

スラブ付きアンボンドPC梁の曲げ性状に関する実験的研究

東京工業大学

○森口 佑紀

東京工業大学

渡邊 秀和

東京工業大学

Gioia Gianluca

東京工業大学 正会員 工博 河野 進

Abstract: Six unbonded prestressed concrete beams with slab were tested to evaluate their hysteresis curve and damage process. The test variables included the presence of slab, the presence of anchorage of slab reinforcement and structure system(PCaPC and PRC). It was concluded that PCaPC beams had excellent damage control ability, and that PRC beams had good energy dissipation capacity and damage control ability.

Key words: Unbonded prestressed reinforced concrete, Unbonded post-tensioned precast concrete

1. はじめに

制振デバイスとプレストレストコンクリート構造（以下 PC 構造）を組み合わせ、建物の機能維持・早期復旧が可能な長寿命建築システムを確立するため、損傷レベルを制御しやすいアンボンド PC 鋼材を用いた PCaPC 梁および PRC 梁が注目されている。アンボンド PC 部材は、2007 年の建設省告示の改正以降、構造部材に使用可能となったが、国内での研究は少なく、地震後の損傷評価についての知見も少ない。また、アンボンド PC 梁の危険断面の目開きによるスラブの損傷も懸念されている。そこで、アンボンド PC 鋼棒を用いた PCaPC 梁および PRC 梁の損傷評価およびスラブの損傷低減効果を意図したスラブ筋の定着を無くした場合の損傷評価の検討を目的とし、アンボンド PC モデル試験体 6 体を用いた片持ち梁形式曲げ実験を行った。本論文では、実験変数であるスラブの有無、スラブ筋定着の有無および架構形式(PCaPC, PRC)が、履歴復元力特性、ひび割れ幅および等価粘性減衰定数に与える影響について、比較検討を行った。

2. 実験概要

図-1 に試験体概要を示す。スケールは約 1/2 とし、梁幅を 500mm、梁せいを 600mm、梁固定端から加力点までを 1800mm とし、スラブは厚み 100mm、幅 500mm とした。全試験体で、PC 鋼棒を内径 50mm のシース管内に挿入した。梁主筋または材軸方向組立筋、およびせん断補強筋に使用する鉄筋は全試験体共通とし、曲げ破壊型となるように設計した。図-1 (a), (e)に、PCa1, PRC1 の立面図を示す。ここで、軸方向スラブ筋の定着がない場合を PCa2, PRC2, スラブを設けない場合を PCa3, PRC3 とする。表-1 に試験体諸元を示す。実験変数は、スラブの有無、スラブ筋の定着の有無および架構形式(PCaPC, PRC)とした。ハーフプレキャストとして作製した PCa1~3 は、スタブ下部とハーフプレキャスト梁を別々に打設後、目地モルタル(20mm)を介して圧着し、その後スタブ上部および梁上部とスラブ部分を打設した。PRC1~3 は、スタブ・梁・スラブを一体打ちとした。ただし、PCa3 および PRC3 にはスラブを設けていない。コンクリートおよび鋼材の材料特性を表-2, 3に示す。

図-1 (m)に載荷装置を示す。載荷はスタブを PC 鋼棒で反力床にかさ上げ台(高さ 445mm)を介して緊結し、梁自由端を鉛直方向に載荷した。部材変形角 $R = \pm 0.125\%$, $\pm 0.25\%$, $\pm 0.5\%$, $\pm 0.75\%$, $\pm 1.0\%$, $\pm 1.5\%$, $\pm 2\%$, $\pm 3\%$, $\pm 4\%$ で各 2 回の正負繰り返し載荷を行った。余震を想定した小振幅の繰り返し載荷 0.5%振幅を 1 回、1.0%および 2.0%のサイクル終了後に導入した。

