

論文 水平接合面を有するPCa合成梁の曲げせん断性状

丸田 誠^{*1}・永井 覚^{*2}・渡邊茂雄^{*3}・前田祥三^{*4}

要旨：せん断スパン比 $M/QD=2.5$ (通常スパン)と $M/QD=1.5$ (短スパン)のスラブと水平接合面を有する梁試験体を用い，下部 PCa 部分($60N/mm^2$)と上部現場打設部分のコンクリート強度($30N/mm^2$)が異なる合成梁の構造実験を行った。その結果， $M/QD=2.5$ の試験体は下部コンクリート強度($Fc60N/mm^2$)でせん断強度を評価でき， $M/QD=1.5$ の試験体から水平接合面のすべりを防止すれば，せん断強度は下部コンクリート強度で評価できるとともに，付着割裂強度は上部コンクリート強度で上端筋低減を無視して算定すれば，評価できることが分かった。

キーワード：水平接合面，合成梁，異種コンクリート強度，せん断強度，付着割裂強度

1. はじめに

近年，超高層鉄筋コンクリート建物の架構には，プレキャスト(PCa)部材が用いられることが多くなってきている。梁部分は図-1 (a)に示すような下部ハーフ PCa 部材を用いることが多く，上部のコンクリートおよび床コンクリートを現場打設した合成梁となる。しかし多くの場合，スラブ部分の必要コンクリート強度は梁の必要コンクリート強度に比べ低い場合が多く，その際，現場打設梁コンクリートとスラブコンクリートを打ち分ける必要があり，施工が複雑になっている。

今回，施工性向上のため梁上部および床スラブを下部 PCa 部より低強度のコンクリートとした合成梁の構造性能を確認する。梁のコンクリ

ート強度は必要せん断強度や付着割裂強度を確保するために決定されるが，実際の梁はスラブが取り付けられた T 形（両側スラブ付き）梁や Γ 形（片側スラブ付き）梁として，せん断にも付着割裂にも抵抗することは分かっていた¹⁾。近年，遮音の問題からスラブが厚くなってきておりスラブの拘束効果は以前より大きくなっていると推察される。この拘束効果で，梁上部コンクリート強度が低くてもせん断や付着割裂強度の低下は相殺されると考えられる。なお，材軸平行接合部（水平接合面）を有する PCa 合成梁に関しては，水平接合面のせん断伝達に関する検討が多いが^{例え}ば²⁾，異種コンクリート強度を水平接合面の上下に用いた研究は少ない³⁾。

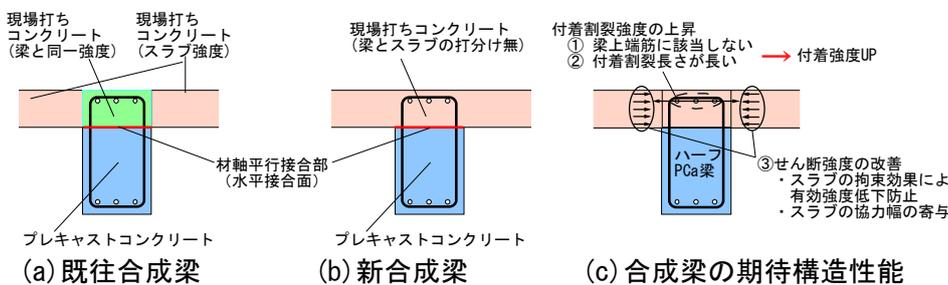


図-1 ハーフ PCa 梁

2. 実験計画

試験体はハーフ PCa 梁部材を中心とした 11 体とした。一体打設の同サイズの矩形梁が文献 4)に 2 体ありこれを比較検討に用いる。試験体の一覧を表-1に，配筋例を図-2に，

*1 鹿島 技術研究所 建築構造グループ 上席研究員 博士 (工学) (正会員)
 *2 鹿島 技術研究所 建築構造グループ 主任研究員 工修 (正会員)
 *3 鹿島 技術研究所 建築構造グループ 上席研究員 (正会員)
 *4 鹿島 建築設計本部 構造設計統括グループ グループリーダー 工修

