

# 鉄筋コンクリート短柱の実験 (その2)

吉岡 研三  
武田 寿一

## Experimental Study on Reinforced Concrete Column (Part 2)

Kenzoh Yoshioka  
Toshikazu Takeda

### Abstract

This study was performed with the objective of finding a method of preventing premature brittle failure of reinforced concrete columns during earthquakes. Concrete columns with rectangular spiral hoops were tested under alternately reversed lateral loading. The test program was planned to investigate the behaviors of columns with and without failure in bond-splitting. The test results showed that (1) bond-split failure had a high correlation with tensile reinforcement ratio and could not be prevented by increasing the sum of perimeter lengths of main reinforcement, and (2) ductilities of columns which did not fail in bond-splitting but failed in buckling of main reinforcement or shear after flexural yielding were affected by axial load level  $N/bD$ .

### 概 要

鉄筋コンクリート柱の地震時の脆性的破壊を防止することを目的として、角スパイラル筋を用いた柱の水平加力実験を行ないその補強効果について調べた。実験は、付着割裂破壊する可能性の高い柱、および付着割裂破壊の影響は小さいが曲げ降伏以後、主筋の座屈あるいはせん断によって破壊する柱について行なった。主筋は、その周長の和を増すために、比較的細径のものを数多く用いた。実験の結果、付着割裂破壊は引張鉄筋比との相関性が大きく、主筋の周長の和を増しても付着割裂破壊は防止できない事、角スパイラル筋は付着割裂破壊に対して効果は期待できない事、引張鉄筋比が中程度で、付着割裂破壊の影響が少ない柱では軸方向力の大きさによって変形能が異なり、この実験例では軸方向応力度  $N/bD=80 \text{ kg/cm}^2$  の柱では、部材角  $R=1/70\sim 1/60$ 、 $N/bD=60 \text{ kg/cm}^2$  の場合は  $R1/50$  程度の変形能を有する事等が判明した。また荷重と変位の関係は降伏荷重時の変位について、stub 内の主筋の伸び出しによる付加変形を考慮して検討した。

## 1. 序

前報<sup>1)</sup>では溶接フープを用いた実験について報告した。本報では、同じ閉鎖型フープである角スパイラル筋を用いた柱を主な対象として行なった曲げせん断実験について報告する。日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準」(以下RC規準と略称)では柱のフープはその定着を強固にし、拘束効果を保持させるために、両端を  $135^\circ$  に折り曲げる事を推奨している。しかし実際の施工では、これが励行されている場合は殆んどなく、一端は  $135^\circ$  折り曲げ、他端は  $90^\circ$  折り曲げを行なっているのが現状である。これに対して角スパイラル筋は連続しているので定着の心配が不要で、フープに比べて拘束度が良好な事、施工も比較的容易で配筋後の仕上りもきれいな事から最近では次第に実際の建物に使われつつある。本シリーズの実験によって、

角スパイラル柱の挙動を調べ、角スパイラル筋が現実的に有効であるかを検討した。

## 2. 実験概要

### 2.1. 試験体

実験の対象とした柱は、付着割裂破壊の可能性の高い柱、および曲げ降伏後の主筋の座屈、せん断等による破壊が予想される柱である。試験体を図-1に、一覧表を表-5に示す。柱の断面形は  $b \times D=40\text{cm} \times 40\text{cm}$ 、せん断スパン比  $M/QD$  は2と3である。引張鉄筋比  $p_t$  は1.08%と0.62%、軸方向応力度  $N/bD$  は80, 60, 30  $\text{kg/cm}^2$  とした。コンクリートは普通コンクリートと軽量コンクリートを使用した。主筋は、周長の和が大きくなるように、比較的径の細いものを用い、 $p_t=1.08\%$  の場合は引張鉄筋が6-D19、0.62%の場合は引張鉄筋を5-D16とした。試験体の記号でS、

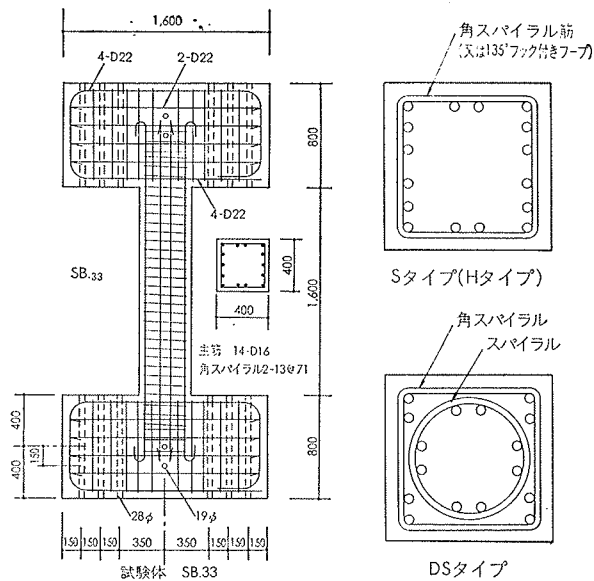


図-1 試験体 SA.125 図-2 せん断補強筋の形状

DS, Hは図-2に示すように、それぞれ角スパイラル、角スパイラルとスパイラル (円形) の併用、135°フックのフープを示す。LSはDSタイプでコンクリートが軽量である。A, Bは、前者が  $p_t=1.08\%$ 、Bは  $p_t=0.62\%$  を示す。次の数字は軸方向応力をコンクリートの設計基準強度  $F_{CD}$  で除した値である。また、-3は  $M/QD=3$  を示す。せん断補強筋の算定は、RC規準曲げ終局強度略算式で得られるせん断力に対して荒川 min 式による必要量の50%のせん断補強を行なった。但し SA.125.80, DSA.125.80, HA.125.80 は、同式の80%のせん断補強を行なった。

