

鉄筋コンクリート短柱の実験

武田 寿一 中山 達雄
吉岡 研三 小池 健仁

Experimental Study on Reinforced Concrete Column

Toshikazu Takeda Tatsuo Nakayama
Kenzoh Yoshioka Kenji Koike

Abstract

This report is concerned with the comprehensive project "Establishment of New Aseismic Design Method" started by the Ministry of Construction. The aseismatic problem of reinforced concrete column has been pointed out as a part of this project, and the cooperative committee has been organized to start an extensive research program with the objective of aseismic improvement of reinforced concrete column.

This study, as a part of the program, uses columns with high strength deformed bars for hoops. Closed hoops were welded at both ends with overlap length of $9d$ (d : diameter of bar). They will be naturally expected to restrain the concrete core or deformability during failure of a column.

The test results showed that the closed hoops delayed growth of flexural shear cracks into diagonal cracks or bond cracks and prevented increase of diagonal crack widths. After appearance of extensive bond cracks along tension reinforcement, however, no further advantage of closed hoops on behavior can be expected.

概要

鉄筋コンクリート柱の地震時における崩壊防止を目的として、建設省建築研究所にRC短柱委員会で総合的な研究計画が立案された。本実験はその一環として、フープに高強度異形鉄筋を用いたものである。フープは両端を重ね合わせて溶接した閉鎖型で、鉄筋コンクリート柱の破壊時におけるコンクリートの拘束度を増加させ、柱に大きな変形能を期待したものである。

その結果、閉鎖型帯筋は曲げせん断ひび割れからせん断ひび割れ、付着ひび割れへの発達の遅延効果及びせん断ひび割れ幅の成長の抑止効果が大きい。付着ひび割れが十分発達した段階では閉鎖型帯筋の効果は期待できない。

1. 試験体

1.1. 試験体の形状及び配筋

試験体の断面は 250×250 で、軸方向筋のかぶり厚は鉄筋径に拘らず 35mm である。せん断スパン比 a/D は2と1の2種、引張鉄筋比 p_t は 0.34% 、 0.61% 、 0.96% の3種、作用軸方向応用度 σ_0 は $F_c/8$ 、 $F_c/4$ 、 $F_c/3$ (但し、 $F_c=210\text{kg/cm}^2$)の3種である。試験体名にAを付けたものはRC規準式²⁾によって得られる曲げ終局強度に対して、荒川式(下限値)で必要となるせん断補強筋量を有する試験体である。Bはその半分の補強筋量にしたものである。

この実験では帯筋にSD35を用い、端部は $9d$ (d : 帯筋径)を重ね合わせて溶接し閉鎖型とした。閉鎖型の帯

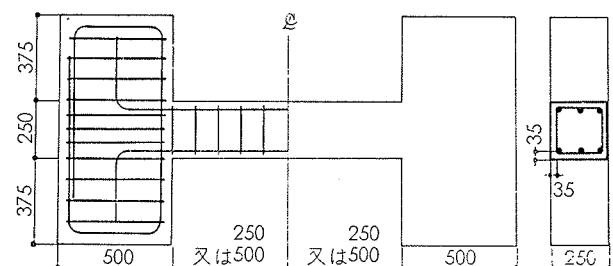


図-1 試験体形状

筋は通常の端部を135°折り曲げて定着したものよりもせん断補強筋として有効と考えられるので、既に実験を終了していた LM1, LM2 シリーズ¹⁾のうち、強度、変形性状の良好であったものは本実験に含まず、その代りに軸方向応力度を一段階上げた試験体を追加した。このようなものは試験体名に0.33, 0.25 (Fc/3, Fc/4 を意味する) の添字を付けた。

試験体の詳細を図-1, 表-5に示す。

1.2. 試験体の製作及び材料

補強筋は主筋、帯筋とも異形丸鋼 (SD35 規格品) を用いた。補強筋の試験結果を表-1に示す。

	σ_y (kg/cm ²)	σ_{max} (kg/cm ²)	E (10 ⁶ kg/cm ²)	用途
D16	3710	5550	1.94	主筋
D13	4281	6094	1.96	主筋
D13	4239	6153	1.81	帯筋
D10	3760	5590	2.00	主筋, 帯筋
D6	3486	5261	1.97	帯筋

