

論文 一方向入力を想定した偏平柱の構造性能に関する実験的研究

松本 智夫*1・西原 寛*2

要旨: 一方向のみの入力想定される柱部材では、断面を正方形よりも長方形とした偏平柱の方が構造的に有利である。そこで、偏平柱とすることで正方形断面の柱部材よりも主筋量を低減した、偏平率が 1.25 および 1.5 の偏平柱の曲げせん断実験を行った。実験の結果は、初ひび割れ時、コンクリートの圧壊時、主筋の降伏時および最大荷重時のいずれのせん断力も、正方形断面の柱と同じかそれ以上であったが、主筋の降伏時および最大荷重時の層間変形角は、偏平柱の方が小さくなった。偏平柱の限界変形は、偏平率が大きくなるに従って小さくなる傾向を示したが、既往の算定式を適用して概ね安全側に評価することができた。

キーワード: 偏平率, 偏平柱, 主筋, 帯筋, 曲げせん断実験, 強度, 剛性, 限界変形

1. はじめに

超高層 RC 建造物の構造形式のひとつに、中央にコア壁を配置し、外周にチューブ架構を設ける形式がある。このチューブ架構の柱部材は、隅柱を除くと梁が一方向にのみ取り付けられているので、梁から中柱に入力されるせん断力は、方向が限定されることになる。従って、このような中柱では、断面を長方形とした方が構造的には有利と考えられる。ところが、壁柱とみなすことのできない偏平率 2 未満の長方形断面(偏平)柱の構造性能については、プレキャスト(PCa)部材の場合も含めてあまり検討例が見当たらない。

そこで、正方形断面の柱部材を標準試験体として、偏平率が 1.25 および 1.5 の偏平柱の曲げせん断実験を行った。本実験では、せん断力の入力を一方向に想定して、偏平柱の計算曲げ耐力が標準試験体のそれとほぼ同じになるまで主筋量を低減した。さらに、入力方向が限定されることから、せん断補強筋として算入されない入力と直交する方向の副帯筋を省いた。これらが、偏平柱の構造性能に与える影響について標準試験体と比較した。

2. 実験概要

2.1 試験体および使用材料

表-1 に各試験体の諸元を示す。偏平率 1.0 の標準試験体は、試験区間の柱断面が実大の 1/2.5 程度の幅(b)×全せい(D)=400×400(mm)で、せん断スパン比は $M/(QD)=2.0$ の曲げ破壊先行を想定した 2 体(試験体名 1.0BD-A, 1.0BD-B)である。主筋は共に 14-D19(SD490), 主筋比は 2.51%である。2 体の相違点は帯筋の形状で、A は囲字型、B は目字型であるが、帯筋比は共に 0.75%である。図-1 に試験体の形状と配筋を示す。

偏平率 1.25 の試験体 2 体(試験体名 1.25BD, 1.25BD-P)

表-1 試験体の諸元一覧

試験体名	1.0BD-A	1.0BD-B
断面図		
断面寸法	b(幅)×D(せい)=400×400, D/b=1.0, a/D=2.0	
主筋(比)	14-D19 (2.51%)	
帯筋(比)	4-K6@40 (0.75%)	
工法	在 来	
試験体名	1.25BD	1.25BD-P
断面図		
断面寸法	b(幅)×D(せい)=360×450, D/b=1.25, a/D=1.78	
主筋(比)	8-D19 (1.42%)	
帯筋(比)	4-K6@44.4 (0.75%)	
工法	在 来	プレキャスト
試験体名	1.5BD	1.5BD-P
断面図		
断面寸法	b(幅)×D(せい)=320×480, D/b=1.5, a/D=1.67	
主筋(比)	6-D19 (1.12%)	
帯筋(比)	3-K6@37.5 (0.75%)	
工法	在 来	プレキャスト
試験体名	1.5BD-C	記号
断面図		D/b:偏平率 a/D:シャースパン比 主筋比 $\rho_g=a_g/(bD)$ 帯筋比 $\rho_w=a_w/(bx)$ a_g :主筋全断面積 a_w :帯筋全断面積 x :帯筋間隔
断面寸法	b×D=320×480, D/b=1.5	
主筋(比)	6-D19 (1.12%)	
帯筋(比)	3-K6@37.5 (0.75%)	
工法	在 来	

*1 安藤建設 (株) 技術研究所構造研究室 博士 (工学) (正会員)

*2 安藤建設 (株) 技術研究所構造研究室 室長 (正会員)

は、 $b \times D = 360 \times 450(\text{mm})$, $M/(QD) = 1.78$ である。これらの柱主筋は、標準試験体と計算曲げ耐力がほぼ同じになるまで本数を低減した。主筋は共に 8-D19(SD490), 主筋比は 1.42% である。また、帯筋は標準試験体と同じ径であるが、配筋間隔を大きくすることで帯筋比を標準試験体と同じ 0.75% にした。帯筋の形状は目字型としている。試験体 1.25BD は在来の RC 柱部材, 1.25BD-P はフル PCa 柱部材である。

