

# 論文 鉄筋コンクリート円形部材の曲げせん断性状に関する実験

山本俊彦<sup>\*1</sup>・山田和夫<sup>\*2</sup>・矢野伸司<sup>\*3</sup>

**要旨:**鉄筋コンクリート円形断面部材は、矩形断面部材に比べ、曲げせん断耐力に関する実験資料は極めて少ない。このため、実験により曲げせん断性状の把握を行った。M/QD = 2.0 の場合、Pw = 0.30% では、曲げ終局耐力計算値を上回り、破壊まで十分安定した挙動を示した。M/QD = 1.5 の場合、いずれも変形角 R = 1/100 で最大耐力に達したあと急激に耐力低下し、曲げ終局耐力に達しなかった。せん断耐力計算値との比較では、実験値は荒川式、A 法、B 法のいずれの値も上回った。荒川式計算値との比は、1.2~1.5 程度となり比較的良い一致を示した。

**キーワード:**円形断面、鉄筋コンクリート、曲げ、せん断

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート円形断面部材は、これまで上部構造の柱や基礎杭に用いられてきているが、矩形断面部材に比べると、耐震性状に関する実験的な資料が乏しく、十分にその性状を把握するにいたっていない。上部構造の軸方向力を受ける部材として設計されてきた基礎杭は、耐震性があまり考慮されなかったため、そのせん断補強筋量はきわめて少ない範囲にある。このことから阪神淡路大震災で基礎構造の被害が顕在

化し、基礎構造の耐震性の確保が求められるようになった<sup>1)</sup>。

このため、杭材を含めて鉄筋コンクリート円形断面部材のせん断耐力を評価することを目的として、せん断補強筋比を 0.3%までとし、これまでの実験結果も踏まえて<sup>2)~5)</sup>、逆対称加力用試験体により曲げせん断性能評価に関する実験を行った。

表-1 試験体

試験体	配筋			M/QD シアスパン比	N 軸力 (MPa)	計算値		計算値比 Qsu/Qm	
	主筋		帯筋			曲げ:Qm (kN)	せん断:Qsu (kN)		
	Pg(%)	Pw(%)							
No.1	12-D16	3.38	4φ @ 100	0.095	2.0	-2.5、7.5*	198	149	0.753
No.2	12-D16	3.38	4φ @ 100**	0.095	2.0	7.5	198	170	0.861
No.3	12-D16	3.38	4φ @ 33	0.300	2.0	0.0	163	133	0.814
No.4	12-D16	3.38	4φ @ 33	0.300	2.0	7.5	198	174	0.877
No.5	12-D16	3.38	4φ @ 100***	0.095	1.5	7.5	265	172	0.650
No.6	12-D16	3.38	4φ @ 50***	0.189	1.5	7.5	265	185	0.700
No.7	12-D16	3.38	4φ @ 50	0.189	1.5	0.0	217	144	0.666

\*変動軸力、\*\*高強度、\*\*\*独立フープ

\*1 大同工業大学建設工学科・建築学専攻 教授 工博（正会員）

\*2 愛知工業大学建築学科 教授 工博（正会員）

\*3 ヨーコン（株）技術部

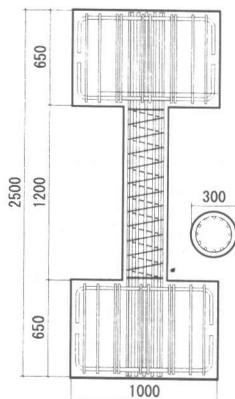


図-1 試験体

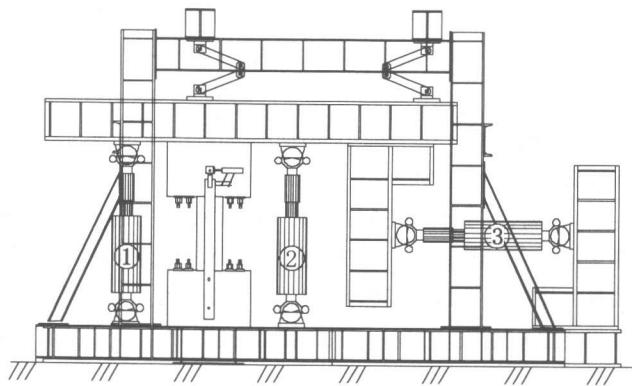


図-2 実験装置

表-2 コンクリートの配合と材料特性

コンクリート	W/C (%)	セメント (kg/m <sup>3</sup> )	水 (kg/m <sup>3</sup> )	スランプ° (mm)	材令 (週)	引張強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
普通	61.2	292	178	180	14	2.14	26.1	23.5

