

(130) 中空断面PC橋脚の耐震性能に関する研究

横浜国立大学大学院 ○朴 東圭
 横浜国立大学大学院 林 和彦
 横浜国立大学工学部 正会員 山口 隆裕
 横浜国立大学工学部 正会員 池田 尚治

1. はじめに

橋脚の新しい構造形式としてプレストレストコンクリート橋脚(以下、PC橋脚)が提案されており、実験により優れた耐震性能を持つことが確認されている^{1)~4)}。PC橋脚の断面を中空とした場合、プレストレスを効率よく導入でき自重の軽減にもつながるが、基部の断面形状の相違が橋脚の耐荷挙動にいか影響を及ぼすかを十分に把握する必要がある。

本研究は、中空断面PC橋脚を対象として基部の断面形状を実験要因とした載荷実験を行い、中空断面PC橋脚の耐震性能について検討したものである。

2. 実験供試体

供試体の一覧と諸元を表-1、供試体の形状を図-1に示す。供試体はフーチング付き独立一本柱形式のもので、柱の断面は40cm×40cmの正方形断面とし、フーチング上面から載荷点までの高さを150cmとした。供試体No.1~10は図-1に示すように柱基部と載荷部を除く部分を中空断面とした。供試体No.1~6は柱基部における中実部と中空部の境目(以下、断面急変部)をフーチング上面からH/2(H:断面高さ)の高さとし、No.7,8はそれをHとした。No.9,10は中実部の高さをH/2のままで長さ50cmのD13鉄筋8本(中空断面に対する軸方向鉄筋比1.27%)を鉛直方向にフーチング上面より追加配筋した(以下、基部補強筋)。いずれの供試体も断面急変部にハンチは無く、中空部の断面積は中実部の断面積のほぼ半分になっている。No.11,12は供試体全高にわたり中実断面である。ただし基部におけるかぶりコンクリートの剥離を抑制する目的で、図-1(e)に示すようにフーチング上面より20cmの範囲における軸方向鉄筋とコンクリートの付着を取り除いている(以下、アンボンダ化)。また、プレストレス導入後のPC鋼材の緊張応力度は規格応力度の50%程度である。帯鉄筋量はすべての供試体で共通であり、D6鉄筋を図-1のよう

