

論文 [2106] 薄肉ハーフ PCa 梁の力学的挙動に関する研究

久保倉 拓*1 柳沢 延房*2 磯 健一*3 楢谷 栄次*4

1. はじめに

本研究は、躯体工事における合理化、省力化、短工期を実現することを目的とし、スターラップを内蔵した薄肉ハーフ PCa 梁の曲げせん断実験を行い、強度、変形性状、破壊性状を明確にし、外殻のプレキャスト部材も含めた構造性能を評価した設計手法の確立のための基礎資料を得るためのものである。

表1 試験体一覧

試験体名	構法	B×D	M/Qd	a t	P _t (%)	a _w	P _w (%)	下端主筋
BB-P1	PC	32×54	3.12	8-D19	0.72	D10@150	0.28	
BB-P2	PC	32×54	3.12	8-D19	0.72	D10@150	0.28	内蔵
BB-R1	RC	32×54	3.12	8-D19	0.72	D10@150	0.28	
BS-P1	PC	32×54	1.56	8-D25	1.59	D10@150	0.28	
BS-P2	PC	32×54	1.56	8-D25	1.59	D10@150	0.28	内蔵
BS-R1	RC	32×54	1.56	8-D25	1.59	D10@150	0.28	

2. 実験概要

2.1 試験体

表1に試験体の一覧を示す。また、図1及び、図2に配筋及び断面を、表2、表3に材料特性を示す。

試験体は、実建物の3/4スケールとし、曲げ破壊型(BBシリーズ)3体、せん断破壊型(BSシリーズ)3体の6体とした。それぞれに、外殻プレキャスト部にスターラップ及び下端主筋を内蔵した薄肉ハーフ PCa 梁(BB-P

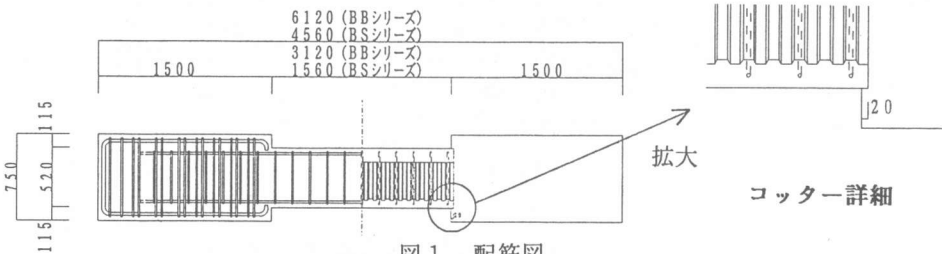


図1 配筋図

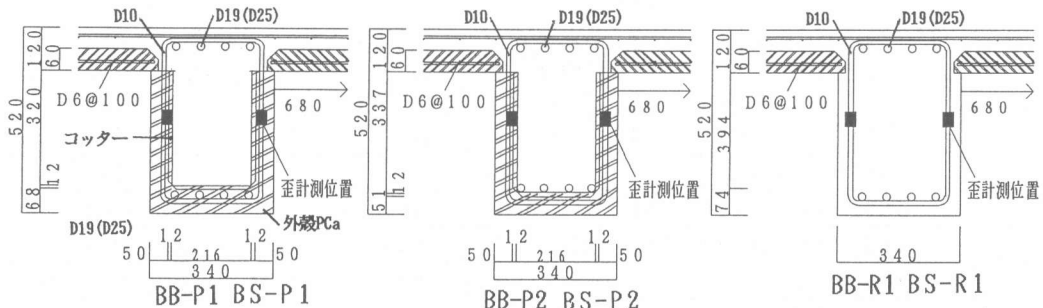


図2 断面図

- *1 日本国土開発(株)技術研究所構造研究室、工修(正会員)
- *2 日本国土開発(株)技術研究所構造研究室室長、工修(正会員)
- *3 日本国土開発(株)技術研究所構造研究室主席研究員(正会員)
- *4 関東学院大学教授 工学部建築学科、工博(正会員)

表2 鉄筋引張試験結果

鉄筋	降伏強度 σ_y (kg/cm ²)	引張強度 σ_{max} (kg/cm ²)	伸び率 (%)
D10	3714	5099	13.6
D19	3793	5954	12.1
D25	8322	12484	12.3

表3 コンクリート材料試験結果

試験体名		圧縮強度 σ_c (kg/cm ²)	割裂強度 σ_t (kg/cm ²)	ヤング係数 E_c ($\times 10^4$ kg/cm ²)
BB-P1	先打ち	471	36	2.73
	後打ち	326	26	2.59
BB-P2	先打ち	471	36	2.73
	後打ち	326	26	2.59
BB-R1		372	29	2.90
BS-P1	先打ち	472	35	2.63
	後打ち	330	24	2.44
BS-P2	先打ち	472	35	2.63
	後打ち	330	24	2.44
BS-R1		330	24	2.44

