

大阪工業大学大学院 学生員 ○柏 直也 大阪工業大学大学院 学生員 家氏 克也
大阪工業大学大学院 正会員 井上 晋 大阪工業大学大学院 正会員 三方 康弘

1. はじめに

著者らは、プレキャスト PC 構造によるコンクリート製橋脚の高性能化に関する研究を行っているが^{1) 2)}、PC 鋼材をアンボンド化することで、より復元性・修復性の高い構造になることを昨年度報告した。しかし一方で、アンボンド構造にすることによりエネルギー消散能力が低下することが懸念される。そこで本研究では、エネルギー消散能力の向上を目的として柱部材断面外にフーチング部に定着された鉄筋を機械的に接合するアンボンド型プレキャスト PC (PCaPC) 柱部材を作製し、既往の結果と比較することにより、その耐震性能について検討を行った。

2. 実験概要

本研究で採用したPCaPC断面を図-1A、比較の対象としたハーフプレキャストPRC (HPCaPRC) 断面¹⁾を図-1B、RC断面²⁾を図-1Cに示す。供試体の幅×高さは500×500mmであり、A、Bの中央部(300×300mm)はそれぞれ、中空、RC構造となっている。PCaPC柱の作製は、フーチング上に高さ600mmのPCaブロックを3段積み上げ、シースに挿入したPC鋼材(φ17mm, $f_{py}=1097\text{N/mm}^2$)を緊張することで圧着接合を行った。本研究ではプレストレス導入量としてPC鋼材引張強度の11%(コンクリートの応力度 σ_{cp} : 1.2N/mm^2)、19%(σ_{cp} : 2.0N/mm^2)の2種類を選定し、計3体を作製した。3体のうち1体にはブロック接合部のズレを抑制する目的で中空部のブロック接合部載荷側面に補強鋼板(60×240mm)を装着した。その後、フーチング部に定着されたネジ鉄筋(D16, $f_{sy}=377\text{N/mm}^2$)とブロック部に取付けた治具を機械的に接合した(ネジ鉄筋は引張・圧縮の両方向に対抗)。なお、帯鉄筋にはD10($f_{wy}=375\text{N/mm}^2$)を用い、配置間隔はAは150mm、B、Cは100mmとした。Bのコア部にはD13の主鉄筋($f_{sy}=321\text{N/mm}^2$)を12本配置している。また、Cの主鉄筋にはD16($f_{sy}=352\text{N/mm}^2$)、帯鉄筋にはD10を用いた。コンクリートの設計基準強度は、A、Bのブロック部で $f_{ck}=30.0\text{N/mm}^2$ 、また、Bのコア部、Cの柱部で $f_{ck}=21.0\text{N/mm}^2$ である。載荷方法は降伏変位 δ_y (A: 8mm, B, C: 9mm)の整数倍で各3回繰返しを行う静的正負交番繰返し漸増型載荷とした。載荷位置は基部から1600mm(H/D=3.2)とし、載荷中は断面中央部のダクト内のアンボンドPC鋼材を緊張することにより、コンクリート断面に一定軸力(1N/mm^2)を作用させた。

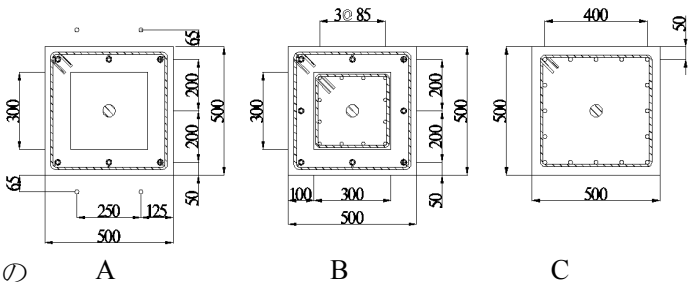


図-1 断面図 (単位: mm)

3. 破壊形式およびひび割れ進展状況

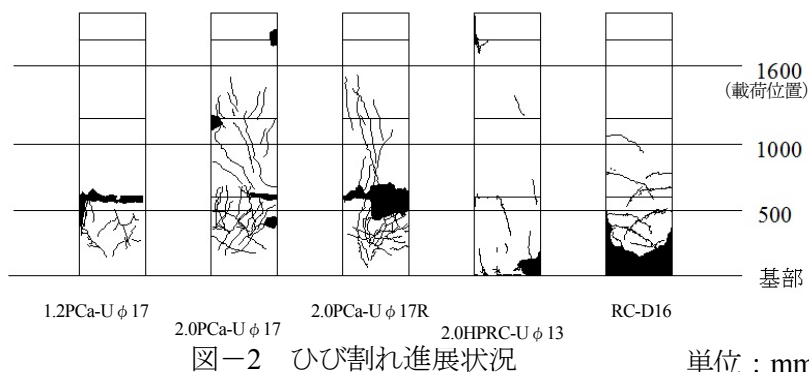
各供試体の詳細と実験結果を表-1に示す。最大曲げ耐力は Baker が提案した F 値法³⁾により算出し、せん断耐力は土木学会コンクリート標準示方書設計編により算出を行った。載荷終了時のひび割れ進展状況を図-2に示す。PCaPC 柱、HPCaPRC 柱と