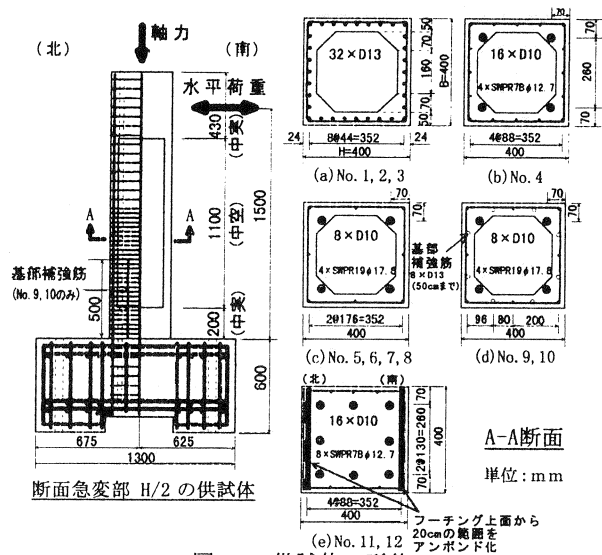


図-1 供試体の形状

表-1 供試体の一覧と諸元

No.	供試体名	コンクリート強度 (MPa)	軸力 (MPa)	プレストレス (MPa)	全軸圧縮応力度比 (%) *1	軸方向鋼材比 (%) *2		帯鉄筋比 (%)	断面	
						鉄筋	PC鋼材			
1	RN-O-PD	43	1	0	2.9	5.08	0	1.15	中空	
2	RH-O-ST	61	4	0	6.7	5.08	0	1.15		
3	RH-O-PD	61	4	0	6.7	5.08	0	1.15		
4	PN-O-PD	43	1	4	14	1.43	0.49	1.15		
5	PH-O-ST	61	4	8	20	0.72	1.04	1.15		
6	PH-O-PD	61	1	8	15	0.72	1.04	1.15		
7	PH-A-ST	61	4	8	20	0.72	1.04	2.11		
8	PH-A-PD	60	4	8	20	0.72	1.04	2.11		
9	PH-B-ST	54	4	8	20	0.72	1.04	2.11		
10	PH-B-PD	56	4	8	20	0.72	1.04	2.11		
11	PN-U-ST	53	1	4	14	0.71	0.49	0.53		中実
12	PN-U-PD	52	1	4	14	0.71	0.49	0.53		

(タイプ)-(シリーズ)-(載荷方法)
 R: RC 柱供試体 P: PC 柱供試体 U: 柱基部から20cmをアンボンダ化した。(全高にわたり中実)
 N: 目標コンクリート強度 35MPa
 H: 目標コンクリート強度 60MPa
 O: 柱基部からH/2(20cm)を中実とした。 ST: 静的繰返し載荷実験
 A: 柱基部からH(40cm)を中実とした。 PD: 準動的載荷実験
 B: 柱基部からH/2を中実とし、柱基部から50cmに基部補強鉄筋を配置した *1: ((軸応力度+プレストレス)/コンクリート強度)×100(%) *2: 中空断面に対する値

に配筋した。なお、諸元に示した帯鉄筋比の値は、中空部下方の3cm間隔の区間に対するものである。柱部分に使用した鋼材の力学特性を表-2に示す。コンクリートの骨材の最大寸法は8.5mmである。

実験における載荷方法として、静的正負繰返し載荷実験と準動的載荷実験を行った。両実験ともに載荷には2本のアクチュエータを使用し、柱頭部に一定の軸力を載荷しながら水平変位または水平荷重を作用させた。載荷方法は図-1に示すように南北方向とし、以降北側への押しの荷重および変位を正(+)の符号で、南側への引きの荷重および変位を負(-)の符号で表す。なお、ひび割れの計測と写真撮影は供試体の西面で行った。

3. 静的正負繰返し載荷実験

3.1 載荷方法

載荷の繰返しは各管理変位ごとに正負1回とした。管理変位は、ひび割れ発生時変位及び部材回転角が1/200の整数倍の変位とした。部材耐力が最大時の80%を下回った時点を終局とし実験を終了した。

3.2 実験結果と考察

実験によって得られた荷重-変位関係の包絡線を図-2に、実験結果の一覧を表-3に示す。断面急変部をH/2とした供試体PH-0-ST以外は靱性のある挙動を示した。主鉄筋の一部をアンボンド化した供試体PN-U-STにおいては、参考文献[2]に示すアンボンド化をしていない供試体の結果と比べてみると、基部コンクリートの損傷状況や変形性能に顕著な差は見られなかった。PC供試体の場合、降伏変位を主鉄筋の降伏時、終局変位を最大耐力の80%と仮定して靱性率を計算すると、中空断面の場合表-3に示すようにPH-0-STは6.0、それに基部補強筋を加えたPH-B-STは8.2、断面急変部をIIとしたPH-A-STは12.1となった。RC構造とPC構造では仮定した降伏変位の持つ意味が異なるので、PC供試体の変形性能を表-3で示す靱性率によってRC供試体と直接比較することはできない。しかしながら、各供試体の耐力と終局変位がほぼ等しいことから本実験において採用された断面構成においてはRC柱とPH-0-STを除くPC柱の変形性能は同等であると言える。

表-2 鋼材の力学特性

鉄筋	種類		降伏応力 (MPa)	引張応力 (MPa)	弾性係数 (GPa)	適用
	呼び径	規格				
鉄筋	D6	SD345	370	555	186	帯鉄筋
	D10	SD345	371	511	186	主鉄筋
	D13	SD345	376	539	189	主鉄筋
PC鋼より線	種類 (φ:直径)		降伏荷重 (kN)	引張荷重 (kN)	弾性係数 (GPa)	
	SWPR7B(φ12.7)		173	191	194	
	SWPR19(φ17.8)		369	407	192	

