

[126] コンクリート円環柱の耐荷挙動に関する研究

正会員 池田 尚 治 (横浜国立大学工学部)
 正会員 〇山口 隆 裕 (横浜国立大学工学部)
 恵 谷 舜 吾 (首都高速道路公団)

1. 結 言

本研究は、高軸方向圧縮力作用下でのコンクリート円環柱部材の、水平一軸方向又は水平二軸方向の正負繰返し載荷に対する耐荷挙動の把握を目的としたものである。直接的には、コンクリート円環柱により形成される多柱基礎を持つ横浜港横断橋下部構造の設計施工を対象とした研究内容であるが、ここで採り上げる研究項目は、いずれも今までにほとんど見られないものであるので、今後この種の構造物の設計施工に際し本研究の成果は十分有用な情報を提供するものと考えられる。

2. 実験計画

実験は水平一軸の正負繰返し載荷に対する挙動の把握を目的としたIシリーズと、Iシリーズと同様な部材を用いて水平二軸の正負繰返し載荷と変動軸力を載荷したIIシリーズ、の2つのシリーズに分けて行なうこととした。今回の研究に於ける主要検討項目は次の通りである： a) フーチングとの付根部近傍の円環柱の断面形状と靱性の向上方法、 b) 軸力としてのプレストレスの影響と効果、 c) 円環柱におけるフープ筋の効果、 d) 非弾性解析と実験値との比較検討、 e) 実際の地震力がX、Y二方向に水平に作用することに対応した水平二軸方向の繰返し載荷のもとでの円環柱の靱性、 f) 前項目の場合で更に軸力が変化する場合の挙動、 g) 円環柱付根部の壁厚の増加が水平二軸載荷に対しての靱性の向上にどの程度効果があるかの検証、 h) PC鋼材の中途定着の影響とその軽減方法の検討、等である。

3. 供試体

供試体は、実構造物の1/20の寸法とし、フーチングに円環柱が1本立ち上がった形式とした。柱の外径は50cm、柱の高さはフーチング上面から約175cmとし、基本供試体には45kg/cm²の鉛直力による圧縮応力度と、33kg/cm²の有効プレストレスを導入することとした。供試体の一般図を図-1に、供試体の諸元を表-1にそれぞれ示す。供試体数はIシリーズ10体、IIシリーズ12体の合計22体である。コンクリートの目標強度は350kg/cm²とした。軸方向鉄筋にはSD30のD10を用い、その降伏点はIシリーズが4180kg/cm²、IIシリーズが4290kg/cm²であった。PC鋼棒のそれはI、IIシリーズとも14100kg/cm²であった。

4. 実験方法

Iシリーズの載荷は、先ず軸方向圧縮力(軸力)を45ton作用させた後に水平力を正負繰返し作用させた。水平力は地震時荷重(最も外側の軸方向鉄筋の引張応力が3000kg/cm²となる荷重)、降伏荷重(同じく引張応力度が降伏点となる荷重でこのときの変位を1δとする)、2δ変位、3δ変位、---の正負載荷を各5回作用させた。IIシリーズの載荷は、降伏荷重迄はIシリーズと同様とし、それ以降はピーク変位を1mmずつ増加させて正負載荷を各1回作用させた。水平二方向載荷の場合は、先ずY軸方向に、9mm変位(Iシリーズの降伏変位の約2倍)の正負繰返し載荷まで行った後に供試体を90度回転させて固定し、同じ加力装置を用いて、供試体としてのX方向(Iシリーズと同方向)に載荷することとした。表-2に供試体と載荷方法の組み合わせを示し、図-2に水平載荷と軸力載荷の時間的關係を示す。

