

鳥取大学 正員 西村新蔵
鳥取大学 正員 ○木山英郎
岡山大学 正員 飯田憲次

1 まえがき

コンクリートの圧縮破壊前・後における応力～ひずみの挙動も考察するには、剛性試験や応力緩和試験が有効であることは先に報告したが、引続き曲げを対象とした両試験を実施し、曲げ破壊前・後の応力～ひずみ挙動を検討することにした。

2 実験概要

2-1. 供試体: セメントは普通ポルトランドセメント、骨材には天然(川砂-砕石)骨材(N)および造粒型人工軽量骨材(L)の2種類を使用し、表-1に示すような配合も決定した。供試体(圧縮および引張試験用) $10 \times 20 \text{ cm}$ 、曲げ試験用 $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}$ は材令28日まで標準水中養生を行ない、以後試験時(材令約3ヶ月)までは室内放置とした。

2-2. 剛性試験: 剛性圧縮および引張試験は変位速度一定制御方式によるもので、詳細は既報の通りである。剛性曲げ試験は、図-1に示すように3等分点載荷とし、スパン中央断面の初期中立軸のたわみ速度を一定に制御する方式によった。また、スパン中央断面の曲げひずみ分布は、供試体側面に1 cm 間隔で9枚、上下面に各1枚、計11枚貼付した電気抵抗線ひずみ計(ゲージ長67 mm)のひずみから求めた。

2-3. 曲げ緩和試験: 変形の拘束はたわみ量 δ_i によって行ない、その水準は、拘束初期モーメント M_i も破壊モーメント M_f の一定比率に規定する方法をとった。すなわち、破壊までの拘束初期モーメントは $M_i/M_f = 60, 70, 80, 90, 100$ (%) の5水準、破壊後は $\overline{90}, \overline{80}, \overline{70}, \overline{60}$ の4水準とした。

3 剛性曲げ試験の結果

剛性圧縮・引張および曲げ試験の特性値を表-2に示す。

3-1. モーメント～たわみ曲線: 図-2は供試体各6個の平均 $M \sim \delta$ 曲線を示す。コンクリート(W)の破壊までの $M \sim \delta$ 関係は単純曲げの理論値(点線)に近く、一方(L)のそれは理論値より相当大きな δ を示す。破壊前後を通じて $M \sim \delta$ 曲線は滑らかに変化するが、富配合のコンクリート(N-B, L-B)では破壊直後のモーメント降下がやや著しい。

3-2. ひずみ分布: 図-3に中央断面におけるひずみ分布の実測例を示す。また図-4はモーメントの増加に伴う平均中立軸移動量を示す。これらの結果から、中立軸移動量が急増する $M/M_f = 4/6$ 程度までは、(N)、(L)ともにひずみの増加は直線的であり、平面保持則もほぼ満たされている。しかし、 $M/M_f > 4/6$ となると、

表-1 コンクリート配合表

Mix	Slump cm	w/c %	C kg/m ³	W kg/m ³	s/a %	S kg/m ³	G kg/m ³
N-A	5+1	56	329	185	44	805	1011
N-B	"	42	439	183	41	721	1021
L-A	"	50	326	164	45	583	530
L-B	"	38	439	166	42	514	528

表-2 剛性試験結果

Mix	Compression			Tension			Bending		$\frac{E_c}{E_t}$	$\frac{\sigma_c}{\sigma_t}$	$\frac{\sigma_b}{\sigma_t}$
	σ_c kg/cm ²	E_c kg/cm ²	ϵ_c 10 ⁻⁶	σ_t kg/cm ²	E_t kg/cm ²	ϵ_t 10 ⁻⁶	σ_b kg/cm ²	ϵ_b 10 ⁻⁶			
N-A	334	3.18×10^5	1800	28	3.15×10^5	115	38	1.01	11.8	1.35	
N-B	493	3.42	2350	33	3.35	120	48	7.02	14.8	1.45	
L-A	298	2.11	1750	23	1.84	150	21	1.15	12.8	0.89	
L-B	391	2.32	2300	21	2.08	130	27	1.12	18.4	1.28	

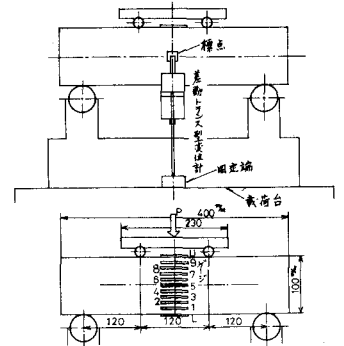


図-1

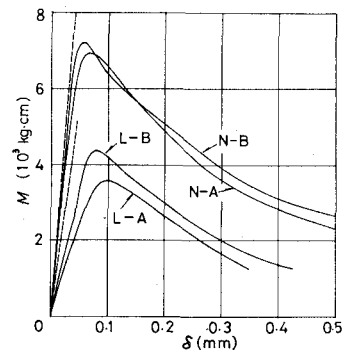


図-2

M の増加とともにひずみ増加は直線性を失うが、破壊前後においても連続的に変化する。とくに、(L)の M と δ 関係および中立軸移動量の変化はより滑らかで、荷重変化に順応した変形能を有していることがわかる。

