

繰返しせん断力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱 の履歴特性に関する実験的研究

若林 實・南 宏一・中村 武

EXPERIMENTAL STUDIES ON STEEL-REINFORCED CONCRETE COLUMNS UNDER CONSTANT AXIAL FORCE AND ALTERNATE REPEATED BENDING AND SHEAR

By Minoru WAKABAYASHI, Koichi MINAMI and Takeshi NAKAMURA

Synopsis

Tests of two series of steel-reinforced concrete columns with full-web steel section and "batten plate" type open-web section are made to investigate the hysteretic characteristics involved in the large deformation range under constant axial force and alternate repeated bending and shear.

One series is designed as a study of the effects of variations in the ratio of maximum moment to shear. The other series is concerned with the effects of variations in the ratio of axial force to the ultimate compressive strength of column. All specimens are of the rectangular cross section (15 cm × 15 cm). The loading apparatus is designed to meet the state of stress in actual columns. The program of cyclic loading is such that the deflection amplitude is increased and two cycles of loading are done at each amplitude.

Main discussion is concentrated on the maximum strength, the behavior before and after the attainment of the maximum strength and hysteretic characteristics involved in the large deformation range under alternate repeated loading.

1. 研究目的

鉄骨鉄筋コンクリート構造法は、大正の初期に欧米から移入されたが、以来、山形鋼などで構成される非充腹型の断面をもつ我国独自の手法が開発された。戦後、若林¹⁾らの組織的な実験的研究により、鉄骨鉄筋コンクリート構造要素（はり材、柱材および柱はり接合部など）の静的な耐力などが解明され、これらの研究成果にもとづいて建築学会から本構造の設計規準が1958年に示され、設計の指針となっている。

従来、7階建以上の建築物は、ほとんど鉄骨鉄筋コンクリート構造によって設計されてきたが、最近建てられつつある20階前後の建築物は、ほとんど本構造によっている。より高層の建築物の場合でも、地下および地上の低層部は、本構造によることが多い。最近、これらの構造設計において、動的設計が行なわれるようになったが、適正な動的設計法を確立するためには、構造物の静的耐力ばかりではなく、構造物の崩壊に至るまでの非弾性挙動、および降伏荷重以上の繰返し荷重を受けた場合の履歴性状などを明確にすることが必要である。また、1968年の十勝沖地震において、鉄筋コンクリート柱の、繰返しせん断力による曲げ、およびせん断破壊²⁾が多く見られた。既往の研究結果から、鉄骨鉄筋コンクリート柱は、鉄筋コンクリート柱に比べて、その構造的性質より、よりすぐれた靱性を有する³⁾と予想されるが、それを具体的に裏付ける明確な資料は、極めて乏しく、この点からも、上に述べた履歴性状を早急に解明する必要が痛感される。

本研究は、鉄骨鉄筋コンクリート構造部材のうち、最も変形状態に問題の多い、繰返しせん断力を受ける柱材に注目し、柱材の降伏ヒンジの形成状況、およびその回転限界、耐力以後の靱性、せん断破壊を生ずる場合の変形状態、履歴特性、エネルギー吸収能力などの性状を、実験的に明らかにしようとするものである。

実験を行なった試験体の総数は、18 体で、全試験体とも、繰返しせん断力を載荷させた。実験は、1971 年 12 月から、1972 年 3 月にかけて、京都大学防災研究所耐震構造部門で行なわれたが、本報告は、その実験結果の概要を示すものである。

2. 実 験

2.1 実 験 計 画

本実験は、全試験体とも、繰返しせん断力のもとで行なっているが、繰返しせん断力を受けて曲げ破壊するものと、せん断破壊するものと、大別して 2 種類の実験内容を計画した。

試験体の断面構成は、Fig. 1 に示すように、H 形鋼を主体とした充腹型のもの (F)、タイプレート形式の腹材をもつ非充腹型のもの (O)、それに、この 2 つの鉄骨鉄筋コンクリート部材 (以下、SRC 部材とする) に対して、比較検討を行なうための純鉄筋コンクリート部材 (以下、RC 部材とする) のもの (R)、の

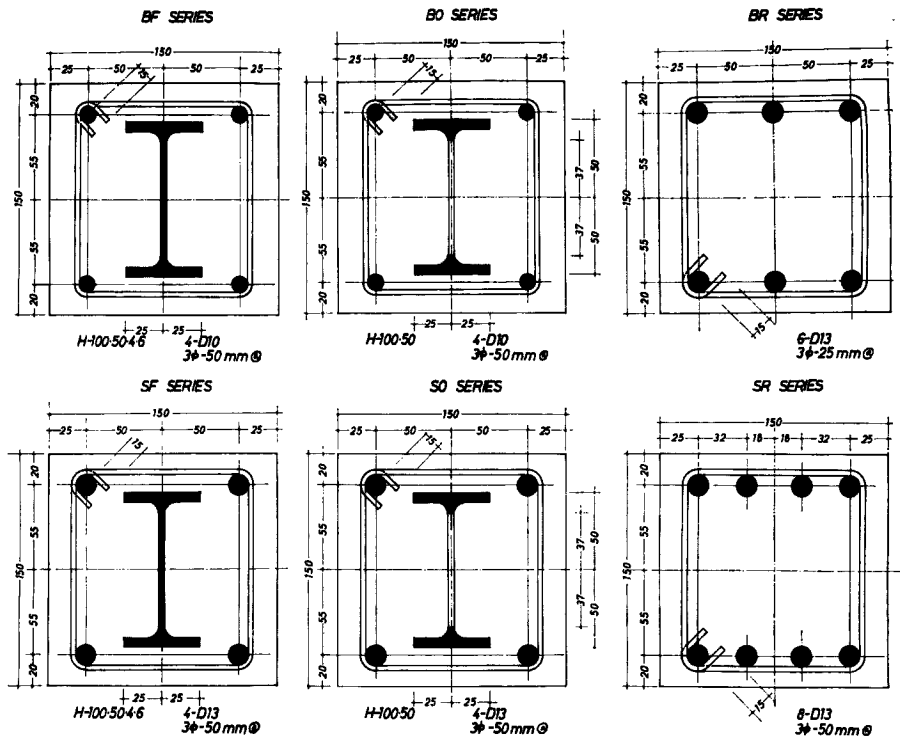


Fig. 1 Column cross sections. (Unit; mm)

Note: All dimensions shown are nominals, See Table 2 for measured dimensions.

3 種類を選んだ。主となる実験変数としては、試験体に加える軸力比を選び軸力比 N/N_y (N : 作用軸力, N_y : 断面のコンクリート強度をシリンダー強度とし、累加強さ式によって求めた中心圧縮耐力) を、0, 0.3, 0.6 の 3 種類を選んだ。実験変数と断面構成の組合せは、Table 1 に示すが、試験体の各称によって、その組合せが表示できるようにした。(例えば、SO3) すなわち、1 番目のアルファベット記号 (B, S) は、破壊性状を示し、B は曲げ破壊を、S はせん断破壊を示す。2 番目のアルファベット記号 (F, O, R) は、その試験体の断面構成を示し、F は充腹型の SRC 部材、O は非充腹型の SRC 部材、R は RC 部材であるこ

Table 1 Test program.

		Specimen Number	Parameter		Main Reinforcement	Web Reinforcement
			N/N_y	Composed Cross Section		
B SERIES (Flexural Failure)	BF SERIES	BF0	0	F	4-D10	3ϕ -50 mm@50
		BF3	0.3	F	4-D10	
		BF6	0.6	F	4-D10	
	BO SERIES	BO0	0	O	4-D10	50
		BO3	0.3	O	4-D10	50
		BO6	0.6	O	4-D10	50
	BR SERIES	BR0	0	R	6-D13	25
		BR3	0.3	R	6-D13	25
		BR6	0.6	R	6-D13	25
S SERIES (Shear Failure)	SF SERIES	SF0	0	F	4-D13	50
		SF3	0.3	F	4-D13	50
		SF6	0.6	F	4-D13	50
	SO SERIES	SO0	0	O	4-D13	50
		SO3	0.3	O	4-D13	50
		SO6	0.6	O	4-D13	50
	SR SERIES	SR0	0	R	8-D13	50
		SR3	0.3	R	8-D13	50
		SR6	0.6	R	8-D13	50

Note; F : Full-web steel cross section
 O : "Butten Plate" type open-web cross section
 R : Reinforced concrete cross section

とを示す。末尾の数字 (0, 3, 6) は、軸力比を示し、0, 3, 6 は、それぞれ、軸力比、0, 0.3, 0.6* を示している。なお、Fig. 2 に示すように、曲げ破壊を意図とする試験体は、せん断スパン比 h/D (h : 柱長さ, D : 柱せい) を 6, せん断破壊を意図とするものは、3 とした。

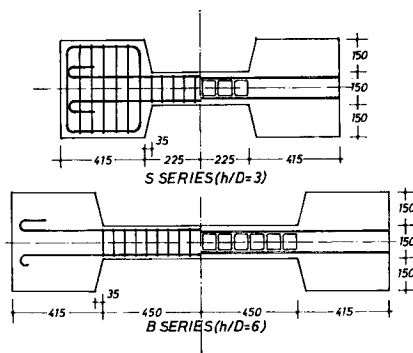


Fig. 2 Column specimen. (Unit; mm)

* 軸力比は、この値と多少異っているが、実験時の値は、Table 3 を参照。

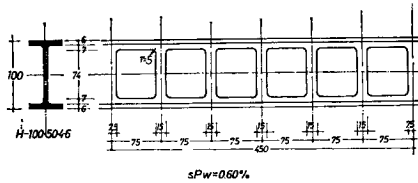


Fig. 3 Detail of open web. (Unit; mm)

2.2 試験体の形状と寸法

試験体の断面構成は Fig. 1 に示すように、全試験体とも、 $B \times D = 15 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$ (B : 柱巾, D : 柱せい)とした。充腹型の鉄骨主材には、H-100・50・4・6 の H 形鋼を用い、非充腹型の鉄骨主材には、Fig. 3 に示すように、H-100・50・4・6 のウェブ部分をガス切断によって、所要の長方形の開口部（隅角部には、半径 5 mm の円弧をつける）を設けて、腹材比 ${}_sP_w = {}_sA_w / B \cdot {}_sS$ (${}_sA_w$: タイプレートの断面積, B : 柱巾, ${}_sS$: タイプレートの間隔) が、0.60% となるものを用いた。また、各試験体の主鉄筋は、各試験体の純曲げ耐力 ${}_0M_{fl}$ が、ほぼ等しくなるように、鉄筋の径、および本数を変えた。本実験に使用した主鉄筋は、D10、および D13 の 2 種類であるが、ともに SD35 材である。せん断補強筋には、径 3 mm の SR24 材相当品の焼鈍鉄筋を使用し、BR シリーズ以外は、50 mm 間隔に配置し、せん断補強筋比 ${}_rP_w = {}_rA_w / B \cdot {}_rS$ (${}_rA_w$: せん断補強筋の断面積, B : 柱巾; ${}_rS$: せん断補強筋の間隔) を、0.187% とした。なお、BR シリーズは、繰返し載荷にともなう斜張力破壊を防止するために、せん断補強筋の間隔を 25 mm ($P_w = 0.374\%$) とした。また、せん断補強筋は、Fig. 1 に示すように、閉鎖形に加工し、端部は、135°に折り曲げて、主鉄筋に結果線により取り付けた。鉄骨主材は、Fig. 2 に示すように、試験体上面および下面に接するように配置し、作用軸力が、直接鉄骨主材にも伝達できるようにした。

Table 2 Column dimensions and properties

Specimen	Column Dimensions (mm)							
	Cross Section		Main Reinforcement		Steel			
	B	D	Br	Hr	Bs	HS	t_f	t_w
BF0	151.9	151.8	97.4	109.8	48.4	100.8	6.95	4.52
BF3	150.2	151.8	96.2	109.8	48.3	100.8	6.95	4.50
BF6	151.6	152.2	97.6	109.5	48.3	100.7	6.94	4.49
BO0	150.9	151.8	101.2	109.9	48.2	100.8	6.94	4.48
BO3	151.8	151.7	98.2	109.6	48.1	100.7	6.97	4.47
BO6	151.8	152.5	99.8	109.1	48.1	100.7	6.98	4.48
BR0	151.7	152.9	99.8	108.5	—	—	—	—
BR3	151.3	152.2	99.2	108.3	—	—	—	—
BR6	151.8	152.6	99.8	108.1	—	—	—	—
SF0	151.4	151.5	98.8	109.1	48.3	100.6	6.89	4.44
SF3	151.4	151.7	98.1	109.4	48.2	100.5	6.93	4.43
SF6	150.1	151.4	98.3	108.8	48.4	100.7	6.92	4.44
SO0	151.2	151.4	99.5	109.0	48.1	100.6	6.95	4.48
SO3	152.0	152.0	99.7	110.0	48.2	100.7	6.95	4.46
SO6	150.7	151.1	101.0	108.9	48.1	100.7	6.94	4.45
SR0	152.0	152.0	98.0	109.6	—	—	—	—
SR3	151.0	151.9	97.2	109.1	—	—	—	—
RS6	151.7	151.8	99.1	109.8	—	—	—	—

2.3 試験体の材料と製作

セメントは、普通ポルトランドセメントを使用し、粗骨材には、最大粒径 15 mm 以下の吉野川産の川砂利を、細骨材には、最大粒径 2.5 mm 以下の熊野川産の川砂を使用した。コンクリートの配合設計は、全試験体共通とし、水セメント比を 65%，重量調合比でセメント：砂：砂利を、1:2.95:2.82 とした。スランブ値 s は全試験体を通じて、19～23、フロー値 f は 35～48 で、 f/s 値は、1.54～1.92 であった。コンクリートの混練は 110 l の可搬傾胴型のミキサーを用いて行ない、コンクリートの打設は、全試験体ともたて打で行なった。実験時の各試験体の材令はほぼ 3 カ月であり、各試験体の実験時の 15 cm×30 cm のシリンダー圧縮強度、および割裂強度を、Table 2 に示す。また、主筋に使用した異形鉄筋およびせん断補強筋に使用した丸鋼は、ともに明確な降伏点を示し、その値を、Table 2 に示す。鉄骨に対しては、フランジおよびウェブ部分より引張試験片を採取し、機械的性質を調べ、降伏応力度を Table 2 に示す。

2.4 実験装置

実験装置の概略を Fig. 4 に、実験風景を Photo. 1 に示す。本実験装置の加力システムの概略を、Fig. 5 に示す。簡便に繰返しせん断力を加えるために、試験体柱体部の両端部に剛体とみなせる定着ブロックを設け、それに、4 本の P-C 鋼棒で載荷用補助材を取りつけ、下部の載荷用補助材を、ユニバーサルジョイントを介して床面に固定し、上部の載荷用補助材にユニバーサルジョイントを介して、20 t 用引張、圧縮両用のロードセル A、および圧縮 100 t、引張 30 t の手動式油圧ジャッキ A を連結して、試験体柱体部に、逆対称曲げモーメントが負荷されるようにした。また、試験体に負荷させる軸方向力は、4 本の P-C

of specimens.