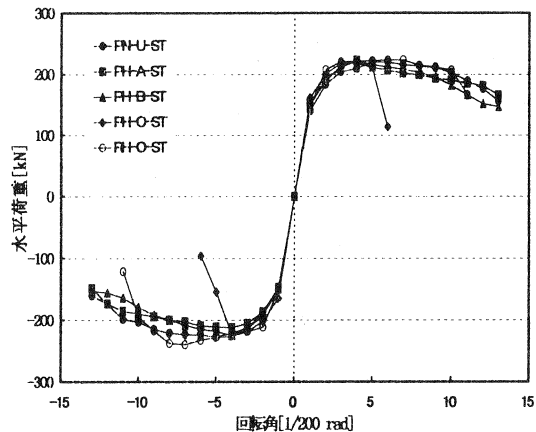


図-2 荷重-変位関係の包絡線

表-3 実験結果の一覧

供試体名	降伏変位 (mm) *1	最大耐力 (kN)	終局変位 (mm) *2	靱性率 *3
RH-0-ST	11.9	232	76.0	6.4
PH-0-ST	5.5	221	33.0	6.0
PH-A-ST	7.5	218	91.0	12.1
PH-B-ST	9.0	223	74.0	8.2
PN-U-ST	8.0	224	87.0	10.9

*1: 主鉄筋のひずみが2000 μ に達したときの変位

*2: 最大耐力の80%に低下した時の変位

*3: 終局変位/降伏変位

PH-0-STは回転角4/200rad程度の変形で圧縮側の基部のコンクリートが圧壊し、写真-1に示すように+6/200rad時には、断面急変部付近で水平ひび割れが断面を貫通して水平方向のズレ剛性がほとんどなくなりすべりが生じ耐力を失った。この時点でPC鋼材は降伏しておらずPC柱としての特長を生かすことができていない。その原因としては、柱の臨界断面付近に断面急変部が設けられていることと軸方向の鋼材比が低く貫通ひび割れ発生後のせん断強度が大幅に低下したことによるものである。

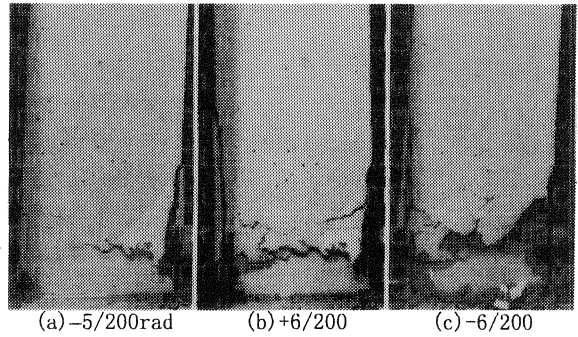


写真-1 PH-0-ST

写真-2～4に供試体PH-A-ST、PH-B-STおよびPN-U-STにおける各変形時の基部損傷状況をそれぞれ示す。断面急変部をHとしたPH-A-STは柱基部の塑性ヒンジ長より上に断面急変部が位置するために断面急変部にひび割れが集中することなく靱性のある耐荷挙動を示し、中実断面であるPN-U-STと変形性能はほとんど同じとなっている。基部補強筋を配置したPH-B-STにおいても、断面急変部にひび割れが集中することなく変形性能は大きく改善され、中実範囲がH/2であっても、補強筋を配置することにより脆性的な破壊は十分に防げることが示された。この場合、基部補強筋はズレ止め筋としての役割と柱基部のひび割れ分散性の役割とに有効に寄与したものである。しかしながら、補強筋をフーチング上面より配置したため、剛性の急変部となるフーチングと柱の接合面にひび割れ開口が集中し、この位置での主鉄筋とPC鋼材のひずみが大きくなり主鉄筋の破断も見られ、PH-A-STより早い段階で最終状態に達した。終局状態の耐荷性能をより向上させるには、基部補強筋の端部を同一断面にそろえずに分散させて配置するのがよいと思われた。一方、断面急変部をHとしたPH-A-STには、中実断面供試体と同様に終局時付近の+11/200rad時においてもひび割れや損傷の集中は見られなかった。

