

論文 アンボンド PC 鋼より線を用いた実大 PCaPC 部分架構実験による機能維持性能に関する研究

小原 拓^{*1}・渡邊 秀和^{*2}・河野 進^{*3}・岡安 隆史^{*4}

要旨：長寿命建築システムの実現可能性を検討するため、実大部分架構を用いて、梁内法スパン 11m、梁断面 600mm×1000mm のアンボンドプレストレストプレキャスト（PCaPC）梁部材の損傷低減効果確認実験を行った。実験では、履歴復元力特性および残留変形率、残留ひび割れ幅に代表される損傷度を明らかにした。架構の最大耐力は梁端部のコンクリートの圧壊で決まり、アンボンド PCaPC 梁部材の残留変形率および残留ひび割れの本数と幅は、通常の RC 梁部材と比べ大きく低減できた。

キーワード：実大アンボンド PCaPC 部分架構、履歴復元力特性、残留変形率、残留ひび割れ幅

1. はじめに

2011 年のクライストチャーチ地震や東北地方太平洋沖地震のような都市型地震災害では建物が倒壊しなかった場合でも、多くの建物が様々な損傷により継続使用不可能となった。この稼動停止時間が原因による経済的損失は、被害を受けた建物の修復費用以上になることもある。1981 年の新耐震設計法では、中小地震に対しては建物が継続使用できること、大地震に対しては建物が倒壊しないことを基本方針としていたが、近年の社会的要求はより高い水準へ移行している。そこで、出来る限り地震時の損傷を低減し、地震動の大きさに関わらず、地震後の早期復旧や機能維持を実現する構造形式が必要である。こうした需要に対して、免震構造が考えられるが、初期および維持費用が高くなったり、クリアランスによる敷地面積の制約があったりして、全ての建物に採用できるわけではない。そこで、他の解決策として、エネルギー消費要素を有する圧着型プレキャスト（以下、PCa）プレストレスト（以下、PC）構造が挙げられる。この構造は、梁部材内に配置された PC 緊張材を柱内に通し配筋し、梁と柱をモルタルを介して圧着接合するものである。圧着面における離間（目開き）を許容することで、変形を圧着面に集中させて、部材の損傷を最小限に留める損傷制御型構造を実現できる。さらに、PC 緊張力による高い復元性を有するため、地震後の残留変形を抑制できる。エネルギーを消費するデバイスを付加すれば、履歴面積が大きく、地震後の残留変形が小さい理想的なフラッグシェイプ型の履歴復元力特性を有する構造システムを実現できる。

米国の PRESSS プログラム¹⁾で開発された Hybrid Framing System では、梁断面にアンボンド PC 鋼材を用

い、エネルギー消費要素として同断面上下縁に普通鉄筋を配した。梁部材の損傷はほぼ皆無に等しく、架構は非常に高い復元力を示した。このシステムは海外で、すでに実用化されている²⁾。しかし、同システムは PC 鋼材とエネルギー消費要素が、同断面に配置されており非常に複雑な断面を有している。そこで Marriott 等³⁾はより簡便な断面を実現するため、梁外側の上下面にエネルギー消費要素を配置することで梁断面における PC 鋼材との分離を図った。

本研究では、フラッグシェイプ型の履歴復元力特性を実現可能なものとするために必要不可欠なアンボンド PC 鋼材を用いた損傷制御型構造に焦点を当て、アンボンド PC 鋼より線を用いて RC 柱に圧着させた実大アンボンド PCaPC 部分架構実験を行った。実大アンボンド PCaPC 梁部材において、逆対称モーメント載荷、長期荷重相当の鉛直荷重、および実寸法の試験体にアンボンド PC 鋼より線を用いるといった実際の建物に近い状況下で、履歴復元力特性および損傷度の定量化を目的とした。さらに、残留変形率、残留ひび割れ幅、等価粘性減衰定数 h_{eq} に関する結果を、森口等⁴⁾が行った縮小アンボンド PCaPC 梁部材実験結果およびプレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針（案）・同解説⁵⁾（以下、PC 指針）と比較し、検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1 に実大アンボンド PCaPC 部分架構試験体の寸法および配筋を示す。なお、試験体は南北で対称であるため、北側のみの配筋詳細を示した。RC 柱部材の断面寸法は 1000mm×1000mm、主筋 16-D35、せん断補強筋は

