

論文 緊張力変動抑制装置を用いたアンボンド PCaPC 圧着骨組の耐震性能

池上 千優*1・越川 武晃*2・北野 敦則*3・佐藤 良介*4

要旨: アンボンド PCaPC 圧着構造における PC 鋼材の降伏を防止するため、緊張力変動抑制装置を開発し、装置の効果を実験的に検討した。装置単体の要素実験では、基本的な挙動として載荷から除荷にかけ装置の剛性が変化すること、載荷時と除荷時の履歴曲線を行き来するような履歴ループを描くことが確認できた。装置を設置したアンボンド PCaPC 十字形試験体の載荷実験から、装置の主な効果として層間変形に伴う緊張力の増加が抑制されている様子が確認できた。さらにエネルギー吸収性能の付与を目的としたボルトダンパーを設置した試験体の載荷も行い、結果からダンパーが降伏しエネルギーを吸収している様子が確認できた。

キーワード: アンボンド, プレキャスト, プレストレストコンクリート, 降伏防止, エネルギー吸収

1. はじめに

近年の大地震による被害を契機として、建築物の耐震設計においては地震時の損傷制御および地震後の継続使用の確保を重要視した設計や技術が求められている。コンクリート系構造において、地震時の損傷制御を実現し得るものの一つとしてアンボンド PCaPC 圧着構造が挙げられる。本構造は、アンボンド PC 鋼材をプレキャストコンクリート梁部材および柱に貫通させて配置し、その PC 鋼材を緊張して部材を一体化する工法を用いた構造であり、部材の損傷を梁の圧着接合面に集中させることで部材の損傷制御を可能とするという優れた特徴を持つ¹⁾³⁾。しかし一方で、目開きによる変形で一度内部の PC 鋼材に降伏が生じてしまうと、緊張力の低下やそれに伴う復元性の低下を招くなど構造の安定性と耐震性能を大きく損なってしまう恐れがあり、また構造全体としてエネルギー吸収性能⁴⁾に乏しいという欠点もある。

本研究ではこれらの課題を解決すべく PC 鋼材の降伏を防止するための緊張力変動抑制装置（以下「装置」とする）を開発し、装置単体の要素実験および PC 鋼材の定着部に装置を設置したアンボンド PCaPC 十字形試験体の載荷実験を行った。さらに構造にエネルギー吸収性能を付与するため、ボルトダンパーを設置した試験体の載荷実験も併せて行った。これらの実験結果を通して装置およびボルトダンパーの性能や効果について検討した。

2. 試験体および装置概要

図-1 にアンボンド PCaPC 十字形試験体の概要を示す。本試験体は、建築物の中間層内柱梁接合部を模擬しており実大の 1/2 のスケールで作成した。加力点（反力点）間距離は、柱が 2,250mm、梁が 3,000mm である。柱断面

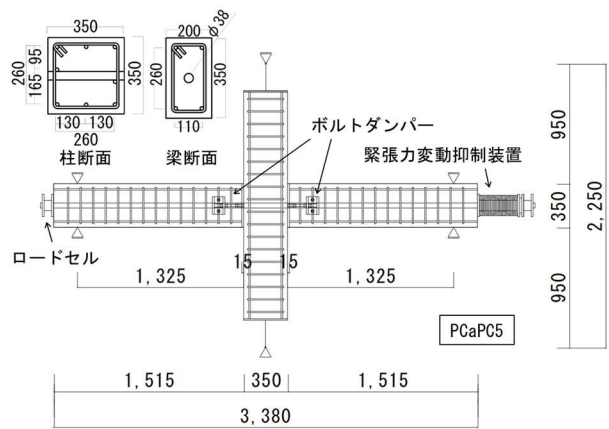


図-1 試験体概要

表-1 コンクリート及びモルタルの材料特性

試験体名	コンクリート			目地モルタル
	圧縮強度	引張強度	ヤング係数	圧縮強度
	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²	N/mm ²
PCaPC1	49.70	3.25	26.00	48.70
PCaPC2	53.50	2.80	26.30	66.30
PCaPC5	55.00	6.29	25.30	62.00