表－1 試験体一覧

	BDF1	BDF2	BDF3	BDF4 ^{1,2} BDF7 ²	BDF5	BDF6	BDF8	BDF9	BDF10	BDF11	BDF12	BDF13
断面形状	矩形		T形	矩形		T形	T形		Γ形	T形		Γ形
B×D	250×400 mm											
スラブ	無		片幅200mm 全幅650mm 厚さ150mm	無		片幅120mm 全幅490mm 厚さ150mm	片幅120mm 全幅270mm 厚さ150mm	片幅120mm 全幅490mm 厚さ150mm	片幅120mm 全幅270mm 厚さ150mm	無		
せん断スパン [せん断スパン比]	2000mm [2.5]			1200mm [1.5]								
コンクリート強度 fc [*] (N/mm ²)	65.6	33.9 65.9	33.0 63.8	57.8 (BDF4) 36.9 (BDF7)	29.7 63.7	29.9 63.5	32.5 57.3	34.0 58.3	34.9 58.4	37.8 58.7	35.8 59.9	34.9 59.1
主筋 (引張鉄筋比)	16-D22 SD490 [3.10%]									16-D19 SD490 2.30[%]		
スラブ筋	無		D6 SD295@75	無		D6 SD295@75				D6 SD295@75		
梁部補強筋 (横補強筋比)	4-D10 SD390 @75 [1.51%]		4-D10 SD785 @75 [1.51%]		*3 [1.10%]		4-D10SD785 @75 [1.51%]		*4 [1.65%]		2-D10SD785+ 2-D6SD785@40 [2.06%]	
U型筋	なし						2-D13SD345@150		なし		2-D13SD345@160	

*1: スラブ有りの場合、スラブリのfcは梁上部と同じ 上段: 梁上部 下段: 梁下部

*2: BDF4, 7は既往実験試験体SB6, SB2の結果4)を引用

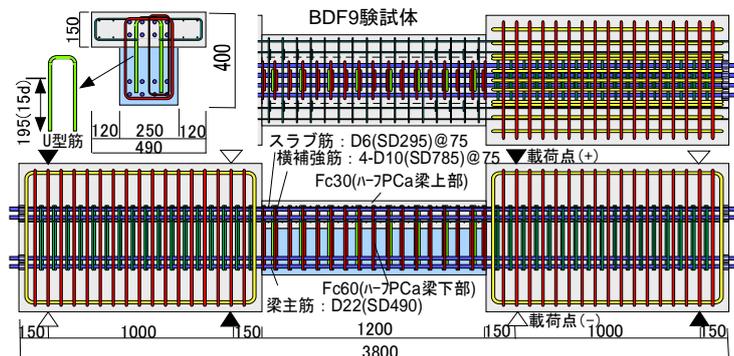
*3: 2-D10SD390+2-D6SD785@50

*4: 2-D10SD785+2-D6SD295@75

表－2 試験体因子

せん断スパン	M/QD=2.5	M/QD=1.5
想定破壊形式	曲げ	付着 せん断 曲げ
矩形断面 (Fc60一体打ち)	BDF1	BDF4
矩形断面 (Fc36一体打ち)	—	BDF7
矩形断面 (Fc30+Fc60)	BDF2	BDF5
T形断面 (Fc30+Fc60)	BDF3	BDF6* BDF11
Γ形断面 (Fc30+Fc60)+接合面補強		BDF9 BDF8 BDF12
Γ形断面 (Fc30+Fc60)+接合面補強		BDF10 BDF13

*: 水平面のすべり破壊となった



図－2 試験体配筋例 (BDF9)

試験体因子の関係を表－2に示す。表－2中のBDF4, 7試験体は、既往の実験結果⁴⁾を引用している。試験体の縮尺は実物の約1/2である。今回はスラブ下面までをPCaとした梁を対象とした。試験体の主筋はBDF1～10試験体で共通とし、主筋を片側8-D22SD490とした。BDF11～13の短スパン梁では梁曲げ降伏先行とするため、片側8-D19SD490とした。

