論文 コンクリート強度を打ち分けた鉄筋コンクリート造ハーフプレキャ スト梁の構造性能に関する実験および解析的研究

佐川 隆之*1·山野辺 宏治*2·神野 靖夫*3·佐々木 仁志*4

要旨:筆者らは,鉄筋コンクリート造梁の許容曲げ耐力算定時に梁上端の圧縮側スラブコンクリートを考慮 することにより,梁下端を高強度コンクリート,梁上端をスラブと同一の普通強度コンクリートとして設計 する工法を提案した。本報では、コンクリート強度が混在する大梁について,梁曲げ破壊を想定したスラブ 付十字形柱梁接合部架構の逆対称加力実験を行い、スラブの協力幅を適切に考慮することで梁の曲げ性状を 良好に評価できることを示した。さらに、コンクリート水平打ち継ぎ部の付着力および摩擦力を考慮した 3 次元有限要素法による解析を行い、スラブ協力幅および打ち継ぎ部の設計法が妥当であることを示した。 キーワード:ハーフプレキャスト梁、スラブ協力幅、コンクリート強度、短期許容耐力、曲げ性状

1. はじめに

近年,鉄筋コンクリート(RC)造集合住宅において開口 高さや天井高さを大きく確保できる扁平梁のニーズが高 まっている。梁が扁平化すると,梁の短期許容耐力が圧 縮縁コンクリートの短期許容応力度で決まる場合が生じ る。さらに梁をハーフプレキャスト梁とした場合,現場 で梁上端を高強度コンクリート,スラブを普通強度コン クリートとして打分けを行う必要があり,施工手間が掛 かってしまうのが現状である。

この問題を解決するため、梁の許容曲げ耐力算定時に 梁上端の圧縮側スラブコンクリートを考慮することによ り、梁下端を高強度コンクリート、梁上端をスラブと同 ーの普通強度コンクリートとして、一体に打設可能な工 法を提案した(図-1)。しかし、現行の鉄筋コンクリート 構造計算規準・同解説¹⁾(以下 RC 規準)では、T 形梁の短 期許容曲げ耐力の算定には一定のスラブ幅を考慮するこ とが認められているが、強度が異なるコンクリートの打 ち継ぎを有する梁については言及されておらず、とくに スラブ付十字形柱梁接合部架構におけるスラブ協力幅の 妥当性はほとんど検証されていない^{2)~4)}。





*]	清水建設(株)	技術研究所	(正会員)
*2	2 清水建設(株)	技術研究所	博士(工学)
*2	3 清水建設(株)	技術研究所	
*/	清水建設(株)	設計本部 爭	環境・技術ソリューション推進室

そこで、本研究では梁上端と下端のコンクリートの 強度差をパラメータとした構造実験⁵⁾を行い、その影 響を明らかにするとともにスラブ協力幅を算出し、既 往の設計式を適用することの妥当性について検討し た。また、実験から得られたスラブ協力幅と梁水平打 ち継ぎ部のせん断性状の詳細を検証するため、3次元 FEM 解析による検討を行った。

2. 構造性能確認実験

2.1 試験体

試験体は柱および梁の反曲点位置までをモデル化した 1/2.5 スケールのスラブ付十字形柱梁接合部架構とし, 試験体の梁スパン L は 3.0m とした。試験体のスラブ幅は, RC 規準で梁正曲げ時の短期許容耐力に考慮できる協力幅 b_a を 0.1L と規定していることから,その妥当性を評価するために 0.2L とした。試験体の短期許容耐力は正曲げ時では引張鉄筋の降伏,負曲げ時では圧縮縁コンクリートの短期許容応力度により定まるようにそれぞれ設計した^{1).6)}。試験体一覧を**表**-1,試験体形状を図-2,試験体配筋を図-3 に各々示す。

試験体パラメータは梁上端およびスラブのコンクリート強度と直交梁の有無とした。No.1 と No.2 は直交梁 を有する試験体で, No.3 は, 直交梁のない試験体である。 No.1 は梁上端, スラブおよび梁下端コンクリートを同一 強度コンクリート(Fc48)とし, No.2 と No.3 は梁上端, ス ラブを Fc33, 梁下端コンクリートを Fc48 と異強度コン クリートとして打ち分けた。

