

アンボンド PC 圧着工法を用いた柱梁ロングスパン架構の構造性能

Structural Performance of Unbonded Prestressed Concrete Beam-Column Subassemblages

高 稻 宜 和 岡 安 隆 史 日 向 大 樹

要 約

設計自由度の高い大空間構造を実現する新しい工法のひとつとして PC 圧着工法がある。ボンドタイプの PC 圧着工法に関しては、これまで多くの実験が実施され、構造設計法が確立されているが、アンボンド PC 圧着工法に関しては、既往の研究が少なく、構造性能が不明な点が多い。そこで、本研究では、アンボンド PC 圧着工法の構造性能を明らかにするために、柱梁部分架構実験を実施した。試験体は、縮尺 1/2 程度で、計 5 体である。主な実験パラメータは、架構形式（内柱梁部分架構、外柱梁部分架構）、PC 鋼線の付着の有無（アンボンド、ボンド）、梁接合形式（圧着型、一体型）である。実験の結果、アンボンド PC 圧着工法は、残留ひび割れや残留変形が小さく、損傷の小さな架構が実現できることがわかった。また、荷重-変形関係など、設計に必要な基礎的なデータを取得することができた。

目 次

- I. はじめに
- II. 実験概要
- III. 実験結果
- IV. 考 察
- V. まとめ

I. はじめに

PC 圧着工法は、大梁や柱などの主要構造部材に対してボンド工法とする必要があったが、プレストレストコンクリート造に関する 2007 年の国土交通省告示の改正により、PC 鋼線とコンクリートの間に付着を有さないアンボンド PC 工法を適用することが可能となった。

アンボンド PC 工法は、シース管の配置、PC 鋼線の通線、及び、PC グラウト作業が不要であるため、施工性に優れている。そこで当社では、部材内に通線されたアンボンド PC 鋼より線を用いて、ロングスパン PCa 梁部材を PCa 柱部材に圧着する大スパン架構の実現を目指している。このようなアンボンド PC 圧着工法を実建物に適用するにあたり、限界耐力計算法や時刻歴応答解析による耐震設計が想定されるが、荷重-変形関係、残留ひび割れ幅、残留変形、PC 緊張力の減退、最大強度などの設計時に必要となる基本的な構造性能には未解明な部分が多い。

アンボンド PC 部材の既往研究として、岡本ら²⁾、菅田ら³⁾、旧建築業協会のグループ⁴⁾、新都市ハウジング協会のグループ^{例えば 5)}、松茂良ら⁶⁾、などの研究がある。しかし、これらの研究は、梁端部付近のみに PC 鋼材を配して圧着するタイプの架構、スパンが比較的長くない梁、及び PC 鋼線のライズが無い梁を対象としており、本研究で対象としているような、ロングスパン PCa 梁部材を部材内に通線されたライズを有するアンボンド PC 鋼より線により、PCa 柱部材に圧着する大スパン架構を対象とした研究は実施されていない。

そこで、本研究では、前述の基本的な構造性能を明らかにするため、ロングスパン梁を有するアンボンド PC 圧着工法による柱梁部分架構の構造性能確認実験を実施して、基礎データを取得した。

II. 実験概要

1. 試験体

試験体一覧を Table 1 に、試験体相関関係を Fig.1 に、試験体形状・配筋を Fig.2 に、使用材料の機械的性質を Table 2 に示す。試験体は、PC 鋼より線を通線したロングスパン梁を有する梁曲げ破壊型の柱梁部分架構で、縮尺は約 1/2、試験体数は 5 体である。なお、梁はハーフ PCa 梁を想定し、梁の落下防止措置の観点から、梁上端筋は柱梁接合部内に定着し、梁上部のコンクリートを打設した。

キーワード: プレストレストコンクリート、アンボンド PC、PC 鋼より線、柱梁部分架構
Keywords: prestressed concrete, unbonded PC, PC strand, beam-column subassemblages

主な実験パラメータは、柱梁部分架構形式（ト形，十字形），PC 鋼より線とコンクリート間の付着の有無（アンボンド，ボンド），梁接合形式（圧着型，一体型）である。ここで，柱梁接合形式の圧着型とはPCa 造の梁と柱をPC 鋼より線により圧着接合する形式で，一体型とは梁と柱梁接合部パネル（以下，接合部と称する）が一体となった部材を想定した形式で，本試験体では梁と柱を一体製作した。なお，一体型の接合形式の場合，下端梁主筋を接合部内に定着している。

PC 鋼より線の導入張力は，全試験体共通で， $0.85sP_y$ (sP_y ：

PC 鋼より線の規格降伏強度) を目標値とした。なお，PC 鋼より線は，ライズのある曲線配置とした。

EU1 と EU2 は外柱を想定したト形柱梁部分架構試験体で，IU1, IU2, 及び，IB1 は内柱を想定した十字形柱梁部分架構試験体である。アンボンドタイプの EU1, EU2, IU1, IU2 はアンボンド PC 鋼より線を用いているのに対して，ボンドタイプの IB1 は通常の PC 鋼より線をシース管に通線して緊張した後，グラウトを注入している。なお，IB1 は IU1 をボンドタイプにした試験体である。

Table 1 試験体一覧
(List of Specimens)