表-2 使用鋼材の材料特性

	試験体名	径	規格	降伏強度	引張強度	ヤング係数	伸び
				N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²	%
鉄筋	PCaPC1	D10	SD295A	370	512	169	24
	PCaPC2	D13		358	503	194	24
	PCaPC5	D10		374	508	177	17
		D13		360	511	176	23
PC鋼棒	PCaPC1 PCaPC2 PCaPC5	26φ	B種-1号	1060	1150	201	12

*1 北海道大学大学院工学院 大学院生 (学生会員)

*2 北海道大学大学院工学研究院 助教・博士 (工学) (正会員)

*3 前橋工科大学 教授・博士 (工学) (正会員)

*4 前橋工科大学 准教授・博士 (工学) (正会員)

は 350mm×350mm, 梁断面は 350mm×250mm とし, 柱の柱梁接合部に位置する場所と梁中心には PC 鋼棒を通す 38φ のシース管 (外径 42φ) を設置した。柱主筋として 8-D13 を使用し, 梁主筋として 4-D10 を使用し, PC 鋼棒として B 種 1 号-26φ を使用した。また柱の帯筋と梁のあばら筋として 2-10D を 100mm 間隔で配筋した。試験体は柱と梁を別に作成し, 幅 15mm の目地モルタルを介し PC 鋼棒に初期緊張 (プレストレス導入率 0.075, 規格降伏荷重の約 53%) を与え圧着接合した。柱と梁のコンクリート設計基準強度は $F_c=50 \text{ N/mm}^2$ とし, 目地にはセメント系無収縮モルタル材を使用した。なお柱梁曲げ耐力比⁵⁾⁶⁾は PCaPC1 が 2.82, PCaPC2 が 2.79, PCaPC5 が 2.78 である。表-1 にコンクリート及びモルタル, 表-2 に使用鋼材の材料特性を示す。

本研究では PCaPC1, PCaPC2, PCaPC5 の 3 体の試験体を用い, 装置とボルトダンパーの有無を実験のパラメータとする。表-3 に試験体パラメータを示す。装置は梁端部の PC 鋼棒の定着部に, ボルトダンパーは柱梁接合部の柱を挟み両側に設置している。

図-2 に装置の概要を示す。装置はガイド部・皿ばね部・クリアランス部の 3 つで構成されている。鋼管 $\phi 80 \times 6$ と鋼板で作成したガイド部に皿ばねと, 鋼管 $\phi 114.3 \times 6$ と鋼板で作成したクリアランス部を通し装着し, 十字形試験体の PC 鋼棒の定着部において PC 鋼棒を装置の内部に通して設置した。装置は梁の目開きによって PC 鋼棒に伸びが生じる際に, それに応じて装置の皿ばねが縮むことで PC 鋼棒の緊張力増加を抑制する仕組みとなっているため, クリアランスはその変形量を見込み 30mm 設けた。また装置には内径 82mm, 外形 160mm の皿ばねを用い, PC 鋼棒の軸剛性と装置の剛性が同程度となるよう並列 4 枚, 直列 7 段の組み合わせで使用した。表-4 に装置に使用した皿ばねの材料特性を示す。

図-3 にボルトダンパーの概要を示す。ボルトダンパーには一般的な寸切りボルト M16 を使用した。このボルトは, 中間部のねじ山を加工して削り, 降伏荷重を調節したものである。ボルトダンパーは梁軸中心位置に柱梁接合部を挟み, 左右の梁側面に表裏 1 つずつの計 4 つ設置した。ボルトダンパーの設置は, 柱にはスタットボルトを予め埋め込み, 高強度高ナットにより接続した。梁には, 図で示したような定着治具を鋼材で製作し, 梁に密着させた。この時, 定着治具と梁側面のずれを極力抑

えるために, 治具と梁表面間にエポキシ系接着剤を塗布するとともに, 図中の写真のように梁両面からみぞ形鋼と寸切りにより挟み込むことで, 定着治具と梁表面の密着度を高めるという対策を講じた。表-5 にボルトダンパーの材料特性を示す。

3. 緊張力変動抑制装置の要素実験

装置の履歴特性を検証するため, 装置単体の要素実験を行った。実験には荷重容量 1,000kN の万能試験機を用い, 装置を縦向きに設置して材軸方向に加力を行った。図-4 に変位計および試験体の設置状況を示す。図のように装置の四つ角に各 1 つずつの, 計 4 体の変位計でガイド部とクリアランス部の相対変位を計測した。