*1 東京工業大学大学院（学生会員）

*2 東京工業大学大学院 建築物理研究センター 博士（工学）（正会員）

*3 東京工業大学大学院 建築物理研究センター Ph.D.（正会員）

*4 鹿島建設（株） 修士（工学）（正会員）

D13@100mm とした。実大アンボンド PCaPC 梁部材は目地部 (30mm) を含む内法スパンを 11000mm, 断面寸法を 600mm×1000mm とした。PC 鋼材として, $\phi 28.6$ の 19 本よりアンボンド PC 鋼より線を, 内径 50mm のシース管内に配置した。軸方向組立筋は梁上下 4-D19 とし, 梁スパンが長いので, 重ね継ぎ手により処理した。なお, 軸方向組立筋は危険断面位置手前 20mm でカットオフされている。せん断補強筋は 2-D13 を, 端部から 2800mm の範囲では 100mm ピッチ, それ以外の範囲では 200mm ピッチとした。

表-1 に実大アンボンド PCaPC 部分架構実験 (PCa20) および森口等⁴⁾による縮小アンボンド PCaPC 梁部材実験の試験体諸元, 表-2, 3 に使用した材料の力学的特性を示す。実大アンボンド PCaPC 部分架構試験体において, PC 鋼より線の導入力は, 規格降伏強度 (807kN) の 65% (PS 導入率 η : 0.052) とし, 鋼材係数 q_{pr} は比較的小さな 0.044 とした。PS 導入率 η および鋼材係数 q_{pr} の算出には, 式(1), (2)を用いた。ただし, 森口等⁴⁾に基づいて, 軸方向組立筋は引張力を負担しない ($T_{sy}=0$) が, 圧縮で降伏している (C_{sy} は降伏時圧縮力) と仮定した。なお, 梁端部の目地部には, メッシュ筋および鋼繊維の混入は行わなかった。森口等⁴⁾の縮小アンボンド PCaPC 梁部材実験では, PS 導入率 η およびせん断スパン比 a/d を実験変数とし, 片持ち梁形式の静的漸増繰り返し載荷実験を行った。試験体詳細は文献 4) を参照されたい。

$$\eta = \frac{P_e}{b \cdot D \cdot \sigma_B} \quad (1)$$

$$q_{pr} = \frac{(T_{pc} + T_{py}) + (T_{sy} - C_{sy})}{b \cdot D \cdot \sigma_B} \quad (2)$$

ここに, P_e : 緊張材の有効引張力 (N), T_{pc} : 圧縮側 PC 鋼材の引張力 (kN), T_{py} : 引張側 PC 鋼材の引張力 (kN), T_{sy} : 引張側鉄筋の降伏時引張力 (kN), C_{sy} : 圧縮側鉄筋の降伏時圧縮力 (kN), b : 梁幅 (mm), D : 梁せい (mm), σ_B : コンクリート圧縮強度 (MPa)

表-1 試験体諸元

試験体名		PCa20 本実験の梁	PCa11 森口等の梁 ⁴⁾	PCa12
梁形式		PCaPC		
コンクリート強度		70.4N/mm ²	70.1N/mm ²	
幅×せい		600mm×1000mm	500mm×600mm	
軸方向組立筋		上下端とも4-D19(SD345)		
PC鋼材		4-φ28.6 (19本より線)	4-φ23 (C種1号)	4-φ32 (C種1号)
シース管		#1050		
スターラップ	外周筋	2-D13@100 と@200(SD345)	4-D10@100 (SD295A)	
	中子筋	無		
せん断スパン比 (a/d)		5.5	3.0	5.5
鋼材係数 (q _{pr})※		0.044	0.052	0.12
プレストレス率 (λ)		1.0		
PS導入率 (η)		0.052	0.070	0.13
試験体の特徴		実大部分架構	縮小梁部材	

※計算値のコンクリート圧縮強度および鋼材の降伏強度は材料試験結果を使用した。

表-2 コンクリートおよびモルタルの力学的特性

使用箇所	圧縮強度 MPa	ヤング係数 GPa	割裂引張強度 MPa	ポアソン比
梁部材	70.4	38.2	4.87	0.190
目地部分 [*]	62.7	26.5	3.84	0.225
北側柱部材	65.7	37.1	4.60	0.191
南側柱部材	67.5	37.1	4.95	0.210