偏平率 1.5 の試験体 3 体(試験体名 1.5BD, 1.5BD-C, 1.5BD-P)は、 $b \times D = 320 \times 480(\text{mm})$, $M/(QD) = 1.67$ である。偏平率 1.25 の場合と同様に、計算曲げ耐力が標準試験体とほぼ同じになるまで主筋本数を低減した。3 体共主筋は 6-D19(SD490), 主筋比は 1.12% である。帯筋は標準試験体と同じ径を用い、帯筋の形状は試験体 1.5BD-C を除くと目字型である。試験体 1.5BD-C の帯筋形状は、外周帯筋の内側の副帯筋でさらにコンクリートを拘束する領域を確保したものである。これら 3 体の帯筋比も標準試験体と同じ 0.75% で、配筋間隔は標準試験体よりも小さくなっている。試験体 1.5BD-P は、一体打ちの 1.5BD に対するフル PCa 柱部材である。

試験体の製作は、PCa 柱部材のみ予め横打ちとし、それ以外は全て縦打ちで、下スタブ、試験区間、上スタブの順に打継いだ。PCa 柱は、下スタブの上端で建方を行い、柱脚および柱頭部共にモルタル充填式の鉄筋継手を用いて主筋を継いだ。また、PCa 柱と上下スタブとの目地部(厚さ各 10mm)にも鉄筋継手と同時にグラウト用モルタルを圧入した。

帯筋は、全て公称直径 6.2mm の高強度せん断補強筋(呼び名 K6, 記号 KW785)の一筆書き形で、 135° フック付き、余長 $10d_w$ (d_w : 呼び名の数値)以上とした。PCa 柱の継手部の帯筋は一般部と同じように配筋した。使用したコンクリートは、設計基準強度(F_c)を 60 N/mm^2 とし、早強ポルトランドセメント、粗骨材は 6 号(13mm) 砕石で、スランプフロー 55~60cm を目標として調合した。

表-2 および表-3 に使用鉄筋およびコンクリートの力学的特性を示す。

2.2 加力および計測方法

加力方法は、図-2 に示す模式図のような L 字型の加力梁を用いて、定軸力($N = 0.3F_c bD$)を作用させながら、試験区間の高さの中央が反曲点位置となる逆対称の正負交番繰返し加力である。加力制御は、層間変形角($R = \delta / h_0$, h_0 : 内法高さ)による制御で、 R ($\times 1/1000 \text{ rad}$) = ± 2.5 で 1 回, ± 5 , ± 10 , ± 15 , ± 20 でそれぞれ 2 回, ± 30 , ± 40 , $+50$ で各 1 回の加力を原則としたが、軸力を保持できなくなった時点で終了した。

変位の測定は、上下スタブ間の相対変位、軸方向の伸縮変位および試験区間の各区間での曲げとせん断変形

表-2 使用鉄筋の力学的特性

鉄筋 : 呼び名(規格)	σ_y	ε_y	σ_t	E_s	$el.$
柱主筋 : D19 (SD490)	522	2770	683	197	18
帯筋 : K6* (KW785)	924	4710	957	201	6

記号 σ_y : 降伏強度 (N/mm^2), ε_y : 降伏歪 (μ), σ_t : 引張強度 (N/mm^2), E_s : ヤング係数 (kN/mm^2), $el.$: 伸び (%), *K6 の公称断面積 30.0 mm^2

表-3 コンクリートおよびモルタルの力学的特性

試験体	σ_B	E_c	$c\sigma_t$	試験体	σ_B	E_c	$c\sigma_t$
1.0BD-A, B	63.5	32.6	3.96	1.5BD	64.1	33.2	3.84
1.25BD	65.7	33.5	3.97	1.5BD-C	70.8	35.2	4.36
1.25BD-P	68.8	33.9	4.15	1.5BD-P	70.8	35.2	4.36
目地モルタル	103.9	37.1	—	目地モルタル	105.7	37.3	—

記号 σ_B : 圧縮強度 (N/mm^2), E_c : ヤング係数 (kN/mm^2), $c\sigma_t$: 割裂引張強度 (N/mm^2), PCa 柱は下スタブと同時に製造。