加力ルールは 4 パターン設定した。図-5 に各パターンの加力ルール図を示す。パターン①は, 装置の履歴曲線の概形を確認する目的で行った。除荷開始の目標値には, 装置の変形率 25% (6.125mm), 50% (12.25mm), 荷重 500kN の 3 点を設定した。変形率は使用した皿ばねの荷重特性⁷⁾からたわみを算出し, 500kN は PC 鋼棒の降伏荷重から, 十字形試験体の載荷実験において装置に作

表-3 試験体パラメータ

試験体名	緊張力変動抑制装置	ボルトダンパー
PCaPC1	なし	なし
PCaPC2	あり	なし
PCaPC5	あり	あり

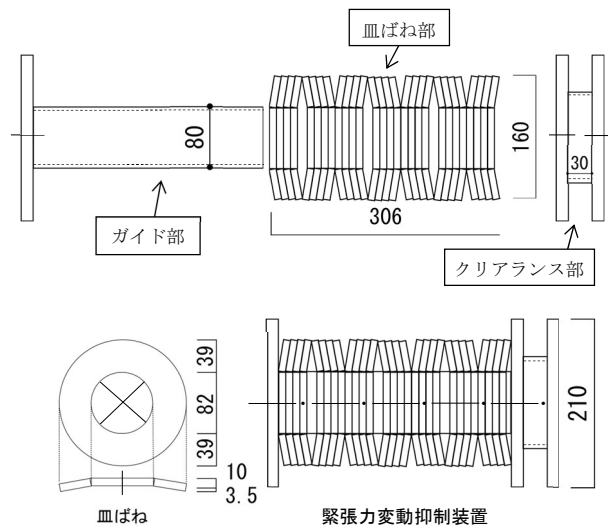


図-2 緊張力変動抑制装置概要

表-4 皿ばねの材料特性

基準寸法					荷重				応力		
内径	外径	板厚	有効高さ	自由高さ	N				N/mm ²		
d	D	t	h	Ho	$\delta=0.25h$	$\delta=0.50h$	$\delta=0.75h$	$\delta=h$	$\delta=0.50h$	$\delta=0.75h$	$\delta=h$
82	160	10	3.5	13.5	54800	105000	154000	202000	950	1500	2092

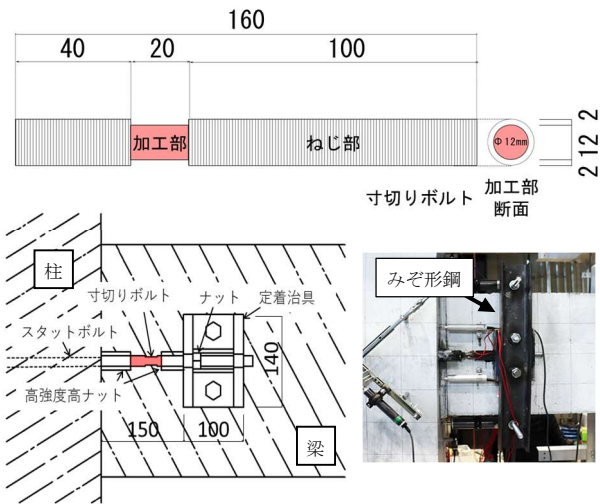


図-3 ボルトダンパー概要

表-5 ボルトダンパーの材料特性

	径	断面積	降伏強度	引張強度	ヤング係数
		mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²
ねじ部	M16	201	453	527	120
加工部	12φ	113			

用し得る最大荷重として設定した。パターン②, ③, ④では、十字形試験体に設置した場合を想定し、初期緊張力 (262.5kN) が作用した状態を始点と設定した。パターン②は始点を中心とする正負交番繰り返し漸増载荷、パターン③は始点から正方向の片側のみに一方方向の繰り返し漸増载荷とした。どちらも変位を 1.0mm ずつ漸増しながら 7.0mm まで設定した。一方パターン④は、各サイクル後に始点まで戻さず、前のサイクルまでの変位を継続したまま振幅を 0.2mm, 0.3mm, 0.5mm, 1.0mm, 2.0mm, 2.5mm, 3.0mm と増加させた。その後は反対に振幅を 3.0mm から 0.2mm まで減少させた。パターン④は、より十字形試験体に設置した場合の装置の挙動を模擬している。全てのパターンにおいて、加力は各 2 サイクルずつ行った。