試験体のコンクリートは縦打ちとし,柱(Fc60)のコ ンクリート打設を行った約1週間後に梁およびスラブ の高強度コンクリート(Fc48),さらに3日後に普通強 度コンクリート(Fc33)のコンクリート打設を行った。 使用した材料の試験結果を表-2および表-3に示す。 2.2 加力方法および計測計画

加力は、上下柱の反曲点位置を想定した位置に水平 反力を取り、一定軸力 1160kN(N=0.1Bc・Dc・Fc, Bc: 柱幅、Dc:柱せい、Fc:柱コンクリート設計基準強度) を載荷した状態で、左右梁の反曲点に上下逆方向で同 じ大きさの鉛直変位を与え、正負交番繰り返し載荷を 行った。変位制御に用いた層間変形角 R は、柱の上下 反曲点位置で単純支持したフレームから計測した左 右梁の反曲点の鉛直変位をスパン(L=3000mm)で除し て求めた。加力は、R=0.125%を正負1回載荷したあと、 R=0.25、0.5、1.0、1.5、2.0%を正負2回ずつ、R=3.0% を正負1回、R=4.0%を正側に1回載荷を行った。

2.3 荷重変形関係および破壊経過

梁せん断力-層間変形角(Qb-R)関係を図-4 に示す。図 には, RC 規準による許容曲げモーメントを降伏耐力と みなし算定した各梁の正曲げ負曲げ時それぞれの降伏耐 力を併記する。

各試験体において共通であった破壊経過を以下に示 す。正曲げ負曲げともに R=0.125%で梁危険断面付近に 曲げひび割れが生じ, 負曲げ側の梁では同時にスラブ上 面に曲げひび割れが生じた。R=1.0%で梁せん断ひび割れ が発生し, R=1.0%前後で梁主筋の 1 段筋が降伏し始め R=1.5%近傍で 2 段筋の降伏が確認された。梁曲げ降伏耐 力は正負とも RC 規準による計算値と概ね一致した。R =1.5%以降は梁引張側での曲げひび割れ幅の増大が顕著 であった。梁圧縮側でもコンクリートの圧縮応力領域に 生じたとみられるひび割れが観察されたが, R=3.0%近傍 でも顕著な圧壊は生じなかった。R=3.0%以降も耐力低下 は見られず, 正載荷では R=4.0%で, 負載荷では R=-3.0% で最大耐力に至った。

3. 梁部材の構造性能の評価

3.1 短期許容耐力の評価

梁の短期許容耐力の評価を行うため,梁危険断面(柱面 位置)で計測した梁主筋のひずみ性状から梁圧縮縁のコ ンクリートひずみを推定し,コンクリートの短期許容応



衣_2 コンソリートの材料特性										
Fc	試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ(u)	引張強度 (N/mm ²)	弹性係数 (kN/mm ²)	ポアソン 比				
- 22	No.2	44.4	2097	3.05	31.6	0.22				
33	No.3	45.6	2144	3.05	31.9	0.22				
	No.1	53.9	2558	3.81	34.0	0.23				
48	No.2*	54.9	2610	3.59	33.8	0.22				
	No.3	55.8	2661	3.36	33.6	0.21				
	No.1	71.3	2816	3.67	35.8	0.22				
60	No.2*	74.0	2780	3.69	36.4	0.23				
	No.3	76.7	2745	3.71	37.1	0.23				
* No.2 は材齢を考慮したうえで No.1 と No.3 から推定した値										

表-3 鉄筋の材料特性

部位	鋼種	呼び径	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弹性係数 (kN/mm ²)	破断 伸び(%)
主筋	SD490	D16	567	759	191.4	14
補強筋	SD785	D6	971	1120	173.4	10
スラブ筋	SD295	D6	349	494	187.8	22



