鋼繊維補強コンクリートを用いた アンボンド PCaPC 柱部材に関する実験的研究

Experimental Study on Precast, Steel Fiber Reinforced Concrete Columns Post-tensioned by Unbonded Tendons

R&Dセンター 松永 健太郎 KENTARO MATSUNAGA R&Dセンター 田野 健治 KENJI TANO R&Dセンター 新上 浩 HIROSHI SHINJO

鋼繊維の有無をパラメータとして、アンボンド PCaPC 柱の曲げせん断実験を片持ち形式で実施した。ひび 割れ部を架橋する鋼繊維が引張力を負担することで、柱の損傷が抑制されて残留変形が小さくなった。鋼繊維 で補強されたコンクリートの材料特性を用いて既往の算定式で計算した復元力特性は曲げ終局点まで実験結果 と良い対応を示した。

キーワード:アンボンド,鋼繊維,ひび割れ,リユース,損傷,剛体回転

Experiments on unbonded precast prestressed concrete cantilever columns were conducted with and without steel fibers as parameters. The steel fibers bore the tensile forces in the concrete, reducing the damage and residual deformation of the column. The restoring force characteristics, calculated by the existing formulas using the material properties of the steel fiber reinforced concrete, corresponded well to the experimental results up to the ultimate bending point.

Key Words: Unbonded, Steel fiber, Crack, Reuse, Damage, Rigid body rotation

1. はじめに

アンボンドプレキャストプレストレストコンクリート (以下,アンボンド PCaPC) 圧着接合工法はコンクリ ート部材のリユースに適した工法である¹⁾。アンボンド PC 部材は高い復元性能を有しているため,地震時の損 傷が少なく,地震後の残留変形も小さい。しかし,圧着 面の回転量に比べて部材の曲げ変形が大きいとひび割れ が生じる可能性がある。部材をリユースする場合には, 損傷を限りなく小さくしたい。コンクリートに鋼繊維を 混ぜて補強することで,引張・圧縮靱性の改善に加えて, 損傷抑制の効果も期待できる。

一方で、アンボンド PC 柱に関する先行研究では、基本的な構造性能を把握するためにシアスパン比が3までの実験が多く²⁾、長柱に関する検討はほとんどされてこなかった。そこで本研究では、鋼繊維補強コンクリートを用いたアンボンド PCaPC 長柱部材の曲げせん断実験を実施して、鋼繊維の損傷抑制効果について確認した。本稿ではその実験結果について報告する。

なお,本稿の一部は文献3)で発表されたものであり, 本稿はその内容を発展させ,検討を加えたものである。

2. 実験計画

(1) 試験体概要

試験体形状および一覧をそれぞれ図-1 および表-1 に 示す。試験体はシアスパンが2,150mm(シアスパン比: 約 6.5)の片持ち形式の扁平柱 2 体である。コンクリー ト内の繊維の有無をパラメータとした。CC-1f のコンク リートには鋼繊維と PP 繊維が混入されており,文献 3) の材料と同様の調合である。鋼繊維の混入率はコンクリ ート体積比で 1.0%, PP 繊維は約 0.3%である。

柱部材とスタブとの間に無収縮モルタルを打設し, PC 鋼棒により両者を圧着接合した(定着端間長さ: 3,480mm, 孔の内径:30mm)。柱頭部の PC 鋼棒の定着 部が軸力の載荷を阻害しないように, PC 鋼棒定着部を コンクリートに埋設した。載荷開始時の PC 鋼棒の有効 プレストレス力(平均値)を規格降伏耐力の 0.66 倍と



	試験体名	CC-1	CC-1f			
断面	幅×せい	470×330mm				
	組立筋 / 帯筋	8-D13 / 2-D6@50				
	繊維*1		鋼繊維+PP 繊維			
	軸力比	0.007	0.006			
PC 鋼棒	配筋	3+3-ø19(B種1号)				
	有効プレストレス力		$0.66P_y^{*2}$			
	プレストレスレベル	0.098	0.082			
軸力	」比+プレストレスレベル	0.105	0.088			