## 2.2. 使用材料の性質

主筋に異形棒鋼 S D30, せん断補強には S R 24 を用いた。主筋 D19 と D16 は円形断面に切削して試験を行ない、解析に必要な等価断面積は、切削しない無垢の試験片の降伏荷重と切削試験片の降伏荷重の比から求めた。試験結果を表-1に示す。

断面積 (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{max}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	E (10 <sup>4</sup> kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_y$ (10 <sup>-6</sup> )	のび率 (%)	備考
D 19 <sup>*1</sup>	2.23	6074	4095	2.09	1960	28.10 円形断面に切削
D 19	2.87	5672	3740	-	-	32.47 無垢
D 16 <sup>*2</sup>	1.52	5615	3861	2.10	1830	25.19 円形断面に切削
D 16	1.99	5281	3472	-	-	26.47 無垢
13φ	1.30	4592	2837	-	-	せん断補強筋
9φ	0.622	4656	2834	-	-	せん断補強筋

\*1 理論値計算に用いた。等価断面積 A=2.63cm<sup>2</sup>

\*2 理論値計算に用いた。等価断面積 A=1.80cm<sup>2</sup>

表-1 鉄筋の引張試験結果

最大粒径 2.5mm の川砂, 25mm の川砂利 (軽量コンクリートの場合はメサライト), 早強ポルトラン

ドセメント等を用いたレディーミクストコンクリートを使用した。コンクリートシリンダーはφ150×300を用い、試験体と同一条件で養生した。設計基準強度は普通コンクリートが  $F_{CD}=240\text{kg/cm}^2$ , 軽量コンクリートは  $F_{CD}=330\text{kg/cm}^2$  とした。コンクリートの調査表, および試験結果を表-2, 表-3に示す。試験体は木製型枠を用い水平打ちとした。

種類	設計基準強度 $F_{CD}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	スランプト比 (cm)	水セメント比 (%)	セメント (kg/m <sup>3</sup> )	水 (kg/m <sup>3</sup> )	細骨材 (kg/m <sup>3</sup> )	粗骨材 (kg/m <sup>3</sup> )	水和剤 (kg/m <sup>3</sup> )	細骨材率 (%)
普通コンクリート	240	18	51.4	351	182	609	1045	0.106	49.1
軽量コンクリート	330	18	47.0	409	192	795	991	0.163	47.2

表-2 コンクリートの調査表

種類	圧縮試験				富裂試験	
	$F_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{cu}$ (10 <sup>-6</sup> )	$\epsilon_{Lr}$ (10 <sup>-6</sup> kg/cm <sup>2</sup> )	比重 (g/cm <sup>3</sup> )	$\epsilon_{cr}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	比重 (g/cm <sup>3</sup> )
普通コンクリート	284	2289	2.13	2.23	18.0	2.22
軽量コンクリート	322	3065	1.57	1.74	20.1	1.74

表-3 コンクリートの試験結果

## 2.3. 実験方法

2.3.1. 実験装置 図-3に示す建研式加力フレームを用いて、正負くり返し水平加力を加えた。くり返し回数は表-4によった。降伏変位は、stub face から 2cm 柱内に入った位置での主筋の歪が降伏歪に達した時の変位である。

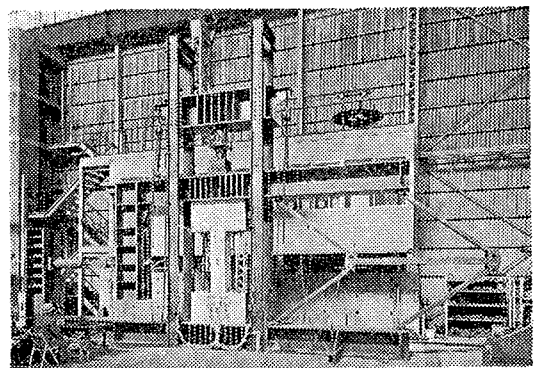


図-3 実験装置

名称	0.7Q <sub>y</sub>	Q <sub>y</sub>	2δ <sub>y</sub>	δ <sub>y</sub>	3δ <sub>y</sub>	2δ <sub>y</sub>	4δ <sub>y</sub>	3δ <sub>y</sub>	6δ <sub>y</sub>	8δ <sub>y</sub>	大变形
回数	±1	±5	±5	±1	±5	±1	±5	±1	±2	±2	+1

Q<sub>y</sub>: 降伏荷重 δ<sub>y</sub>: 降伏変位

表-4 くり返し回数

相対変位の測定には、電気式変位計（東京測器製、検長 200mm, 1mm=100 $\mu$ ）を使用した。主筋およびせん断補強筋の歪度を wire strain gauge で測定した。

### 3. 実験結果と考察

#### 3.1. 実験結果一覧

実験結果の一覧を表一5に示す。破壊モード、および靱性等級については、本実験シリーズのくり返し回数の方が少ないが、短柱委員会の定義<sup>3)</sup>にならった。