図-4 梁せん断力-層間変形角関係

試験体	梁加力 方向	梁	実験結果(層間変形角 R,梁せん断力 Qb)					計算値(梁せん断力 Qb)							
			短期許容応力度時			E I.	##		短期許容応力度			梁曲げ終局耐力			
			コンクリート		引張鉄筋 夠		短期耐力	取人何里		コンクリート	引張鉄筋	短期耐力	実/計	終局耐力	実/計
			R(%)	eQc(kN)	R(%)	eQs(kN)	eQa(kN)	R(%)	eQmu(kN)	$_{ca}Q_{c}^{*1}$ (kN)	$_{ca}Q_{s}^{*2}$ (kN)	caQa(kN)	$_eQ_a/_{ca}Q_a$	caQmu	eQmu/caQmu
No.1	エーモンギ	右梁		—	1.00	188	188	4.01	215	217	173	173	1.09	196	1.10
	正囲り	左梁	_	—	-0.94	-184	-184	-3.02	-199				1.07		1.01
	負曲げ	右梁	-0.66	-161	-1.00	-196	-161	-3.01	-229	127	187	127	1.26	212	1.08
		左梁	0.61	153	1.08	198	153	3.83	237				1.20		1.12
	正曲げ	右梁	I		1.00	187	187	4.02	214	170	172	172	1.08	102	1.12
No 2		左梁		_	-1.01	-187	-187	-3.01	-200	179	1/5	1/5	1.08	192	1.04
N0.2	負曲げ	右梁	-0.46	-130	-1.07	-187	-130	-3.01	-225	125	188	125	1.04	215	1.05
		左梁	0.47	132	1.14	201	132	3.83	233				1.06	215	1.09
	正曲げ	右梁	I		1.00	179	179	4.01	214	102	172	172	1.04	102	1.11
No 2		左梁	I	_	-1.01	-183	-183	-3.01	-207	165	1/5	1/5	1.06	192	1.08
N0.5	負曲げ	右梁	-0.59	-140	-1.07	-182	-140	-3.01	-239	127	188	127	1.10	215	1.11
		左梁	0.57	143	1.08	194	143	3.90	253				1.12		1.18
	*1 スラブ協力幅 0.11 として 算出, *2 負曲げ時は 0.11 スラブ上下 新考慮														

表-4 実験結果一覧

力度時のひずみと比較した。ここでは、梁部材断面の平 面保持を仮定し、梁断面の曲率を上下1段目主筋のひず みのみを用い算定し、コンクリート圧縮縁のひずみ ϵ_{cc} を算出した。なお、コンクリートの短期許容応力度時の ひずみは材料試験の応力度とひずみ度の関係から定めた 2/3・ $\sigma_{B}(\sigma_{B}: 実圧縮強度)$ に相当するひずみを用いた。

右梁の正曲げ時, 負曲げ時の梁せん断力-コンクリート ひずみ関係を図-5 に各々示す。正曲げ時の R=1.0%では, 各試験体ともコンクリートひずみは短期許容ひずみに達 しておらず, 引張鉄筋の降伏により短期許容耐力が決ま ったものと判断できる。負曲げ時はいずれの試験体もコ ンクリートは R=0.5%前後で短期許容ひずみに達してい ることから, 圧縮縁のコンクリートにより短期許容耐力 が決まったと考えられる。

実験結果一覧を表-4 に示す。正曲げ時は各試験体と も梁主筋の短期許容応力度により短期許容耐力に達して おり、実験値と計算値の比。 Q_s/Q_s は $1.04 \sim 1.09$ と精度よ く評価できている。負曲げ時は各試験体ともコンクリー トの短期許容応力度により、短期許容耐力に達しており、 実験値と計算値の比。 Q_c/Q_c は $1.04 \sim 1.26$ 倍の値であった。 以上、RC 規準による耐力算定式を用いることで、正曲 げ時、負曲げ時ともに梁短期許容耐力を安全側に評価で きることを示した。

3.2 スラブ協力幅の評価

実験における各試験体のスラブ協力幅を推定し, RC 規準によるスラブ協力幅 *b*_aの適用性の評価を行う。算出 に際して仮定した正曲げモーメント作用時のT形梁部材 の合力およびひずみ分布を図-6 に示す。ここでは,梁 の平面保持とコンクリートが引張応力を負担しないこと を仮定し,スラブ協力幅 *b*_aおよびスラブ圧縮力 *C*_{cs}を式 (1)~(3)により算出した。

式(1)に示すように正曲げ時の引張力の合力 ΣT は圧縮 力の合力 ΣC と等しいことから、梁主筋引張力 T_s と梁主 筋圧縮力 C_s を計測したひずみからそれぞれの値が定ま り、T 形梁のスラブコンクリートの圧縮力が得られる(式
 250
 右梁:正曲げ
 短期許容ひずみ:No.2,3