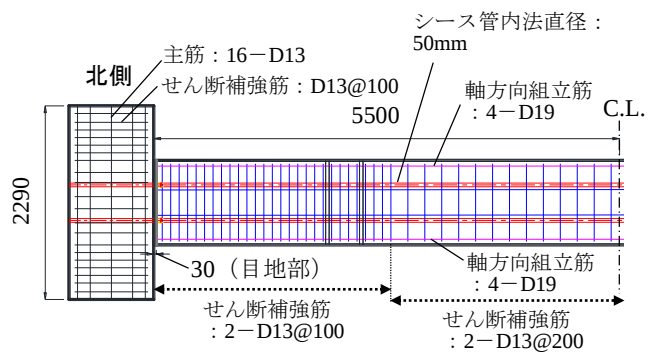
※目地部分はモルタルとした。

※ヤング係数は 1/3 割線弾性係数とした。

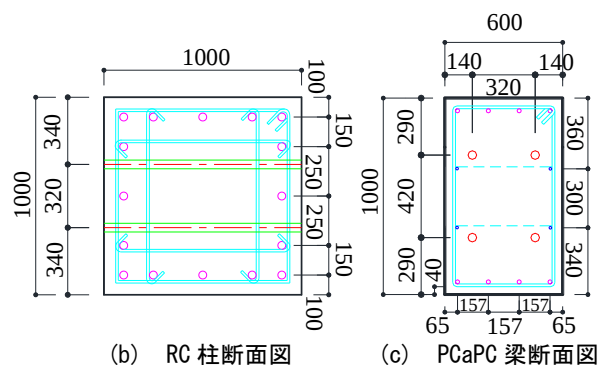
表-3 鋼材の力学的特性

	径	使用箇所	規格	降伏 応力度 (MPa)	降伏 歪み (%)	引張 強さ (MPa)	ヤング 係数 (GPa)
梁	D19	梁組み立て筋	SD345	379	0.208	559	188
	D13	せん断補強筋	SD345	378	0.220	540	179
	D10	腹筋・巾止筋	SD295A	361	0.217	499	170
	$\phi 28.6$	19本よりPC鋼より線	SWPR19L	1570	0.978	1683	202
柱	D35	主筋	SD390	457	0.247	654	199
	D13	せん断補強筋	SD345	378	0.220	540	179

※PC 鋼より線の降伏強度は 0.2% オフセット耐力とした。



(a) RC 柱部材および PCaPC 梁部材立面図 (北側)



(b) RC 柱断面図 (c) PCaPC 梁断面図

図-1 試験体寸法および配筋詳細 (単位: mm)

2.2 載荷装置概要

載荷装置図を図-2(a)に示す。図-2(b)のように長期荷重を想定した 40.9kN/m の分布荷重が梁に作用したときのモーメント分布を 3 折れ線で模擬するため, 梁 2 ヶ所に鉛直下向きの力をそれぞれ 230kN 作用させた。その鉛直下向きの力を一定に保持しながら, 上部に設置した載荷用鉄骨梁に緊結した 2 台の水平ジャッキにより水平力を与えた。載荷は RC 柱上下ピン位置の相対水平変位をピン中心間高さ (3200mm) で除した南北の層間変形角の平均値 R により制御した。水平載荷は正負交番繰返し静的載荷とし, $R = \pm 0.125\%, \pm 0.25\%, \pm 0.5\%, \pm 0.75\%$,

±1.0%, ±1.5%, ±2.0%, ±4.0%, で2回ずつ繰り返し, ±6.7%は1回のみ繰り返した。ただし, 余震を想定して $R=±1.0\%$ および±2.0%後に±0.5%のサイクルを1回ずつ与えた。図-2(c)に梁に設置した変位計の計測状況を示す。梁の部材変形角 R_b を算出するため, 曲げ変形成分とせん断変形成分を測定した。梁の北側と南側で左右対称であるため, 梁北側のみを示すが, 部材変形角 R_b の算出には, 両側の変位計を用いた。この2つの変形成分の合計値を梁の全体変形とし, 梁部材長さで除した値を部材変形角 R_b とした。