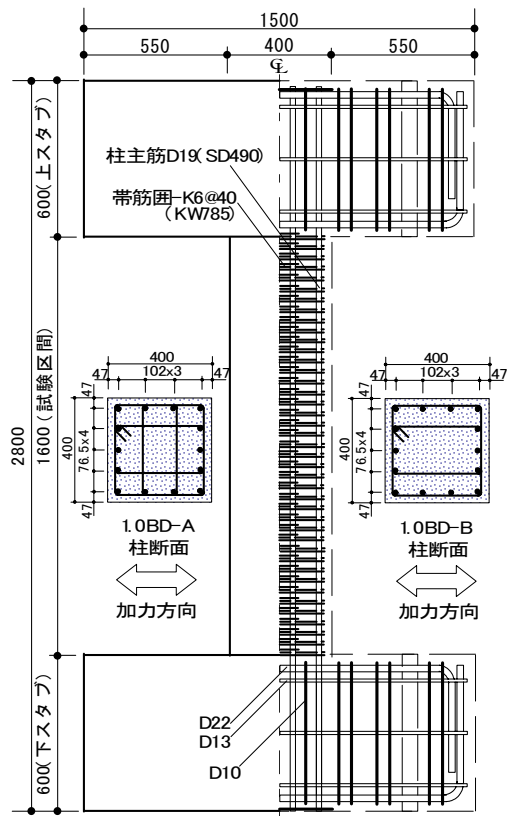


図-1 試験体の形状および配筋例

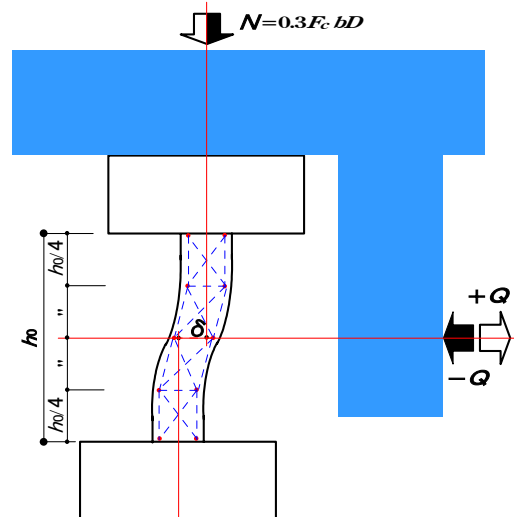


図-2 加力方法の模式図

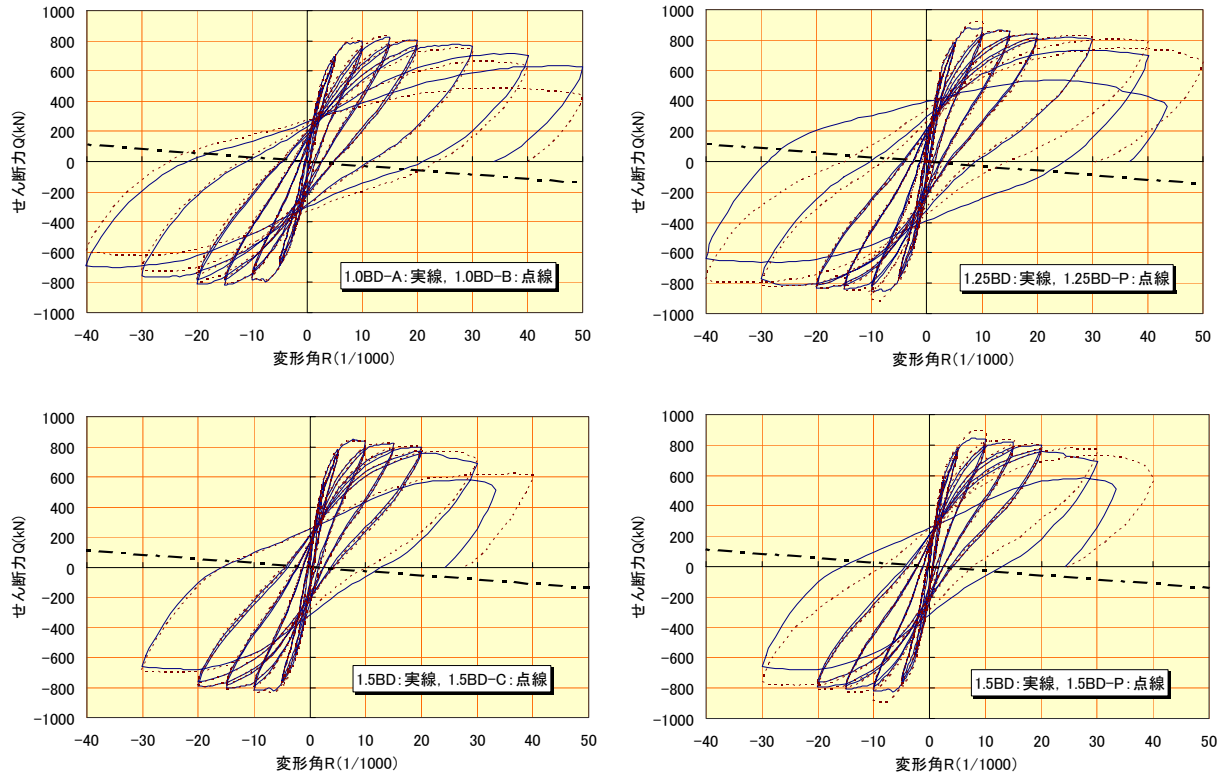


図-3 セン断力(Q)－層間変形角(R)関係の比較

表-4 各種せん断力および層間変形角

試験体	σ_B	±	初ひび割れ時		コンクリート圧壊時		主筋圧縮降伏時		主筋引張降伏時		最大荷重時		限界変形時*	
			Q_{cr}	R_{cr}	Q_{co}	R_{co}	Q_{cy}	R_{cy}	Q_{ty}	R_{ty}	Q_{max}	R_{max}	Q_{ru}	R_u
1.0BD-A	63.5	+	410.3	2.00	787.4	7.28	800.0	10.01	806.6	12.94	824.3	15.06	659.4	46.1
		-	-400.0	-1.74	-797.7	-7.51	-786.0	-10.03	-789.0	-12.38	-817.6	-15.03	—	—
1.0BD-B	63.5	+	400.0	1.89	792.6	7.28	797.7	9.26	816.9	12.43	830.9	14.70	664.7	36.8
		-	-411.0	-1.84	-781.5	-7.28	-766.8	-8.98	-780.8	-12.33	-803.6	-14.65	—	—
1.25BD	65.7	+	490.6	2.04	876.6	7.28	876.6	7.54	881.7	10.04	881.7	10.04	705.4	39.3
		-	-459.6	-1.81	-827.2	-6.26	-850.0	-8.03	-855.2	-10.01	-855.2	-10.01	—	—
1.25BD-P	68.8	+	479.5	1.96	913.4	8.27	916.3	9.52	922.2	8.78	922.2	8.78	737.8	44.0
		-	-460.4	-1.66	-913.4	-8.77	—	—	-913.4	-8.77	-913.4	-8.77	—	—
1.5BD	64.1	+	481.0	1.96	847.8	7.82	841.9	8.41	847.8	7.82	847.8	7.82	678.3	30.3
