題の解明に大きな役割を果たすことが期待されるからである。コンクリートについても、破壊前・後の応力-ひずみ挙動を明らかにすることが、前述の塑性設計方法にとって必要であるばかりか、このような高応力・極限状態での挙動を知ることによって、一般的な弾・塑性挙動の解明に有益な情報を提供し得るものと考えられる。

コンクリートの応力-ひずみ曲線に関する研究の展望は、ACI Journal における Sandor Popovics の報告⁵⁾ およびそれに対する討論⁶⁾ (1970) によってうかがうことができる。この方面の研究はまず、コンクリートの破壊までの応力-ひずみ曲線を破壊応力（強度） σ_f と破壊時のひずみ ϵ_f を用いて数式化しようとする動きであり、多数の実験式が提示されてきた。それとともに、応力-ひずみ挙動、特にその非弾性挙動を内部破壊の機構（ボンドクラックやプースト部クラックの発生・成長過程など）と結びつけて解釈しようとする試みも活発に行われてきた。後者は、たとえば、S.P. Shah と S. Chandra⁷⁾ の実験的研究 (1968) などによってほぼ実証されつつある。このように、破壊までの応力-ひずみ挙動に関しては理論面および応用面において十分の成果を挙げてきた。しかも従来コンクリートの応力-ひずみ曲線の形状が問題となったのは、主として鉄筋コンクリートの曲げにおける断面力の算定と弾性破損限界の設定にあたってであり、幸いこの場合には応力-ひずみ曲線を上記いずれの実験式で与えようが実用上いたした影響は認められなかった。

ところが、前述したように鉄筋コンクリートやプレストレストコンクリートはりに対する極限設計への動きが高まるとともに、弾性挙動後の応力-ひずみ挙動が重要な役割を演ずることが認識され、新たな課題となった。この点に関する最初の実験的研究はアメリカ開拓局のそれであり (1950)、それをもとにして Hognestad⁸⁾ の提案した、破壊までの放物線と破壊後の直線からなる応力-ひずみ曲線の実験式が有名である。その後も、破壊後を含む応力-ひずみ曲線式として種々の実験式が提案され、はりの終局破壊の理論的評価の基礎として用いられている。この流れは、M. Sargin⁹⁾ (1968) によって、それらを包括する形の一般的な実験式の提案をみるにいたった。

しかしながら、破壊後の応力-ひずみ挙動に関する実

* 正会員 工博 鳥取大学助教授 工学部土木工学科

** 正会員 工博 鳥取大学教授 工学部土木工学科

験は相当な困難を伴い、実験式の提案数の割にはそれに対する十分の理論的裏付けがなされていないのが現状である。特に、それら実験式の多くが曲げ試験あるいは偏心圧縮試験といった複雑な因子の影響下での応力-ひずみ関係をもとに導かれており、果たしてこれが真の応力-ひずみ挙動を与えているかどうかすら疑問であるといわざるを得ない。

このような観点から、コンクリートの圧縮剛性試験を実施し、供試体が最大荷重を径て最後に供試体としての耐圧能力を失う（先の破壊と区別して、破断あるいは崩壊とよぶ）までの、全過程にわたる完全な応力-ひずみ曲線を明らかにし、あわせてコンクリートの種類によるその特徴を考察することにした。

2. 剛性試験の基礎^{1)~4)}

応力制御型の試験機を用いて、コンクリートや岩石などの岩質脆性材料の一軸圧縮試験を行えば、供試体は最大荷重をこえた時点で急激な破壊を生じて瞬時に破断にいたる。しかし、剛性の大きな試験機を用い、変位制御を行えば、Fig. 1 に示すような最大荷重経過後を含む完全な応力-ひずみ曲線 O-F-I を得ることができる。この種の試験を剛性試験とよび、その基礎的な概念は次のようである。

Fig. 2(a) に示すように試験機の剛性 K_s に相当するばね定数を有するスプリング (S) と変形抵抗係数* K_c を有する供試体 (C) からなる系を考え、それらが外力 P のもとに平衡状態にあると仮定する。すなわち、負荷前において両端が点 O_1, O_2 にあったスプリングが荷重 P のもとにそれぞれ u_1, u_2 だけ変位した位置で静

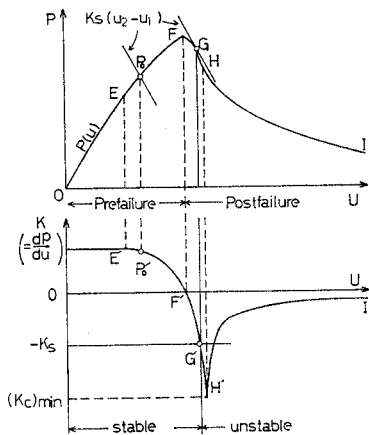


Fig. 1 Load-deformation curve in stiffness test

* 圧縮試験において供試体が見す荷重-変位曲線の傾斜を変位抵抗係数とよぶことにする。

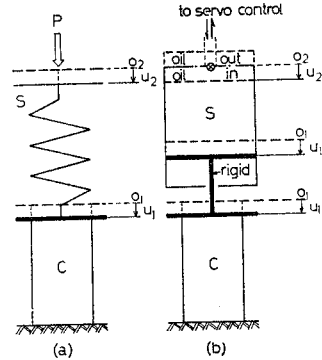


Fig. 2 Idealized loading system

止しているとすれば、スプリングに働く力 P_s 、コンクリートのそれ P_c は次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} P_s &= K_s(u_2 - u_1) \\ P_c &= f(u_1), K_c = df(u_1)/du_1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