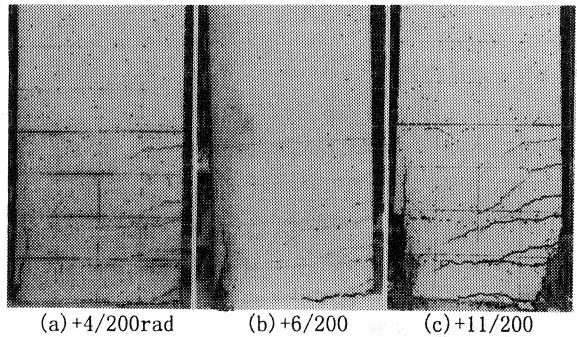


写真-2 PH-A-ST

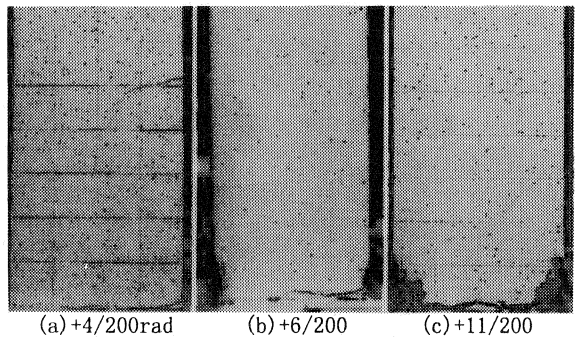


写真-3 PH-B-ST

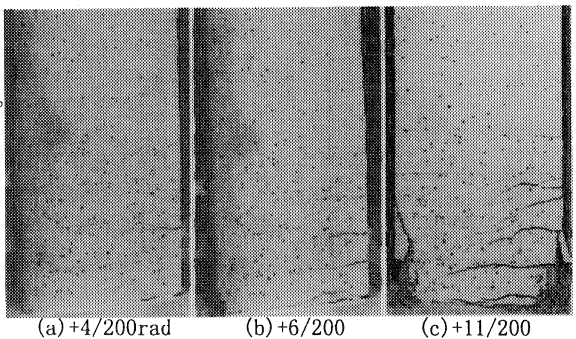


写真-4 PN-U-ST

残留変位に関する結果をまとめて図-3に示す。RC柱のRH-0-STとPC柱で早期に脆性破壊したPH-0-STの残留変位は載荷点での変位が5/200rad付近になったとき、道路橋示方書⁵⁾で示されている残留変位の一つの判定基準である1/100radを超えた。その他のPC供試体の残留変位は、これまでの研究において示されているようにRC柱と比べて小さく、また、中実断面より中空断面が小さい結果となった。特に

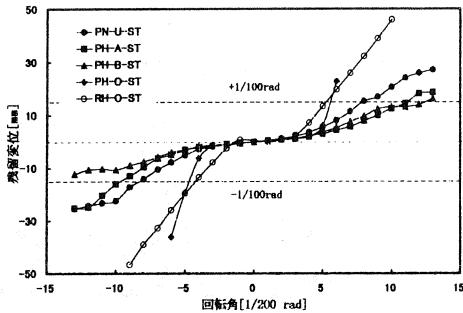


図-3 残留変位

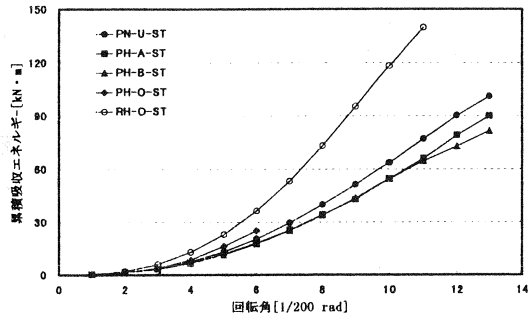


図-4 累積吸収エネルギーと載荷点変位の関係

断面急変部がH/2で基部補強筋を加えたPH-B-STの残留変位は、損傷が集中し主鉄筋の座屈長が短くなったため、載荷終了時まで1/100radを超えず最も小さかった。