※1:鋼繊維の長さは 30mm, PP 繊維の長さは 2mm, ※
2: Py は規格降伏耐力

表-2 コンクリートとモルタルの材料試験結果

試験 体	コンジ	クリート	^{**1} (N/mm ²)	目地モルタル (N/mm ²)					
	圧縮 強度	ヤング 係数 ^{※2}	割裂引張 強度	圧縮 強度	ヤング 係数 ^{%2}	割裂引張 強度			
	JA/X	11.34	JAZ	JAIX		JA/X			
CC-1	69.1	34700	3.91	122	37500	6.18			
CC-1f	81.5	48900	4.18	123	37000	7.75			
※1:粗骨材の最大寸法は 13mm。※2:1/3 割線弾性係									
数									

表-3 鋼材の材料試験結果

径	鋼種	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	伸び (%)
D13	SD345	379	557	186000	20.1
D6	SD295	364**1	532	186000	19.7
<i>ø</i> 19	B種1号	1011**1	1137	200000	13.6

※1:0.2%オフセット耐力

した。コンクリートおよびモルタルの材料試験結果を表 -2に、鋼材の材料試験結果を表-3にそれぞれ示す。

(2) 載荷方法および計測項目

載荷方法を図-2 に示す。反力床の上に固定したコン



クリートブロックに試験体を設置し、スタブを反力床に 固定した。一定軸力Nを載荷しながら、柱の先端部を油 圧ジャッキにより正負交番で載荷した。軸力ジャッキと 試験体の間に回転機構を設けることで、軸力は常に鉛直 下向きに作用させた。載荷点の水平変位 δ をシアスパン で除して変形角 *R*を算出し、 $R=\pm 1/3200$ および 1/1600 rad を各 1 サイクル、1/800、1/400、1/200、1/100、1/75、 1/50、1/33、1/25 および 1/20 rad を各 2 サイクル載荷し た。

計測項目は、載荷点位置の水平変位、柱脚部の鉛直お よび水平変位、コンクリートのひずみ、PC 鋼棒のひず みおよび張力である。PC 鋼棒の張力はスタブ下のロー ドセルにより計測した。

3. 実験結果

(1)破壊経過

計算値一覧を表-4 に、柱脚部の曲げモーメント $M \ge$ 変形角Rの関係を図-3に、最終破壊状況(黒:正載荷, 赤:負載荷)を写真-1にそれぞれ示す。Mには $P-\Delta$ 効果 分の曲げモーメント ($N \times \delta$)が付加されている。圧着 面の離間や柱脚部における曲げひび割れが発生した後、 CC-1では $R=\pm 10 \times 10^{-3}$ rad 程度で柱脚部のコンクリート とモルタルが圧壊し、CC-1fではモルタルの後にコンク リートが $R=\pm 20 \times 10^{-3}$ rad 程度で圧壊した。圧壊が進行 しても耐力は低下することなく変形角が増大し、 $R=\pm$ $30 \times 10^{-3} \sim 40 \times 10^{-3}$ rad 程度で最大荷重に達した。孔の直 径が小さいため $R=\pm 10 \times 10^{-3}$ rad 程度以降では PC鋼棒が 孔の内側に接触した可能性があるが、定着端間長さが大 きいためロードセルで計測していた PC 鋼材張力が降伏 耐力を超えることはなかった。 $R=\pm 50 \times 10^{-3}$ rad まで載

試験体	文献 2)						文献 5)							
	第一特性点 (離間点)		第二特性点 (曲げ降伏点)		第三特性点 (曲げ終局点)		第四特性点 (安全限界点)		第一特性点		第二特性点		第三特性点	
	Mcr	Rcr	$M_y(=0.9M_u)$	R_y	$M_u^{st 1}$	$R_u^{\otimes 2}$	$M_L(=0.8M_u)$	R_L^{*1}	$M_{\rm I}$	$R_{\rm I}$	$M_{\rm II}$	$R_{\rm II}^{\ \%2}$	$M_{\rm III}$	R_{III}^{*1*3}
CC-1	80	1.2	155	8.4	172	15.1	138	28.3	62	0.9	162	9.1	170	9.7
CC-1f	81	0.9	162	6.9	180	14.8	144	24.2	61	0.7	165	9.6	179	12.3

表-4 計算值一覧

Mは曲げモーメント(kN・m), R は変形角(×10⁻³rad)。※1: PC 鋼棒が降伏しなかったため,引張側 PC 鋼材張力の増分を竹本式(鉛直荷重用)ので計算。※2:コンクリート終局ひずみは 0.003。※3:コンクリート圧縮縁から断面重心位置 $D_c/2$ (D_c :柱せい)ではなく引張側 PC 鋼材配置位置までの距離 d_p で計算。



