

論文 水平接合面を有する PCa 合成梁の構造性能

丸田 誠^{*1}・高稲 宜和^{*2}・永井 寛^{*3}・前田 祥三^{*4}

要旨: 下部 PCa 部分(60N/mm²)と上部現場打設部分のコンクリート強度(30N/mm²)が異なり, 水平接合面を有する合成梁の構造実験を行った。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)のせん断破壊型合成梁の実験を中心に, 昨年度実施した曲げ破壊, 付着破壊型の実験も併せて評価を行った。その結果, スラブ付き合成梁のせん断強度は, 下部コンクリート強度(F_c60N/mm^2)で合成梁を矩形梁として, せん断強度を十分安全側に評価でき, 付着割裂強度は上部コンクリート強度で上端筋低減係数を無視して算定しても, 安全側に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(以下 PCa)部材が用いられることが多くなってきている。梁部分には図-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, 梁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。また, 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(図-1 (c)参照)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。

昨年度, 施工性向上のため梁上部および床スラブを下部 PCa 部 (F_c60N/mm^2)より低強度のコンクリート (F_c30N/mm^2)とした合成梁の構造性能を確認した¹⁾。その結果, スラブを付加し水平接合面のすべりを U 形筋で防止した合成梁は, 1)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, 2)コンクリート強度が異なる部分(上下)の付着割裂強度は, それぞれの

強度(F_c)で算定可能なことを示した。ただし, せん断破壊型の試験体は1体のみであったため, 今年度はせん断破壊型の試験体を中心に6体の実験を行った。評価は, 昨年度報告した13体の実験^{1),2)}も含め総合的に行なう。

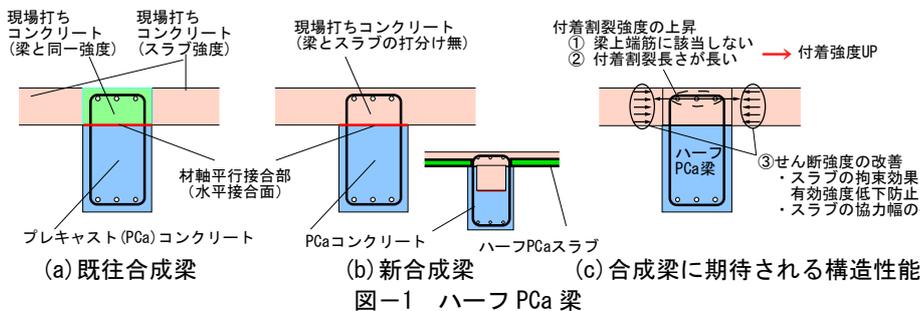
2. 実験計画

試験体はハーフ PCa 梁部材を中心とした6体とした。

試験体の一覧を表-1に, 配筋例を図-2に示す。試験体の因子の関係を表-2中に示す。この表中には全試験体の相関関係も示した。試験体の縮尺は実物の約1/2とした。BDF14~BDF18は付着割裂破壊より, せん断破壊を先行させるため, 試験体のせん断スパン比(以下 M/QD)を2.5とした。

F_c60 矩形一体打ちの BDF14 は比較用基準試験体で, BDF15~BDF17 はスラブ付き T 形合成梁とした。BDF15 はスラブ厚 t を $t=75mm$ とし, BDF16 は $t=150mm$, BDF17 は $t=200mm$ とスラブ厚を増加させている。BDF14 と BDF15~BDF17 を比較することにより, スラブ厚さ t がせん断強度に与える影響について検討する。スラブ下面までを PCa とすることを基本としたが, スラブ厚 $t=75mm$ の BDF15 は, 図-1 (b)右に示すように凹形状のハーフ PCa 梁に通常なるが, 試験体の簡略のため, 水平接合面

位置を梁下端から250mm部分位置を矩形ハーフ PCa とした。また, BDF18($t=150mm$)は, ハーフ PCa スラブ版の端部が載ることを想定した試験体(図-1 (b)右参照)で, スラブの梁断面内への「のみ込み」(絶縁)が, せん断



*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 研究員 博士(工学)(正会員)
 *3 鹿島 技術研究所 建築構造グループ 上席研究員 工修(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