試験体名	EU1	EU2	IU1	IU2		IB1	
				(一体側)	(圧着側)		
架構形状	ト形			十字形			
柱梁接合形式	圧着	一体	圧着	一体+圧着		圧着	
梁	断面 $b \times B \times D$ (mm)	300×500		300×500			
	せん断スパン(m)	2975		2975			
	[せん断スパン比]	[5.95]		[5.95]			
	コンクリート強度 F_c (N/mm ²)	60		60			
	梁部上端主筋 [引張鉄筋比 ρ_t (%)] at/BD	6-D13-SD345 [0.51%]		6-D13-SD345 [0.51%]			
	梁部下端主筋 [引張鉄筋比 ρ_b (%)] at/BD	2-D13-SD345 [0.17%]		2-D13-SD345 [0.17%]			
	横補強筋 [横補強筋比 ρ_w (%)]	2-D6-SD785@100 [0.21%]		2-D6-SD785@100 [0.21%]			
	PC 鋼より線	6-15.2φ(7本より) アンボンド		6-15.2φ(7本より) アンボンド	12-15.2φ(7本より) アンボンド	6-15.2φ(7本より) アンボンド	6-15.2φ(7本より) ボンド
	導入張力 P_i (kN/本) $0.85P_y$	189		189			
プレストレス率 λ ⁽¹⁾	上端引張時:0.68	上端引張時:0.68	上端引張時:0.68	上端引張時:0.81	上端引張時:0.68	上端引張時:0.70	
	下端引張時:1.00	下端引張時:0.84	下端引張時:1.00	下端引張時:0.91	下端引張時:1.00	下端引張時:1.00	
柱	断面 $b \times B \times D$ (mm)	425×425		425×425			
	せん断スパン(m)	800		800			
	[せん断スパン比]	[1.88]		[1.88]			
	コンクリート強度 F_c (N/mm ²)	60		60			
	軸力比 $\eta = N / (c \cdot B \cdot c \cdot D \cdot F_c)$	0.1		0.2			
	主筋 [鉄筋比 ρ_g (%)]	16-D19-SD390 [2.54%]		16-D19-SD390 [2.54%]			
横補強筋 [横補強筋比 ρ_w (%)]	2-D6-SD785@50 [0.30%]		2-D6-SD785@50 [0.30%]				
接合部	横補強筋 [横補強筋比 ρ_{jw} (%)]		6-□-D6SD785 [0.21%]				

(1) $\lambda = M_p / (M_p + M_r)$, M_p : 曲げ耐力のPC鋼材負担分, M_r : 曲げ耐力の普通鉄筋負担分。

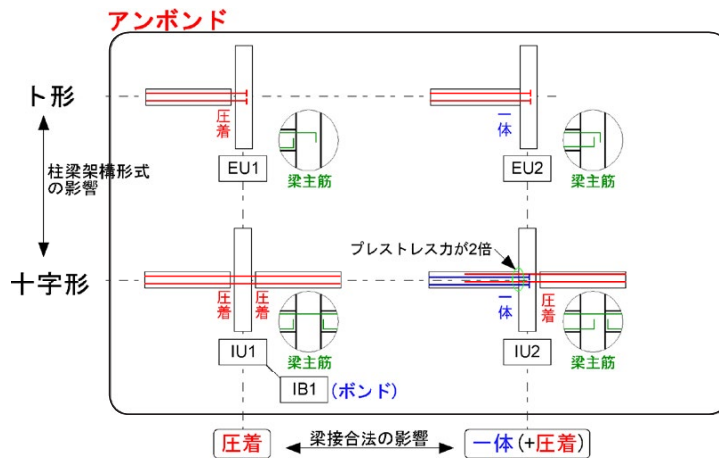


Fig.1 試験体相関関係
(Correlation Diagram of Specimens)

試験体製作は、①柱と梁下部 (Fig.2 参照) を製作、②柱と梁下部を所定の位置に設置、③目地モルタル打設 (圧着型のみ)、④PC 鋼より線を緊張 (IB1 は緊張後グラウト注入)、⑤梁上端主筋を配筋、⑥梁上部のコンクリートを打設、の手順で行った。なお、圧着型の EU1, IU1, IB1 は、梁下部と柱梁接合部を圧着接合しており、一体型の EU2 は梁下部と柱梁接合部及び柱を一体で製作している。また、IU2 は、一方の梁と柱梁接合部が一体となった PCa 部材に、他方の PCa 梁が圧着接合された場合を想定した試験体で、一方の梁下部は柱梁接合部及び柱と一体で製作し、他方の梁下部はこれに

圧着接合した。そのため、一体側の梁危険断面には、圧着側の危険断面に対して 2 倍の PC 鋼より線が配置されることになる (Fig.2 参照)。

2. 加力方法

加力は、柱の上下をピン・ローラーで支持し、柱に Table 1 に示す軸力比に相当する長期軸力を与えた後、梁の端部に設置した油圧ジャッキにより正負交番繰返し载荷した。

载荷履歴は、層間変形角 $R_s = \delta / L$ (層間変形角の算出法は Fig.3 参照) で制御し、Fig.3 に示すように、層間変形角 $1/800$ (1.25×10^{-3}) rad ~ $1/12.5$ (80×10^{-3}) rad まで、多数回繰り返