図-4に累積吸収エネルギーと載荷点変位の関係を示す。供試体の耐力がほぼ同じとなるように設計されているので、吸収エネルギー量は当然のこととして残留変位量に比例した結果となった。PC供試体の累積吸収エネルギー量は早期に脆性破壊したPH-O-STを除くと、RC供試体の約1/2で、中実より中空の方が少なかった。なお、これまでの研究³⁾によって、累積吸収エネルギー量と耐震性能には明確な相関関係のないことが示されており、吸収エネルギーの少ないことがPC柱の耐震性能に必ずしも不利な点とはならないと考えられる。

4. 準動的載荷実験

4.1 実験概要

準動的載荷実験に用いた初期設定値を表-4に示す。入力地震波には兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測された加速度波形のNS成分を使用した。観測された加速度波形の初期微動および後半部分を省略し、時間間隔を0.01秒として15秒間入力した。この場合、最大加速度の生起時刻は2.55秒時となっている。

初期剛性Kは、静的正負繰返し載荷実験により得られた荷重-変位履歴曲線の原点と正側のひび割れ前の点とを結ぶ割線剛性とした。固有周期Tは、供試体のひび割れ前の初期弾性周期とし、作用地震波の加速度応答スペクトルを参照して全供試体でT=0.3秒と統一した。仮想質量Mは、部材を1質点1自由度にモデル化していることから、固有周期と初期剛性を用いて求めた。減衰定数hは既往の研究成果を参考にし、静的正負繰返し載荷実験より得られた降伏変位を基準にして、降伏前はh=0.03とし、降伏後はh=0とした。

入力地震波の最大加速度の設定においては、対象とする橋をB種の橋とし、地震動をタイプIIと設定した。さらに、対象構造物が $\delta u = 5 \cdot \delta y$

表-4 準動的載荷実験の初期設定値

供試体名	固有周期 (s)	初期剛性 (kN/cm)	仮想質量 (t)	減衰定数	降伏変位 (mm)	入力最大加速度 (gal)
RN-O-PD	0.3	266	60.5	0.03	15	355
RH-O-PD		406	92.5		12	235
PN-O-PD		443	101		10	166
PH-O-PD		290	66.1		7.7	322
PH-A-PD		343	78.3		7.2	308
PH-B-PD		309	70.4		8.3	270
PN-U-PD		413	94.1		7.4	233

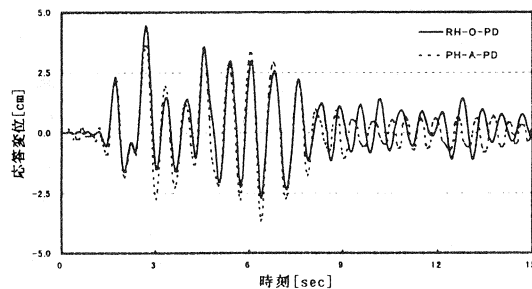


図-5 時刻歴応答変位曲線

(δu : 終局変位, δy : 降伏変位)で設計されたものとして等価水平震度 k_{he} を求めたところ $k_{he} = 0.80$ となった。そこで、供試体の設計地震力を仮想質量で除した加速度の値がこの k_{he} (=0.80)に相当すると考え、比例計算により加速度レベル(818gal)に相当する入力最大加速度を求めた。なお、供試体の設計地震力はファイバーモデルによる終局耐力あるいは載荷実験による結果を考慮して求めるが、本実験では両者を比較してより大きい方を採用し、供試体に対して危険側の載荷条件を与えることにした。