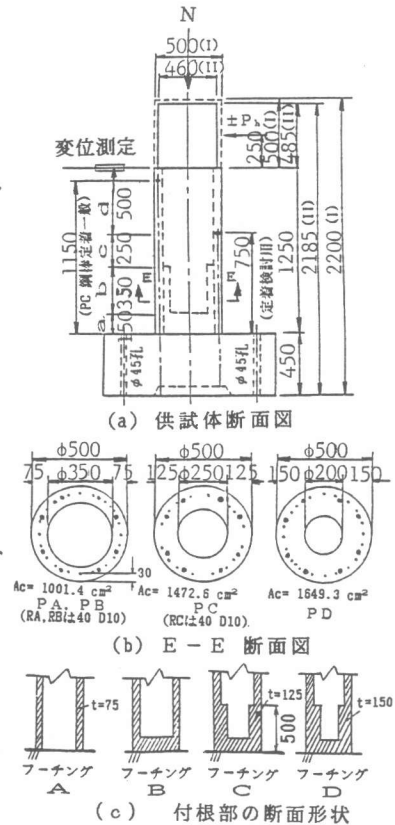


図-1 供試体一般図

5. 実験結果と考察

表-2に各供試体の最大耐力、降伏荷重時変位、破壊状況、等の実験値を示す。また、コンクリートのひびわれと非弾性挙動、鉄筋及びPC鋼棒の弾塑性的性質を考慮したプログラムにより計算した最大耐力も併せて示す。

5.1 耐力

最大耐力は、いずれの供試体の場合も解析によって求めた計算値とよく一致している。しかし、柱の付根部分を柱径の30%の高さだけ中実とし、プレストレスを導入したPBタイプの供試体は、すべて実験値が計算値を下回る結果となった。特にII-4(PB)(X・Y・ZC)の場合、水平二軸の繰返し載荷によってコンクリートの劣化の進行が増進されやすくなる傾向がみられ、最大耐力も計算結果の87%に低下した。これに対して、鉄筋コンクリート構造の供試体と付根部の壁厚を外径に等しい高さの部分柱径の25%にしたPCタイプの供試体は、実験値がすべて計算値を上回り水平二軸載荷による耐力の低下もほとんどみられなかった。図-3に、軸力が一定で一軸の水平力又は二軸の水平力を作用させたPBタイプとPCタイプの最大耐力を記録した側の包絡線を示す。また、図-4に示されるように、PBタイプにおいては、作用する軸力によっても最大耐力に差がみられた。この場合、軸力が最大の状態で一定に保たれているよりも、これが最大値と零付近との間を水平力の変化に応じて変化した方が供試体に与える影響は少なかった。

表-1 供試体の諸元

供試体名 ¹⁾	軸鉄筋比 P (%)	PC鋼棒比 P _p (%)	フープ筋比 P _h (%)	軸力 (kg/cm ²)	有効 プレストレス (kg/cm ²)
	SD 30 D 10	C種 1号 φ 9.2	SD 35 (II) SD 30 (I) D 8		
I-1 RA	2.58 (a-d)	—	0.528 (a-d)	0 (a-d)	0 (a-d)
I-2 RA II-1 RA	1.42 (a-d)	0.531 (a-d)	—	45.0 (a-d)	33.0 (a-d)
I-3 PA	1.45 (a) 2.85 (b-d)	—	0.158 (a)	22.9 (a)	0 (a-d)
I-4 RB	0.73 (a)	0.27 (a)	0.528 (b-d)	45.0 (b-d)	16.8 (a)
I-5 PB II-3 PB 4 PB 5 PB	1.42 (b-d)	0.531 (b-d)	—	—	33.0 (b-d)
II-6 PBW 7 PBW	—	—	0.317 (a) 1.056 (b) 0.528 (c,d)	—	—
I-6 PBT	0.27 (a) 0.531 (b,c) 0 (d)	0.158 (a) 0.528 (b-d)	—	—	16.8 (a) 33.0 (b,c) 0 (d)
I-7 RC II-2 RC	1.45 (a) 1.94 (b) 2.85 (c,d)	—	0.158 (a)	22.9 (a)	0 (a-d)
I-8 PC II-8 PC 9 PC 10 PC	0.73 (a) 0.97 (b)	0.27 (a) 0.38 (b)	0.32 (b) 0.528 (c,d)	30.6 (b) 45.0 (c,d)	16.8 (a) 22.4 (b)
I-9 PCW	1.42 (c,d)	0.531 (c,d)	0.217 (a) 0.63 (b) 0.528 (c,d)	—	33.0 (c,d)
II-11 PC ^{1/2} /s	—	0.27 (a) 0.36 (b) 0.531 (c) 0.27 (d)	0.158 (a) 0.32 (b)	—	16.8 (a) 22.4 (b) 33.0 (c) 16.5 (d)
II-12 PC ^{1/2} F	0.73 (a) 2.14 (c,d)	0.27 (a) 0.38 (b) 0.531 (c)	0.528 (b,c)	—	16.8 (a) 22.4 (b) 33.0 (c) 0 (d)
I-10 PD	0.73 (a) 1.42 (c,d)	0.27 (a) 0.531 (c,d)	0.158 (a) 0.528 (c,d)	22.9 (a) 45.0 (c,d)	16.8 (a) 22.4 (b) 33.0 (c) 0 (d)