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

図-1に試験体、表-1に試験体一覧を示す。本実験では、断面  $\phi=300\text{mm}$  で、シアスパン比 ( $M/QD$ ) が 1.5 および 2.0 の 2 種類の上下スタブ付きの鉄筋コンクリート試験体を合計 7 体製作した。実験要因は、シアスパン比 ( $M/QD$ )、せん断補強筋比 ( $P_w$ )、および軸力 ( $N$ )とした。シアスパン比 ( $M/QD$ ) は比較的せん断の影響の大きい範囲を対象として 1.5, 2.0 とした。せん断補強筋比 ( $P_w$ ) は、0.095%, 0.189%, 0.30% とした。軸力 ( $N$ ) は、0, 7.5MPa と変動軸力の引張側-2.5~圧縮側7.5MPa とした。主筋は 12-D16 ( $P_g=3.38\%$ , SD390, かぶり厚 30mm) とした。せん断補強筋は、試験体 No.5, 6 の独立フープを除きスパイタルとした。高強度せん断補強筋の円形断面での効果を見るため、試験体 No.2 では高強度補強筋を用いた。曲げ耐力計算値は e 関

数法<sup>6)</sup>により最大耐力として求めた。せん断耐力計算値は、円形断面を等価な矩形に置き換え、軸力を考慮した修正荒川式<sup>7)</sup>により求めた。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.12k_u \cdot k_p (180 + F_c)}{M/Qd + 0.12} + 2.7\sqrt{P_w \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_o \right\} b \cdot j \quad (1)$$

ここに、  
 $k_u$  : 断面寸法による補正係数  
 $k_p$  : 引張鉄筋比  $p_t$  (%) による補正係  
数

$F_c$  : コンクリート強度

$M/Qd$  : シアスパン比

$P_w$  : 横補強筋比

$\sigma_{wy}$  : 補強筋降伏強度

$\sigma_o$  : 軸応力度

$d = 0.9 \times 0.89D$ ,  $b = 0.89D$  ( $D$  : 杠直径)

$$p_t = P_g / 4$$

## 2.2 実験方法

試験体の加力は、図-2に示すような、逆対称加力装置を用いた。L型フレームを介して杭にアクチュエータで水平力(③)と軸力(①, ②)とを加えた。載荷履歴は上下スタブ間の変位制御とし、部材角  $R=1/1000, 1/400$  を正負各1回、 $R=1/200, 1/100, 1/50, 1/25$  を各2回繰り返す。その後1方向で1/20まで変形させることを原則とした。

変動軸力は、圧縮側7.5MPa、引張側-2.5MPaとした。軸力の切替は、各半サイクル終了毎に圧縮から引張り、引張りから圧縮とした。

## 2.3 使用材料

表-2に使用したコンクリートの配合、材料特性を示す。コンクリートの圧縮強度は封緘養生供試体とした。実験時材令の圧縮強度は26.1MPaであった。表-3に使用した鋼材の機械的

性質を示す。高強度フープの降伏強度は、0.2%耐力である。

表-3 鋼材の機械的性質

種類		降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
主筋	D16	449	667	193
Hoop	φ4	502	624	203
	φ4*	1420	1730	209

\*高強度鉄筋

表-4 実験結果一覧

試験体	ひび割れ		最大耐力		限界変形		
	初曲げ Qb (kN)	曲げせん断 ひび割れ Qbs (kN)	eQ (kN)	$\delta e$		$\delta l$ $\times 10^{-3}$ (rad)	
				(mm)	(rad)		
No.1	22.6	141	192	12.1	10.1	17.4	14.5
No.2	36.0	145	196	12.0	10.0	24.0	20.0
No.3	58.6	90.0	194	48.3	40.2	48.3	40.2
No.4	93.0	153	245	24.1	20.1	37.7	31.5
No.5	77.4	147	200	4.48	4.98	4.48	4.98
No.6	68.8	135	234	7.54	8.38	18.0	20.0
No.7	64.9	79.8	180	9.02	10.0	15.3	17.0

