

PC圧着柱の補修前後における構造性能比較

(独) 建築研究所 正会員 博(工) ○谷 昌典
 神戸大学大学院 中藺 佑介
 神戸大学大学院 長嶺 安佐子
 神戸大学大学院 工博 孫 玉平

Abstract : Loading test was carried out with six damaged precast concrete columns post-tensioned by PT tendons after retrofitting, in order to investigate their structural performance such as initial stiffness and flexural capacity. The specimens were retrofitted by the section restoration method using polymer cement mortar after the first loading test. Deteriorated initial stiffness and flexural capacity of the retrofitted specimens damaged severely in the first loading test were obtained in the second loading test. This was because the separation of the polymer cement mortar from the matrix concrete was occurred with the small deformation. Sectional analysis overestimated their flexural capacity. On the other hand, the retrofitted specimens with moderate damage in the first loading test showed relatively similar behavior to the analytical results.

Key words : Precast concrete column, Post-tensioned, Retrofit, Polymar cement mortar

1. はじめに

PC構造は原点指向性やひび割れ閉合性などの高い修復性を有することから、地震後の補修の必要性についてこれまでほとんど議論されず、過去にPC部材を補修対象とした研究例は非常に少ない。しかし、PCaPC構造で用いられるPC圧着柱では、建築物の自重にプレストレス力に加わることによって高い軸力を負担しており、コンクリート圧縮域の損傷が大きくなる。したがって、PC圧着柱が今後起こりうる大地震で損傷を受け、断面修復等の補修を必要とする状況も想定される。そこで、本研究では、損傷を受けたPC圧着柱に対して補修を行い、その後再び載荷することで、補修前後の初期剛性や曲げ耐力といった構造性能を比較し、補修が構造性能に及ぼす影響について検証する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体の詳細図を図-1に示す。試験体は、縮尺が実部材の1/3程度の片持ち柱計6体で、断面250mm×250mm、高さ590mmの柱部分と、断面350mm×450mm、長さ1100mmのスタブ部分を別々に打設した後、20mm厚の目地モルタルを介して、両者をプレストレス力によって圧着した。せん断スパン a は500mmである。実験変数はPC鋼材種、グラウト有無及び一次載荷時最大変形（詳細は後述）とし、各試験体の実験変数を表-1に示す。

PC鋼材には、RPC及びUPCシリーズの4体にφ13丸鋼を、DPCシリーズの2体にU12.6異形鋼棒を用い、PC鋼材間距離は120mmとした。目標緊張力は全ての試験体でφ13丸鋼の規格降伏強度の

表-1 実験変数

試験体名	PC 鋼材		一次載荷時 最大変形
	配筋	グラウト	
RPC-N33-m	4-φ13	有	最大耐力点
DPC-N33-m	4-U12.6	有	
UPC-N33-m	4-φ13	無	
RPC-N33-u	4-φ13	有	限界変形点
DPC-N33-u	4-U12.6	有	
UPC-N33-u	4-φ13	無	

0.8倍に相当する98.7kN/本とした。軸筋及びせん断補強筋には、D10及びD6普通強度異形鉄筋をそれぞれ用いた。軸筋は目地部でカットオフされ、端部で引張力を負担しない。せん断補強筋は溶接閉鎖型とし、配筋間隔は40mm (せん断補強筋比 $p_w=0.63\%$)とした。

コンクリート設計基準強度は 40N/mm^2 とし、粗骨材最大粒径20mmのレディーミクストコンクリートを使用した。目地モルタルには、プレミックス無収縮グラウト材と水を、水セメント比36%で配合したものを、グラウトには、普通ポルトランドセメントと水を、水セメント比45%で配合したものをそれぞれ使用した。一次載荷後には、軸力を除荷した状態で、コンクリートの浮き及び脆弱部分等を除去し、プライマー塗布後、コテ塗りポリマーセメントモルタル (以下、PCM) による断面修復を行った。各材料の力学特性試験値を表-2及び表-3に示す。

2.2 載荷方法及び測定方法

載荷装置を図-2に示す。1000kN油圧ジャッキで所定の圧縮軸力を与えた状態で、300kN油圧ジャッキで水平力を作用させた。一次載荷時の軸力は、軸力載荷後のプレストレス比 $\eta_p (=P_e/bDf'_c)$ と軸力比 $\eta_N (=N/bDf'_c)$ の合計が、コンクリート長期許容圧縮応力度 $1/3f'_c$ に相当する0.33となるように決定