さらに平衡条件は $P = P_s = P_c$ であるから、

$$K_s(u_2 - u_1) = f(u_1) \dots\dots\dots(2)$$

この平衡状態が安定である（外部からのエネルギーの供給なしには、スプリングが供試体にそれ以上の変形を起こさせない）ための条件としては、 du_1 の変位によるこの系の仕事量が正、すなわちコンクリートの仕事量 Δw_c とスプリングの仕事量 Δw_s との間に次式が成立しなければならない。

$$\Delta w_c - \Delta w_s \geq 0 \dots\dots\dots(3)$$

式 (1) を用いて、上式を K_c, K_s で表わすと次式のようになる。

$$K_c + K_s \geq 0 \dots\dots\dots(4)$$

ところで、試験機の剛性 K_s は正の値であるが、供試体の変形抵抗係数 K_c は Fig. 1 に示すように u_1 の増加とともに正から負に転じ、 $(K_c)_{\min}$ なる負の極値を有する。したがって、載荷開始点 O から K_c と $-K_s$ が等しくなる点 G までは条件式 (4) を満足してこの系は安定であり、正確な荷重-変位曲線を得ることができる。しかし、点 G をこえた領域では $K_c + K_s < 0$ であり、系は不安定（外部からのエネルギーの供給がなくとも、スプリングに蓄えられたエネルギーによって du_1 は増加し、供試体の破壊は自然に進行する状態）となり、供試体に急激な破壊を生じる、正確な荷重-変位曲線を得ることができない。

以上の考察より、与えられた供試体に対して完全な応力-ひずみ曲線を得るためには、試験機の剛性 K_s を高めて、次式を満足するようにする必要があることがわかる。

$$K_s \geq |(K_c)_{\min}| \dots\dots\dots(5)$$

そこで、次に油圧試験機において、サーボコントロールを利用して試験機の見かけの剛性を高めて上記の条件

を満足する方法について考える。Fig. 2(b) は油圧試験機の模式図を示す。先のスプリングの剛性 K_s はピストンシリンダー中のオイルの剛性がこれにあたる。またピストンと載荷板の間は簡単のため剛体と仮定して、それによる剛性の差はオイルの剛性に含ませることにすれば、ピストンの変位と載荷板の変位とは等しく、 u_1 とおくことができる。一方、ポンプによるシリンダーへのオイルの出入りは (b) 図に示すように、それぞれシリンダー中のオイルの容積の増減と考え、先のスプリングの上端の変位 u_2 に対応させればよい。

さて、載荷板の変位 Δu_1 に対して、サーボコントローラを作動させない状態での試験機の剛性を K_s 、作動させた場合のオイルの出入量に当価なスプリング上端変位を Δu_2 (排出の場合は $\Delta u_2 < 0$) とすれば、試験機の見かけの剛性 K_s' は次式で与えられる。

$$K_s' = (1 - \Delta u_2 / \Delta u_1) K_s \dots\dots\dots (6)$$

したがって、オイルを抜きとれば $-\Delta u_2 / \Delta u_1 > 0$ となり、この分だけ試験機の見かけの剛性は増加することになる。このとき、オイル抜き速度を $\dot{V} = dV/dt$ 、ピストンの変位速度を $\dot{u} = du_1/dt$ とすれば簡単な演算の後次式を得る。

$$\dot{V} = \frac{V}{eA} (K_s' - K_s) \dot{u} \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 A はシリンダーの断面積、 V はシリンダー中のオイルの体積、 e はオイルの体積弾性率である。

ところで、実際の試験機ではポンプの性能から \dot{V} の最大値は定まっているので、もし供試体の破壊後の変形抵抗係数 $df(u_1)/du_1$ の極値 $(K_c)_{\min}$ を含む完全な応力-ひずみ曲線を得るためには、系の安定条件式 (5)、

すなわち、 $K_s' \geq |(K_c)_{\min}|$ を考慮して、

$$\dot{u} \leq \frac{eA\dot{V}}{V\{|(K_c)_{\min}| - K_s\}} \dots\dots\dots (8)$$

で与えられる変位速度 \dot{u} を維持するよう変位制御を行う必要がある。

3. 実験概要

(1) 使用材料

使用したセメントは大阪セメント社製の普通ポルトランドセメントで、その物理的性質を Table 1 に示す。また、骨材は天然骨材 (川砂-碎石; 記号 N)、造粒型人工軽量骨材 (記号: L)、非造粒型人工軽量骨材 (記号: U) の3種類を使用した。これらの物理的性質を Table 2(a) (細骨材)、(b) (粗骨材) に示す。なお骨材はすべて表乾状態に調整して使用した。

(2) 配合および養生

コンクリートの配合設計にあたっては、セメント量を 350 kg/m^3 と 275 kg/m^3 の2段階に取り、スランプが $5.0 \pm 1 \text{ cm}$ となるように試し練りによって配合を決定した。その示方配合は Table 3 に示すとおりである。コンクリートの練りまぜは四切可傾式ミキサにて行い、供試体の締め固めは棒状パイプレーターを用いて行った。

供試体は $\phi 10 \times 20 \text{ cm}$ の円柱形で、打設後 24 時間は型枠のまま恒温室 ($20^\circ\text{C} \pm 2 \text{ deg}$, R.H. $90 \pm 5\%$) に静置した。脱型後、材令 28 日目まで標準水中養生を施