表-1 補強筋の試験結果

コンクリートには最大粒径2.5mmの細骨材(川砂), 10mmの粗骨材(川砂利)の生コンクリートを使用した。セメントは早強ポルトランドセメントを用いた。コンクリートの性質はシンダー(100×200)を試験体と同時に製作し、同一条件(材令, 養生)で試験を行なって求めた。コンクリートの調合を表-2, 試験結果を表-3に示す。

W/C (%)	W (kg/m ³)	C (kg/m ³)	S (kg/m ³)	G (kg/m ³)	ポゾリス (g/m ³)
59	195	331	893	856	827

表-2 コンクリートの調合

Fc (kg/cm ²)	cε _B *	cE ** (10 ⁵ kg/cm ²)
273.6	0.2048	2.30

表-3 コンクリートの試験結果

* cε_B = 1.15 × 4.9 × 10⁻⁴ Fc^{0.23}

** cE = 2.1 × 10⁵ × (γ / 2.3)^{1.5} × √(Fc / 200)

γ = 2.17

試験体は木製型枠を用い水平打ちとした。コンクリートの充填度を良くするため、バイブレータを用いた。試験体は打込み後、約3日間型枠のまま濡れむしろに包んで養生し、以後脱型して試験当日まで室外に空中放置した。

2. 実験方法

2.1. 実験装置

加力は建研式加力装置¹⁾を用いた。即ち、圧縮、引張ともに50t, ±300mmストロークの油圧手動ジャッキを荷重作用線が試験体上端部に取り付けたL字形フレームを通して試験体中央部を通るように設置し、これによって試験体にせん断力を加えた。このジャッキの繰り返し加力によってのみ正負の多数回繰り返し加力ができるようにしたものである。

繰り返し加力計画は原則として表-4によった。

	0.7P _y	δ _y	2δ _y	δ _y	3δ _y	2δ _y	4δ _y	3δ _y	6δ _y	8δ _y	大変形
回数	±1	±10	±10	±1	±10	±1	±10	±1	±2	±2	+1

表-4 繰り返し加力制御方法

P_y: 降伏荷重

δ_y: 降伏変位

2.2. 測定方法

変位の測定は層間変位, 軸方向変位, スタブの回転等を電気式ダイヤルゲージで、主筋及び帯筋の歪度を wire strain gage で測定した。

3. 実験結果

3.1. 実験結果一覧表及び荷重～変位曲線

実験結果一覧表を表-5に示す。各荷重は正負荷重別に示した。また、荷重～変位関係及び最終破壊状況を図-2に示す。

3.2. 破壊状況

せん断破壊した試験体 1B, 5B0.25, 5Bは曲げ降伏後、荷重の繰り返しによって耐力、靱性とも次第に低下した。付着破壊した7B, 8Bは付着ひび割れ発生後、荷重の繰り返しを重ねることによって耐力が低下する。荷重～変位曲線だけでは、せん断破壊と付着破壊との区別は明瞭でない。

帯筋量の差による荷重～変位曲線の変化をみてみよう。引張鉄筋比0.34%の場合(鉄筋係数 p_tf_y/F_C = 0.0467, a/D = 2の場合、引張鉄筋降伏時の作用せん断応力度は約0.07F_C)、軸力 F_C/4 では 8δ_yの変形時でも差がない(2A, 2Bの比較)。軸力がF_C/3になると、変形6δ_yから差があらわれた(2A0.33, 2B0.33の比較)。一方、引張鉄筋比0.61%になると(同0.0953, 0.09F_C)、軸力 F_C/8, F_C/4 で変形 6δ_y 位から差があらわれた(6A, 6B 及び 6A0.25, 6B0.25の比較)。