実験因子は、M/QDが通常スパンの2.5 (BDF1~BDF3)と短スパン梁を想定した1.5 (BDF4~BDF13)の2種類とした。短スパンのシリーズは、付着割裂や水平接合面に対する設

計応力が厳しくなるため片側スラブ付き (外周ラーメン)を想定したΓ型梁など試験体数を多くした。想定建物をスパン3.4m, スラブ厚を300mmとし、1/2の縮尺でスラブ幅baを120mm, スラブ厚を150mmとした。

それぞれのM/QDに対して①矩形断面Fc60,②矩形断面Fc60(PCa側)+Fc30,③T形断面Fc60(PCa側)+Fc30を各試験体の基本因子とした。これは、コンクリート打ち分けの影響とT形梁の効果を把握するためである。更にM/QD=1.5の試験体を中心に水平接合面のすべり, Γ形の影響を評価できるように因子を選んだ。BDF8～10, 11～13では、水平すべりを防止するために、日本建築学会・現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針⁵⁾(AIJ・PCa指針)中の式を用いてU型の鉛直鉄筋 (以下U型筋と称す)を配置した。

試験体の製作はPCa部分を打設し、刷毛引き等による粗面仕上げを基本とした。十分PCa部分が硬化した後に、上部コンクリートの打設を行った。なお、BDF1は一体打ちとした。

鉄筋の機械的性質を表－3に、実験時の封緘養生供試体から求めたコンクリート強度を表－1中に示す。

加力は地震力を想定した大野式逆対称載荷で行った。制御は梁部材変形角で行い、交番繰り

表－3 使用鉄筋の機械的性質

鋼種	材質	降伏点	引張強さ	用途
		σ_y (N/mm ²)	σ_{tu} (N/mm ²)	
D6	SD295	328	489	スラブ筋 (BDF3.6)
D10	SD390	438	596	横補強筋 (BDF1-3)
D10	SD785	857	1034	横補強筋 (BDF4,7)
D10	SD785	814	962	横補強筋(外周) (BDF5,6)
D10	SD785	833	988	横補強筋(中子) (BDF5,6)
D6	SD295	365	530	スラブ/横補強筋 (BDF8-13)
D10	SD390	416	633	横補強筋 (BDF8)
D6	SD785	982	1191	横補強筋 (BDF11-13)
D10	SD785	888	1070	横補強筋 (BDF9-13)
D13	SD345	392	560	U型筋 (BDF8-10,12-13)
D22	SD490	534	691	梁主筋 (BDF1-3,5-6)
D22	SD490	526	705	梁主筋 (BDF4,7)
D22	SD490	514	686	梁主筋 (BDF8-10)
D19	SD490	518	696	梁主筋 (BDF11-13)

返して R=0.25%~4%rad.の変形角を与え、最終では R=10%rad.まで押し切った。計測は主要な変形と鉄筋のひずみについて行った。

3. 実験結果

3.1 実験経過

表－4 に実験結果の一覧を示す。

最大強度近傍の R=40×10⁻³ (4%) rad.時の代表試験体のひび割れ状況を写真－1 に示す。

せん断スパン比 M/QD が 2.5 の BDF1~3 では大きな差異は見られなかった。変形角が R=4%を超えると、梁端部ヒンジ位置のせん断破壊が目立ち始め、10%rad.の大変形時には、せん断によるヒンジゾーン損傷が大きくなった。

一方、せん断スパン比が小さい BDF4~10 では、特に上端主筋位置に生じた付着割裂ひび割れが変形の増大と共に目立つ試験体が多かった。スラブを有する BDF6 では梁端せん断ひび割れが進展した後、スラブ界面での水平ひび割れが R=2%rad.以上で顕著となった。BDF9 では水平ひび割れは BDF6 より小さかった。

