

円形断面鉄筋コンクリート部材の耐震性能評価に関する研究  
(その5: 高強度せん断補強筋を用いた曲げせん断実験)

正会員 ○中野秀夫\*  
同 山本俊彦\*\*  
同 山田和夫\*\*\*  
同 矢野伸司\*

高強度鉄筋 せん断補強筋 円形断面  
曲げせん断 コンクリート

1. はじめに

高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート円形断面部材の曲げせん断性能を調べるため、これまでの実験をふまえ<sup>1-3)</sup>、せん断補強筋比を比較的少ない範囲の0.1~0.3%を対象として逆対称加力により実験を行った。

表-1 試験体

試験体	径:D (cm)	スパン比 L/2D	配筋				軸力 (kN)	Qmy (kN)	Qmu (kN)	Qsu** (kN)	Qsu Qmy	Qsu Qmu
			主筋	Pg (%)	スパイラル	Pw (%)*						
No. 1	40.0	1.50	20-D16	3.17	5φ@120	0.09	924	415	475	304	0.73	0.64
No. 2	40.0	1.50	20-D16	3.17	5φ@60	0.18	924	415	475	337	0.81	0.71
No. 3	40.0	1.50	20-D16	3.17	5φ@60	0.18	0	287	400	265	0.92	0.66
No. 4	40.0	1.50	20-D16	3.17	5φ@40	0.28	924	415	475	363	0.87	0.76

\*対等価矩形断面

\*\*修正荒川式(等価な矩形置換)

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1および表-1に試験体を示す。本実験では、断面φ=400mmで、試験区間長さが1200mmの上下スタブ付きの鉄筋コンクリート試験体を4体製作した。実験要因は、せん断補強筋比(pw)、および軸力(N)とした。シアスパン比(M/QD)はせん断の影響の大きい範囲として1.5とした。せん断補強筋は、5φの高強度スパイラル筋とした。せん断補強筋比pwは、0.09%、0.18%、0.28%で、せん断補強量pw・σyは、0.92、1.83、2.75MPaである。軸力(N)は、0、7.5MPaとした。主筋は20-D16(Pg=3.17%、SD390、かぶり厚40mm)とした。試験体は、いずれも曲げ降伏に先行してせん断破壊するように設計した。曲げ耐力計算値はe関数法により最外端の鉄筋が降伏歪に達する時: Qmyおよび最大耐力Qmuを求めた。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により求めた。等価矩形断面は面積が円形断面に等しい正方形とし、曲げ主筋は4辺に等分に配置されるものとした。

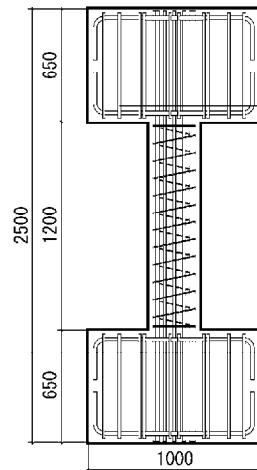


図-1 試験体

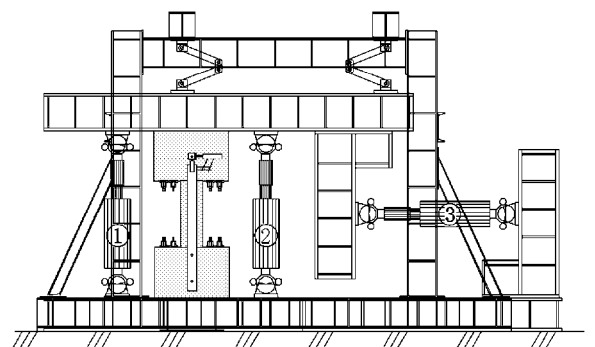


図-2 加力方法

表-2 コンクリートの配合と材料特性

種類	W/C (%)	スラブ (mm)	材令 (週)	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
普通	59.5	180	8	25.5	26.1

表-3 鋼材の機械的性質

用途	直径 (mm)	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	伸び (%)
主筋	D16	446	609	206	23.0
スパイラル	φ5	993*	1280	204	9.0

\*0.2%耐力

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試験体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。

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25.5MPaであった。表-3に使用した鋼材の機械的性質を示す。主筋はSD390相当で降伏強度446MPa、スパイラル筋は高強度鋼材を用い0.2%耐力は993MPである。

表-4 実験結果

試験体	Pw・σy (MPa)	軸力 (MPa)	最大荷重 Qe (kN)	変形(rad)		計算値(kN)					同比				
				最大:Qe	限界:0.8Qe	Qmy	Qmu	Qsu	Qsa	Qsb	Qe/Qmy	Qe/Qmu	Qe/Qsu	Qe/Qsa	Qe/Qsb
No.1	0.92	7.5	344	0.005	0.010	415	475	304	220	278	0.83	0.72	1.13	1.56	1.24
No.2	1.83	7.5	409	0.010	0.036	415	475	337	313	347	0.99	0.86	1.21	1.31	1.18
No.3	1.83	0	350	0.020	0.035	287	400	265	313	306	1.22	0.87	1.32	1.12	1.14
No.4	2.75	7.5	464	0.020	0.040	415	475	363	354	416	1.12	0.98	1.28	1.31	1.12
Qsa:A法 Qsb:B法											平均	1.24	1.32	1.17	