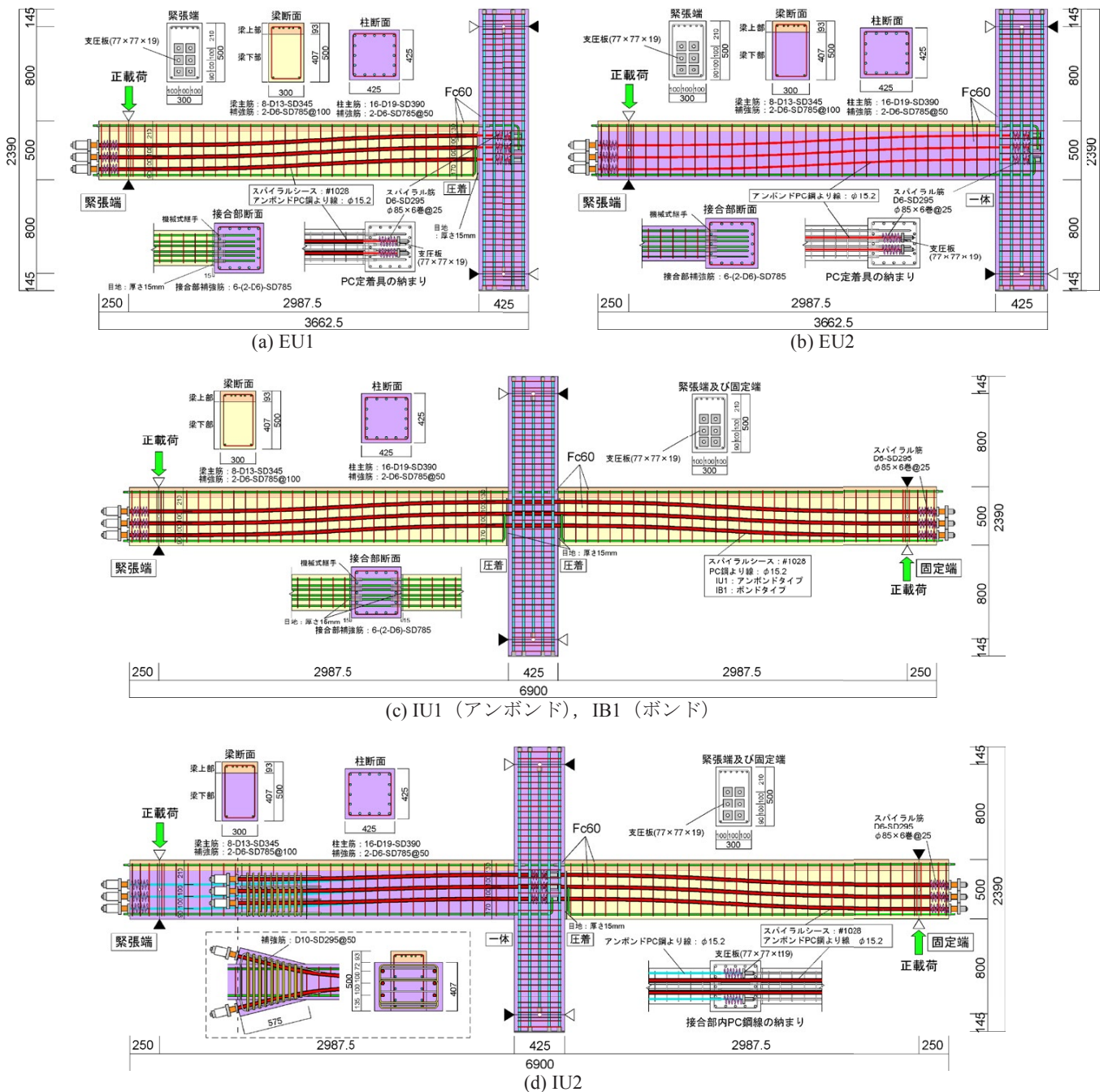


Fig.2 試験体形状及び配筋 (Arrangement of the Specimens)

し载荷した。なお、正载荷方向は Fig.2 に示すように、反時計回りを正としており、ト形柱梁部分架構試験体では、梁上端引張が正载荷方向となる。また、十字形試験体の場合、梁に左右逆対称変形が作用するように制御した。

III. 実験結果

1. 実験経過

層せん断力 Q_s - 層間変形角 R_s 関係及び最終破壊状況を Fig.4 に示す。

ト形柱梁部分架構試験体の EU1, EU2 は、層間変形角 $R_s=1/800$ (1.25×10^{-3}) rad のサイクルで梁曲げひび割れが発生し、目地を有する EU1 は $R_s=1/400$ (2.5×10^{-3}) rad のサイクルで目地部の目開きが観察された。その後、両試験体とも、接合部せん断ひび割れ、柱曲げひび割れが発生し、梁主筋が引張降伏して $R_s=1/50$ (20×10^{-3}) rad の1サイクル目において最大強度に達し、その直後に、危険断面位置のコンクリート圧壊の進展に伴い梁主筋が圧縮降伏した。 $R_s=1/33$ (30×10^{-3})

rad 以降の载荷では、梁危険断面のコンクリートの圧壊進展や梁主筋の座屈に伴う被りコンクリートの剥落により、層せん断力が徐々に低下した。なお、目地を有する EU1 は、 $R_s=1/100$ (10×10^{-3}) rad の繰返しまで、目地部の損傷・剥落は観察されなかった。また、最大強度時付近では、梁下端主筋が接合部内に定着されていない EU1 に比べて定着されている EU2 のほうが梁下端の被りコンクリート剥落の程度が大きかった。これは、梁下端主筋の降伏に伴う塑性伸びを受けた後、梁下端圧縮時に梁下端主筋が座屈し、これにより被りコンクリートが押し出されたためと考えられる。