4.2 実験結果と考察

図-5~7に実験より得られた時刻歴応答変位曲線を示す。図-5と6は中空断面のRC柱とPC柱を比較したものである。吸収エネルギー量の少ないPC柱の方が共振し応答変位の大きくなることが懸念されたが、RC柱とほぼ同様な応答挙動を示した。逆に、大きな加速度の作用した後の8秒以降ではPC柱の方が応答変位は小さく、周期の長期化などは見られなかった。このことは、PC柱は主鉄筋の降伏などにより剛性が大きく変化し、固有周期が長期化するが、PC鋼材が降伏ひずみに達したとしても座屈が生じることがないためと考えられる。図-7は、PC柱における中実と中空の断面形状の違いによる応答挙動を比較したものである。柱基部での脆性破壊が生じない場合、2つの応答挙動に大きな差のないことが実験的に示された。

4.3 応答挙動の解析

図-8に解析に用いた復元力モデルの一例を示す。モデルは基本的には通常よく用いられている鉄筋降伏後の除荷時剛性を塑性率により低下させる剛性低下型モデルである。特徴的な点として、スケルトンカーブを多数の直線で表し、鉄筋降伏後の載荷と除荷時剛性を任意の荷重で変化させていることである。モデルの基本的な形はそれぞれの静的載荷実験より得られた荷重-変位曲線を基に決定した。図-9と10に応答変位曲線の実験値と計算値の比較を示す。図-9には中空断面RC柱であるRH-0-PDの比較を示すが、応答変位、周期とも計算値は実験値とよく一致している。図-10にはPC柱の一例として中空断面で断面急変部がHとなるPH-A-PDの比較を示す。計算値は実験で得られた応答挙動を比較的よく表しているが、計算値の方が応答変位は若干大きく周期はわずかに長くなっている。この傾向は他のPC柱を対象とした応答計算におい

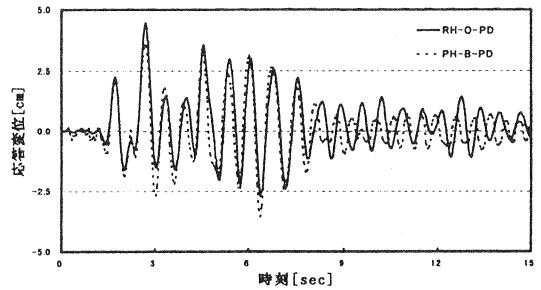


図-6 時刻歴応答変位曲線

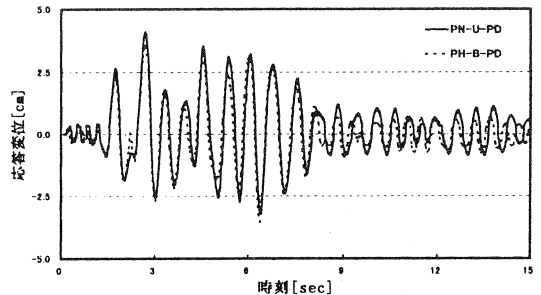


図-7 時刻歴応答変位曲線

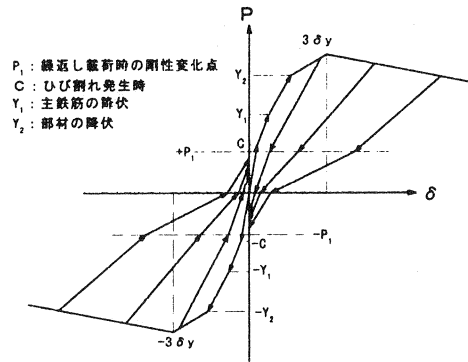


図-8 解析モデル (PC柱)

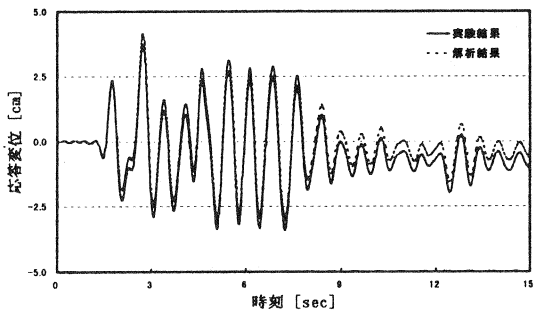


図-9 応答変位の実験値と解析値の比較 (RH-0-PD)