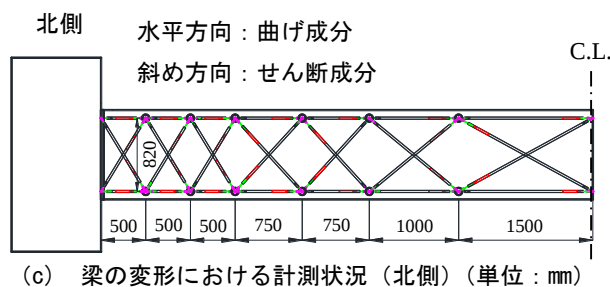
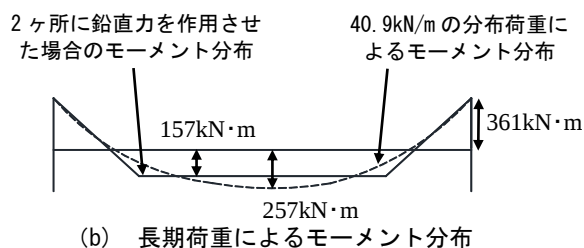
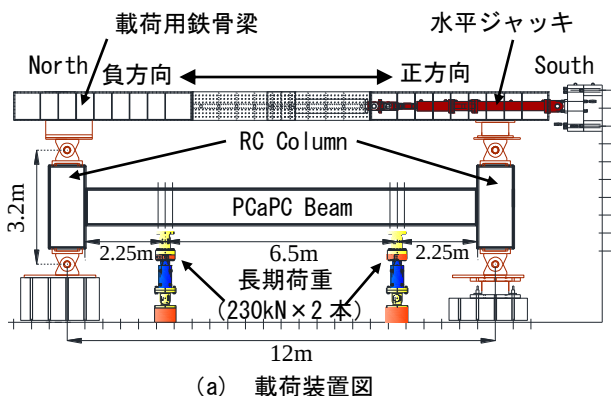


図-2 荷重および計測概要

3. 実験結果

3.1 層せん断力 Q —層間変形角 R 関係

図-3 に架構の層せん断力 Q —層間変形角 R 関係を示す。ここでは層間変形角 $R=±6.7\%$ までの結果を示す。層せん断力 Q は, 水平ジャッキに取り付けたロードセル2台分の合計値とした。ここで, 図-3 の●, ×, ▲, ■はそれぞれ, 最大耐力点, 曲げひび割れ発生点, 軽微なコンクリート圧壊点 (図-4), 軸方向組立筋圧縮降伏点を示す。なお, 最大耐力点以外の特性点は梁部材における現象である。図-3 中の履歴ループの細かな乱れは,

荷重途中に試験体の固定治具と試験体の間で滑りが生じたためである。

正荷側と負荷側の共通点として, まず長期荷重荷付近 (梁端部から約 2.25m 離れた箇所) で梁に曲げひび割れが発生した (正荷時で層間変形角 $R=0.25\%$, 負荷時で $R=-0.25\%$) 後, 梁端部で軽微なコンクリートの圧壊 (正荷時で $R=1.5\%$, 負荷時で $R=-1.0\%$) が見られ, 軸方向組立筋の圧縮降伏 (正荷時で $R=2.9\%$, 負荷時で $R=-1.9\%$) が確認された。最大耐力には, 正荷時で $R=1.5\%$, 負荷時で $R=-3.4\%$ で達した。 $R=-1.5\%$ (第1サイクル目) で, 南側梁端部の目地モルタルが下面から 400mm 程度剥落し, コンクリートの圧縮力負担断面面積が減少したため, それ以降の正側の耐力が大きく減少し, 正負荷で最大耐力時の変形角が大きく異なった。破壊形式は, 正荷で目地モルタルの剥落, 負荷ではコンクリートの圧壊による曲げ破壊となった。

図-5 に層間変形角 $R=2.0\%$ 時の南側梁端部の目地剥落状況を示す。本実験のように, 目地部の剥落を防止するためメッシュ筋を配することや鋼繊維を混入することをしていない場合, 目地モルタルが容易に剥落し, 耐力や剛性の急激な低下に繋がる。そこで, 出来る限り目地部には何らかの剥落防止策を施すことを推奨する。