十字形柱梁部分架構試験体の IU1, IU2, IB1 は、層間変形角 $R_s=1/800$ (1.25×10^{-3}) rad のサイクルで最初にレストレス力が導入されていない梁上端引張側に曲げひび割れが発生した後梁下端引張側に曲げひび割れが発生し、 $R_s=1/400$ (2.5×10^{-3}) rad のサイクルで目地部の目開きが観察された。その後、接合部せん断ひび割れ、柱曲げひび割れが発生し、梁主筋が引張降伏して $R_s=1/50$ (20×10^{-3}) rad の1サイクル

Table 2 使用材料の機械的性質 (Material Properties)

(a) 鉄筋の機械的性質 (Material Properties of Steel Bar)						(c) コンクリート及び目地モルタルの機械的性質 (Material Properties of Concrete)					
鋼種	材質	降伏応力	引張強さ	降伏歪	ヤング係数	試験体名	部位	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 E_c ($\times 10^5$ N/mm ²)	ポアソン比 ν	割裂強度 σ_t (N/mm ²)
		σ_y (N/mm ²)	σ_{tu} (N/mm ²)	$\epsilon_{y,up}^{(1)}$ (μ)	$E_s^{(2)}$ ($\times 10^5$ N/mm ²)						
D6	SD785	900	1086	7641	1.593	EU1	柱, 梁下部	71.4	3.390	0.198	4.28
D10	SD295	351	505	1976	1.867		梁上部	59.9	2.916	0.184	4.37
D13	SD345	391	542	2085	1.936		目地	90.2	3.060	0.175	-
D19	SD390	448	624	2418	1.955	EU2	柱, 梁下部	69.9	3.310	0.203	4.06
							梁上部	59.8	2.903	0.196	4.07
						IU1	柱, 梁下部	69.4	3.300	0.196	4.38
							梁上部	63.4	3.004	0.192	4.44
						IU2	目地	99.0	3.151	0.197	-
							柱, 梁下部	71.3	3.310	0.202	4.52
						IB1	梁上部	61.8	2.988	0.195	4.21
							目地	96.5	3.037	0.207	-
						IB1	柱, 梁下部	68.6	3.320	0.192	4.63
							梁上部	63.5	3.008	0.192	4.20
							目地	93.4	3.112	0.209	-

(1) 0.2% OFFSET 値, または, 上降伏点ひずみ
 (2) $0.1 \sigma_y$ と $0.7 \sigma_y$ 間のデータを用いた最小二乗法により求めた値

(b) PC 鋼材の機械的性質 (Material Properties of PC Strand)

種類	呼び名 (mm)	弾性限強度	弾性限歪	降伏強度	降伏歪	引張強さ	ヤング係数	備考
		$\sigma_{P_e}^{(1)}$ (kN)	$\epsilon_e^{(1)}$ (μ)	$\sigma_{P_y}^{(2)}$ (kN)	$\epsilon_{y,up}^{(2)}$ (μ)	σ_{P_u} (kN)	$E_s^{(3)}$ ($\times 10^5$ N/mm ²)	
7本より	15.2	223	7268	258	10305	275	2.240	アンボンド PC 鋼より線
	15.2	227	7435	258	10334	272	2.232	PC 鋼より線

(1) 文献(7)に従い, 0.01% OFFSET 値を弾性限とした。
 (2) 0.2% OFFSET 値
 (3) $0.1 P_y$ と $0.7 P_y$ 間のデータを用いた最小二乗法により求めた値
 注) 規格降伏強度: 222kN, 規格引張強度: 261kN

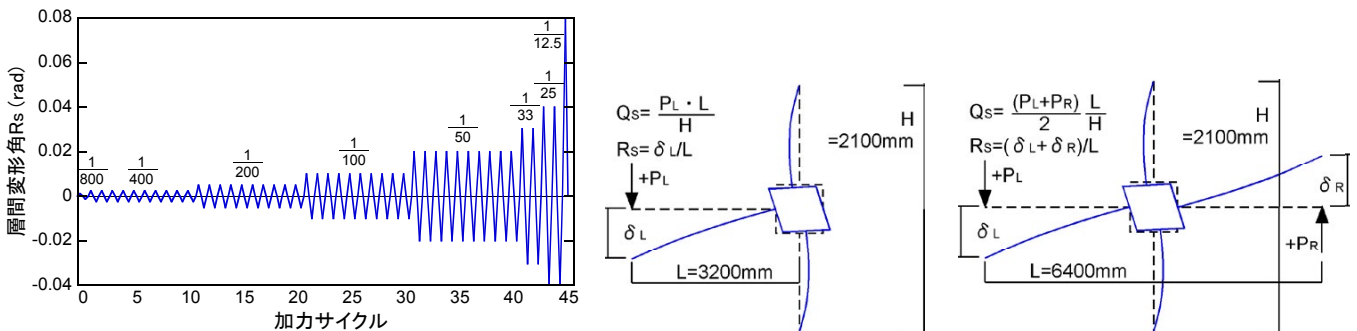


Fig.3 载荷履歴 (Hysteresis of Loading)

目において最大強度に達した。なお、梁危険断面位置のコンクリートの圧壊に伴い、IU1は最大強度直後に、IU2、IB1は最大強度直前に梁主筋が圧縮降伏している。 $R_s=1/33$ (30×10^{-3}) rad以降の荷重では、梁危険断面のコンクリートの圧壊進展や梁主筋の座屈に伴う被りコンクリートの剥落とともに、層せん断力が低下した。IU2は $R_s=1/33$ (30×10^{-3}) radの1サイクル目にPC緊張力の総和が大きい一体側の圧壊が進展して層せん断力が低下したため、実験を終了した。また、ボンド試験体のIB1では、 $R_s=1/33$ (30×10^{-3}) radのサイクルにおいて、PC鋼より線が引張降伏した。なお、3体とも、 $R_s=1/100$ (10×10^{-3}) radの繰返しまでは、目地部の損傷・剥落は観察されなかった。