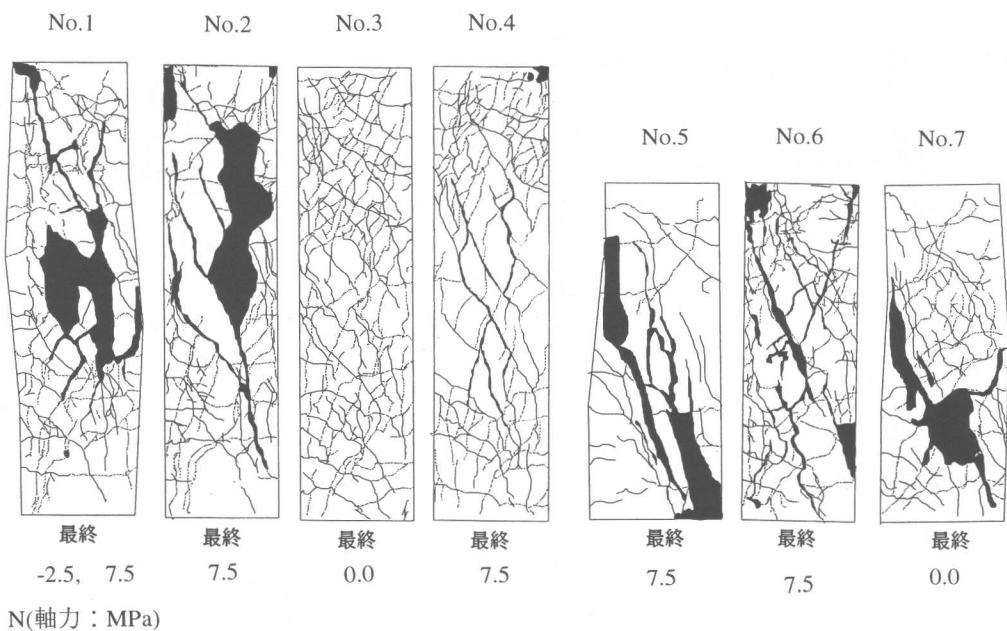


図-3 最終ひび割れ状況

### 3. 実験結果

表-4に実験結果一覧を示す。限界変形は、最大耐力到達後80%に耐力が低下したときの変形とした。

#### 3.1 実験およびひび割れ状況

円形断面部材は、軸方向筋が円周上に配置されているため、せん断破壊試験体も最外端の鉄筋は降伏し、その後せん断破壊した。図-3に最終ひび割れ状況を示す。せん断補強筋比について比較すると、せん断補強筋の増大に伴ってせん断ひび割れ本数は増加し、試験体全体にわたって生じた。

変動軸力-2.5MPa～15MPaをかけた試験体No.1は、全体に輪切り状のひび割れが多く見ら

れた。せん断補強筋は、 $P_w=0.30\%$ の試験体を除きスパイラルおよびフープ形状のいずれも最終状態では破断した。

#### 3.2 荷重-変位関係

図-4に各試験体の荷重-変形曲線を示す。M/QD=2.0の場合、 $P_w=0.095\%$ では最大耐力は変形角1/100で達したが、曲げ終局耐力計算値には至らなかった。最外端の鉄筋は降伏し、その後せん断破壊した。限界変形は、変動軸力のNo.1試験体で1.5/100、高強度スパイラル筋で補強したNo.2試験体は、2/100程度であった。