1、BS-P1)、スターラップのみを内蔵した薄肉ハーフP C a 梁 (BB-P2、BS-P2) 及び在来工法による梁 (BB-R1、BS-R1) の3種類とした。

外殻プレキャスト部は、肉厚50mmであり、後打ちコンクリートとの界面となる内側に、高さ12mm、間隔75mmの帯状コッターを設け、コンクリートの打継面に生じるせん断応力に抵抗するようにした。床スラブは60mmのハーフP C 板とし、梁へのかかり代は20mmとした。

2.2 加力方法

図3に加力図を示す。

加力は、大野式梁載荷装置を用いて試験体に逆対称変位を作用させる方式とし、変位制御による正負交番繰り返し载荷とした。測定は、荷重、部材変位及び材軸方向の変形、鉄筋の歪について行った。

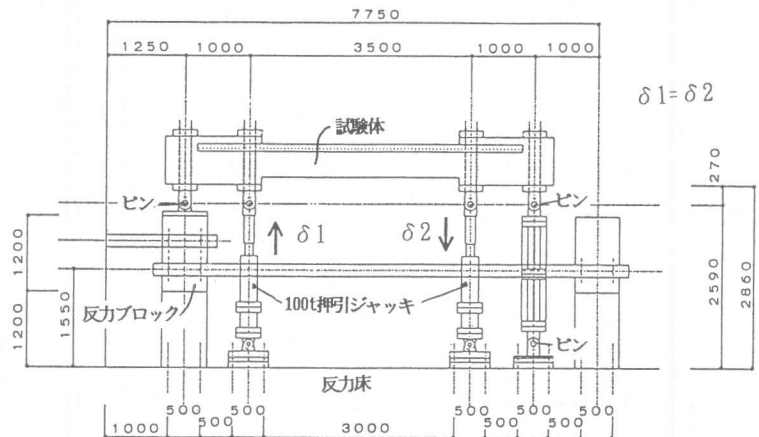


図3 加力図(矢印は+方向加力)

表4 実験値一覧

試験体名		曲げひび割れ			せん断ひび割れ			鉄筋降伏			最大耐力		
		Q(t)	δ (mm)	R	Q(t)	δ (mm)	R	Q(t)	δ (mm)	R	Q(t)	δ (mm)	R
BB-P1	+	11.2	7.2	1/433	16.9	25.4	1/123	15.5	15.7	1/199	20.0	152.4	1/20
	-	11.2	7.7	1/405	18.3	31.3	1/100	14.9	15.4	1/212	21.7	175.6	1/18
BB-P2	+	11.5	7.5	1/416	16.8	24.0	1/130	14.0	11.5	1/271	19.4	86.4	1/36
	-	12.3	9.6	1/325	17.0	25.4	1/123	13.9	12.7	1/246	20.9	172.8	1/18
BB-R1	+	10.6	7.5	1/416	18.1	30.0	1/104	14.6	14.7	1/212	22.4	184.7	1/17
	-	11.1	7.7	1/405	—	—	—	14.3	12.3	1/254	—	—	—
BS-P1	+	13.9	0.78	1/2000	38.1	7.9	1/197	—	—	—	41.0	11.4	1/137
	-	13.3	0.66	1/2364	45.1	8.0	1/193	—	—	—	47.2	18.2	1/86
BS-P2	+	15.8	0.88	1/1773	38.7	6.6	1/236	—	—	—	48.5	18.1	1/86
	-	16.0	0.81	1/1926	34.9	6.9	1/226	—	—	—	40.1	9.1	1/171
BS-R1	+	13.4	0.65	1/2400	40.0	7.8	1/200	—	—	—	43.9	17.9	1/87
	-	14.7	0.88	1/1773	36.2	8.2	1/190	—	—	—	37.2	9.0	1/173

3. 実験結果

表4に実験結果一覧を、図4に最終破壊状況を示す。

3.1 破壊性状

BBシリーズの場合3体は、変位 $\delta = 7.5\text{mm}$ (部材角 $R=1/400$) 程度で曲げひび割れが発生し、 $\delta = 15.0\text{mm}$ (部材角 $R=1/200$) 程度で下端筋が降伏、 $\delta = 18.0\text{mm}$ (部材角 $R=1/170$) 程度で上端筋が降伏。大変形 $\delta = 150.0\text{mm}$ (部材角 $R=1/20$) まで安定した履歴曲線を示した。

主筋降伏までは、3体とも同じような破壊状況であり、大変形 $\delta = 150.0\text{mm}$ (部材角 $R=1/20$) で下端筋が座屈するが、典型的な曲げ破壊型の破壊性状を示した。