以上の破壊状況を鑑み、破壊形式は、全試験体とも、梁曲げ破壊と判断した。なお、梁はハーフPCaとしたが、梁水平接合面におけるすべりや目開きは実験終了まで観察されなかった。

2. 繰返しによる荷重低下

梁主筋降伏前の層間変形角 $R_s=1/100$ (10×10^{-3}) rad時、及び梁主筋降伏後の $R_s=1/50$ (20×10^{-3}) rad時の荷重低下率（1サイクル目の正負ピーク変形時の荷重の平均値に対する各サイクル正負ピーク変形時の荷重の平均値の比率）の推移をFig.5に示す。

$R_s=1/100$ rad (10×10^{-3}) 時の繰返しにおいては、繰返しとともに荷重低下は進展するが、荷重低下率は収束する傾向にあり、10サイクル終了時の荷重低下率は0.96~0.98で、繰返しによる荷重低下は僅かであった。

一方、 $R_s=1/50$ (20×10^{-3}) rad時の繰返しにおいては、繰返しとともに荷重低下は進展し、10サイクル程度では荷重低下率は収束する傾向が見られず、10サイクル目における荷重低下率は0.85~0.91であった。これは、前述のように梁端のコンクリートの圧壊が繰返しとともに進展したためと考えられる。

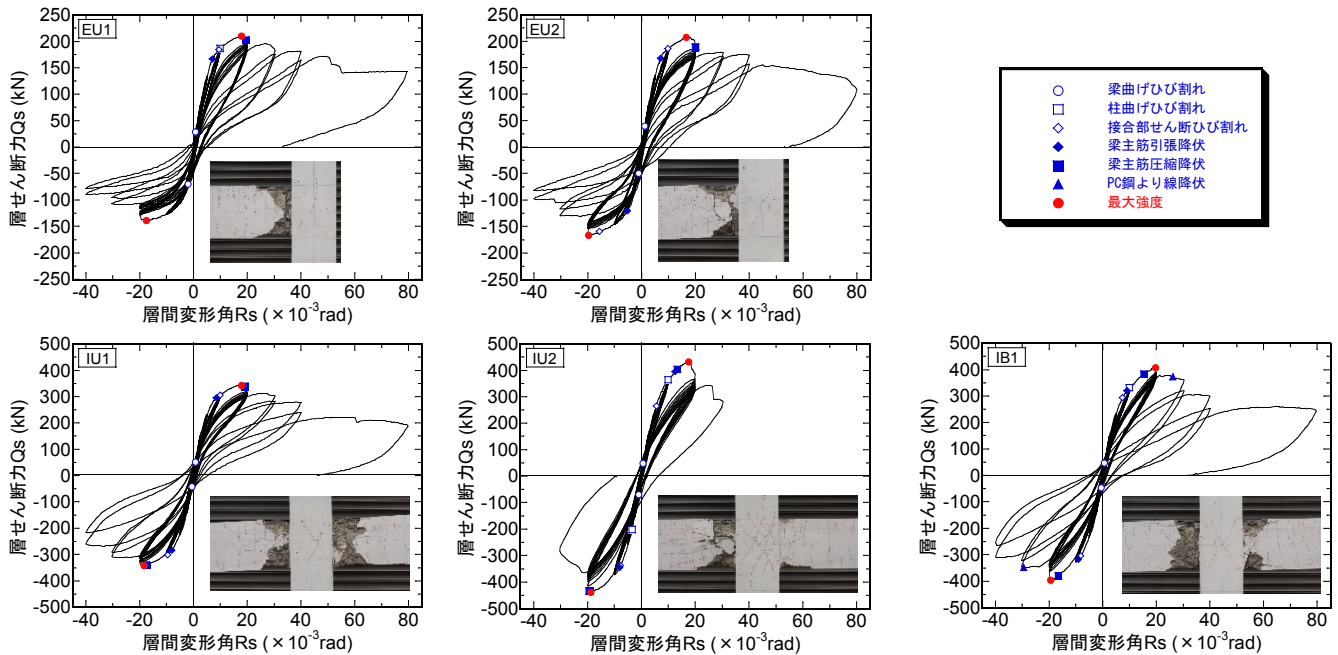


Fig.4 層せん断力-層間変形角関係

(Relationship between Story Shear Force and Story Drift Angle)

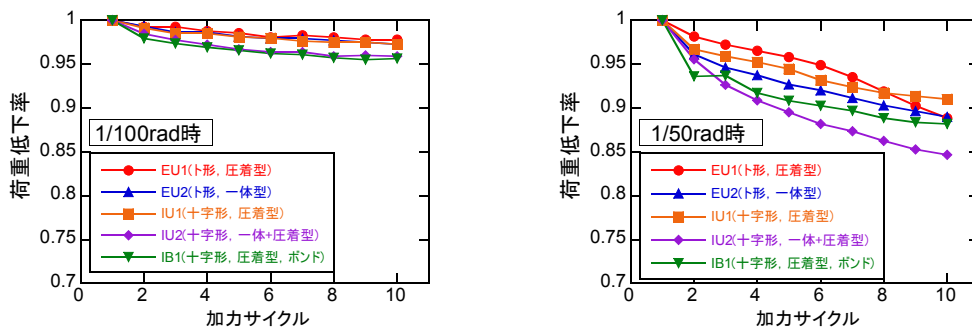


Fig.5 繰返しによる荷重低下

(Deterioration of Story Shear Force by Cyclic Loading)