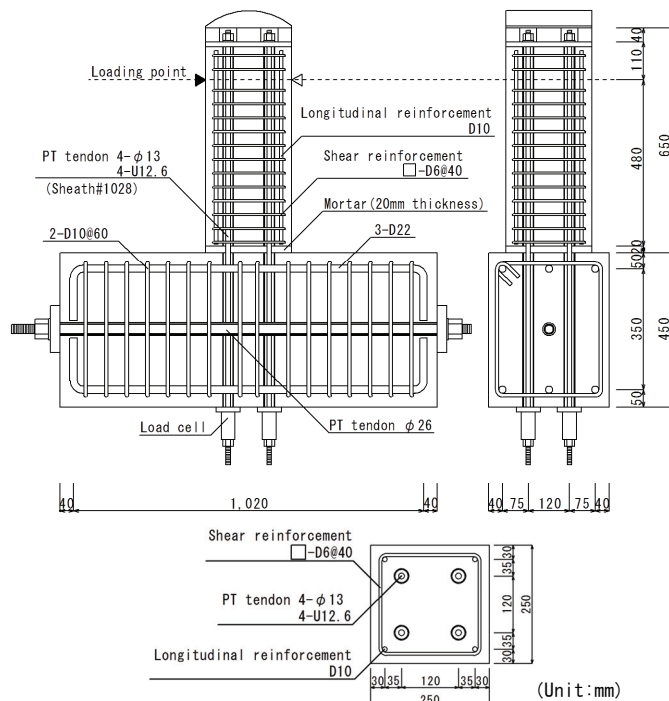


図-1 試験体詳細

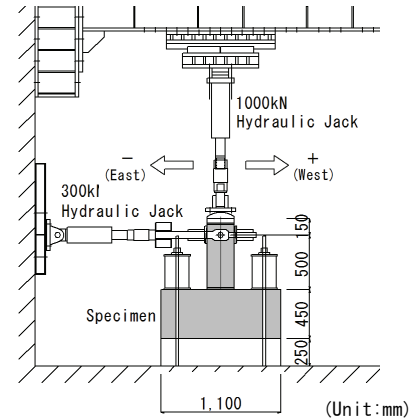


図-2 載荷装置

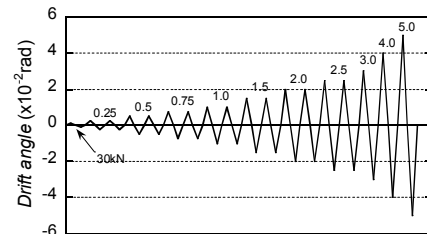


図-3 載荷履歴

表-2 コンクリート, 目地モルタル, グラウト及びPCMの材料特性

	RPC-N33-m	DPC-N33-m	UPC-N33-m	RPC-N33-u	DPC-N33-u	UPC-N33-u
コンクリート	f'_c (N/mm ²)	42.2 (45.2)			44.2 (45.2)	
	ϵ_c (%)	0.22 (0.25)			0.22 (0.25)	
	E_c (kN/mm ²)	30.0 (29.7)			30.7 (29.7)	
目地モルタル	f'_c (N/mm ²)	52.6 (53.9)			53.2 (53.9)	
	ϵ_c (%)	0.27 (0.26)			0.28 (0.26)	
	E_c (kN/mm ²)	27.2 (25.9)			25.9 (25.9)	
グラウト	f'_c (N/mm ²)	43.7 (48.8)	—		52.5 (48.8)	—
	ϵ_c (%)	0.39 (0.37)	—		0.48 (0.37)	—
	E_c (kN/mm ²)	15.2 (15.2)	—		15.5 (15.2)	—
PCM	f'_c (N/mm ²)			55.0		
	ϵ_c (%)			0.36		
	E_c (kN/mm ²)			22.9		

ここに、 f'_c : シリンダー圧縮強度, ϵ_c : 圧縮強度時ひずみ, E_c : $1/3f'_c$ 割線弾性係数 (括弧内は二次載荷時の値)

表-3 PC鋼材及び普通強度鉄筋の材料特性

呼び	用途	規格	f_y (N/mm ²)	ϵ_y (%)	f_u (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)
$\phi 13$	PC鋼材	SBPR930/1080	1078	0.57	1126	199.5
U12.6		SBPDN1275/1420	1399	0.66	1501	213.8
D10	軸筋	SD295A	369	0.19	521	192.7
D6	せん断補強筋	SD295A	449	0.24	533	184.4