なお, 本実験では層間変形角 $R=6.7\%$ の大変形時まで, PC 鋼より線の降伏は確認されなかった。

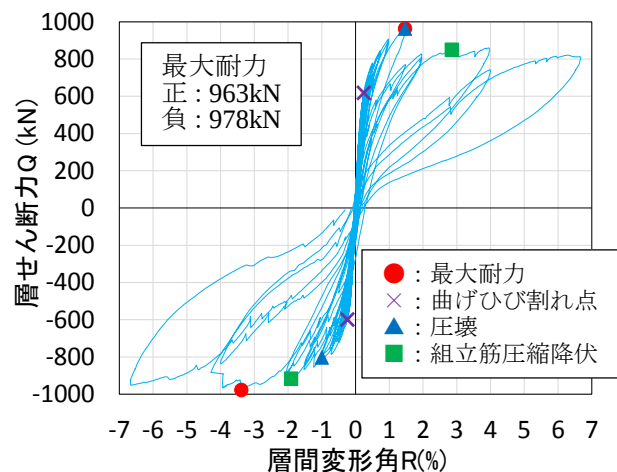


図-4 軽微なコンクリート圧壊状況 ($R=1.0\%$)



図-5 南側梁の目地部剥落状況 (R=2.0%)

3.2 損傷状況

図-6 に層間変形角 $R=2.0\%$ 時のひび割れ進展状況を示す。青線は正載荷時、赤線は負載荷時に発生したひび割れである。図中のグリッド線は 200mm 間隔である。梁を柱に圧着したため、引張側の梁端部が柱から離間し、コンクリートが引張力を負担せず、曲げひび割れはほとんど発生しなかった。さらに、長期荷重を想定して梁に鉛直力を加えたため、曲げひび割れは梁の下側にのみ発生し、上側には発生しなかった。梁端部の上下縁では軽微な圧壊が確認できた。また、梁部材軸方向の水平ひび割れは、シース管によるコンクリート断面の欠損が原因だと考えられる。なお、柱にひび割れは生じなかった。

3.3 残留変形率

図-7 に残留変形率—経験部材変形角 R_b 関係を示す。残留変形率は、第 2 サイクルの正負除荷時部材変形角差

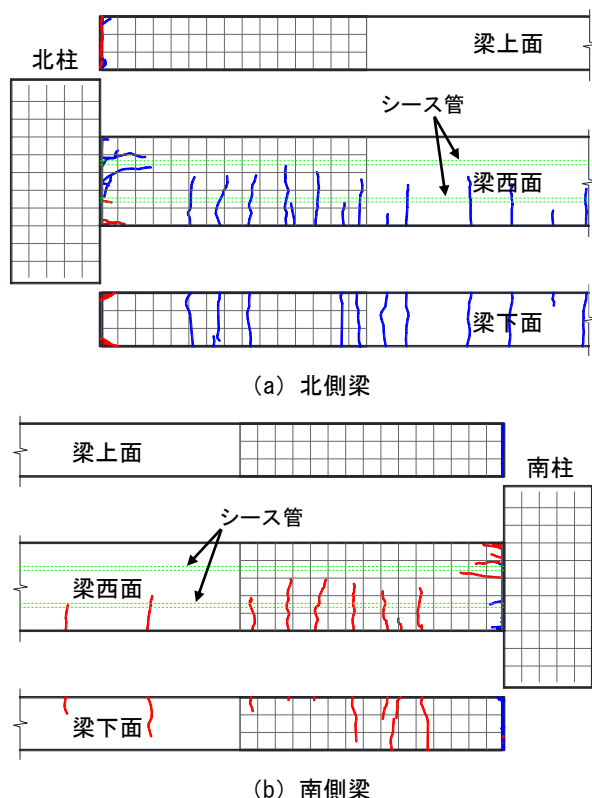


図-6 層間変形角 $R=2.0\%$ 時のひび割れ状況

を正負ピーク時部材変形角差で除した値である。架構と梁部材では異なるが、参考値として縮小アンボンド PCaPC 梁部材実験結果および PC 指針⁵⁾に記載されている提案式（以下、PC 指針式 1）を併せて示す。PC 指針式 1 として、浜原等の提案式⁶⁾を用いた。浜原等の提案式は、片持ち梁形式のボンド PC 梁部材（梁幅 150mm、梁せい 300mm、せん断スパン比 6.0）を対象として提案されたものであるが、アンボンド PCaPC 梁部材に対する評価式は無いため、参考として使用する。なお、浜原等の提案式は残留部材変形角 r を定めたものであるため、実験における各経験最大部材変形角 R_b で除した値を示す。式(3)に、浜原等の残留部材変形角 r を示す。

$$r = \frac{0.3 \cdot (1.1 - \lambda_t) (R_p \times 100)^{3 + \lambda_t}}{100} \quad (3)$$

$$R_p: \text{経験最大変形角}, \lambda_t = \frac{T_{py}}{T_{py} + T_y}$$

ここで、 T_{py} : PC 鋼材降伏時荷重 (kN), T_y : 引張鉄筋降伏時荷重 (kN) であり、今回は $T_y=0$ とした。

実線は本実験結果、点線は縮小アンボンド PCaPC 梁部材実験結果および PC 指針式 1 である。ここでは、RC 部材⁷⁾およびボンド PC 梁部材⁵⁾と比べてさらに小さい残留変形が期待でき、アンボンド PCaPC 構造が有する高い自己復元性を確認できる。