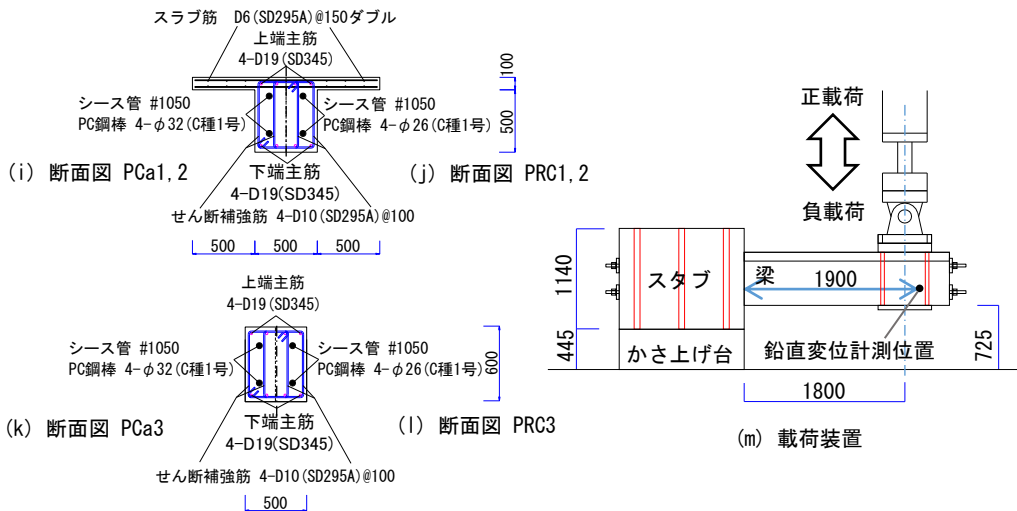
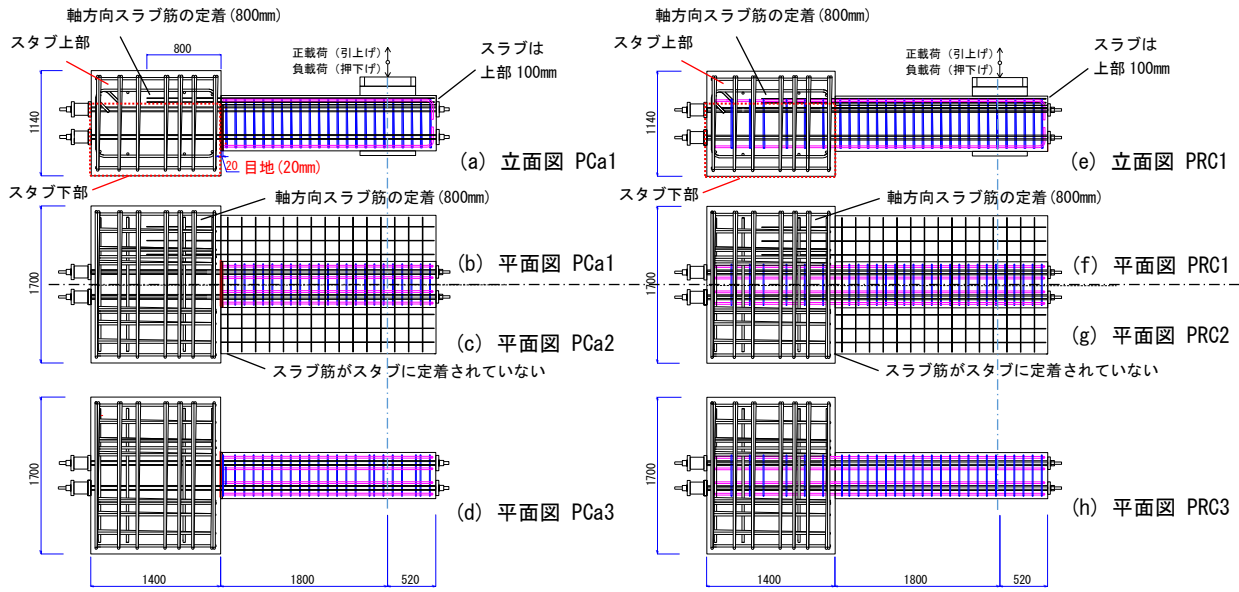


図-1 試験体概要および荷重装置 (単位: mm)

表-1 試験体諸元

試験体名	PCa1	PCa2	PCa3	PRC1	PRC2	PRC3
梁形式	PCaPC			PRC		
試験体形状	スラブ付		スラブ無	スラブ付		スラブ無
梁	幅×せい					
	500mm×600mm(スラブ厚を含む)					
	上下端主筋					
	4-D19(SD345)					
	PC鋼材					
4-φ 32(C種1号SBPR1080/1230)				4-φ 26(C種1号SBPR1080/1230)		
シース管						
標準型#1050(内径50mm)						
スターラップ						
4-D10(SD295A)@100 (p _w =0.51%)						
スラブ	厚さ					
	100mm			100mm		
	幅					
	500mm			500mm		
スラブ配筋						
12-D6(SD295A)@150			12-D6(SD295A)@150			
軸方向スラブ筋の定着						
有			無			
せん断スパン比 (M/Qd)						
			3.0			
鋼材係数 (q)						
0.24			0.17			
プレストレス率 ^{*1} (λ)						
0.92		1		1		
0.62				0.68		
軸力比						
0.16				0.11		