ここに、 f_y , ϵ_y : 降伏点応力及びひずみ (U12.6及びD6は0.2%オフセット降伏点), f_u : 引張強度, E_s : 弾性係数

表-4 プレストレス力及び軸力

試験体名	P_e (kN)		$P_e/f'_c bD$		N (kN)	$N/f'_c bD$
	軸力載荷前	軸力載荷後	軸力載荷前	軸力載荷後		
RPC-N33-m	372 (363)	351 (335)	0.141 (0.128)	0.133 (0.119)	527*	0.200 (0.187)
DPC-N33-m	383 (366)	363 (335)	0.145 (0.130)	0.138 (0.119)	516	0.196 (0.183)
UPC-N33-m	370 (350)	351 (329)	0.140 (0.124)	0.133 (0.116)	529	0.201 (0.187)
RPC-N33-u	378 (288)	355 (262)	0.137 (0.102)	0.129 (0.093)	565	0.205 (0.200)
DPC-N33-u	384 (367)	363 (333)	0.139 (0.130)	0.131 (0.118)	557	0.202 (0.197)
UPC-N33-u	370 (303)	350 (281)	0.134 (0.107)	0.127 (0.099)	570	0.206 (0.202)

ここに、 P_e : プレストレス力, N : 軸力, b : 柱断面幅, D : 柱断面せい (括弧内は二次載荷時の値)

* 制御ミスにより二次載荷時の値は569kN

し、二次載荷時の軸力は一次載荷時と同じ値とした。プレストレス力及び軸力を表-4に示す。なお、軸力載荷前のプレストレス力は定着端に設置したロードセルにより計測した値で、実験中のプレストレス力の変動は、PC鋼材の柱脚位置に貼付したひずみゲージによる計測値を用いて算出した。水平力の載荷は、初サイクルのみ荷重制御 (± 30 kN) で行い、それ以降は図-3に示す正負繰り返し漸増振幅載荷とした。一次載荷では、末尾が「-u」の試験体は、最大耐力経験後に柱脚曲げモーメント (以下、モーメント) が最大耐力の0.9倍まで低下した点 (以下、限界変形点) で、末尾が「-m」の試験体は、最大耐力を確認した点 (以下、最大耐力点) でそれぞれ載荷を終了した。二次載荷では、全試験体に対して部材角 $R=\pm 5.0\%$ の最終載荷サイクルまで載荷を行った。部材角 R は、スタブに対する載荷点位置の水平相対変位をせん断スパンで除して算出した。

3. 実験結果及び考察

3.1 履歴性状及び破壊性状

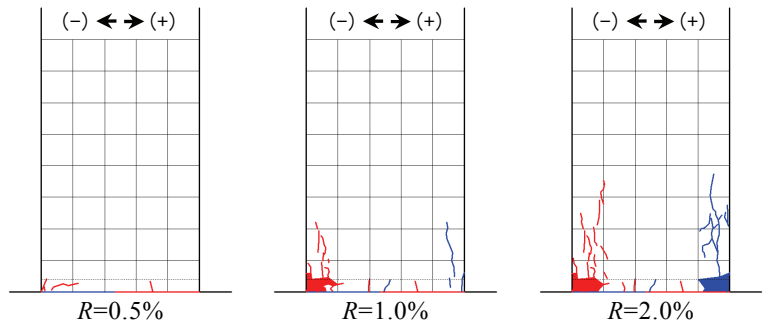
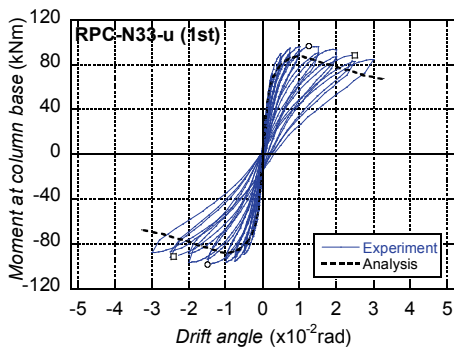
履歴性状に関してはPC鋼材種に関係なくほぼ同様の傾向を示したため、一例としてRPCシリーズ (丸鋼, ボンド) のモーメント-部材角関係及びひび割れ図を図-4及び図-5にそれぞれ示す。図-4中の○点及び□点は最大耐力点及びPC鋼材降伏点, 図-5中の灰色部分は補修範囲である。