本実験および縮小アンボンド PCaPC 梁部材実験結果は、ほぼ同様の残留変形率および推移となり、5%以下の小さな値を示し、高いセルフセンタリング機能を持ち合わせていることが確認できた。PC 指針式 1 を用いた場合、実験値と同様の小さな値を示したが、残留変形率の推移に関しては、実験値の推移とは異なり、単調増加の傾向を示した。

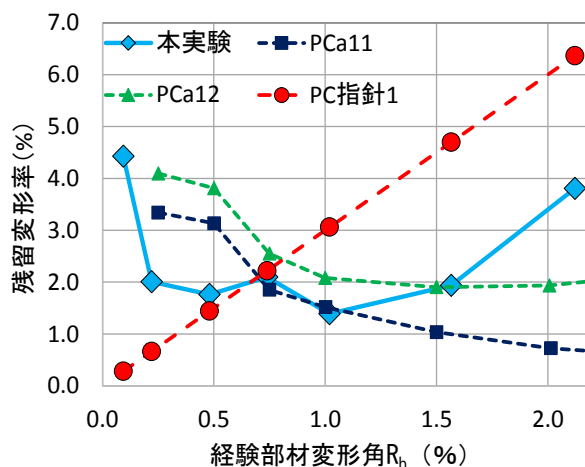


図-7 残留変形率—部材変形角 R_b 関係

3.4 残留ひび割れ幅による損傷評価

図-8 に梁の北側と南側に発生したひび割れにおける残留ひび割れ幅最大値—経験部材変形角 R_b 関係を示す。残留ひび割れ幅最大値には、曲げひび割れ幅のみを取り上げた。なお、実験での残留ひび割れ幅はひび割れ発生時に設置した PI ゲージの値を用いた。参考値として縮小アンボンド PCaPC 梁部材実験結果および PC 指針⁵⁾に記載されている提案式(以下、PC 指針式 2)を併せて示す。以下式(4)に、PC 指針式 2 を示す。PC 指針式 2 は RC 耐震性能評価指針(案)⁷⁾による残留曲げひび割れ幅と残留部材変形角との関係を準用した式である。式(3)内で、曲げひび割れの等価本数 n_f は RC 梁部材と同様に $n_f = 2$ とし、部材の全変形に対する曲げ変形の割合 α は $\alpha = 0.95$ を用いた⁷⁾。残留部材変形角 R_r には、3.3 節で紹介した浜原等の提案式を用いた場合(PC 指針 2(浜原))と本実験値の残留変形角を用いた場合(PC 指針 2(実験))の 2 パターンを示した。

$$w_{r,f} = \frac{1}{n_f} \cdot \alpha \cdot (D - x_n) \cdot R_r \quad (4)$$

ここで、 $w_{r,f}$: 残留曲げひび割れ幅 (mm)、 n_f : 曲げひび割れの等価本数、 α : 部材の全残留変形に対する曲げ残留変形の割合、 x_n : 断面の圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)、 R_r : 残留部材変形角

実験における残留ひび割れ幅の値は第 2 サイクルを用い、梁部材に生じた全曲げひび割れの中から最大のひび割れ幅を選んだ。青、赤の実線は、本実験での梁北側および梁南側の残留ひび割れ幅であり、それ以外の点線は縮小アンボンド PCaPC 梁部材 (PCa12) 実験結果および PC 指針式 2 による残留ひび割れ幅である。

縮小アンボンド PCaPC 梁部材実験結果も含め、梁の北側および南側で残留値が 0.2mm を超えるような曲げひび割れは生じなかった。PC 曲げ部材の限界状態の観点から、PC 指針⁵⁾では使用限界状態を残留ひび割れ幅 0.2mm 程度以下と定めており、部材変形角 $R_b = 2.0\%$ 時で残留ひび割れ幅最大値 0.2mm 以下という結果は PC 部材の高い損傷制御能力を示している。しかし、PC の緊張力や部材の変形による圧縮力が加わることが原因で生じる梁部材軸方向のひび割れでは、残留値が 0.2mm を上回る場合があった。