Table 1 Physical Properties of Cement

Specific gravity	Fineness (blains) cm^2/g	Setting			Soundness	Flow (mm)	Strength (kg/cm^2)					
		W/C (%)	Initial (h-m)	Final (h-m)			Flexual			Compressive		
							3	7	28	3	7	28
3.15	3 230	29	2-55	4-05	good	252	35	52	75	143	244	416

Table 2(a) Physical Properties of Fine Aggregates

Kinds of aggregate	Specific gravity	Water absorption (%)	Bulk density (kg/m^3)	Grading (passing % by weight)						Finness modulus
				5.0 mm	2.5 mm	1.2 mm	0.6 mm	0.3 mm	0.15 mm	
River sand (N)	2.63	1.2	1710	96.8	84.2	67.9	42.2	20.1	3.7	2.85
Pelletized type A.L.A. (L)	1.92	3.9	1381	99.3	75.0	52.0	33.7	27.4	18.0	2.95
Coated type A.L.A. (U)	1.89	14.0	1065	100	96.0	64.0	42.0	22.0	10.0	2.66

Table 2(b) Physical Properties of Coarse Aggregates

Kinds of aggregate	Specific gravity	Water absorption (%)	Bulk density (kg/m^3)	Grading (passing % by weight)				Finness modulus
				20 mm	15 mm	10 mm	5 mm	
Crushed stone (N)	2.67	1.68	1661	100	84	35	2	6.61
Pelletized type A.L.A. (L)	1.31	2.60	891	100	99	62	0	6.38
Coated type A.L.A. (U)	1.39	17.5	815	100	96	45	2	6.53

Table 3 Mix Proportions

Mix	Slump (cm)	Air (%)	W/C (%)	C (kg/m ³)	W (kg/m ³)	s/a (%)	S (kg/m ³)	G (kg/m ³)	Chemical admixture (Pozzolith No. 8)	
Normal concrete	N-A	5±1	5.5±0.5	56.0	275	158	41.0	764	1160	0.25% C
	N-B	"	"	43.0	350	150	43.0	808	1082	"
Light weight concrete	L-A	"	"	66.4	275	183	43.2	562	539	"
	L-B	"	"	50.5	350	175	41.5	525	536	"
	U-A	"	"	59.0	275	163	46.0	612	593	"
	U-B	"	"	44.9	350	154	39.5	572	464	"

した。その後は試験開始まで実験室内に放置し、供試体の約半数（350本）は材令6か月で疲労試験およびクリープ試験に、残りの供試体約350本は材令約1年で当剛性試験と応力緩和試験（続報¹⁰予定）に供した。

（3） 剛性試験の方法

試験機は島津製作所製・電子管平衡式 100 t 万能試験機で、変位はサーボコントロール方式で制御されている。供試体の変位の検出は差動トランス型変位計によることにし、圧縮軸方向に2個、供試体の側壁に圧縮試験用籠を用いてセットする。その標点間距離は 150 mm であり、その出力は電気式記録計により 250 倍に増幅記録される。

変位（ひずみ）速度の制御方式としては、PI 制御方式（比例+積分）を用いた。すなわち、試験機の送油制御回路に設定した所期の変位（ひずみ）速度と、上述の供試体の実変位（ひずみ）による変位計出力の時間的変化（実変位速度）とを比較し、両者の差および差の時間による積分値を電気的に検出し、それらに比例した量をもって刻々実変位（ひずみ）の自動制御が行われる方法である。

さて、変位速度の選定にあたっては、十分な試験機剛性を維持することおよびあまり試験時間を長くしてクリープや応力緩和等の影響を極力避けることの二点をとくに考慮して、予備試験の結果、一試験 50 分、すなわち 0.02 full-scale/min を適当と認め、結局、変位速度 $\dot{u} = 0.0267 \text{ mm/min}$ （ひずみ速度 $\dot{\epsilon} = 133 \times 10^{-6} / \text{min}$ ）と決定した。なお、供試体は前述の骨材種別および配合条件の相違による 6 種類：N-A、N-B、L-A、L-B、U-A および U-B のそれぞれについて打設日による区別（記号、I、II、III、IV）をつけて 1 グループとし、それぞれのグループについて一試験最少 3 本を供して平均値を求め、それをグループの代表値に採用した。