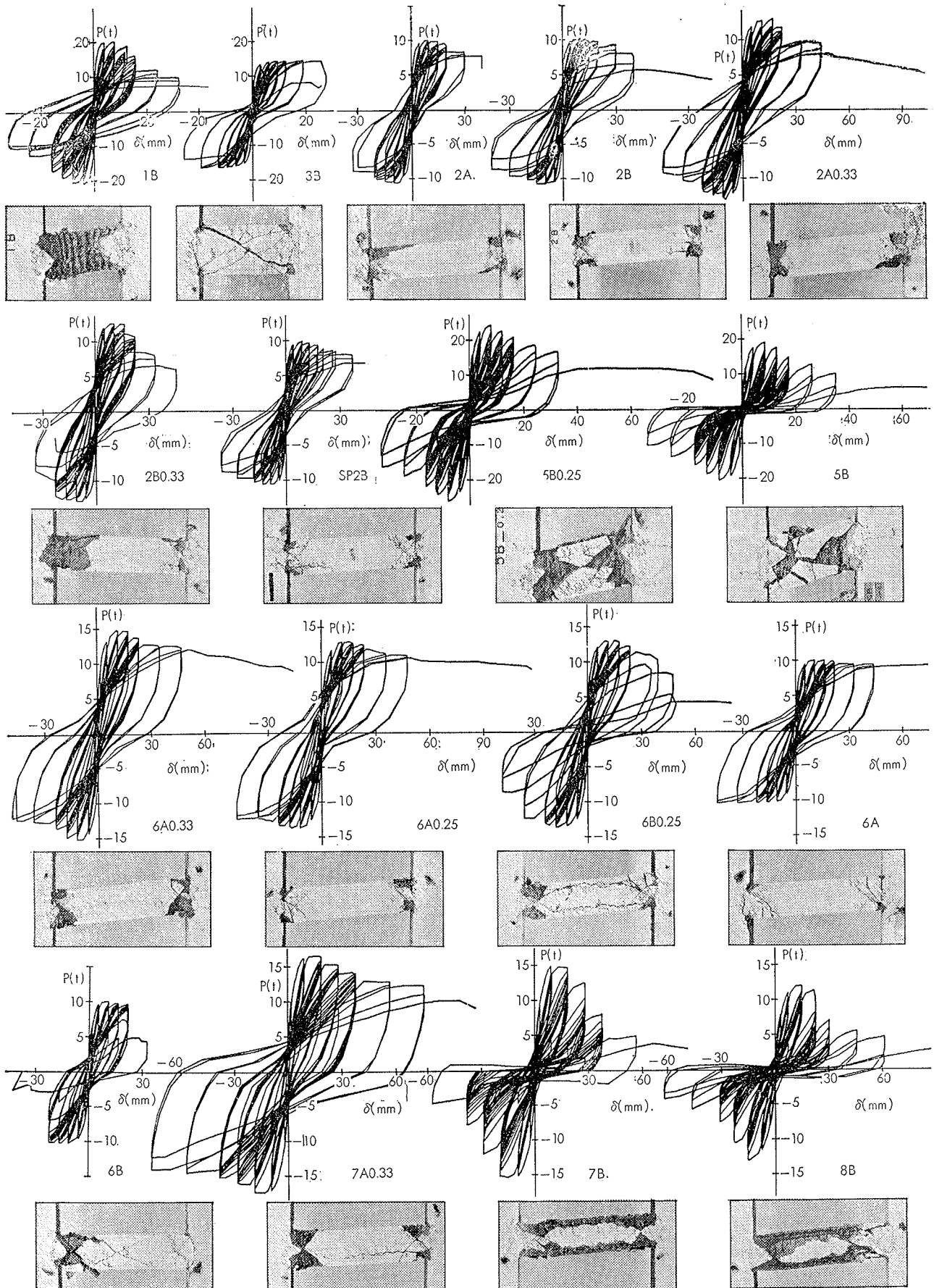


図-2 荷重～変位曲線及び最終破壊状況

4. 実験結果の検討

4.1. 概要

強度、変形及び剛性の計算値に対する実験値の比を表一6に示す。

引張鉄筋降伏荷重はe函数法による計算値にほぼ一致した(平均1.08)。曲げ終局強度計算値としては、e函数法による圧縮側縁コンクリート歪がコンクリートの最大荷重時の歪度 $c\epsilon_B$ (0.205%) に達したときの耐力 cP_B 、圧縮鉄筋降伏時の耐力 sP_{Cy} 、最大荷重時 eP_{max} 及び学会式²⁾による最大荷重計 P_{max} を求めた。総体的に、実験値は学会式による計算値に一致している。