*1 スラブが引張となる荷重時における最大耐力時の曲げモーメントの比。

λ=Mp/(Mp+Mr) Mp:最大耐力時のPC鋼棒の負担分, Mr:最大耐力時の鉄筋の負担分

表-2 コンクリートの材料特性

試験体	部位	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
PCa1~PCa3	梁	78.4	3.9	36.9
	スラブ又は梁上部 ^{**2}	67.4	4.9	33.8
	目地	94.3	6.2	27.7
PRC1	全部位	69.6	4.4	34.3
PRC2	全部位	72.7	4.8	34.8
PRC3	全部位	69.0	5.2	34.6

**2 梁上端から100mmの部分

表-3 鋼材の材料特性

鉄筋	径	使用部位	規格	降伏応力度	降伏ひずみ	引張強さ	ヤング係数
				(N/mm ²)	(%)		
鉄筋	D19	主筋	SD345	386	0.208	579	186
	D10	せん断補強筋	SD295A	387	0.205	545	189
	D6	スラブ筋	SD295A	397	0.203	533	195
PC鋼棒 ^{**3}	φ 32	PCa	C種1号	1185	0.767	1289	210
	φ 26	PRC	C種1号	1179	0.770	1265	205

**3 0.2%オフセットにより求めた

3. 荷重-部材変形角関係

図-2に荷重-部材変形角関係を示す。部材変形角 R は、鉛直変位計測位置での変位を計測区間長さ(1900mm)で除した値からスタブの傾きを差し引いた値である。図中の点線は、参考文献 1)によって求めた梁の曲げ終局耐力であり、一点鎖線は、部材降伏を示し、部材降伏は実験の最大耐力 Q_{max} の 0.9 倍に荷重が初めて到達した時点とした。ここで、アンボンド PC の応力増分値は、竹本式²⁾により求めた。また、スラブを有する PCa1,2 および PRC1,2 は、スラブが圧縮となる場合は全スラブ幅有効、スラブが引張となる場合はスラブ筋が定着された PCa1, PRC1 のみ全スラブ筋有効とした。ここで、設計で対象となる変形に考察を絞る意図で、図中の部材変形角は±4.0%以下の範囲を表示した。実験では、部材変形角が 6.5~10.0%となった時に、計測装置のストローク限界に達し、荷重を中止したが、そのときの耐力低下は、ピーク時耐力から 10%以内であり、終局状態に達していなかった。部材変形角を曲げとせん断成分に分離した結果や、目視による損傷確認により、終局時の試験体はすべて曲げ卓越型の破壊性状となると予測される。

PCaPC および PRC いずれにおいても、スラブはループの形状に大きな影響を与えなかった。ただし、PRC の正載荷側の残留変形は、負載荷側と比べ小さくなる傾向があった。全試験体において、部材変形角 0.5~1.0%程度で部材降伏時点を超えたあたりから、剛性がほとんど 0 となった。剛性低下の理由として、PCaPC は PC 鋼棒が線形弾性限界点を超えて、PC 鋼棒の剛性が低下したことが影響したと考えられる。これに対し、PRC は、部材変形角 0.5~1.0%程度の部材降伏時点付近で、主筋が降伏し、その後 PC 鋼棒が線形弾性限界点に到達したことが影響したと考えられる。