注 1) (I: Iシリーズ, II: IIシリーズ) - (供試体No.)
 ・ (R: RC 構造, P: PRC 構造) (A, B, C, D: 断面形状 (図-1 (C) 参照)) (W: フープ筋の量 2倍, I: PC 鋼材中途定着, 1/2: PC鋼材の1/2の量を中途定着, F: 付加鉄筋の配置)

* a-dの区別は図-1参照

表-2 実験結果と計算結果

供試体名	載荷方法	計算値		実験結果						
		最大耐力 ²⁾ (ton)		最大耐力 ³⁾ (ton)		降伏荷重時の ⁴⁾ 変位 (mm) (=1δ)		最終載荷 (δ)	最終載荷時 ⁵⁾ の残存耐力 (ton)	破壊状況
		正	負	正	負	Y軸	X軸			
I-1 RA	X	14.6	+15.1	5.5	6.3	7.0	+6.2	付根部圧壊		
2 RA	X	19.2	-19.6	6.3	5.3	5.3	0.0	付根部圧壊		
3 PA	X・ZC	20.1	-19.8	6.1	4.3	4.3	0.0	付根部圧壊		
4 RB	〃	19.3	-19.8	5.7	5.0	5.0	0.0	付根部圧壊 (下から15cmは表面はくりのみ)		
5 PB	〃	20.6	-19.5	5.5	5.0	5.0	0.0	付根部圧壊 (下から75cmのせん断ひび大)		
6 PBT	〃	—	+20.6	4.4	7.0	7.0	+8.2	付根部圧壊 (軸筋 2本破断)		
7 RC	〃	19.3	+20.3	5.3	5.3	7.0	-8.8	付根部圧壊 (軸筋 8本破断)		
8 PC	〃	20.6	+21.6	4.0	4.0	8.0	-17.2	付根部圧壊 (軸筋 2本破断)		
9 PCW	〃	〃	+20.9	4.1	8.0	8.0	+20.0	コンクリートのはくりによるふくれ小		
10 PD	〃	〃	+21.2	4.0	8.0	8.0	-15.4	付根部圧壊 (軸筋 4~5本破断)		
II-1 RA	X・Y・ZC	19.2	-19.7	5.9	6.3	5.1	0.0	付根部圧壊 (軸筋 7本破断)		
2 RC	X	19.3	-20.5	5.5	6.0	5.7	+11.8	付根部圧壊 (軸筋 7本破断)		
3 PB	X・ZS	17.0	+18.1	5.2	5.2	4.8	0.0	付根部圧壊 (軸筋 7本破断)		
4 PB	X・Y・ZC	20.6	-19.0	4.2	6.3	3.2	0.0	付根部圧壊 (軸筋 2~3本破断)		
5 PB	X・Y・ZC	17.0	+18.2	5.0	6.3	5.1	0.0	付根部圧壊 (軸筋 2~3本破断)		
6 PBW	X ₅₀ ・ZC	20.6	-20.0	5.0	4.0	4.0	0.0	付根部圧壊 (軸筋 2~3本破断)		
7 PBW	X・Y・ZC	〃	-19.2	5.0	5.8	4.5	0.0	付根部圧壊 (軸筋 2~3本破断)		
8 PC	X・ZS	17.0	+17.7	4.4	4.4	7.7	+15.2	付根部一部はくり (軸筋 3~4本破断)		
9 PC	X・Y・ZC	20.6	-21.0	4.8	5.6	6.1	+17.2	付根部一部はくり (軸筋 3~4本破断)		
10 PC	X・Y・ZS	17.0	+18.0	3.5	4.8	7.3	+15.0	付根部一部はくり (軸筋 3~4本破断)		
11 PC ^{1/2}	X・ZS	〃	+17.2	4.8	4.8	7.3	+16.0	付根部一部はくり (軸筋 3~4本破断)		
12 PC ^{1/2} F	X	〃	+17.7	3.8	3.8	9.2	+15.0	付根部一部と75cmの所はくり (軸筋破断)		