図-6 に各パターンで得られた荷重-変位関係を示す。まずパターン①の結果から、装置は载荷時、除荷時、载荷から除荷へ遷移する範囲 (以下、「遷移時」とする) で

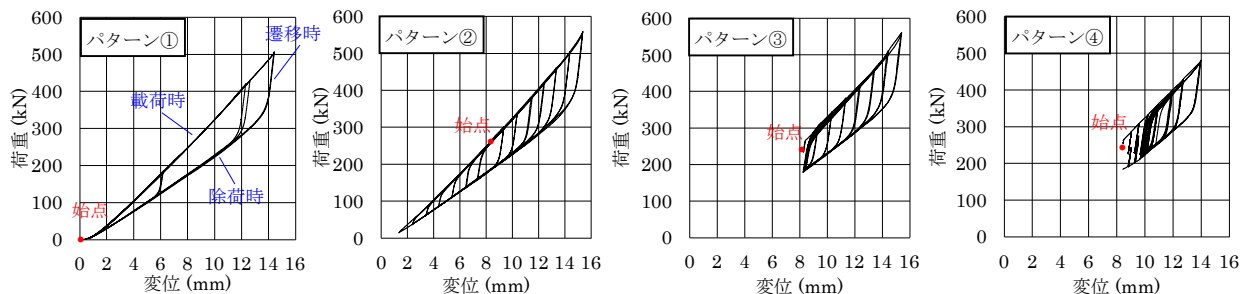


図-6 装置変位-荷重関係

異なる剛性を示し、除荷時と载荷時の履歴曲線を行き来するような履歴ループを描くことが分かった。次にパターン②, ③, ④においては、3 つの加力ルールのもと実

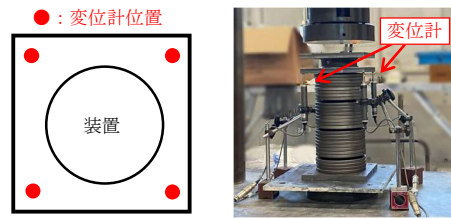


図-4 変位計取付け状況

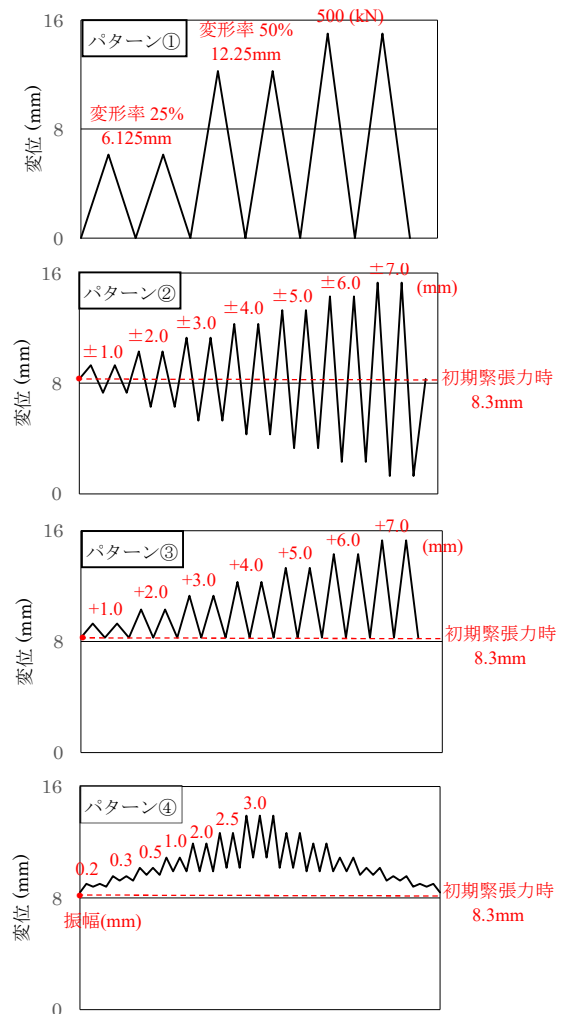


図-5 加力ルール

験を行ったが、すべてパターン①で述べたような概形を示した。図から分かるように、変位や振幅の大きさに関わらず遷移時の剛性はほぼ一定となっている。また装置は基本的に載荷時、遷移時、除荷時という順番で剛性が変化するが、パターン④においては、振幅の小さい0.2mmや0.3mmの範囲で載荷時から除荷時へと変化せず再び載荷時の履歴曲線を辿る様子が確認できた。