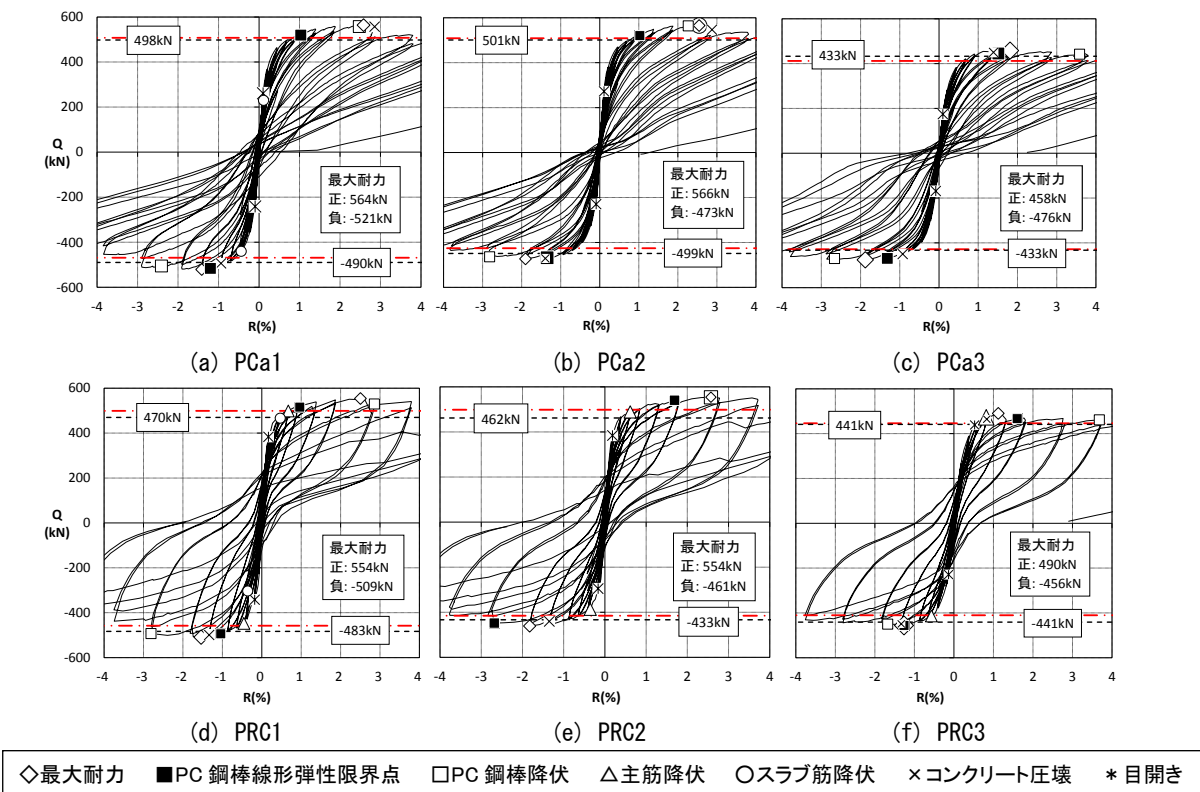


図-2 荷重-部材変形角関係

表-4に設計の骨格曲線を決める上で、重要な指標となる最大耐力、曲げひび割れ発生荷重および初期剛性の実験値と計算値を比較する。剛性 K_e (MN/%) は、ひび割れが発生する前の部材変形角 0.125% の正負のピークにおけるせん断力 (MN) を部材角 (%) で除した値である。剛性 EI_{50} (MNm²) は、危険断面でのモーメント (MNm) を、危険断面から 50mm の範囲で測定した平均曲率 (1/m) (平均歪を梁上下の変位計測区間距離で除した値) で除した値であり、同様に、剛性 EI_{300} (MNm²) は、危険断面でのモーメント

ント(MNm)を危険断面から300mmの平均曲率(1/m)で除した値である。QcrとQfは、それぞれひび割れ発生荷重と最大耐力を示す。また、計算値の剛性Ke_calは、弾性理論より算出し、コンクリートのヤング係数Ecは、実際の設計を想定し、参考文献1)を用いてコンクリート強度から求めた。EI_calは、コンクリートの弾性剛性と断面二次モーメントの積とした。また、計算値のひび割れ発生荷重Qcr_calおよび曲げ終局耐力Qf_calは、参考文献1)より求め、スラブ筋は定着されている場合の引張側のみ考慮した。

全試験体において、KeとEI₃₀₀は計算値の6割程度であったが、EI₅₀は、計算値の2~3割程度であった。設計で用いる初期剛性は、弾性理論に基づく計算値を低減させる必要があると考えられる。スラブが有る場合の最大耐力予測精度は、スラブが圧縮となる正載荷側よりも負載荷側の方が高く、スラブが無い場合の最大耐力予測精度は、スラブを有する場合より良好であった。また、PCaPCおよびPRCいずれにおいても、算出されたスラブ筋による最大耐力の上昇率は実験結果とほとんど一致した。