BDF11~13 は同様な曲げ破壊形式で、各現象発生荷重などに差異は見られなかった。

3.2 荷重—変形関係

図－3 に各試験体の梁端せん断力と梁部材変形角 R の関係を示す。せん断力は左右の平均、変形角は剛な左右スタブ間の変形をクリアスパンで除して求めた。この図中に日本建築学会・RC 規準の梁曲げ略算式から得られた計算強度、終局強度型設計指針⁶⁾ (以下、終局指針と称す)の降伏ヒンジ回転角 R_p を考慮したせん断強度、付着割裂強度を示す。スラブ付きの試験体ではスラブ筋を曲げ強度算定時に考慮した。この図中のせん断強度は合成梁の場合上下それぞれの強度に基づく計算値を示し、付着割裂強度は、上部の強度で算定した。

M/QD=2.5 の BDF1~3 はいずれも曲げ破壊し、大きな靱性能を示した。BDF2 と BDF3 から、上部コンクリート(Fc30)から算定した R_p を用いたせん断強度以上の強度を有していたことが分かる。また両者を比較するとスラブの効果により BDF2 の方が若干曲げ強度が高くなっている。Fc60 一体梁の BDF1 より、BDF3 の方が最大強度は若干高くなった。

M/QD=1.5 では、スラブ無しの BDF5 では、付

表－4 実験結果一覧

試験体	曲げひび割れ		せん断ひび割れ		付着ひび割れ		1段目主筋降伏		2段目主筋降伏		スラブ筋降伏		横補強筋降伏		最大強度	
	Q (kN)	D (mm)														
BDF1	23	0.43	170	6.0	-	-	414	19.6	491	26.2	-	-	450	34.2	498	80.8
BDF2	9	0.20	156	6.0	-	-	351	18.1	460	28.2	-	-	484	72.3	492	80.5
BDF3	10	0.10	232	8.6	-	-	440	23.4	490	27.3	157	5.1	308	20.3	534	145.9
BDF4	58	0.58	147	1.8	201	3.0	630	14.0	731	18.0	-	-	-	-	767	48.1
BDF5	41	0.30	172	1.6	241	3.0	587	17.1	542	35.0	-	-	-	-	634	24.2
BDF6	75	0.33	230	2.4	-	-	659	17.6	-	-	348	5.1	-	-	705	24.2
BDF7	38	0.31	125	1.6	125	1.6	625	17.1	-	-	-	-	637	24.1	658	21.1
BDF8*	18	0.11	166	1.5	-	-	645	15.3	724	23.7	356	5.6	690	18.0	724	24.0
BDF9*	17	0.09	194	2.1	-	-	700	15.0	781	19.8	368	5.7	462	36.2	806	24.0
BDF10*	20	0.14	228	2.9	291	4.4	502	9.6	691	16.0	336	5.4	651	28.2	770	24.0
BDF11	23	0.17	189	2.4	-	-	530	12.1	588	15.1	290	4.8	-	-	706	48.3
BDF12	28	0.18	151	1.7	-	-	525	11.1	591	14.4	406	7.6	-	-	706	48.2
BDF13	26	0.12	165	1.7	-	-	554	12.0	554	12.0	294	4.2	-	-	686	48.1