4. 剛性試験の結果

（1） 測定結果

測定結果は、荷重 (P)-変位 (u) 曲線で得られる

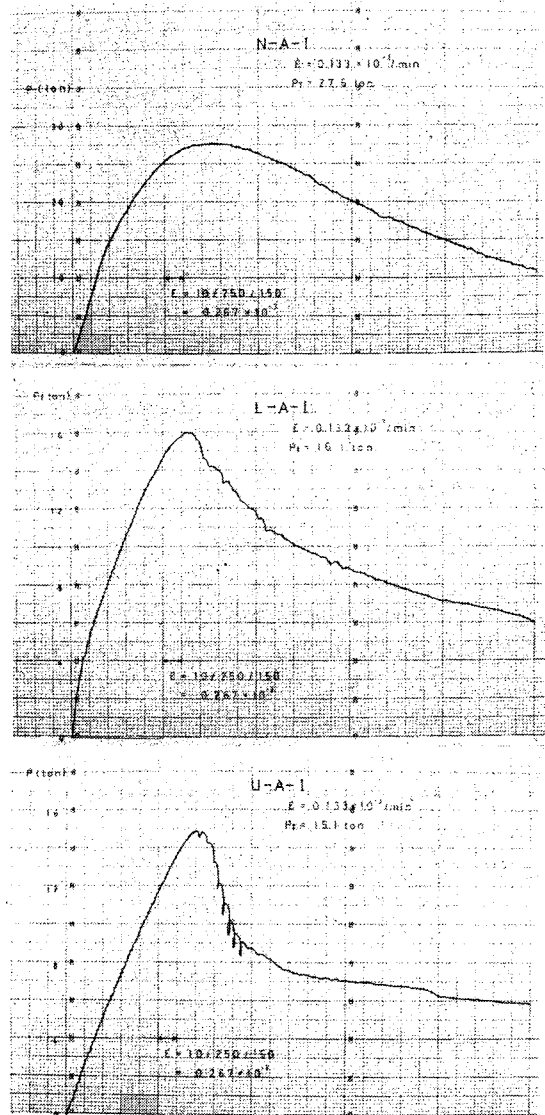
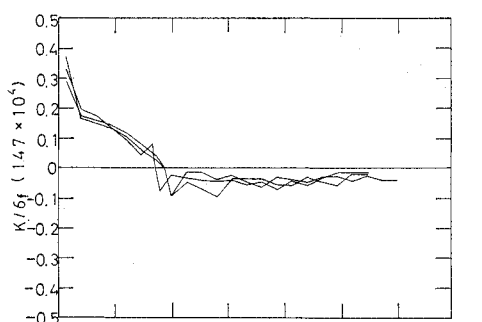
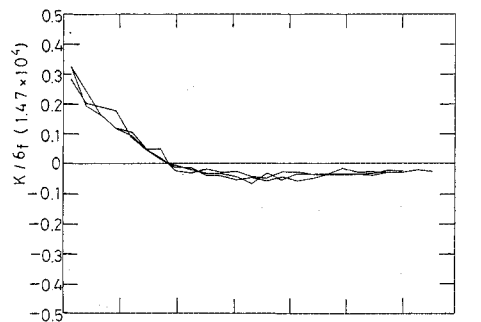
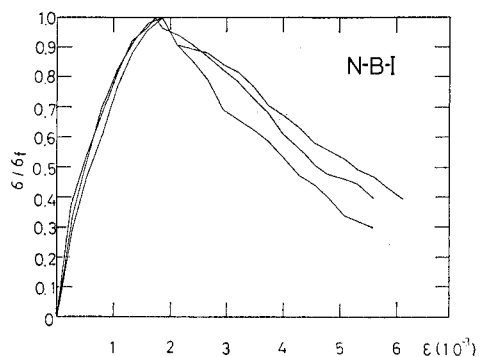
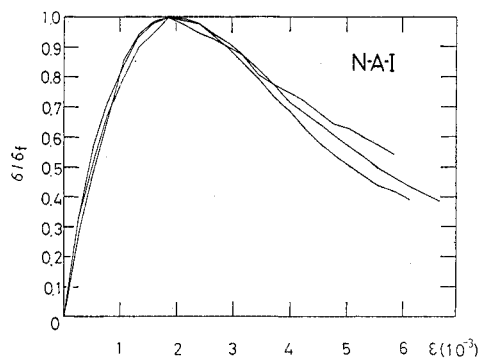


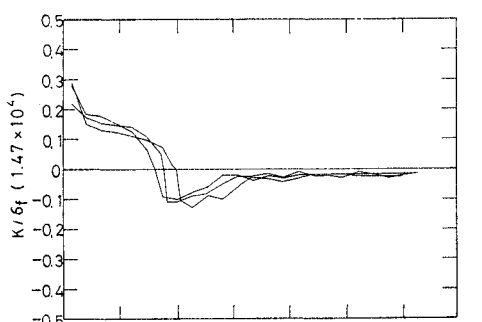
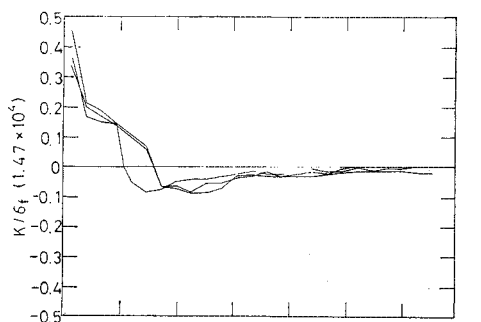
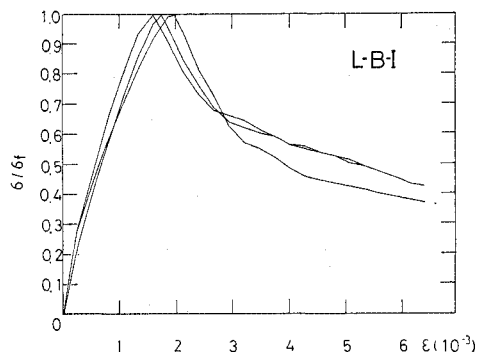
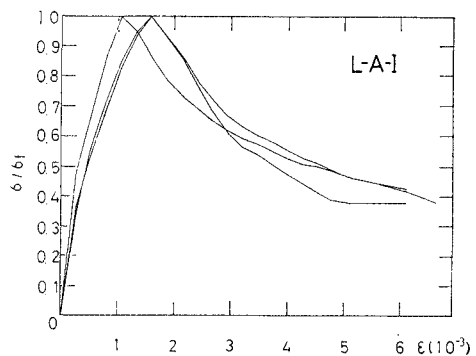
Photo. 1 Load-deformation curve