表-4 実験値と計算値の比較

試験体	実験値					計算値				実験値/計算値					
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	①/⑥	②/⑦	③/⑦	④/⑧	⑤/⑨	
	Ke	EI ₅₀	EI ₃₀₀	Qcr ^{※1}	Qf	変形角	Ke_cal	EI_cal	Qcr_cal	Qf_cal ^{※2}	Ke	EI ₅₀	EI ₃₀₀	Qcr	Qf
MN/%	MNm ²	MNm ²	kN	kN	%	MN/%	MNm ²	kN	kN	Ke_cal	EI_cal	EI_cal	Qcr_cal	Qf_cal	
PCa1	2.48	94	265	380	564/-521	2.58/-1.42	4.47	483	297	498/-490	0.55	0.19	0.55	1.28	1.13/1.06
PCa2	2.37	86	268	320	566/-473	2.55/-1.90	4.47	483	296	501/-449	0.53	0.18	0.56	1.08	1.13/1.05
PCa3	1.59	69	207	300	458/-476	1.81/-1.89	2.98	322	186	433/-433	0.53	0.21	0.64	1.61	1.06/1.10
PRC1	2.74	135	326	400	554/-509	2.50/-1.54	4.47	483	316	470/-483	0.61	0.28	0.67	1.27	1.16/1.05
PRC2	2.94	142	342	380	554/-461	2.57/-1.83	4.47	483	308	462/-433	0.66	0.29	0.71	1.23	1.20/1.06
PRC3	1.84	100	234	290	490/-456	1.12/-1.26	2.98	322	199	441/-441	0.62	0.31	0.73	1.46	1.11/1.03

※1 履歴ループの剛性変化から、剛性が急激に変化したときとした。

※2 スラブが圧縮となる場合(正載荷側)は、全試験体において中立軸位置はスラブ内であった。

4. 損傷の進展状況とひび割れ状況

表-5に様々な損傷の発生情報をまとめて示した。PCaPCおよびPRCのいずれにおいても、曲げひび割れは部材変形角0.2~0.25%程度で発生したが、PRCはその後、部材変形角0.5%程度で曲げせん断ひび割れへと進展し、PCaPCに比べひび割れが広がった。また、PCaPCおよびPRCのいずれにおいても、スラブを設けた場合、スラブのコンクリートは部材変形角2.0~3.0%で圧壊し、梁下縁のコンクリートは部材変形角1.0%~1.5%程度で圧壊した。

表-5 実験結果一覧

試験体	曲げひび割れ ^{※1} 発生		曲げせん断ひび割れ ^{※2} 発生		目開き ^{※3}		主筋引張降伏 ^{※4}		PC鋼棒線形弾性限界 ^{※5}		PC鋼棒降伏 ^{※6}		圧壊 ^{※7} 正スラブ/負梁		スラブ筋降伏 ^{※8}		打継部分のひび割れ ^{※9} 発生		破壊モード
	荷重	変形角	荷重	変形角	荷重	変形角	荷重	変形角	荷重	変形角	荷重	変形角	荷重	変形角	荷重	変形角	荷重	変形角	
	kN	%	kN	%	kN	%	kN	%	kN	%	kN	%	kN	%	kN	%	kN	%	
PCa1	正	353	0.20	-	-	261	0.10	-	-	519	1.03	558	2.48	557	2.85	230	0.11	-	曲げ
	負	-352	-0.23	-	-	-241	-0.10	-	-	-516	-1.20	-506	-2.41	-494	-0.94	-440	-0.44	-513	
PCa2	正	380	0.21	-	-	272	0.11	-	-	521	1.03	564	2.27	547	2.88	566	2.55	-	曲げ
	負	-326	-0.23	-	-	-230	-0.09	-	-	-468	-1.34	-464	-2.82	-471	-1.39	-	-	-326	
PCa3	正	284	0.21	-	-	174	0.10	-	-	446	1.51	442	3.58	450	1.39	-	-	-	曲げ
	負	-290	-0.22	-	-	-169	-0.08	-	-	-470	-1.32	-470	-2.66	-450	-0.93	-	-	-290	
PRC1	正	399	0.19	472	0.43	387	0.17	499	0.67	516	0.97	530	2.86	536	1.38	467	0.47	-	曲げ
	負	-320	-0.19	-391	-0.38	-342	-0.18	-477	-0.45	-494	-1.04	-493	-2.81	-499	-1.34	-303	-0.36	-	
PRC2	正	369	0.18	445	0.36	384	0.18	489	0.62	540	1.69	554	2.57	535	1.79	-	-	-	曲げ
	負	-285	-0.17	-386	-0.41	-295	-0.16	-387	-0.36	-448	-2.68	-363	-4.70	-441	-1.35	-	-	-	
PRC3	正	389	0.38	442	0.60	444	0.55	473	0.82	467	1.60	462	3.68	465	0.83	-	-	-	曲げ
	負	-259	-0.19	-417	-0.65	-240	-0.14	-414	-0.57	-456	-1.26	-450	-1.68	-449	-1.33	-	-	-	