	BDF14	BDF15	BDF16	BDF17	BDF18	BDF19
断面形状	矩形					
B×D	250×400 mm					
スラブ	無し	片幅(ba) 200mm 全幅 650mm 厚さ(t) 75mm	片幅(ba) 200mm 全幅 650mm 厚さ(t) 150mm	片幅(ba) 200mm 全幅 650mm 厚さ(t) 200mm	片幅(ba)200mm 全幅650mm (片側15mmのみ込) 厚さ(t) 150mm	片幅(ba)120mm 全幅490mm 厚さ(t)75mm
せん断スパン [せん断スパン比]	2000mm [2.5]					1500mm [1.5]
コンクリート強度 Fc(N/mm ²)	60	30(梁上部), 30(スラブ部), 60(梁下部)				
主筋 [引張鉄筋比]	16-D19 SD590 [2.30%]					16-D22 SD490 [3.10%]
スラブ筋	無し	D6 SD295				
梁部補強筋 [横補強筋比]		2-D6SD295 @60 [0.42%]		2-D6SD295 @60 [0.48%] *のみ込みを考慮		4-D10SD785 @75 [1.52%]
接合面処理	-	木ゴテならし + レイタンス除去				
U形筋	-	2-D13SD345@60				2-D13SD345@75

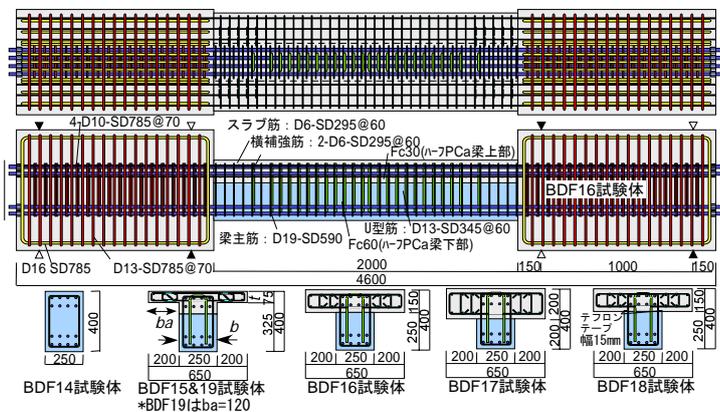


図-2 試験体配筋例

表-2 試験体因子

せん断スパン 想定破壊形式	M/QD=2.5		M/QD=1.5	
	せん断	曲げ	付着	せん断
矩形断面 (Fc60-一体打ち)	BDF14	BDF1	BDF4	
矩形断面 (Fc36-一体打ち)			BDF7	
矩形断面 (Fc30+Fc60)t150		BDF2	BDF5	
T形断面 (Fc30+Fc60)t150		BDF3	BDF6 *	BDF11
T形断面 (Fc30+Fc60)t75+接合面補強	BDF15		BDF19	
T形断面 (Fc30+Fc60)t150+接合面補強	BDF16		BDF9	BDF8
U形断面 (Fc30+Fc60)t150+接合面補強			BDF10	BDF13
T形断面 (Fc30+Fc60)t200+接合面補強	BDF17			
T形断面 (Fc30+Fc60)t150 (のみ込み考慮)+接合面補強	BDF18			

太字が今年度の試験体 (Fc30+Fc60): 左が上部コンクリート, 右が下部PCaコンクリート
t: スラブ厚(mm) * : 水平面のすべり破壊となった

強度に与える影響を把握するために (BDF16 との比較), 両側に幅 15mm のテフロンシートを貼り付け, この領域の梁とスラブ間を絶縁している。M/QD=1.5 の T 形合成梁 BDF19 (t=75mm) は昨年の BDF4 (矩形, Fc60), BDF9

時の各試験体のひび割れ状況を示す。せん断力は左右の梁の平均, 変形角は剛なスタブ間の変形をクリアスパンで除して求めた。図-3 中に AIJ・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⁵⁾ (以下,

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)	R (×10 ⁻³ rad.)	Q (kN)	R (×10 ⁻³ rad.)	Q (kN)	R (×10 ⁻³ rad.)	Q (kN)	R (×10 ⁻³ rad.)	Q (kN)	R (×10 ⁻³ rad.)	Q (kN)	R (×10 ⁻³ rad.)	Q (kN)	R (×10 ⁻³ rad.)	Q (kN)	R (×10 ⁻³ rad.)
BDF14	26.0	0.233	166	4.20	-	-	332	16.5	-	-	-	-	193	5.27	332	16.5
BDF15	25.8	0.240	151	3.01	-	-	443	15.6	452	16.6	147	2.91	275	7.26	468	20.1
BDF16	30.6	0.300	169	3.61	284	30.1	403	13.1	446	16.0	140	2.81	245	6.29	485	40.1
BDF17	25.8	0.240	152	2.81	401	34.2	432	13.5	450	14.8	123	2.06	379	11.12	496	40.1
BDF18	21.1	0.173	165	3.31	-	-	443	15.5	459	18.1	154	3.01	339	9.80	475	37.0
BDF19	51.4	0.292	200	1.71	-	-	649	10.8	767	14.0	264	2.75	794	35.98	810	19.3