RPC-N33-uの一次載荷では、 $R=\pm 0.25\%$ サイクル途中で柱脚に離間を確認し、剛性が低下した。 $R=\pm 0.75\%$ サイクルでは目地モルタル及びコンクリートの圧縮縁に軽微な剥離が発生し始め、変形の増大に伴って柱脚圧縮域の損傷が進み、 $R=\pm 1.5\%$ サイクルで最大耐力を示した。 $R=\pm 2.5\%$ サイクル1回目ピーク点付近ではPC鋼材の降伏を確認した。一次載荷でPC鋼材が降伏したのは、RPC-N33-u, DPC-N33-m及びDPC-N33-uの3体であった。なお、限界変形点まで載荷した3体については、 $R=\pm 3.0\%$ サイクルにおいてモーメントが最大耐力の0.9倍を超えなかったため、 $R=\pm 3.0\%$ サイクルで載荷を終了した。

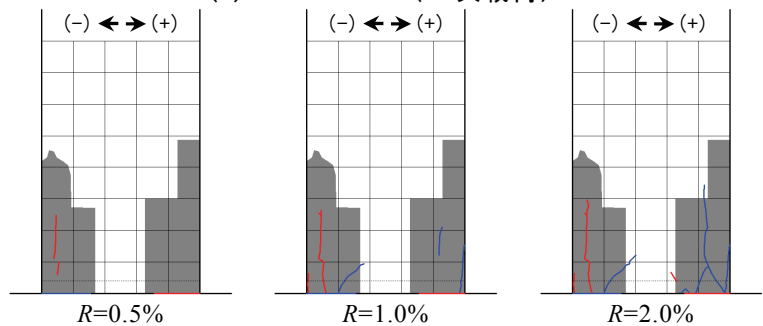
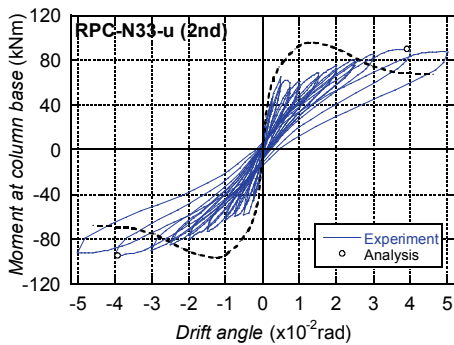
一次載荷で限界変形点を経験したRPC-N33-uの二次載荷では、 $R=\pm 0.25\%$ サイクル途中で柱脚に離間を確認した。 $R=\pm 0.5\%$ サイクルでPCMによる補修部と既存部の境界付近に縦ひび割れを確認した以降は、 $R=\pm 1.0\%$ サイクルまで変位が増加しても耐力はほとんど上昇しなかった。その後、 $R=\pm 1.5\%$ サイクルから耐力が緩やかに上昇し、 $R=\pm 4.0\%$ サイクル途中で最大耐力を示した。一方、最大耐力点を経験したRPC-N33-mでも、 $R=\pm 1.0\%$ で補修部に縦ひび割れを確認したが、その後も耐力は上昇し続け、

$R=\pm 2.0\%$ サイクルで最大耐力を示した。なお、二次载荷時には、補修部に縦ひび割れを確認した辺りで補修部の圧縮縁ひずみが大幅に減少し、その値は最大でも約0.25%に留まった。縦ひび割れの発生によって補修部と既存部の一体性が失われ、補修部が圧縮力を負担できなくなったと考えられる。