注) 1) (X: 水平X軸載荷)・(Y: 水平Y軸載荷)・(ZC: 鉛直一定荷重, ZS: 鉛直変動荷重) また X₅₀は水平X軸載荷で各荷重レベルで50サイクルの載荷をしめす。
 2) σ_{ok} = 350 kg/cm², σ_{py} = 3800 kg/cm² としたときの値で非弾性プログラムによって求めた。
 3) X・Y レコーダーの計測値より読みとった値でZC載荷の場合は正負値の大きい方。
 4) フーチング上面より125cmの位置の変位で、ZC載荷の場合は、正負の平均値、ZS載荷の場合は正の値を示す。
 5) X・Y レコーダーの計測値より読みとった値で、正負値の小さい方の値。

5. 2 破壊モード

破壊モードは、円環柱の付根部の断面形状及び荷重方法によって大きく異なることが明らかにされた。柱付根部分がフーチング上面まで中空の鉄筋コンクリート部材である I-2 (RA) (X・ZC) と II-1 (RA) (X・Y・ZC) 供試体は、正負繰返し荷重によって付根部コンクリートが圧壊し圧壊後の水平耐力は零となり、鉄筋が一樣に付根部で座屈して露出した。この2体を比べてみると、水平荷重の方向が一軸から二軸に変わったことによる顕著な影響は

みられなかった。靱性率を耐力が降伏荷重以下になるまでの最大変位を降伏変位で割った値とすれば、この2体についてはおよそ5であった。RB、PBタイプの供試体は、コンクリートの圧壊する部分が中実部上に移動しただけで、破壊時には急激に耐力を失い脆性的挙動を示した。I-4 (RB) (X・ZC)、II-3 (PB) (X・ZS)、II-5 (PB) (X・Y・ZS) 供試体の靱性率は4~5程度であったが、II-4 (PB) (X・Y・ZC) 供試体においては、わずか3しか確保できなかった(図-4参照)。II-7 (PBW) 供試体は、柱付根部の柱径の高さだけフープ筋の量を2倍にしたものである。図-5に示すように、II-4 (PB) 供試体と比べてみると、靱性率は4程度となりやや改善され、フープ筋の拘束により若干ねばりのある破壊モードを示した。しかし、圧壊後の水平耐力は零となり、II-9 (PC) 供試体と比べて明らかなように、壁厚の増加と同じ効果は得られなかった。RC、PCタイプの供試体は柱付根部の壁厚が柱径の高さだけ柱径の25%に増厚されたものであるが、靱性率はすべて6以上となった。最終的には付根部の軸鉄筋が座屈と伸びの繰返しによって破断し破壊に至ったが、大変形による破壊時の残存耐力は確保されており、荷重方法の違いによる顕著な差もみられなかった。I-10 (PD) 供試体は、壁厚を柱径の30%に増厚したものであるが、耐荷性能は25%に増厚した I-8 (PC) 供試体とほとんど同じであった。したがって、柱の付根部分の壁厚は柱径の25%程度でよいものと思われる。