#### 3.2. 破壊状況

ひび割れの発生経過を、数例の試験体について図一4に示す。

$p_t=1.08\%$  の場合 せん断スパン比, コンクリートの種類, せん断補強量の多少, せん断補強筋の形状にかかわらず, 曲げ降伏以後, 最終的にはすべて付着割裂破壊した。しかし付着ひび割れの発生, 進展の経過や, 破壊の程度はせん断補強量および形状によって異なる。SA.125 ( $p_w=0.99\%$ ) では  $Q_{19}\sim Q_{21}$  で付着ひび割れが柱中間部（柱頭, 柱脚におけるヒンジ領域より部材中央部を指す）の主筋全長に亘って発生し,  $Q_{22}$  以降に耐力, 剛性が大きく低下したのに対し, せん断補強量の多い SA.125.80 ( $p_w=1.54\%$ ) の付着ひび割れは  $Q_{22}\sim Q_{31}$  に柱中間部で貫通し,  $Q_{32}$  以降に耐力剛性の低下がはじまった。DSA.125.80 では, SA.125.80 より更に付着ひび割れの発生が遅く,  $Q_{31}\sim Q_{35}$  で柱中間部の主筋全長に発生し, 耐力・剛性が低下したのは  $Q_{42}$  以降であった。せん断スパンの長い SA.33-3 は  $Q_{31}$  で柱中間部で付着ひび割れが貫通し,  $Q_{22}$  以降から耐力・剛性が著しく低下した。

軽量コンクリートを用いた LSA.25 はコンクリート強度は高いが,  $Q_{32}\sim Q_{34}$  で柱中間部全長に付着ひび割れが発生し, 耐力低下が始まった。

$p_t=0.62\%$  の場合 軸方向応力度の大きさによって破壊経過が異なり,  $N/bD=80\text{kg/cm}^2$  の SB.33, DSB.33, HB.33 は, いずれも曲げ降伏以後, 柱頭, 柱脚におけるせん断圧縮或いは主筋の座屈によって破壊した。耐力が低下しはじめたのは, SB.33, HB.33 では  $Q_{41}$  以降から, DSB.33 は  $Q_{31}$  以降からであったが, その時の部材角はすべて, 1/50 程度であった。耐力低下がはじまる段階には付着ひび割れも柱中間部に発生しており, 引張鉄筋比が中程度にもかかわらず付着の影響も少なからずうけている。

$M/QD=3$  の SB.33-3 は柱頭, 柱脚におけるせん断圧縮, 主筋の座屈等によって  $Q_{43}$  で破壊した。付着ひび割れの影響は殆んど受けていない。

LSB.33 も柱頭, 柱頭のせん断圧縮および主筋の座屈によって  $Q_{33}$  で破壊した。

$N/bD=60\text{kg/cm}^2$  の SB.25 は  $Q_{61}$  で柱中間部の主筋全長に付着ひび割れが貫通し,  $Q_{81}$  では柱頭のせん断ひび割れが拡大して破壊した。

#### 3.3. 荷重～変位曲線

柱頭～柱脚間の相対変位を図一5に示す。 $p_t=1.08\%$  の試験体はすべて付着割裂破壊したので, エネルギー吸収の少ない履歴曲線を示した。試験体中間部の主筋全長に付着ひび割れが発生した段階以降に剛性と耐力の低下が大きくなるが, その時期は破壊状況で述べたように, せん断補強量および形状によって異なる。

$p_t=0.62\%$  の場合  $N/bD=80\text{kg/cm}^2$  の試験体は部材角  $R=1/70\sim 1/60$  までは安定した履歴ループを示すが, 柱頭, 柱脚の圧壊領域が拡がり, せん断ひび割れが拡大した段階以降に耐力低下が大きくなった。 $N/bD=60\text{kg/cm}^2$  の SB.25 では  $R=1/50$  まで良好なループを示しかなり変形能が良い。

図一5中に示した計算値は, 曲げひび割れ荷重時, 引張鉄筋降伏時, 曲げ終局荷重時の変位を直線で結んだものである。曲げ降伏（引張）時と終局時の変位は e 函数法（軽量コンクリートの場合は黒正式）によって得られる曲率分布から求まる曲げ変形と, 弾性せん断変形, stub 内の主筋の伸び出しによる付加変形を加えたものである。stub 内の主筋の歪分布については後述するが, 仮定歪分布から主筋の伸び出し量を計算し, 回転中心を中立軸位置として付加変形を求めた。なお弾性剛性の計算では, stub 巾が柱幅より大きいので, stub face を剛域端とした。計算値は軽量コンクリートの場合をのぞき, 実験値をほぼ推測することができよう。

#### 3.4. 降伏荷重時の変位

e 函数法によって計算された降伏荷重と同一荷重時の変位を実験から求め, これを降伏変位実験値  $\tau_{\delta y_0}$  と定義する。降伏変位の計算値は上記で述べた値を用いる。この実験値と計算値の比を表一6に示す。実験値/計算値は 0.597~1.07, 平均 0.80 であり, やや計算値の方が大きい。

#### 3.5. ひび割れ荷重, 降伏荷重, 終局荷重

表一6にひび割れ荷重, 降伏荷重, 終局荷重の計算値と実験値との比較を示した。

せん断ひび割れ荷重の実験値/計算値は 0.955~1.20, 平均 1.06 で(3)式と実験値はよく一致した。曲げ降伏荷重の実験値は計算値より普通コンクリートでは平均15%, 軽量コンクリートでは平均8%大きかった。しかし最大荷重は, 軽量コンクリートの場合を除き,