Properties of Specimens (kg/cm²)

Concrete Strength			Yield Stress			
			Reinforcement		Steel	
F_c	F_t	F_t/F_c	Main	Web	Flange	Web
364	30.8	0.085	3380	3380	3480	4250
326	23.8	0.073	3910	3380	3480	4250
330	26.2	0.079	3990	3380	3480	4250
290	22.8	0.079	3890	3350	3320	3850
280	21.8	0.078	3760	3350	3320	3850
279	24.3	0.087	3990	3350	3320	3850
331	30.3	0.091	3870	3385	—	—
315	27.1	0.086	3910	3385	—	—
320	27.5	0.086	3910	3385	—	—
256	24.6	0.095	3870	3245	3320	3840
275	25.8	0.094	3870	3245	3320	3840
247	23.1	0.093	3910	3245	3320	3840
310	25.1	0.081	3910	3130	3320	3840
303	27.4	0.090	3870	3130	3320	3840
284	23.0	0.081	3810	3130	3320	3840
231	20.3	0.088	3840	3160	—	—
301	24.9	0.083	3860	3160	—	—
253	21.5	0.085	3890	3160	—	—

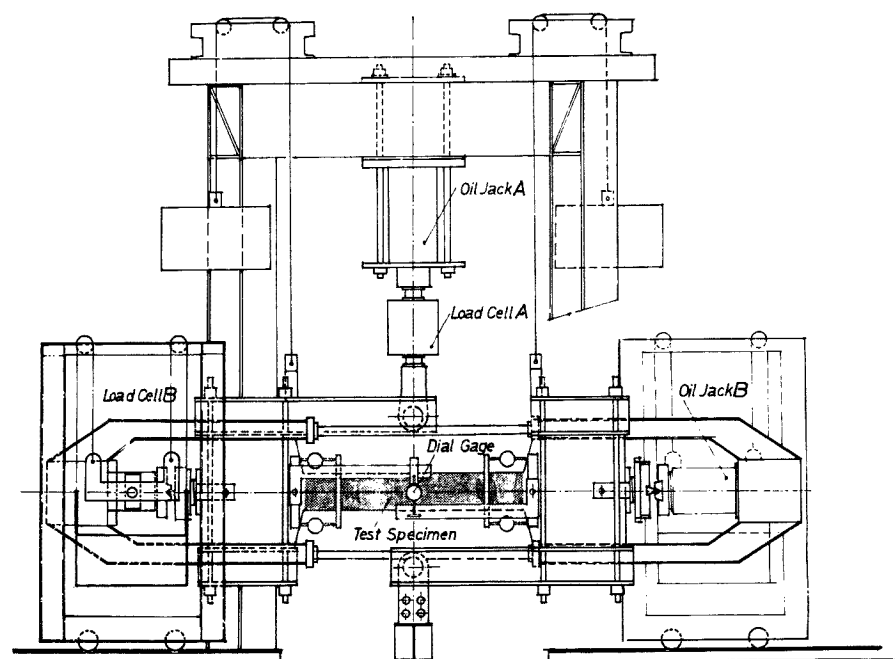


Fig. 4 Loading arrangement and instrumentation.

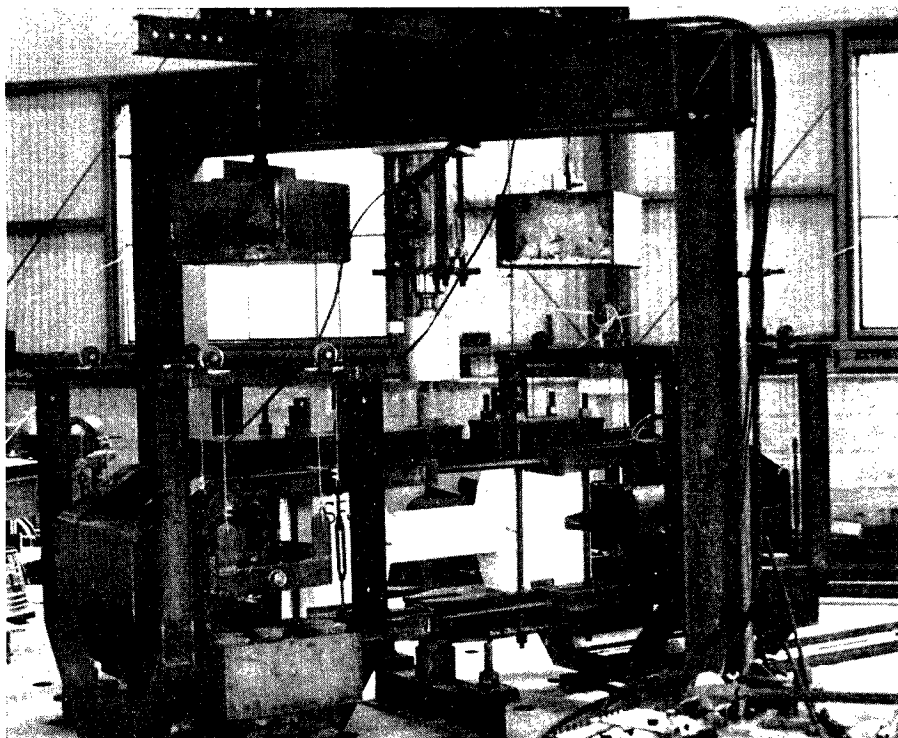


Photo. 1 Test set-up.

鋼棒を反力材として 100 t 用手動式油圧ジャッキによって作用させた。作用軸方向力の測定は、ロードセル B によって行ない、試験体と油圧ジャッキ B、およびロードセル B の間には、支持条件として、面内にはピン、面外に固定となるようなナイフェッジを設けた。また、ナイフェッジには面内の偏心の調整が可能なように調査用ネジを設けた。

軸方向力を作用させる試験体については、まず、軸方向力を所定の値まで負荷させたのち、一定軸方向力を保持しながら、せん断力を、0.25 t から、0.5 t の段階で、漸次負荷させたが、最大耐力以後の履歴過程において、軸方向力が、低下する場合には、ほぼ 1 t 前後の範囲で、随時、油圧ジャッキを作動させ、軸方向力を補正した。

Fig. 5 の加力システムに示されるように、軸方向力が作用する試験体においては、試験体柱体部に作用するせん断力 Q は、せん断力測定用ロードセルに測定されるせん断力 Q_0 ではなく、柱材の幾何学的変形により、 $NR \cdot \frac{h}{L}$ (N : 軸方向力、 R : 材端相対回転角、 h : 試験体柱体部長さ、 L : 軸力用ナイフェッジ回転中心間距離) だけ減少し、かつ、柱材に生ずる、最大曲げモーメント M_{max} は、 $M_{max} = \frac{h}{2} \{ Q_0 + NR (1 - \frac{h}{L}) \}$ となるので、柱体部の作用せん断力、および最大曲げモーメントの評価には、この附加応力の影響を考慮した。

変形の測定は、試験体柱体部から定着ブロック側に 35 mm の位置にボルトを埋込み、そのボルトに変形用測定棒を固定し、その棒にダイヤルゲージを取り付け、Fig. 5 に示すように、柱体両端部の相対回転角 $R(=\delta/h)$ を測定して、基準変位量とした。曲げ破壊を意図とする B シリーズの試験体については、柱体両端部から 150 mm 離れた位置に 150 mm 間隔の平均曲率 $\bar{\phi}$ 、および平均軸方向ひずみ $\bar{\epsilon}$ を測定する測定棒を取り付けた。(Fig. 4 および Photo. 2 を参照。)

なお、カウンターバランスを用いて、試験体、軸力用ジャッキ B、および軸力測定用ロードセル B の自重を平衡させ、自重による附加応力、および変形にともなう拘束力を除去した。

2.5 繰返しせん断力の載荷方法

本実験では、全試験体とも、繰返しせん断力を載荷し変位制御、および変位振幅漸増で、実験を行なっ

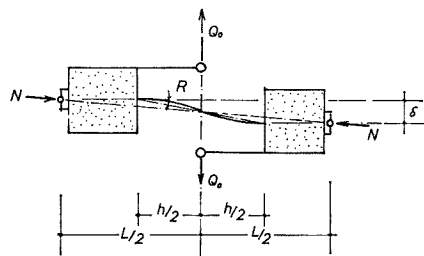


Fig. 5 Loading system.

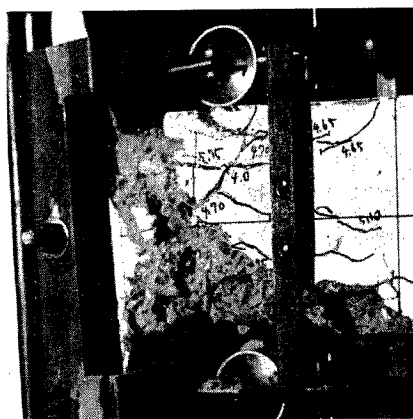


Photo. 2 Critical region deformation measured by dial gages.

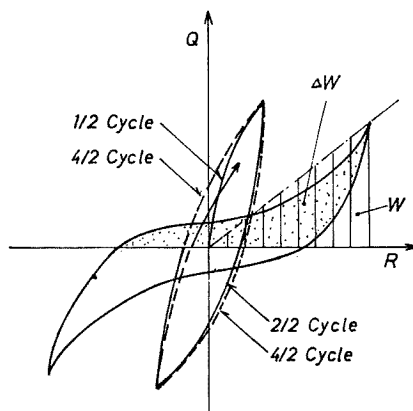


Fig. 6 Hysteresis loop.