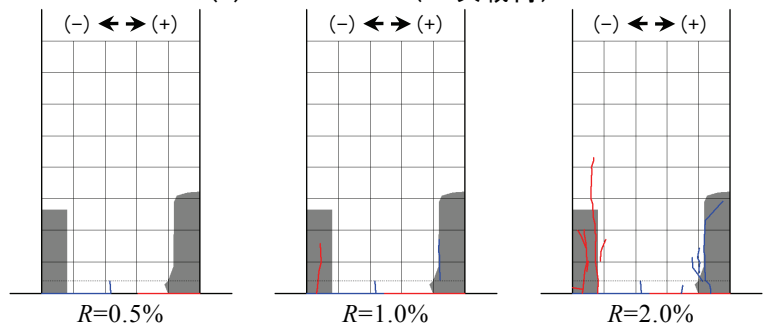
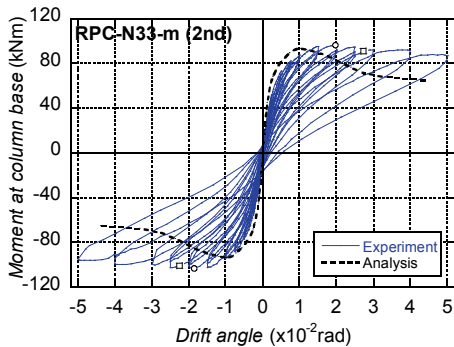
各試験体のモーメント-部材角関係の包絡線を図-6に示す。二次载荷では、全ての試験体で初期剛性が一次载荷に比べて大幅に低下した。また、一次载荷で限界変形点まで载荷した3体は、いずれも二次载荷において、 $R=\pm 0.5\sim 1.0\%$ サイクルでモーメントが60~70kNm付近で頭打ちとなる傾向が見られた。一方、一次载荷で最大耐力点まで载荷した3体は、 $R=\pm 1.5\%$ サイクルまでは二次载荷時の耐力が一次载荷時の耐力を大きく下回ったが、 $R=\pm 2.0\%$ サイクル以降では両者の大小関係が逆転した。



(a) RPC-N33-u (一次载荷)



(b) RPC-N33-u (二次载荷)



(c) RPC-N33-m (二次载荷)

図-4 モーメント-部材角関係 (RPC-N33 : 丸鋼, ボンド)

図-5 ひび割れ図

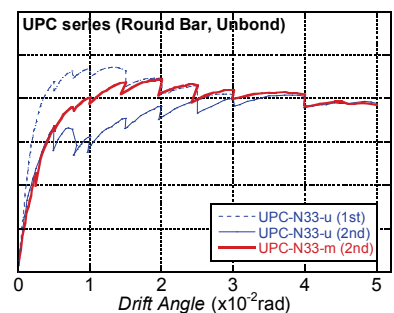
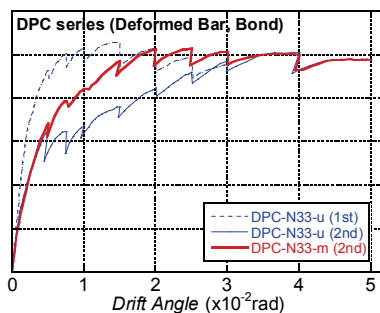
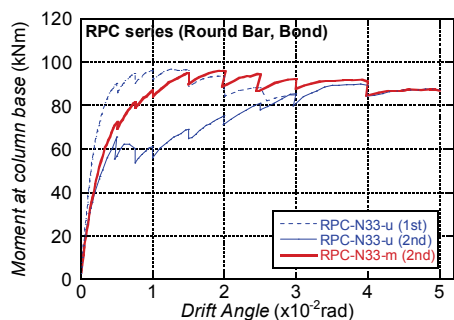


図-6 包絡線の比較

3.2 初期剛性

各試験体の初期剛性を表-5に示す。一次荷重及び二次荷重時の初期剛性は、 $R=\pm 0.25\%$ サイクル1回目の $\pm 30\text{kN}$ までの接線剛性、一次荷重時の最終サイクル剛性は、一次荷重最終サイクル時の $\pm 30\text{kN}$ までの接線剛性である。二次荷重時の初期剛性は一次荷重時の最終サイクル剛性の2.3~8.4倍で、補修によって剛性が大幅に回復したが、一次荷重時の初期剛性と比べると25~47%小さい。この原因として、(a)コンクリートに比べてPCMの弾性係数が小さい、(b)一次荷重による既存部コンクリートの塑性化、(c)一次荷重によるPC鋼材の付着劣化、等が考えられるが、(b)、(c)による影響を評価することは難しいため、ここでは、補修部にPCMの弾性係数を用いて曲げ弾性剛性を計算することにより、(a)の影響を検証する。なお、剛性計算の際に仮定した補修部の範囲は、補修時の状況を考慮して、一次荷重で最大耐力点及び限界変形点まで荷重した試験体で、圧縮縁と引張縁からそれぞれ深さ10mm及び25mmの範囲とした。二次荷重時の曲げ弾性剛性の算定には、一次荷重における塑性化の影響を無視し、各材料の弾性係数を用いた。また、UPCシリーズの2体ではPC鋼材の剛性を無視した。計算結果を表-5に示す。曲げ弾性剛性の低下率は、補修部深さ10mmで6%、25mmで13%と、実験時の剛性低下に比べてかなり小さな結果となり、上記の(b)、(c)による影響が大きな割合を占めていたことが分かる。