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。試験体 No.1 の実験最大荷重は、曲げ降伏計算値以下、No.2 はほぼ曲げ降伏計算値に近かった。No.3 は曲げ降伏荷重計算値を上回り終局曲げ計算値以下であった。No.4 は、ほぼ終局曲げ計算値と同じであった。

3.1 荷重-変位関係

図-3 に各試験体の荷重-変形曲線を示す。No.1(Pw=0.092%)の最大耐力は変形角 1/200 で達したが、曲げ主筋、せん断補強筋とも降伏歪には至らなかった。せん断補強筋は 1/200 の繰り返し2回目に降伏に達し、急激に耐力低下をきたした。No.2(Pw=0.185%)の最大耐力は変形角 1/100 で達した。曲げ主筋は降伏歪には至らなかったが、せん断補強筋は降伏歪に達した。変形角 1/100 での繰り返しは安定した挙動を示した。No.3(Pw=0.185%、軸力無し)の最大耐力は変形角 1/50 で達した。せん断補強筋は変形角 1/200、曲げ主筋は変形角 1/100 で降伏歪に達した。変形角 1/50 での繰り返しは安定した挙動を示したが、変形角 1/25 への過程で急激に耐力低下した。No.4(Pw=0.277%)の最大耐力は変形角 1/50 で達した。せん断補強筋は変形角 1/100、曲げ主筋は変形角 1/50 へ至る過程で降伏歪に達した。変形角 1/50 での繰り返しは安定した挙動を示し、変形角 1/25 ではやや耐力低下をきたしたが安定した挙動を示した。

3.2 計算値との比較

円形断面を等価な正方形断面に置き換えて、既往のせん断耐力計算式に当てはめた。実験値は、せん断耐力計算値の荒川式、A法、B法のいずれの値も上回った。軸力の影響を考慮しないA法は、実験値に対してややばらつきを示し

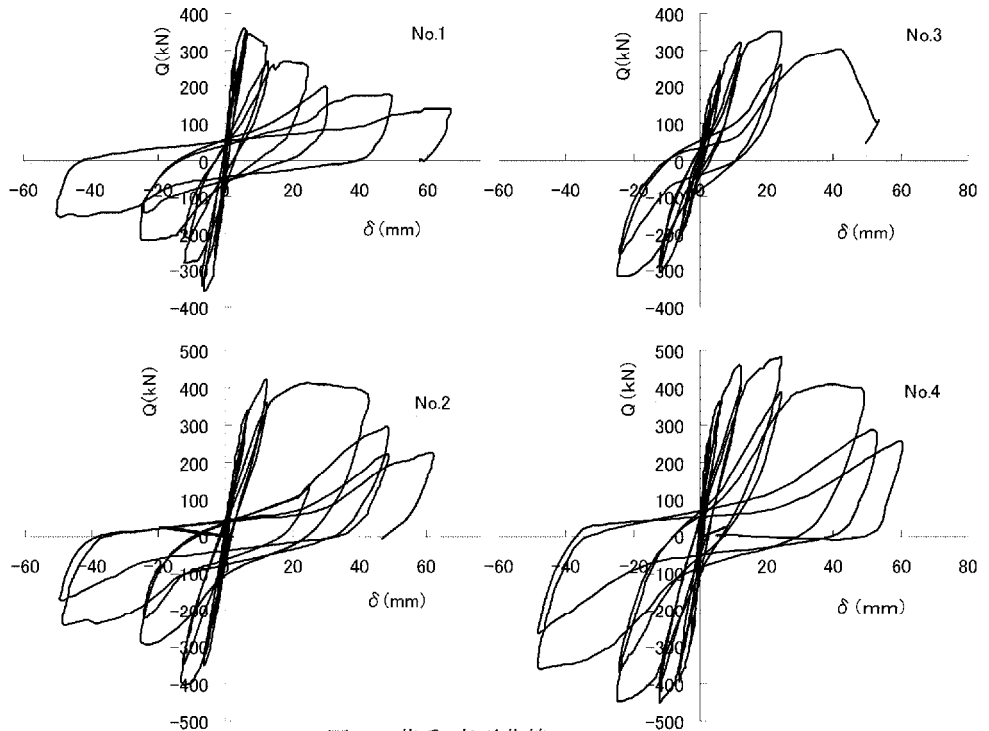


図-3 荷重-変形曲線

たが、荒川式およびB法は比較的良い適合性を示した。

4. まとめ

- 1) 高強度せん断補強筋を用いた円形断面部材は、せん断補強筋比の増大に伴い、耐力変形能ともに向上した。いずれの試験体もせん断補強筋の降伏により終局に達し、高強度せん断補強筋の効果が見られた。
- 2) 高強度せん断補強筋を有する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。荒川式およびB法は比較的良い適合性を示した。

参考文献

1-3) 酒向靖二・山田和夫・山本俊彦・矢野伸司：円形断面鉄筋コンクリート部材の耐震性能評価に関する研究、その1~3、日本建築学会学術講演梗概集、2001、pp.375-380。

謝辞

高周波熱錬鋼に高強度補強筋の提供をいただきました。

\*ヨーコン(株)技術本部

\*\*大同工業大学工学部建築学科教授・工博

\*\*\*愛知工業大学工学部建築学科教授・工博

\*Yocon Co., Ltd.

\*\*Prof., Daido Institute of Technology, Dr.Eng.

\*\*\*Prof., Aichi Institute of Technology, Dr.Eng.