		-	-450.8	-1.54	-823.5	-6.56	-805.1	-5.79	-814.7	-8.26	-823.5	-6.56	—	—
1.5BD-C	64.1	+	470.0	1.86	836.0	6.59	841.2	8.53	838.3	7.83	841.2	8.53	673.0	34.6
		-	-470.0	-1.63	-830.9	-7.08	-827.2	-6.48	-812.5	-8.01	-830.9	-7.08	—	—
1.5BD-P	70.8	+	480.3	1.89	895.0	7.79	—	—	895.0	7.79	895.0	7.79	716.0	34.6
		-	-460.4	-1.54	-888.3	-8.28	—	—	-888.3	-8.28	-888.3	-8.28	—	—

記号 σ_B : コンクリート実圧縮強度(N/mm²), Q :せん断力(kN), R :層間変形角(x1/1000)

*限界変形角(R_u)は、 Q - R 包絡線上で最大せん断力の80%まで耐力低下したときの層間変形角と定義した。

について行った。また、主筋と帯筋の主要な位置でのひび割れ測定も行った。

3. 実験結果

3.1 結果の概要

図-3は、せん断力－層間変形角関係を同じ偏平率の試験体毎に比較したものである。図中の1点鎖線はP-Δ効果を考慮した軸線である。表-4に各荷重時のせん断力と層間変形角を示す。表中のせん断力は、軸力によるP-Δ効果を考慮しない値である。

3.2 ひび割れ破壊経過

各試験体のひび割れ破壊経過について、特徴的な点を以下に記す。

(1) 試験体 1.0BD-A, 1.0BD-B

副帯筋の形状のみが異なる試験体1.0BD-Aと1.0BD-Bは、層間変形角 $R = \pm 20/1000$ までは概ね同様のひび割れ破壊経過を示している。 $R = \pm 2.5/1000$ までに柱頭、柱脚部とスタブとの接合端に初ひび割れが生じ、 $R = \pm 5/1000$ では曲げもしくは曲げせん断ひび割れが生じた。

$R = \pm 10/1000$ に至る前には、柱頭部、柱脚部共に圧壊が生じて、せん断力の一時的な低下がみられた。そして、その直後に主筋の圧縮降伏が認められたが、主筋の引

張降伏についてはこの時点では確認されなかった。試験体 1.0BD-A は、中間主筋位置に沿って縦方向のひび割れが発生したが、1.0BD-B ではそれは生じなかった。