4.2. 初期剛性

初期剛性実験値、弾性剛性計算値及びその比を表一6に示す。実験値は初ひび割れ荷重(曲げひび割れ実験値)時の値である。初期に変位計が滑らかに作動しなかった場合、実験値は適当に修正した。弾性剛性計算値は曲げ変形(RC規準の剛域考慮)とせん断変形を考慮した次式により求めた。

$$\text{計} K_E = \frac{1}{\frac{2\left(\frac{l}{2}\right)^3}{3EI_0} + \frac{2K\frac{l}{2}}{GBD}}$$

ここで $K=1.2$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \left(\nu = \frac{1}{6}\right)$$

$$l = h + \frac{D}{2}$$

計算値に対する実験値の比は0.65~1.12(平均0.87)となった。初期剛性実験値は弾性剛性計算値に対してやや低い。

4.3. 引張鉄筋降伏時変形

引張鉄筋降伏時の変形を検討するため、変形としては曲げ変形、せん断変形及び引張鉄筋の定着部分における伸びによる付加変形の3成分を考えた。

(1) 曲げ変形 曲げ変形計算値は、e函数法によって引張鉄筋降伏時の曲率を求め、材軸に沿った曲率分布をひび割れモーメント位置で折れ曲がる2本の直線で近似し、モールの定理によって求めた。

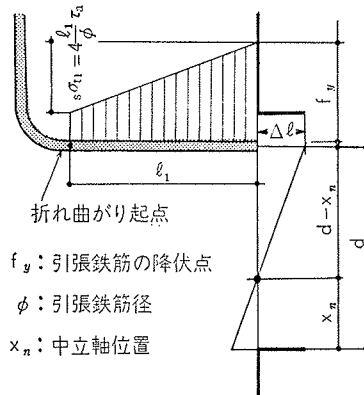
(2) せん断変形 せん断変形 δ_s ははり材のせん断剛性低下率を準用し、次式によって得た。

$$\delta_s = 2K \frac{P_y \frac{h}{2}}{\beta GBD}$$

ここで β : せん断剛性低下率

$$= 0.32 \left(\frac{10\tau}{F_C}\right)^{-0.78} \quad (\text{黒正博士式})$$

(3) 定着部分の鉄筋の伸びによる付加変形



図一3 定着部鉄筋の応力分布

定着部分の鉄筋の伸びによる付加変形 δ_{ad} は鉄筋の応力分布を図一3のように仮定して、ぬけ出し量 Δl を求め、e函数法による降伏時の断面の中立軸を中心に回転するとして求めた。

ここで、鉄筋の付着応力度 τ_a を $0.2F_C$ と仮定した。

即ち、ぬけ出し量は

$$\Delta l = \frac{1}{E} \left(f_y - \frac{2l_1}{\phi} \tau_a \right) l_1$$

従って、付加変形は

$$\delta_{ad} = 2 \left(\frac{\Delta l}{d - x_n} \right) \left(\frac{h}{2} \right)$$

以上のようにして求めた計算値及び計算値に対する実験値の比を表一6に示す。実験値の計算値に対する比は0.743~2.47(平均1.20)とやや大きい。この原因は主にせん断剛性低下の不備であろう。因みに、 $a/D=2$ の試験体に限ると、その比は0.743~1.67(平均1.01)であった。しかし、更に精度のよい計算値を得るには、曲率分布(特に、材端部における局所的な曲率増大)、引張鉄筋ぬけ出し量の精算法、ひび割れ間の付着の消失等を考慮する必要がある。