た。曲げ破壊を意図とする B シリーズでは、上向きせん断力から載荷し、材端相対回転角 $R(=\delta/h)$ で最大 2.5% まで、 $R=0.5\%$ の間隔で、最大繰返し回数、10 回を基準にして載荷した。せん断破壊を意図とする S シリーズでは、上向きせん断力で、斜張力ひび割れ発生時まで、まず、載荷し、載荷方向を反転させ、下向きせん断力で、 $R=0.5\%$ の間隔で最大 2.5% まで載荷した。なお、全試験体で、 $R=0.5\%$ 以上の同一変位振幅で 2 回の繰返しを行ない、その変位振幅における履歴ループの定常性を調べた。(Figs. 7 および Figs. 8 に示す荷重変形曲線における実線は、その変位振幅における処女ループを、点線は、同一変位振幅における再ループを示す。) また、繰返し回数は $n/2$ の形で表現し、上向きせん断力では、 n は奇数を、下向きせん断力では n は偶数をとるようにした (Figs. 6 参照)。

軸力が作用する試験体については、変位振幅 $R=2.5\%$ に達する以前で、変形限界に達して柱材が崩壊し、繰返し回数が 10 回に満たない場合があった。

3. 履歴曲線と破壊性状

曲げ破壊を意図する B シリーズの試験体から得られた荷重変形曲線を Figs. 7 (a), (b), (c), (d), (e), (f), (g), (h), (i) に、せん断破壊を意図する S シリーズの試験体から得られた荷重変形曲線を Figs. 8 (a), (b), (c), (d), (e), (f), (g), (h), (i) に示す。Figs. 7 および Figs. 8 において、縦軸は、試験体柱体部に作用するせん断力 Q を表わし、横軸は、柱部材端相対回転角 R を表わし、図中の●印は、初期せん断ひび割れの発生を示す。また、各試験体の破壊進展状況を、Figs. 7 および Figs. 8 の図中に示す。

各試験体の履歴ループ、および破壊性状について、特色的な点を簡単に述べる。

3.1 B シリーズ (曲げ破壊を意図するもの $h/D=6$)

作用軸力 0 の BR0、および BO0 は、1/2 サイクルにおいて曲げひび割れ、および斜張力ひび割れが発生し、(BR0 では $\tau_{cr}/F_c=0.058$, BO0 では $\tau_{cr}/F_c=0.082$)、その後、変形振幅、および繰返し回数の漸増にともなって、曲げ、およびせん断ひび割れは、順次形成され、かつ、そのひび割れは進展し、最終破壊状況は、両者とも、極めて類似した様相を示している。曲げ耐力は最終履歴においても保持され塑性ヒンジを形成しているが、完全な曲げ型のヒンジではなく、斜めひび割れの形成をともなったせん断ヒンジ⁴⁾の様相を示している。同一変位振幅における耐力の低下は、両者の場合とも大きくないが、処女ループに対して再ループでは、より逆 S 字形の形状を示し、エネルギー吸収量も小さくなっている。

充腹型の BF0 では、全履歴過程において、せん断ひび割れは形成されず、曲げひび割れは、材軸に対してほぼ直交して進展している。また、その履歴ループも、 $R=\pm 1.5\%$ になると、極めて安定した紡錘形を示し、変位振幅の漸増にともなって、鉄骨自身の履歴ループに収束していることが示され、この事は、充腹型 SRC 部材の一つの特色と考えられる。

作用軸力 $N/N_y=0.3$ の場合には、BR3, BO3, BF3 のいずれとも、曲げおよびせん断ひび割れの形成、およびコンクリートの圧壊は、材端部よりほぼ柱せい D だけ内側にはいった領域に、集約されており、かつ、柱材の崩壊は、圧縮側主鉄筋の屈曲破壊によって誘発された。また、いずれの試験体も最大耐力は、ほぼ $R=\pm 1.0\%$ の変位振幅において示されているが、最大耐力以後の履歴過程においていずれの履歴ループにも逆 S 字形の様相は、みられない。しかしながら、RC 部材である BR3 の変形限界は、ほぼ、最大耐力時の $R=\pm 1.0\%$ 程度であるのに対して、SRC 部材である BO3、および BF3 の変形限界は、 $R=\pm 1.5\%$ まで増大している。(耐力は最大耐力の 70% 程度まで低下しているが。)

本実験では、充腹材と非充腹材の差違は変形能力には示されず、たとえ、非充腹型断面であっても、軸方向力が鉄骨断面のみで、支持でき、かつ、曲げ破壊が先行する場合には、充腹型断面と同等の性能を有するものと推測される。

なお、BF3 で特色的なことは、1/2 サイクルにおいて、顕著な斜めひび割れが形成されたことであり、かつ、斜めひび割れ時の τ_{cr}/F_c が 0.089 と、BR3、および BO3 とほぼ同程度の値を示したことである。(BR3 では $\tau_{cr}/F_c=0.090$, BO3 では $\tau_{cr}/F_c=0.082$ である。)

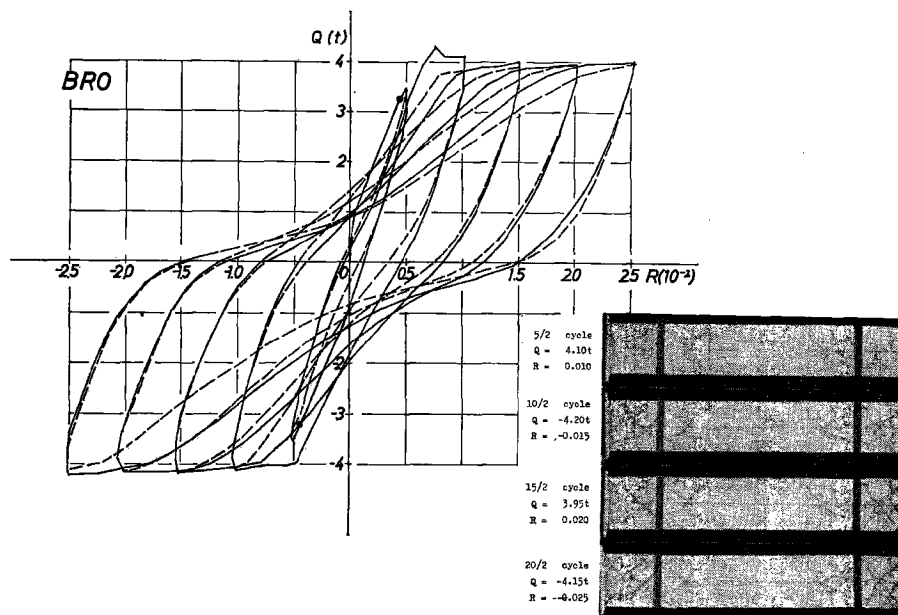


Fig. 7 (a) Hysteresis loop of specimen BR0.

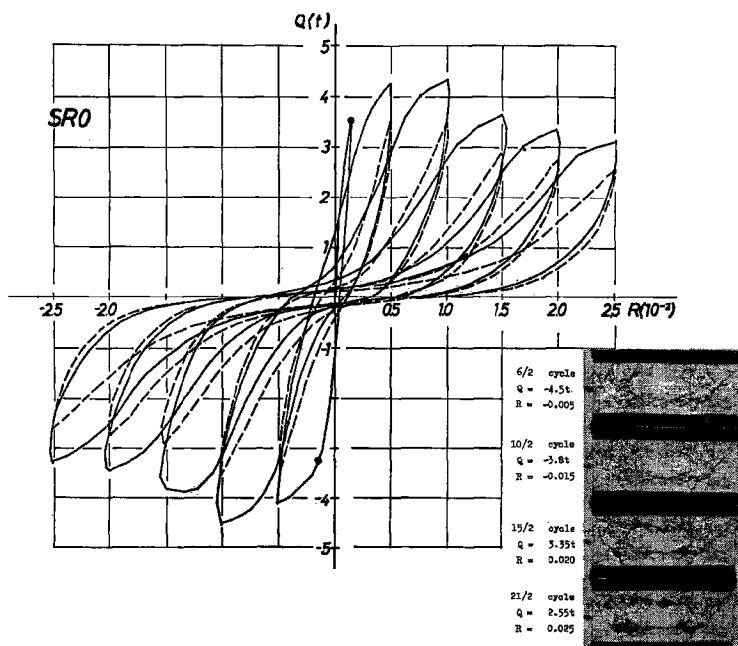


Fig. 8 (a) Hysteresis loop of specimen SR0.

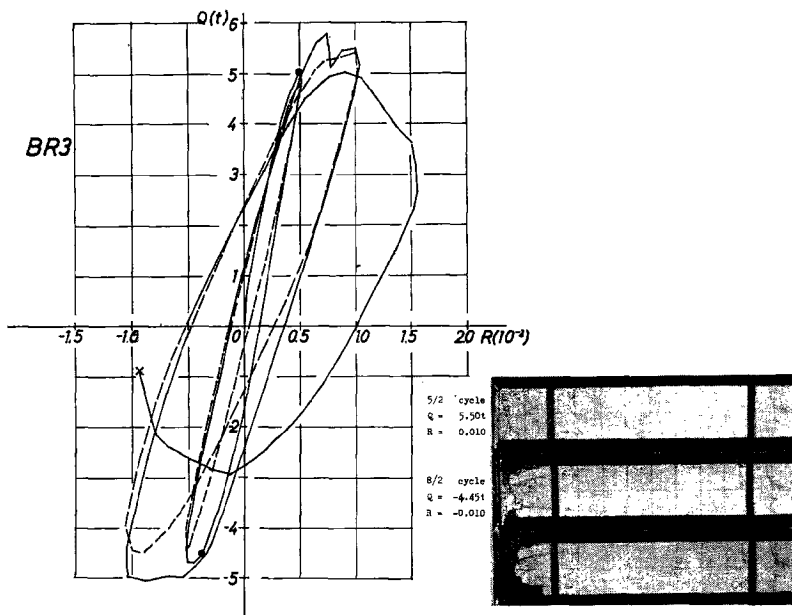


Fig. 7 (b) Hysteresis loop of specimen BR3.

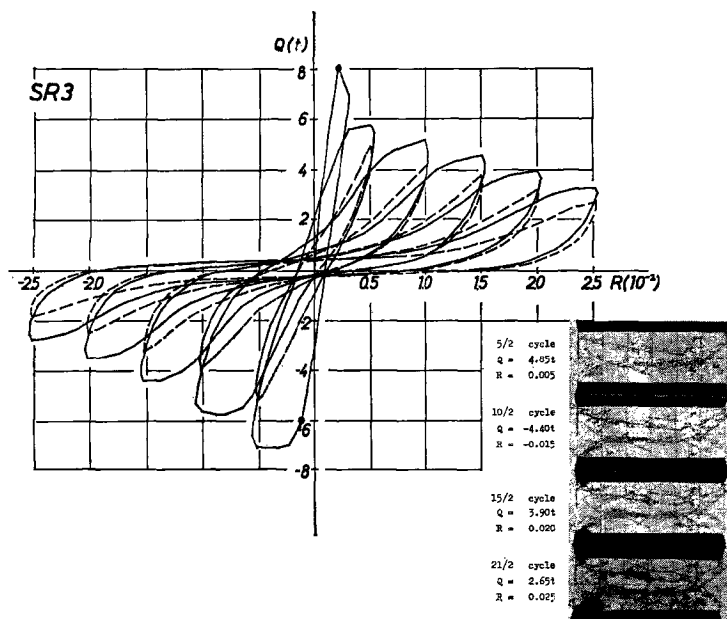


Fig. 8 (b) Hysteresis loop of specimen SR3.

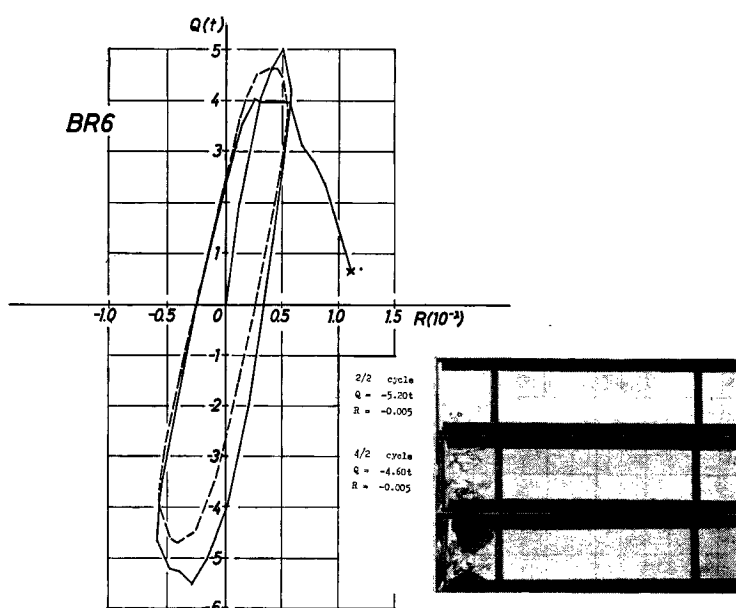


Fig. 7 (c) Hysteresis loop of specimen BR6.

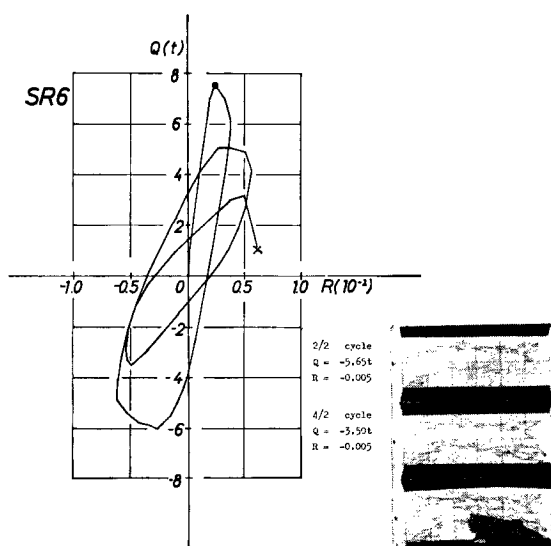


Fig. 8 (c) Hysteresis loop of specimen SR6.

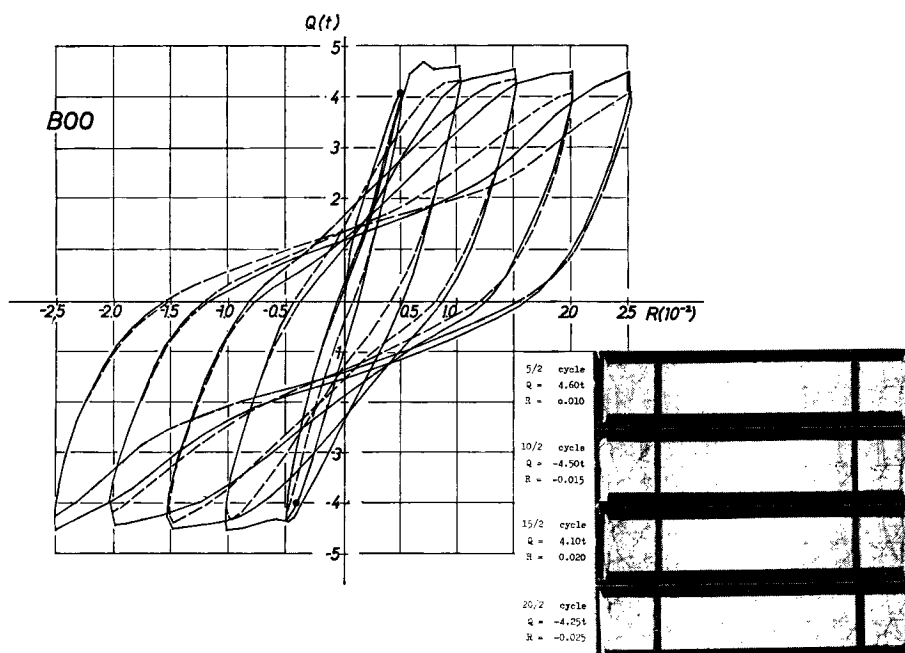


Fig. 7 (d) Hysteresis loop of specimen B00.