注) 正側の値 * : U型筋が降伏した試験体

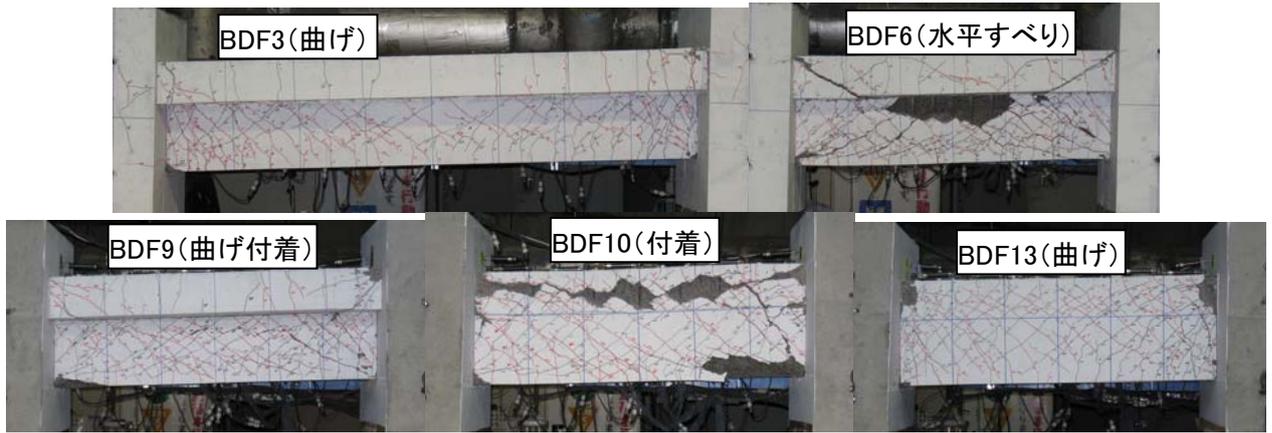


写真-1 代表試験体のひび割れ状況($R=40 \times 10^{-3}$ rad.時) ()内は破壊形式

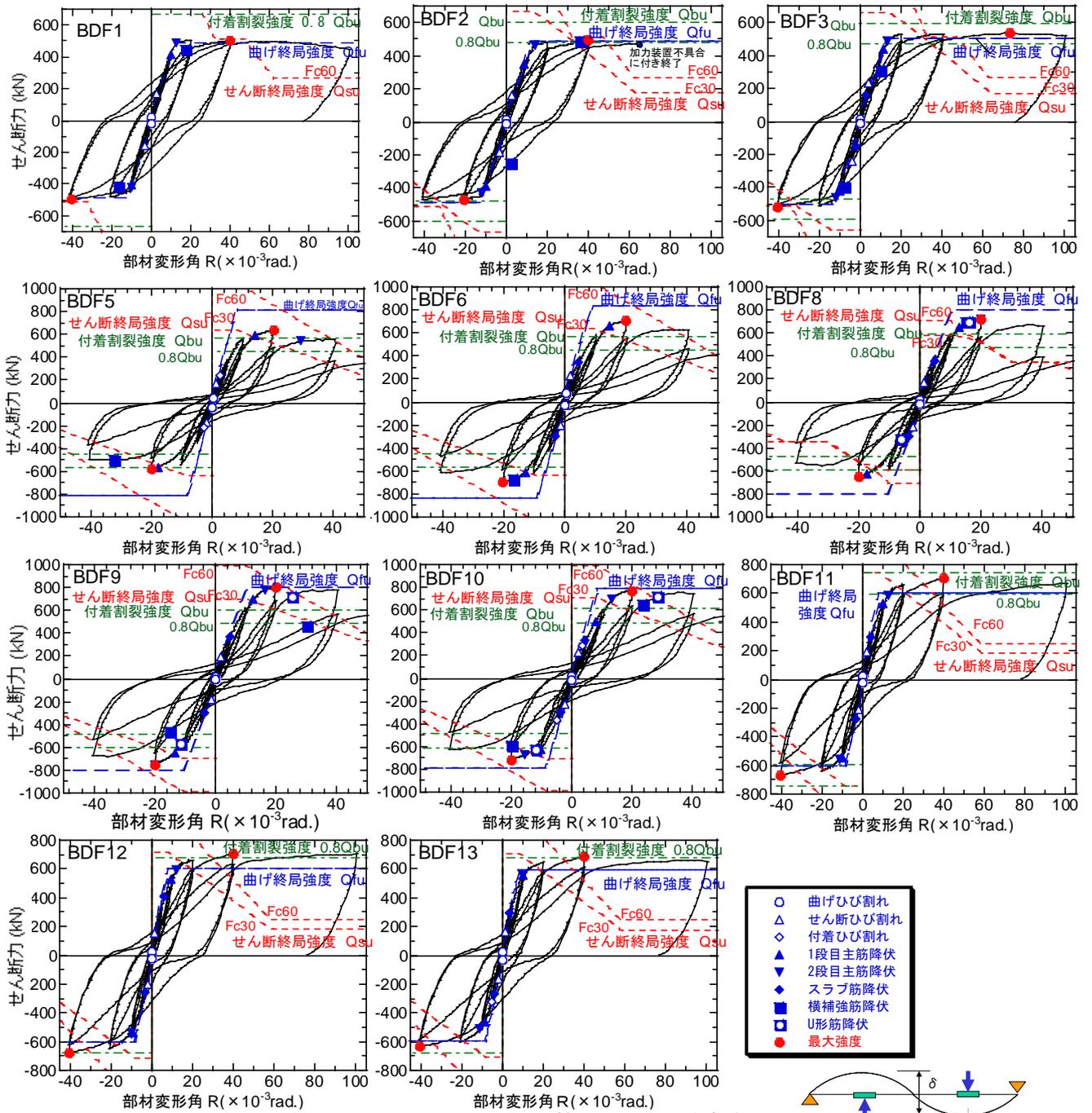


図-3 梁端せん断力-部材変形角関係

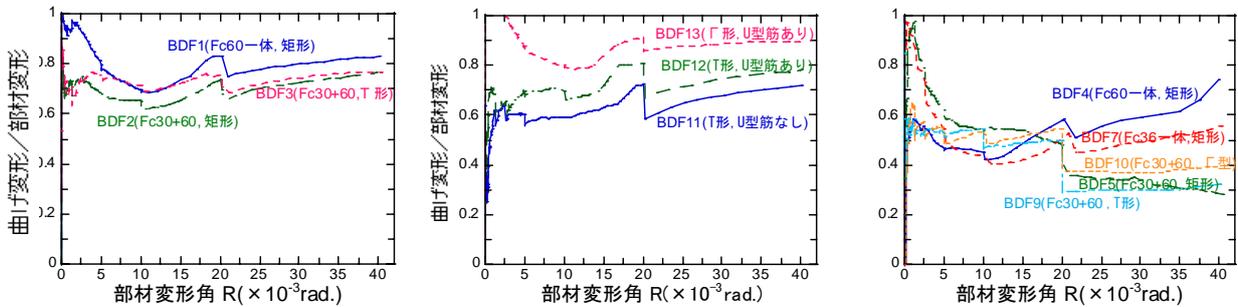
着破壊したが、BDF6では水平接合面で滑ったせん断すべり破壊が生じ、上部コンクリート強度(Fc30)に近いせん断強度しか得られていない。BDF6にU型筋を付加したBDF9はBDF6より良好な履歴となった。

U型筋で水平すべりを防止しせん断破壊したBDF8では、Fc60下部コンクリート(実強度 $f_{c67.3N/mm^2}$)によるせん断強度計算値以上の最大強度が確認された。

通常の曲げ降伏先行設計をしたBDF11~13試験体では、せん断や付着割裂破壊の影響は無くR=10%rad.まで良好な履歴特性を示している。

3.3 変形分離

梁の材軸方向に取り付けた変位計より曲率分



(a) 曲げ破壊試験体 (M/QD=2.5) (b) 曲げ破壊試験体 (M/QD=1.5) (c) 断面形状比較

図-4 曲げの変形割合の推移

表-5 実験結果と計算結果の比較 (梁端せん断力)