(Photo. 1) この結果から供試体のグループごとの平均的な応力-ひずみ曲線を得るため、各供試体についての破壊応力 σ_f を単位量 1 とした場合の応力-ひずみ曲線を作成した。代表例を示すと Fig. 3(a)~(f) 上段のようである。また、 $P-u$ 曲線上の各点における傾斜 dP/du を求めると、それがその試料の各変位状態における変形



(a)

(b)



(c)

(d)

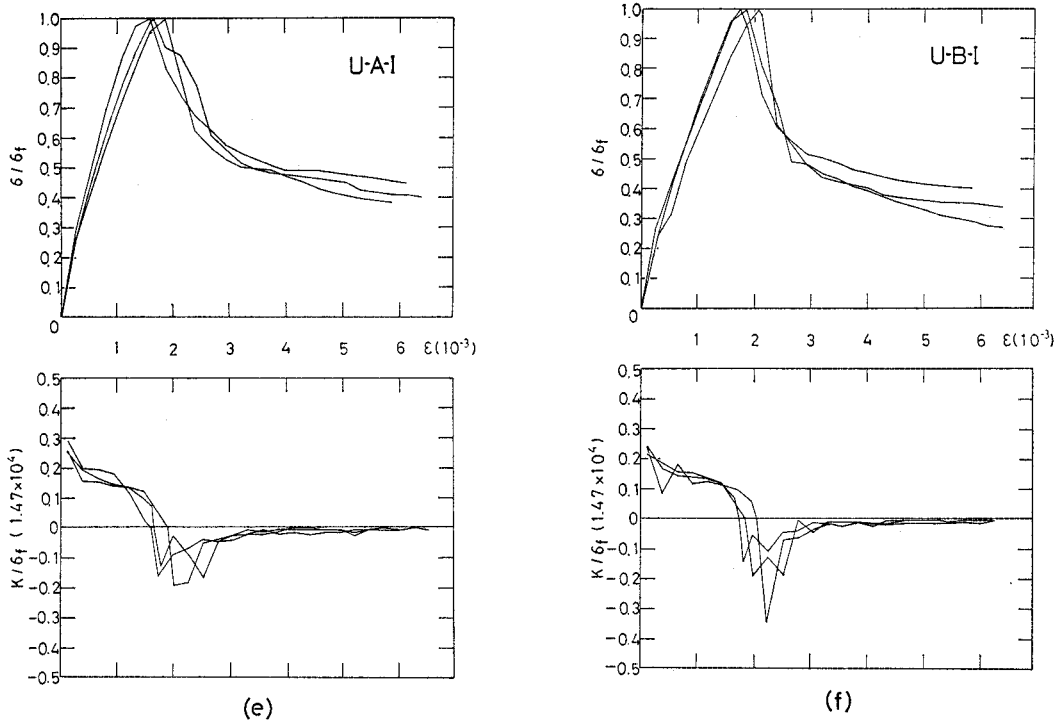


Fig. 3 Stress-strain and deformation resistance coefficient-strain curves of concrete

Table 4 Stiffness Test Results

Mix	Number of test pieces	P_f (t)	σ_f (kg/cm ²)	ϵ_f (10 ⁻³)	E (10 ⁴ kg/cm ²)	$ (K_e)_{min} $ (10 ⁴ kg/cm)
N-A I	9	28.3	360	1840	31.2	33.4
	6	24.8	316	1870	24.1	29.8
N-B I	3	32.0	407	1810	32.3	54.6
	3	34.7	442	1650	34.4	69.0
	9	32.8	418	1590	34.2	86.2
L-A I	3	13.4	171	1420	15.1	21.7
	12	12.9	165	1580	13.2	29.3
L-B I	3	15.3	195	1780	13.9	31.5
	3	14.9	190	1810	14.7	35.3
	3	13.8	176	1530	16.6	24.6
U-A I	10	18.5	236	1810	17.2	62.1
	3	14.4	183	1710	13.5	47.5
U-B I	6	17.0	217	1690	15.1	79.4
	8	17.1	218	1930	13.8	96.0
	4	18.3	232	1870	15.7	113.6
U-B I	6	18.8	239	1930	16.1	90.9
	3	20.6	262	2080	15.4	37.8

抵抗係数 K_e を与える。結果は同図下段に示されている。このようにして求めた剛性試験の特性値の一覧表を Table 4 に示す。ここに、 P_f は最大荷重、 σ_f は強度、 ϵ_f はそのときのひずみ量である。さらに E は 1/3 割線ヤング率、 $(K_e)_{min}$ は破壊直後の最小変形抵抗係数値（負の最大値）である。

(2) 応力-ひずみ曲線

Fig. 3 に示したように、コンクリートは破壊（最大

荷重）後崩壊に至る過程で、ひずみの増加とともに応力は連続的に減少を呈する。またこの領域では、除荷後の再負荷によって応力-ひずみ関係はほぼ除荷開始点にあたる点で、もとの曲線上に復する性質が認められる。したがって、延性金属材料にみられる降伏荷重後のひずみ硬化に対比して、岩質脆性材料のこの領域をひずみ軟化(strain softening) とよぶことができる。以下に骨材の種類およびセメント量の違いによって、コンクリートの応力-ひずみ曲線が表わす特徴を考察する。