3.3 モーメント

各試験体の最大耐力及び最大耐力時部材角を表-6に示す。一次荷重時に限界変形点まで荷重した3体は、二次荷重で早期に補修部が剥離したため、最大耐力は一次荷重の9割程度となり、最大耐力時変形も著しく増加した。最大耐力点まで荷重した試験体でも、二次荷重時に補修部が剥離したと見られるが、一次荷重時と同程度の最大耐力を示した。一次及び二次荷重の $R=\pm 0.5\%$ 及び $\pm 1.0\%$ サイクル1回目における最大耐力を表-6に示す。二次荷重における一次荷重からの耐力低下率は、最大耐力点まで荷重した試験体では、 $R=\pm 0.5\%$ サイクルで15~25%、 $R=\pm 1.0\%$ サイクルで5~15%程度、一次荷重で限界変形点まで荷重した試験体では、 $R=\pm 0.5\%$ 及び $\pm 1.0\%$ サイクルとも30%程度であった。

3.4 断面解析による検討

補修部の剥離が挙動に及ぼした影響を確認するため、断面解析による挙動予測を行った。解析では、

表-5 初期剛性

試験体名	eK_1 (kN/mm)	eK_2 (kN/mm)	$eK_{1,fin}$ (kN/mm)	eK_2/eK_1	cK_1 (kN/mm)	cK_2 (kN/mm)	cK_2/cK_1
RPC-N33-m	149.7	112.7	48.7	0.75	252.2	238.2	0.94
DPC-N33-m	180.3	95.3	35.2	0.53	252.4	238.3	0.94
UPC-N33-m	152.0	96.0	43.3	0.63	244.4	230.4	0.94
RPC-N33-u	160.5	105.1	15.1	0.65	257.6	224.0	0.87
DPC-N33-u	150.9	102.8	16.9	0.68	257.8	224.2	0.87
UPC-N33-u	153.4	102.1	12.1	0.67	249.9	216.2	0.87

ここで、 eK_1 、 eK_2 ：一次、二次荷重時の初期剛性（正負平均）、 $eK_{1,fin}$ ：一次荷重時の最終サイクル剛性（正負平均）、 cK_1 、 cK_2 ：一次、二次荷重時の曲げ弾性剛性計算値（ $=3E_cI_e/a$ 、 I_e ：等価断面2次モーメント）

表-6 モーメント

試験体名	eM_{u1} (kNm)	eR_{u1} ($\times 10^{-2}$ rad)	eM_{u2} (kNm)	eR_{u2} ($\times 10^{-2}$ rad)	eM_{u2}/eM_{u1}	eM_1 (kNm)		eM_2 (kNm)	
						$R=\pm 0.5\%$	$R=\pm 1.0\%$	$R=\pm 0.5\%$	$R=\pm 1.0\%$
RPC-N33-m	95.6	1.00	99.7	1.91	1.04	88.2	95.6	74.8	90.8
DPC-N33-m	103.6	1.70	103.2	2.49	1.00	91.1	100.8	68.1	85.3
UPC-N33-m	92.7	1.48	90.0	1.92	0.97	85.3	91.9	69.4	84.4
RPC-N33-u	97.5	1.38	92.1	3.91	0.95	89.9	96.3	61.8	61.9
DPC-N33-u	108.1	1.48	102.1	3.90	0.94	94.6	105.0	66.1	68.2
UPC-N33-u	95.2	1.40	83.2	3.77	0.87	88.4	94.2	64.3	61.0

ここで、 eM_{u1} 、 eM_{u2} ：一次、二次荷重時の最大耐力、 eR_{u1} 、 eR_{u2} ：一次、二次荷重時の最大耐力時部材角、 eM_1 、 eM_2 ：一次、二次荷重時の各部材角における最大耐力（全て正負平均）