注) 正側の値

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	345	510	横補強筋, スラブ筋 (BDF14-19)	
D10	SD785	864	1064	横補強筋 (BDF19)	
D13	SD345	379	528	U形筋 (挿し筋) (BDF15-19)	
D19	SD590	621	836	梁主筋 (BDF14-18)	
D22	SD490	517	686	梁主筋 (BDF19)	

(T 形合成梁, t=150 mm)¹⁾ と比較するもので, 付着割裂破壊が先行するよう設計している。BDF19 と BDF4, BDF9 を比較することにより, スラブ厚さが付着割裂強度に与える影響について把握する。また, いずれの試験体も, 接合面水平せん断すべり破壊を防止するように設計し^{1),4)}, 必要場合は U 形筋で補強した。なお, M/QD=2.5 の梁は想定建物スパン 4.6m, M/QD=1.5 の梁は想定建物スパン 3.0m とし, 1/2 の縮尺でスラブ幅 ba をそれぞれ 200mm, 120mm とした。なお, BDF19 はスラブ幅 ba が 120mm 以外は, BDF15 と同様な断面としている。

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-5 中に示す。

加力は地震力を想定した大野式逆対称荷で行った。制御は梁部材変形角で行い, 交番繰り返して 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 実験経過および変形性能

表-4 に実験結果の一覧を示す。各試験体のせん断力と梁部材変形角 R の関係を図-3 に示す。この図中には最大強度近傍の R=40×10⁻³ (4%) rad.

時の各試験体のひび割れ状況を示す。せん断力は左右の梁の平均, 変形角は剛なスタブ間の変形をクリアスパンで除して求めた。図-3 中に AIJ・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⁵⁾ (以下,

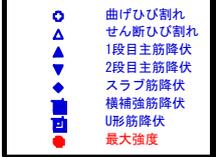
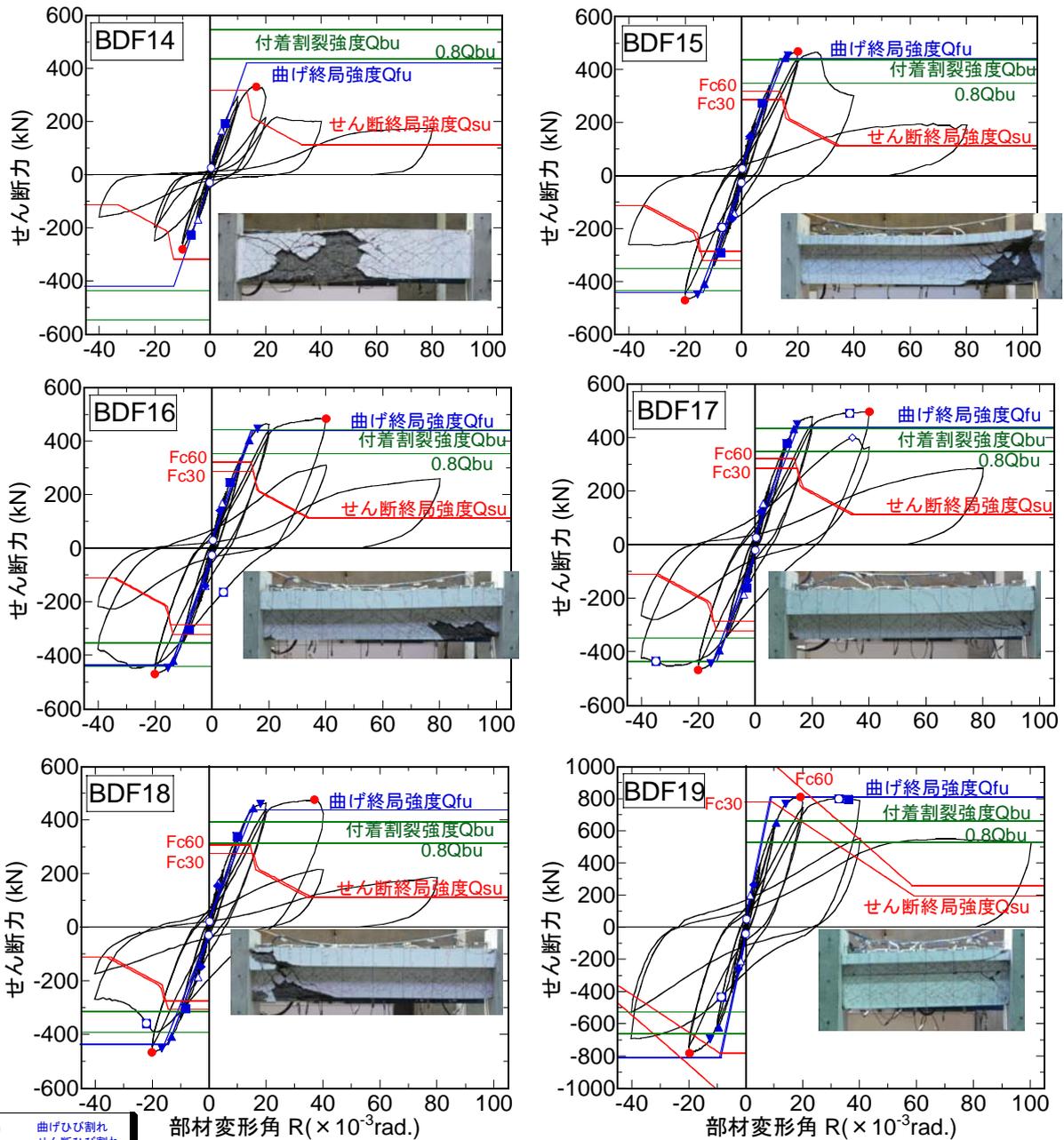