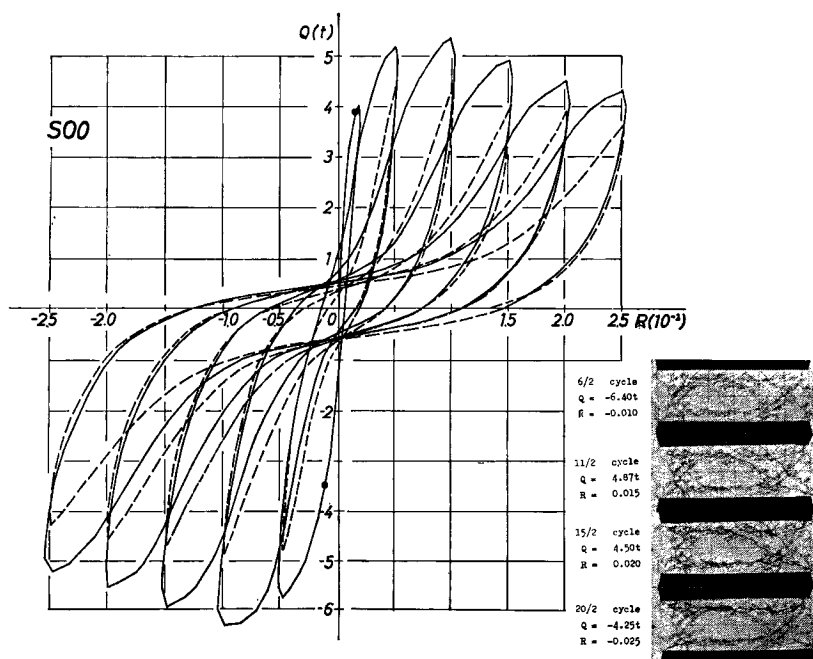


Fig. 8 (d) Hysteresis loop of specimen S00.

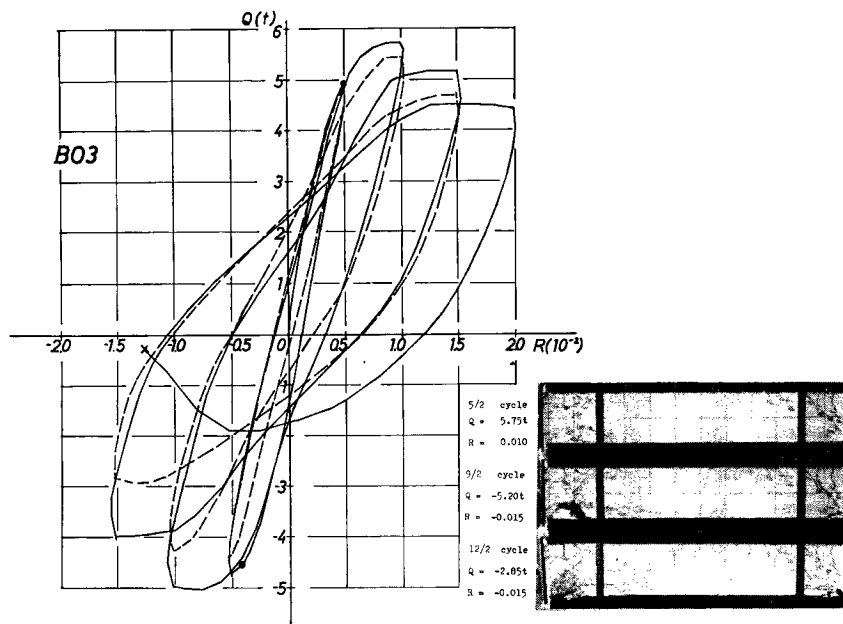


Fig. 7 (c) Hysteresis loop of specimen BO3.

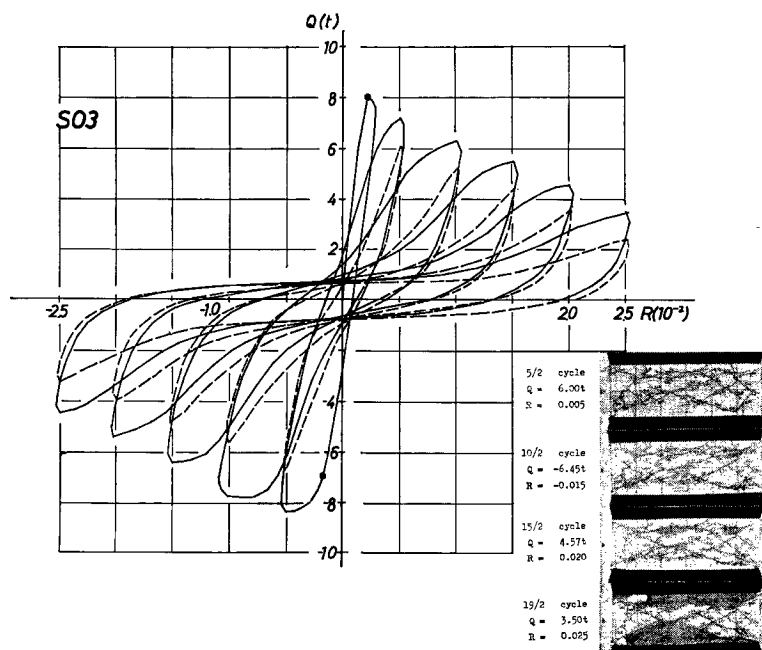


Fig. 8 (c) Hysteresis loop of specimen SO3.

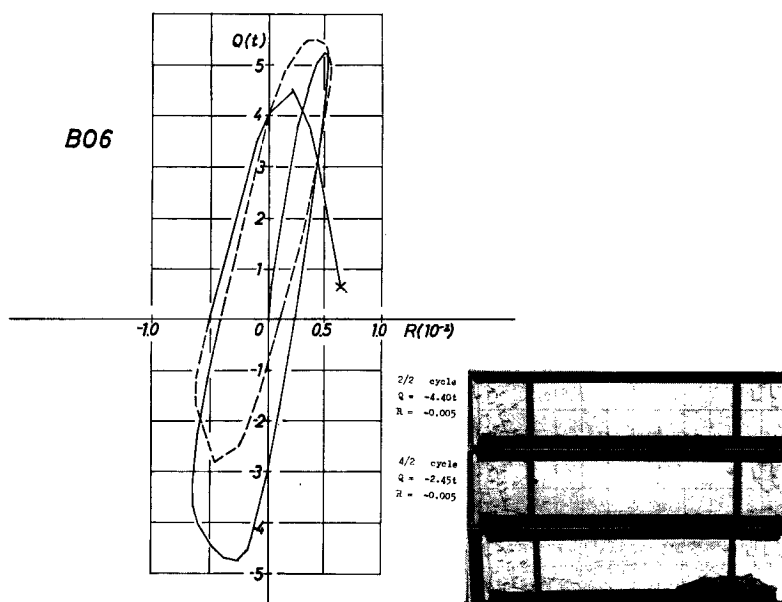


Fig. 7 (f) Hysteresis loop of specimen B06.

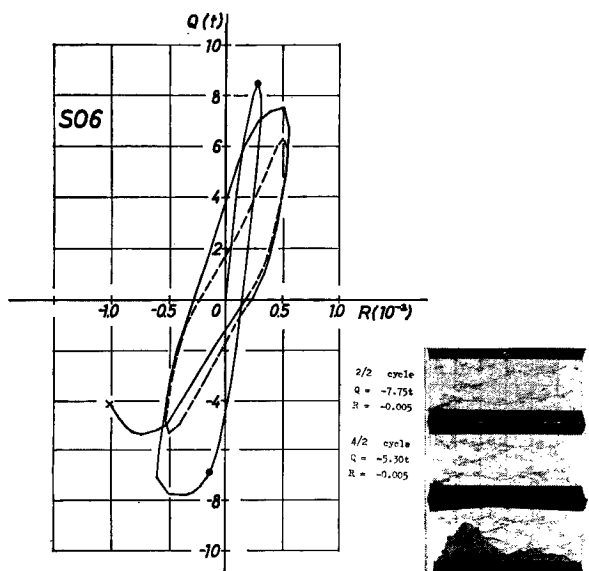


Fig. 8 (f) Hysteresis loop of specimen S06.

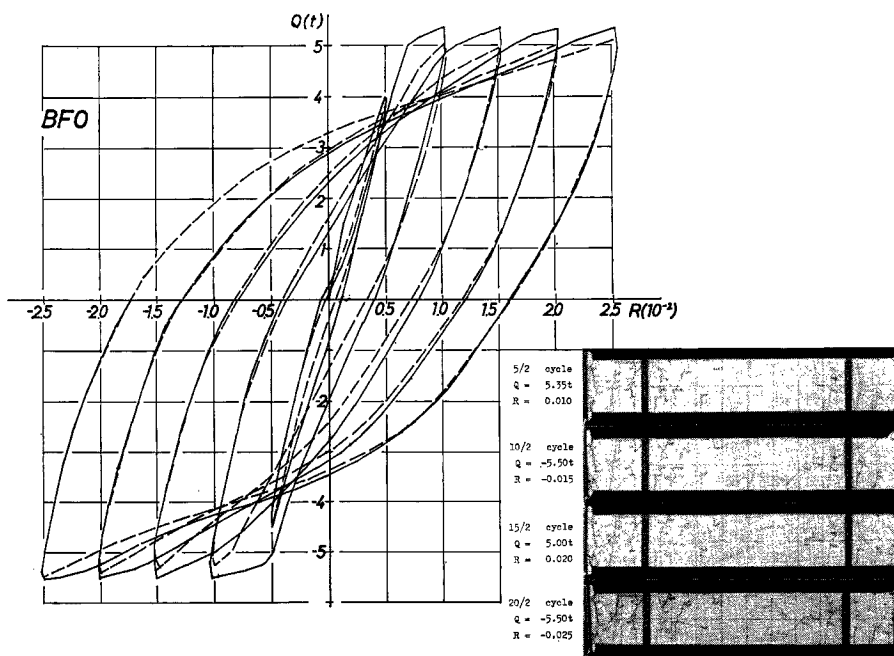


Fig. 7 (g) Hysteresis loop of specimen BF0.

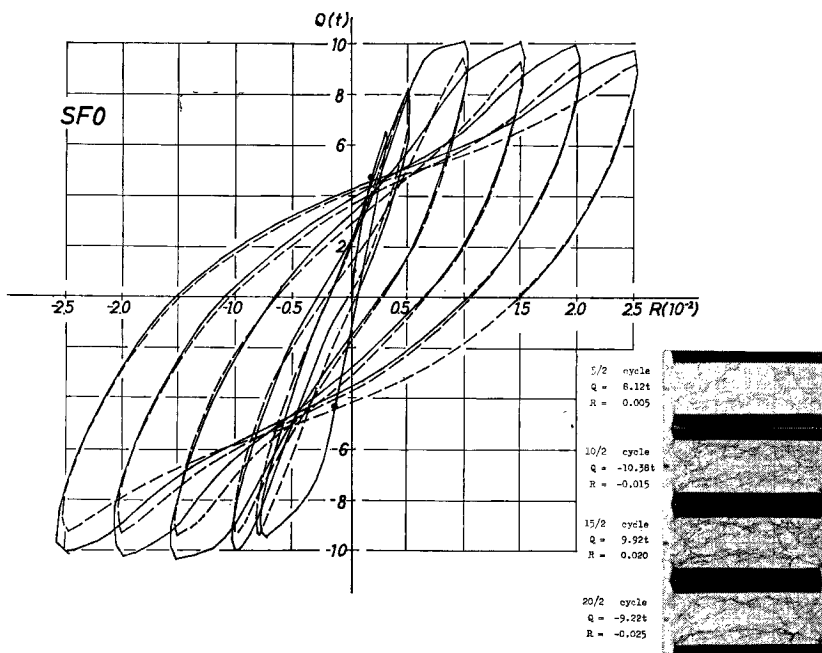


Fig. 8 (g) Hysteresis loop of specimen SF0.