※1 曲げひび割れは、正載荷側は梁下縁、負載荷側はスラブ上縁の位置で発見したひび割れを対象とした。ただし、各ループのピーク点で観察したときの値を示す。

※2 曲げせん断ひび割れは、曲げひび割れがスタブ方向に曲がったと判断した時点を示す。PCaPCは曲げせん断ひび割れがみられなかったため、値を記入していない。

※3 目開きは、スタブから検長50mmの変位計の値が、大きく増加した時点を示す。

※4 主筋の降伏は、危険断面に最も近い位置での歪ゲージによって判断した。

※5 PC鋼棒の接線ヤング係数が初期値(表-3のヤング係数)の95%以下になった時点の荷重(線形弾性限界荷重)を前もって求める。線形弾性限界は、PC鋼棒の引張力が線形弾性限界荷重に達したときとした。

※6 歪ゲージの値が0.2%オフセット耐力の歪に達した点とした。

※7 圧壊は、スタブ端部または梁下縁で曲げ圧縮によって軸方向のひび割れが観察された時点を示す。

※8 スラブ筋の降伏は、正載荷側が圧縮降伏、負載荷側が引張降伏を示す。

※9 PCaPCのハーフプレキャスト梁とスラブまたは梁上端との打継面に沿ったひび割れを示す。

図-3に部材変形角1.0%時の梁およびスラブ側面のスタブから1200mm(2.0D)位置までのひび割れ図を示す。PCaPCおよびPRCいずれにおいても、ひび割れ発生範囲は、600mm(1.0D)と、限定的であった。とくにPCaPCにおいては、スラブを設けた場合、ひび割れ本数が抑えられた。また、PCaPCお

よび PRC いずれにおいても、スラブ筋の定着の有無によるひび割れ本数への影響は見られなかった。一方、PCaPC の方が PRC よりもひび割れ本数が少なく、ひび割れが短かった。また、全試験体でスラブ上縁のコンクリートの圧壊は確認されなかったが、スラブ筋の定着が有る場合、部材変形角 2.0～3.0%以降にスラブ筋の座屈によるスラブ上面のコンクリートの剥落が確認された。

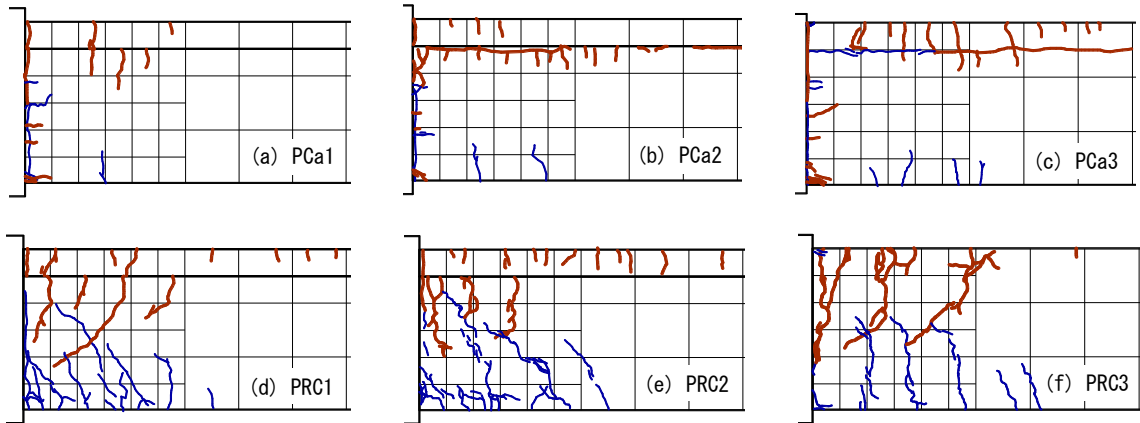


図-3 スラブと梁の側面におけるひび割れ状況 (部材変形角 1.0%)

5. ひび割れ幅

図-4 にひび割れ幅-部材変形角関係を示す。スラブまたは梁上面に発生した曲げひび割れを対象とし、曲げひび割れの発生後に PI ゲージを貼り付けてひび割れ幅を測定した。「ひび割れ幅 0mm」の定義は、貼り付けた時点から次の半サイクルの最小値とした。図中のひび割れ幅 0.1mm にある点線は、修復の目安となるひび割れ幅 0.2 mm に、試験体の縮小率 1/2 を乗じた値を示す。