鉄筋コンクリート短柱の実験（その2）・吉岡・武田

試験体名	M/QD	主筋		せん断補強筋		軸方向応力度 N/bD (kg/cm <sup>2</sup> )	備考	正負	ひび割れ荷重				降伏				最大荷重 Q <sub>max</sub> (t)	圧縮筋降伏荷重 Q <sub>yc</sub> (t)	圧潰荷重 Q <sub>cb</sub> (t)	初期剛性 K <sub>e</sub> (t/cm)	破壊モード	靱性等級			
		P <sub>t</sub> (%)	P <sub>c</sub> (%)	cQ <sub>sc</sub> (t)	cQ <sub>su1</sub> (t)				cQ <sub>su2</sub> (t)	cQ <sub>su0</sub> (t)	cQ <sub>cr</sub> (t)	cQ <sub>ssc</sub> (t)	cQ <sub>sc</sub> (t)	Q <sub>bo</sub> (t)	Q <sub>y</sub> (t)	δ <sub>y</sub> (mm)							τδ <sub>y</sub> (mm)	Q <sub>sc</sub> (t)	Q <sub>bo</sub> (t)
SA <sub>125</sub>	2	1.08	16-D19	0.989	2-13φ@67	30	角スパイラル	+	6.2	18.0	23.0	32.0	38.0	10.08	7.78	39.5	39.4	39.0	177.1	F.C.B	C				
SA <sub>125.89</sub>	2	1.08	16-D19	1.54	2-13φ@43	30	角スパイラル	+	5.8	16.0	25.0	36.0	38.6	7.74	5.53	42.1	41.0	36.9	170.6	F.C.B	C				
DSA <sub>125.89</sub>	2	1.04	16-D19	1.54	4-13φ@86	30	角スパイラル 円形スパイラル	+	10.5	18.0	23.0	37.0	37.0	11.34	9.26	41.0	40.4	41.0	114.1	F.C.B	C				
HA <sub>125.89</sub>	2	1.08	16-D19	1.54	2-13φ@43	30	フープ	+	9.0	18.0	23.0	34.3	39.1	11.36	7.75	40.5	38.2	35.0	140.6	F.C.B	C				
SB <sub>33</sub>	2	0.62	14-D16	0.933	2-13φ@71	80	角スパイラル	+	14.0	28.0	32.0	38.6	38.5	8.19	5.39	40.0	37.0	37.5	148.9	F.C.SC. (B) Bu	C				
DSD <sub>33</sub>	2	0.61	14-D16	0.933	4-13φ@112	80	角スパイラル 円形スパイラル	+	14.0	28.0	28.0	32.7	37.5	11.91	7.58	38.0	34.0	37.5	118.6	F.C.SC.Bu	C				
HB <sub>33</sub>	2	0.62	14-D16	0.933	2-13φ@71	80	フープ	+	14.2	28.0	32.0	35.8	37.8	8.81	5.94	40.8	37.8	40.8	102.2	F.C.SC.Bu	C				
SB <sub>75</sub>	2	0.62	14-D16	0.635	2-9φ@50	60	角スパイラル	+	12.0	30.0	32.0	38.8	33.1	8.34	4.76	38.0	38.0	34.0	123.7	F.C.LSC. Bu	A (B)				
SA <sub>33-3</sub>	3	1.08	16-D19	0.828	2-13φ@80	80	角スパイラル	+	10.0	23.0	23.0	29.1	33.0	25.55	18.84	33.0	32.0	33.0	33.9	F.C.B	C				
SB <sub>33-3</sub>	3	0.62	14-D16	0.447	2-9φ@71	80	角スパイラル	+	8.0	16.0	22.0	22.0	23.0	15.64	14.47	24.8	23.0	24.8	30.5	F.C.SC. (ST) Bu	C				
L.SA <sub>25</sub>	2	1.08	16-D19	1.98	4-13φ@67	82.5	軽量コンクリート 角スパイラル 円形スパイラル	+	14.0	30.0	36.0	38.2	44.6	13.95	11.72	44.6	44.2	44.2	100.7	F.C.B.SC	C				
L.SB <sub>33</sub>	2	0.62	14-D16	1.47	4-13φ@90	110	軽量コンクリート 角スパイラル 円形スパイラル	+	16.0	33.0	39.8	33.3	39.8	12.08	8.88	39.8	33.6	37.0	95.7	F.C.SC.Bu	C				

τδ<sub>y</sub>はe函数法による降伏荷重計算値と同一荷重時の変位実験値  
 F: 曲げ降伏 C: 圧潰 Bu: 主筋座屈 B: 付着割裂破壊  
 ST: せん断引張破壊 SC: せん断圧縮破壊  
 L: 3φ以下における ST, SC, B破壊を表わす