$R=\pm 15/1000$ では、試験体 2 体共が最大せん断力を示し、その直前には主筋の引張降伏も確認された。また、試験体 1.0BD-B でも縦ひび割れの発生がみられた。

$R=\pm 30/1000$ 以降の大変形時では、両試験体の負担せん断力に徐々に差が生じはじめ、試験体 1.0BD-B の方が耐力低下は大きくなった。2 体共 $R=+50/1000$ まで載荷軸力は保持されていたが、表-4 欄外の定義に従った限界変形角(R_u)は、試験体 1.0BD-A が $R_u=46.1/1000$ であるのに対し、1.0BD-B では $R_u=36.8/1000$ となった。これは、副帯筋の形状の違いによってコンクリートの拘束効果が異なり、限界変形角の違いとして現れた。

最終破壊形式は、試験体 1.0BD-A、1.0BD-B 共に曲げ破壊であると判断されるが、1.0BD-B は、最終的には中間主筋が柱頭部で座屈したことにより耐力低下したと考えられる。

(2) 試験体 1.25BD, 1.25BD-P

工法が在来または PCa の試験体 1.25 BD と 1.25BD-P は、 $R=\pm 5/1000$ までは試験体 1.0BD-A および 1.0BD-B とほぼ同様の挙動を示した。ただし、試験体 1.0BD-A および 1.0BD-B と比べ、断面 2 次モーメントが約 1.3 倍であること、またコンクリート実圧縮強度(σ_B)も若干大きいことから、同じ層間変形角時のせん断力は試験体 1.25 BD と 1.25BD-P の方が大きくなっていった。

$R=\pm 10/1000$ に至るまでに、試験体 1.25 BD は柱頭、柱脚部の圧壊、直後に主筋の圧縮降伏、そして主筋が引張降伏すると同時に最大せん断力に達するという経過をたどった。一方、試験体 1.25 BD-P は、 $R=\pm 10/1000$ に至るまでに圧壊が生じ、主筋の引張降伏で最大せん断力時となった。しかし、主筋の圧縮降伏については、正側最大荷重時に 1 個所のみが圧縮降伏ひずみに達した。

これは、最も応力の厳しい柱頭部および柱脚部に鉄筋継手があるために、試験体 1.25 BD に比べて主筋の圧縮降伏が起こりにくくなっていることによるものである。

$R=\pm 15/1000$ では、試験体 1.25 BD は柱中央部に縦方向の長いひび割れが生じ、試験体 1.25 BD-P は、上下に鉄筋継手がある影響から、柱中央部にせん断ひび割れが生じた。

試験体 1.25 BD は、 $R=+40/1000$ を超えた後に軸力を保持することが不可能となったが、試験体 1.25 BD-P は、 $R=+50/1000$ までの加力が可能であった。表-4 の定義に従った限界変形角は、それぞれ $R_u=39.3/1000$ と $R_u=44.0/1000$ と推定され、標準試験体 1.0BD-A より幾分小さくなった。

最終破壊形式は、試験体 1.25 BD が曲げ降伏後のせん断圧縮破壊、1.25 BD-P は柱頭部と柱脚部の損傷が少なく、曲げ破壊であると判断される。

(3) 試験体 1.5BD, 1.5BD-C, 1.5BD-P

副帯筋形状および工法が異なる試験体 1.5BD, 1.5BD-C および 1.5BD-P も、 $R=\pm 5/1000$ までは試験体 1.0BD-A、1.0BD-B とほぼ同様の挙動を示した。これら 3 体の断面 2 次モーメントは、偏平率 1.25 の試験体よりもさらに大きいですが、同じ層間変形角時のせん断力は試験体 1.25 BD, 1.25BD-P とほぼ同じ値を示した。

$R=\pm 10/1000$ に至るまでに、試験体 1.5BD, 1.5BD-C, 1.5BD-P は、いずれも最大せん断力に達したが、それは柱頭、柱脚部の圧壊時のせん断力とほぼ同じであった。さらに、主筋の引張降伏時が最大せん断力時であって、主筋の圧縮降伏は、最大せん断力時と同時にそれ以降で、PCa 試験体 1.5BD-P では主筋の圧縮降伏は確認されなかった。また、 $R=\pm 10/1000$ では、各試験体の柱中央部に縦方向のひび割れが発生した。試験体 1.5BD および 1.5BD-P は、最終的にそのひび割れがほぼ 1 本に連なったのに対して、試験体 1.5BD-C のひび割れは、副帯筋位