図-3 梁端せん断力-部材角関係

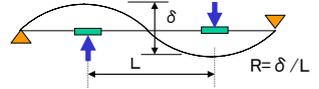


表-5 実験結果と計算結果の比較 (梁端せん断力)

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		
				AJ Q_{fu} (kN)	Q_m / Q_{fu}	Q_{su0} (Rp=0) (kN)	Q_m / Q_{su0}	Q_{su2} (Rp=0.02) (kN)	Q_m / Q_{su2}	τ_f (N/mm ²)	$\tau_{bu}^{2)}$ (N/mm ²)	τ_{bu} / τ_f	$Q_{bu}^{3)}$ (kN)	Q_m / Q_{bu}	AJ $\tau_u^{4)}$ (N/mm ²)	$\tau_m^{5)}$ (N/mm ²)
BDF14	32.5	332	S	804	0.41	320	1.04	168	1.98	3.52	3.56	1.01	436	0.76	-	-
BDF15	57.3	469	FS	804	0.58	286	1.64	144	3.25	3.52	3.56	1.01	435	1.08	3.8	1.58
BDF16	58.3	485	FS	804	0.6	288	1.68	146	3.33	3.52	3.61	1.02	442	1.10	3.8	1.58
BDF17	58.4	496	FS	793	0.63	286	1.73	144	3.44	3.52	3.56	1.01	436	1.14	3.8	1.59
BDF18	58.7	475	FS	607	0.78	273	1.74	135	3.52	3.52	3.21	0.91	393	1.21	4.3	1.58
BDF19	59.9	810	FS	607	1.34	782	1.04	547	1.48	6.52	4.63	0.71	659	1.23	11.0	1.00

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) $Q_{bu} = (\sum \phi \cdot \tau_{bu} \cdot j_t)$ 4) $\tau_u = \mu \cdot P_s \cdot \sigma_{wy} < 0.3 \sigma_R (\sigma_{wy} \leq 800 \text{ N/mm}^2)$ 5) $\tau_m = Q_m / (0.9db)$

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、付着割裂強度計算値を示す。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コンクリート強度に基づく計算値を示し、付着割裂強度は、上部のコンクリート強度で算定した。