なお、 $R_s=1/100\text{rad}$ (10×10^{-3}) 時、及び $R_s=1/50$ (20×10^{-3}) rad 時ともに、初期 PC 緊張力の総和が大きい IU2、及びボン
ド試験体の IB1 は、ほかの試験体より荷重低下率が大きい結
果となった。

IV. 考 察

1. 梁部材の残留曲げひび割れ

梁部材の残留曲げひび割れ幅の推移を Fig.6 に示す。同図
には、最大強度に達した層間変形角 $R_s=1/50$ (20×10^{-3}) rad の
サイクルまで示した。なお、残留曲げひび割れ幅とは、除荷
時の層せん断力がゼロになった時の曲げひび割れ幅である。

梁部材の残留曲げひび割れ幅は、実験パラメータによる明
確な傾向は見られず、 $R_s=1/200$ (5×10^{-3}) rad 時で 0.06mm 以
下、 $R_s=1/100$ (10×10^{-3}) rad 時で 0.25mm 以下、 $R_s=1/50$ (20
 $\times 10^{-3}$) rad 時で 1.1mm 以下であった。

2. 残留変形

残留層間変形角の推移を Fig.7 に示す。同図には、最大強
度に達した層間変形角 $R_s=1/50$ (20×10^{-3}) rad のサイクルま
で示した。なお、残留層間変形角とは、除荷時の層せん断力
がゼロになった時の層間変形角である。

これより、残留層間変形角は $R_s=1/200$ (5×10^{-3}) rad 除荷
時でほぼゼロ、 $R_s=1/100$ (10×10^{-3}) rad 除荷時で $1/1000\text{rad}$ (1

$\times 10^{-3}$) 程度、 $R_s=1/50$ (20×10^{-3}) rad 除荷時で $3/1000\text{rad}$ 程
度であり、梁主筋が降伏した $R_s=1/100$ (10×10^{-3}) rad 以降、残
留層間変形角が増加している。

ト形柱梁部分架構試験体に着目すると、梁下端引張となる
負荷荷時に比べて梁上端引張となる正載荷時の方が残留層
間変形は大きくなっている。これは、残留変形は梁主筋降伏
による主筋の塑性伸びに影響されることから、接合部内に定
着されている梁主筋量の差（上端筋 6 本に対して下端筋は
EU1 で 0 本、EU2 で 2 本が接合部内に定着されている。）に
よる影響と考えられる。また、EU1 は $R_s=1/100$ (10×10^{-3})
rad 除荷時以降、負荷荷時の残留変形が正方向にシフトして
いるが、これは梁上端主筋が引張降伏し、かつ、梁下端主筋
が柱梁接合部内に定着されていないためである。

次に、十字形柱梁部分架構試験体に着目すると、正負の載
荷でほぼ同じ性状を示しており、 $R_s=1/100$ (10×10^{-3}) rad 除
荷時までには試験体間で大きな差は見られない。 $R_s=1/50$ (20
 $\times 10^{-3}$) rad 除荷時には、アンボン試験体の IU1 に比べてボン
ド試験体の IB1 の方が残留層間変形角は若干大きくなってい
る。また、一体側の初期 PC 緊張力の総和が IU1 の 2 倍であ
る IU2 の残留層間変形角は、IU1 の 2 倍程度であった。

3. 危険断面における PC 鋼より線の応力度の推移

危険断面における PC 鋼より線の応力度の推移を把握する

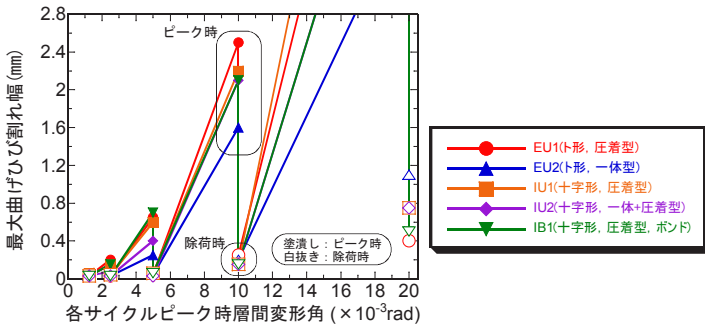


Fig.6 梁部材の残留曲げひび割れ幅の推移
(Maximum Flexural Crack Width of the Beam)

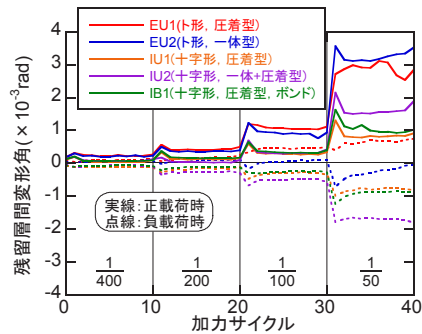
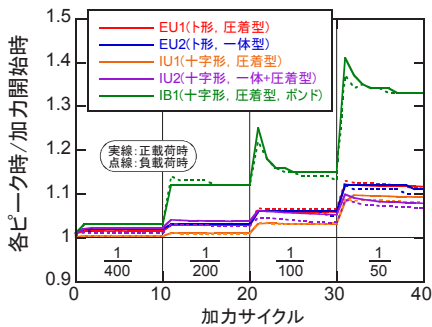
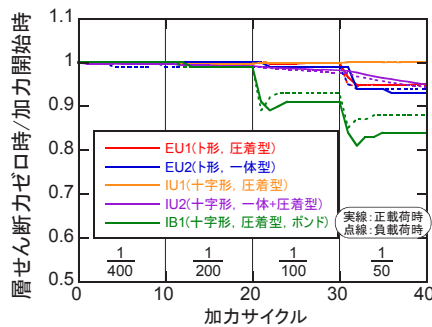