4. 十字形試験体の載荷実験

4.1 加力方法と測定項目

図-7に加力装置の概要を示す。試験体は柱脚をピン支持、左右の梁端部をローラー支持とし、鉛直方向に軸力比が1/6になるように軸力(1,100kN)を導入後、一定軸力下にて柱上部ピン位置に水平方向強制変位加力を行った。加力ルールとしては、層間変形角0.20%を1サイクル、0.33%, 0.50%, 1.00%, 1.50%, 2.00%, 3.00%, 4.00%, 5.00%を2サイクルずつ加力する正負交番繰返し載荷を行った。本実験における測定項目は以下の通りである。水平方向・鉛直方向加力ジャッキから試験体に加える荷重および梁支持点位置における荷重をロードセルにより計測した。また図-8に示すように、柱上部・柱下部の水平変位および鉛直変位量、柱梁接合部のせん断変形角、梁接合面の目開き量を変位計により測定した。さらにPC鋼棒にかかる荷重(装置にかかる荷重と同一とする)をロードセルにより、柱梁接合部付近における試験体内部の鉄筋のひずみ量をひずみゲージにより計測した。これに加え、PCaPC2とPCaPC5では装置の変位量、PCaPC5ではボルトダンパーのひずみ量も計測した。なお、層間変形角は柱上部・下部の水平変位量の差(層間変位)を測定位置間距離(1860mm)で除した値と定めている。

4.2 結果と考察

(1) 破壊状況と変形成分比

図-9に3体の試験体の最終破壊状況を示す。装置やボルトダンパーの有無にかかわらず、全ての試験体において、ひび割れは柱にはほとんど発生せず、梁端部の上部や下部など目開きが発生した部分に集中し、コンクリートの剥離や圧壊も同様の部分に多く発生した。

図-10にPCaPC5における全体の変形に占める柱・梁・接合部それぞれの変形割合を示す。梁の変形は圧着接合面で生じる目開きとたわみの合計、柱の変形は層せん断力によるたわみ、接合部の変形は接合部のたわみを用い、それぞれの層間変形角を算出した。梁の目開き量は梁側面の変位データから求めた回転角を用いた。全ての層間変形時において梁の変形割合が90%以上となっており、梁の目開きによる変形が大部分を占めていた。変形割合は3体の試験体とも同様の結果となり、装置やボルトダンパーの有無による違いは見られなかった。