BDF14~18 は、 $R=0.17\sim 0.30\times 10^3\text{rad}$.で梁付根位置に曲げひび割れが、 $R=2.8\sim 4.2\times 10^3\text{rad}$.でヒンジ領域に、せん断ひび割れが観察された。矩形一体梁 BDF14 は $R=5.3\times 10^3\text{rad}$.で横補強筋が降伏した後も変形の増大とともにせん断力も上昇し、 $R=20\times 10^3\text{rad}$.に向かう途中、せん断圧壊が生じてせん断力が低下した。T 形合成梁 BDF15~18 は、 $R=13\sim 16\times 10^3\text{rad}$.程度で 1 段目梁主筋が、 $R=15\sim 18\times 10^3\text{rad}$.程度で 2 段目梁主筋がそれぞれ降伏し、梁付根の曲げひび割れが大きく開口すると共に、剛性が低下し、曲げ降伏となった。曲げ降伏後、BDF15 ($t=75\text{mm}$) は梁の Fc30 部分からスラブに向かってせん断圧壊が進展し、せん断力が低下した。BDF16 ($t=150\text{mm}$)、BDF17 ($t=200\text{mm}$)、BDF18 ($t=150\text{mm}$, のみ込み考慮) はコンクリート強度の高い梁下部 (Fc60) がせん断圧壊し、せん断力が低下した。その後、BDF17、BDF18 は、 $R=40\times 10^3\text{rad}$.の繰返し载荷中、せん断破壊の進展とともに、ヒンジ域から部材中央部に向かって梁下端 2 段筋の付着割裂破壊が進展した。BDF15~18 は付着の影響も大きい、曲げ降伏後のせん断破壊であった。

$M/QD=1.5$ の BDF19 ($t=75\text{mm}$) は、 $R=0.3\times 10^3\text{rad}$.程度で梁付根位置に曲げひび割れが、 $R=1.7\times 10^3\text{rad}$.程度でヒンジ領域 (梁端部から 1D 区間) にせん断ひび割れが観察された。 $R=5\times 10^3\text{rad}$.のサイクルで上端 2 段筋に沿った付着割裂ひび割れが観察され、 $R=20\times 10^3\text{rad}$.のサイクルまでに梁主筋が 2 段とも降伏し、梁付根の曲げひび割れが大きく開口すると共に、剛性が低下し、曲げ降伏となった。 $R=40\times 10^3\text{rad}$ で U 形筋および横補強筋が降伏して水平接合面のすべりが顕著となった。BDF19 の破壊形式は、水平接合面のすべりを伴う、曲げ降伏後のせん断破壊となった。スラブ厚さが異なる $M/QD=2.5$ の BDF14 (矩形一体), BDF15 (T 形合成梁, $t=75\text{mm}$), BDF16 (T 形合成梁, $t=150\text{mm}$), BDF17 (T 形合成梁, $t=200\text{mm}$), BDF18 (T 形合成梁, $t=150\text{mm}$, のみ込み考慮) のせん断破壊型の 4 体を比較すると、矩形一体梁の BDF14 は曲げ降伏以前にせん断破壊したが、他の T 形合成梁は曲げ降伏しており、スラブが取り付けることによりせん断強度が 41~44% 上昇した。また、BDF15 は $R=40\times 10^3\text{rad}$ までにせん断力が低下し始めたが、BDF16、BDF17 ではせん断力の低下が見られなかったことから、スラブが厚いほどせん断力が低下し始める変形は大きくなると推察される。また、 $t=150\text{mm}$ の BDF16 と BDF18 を比較する

と、 $R=37\times 10^3\text{rad}$.までは同様の性状を示し、のみ込みがせん断強度に与える影響は殆ど無いことが分かった。

4. 実験結果の検討

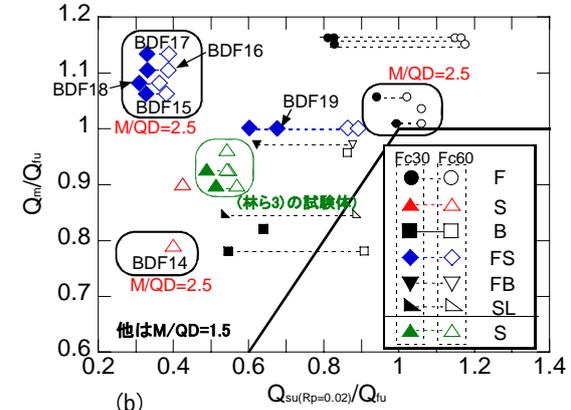
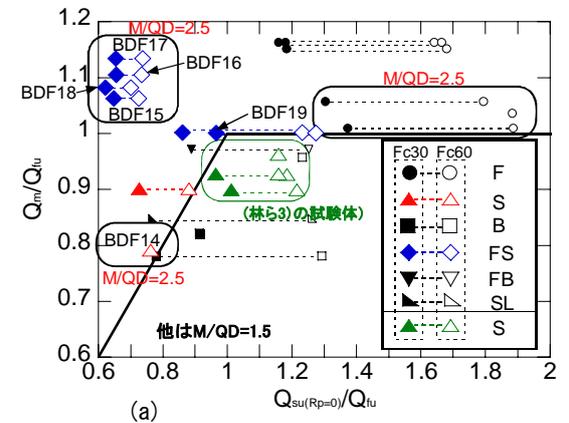
4.1 各種強度計算値との比較