まず、天然骨材コンクリートNは破壊直後もひずみの増加とともに応力の減少は連続的に生じ、それ以後も応力-ひずみ関係は滑らかな上に凸の曲線を描いて応力を消失してゆく。

一方、非造粒型人工軽量骨材コンクリートUは、コンクリートNとは対照的に破壊前の応力-ひずみ関係は直線的であるが、破壊直後にわずかなひずみの増加で急激な応力の減少をきたす。その後は、ひずみの増加とともに応力の減少割合は小さくなって、ほぼ一定値をとるようになる。

ところが、同じ人工軽量骨材コンクリートでも造粒型を用いたコンクリートLでは、破壊直後の応力の低下がコンクリートUほど急激でなく、全体としてコンクリートNとUの中間の応力-ひずみ関係を示す。

これら三者の示す最大荷重後の 応力-ひずみ曲線の相

Table 5 Tensile Strength of Aggregates Determined by Double-Point-Splitting Test

Kinds of aggregate	Strength (kg/cm ²)	
	Oven dry	Saturated surface dry
Crushed stone (N)	260 (90)	172 (60)
Pelletized type A.L.A. (L)	71.5 (24.5)	65.5 (21.5)
Coated type A.L.A. (U)	42.0 (26.0)	34.5 (19.0)

(): Standard deviation

違は主として骨材とマトリックスの相対的な強度差によるものと思われる。ちなみに、点載荷圧裂試験¹⁾で求めた骨材の引張強度は **Table 5** に示すようである。まず、コンクリートNにおいては、マトリックスの強度に比べて天然骨材の強度が大きいため、荷重の増加とともにマトリックスの破壊（ボンドクラックやペースト部のクラック）が先行し、他方骨材の大部分は健全であり、互に噛み合って強固な骨組を維持している。したがって、マトリックス中にある程度のクラックが成長して供試体を横切ると、骨材のなす骨組にゆるみを生じ、その時点で供試体は最大荷重を示す。以後はマトリックス中の破壊の進展にともなって骨組のゆるみも増加し、その結果変位の増加とともに荷重の減少を呈することとなる。このように供試体の破壊の進展が主としてマトリックスの破壊の様な増加によるため、その応力-ひずみ線図は最大荷重前後においても滑らかな曲線を描くものと考えられる。

一方、コンクリートUにおいては、非造粒型骨材の強度がマトリックスの強度と大差がなく、そのため荷重の増加とともに、クラックはマトリックス中と同時に骨材中にも生じる。かくして、天然骨材の場合のようなクラックの進展を阻止する骨組構造といったものがないために、供試体中にある程度のクラックが成長し供試体を横切ると、その面において瞬間的に致命的な破壊を生じることとなる。このため、変位制御方式の試験においては、コンクリートUは最大荷重直後に急激な応力低下をきたし、通常の荷重制御方式の試験では爆裂的な破断現象を現わすものと考えられる。

コンクリートLにおいては、骨材の強度が天然骨材Nほどでないにしても、骨材Uよりはかなり大きく、したがって荷重の増加とともにマトリックス中のクラックの成長と一部骨材の破壊が生じる。また骨材のなす骨組もある程度の抵抗力を発揮するため、その応力-ひずみ曲線はコンクリートNとLの中間の性質を示すものと考えられる。

次に、同一骨材について単位セメント量の違い（AとB）による応力-ひずみ曲線の特徴をみると、いずれのコンクリートにおいてもセメント量の多いBの方が破壊直後の応力減少が幾分急になる。このことは、ペーストの強度が水・セメント比 W/C によって定まり、本試験

ではセメント量が大なるほど水・セメント比が小さくなり* (W/C の差は A と B で 13~16%)、マトリックスの強度も高くなることを考えると、相対的にマトリックス破壊の減少と骨材破壊の増加をきたし、軽量骨材コンクリートUに見られた挙動に近づくとして解釈される。しかし、破壊後の応力-ひずみ曲線における、この A と B の差は先の骨材の種類による差に比べるときわめて少なく、単位セメント量あるいは水・セメント比による破壊形態の相違が単位セメント量 275~350 kg/m³ 間あるいは水・セメント比 45~60% 間では顕著でないといえる。

コンクリートの破壊後の挙動を含む応力-ひずみ曲線の数式化を計るために、前述の結果から、応力 σ およびひずみ ϵ をそれぞれ強度 σ_f および破壊時ひずみ ϵ_f で基準化し、各コンクリートの平均的な応力-ひずみ曲線を求めて図示すると **Fig. 4** のようである。この結果、まず、普通コンクリートについては、最も単純な Hognestad⁹⁾ の放物線と直線による実験式表示によっても、その係数を材料定数として取り扱うことによって実用上十分の精度が期待できる。しかしながら、軽量骨材コンクリートLやUについては、材料定数を係数とする実験式のうちで最も一般的であるとされている Sargin⁹⁾ の式を用いても、破壊までの上に凸な曲線から、破壊後の下に凸な曲線への変化の特性は表わしきれないことが明らかとなった。もちろん、多項式や指数関数あるいは三角関数などを組み合わせるに単に実験曲線を再現することは可能であるかもしれないが、その係数あるいは形式に材料特性および破壊形態からみた必然性が認められない限り、実験式には普遍的な意義をもたせられないであろう。この点は、今後、最大荷重経過後崩壊にいたる過程での、供試体中のマトリックス破壊や骨材破壊の進展