表-5 実験結果一覧

	計 算 値												実 験 値 / 計 算 値										計 算 値		実 / 計	
	ひび割れ荷重				曲げ強度				せん断、付着終局強度				cQ <sub>cr</sub> /cQ <sub>cr</sub>	cQ <sub>ssc</sub> /cQ <sub>ssc</sub>	cQ <sub>sc</sub> /cQ <sub>sc</sub>	Q <sub>bo</sub> /Q <sub>bo</sub>	Q <sub>y</sub> /Q <sub>y</sub>	Q <sub>max</sub> /Q <sub>max</sub>	Q <sub>max</sub> /Q <sub>max</sub>	Q <sub>max</sub> /Q <sub>max</sub>	Q <sub>max</sub> /Q <sub>max</sub>	Q <sub>max</sub> /Q <sub>max</sub>	cK <sub>e</sub> /cK <sub>e</sub>	cδ <sub>y</sub> /cδ <sub>y</sub>		
	cQ <sub>cr</sub>	cQ <sub>ssc</sub>	cQ <sub>sc</sub>	cQ <sub>bo</sub>	eQ <sub>y</sub>	eQ <sub>max</sub>	cQ <sub>su1</sub>	cQ <sub>su2</sub>	cQ <sub>su0</sub>																	
SA <sub>125</sub>	8.97	17.60	22.52	11.03	34.01	41.23	36.49	33.90	34.57	38.21	0.732	1.02	1.01	3.14	1.14	0.958	1.08	1.17	1.14	1.03	158.5	8.76	1.11	0.888		
SA <sub>125.89</sub>	8.97	17.60	22.52	11.03	34.01	41.23	36.49	38.19	38.86	38.21	0.658	1.05	1.02	3.09	1.12	1.01	1.14	1.09	1.07	1.09	158.5	8.76	1.07	0.63		
DSA <sub>125.89</sub>	8.85	17.45	22.52	11.03	31.83	39.57	35.70	38.11	38.76	37.20	0.892	1.05	0.977	3.18	1.16	1.03	1.14	1.07	1.05	1.09	155.5	8.69	0.734	1.07		
HA <sub>125.89</sub>	8.97	17.60	22.52	11.03	34.01	41.23	36.49	38.19	38.86	38.21	1.076	1.08	0.955	3.15	1.12	0.954	1.08	1.03	1.01	1.03	158.5	8.76	0.872	1.06		
SB <sub>33</sub>	15.25	25.61	28.86	16.15	33.47	36.75	36.80	37.90	35.02	35.52	0.918	1.07	1.02	2.30	1.21	1.13	1.13	1.09	1.18	1.17	148.0	8.62	1.01	0.625		
DSD <sub>33</sub>	15.22	25.56	28.86	16.15	32.61	36.25	36.57	37.87	34.96	35.05	0.920	1.13	1.04	2.19	1.21	1.10	1.09	1.06	1.14	1.14	146.9	8.56	0.807	0.885		
HB <sub>33</sub>	15.25	25.61	28.86	16.15	33.47	36.75	36.80	37.90	35.02	35.52	0.990	1.09	1.16	2.29	1.15	1.13	1.13	1.09	1.18	1.17	148.0	8.62	0.691	0.689		
SB <sub>75</sub>	12.59	22.21	26.58	15.12	29.60	34.13	32.75	32.54	30.88	33.18	0.953	1.22	1.05	2.57	1.16	1.14	1.19	1.19	1.26	1.17	148.0	7.87	0.836	0.597		
SA <sub>33-3</sub>	10.42	18.34	22.40	11.28	29.51	31.92	32.50	34.28	29.83	32.23	0.959	1.17	1.09	2.60	1.13	1.05	1.03	0.976	1.12	1.04	52.1	19.16	0.651	0.983		
SB <sub>33-3</sub>	10.17	18.04	22.40	12.61	22.31	24.50	24.51	29.04	23.97	24.36	0.787	1.11	1.03	1.78	1.09	1.06	1.06	0.894	1.08	1.07	48.3	15.72	0.632	0.919		
L.SA <sub>25</sub>	16.09	27.07	30.44	14.59	42.75*	48.50*	49.56	48.38	46.87	48.61	0.870	1.13	1.18	2.69	1.08	0.95	0.93	0.953	0.984	0.918	96.4	11.4	1.04	1.02		
L.SB <sub>33</sub>	19.47	31.39	33.25	18.29	38.26*	40.50*	42.55	45.73	42.69	40.03	0.924	1.13	1.20	2.09	1.08	1.02	0.97	0.886	0.970	1.03	91.2	10.8	1.05	0.82		

eQ<sub>y</sub>, eQ<sub>max</sub> e函数法 (\*は誤正式) による降伏荷重および最大荷重

表-6 実験値と計算値の比較

$$cQ_{CR} = [2 \times 1.8 \sqrt{F_C} \cdot I_e / (D/2) + ND/6] / h_0 \quad \dots\dots(1)$$

$$cQ_{BSC} = 0.265bd\sqrt{F_C} + M_{CR} / (M/Q - d/2) \quad \dots\dots(2)$$

$$cQ_S = k_1 \sqrt{F_C} bD (1 + \sigma_0 / F_t)^{k_2} (M/QD)^{k_3} \quad \dots\dots(3)^{4)}$$

$$k_1 = 0.972 \quad k_2 = 0.411 \quad k_3 = -0.625 \quad \text{拘束梁型}$$

$$cQ_{SU1} = \left\{ \frac{0.092k_{u1}k_{u2}(180 + F_c)}{M/Qd + 0.12} + 2.7\sqrt{p_{ww}\sigma_y} + 0.1N/bD \right\} b_j \quad \dots\dots(4)^7)$$

$$cQ_{su2} = \left(0.9 + \frac{\sigma_0}{250}\right) \left\{ \frac{0.12k_0k_p(180 + F_c)}{M/QD + 0.12} + 2.7\sqrt{p_{pw}\sigma_y} \right\} bj \quad (5)^8$$

$$cQ_{max} = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right) \quad \dots\dots(6)$$

$$cQ_{Bo} = \{\sqrt{H^2 + 4I} - H\} \cdot b' \cdot D \cdot F_t \quad \dots\dots(7)^6$$

$$H = 10.5X_1 \cdot b_1' \cdot d_1 / C, \quad I = (1 + \sigma_{01}) / C$$

$$C = 1 + 10.5d_{t1} \cdot b_1' \cdot d_1^2$$

$$X_1 = 0.245 (M/QD)^{1.08} \{ (F_t + \sigma_0) / F_t \}^{0.86}$$

$$\sigma_{01} = \sigma_0 / F_t \quad d_{t1} = d_t / D, \quad d_1 = d / D$$

$$b_1' = b' / b, \quad F_t = 1.8\sqrt{F_c}$$

$$b' = \sqrt{8} d_t - \phi_0 \text{ 又は } (b - \sum \phi_0) \text{ の内小さい値}$$

$$cQ_{BOU} = \frac{1.2(100p_t)^{0.57} cQ_{BMO}}{(M/QD)^{0.93} \{ \sigma_0 + 2.2\sqrt{F_c/F_c} \}^{0.17}} \quad \dots\dots(8)^9$$

$$\sigma = N/bD \quad cQ_{BMO} = \frac{\sqrt{F_t^2 + F_t \cdot \sigma_0}}{A}$$

- ho : 柱内法高さ
- I<sub>o</sub> : 鉄筋考慮の等価断面2次モーメント
- Z : 鉄筋考慮の等価断面係数
- N : 軸方向力
- b : 柱幅
- D : 柱の全せい
- d : 柱の有効せい
- d<sub>t</sub> : 引張鉄筋の中心から引張側コンクリート縁までの距離
- j : (7/8) d
- p<sub>t</sub> : 引張鉄筋比
- p<sub>w</sub> : せん断補強筋比
- σ<sub>y</sub> : 主筋の降伏応力度
- wσ<sub>y</sub> : せん断補強筋の降伏応力度
- ε<sub>y</sub> : 主筋の降伏歪
- ε<sub>mt</sub> : eQ<sub>max</sub> 時の引張筋の歪