表-5 に各最大強度計算値と実験結果を示す。上下のコンクリート強度が異なる試験体では、せん断強度はそれぞれの強度で、付着割裂強度は低い方の強度で算出した。なお、合成梁は上端筋に対する付着強度低減係数 (0.8) は考慮していない。

4.2 せん断強度

昨年度実施の試験体も併せた、せん断強度計算値 ($R_p=0$ と $R_p=0.02$ の 2 ケース) と実験値の関係を図-4 (a) (b) に示す。なお図中には、林³⁾が行ったせん断破壊型合成梁の試験体についても示している。縦軸は実験最大強度を曲げ強度で除した曲げ指標を、横軸はせん断強度を曲げ強度で除したせん断指標を示す。前述のように、スラブ付合成梁試験体のせん断強度は、それぞれの強度を用いた矩形梁とみなして算定した。図中、中抜きは PCa 部コンクリート強度 (Fc60) で、中塗りは上部コンクリート強度 (Fc30) での計算結果を示す。

図-4 (a) より、せん断破壊した合成梁試験体(破壊モード: S)では、最大強度実験値は PCa 部コンクリート強度 (Fc60) で算定した $R_p=0$ 時のせん断強度計算値を上



注: 破壊形式 (F~SL) は表-5 下の凡例による
図-4 せん断強度計算値と実験値の関係

回っている。また、せん断破壊した $M/QD=2.5$ の矩形一体梁 BDF14 (Fc60) では、せん断強度計算値は最大強度実験値と良い対応を示したが、BDF14 と梁部の配筋は同じでスラブが取り付けられた BDF15~BDF18 は、最大強度実験値と PCa 部コンクリート強度 (Fc60) で算定した $R_p=0$ 時のせん断強度計算値の比 $Q_m/Q_{su(R_p=0)}$ が 1.4 以上であるにもかかわらず、曲げ降伏しており、せん断強度を過小評価している。一方、せん断破壊した林らの試験体では、コンクリート強度の打ち分け (Fc60, Fc30) や断面形状 (矩形, T 形) に関わらず、PCa 部コンクリート強度 (Fc60) で算定した $R_p=0$ 時のせん断強度計算値は最大強度実験値を過大評価した。これらの試験体はせん断破壊より先に水平接合面でスリップ破壊していた可能性があるため、過大評価となったと考えられる。

図-4 (b) は曲げ降伏後のせん断指標を表している。せん断指標 ($Q_m/Q_{su(R_p=0.02)}$) が 1 以下の合成梁でも、せん断破壊の兆候は大変形時でも全く見られず、曲げ破壊した試験体が多い。

以上から、スラブを有する合成梁の $R_p=0$ 時のせん断強度、および $R_p=0.02$ 時のせん断強度は、PCa 上部のコンクリート強度が 1/2 であっても、PCa 部 (下部) のコンクリート強度を有する矩形梁とみなしたせん断終局強度計算式により安全側に評価可能となった。この理由として、スラブ効果により上部のコンクリート有効強度係数が低下しないこと、およびスラブがアーチ作用に寄与していること等が考えられる。

4.3 付着割裂強度

付着強度計算値 (τ_{bu}) と実験値の関係を図-5 に示す。 τ_{bu} は終局指針⁵⁾による計算値である。縦軸は実験最大強度を曲げ強度で除した曲げ指標を、横軸は付着割裂強度を設計用付着強度で除した付着指標を示す。合成梁の付着強度計算には上部のコンクリート強度を用いた。図中には合成梁の場合、上部コンクリート打設時の打設高さが低いことからブリージングは小さいと考えられるため、上端筋の低減係数(0.8)を無視した場合の計算結果についても白抜きで示した。

付着指標 τ_{bu}/τ_f が 0.65~0.71 で、1 以下の付着割裂破壊型の試験体でも、実験では曲げ降伏が先行した試験体が多い。このことから計算上、 τ_{bu} はスラブ付合成梁の付着割裂強度を十分安全側に評価することが分かった。