表-1 各供試体の詳細と実験結果

供試体名称	プレストレス導 入量 (N/mm ²)	帯鉄筋配置 間隔 (mm)	実材料計算値					最大荷重	
			曲げ耐力 ^{*)}		せん断耐力			V/P _{max}	実測値
			P _{max} (kN)	V _c (kN)	V _s (kN)	V (kN)	P _{exmax} (kN)		
1.2PCa-Uφ17	1.2	150	202.6	150.1	77.2	227.3	1.12	162.4	
			172.6				1.31		
2.0PCa-Uφ17	2.0	150	223.1	155.5	77.2	232.7	1.04	191.2	
			190.1				1.22		
2.0PCa-Uφ17R	2.0	150	223.1	155.5	※97.2	252.7	1.13	204.2	
			190.1				1.33		
2.0HPRC-Uφ13	2.0	100	242.1	177.7	168.5	346.2	1.43	235.7	
RC-D16	—	100	179	146.7	157.7	304.4	1.7	191.6	

*) 上段: 基部耐力, 下段: 破壊断面の耐力

RC 柱ではひび割れ進展状況が異なり、前者では曲げひび割れが基部ならびにブロック接合部に集約されるのに対し、RC 柱では基部上方 1000mm 程度まで曲げひび割れが発生し、それが曲げせん断ひび割れへと移行していく様子がうかがえる。一方、せん断ひび割れに関しては 1.2PCa-U ϕ 17 供試体では最下段ブロック



クのみに発生しているのに対し、2.0PCa-U ϕ 17, 17R 供試体では最上段ブロックまで進展した。これはプレストレスが大きくなるとブロック接合部でのせん断伝達が大きくなることによるものと考えられる。また、PCaPC 柱は HPCaPRC 柱と比較してせん断ひび割れの発生が顕著となるが、これは前者が中空断面であるのに対し、後者は内部が RC 断面になっていることによるものである。なお、PCaPC 柱は今回の実験では基部が破壊断面とはならず、1 段目と 2 段目のブロック接合部近傍が破壊断面となっている。表-1 の曲げ耐力の欄の上段には基部の曲げ耐力計算値を、下段には破壊断面となった位置での曲げ耐力計算値を示したが、この値と最大荷重実測値の比較からもわかるように、基部断面外側に配置したネジ鉄筋の定着位置の関係から、本実験ではネジ鉄筋が耐力やエネルギー消散能力の改善には必ずしも有効に機能しなかったことがうかがえる。

4. 荷重－水平変位関係

図-3 に荷重－水平変位履歴曲線の例を示し、図-4 に全供試体の包絡線を示す。PCaPC

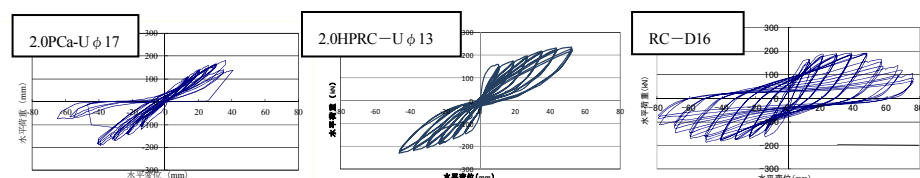


図-3 履歴曲線

柱部材、HPCaPRC 柱部材の履歴曲線は原点指向型を示しているが、前者はエネルギー消散が十分でない傾向を示している。これに対し、RC 柱部材は最大耐力に至るまでは典型的な紡錘型の履歴曲線を示している。PCaPC 柱と HPCaPRC 柱および RC 柱を包絡線により比較すると、PCaPC 柱は初期剛性が小さい。これは、PCaPC 構造は断面内に中空部を有していることが大きな理由である。PCaPC 柱の中では要因によらず荷重－水平変位関係に大差はないものの、負方向荷重時の 2.0PCa-U ϕ 17R 供試体の第二剛性が 1 段目と 2 段目のブロック接合部近傍のコンクリートの剥落の影響を受け、小さくなっている。

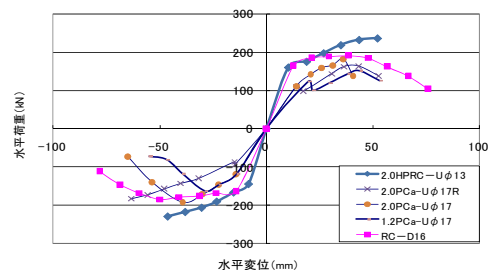


図-4 包絡線

6. まとめ

本研究から、アンボンド型 PCaPC 構造は変形の回復性が極めて高く、復旧性の観点から RC 構造より有効な構造となると考えられる。しかしながら、エネルギー消散能力については、断面外に配置した鉄筋が本研究で用いた供試体では有効に機能しなかったと考えられ、改善が必要である。

7. 参考文献

- 1) 家氏ほか：アンボンド型ハーフプレキャスト PRC 柱部材の耐荷・変形特性に関する実験的研究 平成 22 年度土木学会関西支部年次学術講演会 V-2
- 2) 家氏ほか：中型ハーフプレキャスト PRC 柱部材の耐荷・変形特性に関する実験的研究 平成 21 年度土木学会関西支部年次学術講演会 V-6
- 3) 谷 昌典：プレキャストプレストレストコンクリート圧着柱部材の構造性能評価に関する研究 京都大学博士論文 平成 20 年度 9 月 24 日