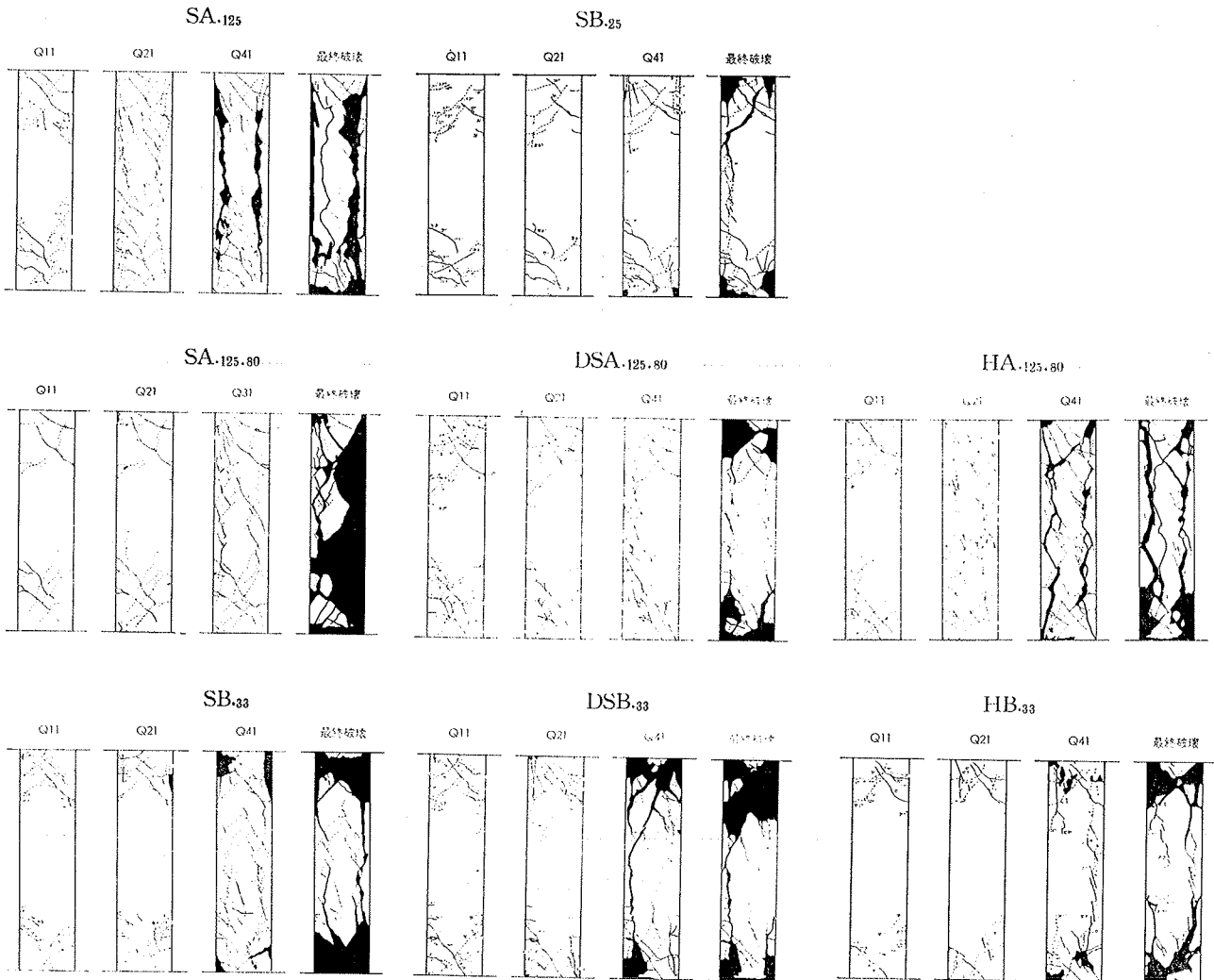


図-4 ひび割れ発生経過

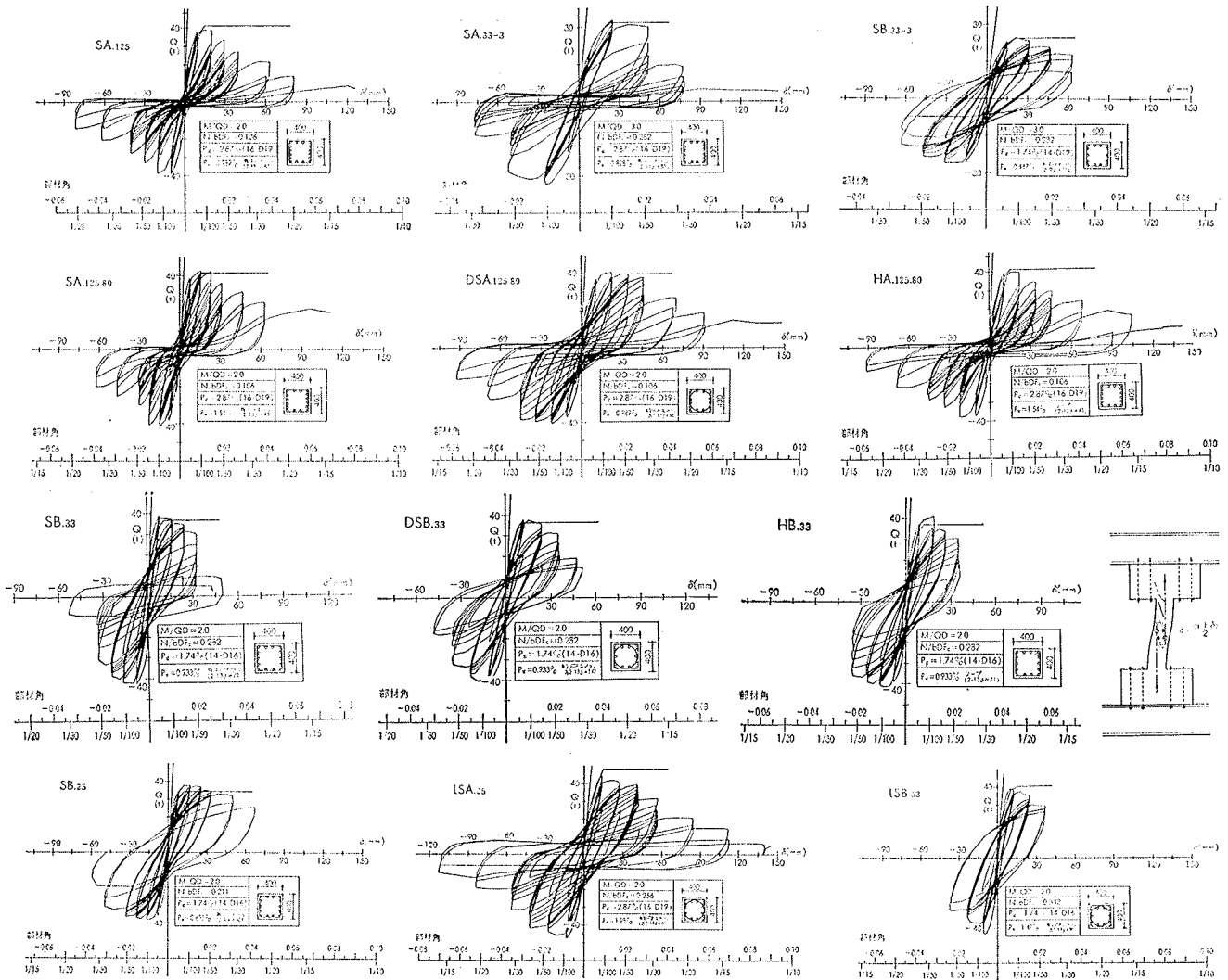


図-5 荷重～変位曲線

実験値と計算値はほぼ一致した。

本実験シリーズでは、曲げ降伏以前にせん断破壊した試験体はないが、最大荷重実験値とせん断終局強度計算値とを比較すると、(4)式の場合、実験値/計算値は0.886~1.19, 平均1.04, (5)式の場合、実験値/計算値は0.97~1.26 平均1.10 でいずれも実験値の方が大きい。両式ともほぼ曲げ終局強度と同じ程度のせん断終局強度となる。

付着ひび割れ荷重の実験値/計算値は1.78~3.18で、(7)式は断面形の大きい柱では適合性が乏しい。付着割裂破壊荷重に関する(8)式と最大荷重とを比較すると実験値/計算値は0.948~1.17, 平均1.08で(8)式は曲げ終局強度とほぼ等しい付着割裂破壊強度となる。

### 3.6. stub 内の主筋の歪分布

stub内における主筋の歪の測定位置の例を図-6に示す。これらのゲージによって測定された歪から、図-7a), b) に、降伏時、最大荷重時の引張筋の歪分布

を示す。縦軸に stub face からの距離  $l$  を主筋の径  $\phi$  中で除した値をとり、横軸には測定された歪を降伏歪で除した値をとった。図-7は、本実験シリーズと、別の実験シリーズ<sup>9)</sup> のデータを用いている。本実験シリーズでは、stub face から 2cm 柱内に入った位置の歪を stub face における歪として扱った。主筋径は D32, D29, D25, D19, D16 である。太径の鉄筋の歪分布は、細径の鉄筋に比べ、先端の歪が小さくなる傾向を示している。stub face から  $l/\phi=3$  程度の範囲では降伏している場合が多い。降伏時の歪分布を(9)式で仮定する。

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon/\varepsilon_y &= 1.137 - 0.0455l/\phi \quad (3 < l/\phi \leq 25) \\ \varepsilon/\varepsilon_y &= 1 \quad (0 \leq l/\phi \leq 3) \end{aligned} \right\} \dots\dots(9)$$

最大荷重時の歪分布は、降伏時における  $3 < l/\phi$  以上の歪分布がほぼ平行移動し、それにつれて stub face 近くでの降伏域も  $l/\phi=6$  程度までにひろがっている。