3-3. 応力分布: 上述のひずみ分布と剛性圧縮および引張試験で得た応力～ひずみ曲線から計算されるスパン中央断面上の曲げ応力分布の一例を図-5に示す。平面保持則がほぼ満たされる $M/M_f = 4/6$ までは、単純曲げの理論値(点線)に近い値を示していることがわかる。しかし破壊前後の高応力下においては、中立軸の移動とともに単純曲げの理論値から隔ったものとなる。したがって、単軸圧縮や引張試験と曲げ試験における応力～ひずみ関係の相違をさらに詳しく検討する必要がある。

4 曲げ緩和試験の結果

4-1. 実験式: 曲げ緩和試験におけるモーメント～時間関係式としては、先の圧縮応力緩和試験¹⁾と類似した次式を用いた。

$$M = (A \cdot M_i + C \cdot t) / (A + t) \quad (1)$$

ここに、 A 、 C は実験定数で、 C は式で $t = \infty$ において得られる終局残留モーメント M_{∞} を表わし、 A は緩和量が終局緩和量の $1/2$ に達する緩和時間を表わす。実験の結果得られた A 、 B の値(供試体各3個の平均値)を表-3に示す。

4-2. 緩和時間(A): 定数 A はコンクリートの種類による差は明瞭でなく、設定初期モーメント M_i (拘束にわみ量 δ_i) の増加とともに、 $A = 3.5$ 分から 1.5 分にかけて緩やかに減少する。先の圧縮応力緩和時間の平均6分前後に比べると、曲げ緩和現象の短期終結性を示す。

4-3. 終局残留モーメント ($C = M_{\infty}$): 圧縮緩和試験の場合と同様に、定数 C は A に比べてばらつきが小さく信頼度の高い緩和現象の特性値といえる。終局緩和量を初期モーメントに対する比率 $(M_i - M_{\infty}) / M_i$ で表わすと、図-6に示すように曲げ破壊前・後 $M_i / M_f = 80 \sim 80\%$ でほぼ一定値 $0.2 \sim 0.3$ となる。また、骨材の種類にかかわらず高配合のコンクリート(N-B、L-B)の方が終局緩和量が小さくなる傾向を示す。

さらに、圧縮緩和現象に比べると、曲げ破壊現象は破壊前・後を通じてより連続的であるが、終局緩和量が約2倍と大きいのが特徴である。

参考文献

1) 西林・木山: 硬化コンクリートの破壊前後の挙動、とくに応力～ひずみ関係について、土木学会第29回年次学術講演会、D-29、(昭49.10); 今、土木学会論文報告集投稿中。

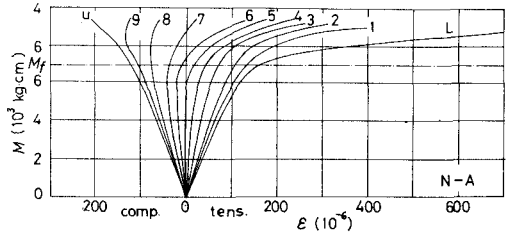


図-3↑

図-4↓

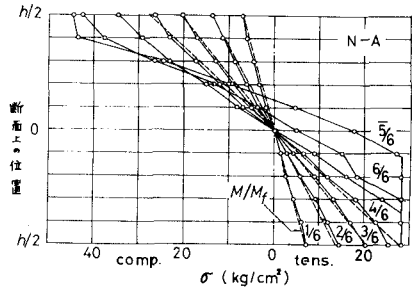
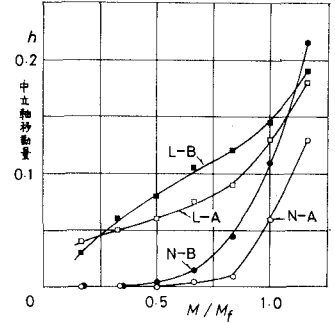


図-5↑

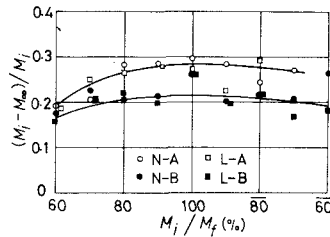


図-6←

表-3 曲げ緩和試験結果

Mix		M_i / M_f (%)									
		60	70	80	90	100	90	80	70	60	
A (min.)	N-A	1.98	3.15	3.18	3.08	1.78	3.19	1.92	1.60		
	N-B	2.36	3.52	2.83	2.37	0.42	1.58	1.13	2.02	2.66	
	L-A	3.25	2.94	2.11	3.20	1.73	1.52	1.31			
	L-B	4.03	4.48	3.15	2.96	2.72	3.47	1.43	1.74	2.26	
	Mean	2.90	3.52	2.82	2.90	1.66	2.44	1.45	1.79	2.46	
C (M _f)	N-A	.485	.556	.573	.644	.704	.645	.602	.510		
	N-B	.493	.540	.635	.708	.740	.718	.626	.555	.440	
	L-A	.486	.526	.589	.646	.734	.698	.566			
	L-B	.507	.557	.624	.723	.741	.724	.626	.583	.491	
	Mean	.493	.545	.605	.680	.730	.696	.605	.549	.465	