4.4 破壊モード

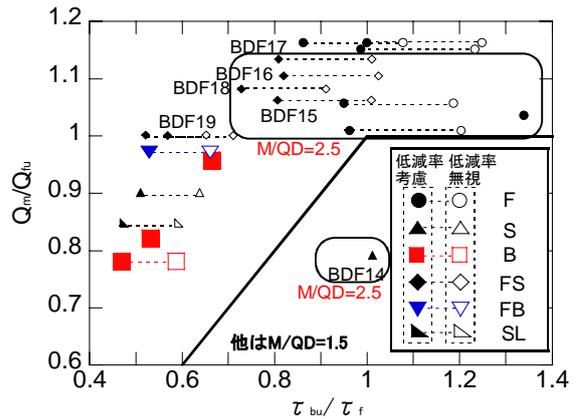
$R_p=0$ および 0.02 時の付着余裕度 (付着指標) とせん断余裕度 (せん断指標) の関係を図-6 (a), (b) に示す。各強度は、前述 (4.2, 4.3) と同様に算定した⁵⁾。

$R_p=0$ 時 (図-6 (a)) では、計算上せん断破壊領域に位置する T 形合成梁 BDF15~BDF18 は実験では曲げ降伏が先行した。一方、計算上付着破壊領域に位置する合

成梁 BDF9, BDF19, 合成梁 BDF10 は実験では曲げ降伏が先行している。これらは、スラブが取り付けることにより、せん断強度および付着強度が上昇したため、曲げ破壊領域に移行した。

$R_p=0.02$ 時 (図-6 (b)) から、せん断破壊した BDF8, BDF14 および曲げ降伏後せん断破壊した BDF15~BDF18 は、計算上せん断破壊領域にあり、破壊モードを概ね評価できている。

Γ 形 (片側スラブ付き) 合成梁 BDF10 は、 $R_p=0.02$ 時には付着割裂破壊の様相を呈しており、破壊モードを表



注：破壊形式 (F~SL) は表-5 下の凡例による
図-5 付着割裂強度計算値と実験値の関係

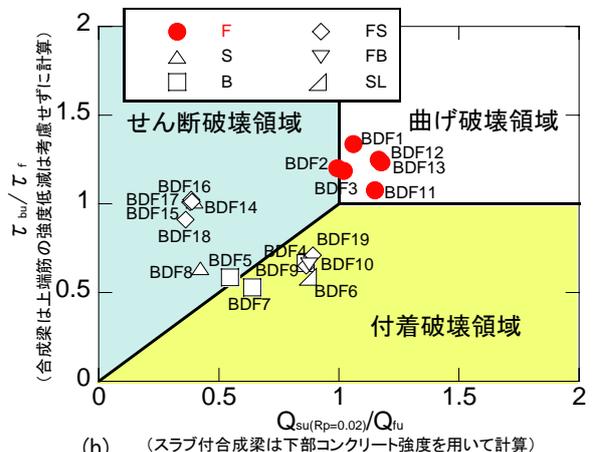
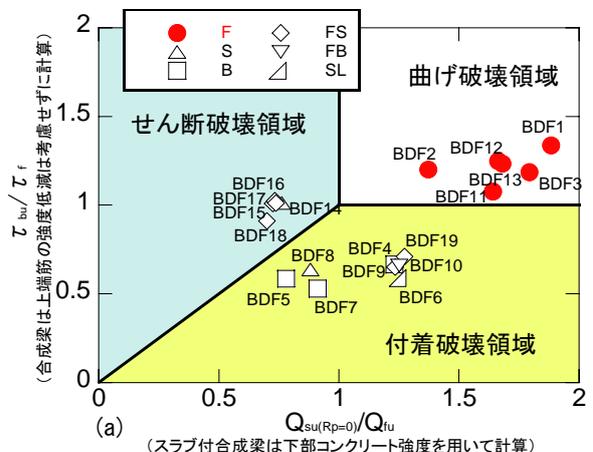


図-6 破壊モードの検討

現できている。一方、図上ほぼ同じ位置にある T 形合成梁 BDF9 ($t=150\text{mm}$)、BDF19 ($t=75\text{mm}$) は、曲げ降伏後せん断破壊した。これは、スラブが取り付くことにより付着割裂強度が高くなり、その効果が片側スラブ T 形の BDF10 より T 形の BDF9 と BDF19 方が大きいため、付着破壊からせん断破壊になったと考えられる。