4.4. 等価粘性減衰定数

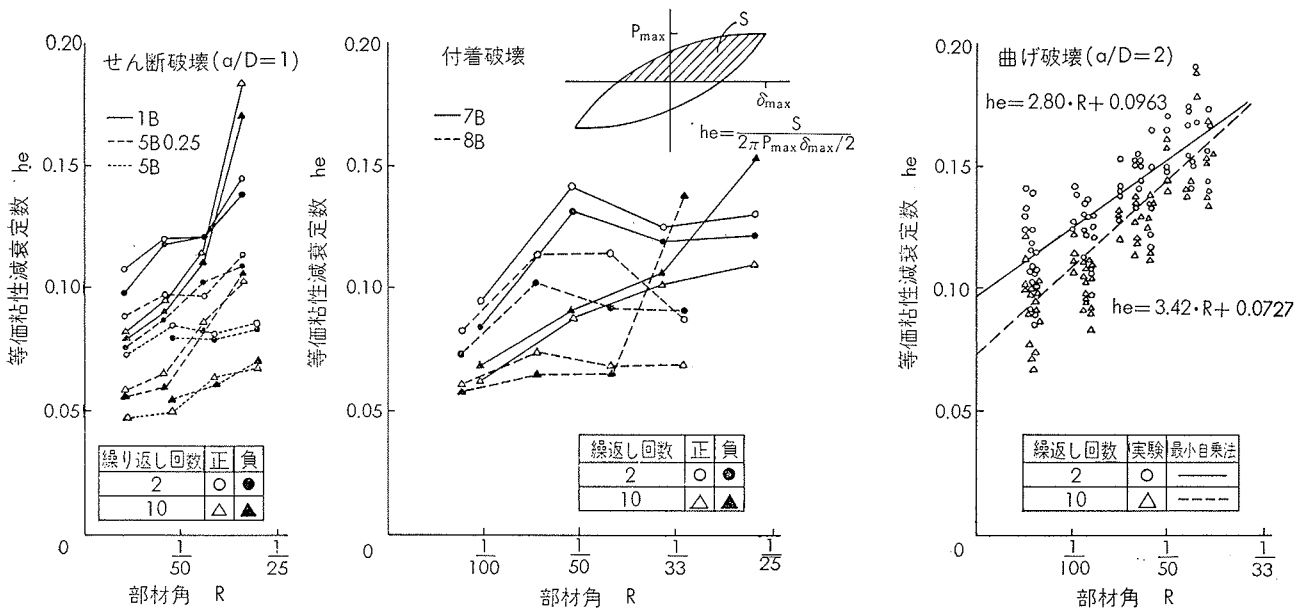
破壊モード別に繰り返し変位振幅 $\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y, 4\delta_y$ 時の第2、第10サイクルでの等価粘性減衰定数 h_e と部材角 R との関係を図一4に示す。破壊モードに拘らず、 h_e は第2サイクルよりも第10サイクルの方が小さい。曲げ破壊したものは h_e が6.7~19.1%で、一般に変形が増大するに従って大きくなる。

降伏後、直ちにせん断破壊及び付着破壊性状を示したものを除いて、 h_e と R との関係直線と仮定して最小自乗法により回帰曲線を求めると次式群を得る。

$$h_e = 2.80R + 0.0963 \quad (\text{第2サイクル})$$

$$h_e = 3.42R + 0.0727 \quad (\text{第10サイクル})$$

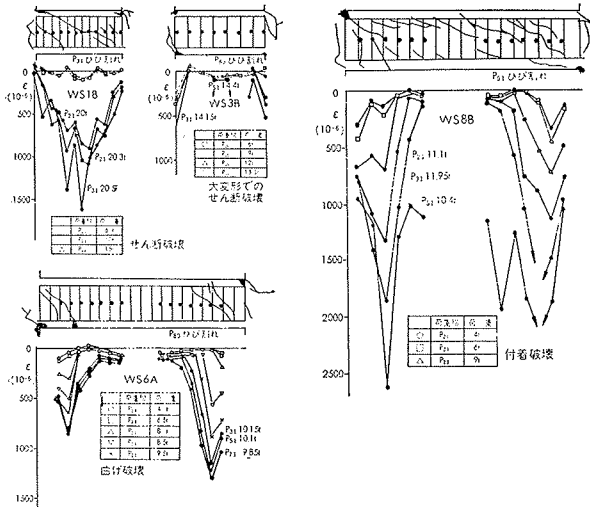
せん断破壊したものは試験体によって h_e の大きさに相違があり、試験体5Bが最も小さく4.8~8.6%、1Bでは8.0~18.3%で最も大きい。付着破壊した試験体では部材角1/50以上では h_e が増加しなくなる。 h_e の値は全体に小さく5.8~15.3%であった。