PC 指針式 2 を使用した場合、部材変形角 $R_b = 1.0\%$ 時までは、残留値とその傾向をおおよそ評価できた。しかし、部材変形角 $R_b = 1.5\%$ 以降では浜原等の残留部材変形角 R_r を用いた残留値に比べて、実験値は小さな値となった。

3.5 等価粘性減衰定数

図-9 に等価粘性減衰定数 h_{eq} —経験部材変形角 R_b 関

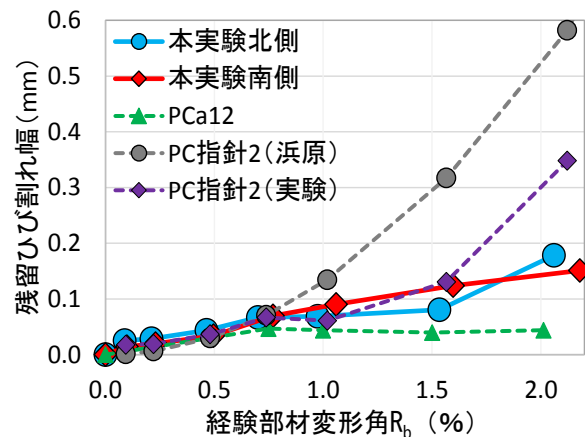


図-8 残留ひび割れ幅最大値—経験部材変形角 R_b 関係

係を示す。 h_{eq} は、繰返しを行った第 2 サイクルのループを用いて求めた。ここに、架構と梁部材では異なるが、参考値として縮小アンボンド PCaPC 梁部材実験結果および PC 指針に記載されている提案式(以下、PC 指針式 3)を併せて示す。PC 指針式 3 として、PC 指針に示された岸本等⁸⁾による式(5)を用いた。

$$h_{eq} = \frac{0.9}{\lambda + 0.4} \sqrt{R_p - 0.01 - 2.2\lambda(R_p - 0.01) + 0.05} \quad (5)$$

ここで、 R_p : 経験最大部材変形角、 λ : プレストレッシング係数

岸本等の提案式は、ボンド有 PRC 片持ち梁(プレストレッシング係数 λ : 0.5~0.9、付着応力度 τ_y : 1, 3, 10, PC 鋼材位置 d_{pl} : 0.5~0.9、鉄筋鋼材係数 q_{pr} : 0.1~0.3、初期プレストレス導入力 $\eta P_e/T_{py}$: 40, 50, 65%, 経験最大部材変形角 R_p : 1/100, 1/50, 1/30)を対象とした解析結果に基づいている。今回の試験体はアンボンドであり、プレストレッシング係数 λ や鉄筋鋼材係数 q_{pr} の点で岸本式の適用範囲外であるが、比較のために示した。実線は本実験結果、点線は縮小アンボンド PCaPC 梁部材実験結果および PC 指針式 3 とした。

本実験および縮小アンボンド PCaPC 梁部材実験結果から、部材変形角 $R_b = 2.0\%$ 以下で h_{eq} が 5% 以下と、非常に小さい値となった。PC の特徴である極度にくびれた S 字型履歴ループのため、エネルギー消費が小さくなったことが原因である。これより、アンボンド PCaPC 梁部材を耐震要素として用いた場合、地震時の応答変位が大きくなることが考えられ、何らかのエネルギー消費要素を付け加える必要がある。PC 指針式 3 を用いた場合、アンボンド試験体より大きな数値を示したが、ボンド有 PRC 片持ち梁を対象とした提案式であることを考慮すると、おおよその傾向を捕らえることができた。