 200
 一
 短期許容ひずみ:No.1

 150
 No.1
 No.1

 150
 - R=1.0%
 1股筋降伏

 100
 - R=0.5%
 △ 1股筋降伏



図-6 想定する T 形梁部材の合力およびひずみ分布

(2))。また、平面保持を仮定したひずみ条件より、*C_{cl}*が 定まり、式(3)によりスラブ協力幅 *b_a*が算出される。

$$\Sigma T = \Sigma C \tag{1}$$

$$C_{cs} = \Sigma C - \left(C_s + C_{cb}\right) \tag{2}$$

$$b_a = \frac{C_{cs}}{2 \times C_a} \tag{3}$$

梁危険断面(柱面位置)で計測した梁主筋のひずみから 算出した右梁正曲げ時のスラブ協力幅 b_aを表-5 に示す。 表には算出された断面上の各応力によるモーメント M_{cal} と外力によって断面に生じるモーメント M_{exp}も併せて示 す。R=0.25%時は、各試験体ともスラブ協力幅および M_{cal} /M_{exp} が他の変形角時と比べ小さくなっている。これは、 小変形では引張コンクリートが応力を保持していること が仮定した前提条件と異なるためと考えられる。R=0.5% 以降はいずれの試験体においてもスラブ協力幅が増大し た。梁の短期許容耐力近傍である R=1.0%でのスラブ協 力幅 550mm 以上であり、RC 規準によるスラブ協力幅 0.1L(300mm)よりも大きな値となっていることを示した。

試験体	R (%)	M _{exp} (kNm)	M _{cal} *1 (kNm)	C_s (kN)	C _{cb} (kN)	C _{cs} (kN)	$rac{arepsilon_{cc}*2}{(\mu)}$	b_a (mm)
	0.25	127	83 (0.65)	40	175	120	-396	124
No.1	0.5	179	134 (0.75)	46	215	308	-557	258
	1.0	252	224 (0.89)	34	216	678	-689	566
	0.25	102	83 (0.82)	34	140	175	-371	224
No.2	0.5	157	137 (0.87)	40	176	354	-521	361
	1.0	239	221 (0.93)	34	197	697	-685	636*3
	0.25	97	81 (0.83)	29	123	183	-338	267
No.3	0.5	151	139 (0.92)	41	182	350	-531	347
	1.0	230	229 (1.00)	38	211	695	-717	593

*1()内の値は M_{cal}/M_{cap}を示す, *2 コンクリート圧縮縁のひずみを示す, *3 平面保持仮定のため,試験体スラブ幅を超える場合もその値を表示

4.3次元有限要素解析による検証

4.1 解析概要

実験で得られたスラブ協力幅とその応力状態の詳細 を把握するため、3 次元弾塑性 FEM 解析(解析コー ド:ATENA-3D)を行った。試験体 No.1 および No.2 をモ デル化した解析ケースをそれぞれ 1-F, 2-F と定義した。

解析モデルを図-7 に示す。解析モデルは試験体の対称性を考慮して、1/2 断面を解析対象とした。コンクリートは8節点ソリッド1次要素、載荷点の鋼板は16節 点ソリッド2次要素とした。材料定数には各試験体の材料試験に基づく値を用いた。なお、鋼材(主筋、せん断補強筋)のモデルについては全て埋め込み式離散鉄筋モデルとし、鉄筋とコンクリート間の付着応力度・すべりモデルは CEB-FIP Model code 1990⁷を用いた。

解析ケース 2-F では、水平打ち継ぎ部のせん断性状は インターフェイス要素を設けることで考慮した。インタ ーフェイス要素は圧縮力および引張力を伝達する設定と し、打ち継ぎ部のすべり始めまではほぼ剛とし、すべり 発生時応力には古屋ら⁸が提案しているせん断応力 τ_{slip}



を用いた。また、実験では水平打ち継ぎ部に櫛引き処理 を行ったことから、解析における境界面の摩擦係数μを 1.0 と設定した。両解析ケースとも先打ちした柱と後打 ちした梁の鉛直面打ち継ぎにもインターフェイス要素を 設け、Hansen ら⁸⁰によるコッター付の場合のせん断強 度式を用いて、粘着力および摩擦係数を設定した。