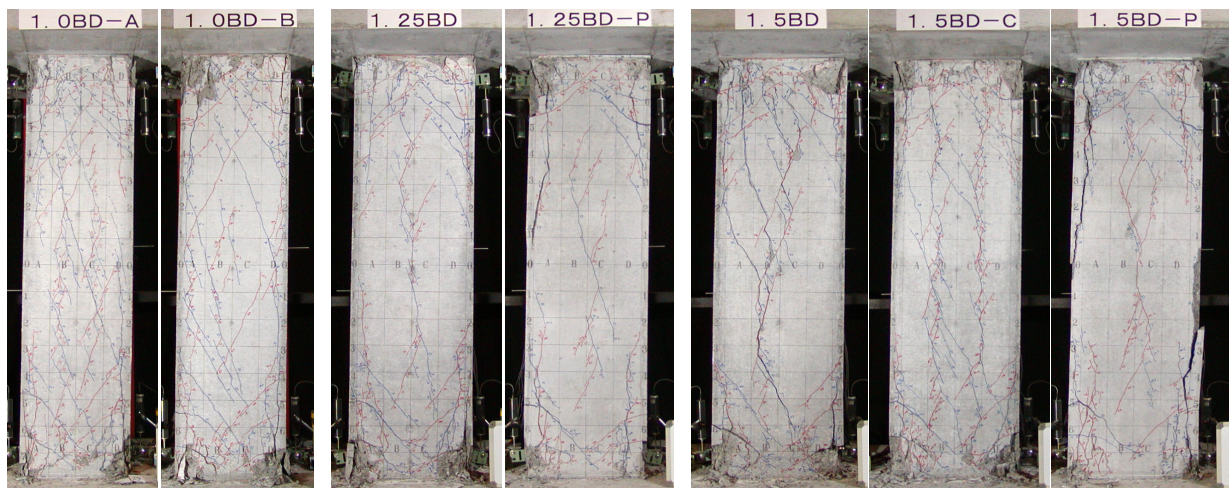


写真-1 層間変形角 $R=+30/1000$ における各試験体のひび割れ状態

表-5 強度および剛性に関する実験値と計算値の比較

試験体	実験値 [kN]			せん断力計算値 [kN]					初期剛性 [kN/mm]		降伏時剛性 [kN/mm]	
	Q_{cr}	Q_{max}	$Q(1/67)$	Q_{cr}	Q_{mu1}	Q_{mu2}	Q_{mu3}	V_u	実験値	計算値	実験値	計算値
1.0BD-A	410.3	867.7	867.7	343.2	840.6	721.5	797.4	843.0	128.2	140.8	67.6	54.9
	—	—	—	(1.20)	(1.03)	(1.20)	(1.09)	(1.03)	—	(0.91)	—	(1.23)
1.0BD-B	400.0	873.4	868.4	343.2	840.6	721.5	799.1	843.0	132.4	140.8	68.0	54.9
	—	—	—	(1.17)	(1.04)	(1.21)	(1.09)	(1.03)	—	(0.94)	—	(1.24)
1.25BD	490.6	911.1	901.5	388.4	862.1	788.0	834.7	941.3	150.5	170.9	75.3	60.2
	—	—	—	(1.26)	(1.06)	(1.16)	(1.09)	(0.96)	—	(0.88)	—	(1.25)
1.25BD-P	479.5	947.9	901.3	383.3	851.3	775.6	818.8	807.1	152.7	170.4	69.0	55.9
	—	—	—	(1.25)	(1.11)	(1.22)	(1.16)	(1.12)	—	(0.90)	—	(1.23)
1.5BD	481.0	869.5	863.6	383.4	813.4	742.6	785.3	865.7	153.2	171.8	67.8	61.3
	—	—	—	(1.25)	(1.07)	(1.17)	(1.11)	(1.00)	—	(0.89)	—	(1.11)
1.5BD-C	470.0	864.8	863.6	383.4	813.4	742.6	783.3	865.7	158.2	171.8	79.3	61.3
	—	—	—	(1.23)	(1.06)	(1.16)	(1.10)	(1.00)	—	(0.92)	—	(1.29)
1.5BD-P	480.3	916.6	871.8	382.0	819.7	763.0	791.4	763.8	158.5	180.1	71.8	58.8
	—	—	—	(1.26)	(1.12)	(1.20)	(1.16)	(1.14)	—	(0.88)	—	(1.22)

記号 実験値 Q_{cr} (Q_{max} , $Q(1/67)$): 正側初ひび割れ時 ($P-\Delta$ 効果を考慮した最大荷重時, $R=+1/67$ 時) せん断力計算値 $Q_{cr}[\text{kgf}]=(1.8\sqrt{(\sigma_p)Z_e+NZe/Ac})/h_0$, Q_{mu1} : 曲げ略算式, Q_{mu2} : ACI 応力ブロック式, Q_{mu3} : 断面曲げ解析, $V_u: R_p=1/67$ とした靱性保証型指針のせん断強度, ()内の数値は, 実験値を計算値で除した比の値を示す。