総合的には、図-6 (b) より、せん断指標 1.0 かつ付着指標 1.0 を上回るように合成梁を設計すれば、確実に曲げ破壊となることが分かる。

4.5 スラブ効果を考慮したせん断強度

表-5、図-4 に示すように、今回のスラブ付き合成梁(BDF15~18)のせん断強度は、スラブ効果により計算値より 4 割以上大きな値となった。AIJ 終局強度指針・靱性保証指針^{5), 6)}には、耐震壁のせん断強度に側柱の断面積がせん断強度に影響することが示されている。今回この考えに基づき図-7 のようにスラブを側柱に見立て検討する。せん断強度 Q_{su} は式(1)~(3)により算定する。なお各式の記号は、文献5、図-7 による。

b , ba , t などの値は、表-1、図-2 による。

$$Q_{su} = b \cdot l_{wb} \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot l_{wa} \cdot v \sigma_B / 2$$

$$\tan \theta = \left[\sqrt{(L/l_{wa})^2 + 1} - L/l_{wa} \right] \quad \dots (1)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) \cdot P_w \cdot \sigma_{wy} / (v \cdot \sigma_B)$$

σ_{wy} は $25 \sigma_B$ 以下とする。

$\cot \phi$ は以下の値の最小値とする。

$$\cot \phi = 2.0$$

$$\cot \phi = l_{wb} / (l_{wa} \cdot \tan \theta) \quad \dots (2)$$

$$\cot \phi = \sqrt{v \cdot \sigma_B / (p_w \cdot \sigma) - 1.0}$$

$$l_{wa} = D + \Delta l_{wa}, l_{wb} = D + \Delta l_{wb}$$

$$\Delta l_{wa} = (t + \sqrt{(b + 2ba) \cdot t^2 / b}) / 2 \quad \dots (3)$$

$$\Delta l_{wb} = D$$

今年度の合成梁試験体について、式(1)~(3)で算定した結果(Rp=0 時)を、図-4 に倣い図-8 に示す。この図より、スラブ効果を見込んだ計算値は、曲げ降伏後であるが各試験体のせん断強度を概ね表現できることが分かった。

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から、下記に示すことが分かった。

(1)スラブにより、せん断強度、付着割裂強度は上昇する。

特にせん断強度は $M/QD=2.5$ の場合、大幅に上昇した。

(2)ハーフ PCa スラブ用のみ込み(絶縁)は、せん断強度に影響を与えない。

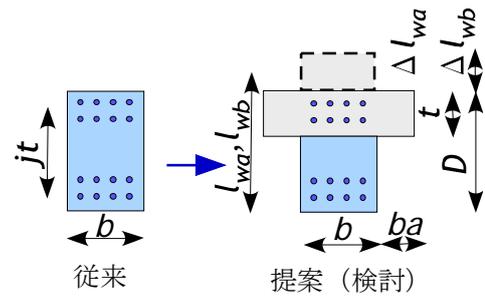


図-7 スラブ効果

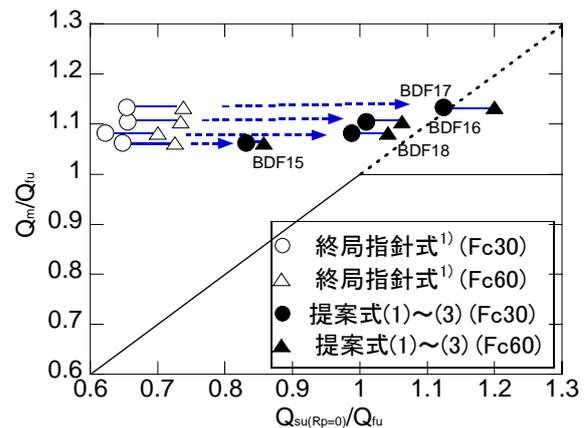


図-8 提案式(1)~(3)を用いた算定結果

- (3) 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既往の計算式で安全に評価できた。
- (4) 付着割裂強度は、上部、下部のコンクリート強度で上下端それぞれ安全側に評価可能である。ただし、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。
- (5) スラブを側柱に見立てた耐震壁のせん断強度算定の考え方で、合成梁のせん断強度を安全側に評価できた。

参考文献

- 1) 丸田誠, 永井覚, 渡邊茂雄, 前田祥三: 水平接合面を有する PCa 合成梁の曲げせん断性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vo29, No.3, pp.529-534, 2007.6
- 2) 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, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17 No.2, pp.583-588, 1995.
- 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) 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)
- 5) 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)
- 6) 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(1999)