4.2 解析結果およびスラブ協力幅の評価

実験および解析から得られた柱せん断力-層間変形角 関係の比較を図-8 に示す。いずれの解析ケースにおい ても、初期剛性および梁主筋降伏時の荷重と変形角は実 験結果とよく整合しており、荷重変形および降伏荷重を 精度よく再現できていることを確認した。



解析により得られた R=1.0%時の梁正曲げ側コンクリ ートのy方向軸応力度分布を図-9に示す(負側が圧縮応 力度)。各解析ケースとも梁の加力点から曲げ危険断面へ 近づくに従い,スラブ圧縮領域の幅が大きくなっている ことがわかる。

続いて,正曲げ時の梁曲げ危険断面付近の切断面にお ける各メッシュ要素の解析値から平均軸応力度の幅方向 分布を算出し,R=0.25%,0.5%,1.0%時の分布を図-10 に各々示す。各解析ケースにおいて,いずれの変形角と も梁とスラブ境界付近の軸応力度はほぼ同じ応力度で連 続しており,幅方向へ向かうに従い応力度が小さくなり スラブ端部ではほとんど応力を負担していないことがわ かる。短期許容耐力近傍のR=1.0%では,解析ケース2-F は1-Fと比べての最大応力度は若干小さいが,ほぼ同じ 分布形状を示した。



解析におけるスラブ協力幅を推定するため、まず、実 験と同様に梁の平面保持とコンクリートが引張応力を負 担しないことを仮定し、実験と同位置の主筋ひずみを用 い、式(1)~(3)によりスラブ協力幅を算出した(解析 A)。 続いて、小変形領域のコンクリート引張応力の影響を考 慮するため、部材断面の全メッシュ要素の軸応力度から 算出した中立軸と曲率および圧縮力を用いて、スラブ協 力幅を推定した結果(式(4):解析 B)を図-11に示す。

$$b_{a(ana)} = \frac{C_{CS(ana)}}{0.5 \times x_n \times E'_C}$$
(4)
*ここで、 $C_{CS(ana)}$: 解析結果から算出したスラブ圧縮力
 x_n : 解析結果から算出した中立軸
 E'_C : コンクリート短期許容応力度時割線剛性
 $b_{a(ana)}$: 解析結果から算出したスラブ協力幅

解析Aでは実験結果と同様のスラブ協力幅の算出方法 であるため,若干のばらつきは見られるが全体的には実 験結果とほぼ整合した。解析Bでは,解析ケース 2-Fは 1-Fと比べ R=0.25%~0.5%ではほぼ同じ協力幅で推移し ており,R=1.0%では若干2-Fが小さくなっているものの, いずれの変形角でもスラブ協力幅は 0.1L と同等かそれ 以上の値であった。これは,解析Bの算出方法によると, 部材断面のコンクリート引張応力を考慮可能であるため, 小変形領域(R=0.25%)においてもスラブ協力幅を精度よ く評価できると考えられる。以上,解析Aおよび解析B による検討で,スラブ協力幅は0.1L相当が有効であった ことを示した。

4.3 梁水平打ち継ぎ部のせん断応力度の検証

梁水平打ち継ぎ部のせん断伝達性能を評価するた



め、打ち継ぎ部に作用するせん断応力度 τ_{yz} について検 証を行った。梁弾性時の水平打ち継ぎ部に作用する設 計用せん断応力度 τ_{yzl} は式(5)で、終局時の設計用せん 断応力度 τ_{yz2} は式(6)で、終局時のせん断強度 τ_u は式(7) で各々表される ^{9),10)}。

$$\tau_{yz1} = \frac{Q_b \times S_y}{b \times I} \tag{5}$$

$$\tau_{yz2} = \frac{\Delta I}{b \times \Delta L} \tag{6}$$

$$\tau_u = \mu \times p_s \times \sigma_y \tag{7}$$

*ここで、 S_v :打ち継ぎ部より外側の部材断面について

- の断面1次モーメント : 接合部の幅(梁幅)
- Ⅰ :断面2次モーメント(スラブ協力幅0.1L 考慮)

h

- ΔT:接合面外側の鉄筋引張力(負曲げ時スラブ協力幅 0.1L)
- ΔL:曲げ応力点から反曲点までの長さ
- μ :摩擦係数(ここでは, μ=1.0)
- p_s :単位面積あたりの接合面を横切る直交鉄筋の断面積
- $\sigma_{\mathrm{y}}:$ 直交鉄筋降伏強度(800N/mm²を超える場合は 800N/mm²)