5. 3 変形とひびわれ状態

フーチング表面から柱径の1/2の深さの面を固定位置として、各供試体の変形の計算を行なった結果、実験値とよく一致した。降伏変位時における柱付根部の回転の影響は、計算上、全変形量の4割程度を示した。I-6 (PBT)、II-11 (PCT/2)、II-12 (PCTF) 供試体は、PC鋼材の中途定着の影響とその軽減方法の検討を目的としたものである。図-6に荷重段階ごとの柱の各位置における変形を測定した結果を示す。I-6 (PBT) 供試体は、すべてのPC鋼材をフーチング上面から1.5D (D:柱径)の位置で中途定着したものであるが中途定着部付近で明らかに曲率が大きくなっており、その部分が降伏が進んでいることを示している。II-11 (PCT/2)

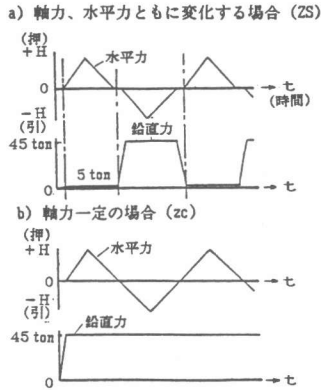


図-2 水平荷重と軸力荷重の時間的關係

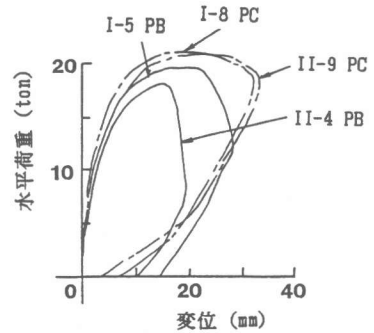


図-3 荷重-変位曲線の最大耐力を記録した側の包絡線(1)

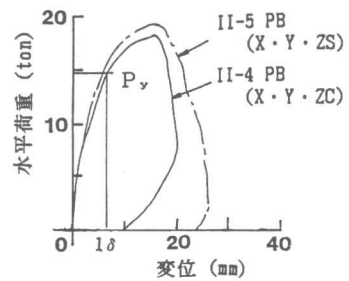


図-4 荷重-変位曲線の最大耐力を記録した側の包絡線(2)

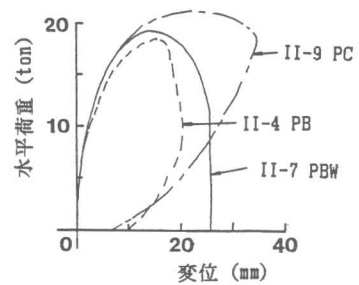


図-5 荷重-変位曲線の最大耐力を記録した側の包絡線(3)

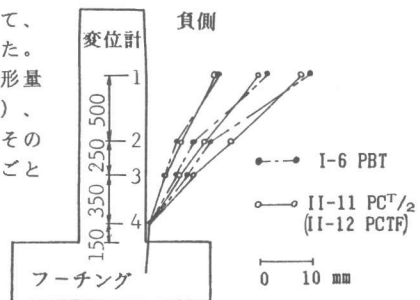


図-6 変形図

供試体は、PC鋼材の半分の量を1.5 Dの位置で中途定着したものであり、II-12 (PCTF) 供試体は、1.5 Dの位置でPC鋼材をすべて中途定着し、その補強のために付加鉄筋を配置したものである。この2体については、図-6からも明らかのように、中途定着部での大きな曲率の変化は認められなかった。