BSシリーズの場合は、変位 $\delta = 1.0\text{mm}$ (部材角 $R=1/1500$) 程度で曲げひび割れが発生し、 $\delta = 7.5\text{mm}$ (部材角 $R=1/200$) 程度でせん断ひび割れが生じた。

その後最大耐力に至るまでは、BS-R1では主筋に沿って付着割裂的ひび割れを生じ、スラフ付け根でのすべり変位が増大したのに対し、BS-P1、BS-P2では付着割裂的ひび割れの発生はBS-R1に比べて少ない。これは外殻P C a型枠のコンクリート強度が後打ち部より大きく、付着割裂強度が大きいと思われる。また、主筋は降伏までには至らなかった。

3.2 包絡線の比較

図5に包絡線を示す。図より、BBシリーズでは、BB-P1、P2は、 60mm ($R=1/50$) まではBB-R1とほぼ耐力、変形性能とも同等であるが、大変形域でBB-R1に比べ、多少耐力低下が見られた。BSシリーズでは、BS-P1、P2はBS-R1に比べ約10%ほど耐力が上昇していることがわかる。

3.3 曲率分布

図6にBBシリーズの曲率分布を示す。BBシリーズの試験体3体とも変形の小さいレベルでは、曲率分布も良く一致しているが、変形が進むにつれて、薄肉ハーフP C a梁、特に下端筋を内蔵していないBB-P2の端部での曲率が、

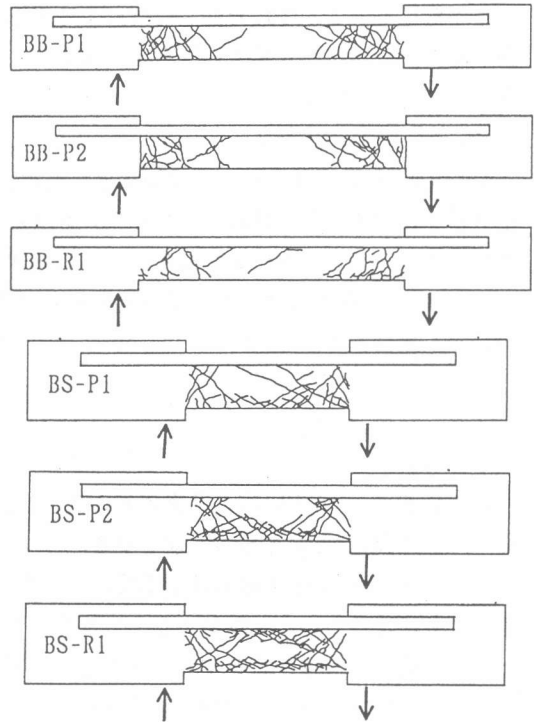


図4 最終破壊状況 (矢印は+方向)

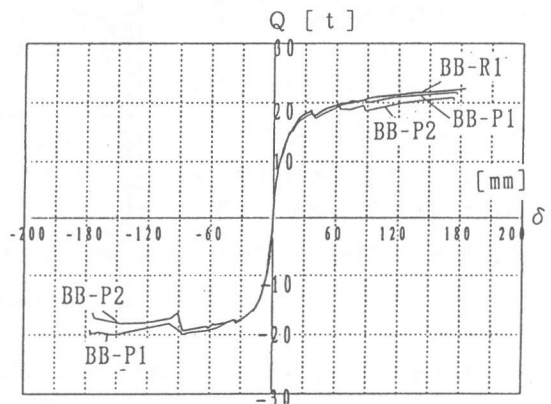
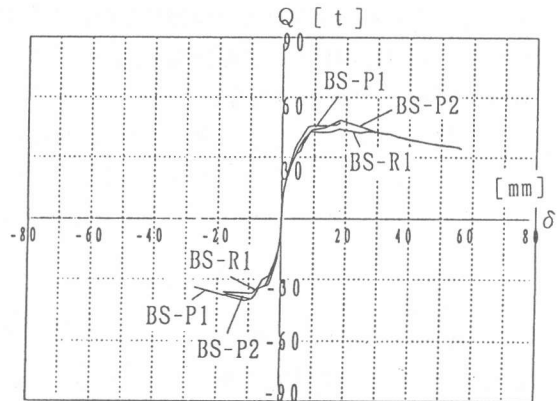


図5 包絡線

大きくなっている。すなわち、曲げによる変形成分が、薄肉ハーフ P C a 梁では、在来工法の梁よりも多いことを意味する。

3.4 鉄筋の歪分布

図7にBSシリーズのスターラップの歪分布を示す。歪分布を比較すると、薄肉ハーフ P C a 梁の方が在来工法梁よりも小さいを示している。これは、BS-P2では下端筋とスターラップが緊結していないためと思われる。