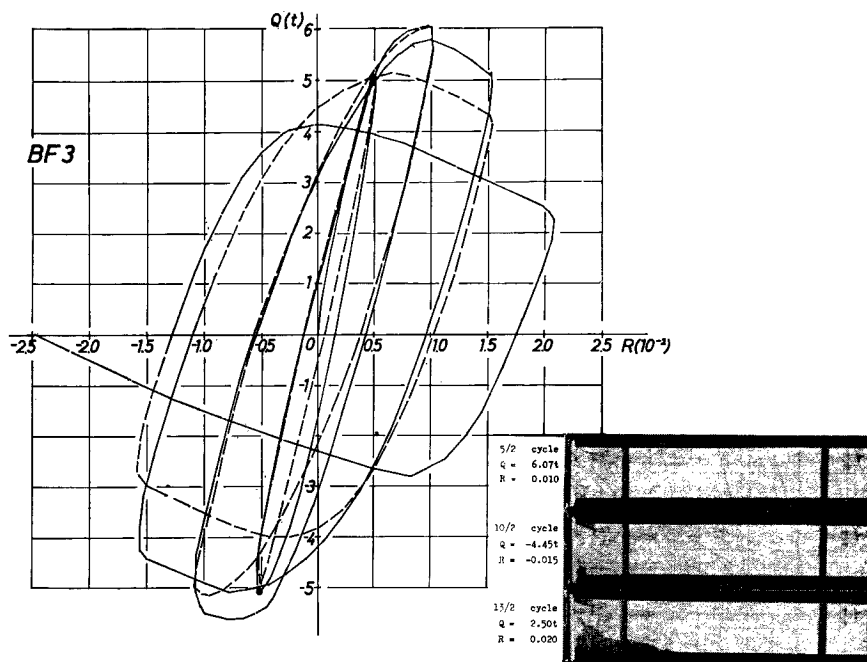


Fig. 7 (h) Hysteresis loop of specimen BF3.

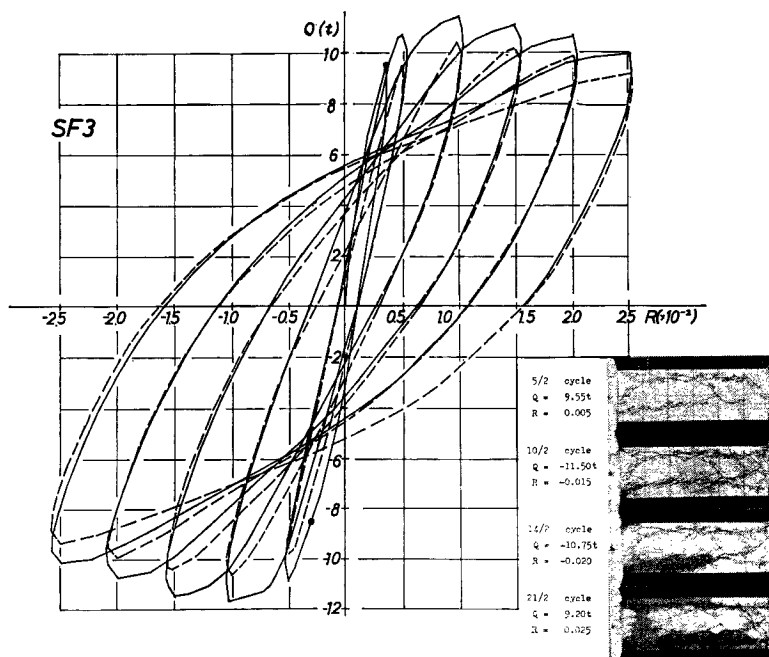


Fig. 8 (h) Hysteresis loop of specimen SF3.

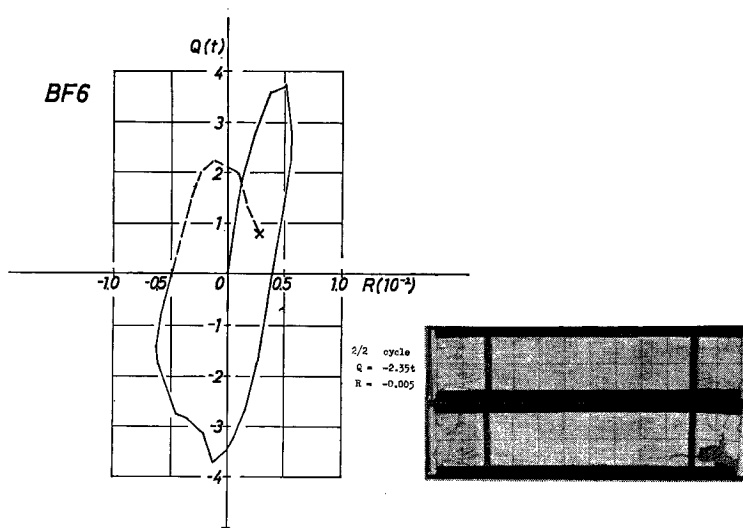


Fig. 7 (i) Hysteresis loop of specimen BF6.

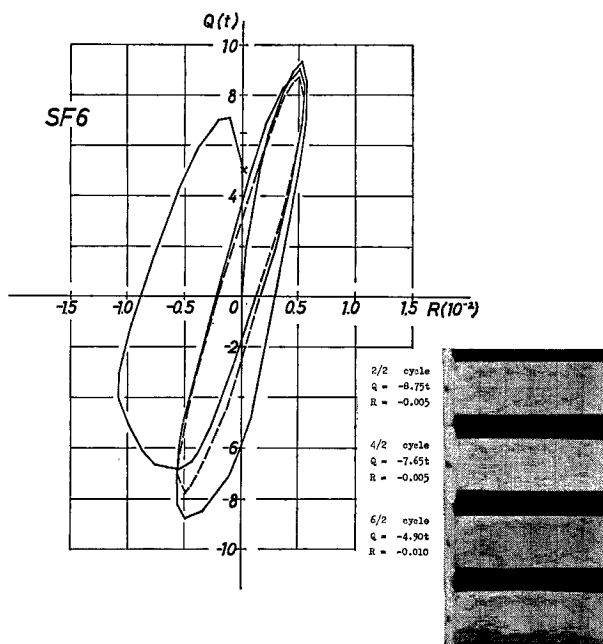


Fig. 8 (i) Hysteresis loop of specimen SF6.

作用軸力が $N/N_y=0.6$ の場合には、いずれの試験体も、極めて変形限界が小さく、ほぼ、 $R=0.5\%$ 程度であり、局部的に圧縮側のコンクリートの圧壊、および圧縮鉄筋の座屈をともなう柱材は崩壊した。

3.2 S シリーズ (せん断破壊を意図するもの、 $h/D=3$)

曲げ破壊を意図する B シリーズに対して、せん断破壊を意図する S シリーズのひび割れ状況は、Figs. 8 に示されるように、断面構成、および軸力の有無にかかわらず、斜張力ひび割れの形成後、変位振幅、および繰返し回数の漸増にともなう、斜張力ひび割れは主鉄筋、および鉄骨フランジに沿うひび割れに伸展し、柱材全長にわたる、主鉄筋、および鉄骨フランジの附着破壊の様相を示した。

作用軸力 0 の SR0 は、 $\tau_{cr}/Fc=0.076$ で、SO0 は $\tau_{cr}/Fc=0.073$ で斜張力ひび割れは形成されるが、その後の、履歴特性は、極めて類似している。最大耐力に達する変位振幅は $R=\pm 1.0\%$ 程度で、その後の耐力の低下は、緩慢であるが、処女ループに対する、再ループ時の耐力の低下は、80% 程度で、かつ、エネルギー吸収量は、50% 程度に低下する、極めて顕著な逆 S 字形の履歴ループを示す。充腹型の SRC 部材である SF0 では、 $\tau_{cr}/Fc=0.105$ で斜張力ひび割れが形成され、(SR0, SO0 に比して、25% 程度、増大しているが、このことは、初期せん断ひび割れ発生以前に鉄骨ウェブはせん断力を負担することを示している。) 変位振幅、および繰返し回数の漸増にともなう、主鉄筋、および鉄骨フランジに沿って、附着破壊ひび割れは促進されるが、その履歴ループは、SR0, SO0 の逆 S 字形のループと異なり、ほぼ安定した紡錘形を示し、鉄骨ウェブの履歴ループに収束することが認められ、最大耐力以後も、耐力低下率は、極めて小さい。

作用軸力が $N/N_y=0.3$ の場合、SR3 は $\tau_{cr}/Fc=0.155$, SO3 は $\tau_{cr}/Fc=0.154$ で、斜張力ひび割れが形成され、(SR0, SO0 の $\tau_{cr}/Fc=0.075$ 程度に対して、ほぼ 2 倍程度に増大しているが、これは中心圧縮による軸方向応力度によるものと考えられる。) その際の変位量は、SR3、および SO0 と $R=0.21\%$ である。その後の履歴過程において、耐力は低下しているが、 $R=\pm 2.5\%$ の変位振幅においても、柱材は崩壊せず、最大耐力 (すなわち、斜張力ひび割れ耐力) のほぼ、35% の耐力を保有しており、曲げ破壊の BR3, BO3 に比して、変形能力は増大している。しかしながら、履歴ループは、著しい逆 S 字形を示し、同一変位振幅における耐力の低下も、70% 程度になり、定常ループに収束するためには、かなりの耐力低下が予想される。SF3 の場合は、 $\tau_{cr}/Fc=0.202$ と斜張力ひび割れ耐力は、軸力 0 の場合と同様、SR3, SO3 に比して増大している (その際の変位量は、 $R=0.5\%$) が、その後の履歴過程において、耐力は、1.21~1.34 倍まで上昇していることは、SR3, SO3 に比して、極めて異なる性状である。最大耐力時の変位量は、 $R=\pm 1.0\%$ 程度であるが、その後の履歴過程において、軸力 0 の SR0 の場合と同様、耐力低下は緩慢であり、鉄骨ウェブの履歴ループに収束することが認められる。

作用軸力が $N/N_y=0.6$ の場合には、SR6, SO6, SF6 のいずれの場合も、斜張力ひび割れの形成とともに、主鉄筋、および鉄骨フランジに沿うひび割れが独立に発生し、斜張力ひび割れの伸展、および移行は見られず、変形能力も極めて小さい。SR6、および SO6 では、斜張力ひび割れ時の $R=\pm 0.25\%$ 程度であり、SF6 で、 $R=\pm 0.5\%$ までの変形能力を示す。柱材の崩壊は、圧縮側コンクリートの圧壊、および圧縮鉄筋の座屈をともなう生じているが、履歴ループは、いずれの場合でも、紡錘形を示していることは、特徴的なことである。せん断破壊を生ずるタイプレート形式の非充腹型の SRC 部材の履歴性状は、軸力の有無にかかわらず、RC 部材の履歴性状に近いことが本実験によって示され、履歴載荷を受ける場合でも、タイプレートの機能は、RC 部材のせん断補強筋と、ほぼ同様のものであることが推測される。

なお、B-シリーズから得られた柱材端部 (コンクリート打設時に上端部となった部分) の 150 mm 区間における平均曲率 $\bar{\phi}D$ ($\bar{\phi}$: 150 mm 区間の平均曲率、 D : 柱せい)、および平均軸方向ひずみ $\bar{\epsilon}$ の測定結果を、Figs. 9 (a), (b), (c) に示す。縦軸は、試験体柱体部に作用するせん断力を、横軸は、平均曲率 $\bar{\phi}D$ および平均軸方向ひずみ $\bar{\epsilon}$ を示す。各試験体において、平均曲率における履歴ループは、材端相対回転角における履歴ループと極めて類似した様相を示しているが、平均軸方向ひずみの履歴ループは、RC 部材、SRC 部材のいかにかわらず、 $N/N_y=0$ の場合には、引張ひずみの蓄積を、 $N/N_y=0.3$ 、および

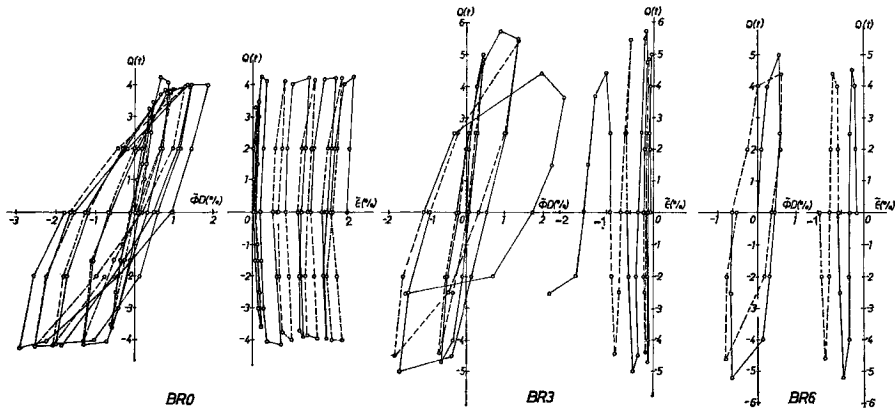


Fig. 9 (a) Plastic action of critical region for BR SERIES.

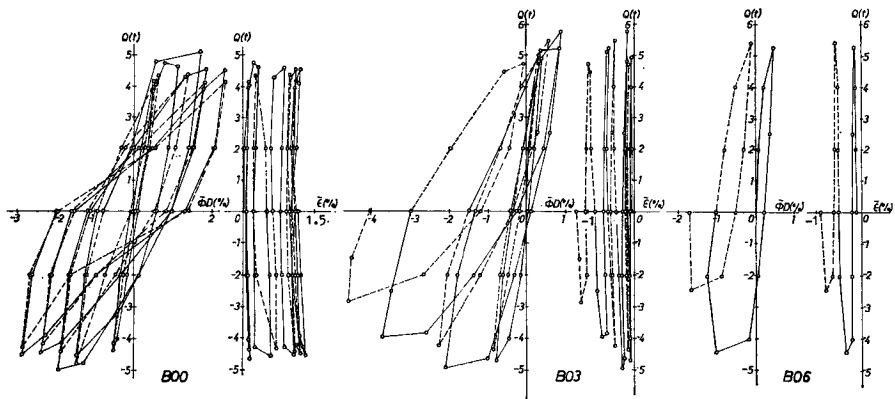


Fig. 9 (b) Plastic action of critical region for BO SERIES.