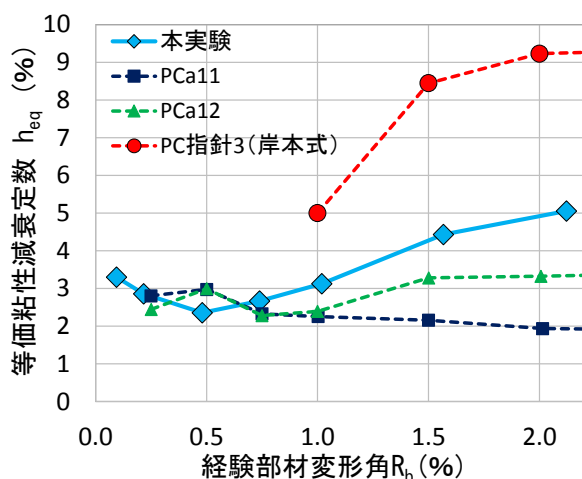


図-9 等価粘性減衰定数 h_{eq} —経験部材変形角 R_b 関係

4. まとめ

アンボンド PC 鋼より線を用いて両側の RC 柱に PCa 梁部材 (鋼材係数 q_{pr} : 0.044) を圧着させた実大アンボンド PCaPC 部分架構実験を行い、以下の結論を得た。

- 残留ひび割れ幅において、北側および南側の梁で 0.2mm を超えるような曲げひび割れは生じなかった。部材変形角 $R_b=2.0\%$ 時で残留ひび割れ幅 0.2mm 以下という結果はアンボンド PCaPC 梁部材の高い損傷制御能力を示した。さらに、本実験では部材変形角 $R_b=2.0\%$ まで残留変形率を 5% 以下に抑制でき、アンボンド PCaPC 梁部材が非常に高い原点指向性を持ち合わせており、地震後の建物早期復旧および機能維持を実現する手段として用いれば、建物の長寿化に繋がる。
- 本実験でのアンボンド PCaPC 梁部材の等価粘性減衰定数は、梁の部材変形角 $R_b=2.0\%$ 以下で 5% 以下と小さな値を示し、エネルギー消費性能に乏しいことが再確認できた。アンボンド PCaPC 梁部材を耐震要素として用いた場合、地震時の応答変位が大きくなることが考えられるため、何らかのエネルギー消費要素を付け加える必要がある。
- 本実験におけるアンボンド PCaPC 梁部材の残留変形率、残留ひび割れ幅および等価粘性減衰定数 h_{eq} の評価に対して PC 指針式を用いた場合、残留変形率と残留ひび割れ幅に関しては PC 指針式より実験値が小さいため、少なくとも安全側に評価できる。

謝辞

本研究は、一般社団法人長寿命建築システム普及推進協議会による長寿命建築システム普及推進事業の一環として行われたもので、国土交通省の平成 27 年度住宅市場整備推進等事業費補助金および東京工業大学応用セラミックス研究所全国共同利用の補助を受け実施しました。ここに謝意を表します。本研究の推進に際し、国立研究開発法人 建築研究所 (加藤博人氏)、国立研究開発法人防災科学技術研究所 (松森泰造氏)、一般社団法人長寿命建築システム普及推進協議会および一般社団法人新都市ハウジング協会長寿命建築システム普及推進委員会の皆様に多大の協力を頂きました。また、実験を補助していただいた東京工業大学 篠原・河野研の皆様、東京都市大学 大村哲矢研の皆様に感謝致します。

参考文献

- 1) Priestley, M.J.N., Sritharan, S., Conley, J.R. and Pampanin, S.: Preliminary Results and Conclusions from the PRESSS Five-Storey Precast Concrete Test-Building, *PCI Journal*, 44(6), pp. 42-67, 1999
- 2) Englekirk, R.E.: Design-Construction of the Paramount - A 39-story Precast Prestressed Concrete Apartment Building, *PCI Journal*, 47(4), 56-71, 2002
- 3) Marriott, D., Pampanin, S. and Palermo, A. : Quasi-static and pseudo-dynamic testing of unbonded post-tensioned rocking bridge piers with external replaceable dissipaters, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, DOI: 10.1002/eqe.857, www.interscience. wiley.com, 2008
- 4) 森口佑紀ほか: アンボンド PCaPC 造梁の損傷評価を目的とした実験的研究 (その 1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C2, pp. 733-736, 2015.9
- 5) 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設計施工指針 (案)・同解説, 2015
- 6) 日本建築学会: プレストレスト (鉄筋) コンクリート部材の終局性能評価法—考え方の基礎から最前線まで—, pp.55-60, 2005.1
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)・同解説, 2004
- 8) 柴田祐丞, 岸本一蔵, 大野義照: プレストレストコンクリート梁部材の等価粘性減衰定数に関する解析的研究, *AIJ 近畿支部研究報告集, 構造系*(47), pp.317-320, 2007