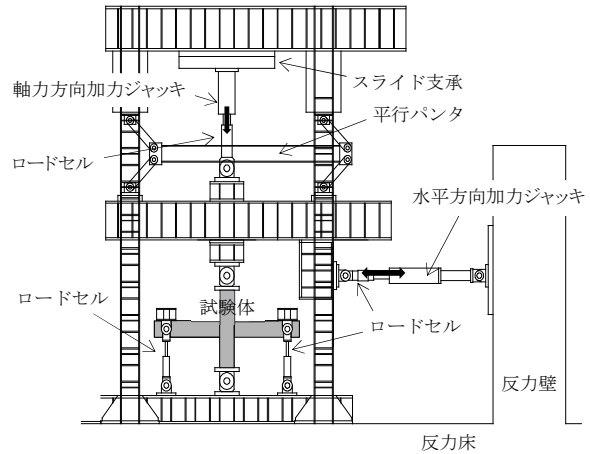


図-7 加力装置概要

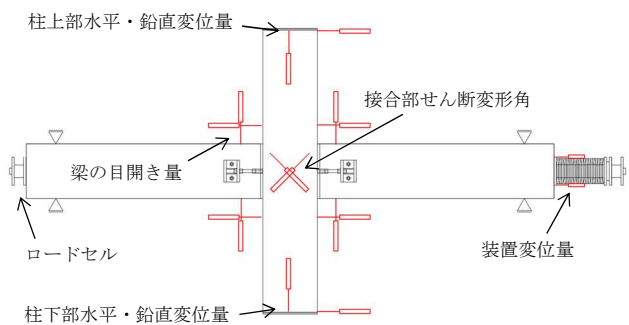


図-8 測定方法

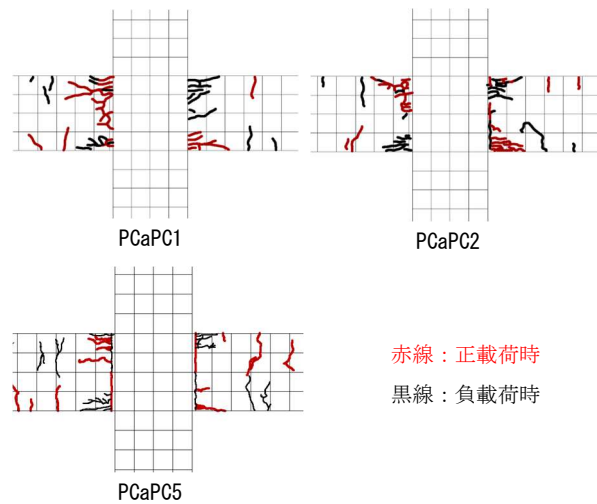


図-9 最終破壊状況

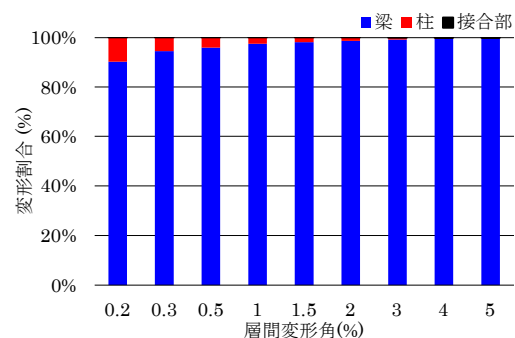


図-10 変形割合 (PCaPC5)