供試体のひびわれの発生状況について述べると、PC鋼材を中途定着したI-6、II-11、II-12 供試体を除いて、斜めひびわれが発生したのは 2δ 変位以降である。これは、中空円断面であるために地震荷重から 2δ 変位荷重までに荷重が1.5倍、載荷方法によっては2倍にも増大するのでせん断応力度がその割合で増加すること、設計地震力が作用するときにはせん断に対して安全に設計されていること、等のためである。I-6 (PBT) 供試体は、地震荷重において中途定着部に大きなひびわれが発生し降伏荷重時にはそのひびわれが斜めひびわれに成長して断面中央にまで達した。最終的には付根部断面の破壊がこの供試体の破壊を決定したが、中途定着部もほぼ限界断面に達しており、高軸力が存在しなければ中途定着部の断面で早期に破壊するものと思われる。プレストレスを導入した供試体は鉄筋コンクリート供試体に比べて復元性が優れており、付根部が健全な場合、大変形後に荷重を零とした時の残留変位は鉄筋コンクリート供試体の1/2以下となった。また、地震荷重時に発生したひびわれをみてみると、鉄筋コンクリート供試体は、フーチング上面から柱径程度の長さにおわたってひびわれが生じたのに対し、プレストレスの導入された供試体のひびわれ区間はその1/2程度の長さであった。

5.4 ひずみの測定結果

水平二軸荷重において、先ずY軸荷重の場合、フーチング上面での軸方向鉄筋の引張側最外縁のひずみは弾性計算により求めた降伏荷重において $1700 \times 10^{-6} \sim 2000 \times 10^{-6}$ となった。X軸荷重の場合、同上のひずみはやや増し 2200×10^{-6} 程度であった。軸方向鉄筋で腹部の中央にある鉄筋は、Y軸荷重ですでに降伏ひずみを越えるひずみを生じており、PBタイプの供試体においては、大変形時の水平力除荷時には高圧縮力のみ作用となり相当に不安定なひずみの動きを示した。しかし、柱付根部を増厚したPCタイプの同上のひずみは安定しており、水平二軸荷重を受ける場合においても増厚が効果的であることが示されている。フープ筋のひずみは、降伏荷重時にはほとんどの供試体において $200 \times 10^{-6} \sim 400 \times 10^{-6}$ 程度であり、設計地震力に対してはせん断力の影響が極めて僅かであるといえる。中途定着のPC鋼材が存在するII-11 (PCT/2) 供試体とII-12 (PCTF) 供試体のフープ筋のひずみについてみると、変位がおよそ 2.5δ 時において、最初にPC鋼材の中途定着部付近のフープ筋が降伏することが観察された。このことは、ひびわれの成長の状況と対応するものであった。

6. 結論

実験結果を総合的に検討して得た結論は次の通りである。1) PBタイプの供試体の場合、高軸力が作用した状態で水平二軸に正負繰返し力が作用すると、靱性率は3程度しか確保できず急激に耐力を失った。このことは耐震設計上極めて重要な知見であると思われる。2) 柱付根部を増厚したPCタイプの供試体の場合、水平二軸の繰返し載荷に対して極めて健全な性能を示した。3) 軸力が供試体に与える影響は、軸力が最大の状態で一定に保たれているよりも、これが最大値と零付近との間を水平力の変化に応じて変化した方が小さいことが示された。ただし、PC鋼材の中途定着部への影響はこの逆となることに注意する必要がある。4) PC鋼材の中途定着の悪影響に対しては、一部のPC鋼材を延長したり、鉄筋を添えることで相当に性能が改善されることが示された。安全な設計方法としては、モーメントシフトを考慮する方法がよいと考えられる。5) 壁厚を増さずにフープ筋の量を2倍としたPBWタイプの場合、若干性能は向上したが壁厚を厚くした場合のような効果は得られなかった。6) 壁厚を増し、プレストレスを導入した場合の変位応答は、復元性が強く良好な性能を示した。7) 解析の結果は実験値とよく一致した。

謝辞

本研究は横浜港横断橋下部構造の設計検討の一環として首都高速道路公団が横浜国立大学に委託した研究の一部である。本研究の実施に当り公団と大学の関係各位に多大の御支援を賜わった。供試体の製作にはオリエンタルコンクリート株式会社の協力を得た。ここに記して謝意を表する次第である。