部材変形角 1.0%以内ではスラブを有する場合の残留ひび割れ幅は、PCaPC ではスラブが無い場合の 5 割程度、PRC では 2 割程度となった。スラブ筋の定着が無い方がスラブ筋の定着が有る場合に比べ、残留ひび割れ幅は小さくなった。PCaPC は PRC に比べ同じ部材変形角に対するひび割れ幅が小さく、とくに残留ひび割れ幅は部材変形角の大きさに関わらず 0.1mm 以下となり、ひび割れによる損傷は非常に小さくなった。一方、PRC1 および PRC2 の残留ひび割れ幅は、部材変形角 1.0%までは概ね 0.1mm 以内に収まった。全試験体とも、残留ひび割れ幅は最大ひび割れ幅の概ね 3 割以下であった。

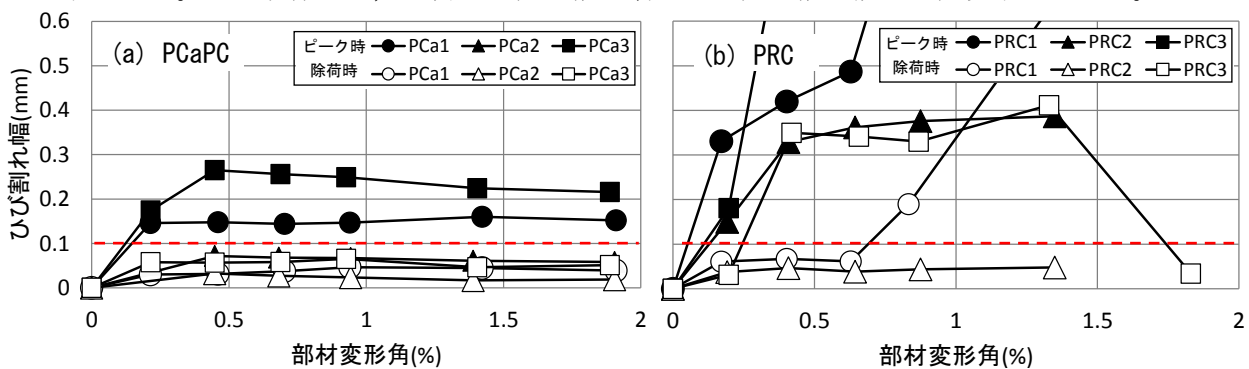


図-4 ひび割れ幅-部材変形角関係 (スラブまたは梁上面)

6. 等価粘性減衰定数 heq

図-5 に等価粘性減衰定数 heq-部材変形角関係を示す。heq は、繰返し載荷を行った第二サイクルのループを X 軸で分割し、上半分を正載荷側、下半分を負載荷側として求めた。

PCaPC は、PCa1 の負載荷側を除き、部材変形角 3.0%まで heq は 5%以下であった。PRC は、部材変形角 0.5%までは概ね heq は 5%以下であったが、それ以降は、部材変形角が大きくなるに従って大きくなり、最大で 20%近くまでなった。部材変形角 1.0%時には、PRC の heq は概ね 10%とエネルギー吸収能力が大きい、PCaPC の heq は 5%程度でエネルギー吸収能力は小さい。また、正負載荷共に、スラブ

筋の定着がある方が、 heq は大きくなる傾向があった。とくに、負荷荷側の PCa1 および PCa2 は差が見られ、スラブ筋の定着のある PCa1 の方が大きくなった。しかし、PRC1 および PRC2 は、スラブ筋の定着の有無による差が見られなかった。それは、スタブ内に定着された主筋に比べ、スラブ筋の寄与分が小さかったためと考えられる。