Fig.7 残留層間変形角の推移
(Residual Story Drift Angle)



(a) ピーク時
(Peak Shear Force)



(b) 除荷時
(Zero Shear Force)

Fig.8 各サイクル時の危険断面における PC 鋼より線の応力度の推移
(Tensile Ratio of PC Strands)

ために、各サイクルピーク時の応力度の推移を Fig.8(a)に示す。なお、応力度はPC鋼線に貼付したひずみゲージから求めた。グラフの縦軸は、加力開始時 (σ_e) に対する各サイクルピーク時 ($\rho\sigma_e$) の応力度の比 ($\rho\sigma_e/\sigma_e$) である。同図には、PC鋼より線の危険断面位置における $\rho\sigma_e/\sigma_e$ の値のうち、最大値の推移を示している。これより、アンボンド試験体に比べてボンド試験体の応力度の増分は3倍程度大きくなっている。アンボンド試験体の層間変形角 $R_s=1/50$ (20×10^{-3}) rad ピーク時における応力度は加力開始時の1.1倍程度であるから、PC鋼より線は $R_s=1/50$ (20×10^{-3}) rad のサイクルまでは概ね弾性範囲内に収まっている。一方、ボンド試験体は、 $R_s=1/100$ (10×10^{-3}) rad の1サイクル目ピーク時における応力度が加力開始時の1.25倍程度まで上昇していることから、PC鋼より線は $R_s=1/100$ (10×10^{-3}) rad のサイクルにおいて弾性限を超えている。また、 $R_s=1/50$ (20×10^{-3}) rad のピーク時では、応力度は加力開始時の1.35程度であるため、PC鋼より線は降伏耐力程度まで達している。

各サイクルにおいて層せん断力がゼロになった時の応力度の推移を Fig.8(b)に示す。グラフの縦軸は、加力開始時 (σ_e) に対する層せん断力ゼロ時 ($z\sigma_e$) の応力度の比 ($z\sigma_e/\sigma_e$) である。同図には、PC鋼より線の危険断面位置における $z\sigma_e/\sigma_e$ の値のうち、最小値の推移を示している。これより、アンボンド試験体に比べてボンド試験体の方が応力度の低下している。アンボンド試験体は $R_s=1/100$ (10×10^{-3}) rad のサイクルまで応力度の低下はほとんど見られず、 $R_s=1/50$ (20×10^{-3}) rad を10サイクル経験した後においても応力度の低下は最大7%程度であった。一方、ボンド試験体は、 $R_s=1/100$ (10×10^{-3}) rad のサイクルで10%程度、 $R_s=1/50$ (20×10^{-3}) rad のサイクルで17%程度応力度が低下している。

4. 最大強度の評価

前述のように、全試験体とも梁曲げ破壊に至った。そこで、各梁に関して、最大強度実験値と梁曲げ強度計算値の比較を行う(梁8本×正負荷重=16ケース)。両者の関係(梁せん断力換算値)を Fig.9 に示す。梁曲げ強度は、文献1)の付録2に示されるPC造部材の曲げ終局強度算定式(以下、PC式)、

及びPRC造部材の曲げ終局強度算定式(以下、PRC式)を用いて算定した。なお、アンボンド試験体にこれらの式を適用するに当たり、PC鋼材の強度の項(PC式の f_{py} 、PRC式の σ_{pu})には、PRC式を参考に $0.75\sigma_{pe}+0.5f_{py}$ (σ_{pe} : PC鋼材の有効引張応力、 f_{py} : PC鋼材の降伏強度)の値を用いた。また、Fig.9には、加力開始時の梁危険断面におけるPC緊張力の総和(ボンド試験体IB1はPC鋼材の降伏強度の和)を軸力と見なし、日本建築学会RC規準⁷⁾に示される柱曲げ耐力略算式(以下、AIJ式)を用いて算定して梁曲げ強度についても示している。これより、最大強度は、アンボンド試験体、ボンド試験体ともに、AIJ式が最も精度良く評価できていることがわかる。

(1) PC式

$$M_B = \{1 - 0.5(q + q_s)\}pdb^2f_{py} + \left\{\frac{d}{d_s} - 0.5(q + q_s)\right\}p_sbd^2f_{sy}$$

(2) PRC式

$$M_B = \frac{7}{8}A_s f_{sy} d_s + A_p \sigma_{pu} \left(d - \frac{1}{8}d_s\right)$$

(3) AIJ式

$$M_B = 0.8a_t \sigma_y D + 0.8ND \left(1 - \frac{N}{bdF_c}\right)$$

注) 各記号の詳細は参考文献を参照されたい。

V. まとめ

本論文では、PC圧着工法による柱梁部分架構の実験を実施し、基本的な構造性能を把握した。本研究から得られた知見を以下に示す。

- ・アンボンド試験体とボンド試験体はともに、層間変形角 $R_s=1/200$ (5×10^{-3}) rad までの履歴性状は非線形弾性的な挙動を示した。主筋が降伏し始める $R_s=1/100$ (10×10^{-3}) rad 以降、荷重変形関係はループを描くようになり、弾塑性的な挙動を示した。
- ・アンボンド試験体は $R_s=1/100$ (10×10^{-3}) rad のサイクルま