試験体名	実験結果			計算結果												
	コン強度 σ_B (N/mm ²)	最大強度 Q_m (kN)	破壊モード ¹⁾	曲げ強度		せん断強度				付着割裂強度				水平接合面強度		
				$\frac{A_{IJ} Q_{fu}}{Q_{fu}}$ (kN)	$\frac{Q_m}{Q_{fu}}$	$\frac{Q_{su0}}{Q_{su0}}$ (Rp=0) (kN)	$\frac{Q_m}{Q_{su0}}$	$\frac{Q_{su2}}{Q_{su2}}$ (Rp=0.02) (kN)	$\frac{Q_m}{Q_{su2}}$	τ_f (N/mm ²)	$\tau_{bu}^{2)}$ (N/mm ²)	$\frac{\tau_{bu}}{\tau_f}$	$\frac{Q_{bu}}{Q_{bu}}$ (kN)	$\frac{Q_m}{Q_{bu}}$	$\frac{A_{IJ} \tau_u}{\tau_u}$ (N/mm ²)	$\frac{\tau_m}{\tau_u}$ (N/mm ²)
BDF1	65.6	505	F	487	1.04	916	0.55	514	0.98	3.5	5.9	1.67	837	0.60	9.3	0.74
BDF2	33.9	492	F	487	1.01	668	0.74	484	1.02	3.5	4.2	1.20	602	0.82	6.6	1.01
	65.9					918	0.54	514	0.96	-	-	-	-	-	-	-
BDF3	33.0	534	F	505	1.06	658	0.81	475	1.12	3.4	4.2	1.24	594	0.90	6.6	1.09
	63.8					905	0.59	514	1.04	-	-	-	-	-	-	-
BDF4	57.8	767	B	800	0.96	986	0.78	690	1.11	6.6	5.5	0.83	786	0.98	17.0	0.61
BDF5	29.7	634	B	812	0.78	632	1.00	443	1.43	6.7	3.9	0.59	563	1.13	8.9	0.97
	63.7					1049	0.60	737	0.86	-	-	-	-	-	-	-
BDF6	29.9	705	SL	832	0.85	635	1.11	445	1.59	6.5	4.0	0.61	565	1.25	9.0	1.07
	63.5					1047	0.67	735	0.96	-	-	-	-	-	-	-
BDF7	36.9	658	B	800	0.82	731	0.90	512	1.29	6.6	4.4	0.66	628	1.05	11.1	0.81
BDF8	32.5	724	S	805	0.90	585	1.24	341	2.12	6.3	3.4	0.53	480	1.51	7.1	1.39
	57.3					709	1.02	341	2.12	-	-	-	-	-	-	-
BDF9	34.0	806	FS	805	1.00	692	1.16	485	1.66	6.3	4.2	0.67	603	1.34	10.2	1.07
	58.3					992	0.81	694	1.16	-	-	-	-	-	-	-
BDF10	34.9	770	FB	793	0.97	704	1.09	493	1.56	6.4	4.3	0.67	611	1.26	10.5	1.00
	58.4					993	0.78	695	1.11	-	-	-	-	-	-	-
BDF11	37.8	706	F	607	1.16	743	0.95	520	1.36	5.5	4.9	0.89	598	1.18	7.9	1.21
	58.7					996	0.71	697	1.01	-	-	-	-	-	-	-
BDF12	35.8	706	F	607	1.16	716	0.99	501	1.41	5.5	5.3	0.96	645	1.09	10.7	0.89
	59.9					1010	0.70	707	1.00	-	-	-	-	-	-	-
BDF13	34.9	686	F	596	1.15	704	0.97	493	1.39	5.6	5.2	0.94	638	1.08	10.5	0.89
	59.1					1001	0.69	701	0.98	-	-	-	-	-	-	-

1) F: 曲げ破壊, FS: 曲げ降伏後せん断破壊, FB: 曲げ降伏後付着破壊, B: 付着破壊, S: せん断破壊, SL: せん断スリップ破壊
 2) 上端筋に対する低減は考慮せず 3) $Q_{su} = (\sum \phi \cdot \tau_{su} \cdot j_s)$ 4) $\tau_{su} = \mu \cdot P_s \cdot \sigma_{uv} < 0.3 \sigma_R$ ($\sigma_{wy} \leq 800N/mm^2$) 5) $\tau_m = Q_m / (0.9db)$