断面をせい方向に400分割し、補修部の範囲は初期剛性の検討で用いた仮定と同様とした。コンクリート、PCM、普通強度鉄筋及びDPCシリーズのPC鋼材には平面保持仮定を、RPCシリーズ及びUPCシリーズのPC鋼材にはひずみ適合係数 F 値 0.6^1 及び 0.2^2 をそれぞれ適用した。コンクリート及びPCMの応力-ひずみ関係にはNewRCモデル³⁾を用い、コアコンクリートとカバーコンクリートを区別した。PC鋼材及び普通強度鉄筋の応力-ひずみ関係は完全弾塑性とした。各材料の特性値は材料試験値を用い、二次載荷の解析では、簡略のため一次載荷後の残留ひずみを考慮していない。また、解析結果の R は、曲率 ϕ が塑性ヒンジ領域長さ l_{eq} ($=D$:断面せい) に等しく分布すると仮定し、 $R=\phi l_{eq}$ として求めた。

ここでは、一例としてRPCシリーズの解析結果を図-4に太破線で示す。RPC-N33-uの一次載荷については、全体的に耐力をやや低めに評価したものの、実験結果を比較的良好に予測できた。一方、RPC-N33-u及びRPC-N33-mの二次載荷では、 $R=\pm 2.5\%$ 付近及び $R=\pm 1.0\%$ 付近まで、それぞれ実験結果が解析結果を下回った。また、解析結果同士を比較すると、補修範囲が広いRPC-N33-uの方がより大きな最大耐力を示す結果となり、他の試験体についても同様の傾向を示した。プレストレス力減退やPC鋼材の付着劣化によって耐力は低下するが、結果的には、断面の一部が圧縮強度の高いPCMに置き換わった影響が上回ったと考えられる。このように、二次載荷の挙動には様々な要因が複合的に影響するため、今後、それぞれの影響を精査していく必要がある。更には、本研究では軸力を除荷した状態で補修を行ったことでPCMが軸力を負担しており、実構造物で補修時に軸力を除荷しないような場合には、柱脚付近の破壊性状（特にPCM）が異なる可能性があることに注意しなければならない。

なお、本実験で採用した実験変数及び補修方法の範囲では、経験変形レベルが最大耐力点程度であれば、図-4に示すように、健全な部材の挙動には及ばないものの、断面修復で断面解析結果に近いレベルまで構造性能を回復できると考えられる。一方、限界変形点程度の大変形を経験した場合には、PCMの早期剥離といった問題が生じ、断面解析で得られるような復元力特性を期待できない可能性があるため、例えば鋼板巻き付けのような「補強」レベルの対応も視野に入れる必要があると言える。

4. まとめ

本研究より得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 一次載荷時に限界変形点を経験した試験体では、二次載荷時に補修部が早期に剥離したため、最大耐力は一次載荷の9割程度となり、最大耐力時の変形は著しく増加した。最大耐力点まで載荷した試験体でも、二次載荷時に補修部が剥離したが、一次載荷時とほぼ同等の最大耐力を示した。
- (2) 補修によって剛性は大幅に回復したが、二次載荷時の初期剛性は一次載荷に比べて25~47%低下した。これは、PCMの弾性係数がコンクリートに比べて小さいことだけでなく、一次載荷におけるコンクリートの塑性化やPC鋼材の付着劣化の影響が大きい。
- (3) 本実験で採用した実験変数及び補修方法の範囲では、経験変形レベルが最大耐力点程度であれば、断面修復で構造性能を断面解析結果に近いレベルまで回復できた。補修範囲が広い試験体では、補修部分のPCMが早期に剥離し、断面解析で得られるような復元力特性を発揮できなかった。

謝辞

本研究は科学研究費補助金・若手(B) (課題番号：22760418、代表者：谷昌典)の助成を受けて行った。本研究の遂行にあたり、神戸大学・金尾優技術職員にご協力頂いた。また、京都大学・西山峰広教授、同・河野進准教授、同・岩本敏憲技術職員には、貴重なご助言を頂くとともに、実験機材を融通して頂いた。試験体に使用したPC鋼材は高周波熱錬株式会社よりご提供頂いた。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 柴田祐丞，岸本一蔵：鋼材種および変形量を考慮したPC梁部材の終局曲げ耐力算定法，第17回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.165-170，2008.11，2) 六車熙，渡辺史夫，西山峰広：アンボンドPC部材の曲げ終局耐力に関する研究，プレストレストコンクリート，Vol.26，No.1，pp.10-16，1984.1，3) 崎野健治，孫玉平：直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，No.461，pp.95-104，1994.7