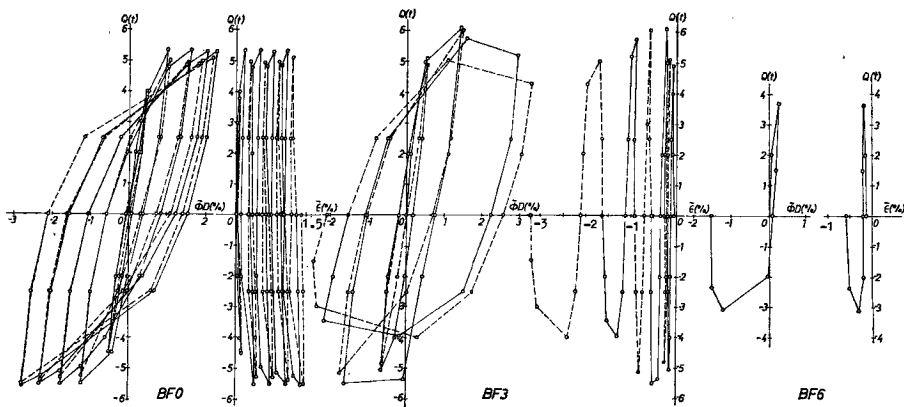


Fig. 9 (c) Plastic action of critical region for BF SERIES.

Table 3 Analysis

Specimen	Applied Axial Force			Diagonal Tension Cracking			
				Up Load		Down Load	
	N (t)	$\frac{N}{BDFc}$	$\frac{N}{N_y}$	Q_{cr} (t)	$\frac{\tau_{cr}}{Fc}$ %	Q_{cr} (t)	$\frac{\tau_{cr}}{Fc}$
BF0	0	0	0	—		—	
BF3	35	0.470	0.277	4.90	8.8	5.05	9.1
BF6	70	0.919	0.545	—		—	
BO0	0	0	0	4.12	8.3	4.00	8.1
BO3	27	0.418	0.277	4.90	10.2	4.70	9.8
BO6	55	0.851	0.564	—		—	
BR0	0	0	0	3.25	5.8	3.25	5.8
BR3	30	0.413	0.293	5.05	9.4	4.70	8.7
BR6	60	0.809	0.577	—		—	
SF0	0	0	0	4.50	10.5	4.50	10.5
SF3	35	0.554	0.289	9.50	20.2	8.50	18.0
SF6	60	1.176	0.580	9.35	22.1	8.50	20.1
SO0	0	0	0	3.87	7.3	3.50	6.6
SO3	32	0.456	0.283	8.00	15.4	7.00	13.5
SO6	61	0.943	0.576	8.50	17.5	7.00	14.4
SR0	0	0	0	3.00	7.6	3.25	8.2
SR3	31	0.449	0.287	8.00	15.5	6.00	11.7
SR6	56	0.961	0.573	7.50	17.3	6.00	13.9

$N/N_y=0.6$ の場合には、圧縮ひずみの蓄積を生じていることが示される。

4. 実験結果とその検討

上向き載荷時 (Up load), および下向き載荷時 (Down load) における, 初期せん断ひび割れ耐力, および最大耐力を Table 3 に示すが, 本実験より得られた履歴特性について二, 三の点について考察する。

4.1 初期せん断ひび割れ応力度と軸方向応力度との関係

Fig. 10 に, S シリーズの試験体から得られた初期せん断ひび割れ応力度と, 軸方向応力度の関係を示す。縦軸に, せん断ひび割れ時の公称せん断応力度, τ_{cr}/Fc ($\tau_{cr} = Q_{cr}/Bj$, Q_{cr} : ひび割れせん断力, B : 柱幅, j : 応力中心間距離) に比例する無次元量を, 横軸に軸方向応力度 $N/BDFc$ に比例する無次元量を示す。○印は, SR シリーズの, ●印は SO シリーズの, ×印は SF シリーズの実験値を示す。点線は SR0 試験体の, 荒川式⁵⁾によるせん断ひび割れ耐力を示す。軸方向応力度によって, せん断ひび割れ耐力は増大し, 本実験では, その増加率は, 池田博士⁶⁾に示された $0.15 \frac{N}{BDFc}$ の値より小さい値となっているが, これは, 軸方向応力度の算定に, 鋼材量の影響を無視したことによるものと考えられる。また, SF シリーズでは, SR, および SO シリーズに比して, せん断ひび割れ耐力は増大し, 鉄骨ウェブは, せん断ひび割れ形成以前においても, せん断力を負担していることを示している。

なお, 本実験において, 1/2 サイクルの上向き載荷で, 初期せん断ひび割れが形成された後, 荷重方向を反転して, 2/2 サイクルの下向き載荷におけるせん断ひび割れ状況に注目したが, 上向き載荷, および下向き載荷におけるせん断ひび割れ耐力には, ほとんど差違はなく, 初期せん断ひび割れ時の変位振幅も, $R=$

of test results.

Ultimate Capacity							
Up Load				Down Load			
Q_u (t)	$\frac{M_s}{BD^2F_c}$	$\frac{M_{f1}}{BD^2F_c}$	$\frac{M_s}{M_{f1}}$	Q_u (t)	$\frac{M_s}{BD^2F_c}$	$\frac{M_{f1}}{BD^2F_c}$	$\frac{M_s}{M_{f1}}$
5.35	0.188	0.164	1.145	5.50	0.194	0.164	1.180
6.07	0.242	0.310	0.782	5.60	0.223	0.310	0.720
3.65	0.142	0.218	0.652	3.70	0.144	0.218	0.659
4.70	0.210	0.161	1.305	4.52	0.202	0.161	1.255
5.75	0.265	0.285	0.928	5.00	0.230	0.285	0.807
5.25	0.240	0.227	1.055	4.75	0.217	0.227	0.960
4.25	0.158	0.135	1.170	4.15	0.154	0.135	1.140
5.75	0.234	0.267	0.875	5.05	0.205	0.267	0.768
5.00	0.198	0.222	0.892	5.50	0.218	0.222	0.981
10.07	0.252	0.279	0.904	10.38	0.262	0.279	0.940
11.45	0.269	0.368	0.731	11.80	0.278	0.368	0.756
9.35	0.250	0.245	1.020	8.75	0.234	0.245	0.955
5.27	0.110	0.196	0.562	6.40	0.134	0.196	0.683
8.00	0.169	0.325	0.520	8.40	0.177	0.325	0.545
8.50	0.196	0.241	0.814	7.75	0.179	0.241	0.743
4.30	0.119	0.261	0.456	4.50	0.125	0.261	0.479
8.00	0.171	0.328	0.520	7.07	0.151	0.328	0.459
7.50	0.191	0.265	0.720	6.00	0.152	0.265	0.573

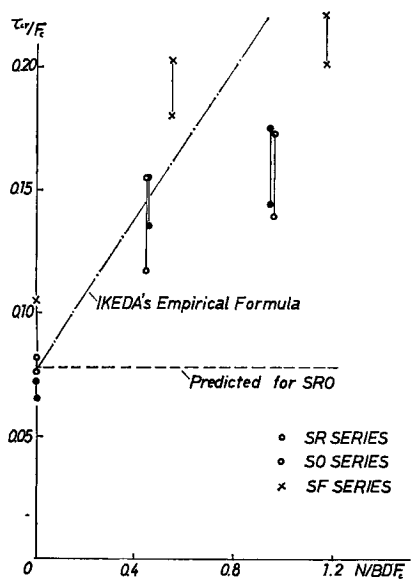


Fig. 10 Diagonal tension cracking load vs. compressive stress.

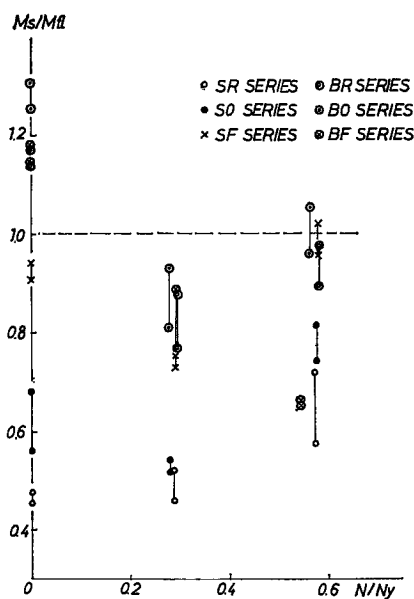


Fig. 11 Maximum shear-moment vs. axial force.

±0.12~0.25% である。

4.2 最大せん断モーメントと軸力比の関係

各試験体の履歴曲線に示された最大耐力時のせん断モーメントと軸力比との関係を、Fig. 11 に示す。縦軸には、最大せん断モーメント M_s (ロードセルから測定された最大せん断力によるモーメントと、軸方向力による附加モーメントを考慮した値) と累加強度によって求めた曲げ耐力 M_{fl} (附録を参照)。との比を示し、横軸は、軸力比を示す。B シリーズにおいては、 $N/N_y=0.3$ の場合、曲げ耐力の 0.77~0.88 倍と、計算値より小さくなっているが、 $N/N_y=0$ 、および $N/N_y=0.6$ の場合には、ほぼ、曲げ耐力を発揮している。(ただし、BF6 については、0.62 と極めて、BO6, BR6 に比して小さくなっているが、履歴曲線に示されるように、1/2 サイクルの $Q=3.60$ t 付近で、急激に圧縮側コンクリートの圧壊をともなったことに原因があると考えられる。) SF シリーズでは $N/N_y=0.3$ で、0.76 となっているが、 $N/N_y=0$ 、および $N/N_y=0.6$ で、ほぼ、曲げ耐力に達している。

曲げ破壊、およびせん断破壊のいずれによらず、 $N/N_y=0.3$ の軸力を受ける部材の、せん断モーメントと曲げ耐力の比は、他の軸力比に比して、小さくなる傾向にある。

4.3 S-シリーズにおける繰返し載荷におけるせん断モーメントの低下について

せん断破壊を意図とする S-シリーズの、せん断モーメントの低下状況を、Fig. 12 (a), (b), (c) に示す。縦軸は、作用軸力に比例する無次元量を、横軸に、曲げモーメントに比例する無次元量を示す。 D_r , D_s , D_{r+s} , D_c , および D は、それぞれ鉄筋、鉄骨、鉄骨鉄筋、コンクリート、および鉄骨鉄筋コンクリートの、曲げモーメントと、軸力を受ける場合の終局耐力線*を示す。 $\widetilde{M}_{cr}$, $\widetilde{M}_u$, $\widetilde{M}_w$, $\widetilde{M}_s$ は、それぞれ、コンクリート部分のせん断ひび割れ耐力、コンクリート部分のせん断終局耐力、せん断補強筋によるせん断終局耐力 (非充腹のタイプレートは、せん断補強筋として取扱う¹⁾)、および鉄骨ウェブ部分によるせん断降伏耐力を示し、単調載荷の RC 部材 (非充腹 SRC 部材も含む) の終局せん断耐力は、 $\widetilde{M}_w$ と $\widetilde{M}_u$ との累加として表わされる。図中の ⊗ 印は、実験によって得られたせん断ひび割れ耐力を示し、●印は、上向き載荷サイクルにおける最大、および最小せん断モーメント**を、○印は、下向き載荷サイクルにおける、最大、および最小せん断モーメントを示し、各サイクルにおいて示された最大せん断モーメントは、 $N/BDFc-M/BD^2Fc$ 平面上の ● 印、および ○ 印ではさまれた範囲にあることを示す。

SR シリーズ、および SO シリーズにおける最大せん断モーメントは、コンクリート部分のみによる終局せん断耐力 $\widetilde{M}_u$ よりかなり低い値 ($N/N_y=0$ の場合は、ほぼ、52% 程度、 $N/N_y=0.3$ のときには、ほぼ、83% 程度) となり、コンクリート部分の耐力と、せん断補強筋の耐力を累加した、単調載荷のせん断耐力に対しては、更に低い値となっている。また、最小せん断モーメントについては、 $N/N_y=0$ 、 $N/N_y=0.3$ の場合、ほぼ、せん断補強筋による耐力にほぼ近い値になっており、(このときの変位振幅は、 $R=\pm 2.5\%$ である。) コンクリート部分にせん断抵抗力は、ほとんど失われているような結果となっている。

SF シリーズにおける最大せん断モーメントは、鉄骨ウェブ降伏せん断耐力の、 $N/N_y=0$ に対しては、1.10 倍、 $N/N_y=0.3$ に対しては、1.28 倍となり、コンクリート部分のみによるせん断耐力を上まわっているが、コンクリート部分の耐力、せん断補強筋の耐力、および鉄骨ウェブの耐力を累加した値に対しては、0.55, 0.64 と極めて低い値となっている。また、最小せん断モーメントは、鉄骨ウェブの降伏せん断耐力に収束しており、コンクリート、およびせん断補強筋によるせん断抵抗力は、ほとんど失われている結果となっている。

したがって、変位振幅 $R=\pm 2.5\%$ 程度の繰返し載荷をうける RC 部材、およびタイプレート形式の非充腹型の SRC 部材のせん断耐力は、せん断補強筋による耐力に収束し、また、充腹型の SRC 部材のせん断耐力は、鉄骨ウェブのせん断降伏耐力に収束する結果を示している。

* 曲げ耐力、およびせん断耐力の計算式は、附録に示す。

** 最小せん断モーメントは、実験時における最終サイクルにおいて示される。

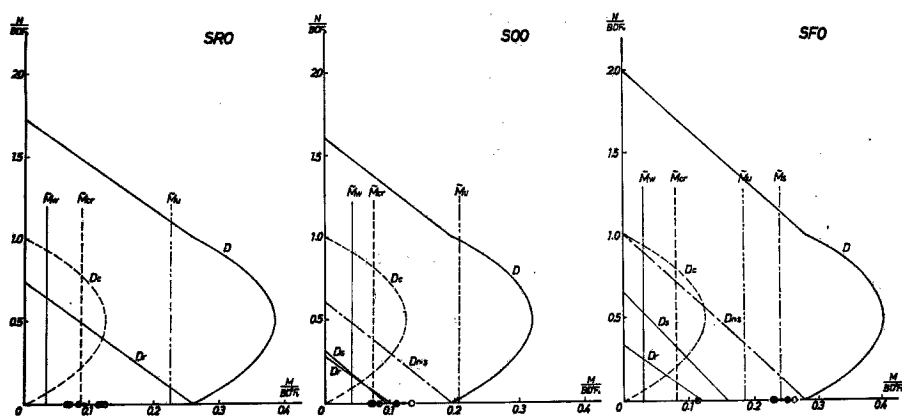


Fig. 12 (a) Deterioration of shear-moment for $N/N_y=0$.