でも見られた。今回、復元力モデルの作成において用いた履歴特性は静的載荷実験より得られたものであるが、準動的載荷実験と静的載荷実験では載荷繰返し回数などにより、得られる履歴特性は異なることがある。したがって、応答計算の精度をより高めるには準動的載荷実験より得られた履歴特性を参考にシケルトンカーブを補正すればよいものと思われる。

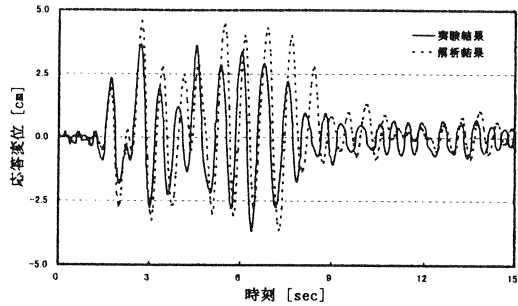


図-10 応答変位の実験値と解析値の比較(PH-A-PD)

5. 結論

本研究の範囲で得られた結果をまとめると以下の通りとなる。

1. 中空断面PC柱供試体は、基部の断面形状の違いにより大きく異なった耐荷挙動を示した。柱基部の中実と中空の断面急変部をH/2とした場合、断面急変部でひび割れが貫通し、水平方向にすべりが生じ脆性的に破壊した。一方、断面急変部をHとしたりH/2のままであっても基部補強筋を加えるなどひび割れ後の基部のズレ剛性に十分に配慮して設計することにより、中空断面PC柱供試体は中実断面と同様に靱性に富んだ耐荷性能を持つことが明らかにされた。
2. ひび割れ後の基部のズレ剛性に十分に配慮して設計された中空断面PC柱供試体は、エネルギー吸収性能が低いにもかかわらず、中実断面を持つPC柱供試体と同様に優れた耐震性能を持つことが実験的に示された。
3. 道路橋示方書耐震設計編(平成8年版)のタイプII地震に対して設計された中空断面PC柱供試体は兵庫県南部地震(1995年)の地震波を最も危険と思われる状態で作用させた準動的載荷実験において健全な耐震性能を示した。
4. 静的正負載荷実験より得られた荷重-変位曲線を基に求めた復元力モデルを用いて中空断面RC柱供試体とPC柱供試体の地震応答解析を行った結果、計算値は実験値と比較的によく対応した。
5. 柱基部H/2の範囲で主鉄筋とコンクリートの付着を取り除いたPC柱供試体は、付着がある場合と比べて柱基部のコンクリートの損傷および変形性能にはほとんど差が見られなかった。

謝辞

本研究は、(社)PC技術協会内に組織された委託形式の橋脚PC構造委員会(委員長 池田尚治)において実施した実験のうち横浜国立大学で行った実験の結果と大学独自で企画した実験の結果をとりまとめたものである。供試体の製作に関しては(株)富士ピー・エスに多大なお世話をいただいた。また、実験の実施にあたり横浜国立大学の森下 豊氏ならびに白浜 寛氏(現、鹿島建設(株))、葛野 敦氏(現、(株)建設技術研究所)に協力を得た。ここに、関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 伊藤忠彦・山口隆裕・池田尚治：軸方向プレストレスを有するコンクリート橋脚の耐震性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2，pp.1197-1202，1997
- 2) 池田尚治・森 拓也・吉岡民夫：プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究，プレストレストコンクリート，Vol.40，No.5，pp.40-47，Sep.1998
- 3) 白浜 寛・山口隆裕・池田尚治：軸方向プレストレスを有するコンクリート橋脚の地震応答挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp.745-750，1998
- 4) 葛野 敦・山口隆裕・池田尚治：プレストレストコンクリート橋脚の地震応答挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.883-888，1999
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1996.12