解析におけるせん断応力度は,梁危険断面から梁加力 点の範囲の打ち継ぎ部梁幅方向3点における平均せん断



梁危険断面からの距離 打ち継ぎ部側面 (2) 打ち継ぎ部断面 図-12 梁打ち継ぎ部せん断応力度の算定位置

の平均を算出

応力度として算出した(図-12)。なお、打ち継ぎ部のな い 1-F についても同位置の応力度を算出した。解析によ るせん断応力度を梁せん断力 Qb で除し,設計用せん断応 力度と比較したものを図-13に各々示す。ここでは、τ_w を設計用せん断応力度、 τ_u を終局せん断強度とする。比 較する変形角は、完全弾性に近い微小変形角 R=0.025% と短期許容耐力近傍のR=1.0%とした。

R=0.025%時において,解析ケース 2-F は正曲げ時,負 曲げ時ともに τ_w/Q_bの解析結果は式(5)による設計用入 力値と概ね対応しており,打ち継ぎ部のない解析ケース 1-F についても 2-F とほぼ同様の傾向であった。R=1.0% 時は、 τ_{vr}/Q_b の解析結果は式(6)による終局時の設計用せ ん断応力度以下であった。また、解析における τ_{νz}/Qbの 最大値は式(7)による終局せん断強度と比べると十分小 さい範囲であり, 打ち継ぎ部にずれが生じなかった実験 結果と整合した。以上,水平打ち継ぎ部を既往の設計式 により評価できることを示した。

5. まとめ

コンクリート強度を打ち分けたハーフプレキャス ト梁についてスラブ協力幅および水平打ち継ぎ部の せん断性状を検証するために,スラブ付十字形柱梁接 合部架構について構造認実験および 3 次元 FEM 解析 を行い、以下の知見を得た。なお、これらは一定条件 下(スラブ幅 0.2L, スラブ各辺自由端)で得られた成果 であり実構造物との対応は更なる検証が必要である。 1)実験から得られた梁せん断力-層間変形角関係およ び破壊経過では,梁のコンクリート強度打ち分けによ る顕著な違いは見られず、梁の短期許容耐力は既往式 により評価できることを示した。

梁においても、スラブ協力幅 0.1L 相当以上が有効に働 くことを確認した。

3) 3 次元 FEM 解析から得られた荷重変形およびスラ ブ協力幅の推移は実験結果と精度よく一致した。また, 梁のコンクリート強度を打ち分けた試験体の解析ケ ースについて,梁コンクリートの水平打ち継ぎ部に作 用するせん断応力度は,既往の設計式により評価でき ることを示した。

参考文献

- 日本建築学会編:鉄筋コンクリート構造計算規準・ 同解説、2010.
- 2) 林和也ら: 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,日本建築学会 大会学術講演梗概集,構造Ⅱ, pp.979-980, 1994.
- 3) 丸田誠ら:水平接合面を有する PCa 合成梁の構造性 能, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, pp.271-276, 2008.
- 4) 佐藤良介ら:現場打設部を異種強度コンクリートで 打ち継いだハーフプレキャスト梁の逆対称曲げ挙動 を模擬する等価コンクリート1自由度モデル、日本 建築学会構造工学論文集 Vol.56B, pp.277-288, 2010.
- 5) 佐川隆之ら: コンクリート強度が混在するハーフプ レキャスト梁の曲げ性状に関する実験的研究、日本 建築学会大会学術講演梗概集,構造 IV, pp.631-632, 2012.
- 6) 日本建築学会編: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, 2008.
- 7) CEB : CEB-FIP Model Code 1990.
- 8) 日本建築学会編:プレキャスト鉄筋コンクリート構 造の設計と施工,1996.
- 9) 日本建築学会編: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.
- 10) プレハブ建築協会編:プレキャスト建築技術集成第 4編 R-PC の設計, 2003.