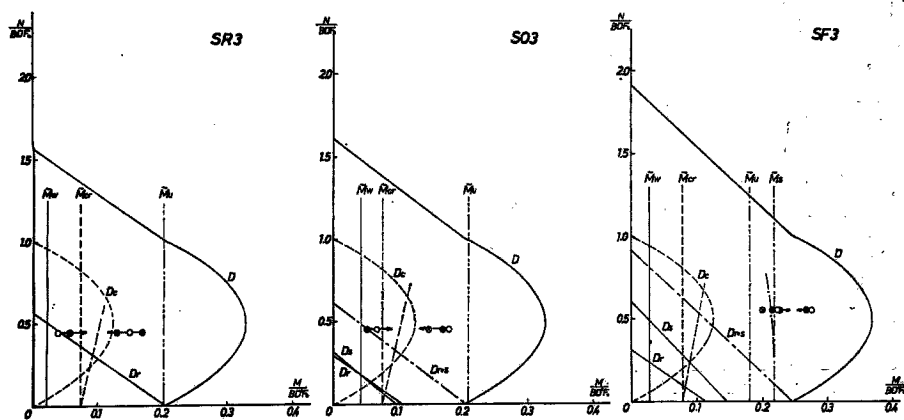


Fig. 12 (b) Deterioration of shear-moment for $N/N_y=0.3$.

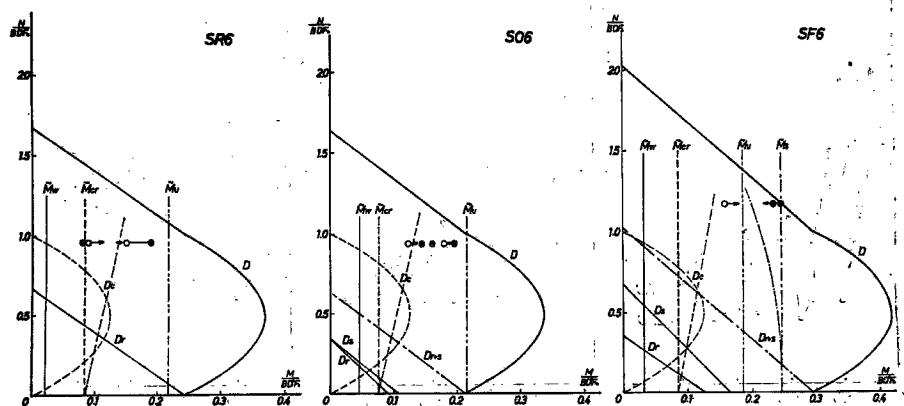


Fig. 12 (c) Deterioration of shear-moment for $N/N_y=0.6$.

4.4 Specific Damping Capacity と繰返し回数の関係

Figs. 13 (a), (b), (c) に、履歴曲線から得られる 1/2 サイクルにおける消費エネルギー量と、繰返し回数との関係を示す。縦軸は、消費エネルギー量に比例する無次元量 $\phi = \Delta w/w$ (Specific Damping Capacity と呼ばれ、 Δw は半サイクルにおける消費エネルギー量を、 w はそのサイクルにおける Potential energy を表す) を、横軸は、繰返し回数 N を示す。SR シリーズ、および SO シリーズでは、 ϕ は 1.50 から 0.40 程度に繰返し回数の、および変位振幅の増加にともなって減少し、かつ、同一変位振幅において、再ループにおける ϕ は処女ループに対して減少しているが、変位振幅の小さいほど、その減少率は大きくになっている。また、SF シリーズでは、 ϕ は 0.80 から 1.10 程度に、変位振幅の増大にともなって増加する。 $N/N_y=0.6$ を除く BR シリーズ、および BO シリーズでは、 ϕ は 0.70 から 1.20 まで増大し、(6/2 サイクルで最大値をとる) 最終サイクルで 0.75 程度に減少し、BF シリーズでは、0.60 から 1.15 と、 ϕ は増大する。また、各シリーズの $N/N_y=0.6$ においては、繰返し回数が少なく、十分な結果が得られなかった

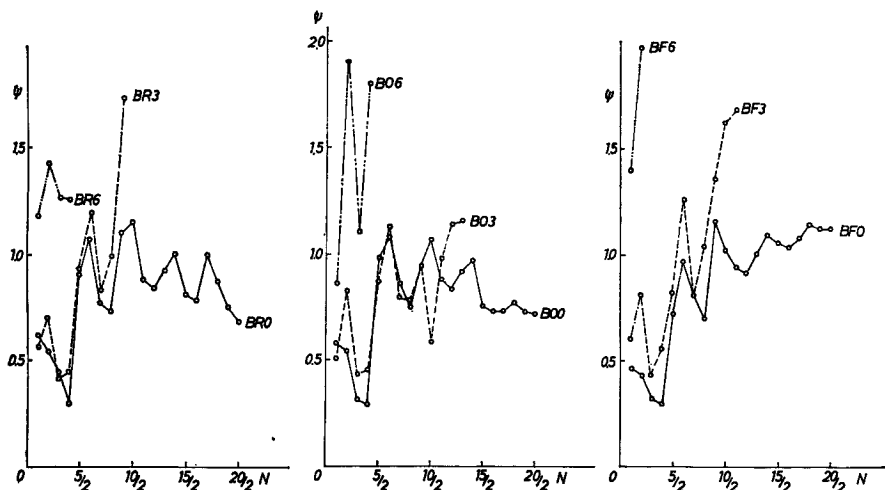


Fig. 13 (a) Specific damping capacity vs. cyclic number for B SERIES.

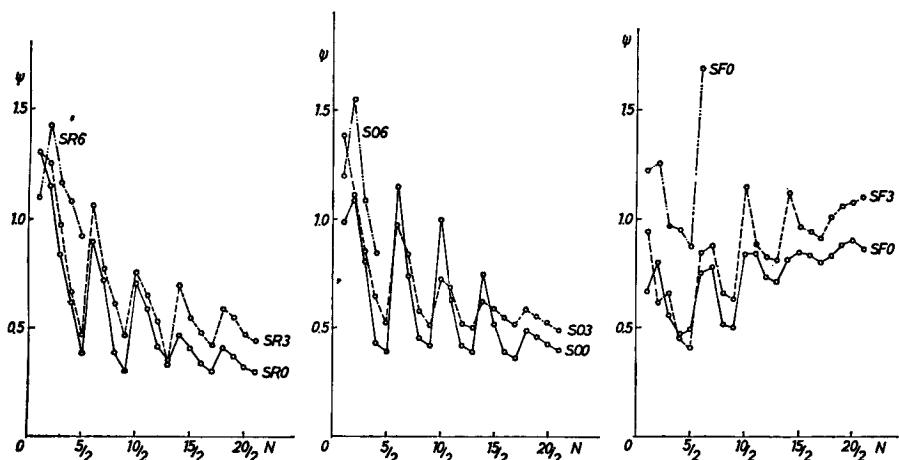


Fig. 13 (b) Specific damping capacity vs. cyclic number for S SERIES.

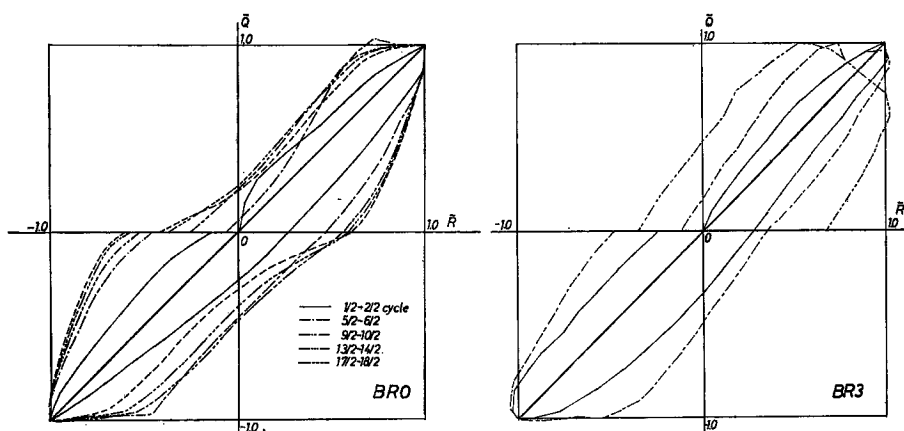


Fig. 14 (a) Normalized characteristic loop for BR SERIES.

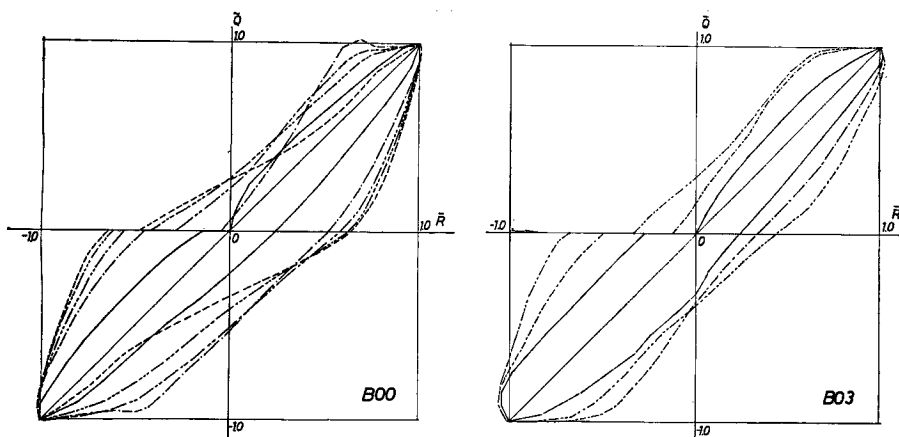


Fig. 14 (b) Normalized characteristic loop for BO SERIES.

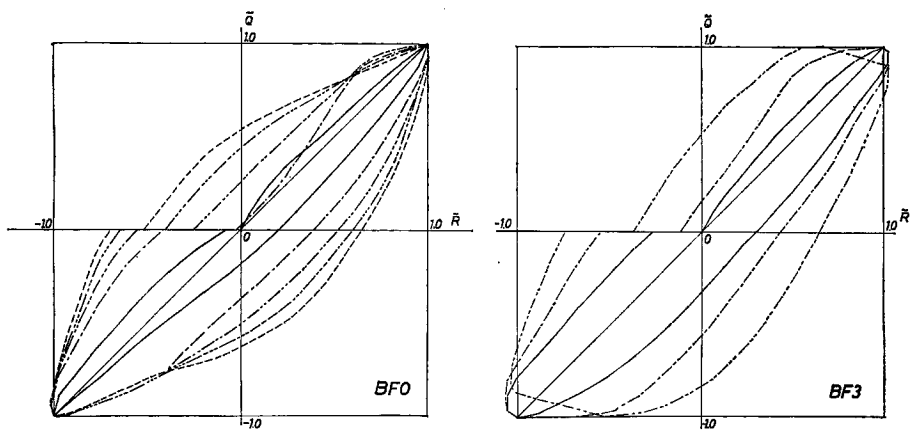


Fig. 14 (c) Normalized characteristic loop for BF SERIES.