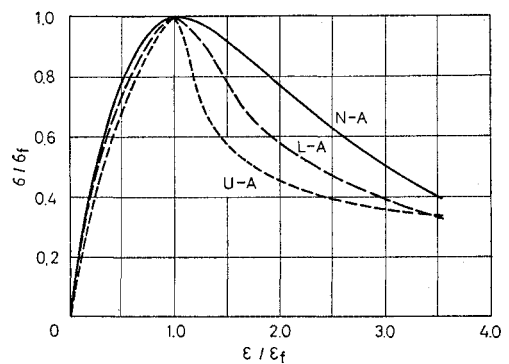


Fig. 4 Relative stress-strain curves of concrete

* 本研究ではコンクリートの強度よりは変形定数を左右する因子に注目して配合設計を行ったため、ペーストあるいはモルタルの強度を一定にするための考慮は払われなかった。この点は今後、破壊後の応力-ひずみ曲線と内部破壊機構との関連を追究するには十分に考慮される必要があるといえる。

などの内部破壊機構に関する実験的検討の結果を待つて追究するつもりである。

さらにまた、破壊前・後から崩壊にいたる過程では、上記応力-ひずみ曲線にはコンクリートの時間依存性の影響が関与することが予想される。そこでこの点を、続報¹⁰⁾するように、応力緩和試験を行って検討した。その結果得られた各設定ひずみに対する終局緩和量 ($t=\infty$) を、Fig. 4 に示した応力-ひずみ曲線に重ねると、Fig. 5 に示すようになる。応力緩和量を考慮した $t=\infty$ の曲線は一つの極限状態を示すものではあるけれども、応力緩和現象がクリープ現象に比べてきわめて短期間に生じ得ることを考えると、応力-ひずみ曲線として Fig. 5 の $t=0$ から $t=\infty$ までの間の変化は塑性設計にあたって十分考慮する必要があるといえる。

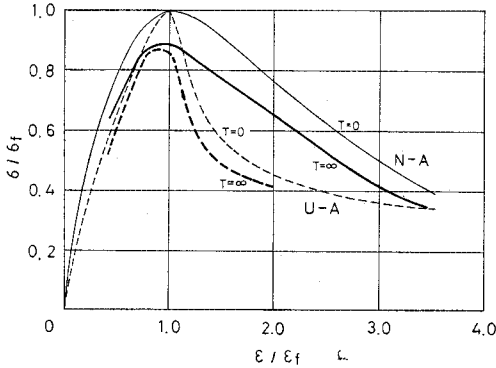


Fig. 5 Relative stress-strain curves modified by the relaxation test results

(3) 変形抵抗係数 K_c

供試体と試験機の系が安定な平衡状態を保っている限り、剛性 K_c は試験機の特性に左右されることなく、供試体の特性を示し、荷重-変位曲線の傾斜（したがってヤング率 E に比例する量）にほかならない。しかし、試験機の剛性 K_c が供試体の変形抵抗係数 K_c より小さくなれば（ただし、圧縮試験でこの点が問題となるのは供試体破壊後であり、そのとき供試体の変形抵抗係数は負の値となるのでここではその絶対値の意）、上述の平衡状態はくずれ、 K_c には試験機の特性がかなり影響する。

実験の結果得られた K_c の値は Fig. 3(a)~(f) 下段に示したとおりである。コンクリート N においては、 K_c は荷重の増加とともに緩やかな曲線を描いて低下し、破壊直後から負の値となって σ 軸とほぼ平衡な直線となり、極端なピークは示さない。これと対照的にコンクリート U においては、 K_c は荷重の増加につれて破壊まではほぼ一定値を示すが、破壊直前から急激な減少を始め、破壊直後に N, L, U 三者中最大の負の極値を示す。コンクリート L はコンクリート N より U に近

い K_c - ϵ 曲線を示すが K_c のピークは U ほど極端ではない。

一方、セメント量の差、A と B による影響をみると、セメント量の異なる B の方が、 K_c のピークがわずかに大きくなる傾向が認められるが、上述の骨材の種類による影響に比べると顕著でない。

ところで、試験機の剛性が問題となるのは、供試体の変形抵抗係数の負の極値 $|(K_c)_{min}|$ が大きい場合についてであり、この点を Table 4 で検討する。先にも指摘したように $|(K_c)_{min}|$ の最大値はコンクリート U において現われ、U-B-I が 1.13×10^6 kg/cm、U-A-III が 0.96×10^6 kg/cm の値を示す。これについて、コンクリート N が 0.86×10^6 kg/cm (N-B-III) と大きな値を示すが、これは N の圧縮強度 σ_f が大きいことによる。この N の場合は荷重-変位曲線および変形抵抗係数-変位曲線ともなめらかな変化を示すことは前述のとおりであり、供試体と試験機の間には完全な平衡状態が保たれていると認められる。

一方、試験機の剛性は設計データをもとに概算すると、用いた変位速度 $\dot{u}=0.0267$ mm/min においては、見かけ剛性にして 1.0×10^6 kg/cm 程度が見積られる。これらの事実より、試験機の剛性は少なくとも 0.86×10^6 kg/cm 以上であり、本試験において最高の K_c 値を示したコンクリート U においてもほぼ系の平衡状態は保たれており、十分な精度で応力-ひずみ曲線が得られたものと判断される。