変動軸力のNo.1試験体の耐力比(1.29：対荒川式計算値)、最大耐力時変形(1/100)とも同じ諸元の一定軸力試験体(同1.22, 1/100)の場合とほ

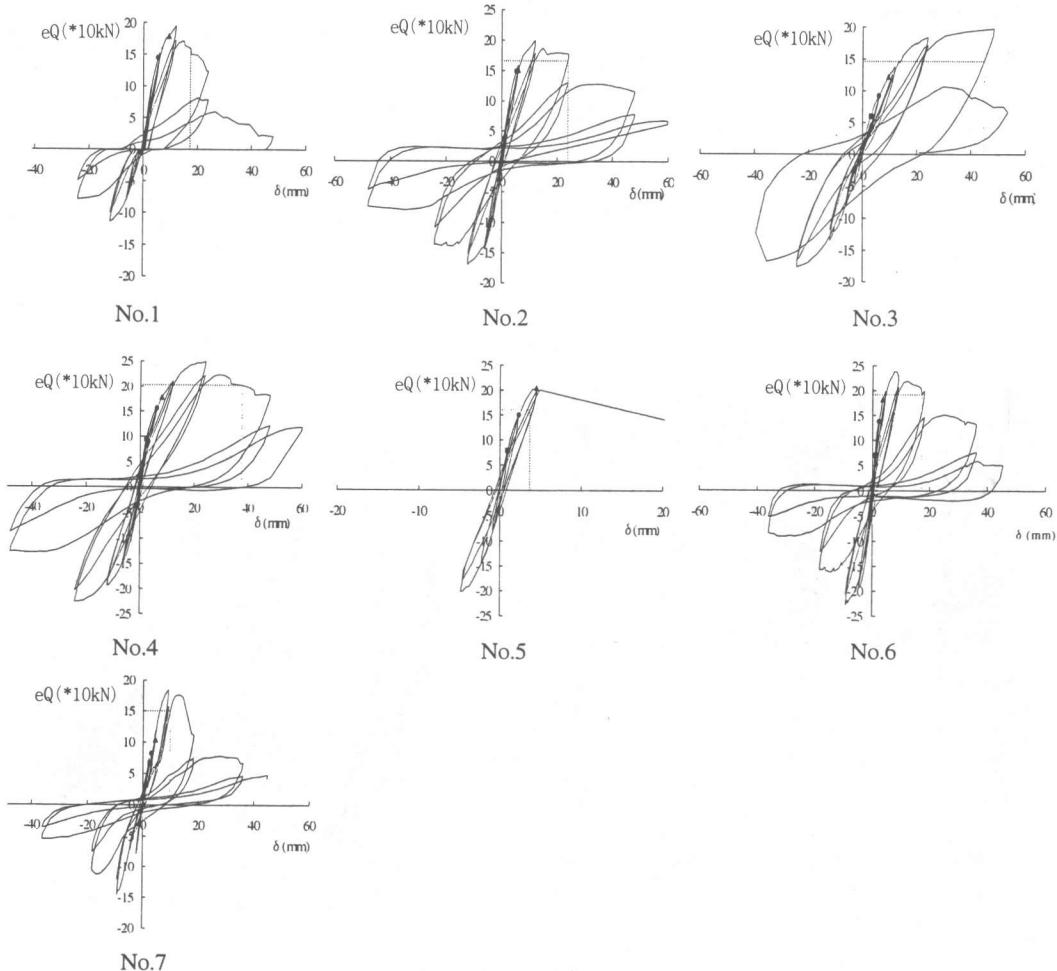


図-4 荷重-変形曲線

表-5 計算値との比較

試験体	実験値 eQ (kN)	曲げ計算値		荒川式		A 法		B 法	
		Qm (kN)	eQ/Qm	Qm (kN)	eQ/Qsu	Qm (kN))	eQ/Qsa	Qm (kN)	eQ/Qsb
No.1	192	198	0.97	149	1.29	82.7	2.32	111	1.73
No.2	196	198	0.99	170	1.15	136	1.44	147	1.33
No.3	194	163	1.19	133	1.46	120	1.62	131	1.48
No.4	245	198	1.24	174	1.41	156	1.57	151	1.62
No.5	200	265	0.75	172	1.16	93.7	2.13	139	1.44
No.6	234	265	0.88	185	1.26	125	1.87	158	1.48
No.7	180	217	0.83	144	1.25	125	1.44	132	1.36
平均					1.28		1.77		1.49

ほとんど変わらなかった<sup>4)</sup>。

一方,  $P_w = 0.30\%$  の試験体では, 曲げ終局耐力計算値を上回り, 最大耐力は  $N=0$  で変形角  $R=1/25$ ,  $N=7.5 \text{ MPa}$  で変形角  $R=1/50$  となった。軸力の加わっていない試験体 No.3 は, セン断ひび割れ後に剛性低下が生じたが耐力は変形角  $R=1/25$  で破壊まで安定した挙動を示した。軸力が加わった No.4 は, 変形角  $R=1/50$  以降で低下が見られたが比較的緩やかであった。限界変形は, 軸力のある場合  $3/100$ , ない場合  $4/100$  となり, かなり大きな変形能が得られた。

$M/QD=1.5$  の場合, No.5 と No.6 のせん断補強筋がフープ形状である。 $P_w = 0.095\%$  の試験体 No.5 は変形角  $R=1/200$  で急激に破壊した。 $P_w = 0.189\%$  の試験体はいずれも変形角  $R=1/100$  で最大耐力に達したあと耐力低下した。 $M/QD=1.5$  の試験体はいずれも曲げ終局耐力には達しなかった。