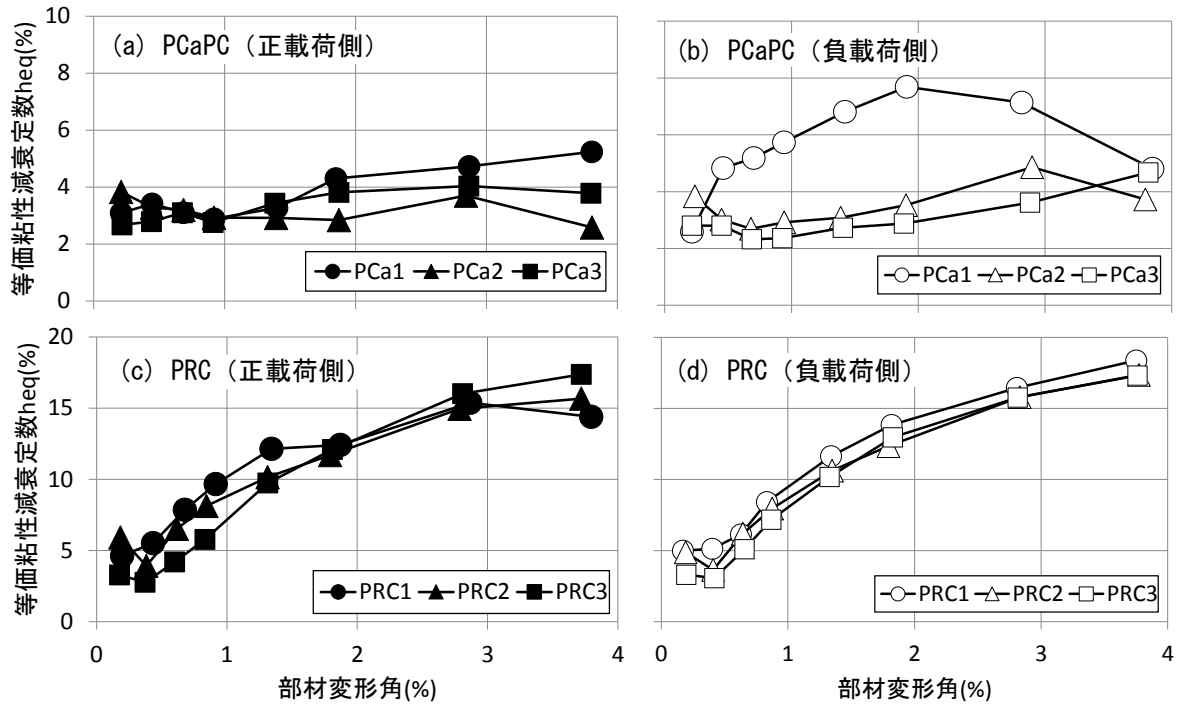


図-5 等価粘性減衰定数 heq —部材変形角関係

7. 結論

アンボンド型の PCaPC 梁および PRC 梁モデル試験体 6 体を用いた片持ち梁形式曲げ実験から以下の知見を得た。

- (1) PCaPC の等価粘性減衰定数は小さかったものの、ひび割れ本数が少なく、部材変形角 2.0%までの残留ひび割れ幅は 0.1mm 以内に収まっており、非常に優れた損傷制御性能を有していた。一方、PRC の等価粘性減衰定数は PCaPC よりも大きかったが、残留ひび割れ幅は部材変形角 1.0%まで概ね 0.1mm 以下と損傷制御性能も有しており、設計や施工での自由度の高さもあることから、優れた架構形式であると考えられる。
- (2) 設計範囲である部材変形角 2.0%以内では、スラブ筋の定着の有無による大きな差は見られなかったが、スラブ筋の定着が有る通常のスラブシステムでは、部材変形角 2.0~3.0%以降において、スラブ筋の座屈によるスラブ上面の損傷が確認され、スラブ筋の定着をなくすと、それらの損傷は生じなかった。
- (3) 部材変形角 1.0%以内では、スラブを有する場合の残留ひび割れ幅は、PCaPC ではスラブが無い場合の 5 割程度、PRC では 2 割程度となった。
- (4) PCaPC および PRC いずれにおいても、部材変形角 0.5~1.0%程度で部材の剛性がほとんど 0 となった。剛性低下の理由として、PCaPC は、PC 鋼棒が線形弾性限界点に達したことが影響したと考えられ、PRC は、主筋の降伏後、PC 鋼棒が線形弾性限界点に達したことが影響したと考えられる。

謝辞

本研究は、一般社団法人長寿命建築システム普及推進協議会による長寿命建築システム普及推進事業の一環として行われたもので、国土交通省の平成 25 年度住宅市場整備推進等事業費補助金を受け実施しました。本研究の推進に際し、一般社団法人長寿命建築システム普及推進協議会及び一般社団法人新都市ハウジング協会長寿命建築システム普及推進委員会の皆様に多大な協力を頂きました。

参考文献

- 1) 北山和宏, 溝口茂, 岸本一蔵, 河野進, 岸田慎司, 菅田昌宏: 3. 部材性能評価法, 日本建築学会大会 PC 部門パネルディスカッション「プレストレストコンクリート(PC)建築物性能設計・施工指針(案)制定に向けて」資料, pp.24-40, 2011年8月.
- 2) 竹本 靖: アンボンド PRC 部材の曲げ終局時 tendon 応力について, 大林組技術研究所報, No.28, pp.49-54, 1984年.