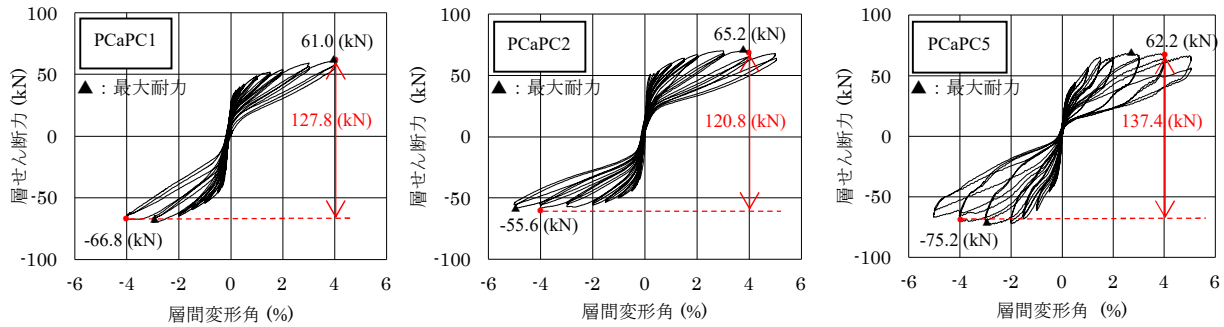


図 - 11 層せん断力－層間変形角関係

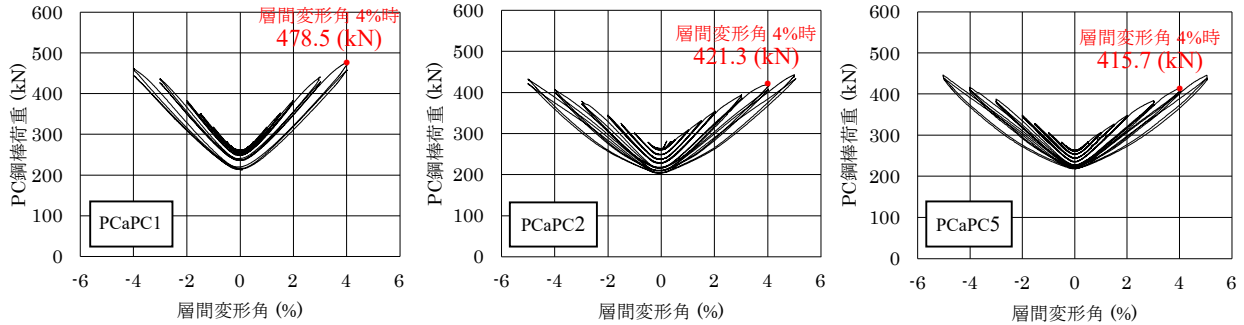


図 - 12 PC 鋼棒荷重－層間変形角関係

なお、装置を設置していない PCaPC1 においては層間変形角 5.00%まで荷重を行うと PC 鋼棒が降伏すると判断したため、その前の層間変形角 4.00%時で荷重を終了したが、装置を設置した 2 体の試験体においては層間変形角 5.00%まで荷重を行ったうえで PC 鋼棒の降伏は見られず、試験体のコンクリートの圧壊が最大耐力の決定要因となった。試験体の鉄筋に関しては、ひずみデータから PCaPC1 において層間変形角 4.00%の負荷荷時に、梁断面にかかった圧縮力が原因となり柱梁接合部直近の下部梁主筋が圧縮降伏したが、それ以外の鉄筋や試験体への影響は見られなかった。また PCaPC2 および PCaPC5 においては、梁主筋での圧縮降伏も生じなかった。これは、装置の効果により PC 鋼棒の緊張力増加が低減され PC 鋼棒の引張力が抑えられた結果、PCaPC1 よりも梁断面にかかる圧縮力が小さくなったためであると考えられる。また PCaPC5 のボルトダンパーは層間変形角 +1.50%の荷重中に 1 体目の降伏が発生し、他のボルトダンパーも順に降伏した。その後、層間変形角 4.00%の荷重中に 1 つ目のボルトダンパーが破断し、最終的に層間変形角 4.00%～5.00%の間で 4 体すべてのボルトダンパーの破断を確認した。

(2) 層せん断力－層間変形角関係

図-11 に各試験体の層せん断力－層間変形角関係を示す。層せん断力は、梁両端にかかる梁せん断力により算出した。まず実験結果全体から全ての試験体において残留変形はほとんど無くアンボンド PCaPC 構造に特有の原点指向能力を示していることが分かった。PCaPC1

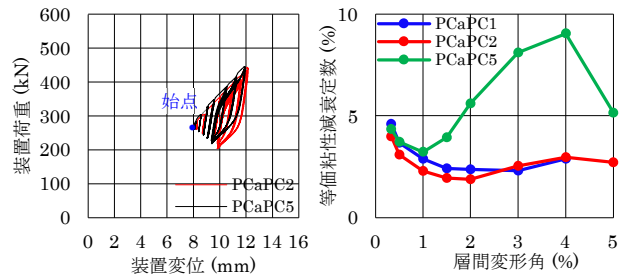


図-13 装置荷重－変位関係 図-14 等価粘性減衰定数

と PCaPC2 を比較すると層間変形角 4.00%時における正負両側の層せん断力の差はそれぞれ 127.8kN, 120.8kN となっており、層せん断力が減少している様子から、装置を設置したことで PC 鋼棒の伸びと緊張力の増加が抑制されたことが確認できる。PCaPC5 においては、ボルトダンパーを設置したことで試験体の耐力が増加したため層せん断力の値が他の 2 体と比べて大きくなっている。またグラフを見ると PCaPC5 は PCaPC2 に比べ履歴曲線のループが膨らんでいることからボルトダンパーがエネルギーを吸収している様子が確認できた。なお図中の▲印は各試験体における正負それぞれの最大耐力 (PCaPC1 においては実験を行った範囲での最大耐力) を示しており PCaPC1 は 61.26kN と -69.77kN, PCaPC2 は 66.32kN と -62.65kN, PCaPC5 は 62.95kN と -78.44kN であった。

(3) PC 鋼棒荷重－層間変形角関係

図-12 に PC 鋼棒荷重－層間変形角関係を示す。図からわかるように、PCaPC1 に比べ装置を設置した他の 2 体の試験体は層間変形に伴う PC 鋼棒荷重の増加が抑えられている。より詳しく結果を比較すると、3 体の試験体

の層間変形角 4.00%時における PC 鋼棒荷重値は大きい方から PCaPC1, PCaPC2, PCaPC5 の順となっている。PCaPC1 と PCaPC2 において、各試験体の初期緊張力導入時と層間変形角+4.00%時の PC 鋼棒荷重値の差を比較すると、それぞれ PCaPC1 が 201.3kN, PCaPC2 が 241.7kN となっており、装置の効果により PCaPC2 における PC 鋼棒荷重値の増加が約 83%に低減されていることが分かった。また PCaPC5 の荷重値が PCaPC2 よりもさらに小さくなっているのは、ボルトダンパーを設置することで梁の目開きによる PC 鋼棒の変形(伸び)が低減された結果、PC 鋼棒荷重の増加が抑えられたためだと考えられる。