#### 4. 計算値との比較

表-5 に実験値と計算値の比較を示す。荒川式の適用にあたっては円形断面を等価な矩形断面に置換した。図-5 は軸力の違いによるせん断各計算値との比を示す。実験値は  $P_w = 0.30\%$  の

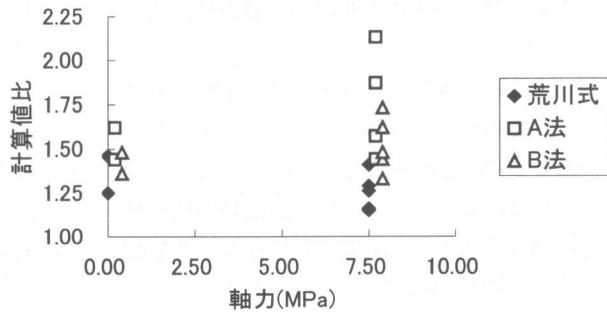


図-5 軸力と計算値比

試験体を除き, いずれも曲げ終局耐力計算値以下となった。

一方実験値は, セン断耐力計算値の荒川式<sup>7)</sup>, A 法<sup>8)</sup>, B 法<sup>8)</sup> のいずれの値も上回った。計算値と実験値との比では, 荒川式は, 試験体 No.3, No.4 においてやや高めの値を示したものの, 平均 1.28 となり比較的良い一致を示した。A 法に関しては, 低せん断補強筋比で軸力のある試験体 No.1, No.5 が高く, 全体的に実験値比は高い値を示し, ばらつきも大きくなつた。平均値は 1.77 となつた。B 法に関しては, A 法ほどの値の高さは見られなかつたが, 平均 1.49 となり, やや高めの値を示した。

#### 5. まとめ

本研究の結果を要約すると, およそ以下のよ

うにまとめられる。

- 1) 変動軸力を受ける低せん断補強筋比円形断面部材は、同一諸元で実施された一定軸力試験体の場合に比較して、耐力変形とも大きな違いはなかった。
- 2) せん断補強筋の増大に伴ってせん断ひび割れは増加し、 $P_w=0.30\%$ では試験体全体にわたって生じた。また、曲げ終局耐力計算値を上回り、破壊まで安定した挙動を示した。十分な曲げ強度と韌性を確保するには、この程度のせん断補強筋比が必要と考えられる。
- 3)  $M/QD=1.5$  の場合、いずれも変形角  $R=1/100$  で最大耐力に達したあと急激に耐力低下した。いずれも曲げ終局耐力に達しなかった。
- 4) せん断破壊したと考えられる試験体のせん断補強筋は、スパイラルおよびフープ形状のいずれも最終状態では破断した。
- 5) 円形断面部材でかつせん断補強筋比の低い範囲におけるせん断耐力計算値との比較では、実験値は荒川式、A法、B法のいずれの値も上回った。
- 6) 計算値と実験値との比では、荒川式は、平均 1.28 となり比較的良好一致を示した。A法は、全体的に実験値比は高い値を示し、またばらつきも大きくなつた。B法は、軸力の考慮があることから平均 1.49 となつた。荒川式が比較的実験値との適合性が良く、次いでB法、A法となつた。

## 参考文献

- 1) 山肩邦夫：兵庫県南部地震による建築物基礎の被害の特徴と今後の対策基礎工，Vol24, No.11, pp.9-16, 1996

- 2) 酒向靖二、山田和夫、山本俊彦：場所打ち鉄筋コンクリート杭のせん断挙動に関する基礎的研究、コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.487-492, 1999.
- 3) 吉田 誠、山本俊彦、山田和夫：鉄筋コンクリート杭の曲げせん断挙動に関する実験研究、コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.487-492, 1999.
- 4) 新井元植、吉田 誠、山本俊彦、山田和夫：場所打ち鉄筋コンクリート杭の曲げせん断挙動に関する実験研究、コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 22, No. 3, pp.667-672, 2000.
- 5) 酒向靖二、山田和夫、山本俊彦、矢野伸司：場所打ち鉄筋コンクリート杭のせん断挙動に及ぼすせん断スパン比の影響、コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 22, No. 3, pp.673-678, 2000.
- 6) 武藤清：鉄筋コンクリートの塑性設計、第2巻、丸善, pp.41-70, 1964.
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.136-153, 1999.
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート建造物の終局強度型耐震設計指針・同解説, pp.114-129, 1988.

## 謝辞

試験体の製作に際し、高周波熱鍊(株)に高強度補強筋の提供をいただきました。記して謝意を表します。