最後に、1/3 割線ヤング率 E と $|(K_c)_{min}|$ との関係を図示すると Fig. 6 のようである。普通コンクリートがヤング率の増加とともに $|(K_c)_{min}|$ も増加の傾向を示

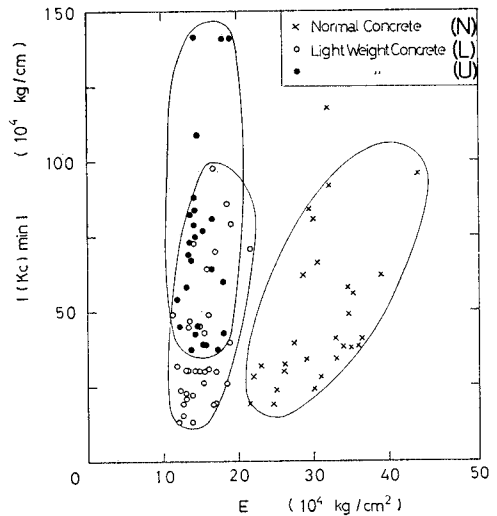


Fig. 6 Relationships between Young's modulus and minimum deformation resistance coefficient of concrete

すのに対し、軽量コンクリートは U, L とともに、载荷の初期において同程度のヤング率を示す供試体が、破壊後において相当異なった変形抵抗係数値を示すことが明らかとなった。したがって塑性設計などにおいて破壊後の応力-ひずみ挙動を考慮する場合には、特に軽量コンクリートの取り扱いには十分の注意が必要であるといえる。

5. む す び

変位制御方式によるコンクリートの圧縮剛性試験を実施し、破壊（最大荷重）後、崩壊にいたる過程を含む応力-ひずみ曲線を得た。その結果次のような応力-ひずみ挙動の特徴が明らかになった。

(1) コンクリートは破壊後崩壊にいたる過程では、ひずみの増加とともに応力は連続的に減少を示す。このひずみ軟化域における応力-ひずみ曲線はコンクリートの種類によって相当異なったものとなる。

(2) 特に破壊直後において、非造粒型人工軽量骨材を用いたコンクリート U は、わずかなひずみの増加で急激な応力の減少をきたす、一方、天然骨材を用いたコンクリート N は破壊直後も応力の減少はゆるやかで、応力-ひずみ線図は全域を通じてなめらかな曲線となる。造粒型人工軽量骨材を用いたコンクリート L は両者の中間の応力-ひずみ挙動を示す。

(3) 同一骨材を用いたコンクリートにおいては、富配合なものほど破壊直後のひずみ増加にともなう応力の減少が急になる。

(4) これら破壊後の応力-ひずみ挙動の相違は、主として骨材の強度とマトリックスの強度との相対的な大小関係に基づくものと考えられる。すなわち、前者に比し後者の大きなものほど破壊直後の応力減少は急激になる。

なお、供試体が破壊後に示すひずみ軟化現象を内部破

壊機構との関連において明らかにすること、およびこの領域を含む応力-ひずみ曲線の数式化を図ることは今後に残こされた大きな課題といえる。

参 考 文 献

- 1) Salamon, M.D.G. : Stability, Instability and Design of Pillar Workings, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 7, No. 6, pp. 613~631, 1970.
- 2) Rummel, F. and C. Fairhurst : Determination of the Post-Failure Behavior of Brittle Rock Using a Servo-Controlled Testing Machine, Rock Mechanics, Vol. 2, No. 4, pp. 189-204, 1970.
- 3) Brady, B.T., W.I. Duvall and F.G. Horino : An Experimental Determination of the True Uniaxial Stress-Strain Behavior of Brittle Rock, Rock Mechanics, Vol. 5, No. 2, pp. 107~120, 1973.
- 4) 斎藤敏明・石川兼治・川本眺万 : ひずみ制御のもとでの岩質材料の変形挙動について, 土木学会第 28 回年次学術講演概要集, 第 3 部, pp. 301~302, 1973.
- 5) Popovics, S. : A Review of Stress-Strain Relationships for Concrete, ACI Journal, Proceedings Vol. 67, No. 3, pp. 243~248, 1970.
- 6) Cowan, H.J., S.K. Ghosh, C.T. Hsu, C.P. Tan and S. Popovics : Discussion of a Paper by S. Popovics, ACI Journal, Proceedings Vol. 67, No. 9, pp. 752~756, 1970.
- 7) Shah, S.P. and S. Chandra : Critical Stress, Volume Change, and Microcracking of Concrete, ACI Journal, Proceedings Vol. 65, No. 9, pp. 770~778, 1968.
- 8) Hognestad, E., N.W. Hanson and D. McHenry : Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, ACI Journal, Proceedings Vol. 52, No. 4, pp. 455~480, 1955.
- 9) Sargin, M. : Stress-Strain Relationship for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections, Ph. D Dissertation, Univ. of Waterloo, Ont., Canada, 1968 (文献 6) より引用).
- 10) 西林新蔵・木山英郎 : コンクリートの応力緩和に関する一研究, 土木学会論文報告集, No. 241 予定.
- 11) 西林新蔵・木山英郎・阪田憲次 : 点載荷圧裂試験による人工軽量骨材の強度に関する研究, 土木学会論文報告集, No. 199, pp. 89~96, 1972.

(1974.7.29・受付)