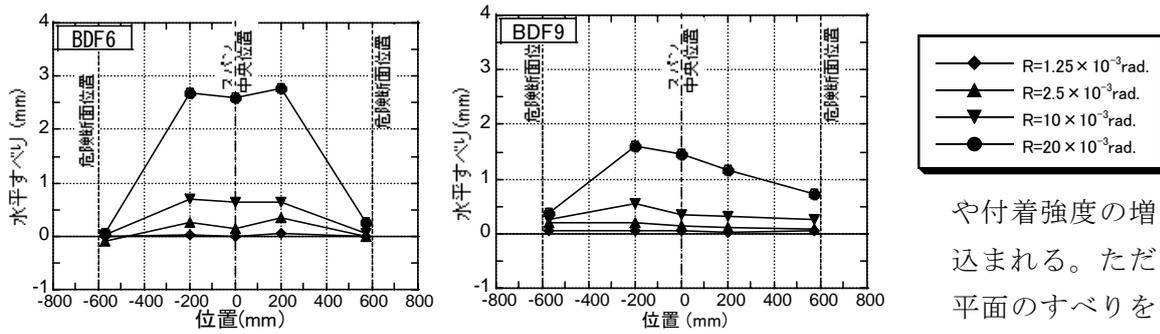


図-5 水平接合面のすべり変位

値と $R_p=0.02$ 時せん断強度計算値の比(Q_m/Q_{su2})が 1.0 以上の場合も多いが、せん断破壊の傾向は見られなかった。せん断破壊型の BDF8 では下部コンクリート強度で算定した $R_p=0$ 時のせん断強度を実験値が上回った。付着破壊型の BDF9,10 では付着指標 τ_{bu}/τ_f は 0.67 であり計算上付着割裂破壊の可能性が高かったが実際は曲げ降伏したことで、および T 形 BDF9 の Q_m/Q_{bu} は 1.34 で矩形 BDF5 の 1.19 倍、 Γ 形 BDF10 の Q_m/Q_{bu} は 1.26 で矩形 BDF5 の 1.12 倍であることから、スラブ効果で付着割裂強度が上昇するという結果が得られた。

総合的に上部の Fc30 のコンクリート強度で上部鉄筋の低減率(0.8)を考慮せず付着割裂強度を算定しても、十分安全に評価できることが実験から分かった。打設時にコンクリートのブリージングが小さいことが要因と考えられる。

4.2 接合面のせん断すべり性状

接合面の強度が小さい BDF6 と同様の配筋で、U 型筋で水平すべりを防止した BDF9 の接合面(打ち継ぎ面)のすべり量を比較して図-5 に示す。この結果より、BDF9 の両方向のすべり量は BDF6 に比して小さく、最大強度発揮時の $R=2\%$ rad. 時には BDF6 の 1/1.8 程度であり、U 型筋は有効であることが確認された。

5. まとめ

下部 PCa 部分と上部現場打設部分のコンクリート強度が異なる合成梁の構造実験を行った。その結果、下記に示すことが分かった。

(1) スラブを付加した合成梁では水平接合面のすべりを防止すれば矩形梁より、せん断強度

ひび割れから水平すべりひび割れが連続して生じ、最大強度は低くなった。

(2) スラブを付加した合成梁のせん断強度は、全体を下部の高強度コンクリート矩形梁として評価できた。

(3) 付着強度は、上部、下部のコンクリート強度で上下端それぞれ評価可能である。ただし、ハーフ PCa の場合、上部コンクリート打設時のブリージングは小さいため上端筋の低減係数は考慮しなくてよいと考えられる。

(4) 曲げ降伏を先行させ、かつ水平面のすべりを AIJ 式⁵⁾で防止するように設計した梁は十分な強度と靱性能を有していた。

(5) AIJ 式⁵⁾で横補強筋以上のすべり防止筋が必要な場合、U 型筋の挿入が有効であった。

参考文献

- 1) レオンハルトのコンクリート講座 1~6, 鹿島出版会
- 2) 浜田真ほか: 水平打継ぎを有するはり部材のせん断耐力に関する実験研究(その1), AIJ 大会梗概集, 昭和 60 年 10 月, pp.515-516
- 3) 林和也ほか: 異種強度コンクリートを用いたプレキャスト RC 梁の力学性状に関する研究, AIJ 大会梗概集, 構造 II, 1994.9, pp.979-980
- 4) 永井覚ほか: 高強度材料を使用した高層 RC 造短スパン梁の実験的研究, JCI 年次論文報告集, Vol.17 No.2, pp.583-588, 1995.
- 5) 日本建築学会: 現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説(2002)
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説(1990)