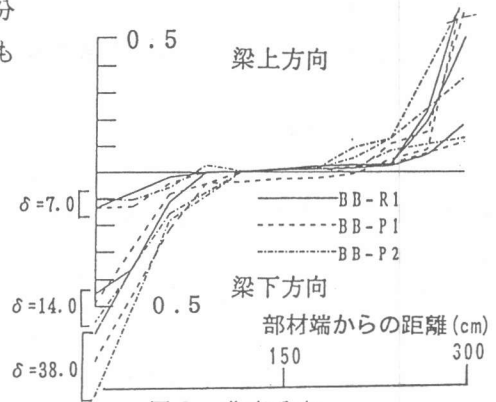


図6 曲率分布

4. 考察

表5にBBシリーズの実験値と計算値の比較を、表6にBSシリーズの実験値と計算値の比較を示す。

BBシリーズの場合、最大耐力は下端筋が降伏後も歪硬化により増えるため、計算値よりも大きくでているが、鉄筋降伏時荷重と比較すると良く一致している。

BSシリーズの実験値と計算値も、比較的一致している。しかし、BS-P1では、実験値が計算値より、約10%以上大きくでている。コンクリート強度を後打ち部分だけでなく、外殻の部分も含め断面積の比率で平均化して計算を行うと、BB-P1の場合、

$Q'_{su1} = 43.50t (Q_u / Q'_{su1} = 1.09)$ 、 $Q'_{su2} = 44.17t (Q_u / Q'_{su2} = 1.07)$ 、 $Q'_{su3} = 42.58t (Q_u / Q'_{su3} = 1.11)$ となり、後打ちコンクリートの強度のみで評価する場合より計算値と実験値は一致する。

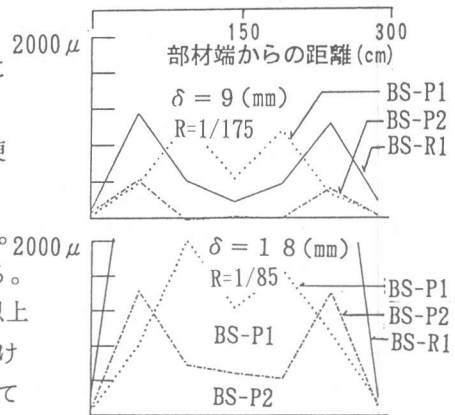


図7 歪分布

5. まとめ

(1) 薄肉ハーフ P C a 梁は在来工法による梁と同等以上の強度、変形性能を有していることがわかった。

(2) 薄肉ハーフ P C a 梁の場合、せん断耐力を算出する際、コンクリート強度を後打ち部分だけでなく、外殻部分も考慮して計算すると良く一致する。

参考文献

- 1) 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説書(1988) 日本建築学会
- 2) 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説書(1988) 日本建築学会

表5 実験値と計算値

試験体名	BS-P1	BS-P2	BS-R1
計			
算			
値			
Q _u (t)	47.2	40.1	37.2
Q _{mu} #1 (t)	95.8	93.6	93.6
Q _{su1} #2 (t)	41.1	39.3	39.3
Q _{su2} #3 (t)	42.9	41.4	41.1
Q _{su3} #4 (t)	39.5	38.7	38.9
実験値/計算値			
Q _u /Q _{mu}	0.49	0.43	0.40
Q _u /Q _{su1}	1.15	1.02	0.95
Q _u /Q _{su2}	1.10	0.97	0.91
Q _u /Q _{su3}	1.19	1.04	0.96
計			
算			
値			
Q' _{su1} (t)	43.5	41.4	39.3
Q' _{su2} (t)	44.2	42.6	41.1
Q' _{su3} (t)	42.6	41.6	38.9
Q _u /Q' _{su1}	1.09	0.97	0.95
Q _u /Q' _{su2}	1.07	0.94	0.91
Q _u /Q' _{su3}	1.11	0.96	0.96

表6 実験値と計算値

試験体名	BB-P1	BB-P2	BB-R1
実験値			
最大耐力			
降伏			
計算値			
実験値/計算値			
Q _u /Q _{mu}	1.44	1.42	1.52
Q _y /Q _{mu}	1.03	0.95	0.99

*1 終局曲げ強度 1)
 $M_{mu} = 0.9 \cdot a \cdot t \cdot \sigma_y$
 $Q_{mu} = (M_{mu1} + M_{mu2}) / L$

※スラブは等価断面として計算

*1 終局曲げ強度 1)
 *2 荒川mean式
 *3 終局せん断耐力 A法 2)
 *4 終局せん断耐力 B法 2)