置に沿うように2本に別れて縦方向に伸展した。

$R=\pm 30/1000$ 以降の大変形時で、試験体 1.5BD の耐力低下は大きくなったが、加力方向と直交する方向にも副帯筋のある試験体 1.5BD-C は、 $R=+40/1000$ までの加力が可能であった。試験体 1.5BD-P も $R=+40/1000$ まで加力したが、最終的には軸力保持が厳しい状態であった。表-4 の定義に従った限界変形角は、試験体 1.5BD が $R_u=30.3/1000$ 、試験体 1.5BD-C および 1.5BD-P はいずれも $R_u=34.6/1000$ と推定される。これらの限界変形角は、偏平率 1.25 の試験体よりも小さいが、柱頭、柱脚部の鉄筋継手および入力と直交する方向の副帯筋が、大変形時の軸力保持に有効であることは偏平柱でも確認された。

最終破壊形式は、試験体 1.5BD-C が曲げ破壊で、試験体 1.5BD および 1.5BD-P は、曲げ降伏後のせん断圧縮破壊であると判断される。

写真-1 に $R=+30/1000$ のときの試験体状況を示す。

4. 偏平柱の強度、剛性および限界変形

4.1 ひび割れ強度および最大強度

表-5 は、各試験体の正側初(曲げ)ひび割れ時および最大荷重時のせん断力(Q_{cr} および Q_{max})について、実験値と計算値を比較している。実験値の Q_{max} は $P-\Delta$ 効果を考慮した値である。計算値は、 Q_{cr} を既往の曲げひび割れ強度式¹⁾で、 Q_{max} は多段配筋を考慮した曲げ略算式¹⁾(Q_{mu1})、等価応力ブロックを設定した ACI 式²⁾(Q_{mu2})および平面保持を仮定した断面曲げ解析(Q_{mu3})によって求めた。また、計算値 V_u は、ヒンジ領域の回転角(R_p)を $1/67(\text{rad})$ として、せん断強度を靱性保証型指針式³⁾から求めたもので、各試験体の層間変形角 $1/67$ を保証する計算せん断耐力である。なお、いずれの計算値も、偏平率 1.0 の標準試験体と同様の算定方法を偏平柱試験体に適用している。

表-5 の各計算値の下段に実験値を計算値で除した数値を示している。 Q_{max} については、 $Q_{mu1}\sim Q_{mu3}$ でそれぞれ除した。これらによると、偏平率 1.25 および 1.5 のいずれの試験体の初ひび割れ時および最大荷重時のせん断力についても、既往の強度式で偏平率 1.0 の標準試験体とほぼ同程度に安全側に評価できる。従って、本実験の範囲では、偏平率 1.5 以下の偏平柱において、その断面形状を考慮して主筋本数を標準試験体よりも低減しても、各強度に及ぼす影響は小さいといえる。

また、表-5 では、各試験体の $R=+15/1000$ のときの $P-\Delta$ 効果を考慮したせん断力($Q(1/67)$)と、計算せん断耐力(V_u)とを比較した。計算値 V_u に対して、実験値 $Q(1/67)$ は試験体 1.25BD を除くと 1.0 以上となったが、この時点では各試験体の柱中央部に縦方向のひび割れが生じた程度である。本実験では、標準試験体で層間変形角 $1/67$ が保証されるように帯筋比を定め、偏平柱試験体も同じ帯筋比とした。偏平柱試験体のせん断スパン比 $M/(QD)$ は標準試験体よりも小さくなっているが、帯筋比は適当であったと判断される。

4.2 初期剛性および降伏時剛性

各試験体の初期剛性および降伏時剛性について、実験値と計算値の比較を表-5 に示す。初期剛性の実験値は、表-4 に示した正側初ひび割れ時のせん断力-層間変位から求めた割線剛性である。計算値は、スタブ内の剛域長を上下共に $0.25D$ (D :全せい)と仮定して、曲げ変形およびせん断変形を考慮した弾性剛性¹⁾で、偏平柱試験体でも同様に求めた。降伏時剛性の実験値は、図-3 の正側包絡線上で明らかに折れ曲がりを生じた、各試験体のコンクリート圧壊時のせん断力-層間変位から求めた割線剛性である。計算値は、試験体の内法高さ(h_0)のコンクリート断面に対する弾性曲げ剛性を基準として、降伏時の剛性低下率(α_y)に菅野式を用いて求めた¹⁾。偏平率

1.25 および 1.5 の試験体も同様とした。ただし、偏平柱試験体の $M/(QD)$ は 2.0 より小さいので、菅野式は適用できないかもしれないが、標準試験体と同じように適用した。

表-5 によれば、当然ではあるが、偏平率が大きい試験体ほど初期剛性も大きい。また、初期剛性の計算値が実験値よりも幾分か大きくなっているのは、初ひび割れが目視で確認される直前に、各試験体のせん断力-層間変位の関係が弾性域外となることによる。