図一四 等価粘性減衰定数と部材角の関係

4.5. 帯筋の歪度分布

図一五にせん断破壊した試験体1B, 大変形時にせん断破壊した3B, 曲げ破壊した6A, 付着破壊した8Bの帯筋の歪度とひび割れ状況を示す。破壊形式によって帯筋の歪度分布が著しく異なる。即ち、曲げ破壊した試験体でも曲げせん断ひび割れ発生箇所近くの帯筋は降伏歪に達するものもあった。スタブ面からD以上離れた部分ではひび割れが発生していないので帯筋の歪は非常に小さい。せん断破壊した試験体では全長に



図一五 帯筋の歪度分布

亘って歪度が大きい。ひび割れが測定点近くを横切る場合、降伏歪を越えるか或いはその近傍の歪度を示すものが多い。付着破壊した試験体では付着ひび割れが発生するまでは曲げ破壊したものに歪度分布形が似ているが、付着ひび割れ発生後は試験体の全長に亘り歪度が大きくなる。

4.6. 閉鎖型帯筋の効果

図一六に一定変形 ($\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y, 4\delta_y$) での繰り返し回数と荷重低下の様子を主としてひび割れの進行状況別に示した。図中、●印は本実験で得た値、○印はLM2シリーズによる値である。実線は本実験に限って、荷重低下率（試験体の保持した第1回目の荷重に対する第N回目の荷重の比）と繰り返し回数の関係を最小自乗法で求めたものである。

図一七は本実験で行なった試験体とそれに対応するLM2シリーズで行なわれた試験体の荷重～変位曲線を正荷重時の包絡線で対比させて示したものである。LM2シリーズはコンクリート圧縮強度 254 kg/cm^2 、帯筋の端部は 135° 折り曲げて定着したものである。

両図より次のことが観察できる。 δ_y の荷重の繰り返しで、本実験では発達した曲げひび割れが曲げせん断ひび割れにとどまるのに対し、LM2シリーズではせん断ひび割れに至り、荷重の低下が本実験に比して大きい。その帰結として、せん断剛性の低下が大きくなる(図一六 6A, 6Bの比較)。このことは図一七の荷重～変位曲線にもあらわれている。また、本実験 7Bはせん断ひび割れにとどまっているのに対し、7B(LM2)ではせん断ひび割れが付着ひび割れを誘発している。

$2\delta_y$ での荷重の繰り返しになると、本実験1Bはせん断ひび割れにとどまっているのに対し、1B(LM2)は付着ひび割れを併発し、荷重低下はより著しい。せん断ひび割れが生じた後、本実験の場合、LM2シリーズに比して荷重低下は少ない。この傾向は変位振幅 $3\delta_y, 4\delta_y$ になるとより著しい。これは閉鎖型帯筋が