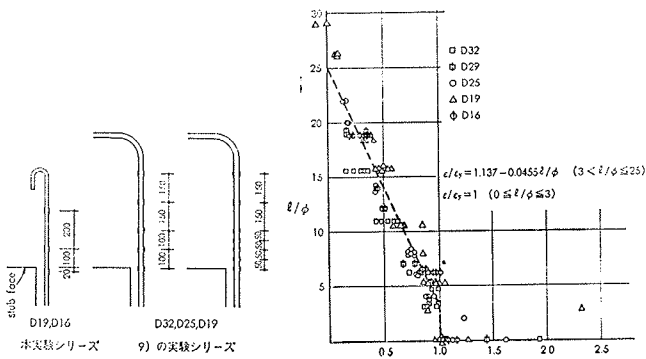
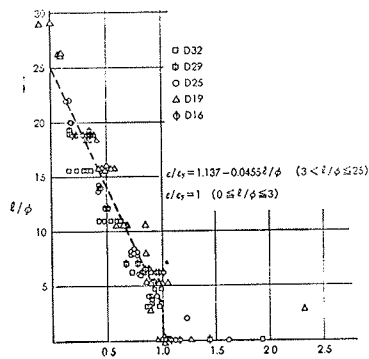
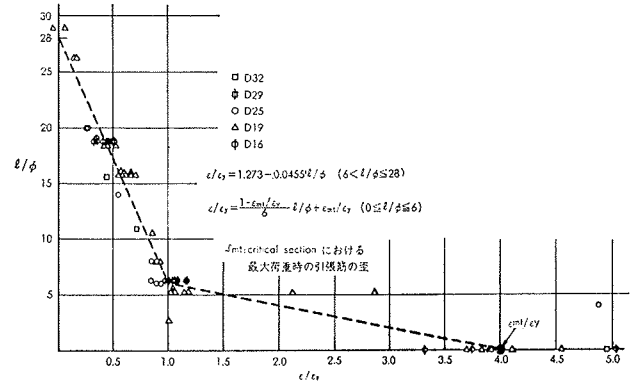


図-6 stub 内の歪測定位置



a) 降伏時



b) 最大荷重時

図-7 引張筋の stub 内歪分布

そこで  $l/\phi=6$  では  $\epsilon/\epsilon_y=1$  とし、 $l/\phi=0$  では  $\epsilon$  関数法の計算で求まる最大荷重時の歪  $\epsilon_{mt}$  を用いて、 $l/\phi=0$  では  $\epsilon/\epsilon_y=\epsilon_{mt}/\epsilon_y$  とし、その中間は直線で結ぶと仮定すると最大荷重時の歪分布は次式のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon/\epsilon_y &= 1.273 - 0.0455 l/\phi & (6 < l/\phi \leq 28) \\ \epsilon/\epsilon_y &= \epsilon_{mt}/\epsilon_y + \frac{1 - \epsilon_{mt}/\epsilon_y}{6} l/\phi & (0 \leq l/\phi \leq 6) \end{aligned} \right\} \dots\dots(10)$$

これらの仮定歪分布を用いて stub 内からの主筋の伸び出しを計算した。

結 び

本実験シリーズの結果から次の事がいえよう。

- (1) 引張鉄筋比が 1.08% と高い場合は、すべての試験体が付着割裂破壊し、変形能が著しく劣る。
- (2) 主筋の付着性能を高めるために、細径の鉄筋を数多く使用することは付着割裂破壊に対して有効な方法ではない。コーナー筋以外の拘束度の小さい鉄筋が多くなり、それらが断面外方向へはらみだす事、主筋間隔が小さいため、鉄筋からコンクリートへの応力伝達が過大となり、ひび割れが生じ易い状態になるためと考えられる。
- (3) せん断補強筋量は、それが多の場合ほど、柱中間部の主筋の付着ひび割れ発生をおくらせる効果があるが、破壊モードを改善するほどの効果は期待できない。
- (4) 角スパイラル筋を用いても付着割裂破壊に対して有効ではない。しかし、角スパイラル筋と円形スパイラル筋を併用した場合は、フープや角スパイラルのみの場合に比べて付着割裂破壊に対してやや有効である。
- (5) 引張鉄筋比が 0.62% の場合は、軸方向力によって、変形性状が異なる。軸方向力が  $\sigma_0=80 \text{ kg/cm}^2$  の場合は、柱頭、柱脚のせん断破壊、主筋の座屈によ

って破壊した。これらの試験体は  $2\delta_y \sim 3\delta_y$  の変形時のくり返しに対してほぼ安定した変形性状を示すが、 $3\delta_y \sim 4\delta_y$  で耐力低下がおき、靱性にやや劣る。軸方向が  $\sigma_0=60 \text{ kg/cm}^2$  の場合は、せん断破壊、座屈の生じる時期が  $\sigma_0=80 \text{ kg/cm}^2$  の場合より変形の進んだ段階で生じ、 $4\delta_y$  のくり返しでは安定した変形性状を示したが、 $6\delta_y$  のくり返して破壊した。

(6) stub 内の主筋の伸び出し量を本報告のように仮定し、降伏時、最大荷重時の付加変形を曲げとせん断変形に加えることによって、普通コンクリートの場合は曲げ破壊時の荷重と変位の関係をほぼ推測することができる。

参考文献

- 1) 武田, 中山, 吉岡, 小池: 鉄筋コンクリート短柱の実験, 大林組技術研究所報, No. 9, (1974)
- 2) 吉岡, 武田, 小池: 鉄筋コンクリート短柱の水平加力実験 その1, 建築学会大会梗概集, (昭49)
- 3) 東, 広沢: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究 その16, 建築学会大会梗概集, (昭49)
- 4) 広沢: 同上表題 その41, 同上, (昭51)
- 5) 広沢: 同上表題 その19, 同上, (昭49)
- 6) 広沢: 同上表題 その29, 同上, (昭50)
- 7) 広沢, 後藤: 鉄筋コンクリート部材の強度とじん性, 建築学会大会梗概集, (昭46)
- 8) 柴田, 大野, 服部: 鉄筋コンクリート部材のせん断耐力および変形能力について, 日科技連第6回複合材料シンポジウム, (1973.10)
- 9) 吉岡, 武田: 鉄筋コンクリート柱の性能改善に関する研究 その1, 大林組技術研究所報, No. 15, (1977)