一方、実験から求めた降伏時剛性については、偏平率 1.25 および 1.5 の試験体で標準試験体と同じか、幾分か大きい程度である。偏平柱試験体は、初期剛性の実験値が標準試験体よりも明らかに大きくなっているため、剛性低下率の値が標準試験体よりも小さいことになる。菅野式を用いて求めた降伏時剛性の計算値は、せん断スパン比が 2.0 より小さい偏平柱試験体でも標準試験体と同程度の評価となった。

4.3 限界変形

本実験では、軸力比を F_c に対して 0.3 としており、中柱に想定される軸力よりも大きめに設定しているが、表-4 の定義に従って求めた限界変形角が 30/1000 を下回った試験体はない。ただし、偏平率が大きくなるほど、あるいは加力と直交する方向に帯筋がない場合は、ある場合に比べて限界変形角は小さくなる傾向にある。

一方、一定軸力下で曲げ破壊する柱の限界変形の算定式については、稲井らの提案式⁴⁾がある。この式は、拘束(コア)コンクリートが負担する軸力をコア断面積とコアコンクリートの圧縮強度で規準化した軸力比(η)のみ関数で限界変形角が与えられている。

図-4 は、縦軸に提案式の規準化軸力比 η 、横軸に実験から得られた限界変形角 Ru を示している。稲井らの限界変形角の定義は、 $P-\Delta$ 効果によるせん断力の低下を考慮した耐力が 95% に低下した点の変形角であるとしているので、ここでも実験値の Ru はそれと同様に定めた。また、偏平柱試験体の η は標準試験体と同じ算定方法によった。図-4 の実線は、一定軸力下で繰り返し载荷を受ける場合の稲井らの提案式($\eta-Ru$ 関係)を示している。本実験から定めた偏平柱試験体の限界変形角についても、稲井らの提案式を用いて安全側に評価できる。

5. まとめ

正方形断面の柱とほぼ同じ曲げ耐力を有する、偏平率が 1.25 および 1.5 の偏平柱の曲げせん断実験を、PCa 部材とした場合を含めて行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 偏平柱の初期剛性および初ひび割れ時のせん断力は、標準試験体(正方形断面)よりも大きい。また、その剛性および強度は、既往の算定式を用いて推定できる。

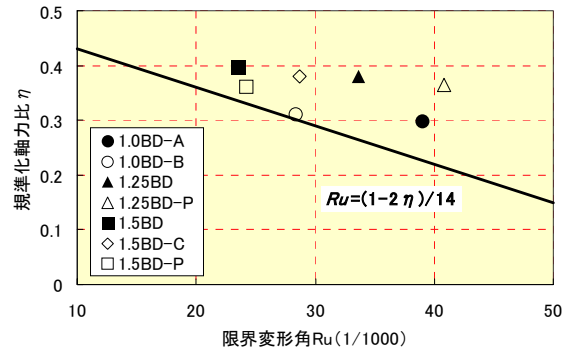


図-4 限界変形角の算定式と実験値との対応

- (2) 偏平柱の最大荷重時のせん断力は、標準試験体とほぼ同じか大きいですが、そのときの層間変形角は偏平率が大きい試験体ほど小さくなった。偏平柱では、概ね主筋の引張降伏時のせん断力が、即ち最大せん断力となった。
- (3) 偏平柱をフル PCa 部材とした場合には、柱頭部および柱脚部の鉄筋継手によって主筋の圧縮降伏が抑止され、最大荷重時のせん断力は、在来(一体打ち)の偏平柱と比較して大きくなった。
- (4) 偏平柱の最大荷重時のせん断力は、既往の提案式の算定方法を適用して、標準試験体と同様に安全側に評価することが可能であった。
- (5) 最大せん断力の 8 割まで耐力低下したときの層間変形角を限界変形角とした場合、偏平柱の限界変形角はいずれの試験体も 30/1000 以上であった。ただし、偏平率が大きくなるほど、あるいは加力と直交する方向に帯筋がない場合は、ある場合に比べて限界変形角が小さくなった。
- (6) 偏平柱の限界変形角は、既往の設計用限界変形角の算定式を適用して、安全側に評価することができた。
- (7) 入力方向が想定できる柱部材では、偏平柱とすることで主筋量および帯筋量の低減の可能性が示された。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料 17~21, pp.62-85, 1987.9
- 2) American Concrete Institute: Building Code and Commentary ACI318M-02, 2002
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説 6 章, pp.138-207, 1999.8
- 4) 稲井栄一, 平石久廣, 薬研地彰：一定軸力下で曲げ破壊する鉄筋コンクリート造柱の設計用限界変形算定式, 日本建築学会構造系論文集, No.536, pp.129-134, 2000.10