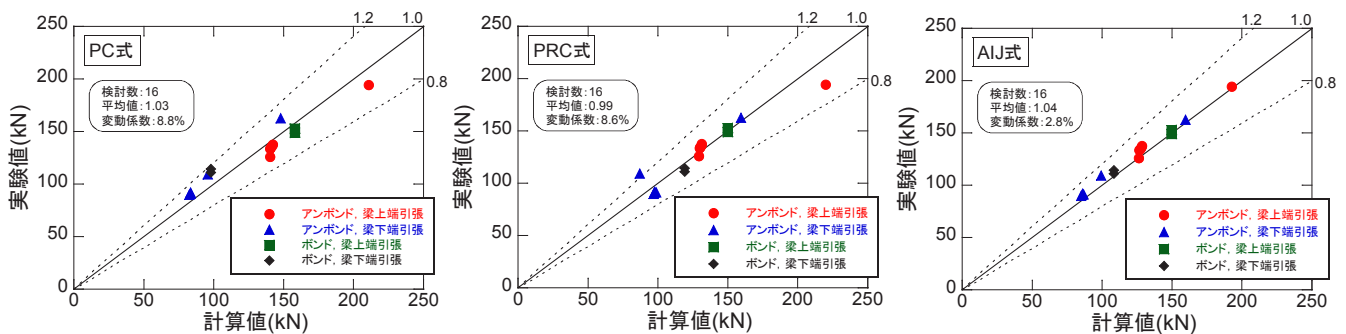


Fig.9 最大強度実験値と梁曲げ強度計算値の関係

(Comparison between the Maximum Strength in the Test and the Calculated Value of the Beam Flexural Strength)

で危険断面における PC 鋼より線の応力度の低下はほとんど見られず、 $R_s=1/50$ (20×10^{-3}) rad を 10 サイクル経験した後においても応力度の低下は最大 7%程度であった。一方、ボンド試験体は、 $R_s=1/100$ (10×10^{-3}) rad のサイクルで 10%程度、 $R_s=1/50$ (20×10^{-3}) rad のサイクルで 17%程度危険断面における PC 鋼より線の応力度が低下している。

・最大強度は、アンボンド試験体では加力開始時の PC 緊張力の総和を軸力と見なして、また、ボンド試験体では PC 鋼材の降伏強度の和を軸力と見なして、AIJ 柱曲げ耐力略算式を用いることにより、精度良く評価できた。

これまで、アンボンド PC 構造物の構造設計にあたり、構造性能が未解明な部分が多いことから、ボンド PC 構造物の構造設計法を準用せざるを得ない部分が多かった。しかし、本実験により架構の荷重-変形関係、荷重低下性状、ひび割れ性状、残留変形、及び PC 鋼より線の緊張力の推移、最大強度の評価法など、アンボンド PC 構造とボンド PC 構造で異なる点があることがわかった。得られた知見は、アンボンド PC 圧着工法による構造物の設計に有用となる。

参考文献

- 1) 国土交通省ほか(全国官報販売協同組合); 2009 年版プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例, 2009.9.
- 2) 岡本晴彦, 太田義弘; 切欠き付きプレキャスト梁による剛性梁を用いたアンボンド PC 梁・柱圧着架構の地震荷重下における力学性状, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, 2000.9, pp.1003-1004.
- 3) 菅田昌宏, 岡本晴彦, 角彰, 上田博之; アンボンド PC 鋼材を用いたプレキャスト柱梁圧着接合部の強度変形特性, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, 2002.8, pp.1005-1006.
- 4) 塩原等ほか; 構造安全性と生産合理性の融合を目指した鉄筋コンクリート造事務所ビルに関する研究 その 1~その 11, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, 2008.9, pp.651-672.
- 5) 江頭寛, 藤井睦, 樋渡健, 岡安隆史, 五十嵐泉, 島崎和司; アンボンド PC 圧着梁のせん断耐力確認実験 その 1 実験計画概要, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, 2013.8, pp.857-858.
- 6) 松茂良諒, 越川武晃, 菊池優; アンボンド PCaPC 梁部材を対象とした断面解析モデルの適用性に関する一考察, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.59B, 2013.3, pp.73-80.
- 7) 日本建築学会; 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010, 2010.2.

Structural Performance of Unbonded Prestressed Concrete Beam-Column Subassemblages

Yoshikazu Takaine, Takashi Okayasu and Daiki Hinata

Many precast prestressed concrete buildings have been constructed using bonded PC strands, which can realize long-span structures with fewer columns and beams. Unbonded PC strands can also be used, but are not commonly adopted since little data is available on the structural properties of this type of construction. This study examined a long-span unbonded PC frame structure with crimp joints in order to clarify the basic structural properties.

Five half-scale model column-beam frame specimens assuming beam flexural failure mode were tested. The specimens consisted of columns of 425×425 mm, beams of 500×300 mm and a beam clear span of approximately 6000 mm. Test variables were the use of bonded or unbonded PC strands, interior or exterior frames and crimp joint or integral joint for the beam-column binding method. Static cyclic loads assuming an earthquake were applied to the specimens. Based on the test results, unbonded PC structures showed favorable structural performance with less reduction in shear force over a large range of deformation. Unbonded PC strands did not yield, and there was less prestress reduction even after the test. In addition, the width of residual cracks was very small.