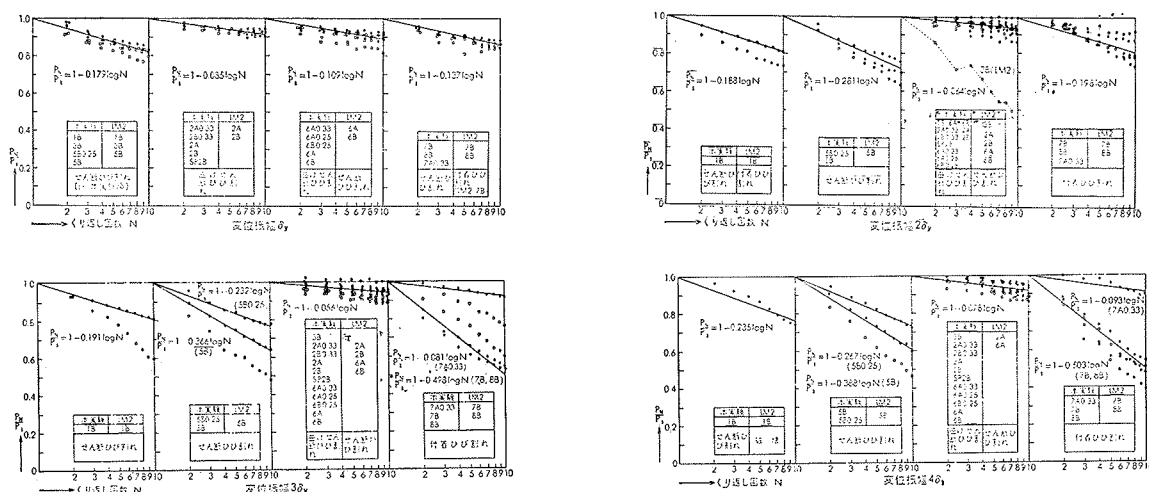


図-6 繰り返し回数と荷重の低下

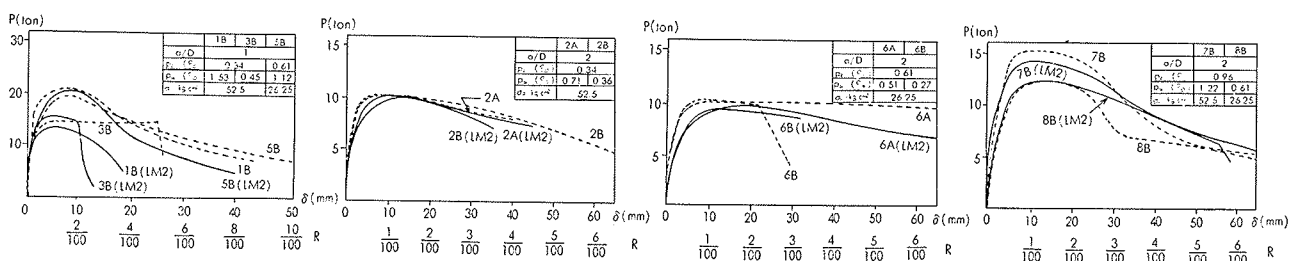


図-7 荷重～変位曲線の比較

せん断ひび割れ幅の成長を抑止しているためと考える。このことは図-7の荷重～変位曲線からも伺える。特に、 $a/D=1$ の場合、LM2は本実験に比して最大荷重後の耐力低下が急激にあらわれている。

5. 結び

閉鎖型帯筋を用いた鉄筋コンクリート短柱の実験から次のことが云える。

(1) $a/D=2$ で $p_t=0.34\%$ の場合、 σ_0 が 52.5 kg/cm^2 ではA或いはBタイプによって耐力、変形能に差はないが、 σ_0 が 70 kg/cm^2 の場合に $6\delta_y$ の変形になってからBタイプの耐力低下が大きくなる。

(2) $a/D=2$ で $p_t=0.61\%$ の場合、 $\sigma_0=26.3\sim 70 \text{ kg/cm}^2$ の範囲でAタイプのものは曲げ破壊した。しかし、Bタイプになると大変形時にせん断破壊或いは付着破壊を招く。せん断補強筋が少なく、ななめひび割れの伸展を防止できなければせん断破壊し、多量のせん断補強筋でななめひび割れの伸展が防止されると付着ひび割れによって破壊に至る。

(3) $a/D=1$ で $p_t=0.34\%$ の場合、 $\sigma_0=25.3 \text{ kg/cm}^2$ ではBタイプでも大きな靱性を期待することが可能である。

即ち、 $a/D=1$ でも p_t 、 σ_0 とも小さければ閉鎖型帯筋のような拘束効果の大きいせん断補強筋を十分配することによって大きな変形能を期待し得ることを示すものである。

(4) $a/D=2$ で $p_t=0.96\%$ の場合、Bタイプは付着破壊を起す。

(5) 破壊モードによって帯筋の歪度分布は著しく異なり、曲げ破壊の場合はスタブ面よりD以上離れた部分では帯筋の歪は非常に小さい。

(6) 等価粘性減衰定数は変形の増大によって大きくなり、部材角とほぼ直線関係にある。

(7) 閉鎖型帯筋は曲げせん断ひび割れからせん断ひび割れ、付着ひび割れへの発達の遅延効果及びせん断ひび割れ幅の成長の抑止効果が大きい。

この報告は断片的であるが、各シリーズの実験が終了後、RC柱の挙動の総合的考察が行なわれることになろう。

参考文献

(1) 短柱委員会：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する研究 その1～その8、昭和48年度 建築学会大会学術講演梗概集

(2) 建築学会：鉄筋コンクリート計算規準・同解説