図-3 柱脚部の曲げモーメントー変形角関係





写真-1 最終破壊状況(柱脚部)

荷しても除荷時の残留変形角は小さかった。特に,鋼繊 維入りの CC-1fでは残留変形角はほとんどなかった。い ずれの試験体でも変形角が大きくなると *M*-*R* 関係は非 線形弾性型からフラッグ型へと移行した。柱脚部に生じ た曲げひび割れや圧壊によるものと考えられる。

(2) 復元力特性モデル

表-4 に示した文献 2)および 5)による復元力特性モデル(骨格曲線)の計算結果を図-3 に併記した。なお、 鋼繊維入りの試験体 CC-1f では表-2 に示すコンクリートの力学特性のみを考慮した。軸力比とプレストレスレベルの和が小さいため、塑性ヒンジ長さを柱せいの 1/2

(3) 圧着面の回転と損傷の関係

正載荷時における柱脚部側面のコンクリートのひずみ (柱脚部から45mmの高さの位置)分布を図-4に示す。 引張側(東側)のひずみは載荷開始時から大きく変化せ



ず, 圧縮側(西側)のひずみは中立軸深さが減少を伴い ながら大きくなった。正載荷時の柱脚部の鉛直変位分布 (計測区間長さ:70mm)を図-5 に示す。載荷開始時か ら計測し始めたため,有効プレストレス力による鉛直変 位は含まれていない。鉛直変位分布は載荷開始から終了 までほぼ直線であったことから,柱脚部の圧着面は回転 していることがわかる。

圧着面の回転角とそれ以外の部材の曲げ変形(たわみ) やせん断変形による回転角の割合を図-6 に示す。圧壊 の影響を受けづらい柱せい中心の鉛直変位を図-5 中の x の長さで除して圧着面の回転角を算出した。いずれの試 験体でも変形角の増大とともに圧着面の回転角の割合が 大きくなり、特に鋼繊維を混入した CC-1f では変形角が 小さいときから圧着面の回転角の割合が CC-1 に比べて 大きかった。柱部材自体のたわみやせん断変形の割合が 小さくなり、剛体回転に近い挙動をしていたと考えられ る。これはひび割れ部を架橋する鋼繊維が引張力を負担 したことで柱の曲げ変形(たわみ)が抑制されたためと 考えられる。CC-1f の曲げひび割れは本数や長さも CC-1 に比べると小さく,柱脚部の圧壊の程度も小さかった (写真-1)。

4. まとめ

アンボンド PCaPC 柱部材の曲げせん断実験を片持ち 形式で実施した。鋼繊維で補強したことにより柱の損傷 が抑制された。シアスパン比が約 6.5 の柱部材であって も,鋼繊維の有無にかかわらず既存の算定式を用いた復 元力特性は曲げ終局点まで実験結果と精度良く対応した。

謝辞:本実験の計画から結果の検討に至るまで,京都大 学大学院 谷昌典准教授には,多くのご指導,ご助言を いただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 松永健太郎,新上浩:コンクリート部材のリユース システムの開発 -建物の解体を容易にするアンボン ド PC 圧着接合工法-,日本建築防災協会建築防災, No.549, pp.14-19, 2023.10
- 2) 日本建築学会構造委員会プレストレストコンクリート構造運営委員会:古くて新しい・アンボンド PC が紡ぐ未来の空間創造,2021 年度日本建築学会大会 (東海)構造部門 (PC) パネルディスカッション資料,2021.9

- 3) 下平悠夏,田野健治,松永健太郎,新上浩,峯竜一 郎,松田拓:ポルトランドセメントを使用しない超 低収縮・高強度コンクリートのアンボンド PCaPC 構 造への適用に向けた一連の構造実験,三井住友建設 技術研究開発報告,第20号, pp.13-25, 2022.10
- 4) 大圖友梨子,下平悠夏,田野健治,松永健太郎,新 上浩,松田拓,峯竜一郎,谷昌典:柱をアンボンド PCaPC 部材とした柱梁接合部の実験的検討(その1 ~2),日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 構造IV, pp.685-688, 2022.7
- 5) 日本建築学会構造委員会プレストレストコンクリー ト構造運営委員会:アンボンド PC 部材の性能評価 の現状について考える、シンポジウム資料、2019.5
- 6) 竹本靖:アンボンド PRC 部材の曲げ終局時テンドン 応力について、大林組技術研究所報、No.28、pp.49-54、1984