(4) 装置荷重-変位関係

図-13 に装置荷重-変位関係を示す。初期緊張力(262.5kN)を導入した際の縮みを考慮し 8.3mm からグラフを作成した。実験結果から、2 体の試験体とも要素実験と同様の挙動を示すことが確認できた。また PCaPC2 と PCaPC5 を比較すると、ほとんど同一の履歴ループを描いており、ボルトダンパーの有無による大きな違いは見られなかった。

(5) 等価粘性減衰定数

図-14 に各層間変形角における等価粘性減衰定数の推移を示す。検討には各試験体における 2 サイクル目の値を使用した。まず PCaPC1 と PCaPC2 を比較すると、等価粘性減衰定数値はどちらも 5.0%以下でおおよそ同程度となり、装置の有無による違いは見られなかった。一方 PCaPC5 においては、層間変形角 1.00%以下の範囲では他の 2 体と同様の推移となっているが、層間変形角 1.50%以上の範囲で等価粘性減衰定数値が増加していることが分かる。試験体設計段階では、層間変形角 0.50%付近でボルトダンパーが降伏し作用し始める想定であったが、ボルトダンパーの効き始めが遅れてしまい想定よりも大きな層間変形角時で降伏をするという結果になった。この原因は、ボルトダンパーの梁側の固定治具と梁との固定強度が足りず実験中にボルトダンパーがずれてしまったためである。治具の固定方法や取り付け位置等の検討が今後の課題である。なお PCaPC5 の層間変形角 5.00%時においては、4 体全てのボルトダンパーが破断したため値が減少している。

5. まとめ

本研究では、緊張力変動抑制装置単体の要素実験および装置とボルトダンパーを設置したアンボンド PCaPC 十字形試験体の載荷実験を行った。実験結果から以下の知見を得た。

(1) 緊張力変動抑制装置の要素実験から、装置の基本的

な挙動が確認できた。装置は載荷時、除荷時、遷移時でそれぞれ異なる剛性を示し、載荷時と除荷時の履歴曲線を行き来するような履歴ループを描くこと、また遷移時の剛性は変位の大きさに関わらずほぼ一定となることが分かった。

- (2) アンボンド PCaPC 十字形試験体の載荷実験から、装置の効果により PC 鋼棒の緊張力増加が抑制され、装置を設置していない試験体と比較すると PC 鋼棒にかかる荷重が約 83%に低減されている様子が確認できた。
- (3) 緊張力抑制装置およびボルトダンパーの有無にかかわらず、すべての試験体においてアンボンド PCaPC 圧着構造に特有の原点指向能力を示していることが分かった。
- (4) ボルトダンパーの破壊状況および等価粘性減衰定数から、ボルトダンパーが降伏しエネルギーを吸収している様子が確認できた。治具と梁との固定強度不足が原因で設計時の想定よりもボルトダンパーの効き初めが遅れてしまったため、取り付け方法や位置の検討が今後の課題である。

謝辞

本研究の一部は科研費(基盤研究(C)・20K04786・越川武晃)によりました。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 菅田昌宏, 中塚侑: アンボンド PC 圧着工法によるエネルギー吸収型高復元性部材の荷重-変形関係に関する実験的検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 584 号, pp153-159, 2004.10
- 2) Stefano Pampanin: Emerging Solutions for High Seismic Performance of Precast/Prestressed Concrete Building, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol3, No.2, pp.207-223, 2005
- 3) 巽英明, 中塚侑, 溝口茂: アンボンド PC 鋼材圧着工法と剥離性接合目地によるリユース架橋に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp547-552, 2006
- 4) 真田靖士: PC 建築を対象とするエネルギー吸収デバイスの近年の開発事例, 日本コンクリート工学協会コンクリート工学 48(3), pp.35-40, 2010.3
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018
- 6) 日本建築学会: プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型施工指針(案)・同解説, 2015
- 7) JIS B 2706:2013 皿ばね, 日本産業規格