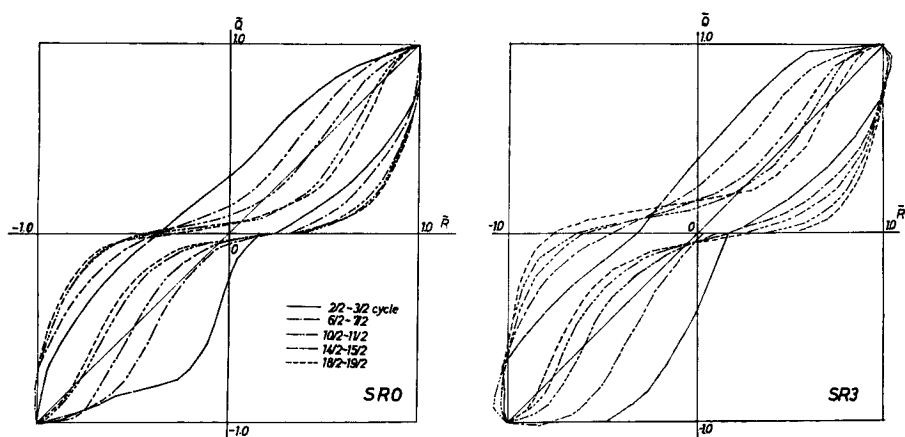


Fig. 14 (d) Normalized characteristic loop for SR SERIES.

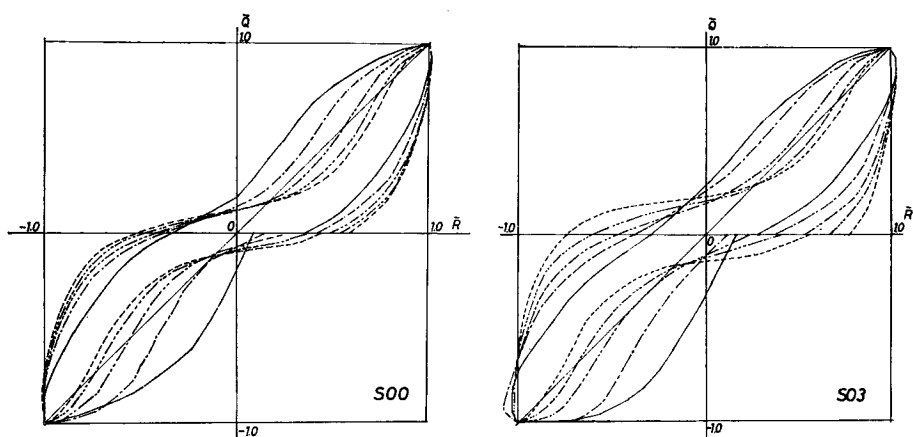


Fig. 14 (e) Normalized characteristic loop for SO SERIES.

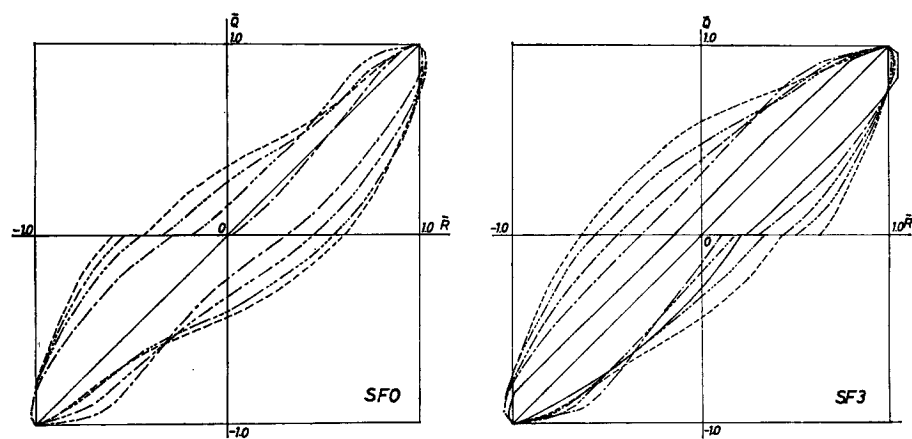


Fig. 14 (f) Normalized characteristic loop for SF SERIES.

が、軸力が負荷される部材で、変形限界近傍における変位振幅における ψ は、大きくなる傾向にある。(BO6 では、1.80, BF6 では、1.95 となっている。)

4.5 固有ループ⁷⁾について

$N/N_y=0$, および 0.3 の履歴曲線から得られる固有ループを, Figs. (a), (b), (c), (d), (e), (f) に示す。縦軸は、せん断力に比例する無次元量 $\bar{Q}$ (各荷重段階におけるせん断力と、そのサイクルにおける最大せん断力との比) を、横軸は、相対回転角に比例する無次元量 (各荷重段階における相対回転角とそのサイクルにおける最大相対回転角とその比) を表わす。S シリーズでは、2/2~3/2, 6/2~7/2, 10/2~11/2, 14/2~15/2, 18/2~19/2 サイクルについて、B シリーズでは、1/2~2/2, 5/2~6/2, 9/2~10/2, 13/2~14/2, 17/2~18/2 サイクルについてそれぞれ固有ループを示した。曲げ破壊、およびせん断破壊をするいずれの場合でも、RC 部材と非充腹型の SRC 部材の固有ループは、それぞれに極めて類似しており、かつ、せん断破壊をする場合において、 $N/N_y=0$, および $N/N_y=0.3$ の固有ループが、極めて類似した逆 S 字形ループとなっているのは興味深い。また、充腹型の SRC 部材では、曲げ破壊、およびせん断破壊のいずれの場合でも、変位振幅の増加とともに、安定した紡錘形に、ループ自身が拡大されていることが示されている。

5. 結 語

繰返しせん断力を受けて曲げ破壊、およびせん断破壊を生ずる充腹型鉄骨鉄筋コンクリート柱、およびタイプレート形式の非充腹型鉄骨鉄筋コンクリート柱の履歴特性を、軸力比を変数にして実験的に調べ、以下に示す知見を得た。

1) せん断破壊を生ずるタイプレート形式の非充腹型鉄骨鉄筋コンクリート部材の履歴特性は、鉄筋コンクリート部材の履歴特性と、極めて類似し、軸力の有無にかかわらず、顕著な逆 S 字形の履歴ループを示す。また、中心圧縮耐力の 30% 程度の軸力を受ける場合は、せん断ひび割れ耐力、および終局せん断耐力は、作用軸力 0 に対して、それぞれ増大するが、変位振幅が、部材回転角で 2.5% 程度になると、軸力の有無にかかわらず、保有せん断耐力は、タイプレートをせん断補強筋として取扱った耐力に収束する。

2) せん断破壊を生ずる充腹型鉄骨鉄筋コンクリート部材の履歴特性は、軸力の有無にかかわらず、変位振幅の増大にともなって、鉄骨ウェブのみの履歴特性に収束し、紡錘形の安定した履歴ループを示し、かつ、材端回転角 2.5% 程度の変位振幅における保有せん断耐力は、鉄骨ウェブの降伏せん断耐力に収束する。また、せん断ひび割れ耐力には、鉄骨ウェブの寄与により、非充腹型鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断ひび割れ耐力より増大する。

3) 曲げ破壊するタイプレート形式の非充腹型の鉄骨鉄筋コンクリート部材の履歴特性は、作用軸力 0 の場合には、鉄筋コンクリート部材の、また、中心圧縮耐力の 30% 程度の軸力を受ける場合には、充腹型鉄骨鉄筋コンクリート部材の履歴特性に、ほぼ類似する。また、作用軸力が 0 の場合には、繰返し回数、および変位振幅の増加にともない、せん断ひび割れが成長し、材端部近傍にせん断ヒンジが形成され、剛性低下の一因となり、逆 S 字形の履歴ループを示すが、材端回転角 2.5% 程度の変位振幅において、耐力低下は生じない。

4) 曲げ破壊する充腹型鉄骨鉄筋コンクリート部材の履歴特性は、作用軸力 0 の場合は、変位振幅の増大とともに、鉄骨主材自身の履歴特性に収束し、極めて安定した紡錘形の履歴ループを示す。しかし、中心圧縮耐力の 30% 程度の作用軸力を受ける場合には、変形限界は、材端回転角で 1.5% 程度であるが、履歴ループは、エネルギー吸収量の大きい紡錘形を示す。

5) 曲げ破壊・せん断破壊の破壊形式、および充腹・非充腹の断面構成形式のいかににかかわらず、中心圧縮耐力の 60% の作用軸力を受ける場合には、極めて変形能力は小さくなり、材端回転角で 0.5% 程度の変位振幅で部材は崩壊する。

謝 辞

本実験は、岩佐圭裕氏（現立命館大学大学院生）の惜しみない助力によって行なわれた。また、試験体製作について、銭高組 K.K., 大阪生コン K.K. の御協力を得た。本紙上を借りて、深甚の謝意を表します。

なお、本実験は、昭和45年度、文部省科学研究費による「繰返し荷重を受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱の弾塑性性状に関する実験的研究」（研究代表者・若林實）の分担課題として行なったものである。

参 考 文 献

- 1) たとえば 若林 實：鉄骨鉄筋コンクリートに関する研究，東京大学生産技術研究所報告，第6巻，第2号，昭 32. 12.
- 2) 日本建築学会：1968年十勝沖地震災害調査報告，昭 43. 12.
- 3) たとえば 高田周三：鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する研究—特に梁の剪断破壊について（その1）（その2）日本建築学会論文報告集，第56号，昭 32. 3., pp. 21-31. 第56号，昭 32. 6., pp. 30-38.
- 4) Brown, R. H. and J. O. Jirsa: Reinforced Concrete Beams Under Load Reversals, ACI Journal, Proceedings. Vol. 68, No. 5, May 1971, pp. 380-390.
- 5) 荒川 卓：鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究（実験結果の総括），日本建築学会論文報告集，66号，昭 35. 10., pp. 437-440.
- 6) 池田昭男：塑性域において繰返しを受ける鉄筋コンクリート柱の実験，コンクリートジャーナル，Vol. 8, No. 12, 昭 45. 12., pp. 1-13.
- 7) Tani, S, S. Nomura, T. Nagasawa and A. Hiramatsu: Study on Restoring Force Characteristics of Reinforced Concrete Structures (Static Analysis), Proceedings of 3rd. Japan Earthquake Engineering Symposium, Nov. 1970, pp. 691-698.

附 録

充腹形鉄骨部分の曲げと軸力の終局耐力線 D_s は、近似的に

$$\frac{1}{\mu_f(2+\lambda)} \frac{N}{BDFc} + \frac{1}{\mu_f \frac{H_s}{D} \left(1 + \frac{\lambda}{4}\right)} \frac{M}{BD^2Fc} = 1$$

であたえられる。ここで、 $\mu_f = \frac{fP_t \cdot f\sigma_y}{Fc}$ ， $\lambda = \frac{w\sigma_y}{f\sigma_y} \frac{A_w}{A_f}$ (fP_t : 片側フランジ鉄骨比， $f\sigma_y$: フランジ降伏応力度， $w\sigma_y$: ウェブ降伏応力度， A_f : 片側鉄骨フランジ断面積， A_w : 鉄骨ウェブ断面積) であり， H_s は鉄骨フランジ中心間距離， D は柱せいである。

非充腹形鉄骨部分の耐力線 D_s は、 $\lambda=0$ の場合であり，かつ，鉄筋部分の耐力線 D_r は、 μ_f を μ_r ， H_s を H_r と置換すればよい。ここで， H_r は主鉄筋間隔で $\mu_r = \frac{rP_t \cdot r\sigma_y}{Fc}$ (rP_t : 主鉄筋比， $r\sigma_y$: 主鉄筋降伏応力度) である。

また，無筋コンクリート部分の耐力線 D_c を，

$$\frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{N}{BDFc} \right) - \left(\frac{N}{BDFc} \right)^2 \right\} - \frac{M}{BD^2Fc} = 0$$

であたえる。

充腹形鉄骨ウェブによるせん断降伏耐力 $\widetilde{M}_s$ は

$$\widetilde{M}_s = \frac{\mu_f \cdot \lambda}{2\sqrt{3}} \cdot \frac{h}{D}$$

であたえられ，鉄筋コンクリート部分のせん断ひび割れ耐力 $\widetilde{M}_{cr}$ ，および終局せん断耐力 $\widetilde{M}_u$ は，荒川氏

より,

$$\widetilde{M}_{cr} = \chi \cdot \phi_1 \left(\frac{500}{F_c} + 1 \right)$$

$$\widetilde{M}_u = \chi \cdot \phi_2 k_p \left(\frac{180}{F_c} + 1 \right)$$

であたえられ, ここで, $\chi = \frac{rjh}{2D}$ (rj : コンクリート応力中心間距離), $\phi_1 = \frac{0.085}{\frac{h}{2d} + 1.70}$, $\phi_2 = \frac{0.23}{\frac{h}{2d} + 0.23}$, k_p は引張鉄筋比による補正係数である。

また, せん断補強筋 (タイプレートも含む) によるせん断耐力 $\widetilde{M}_w$ は,

$$\widetilde{M}_w = \chi \cdot \frac{2.7 \sqrt{{}_r P_w \cdot {}_{rw} \sigma_y + \frac{1}{2} {}_s P_w \cdot {}_w \sigma_y}}{F_c}$$

であたえられ, ここで, ${}_r P_w$ はせん断補強筋比, ${}_{rw} \sigma_y$ はせん断補強筋の降伏応力度, ${}_s P_w$ はタイプレートによる腹材比である。