

# 論文 静的繰り返し載荷実験に基づく制振ブレース付 RC 架構の破壊性状と変形性能評価

田中 豊延<sup>\*1</sup>・向井 智久<sup>\*2</sup>・石井 匠<sup>\*3</sup>・北村 春幸<sup>\*4</sup>

**要旨**：本研究は、座屈拘束型の履歴減衰型制振ブレース(以下、制振ブレース)が、定着板及びグラウトを介して PC 鋼棒で RC 架構の外周に圧着される制振補強構法を対象とし、その設計法の確立を目的としている。本論では制振ブレースを取付けた崩壊型の異なる 3 体の 1/2 スケールに縮小した門型 RC 架構の静的繰り返し載荷実験を行っている。崩壊型の違いが制振ブレースの制振効果へ与える影響を明らかにする為に、架構の損傷過程を把握し、エネルギー吸収に着目して耐震性能の評価を行う。

**キーワード**：制振補強, ねじれ変形, 座屈拘束型ブレース, エネルギー吸収性能, 崩壊型

## 1. はじめに

本研究は、外付けフレームに比べ簡易に取付けられる制振補強構法を対象とし、動的耐震性能を検証できる評価方法の開発を目的としている。提案する構法は既存 RC 構造物の外周部に座屈拘束型の履歴減衰型制振ブレース(以下、制振ブレース)を定着板及びグラウトを介して PC 鋼棒圧着により外付けするものである<sup>1)</sup>。既存 RC 構造物の耐震補強構法として、北嶋らは摩擦ダンパーと鋼製ブレースが一体となり降伏耐力の上限値を小さく抑えたダンパーブレースを、柱せん断破壊型の主体構造に外付けし仮動的実験を行い補強効果を明らかにしている<sup>2)</sup>。

しかし、本研究のようにひずみ硬化により耐力が上昇する制振ブレースを取付けた場合には、局所的に生じる応力や RC 架構の持つ崩壊型の違いが制振効果に及ぼす影響は大きいものと考えられ、さらに検討する余地がある。筆者らは既往の研究<sup>1)</sup>で、制振ブレース取付部の繰り返し斜め載荷要素実験に基づいて、RC 梁端部及び取付部の破壊性状の把握、並びに制振ブレース取付部や RC 梁端部の既存設計式の検証を行った。

本論では、実建物においてスラブが制振ブレースの梁軸方向の分力を負担しないものと考え、設計上安全側の評価をする為にスラブを無視した崩壊型の異なる RC 架構に履歴減衰型制振ブレースを取付け、静的水平繰り返し載荷実験を行い、架構の損傷過程を把握し、エネルギーに着目した耐震性能の評価を行うことで崩壊型の違いが制振ブレースの制振効果へ与える影響を明らかにする。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体は、1 層 1 スパン RC 架構を 1/2 スケールに縮小したモデルで、崩壊型が異なる 3 体を製作した。全ての RC 架構は 400kN 程度の層せん断耐力を目標に設計している。図-1 に試験体配筋例、表-1 に部材断面リストを示す。柱・梁の曲げ終局強度  $M_u$ 、せん断終局強度  $Q_u$  は、表-2 の材料特性を用いて文献 3), 4) より求めている。

梁曲げ降伏型試験体(以下 Gb)は、梁の曲げ耐力を柱の 1/3 とし梁曲げ先行型とした。崩壊機構時のせん断力に対し、梁のせん断耐力は 2 倍、柱

\*1 東京理科大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (正会員)

\*2 独立行政法人 建築研究所 構造研究グループ 研究員 博士(工学) (正会員)

\*3 JFE 技研(株) 土木・建築研究部 博士(工学)

\*4 東京理科大学理工学部建築学科 教授・博士(工学)

は 1.2 倍の余裕度とした。柱曲げ降伏型試験体(以下 Cb)は、柱の曲げ耐力を梁の 1/3 とし柱曲げ先行型とした。崩壊機構時のせん断力に対し、梁は 2 倍、柱は 1.1 倍の余裕度を持たせた。柱せん断破壊型試験体(以下 Cs)は、柱がせん断破壊する時の柱の曲げ強度に対し 1.6 倍とし、梁のせん断耐力は 2.5 倍、曲げ耐力は 1.6 倍の余裕度とした。制振ブレースの耐力は層せん断力に換算して一本あたり 80kN の降伏耐力を想定し、予備解析では、剛性比(制振ブレース剛性/RC 躯体降伏時剛性)は Gb で 3.96, Cb で 4.17, Cs で 2.22, 耐力比(制振ブレース降伏耐力/RC 崩壊機構時耐力)は全て 0.3 程度を想定した。

履歴減衰型制振ブレースは、低降伏点鋼を用いた内管補剛による座屈拘束型二重鋼管制振ブレースである。軸力を伝達する芯材となる軸力管と、軸力を伝達せず圧縮時の軸力管の全体座屈を拘束する補剛鋼管により構成される。図-2 に制振ブレース形状、軸力管(低降伏点鋼)の機械的性質を表-3 に示す。制振ブレースの取り付けには定着板を利用し、ひずみゲージの値で軸力を管理し、150kN の初期軸力を導入した 4 本の PC 鋼棒で締め付けている。図-3 に定着板詳細図と PC 鋼棒締め付け位置を示す。

## 2.2 荷装置

図-4 に RC 造試験体を含めた荷装置を示す。試験体は鉄骨架台上に置き、PC 鋼棒によって緊結した。RC 架構の柱梁接合部には 2 枚の鋼製プレート埋め込み、加力用ピンの定着とパネルゾーン補強を図っている。水平方向の荷は両端のアクチュエーターを同時に同方向に稼働させることで梁に軸力が作用しないように考慮した。各柱には、オイルジャッキを用いて軸力比が 0.1 になるように一定の鉛直力を導入した。また水平荷時の面外移動拘束のために、柱側面の鋼製のプレートにはベアリングが設けられ、梁と平行に面外移動拘束梁を添えている。

## 2.3 荷方法及び計測項目

図-3 に左梁端部周り(図-4 において梁左端)に取り付けた詳細な変位計位置を、図-4 に計測

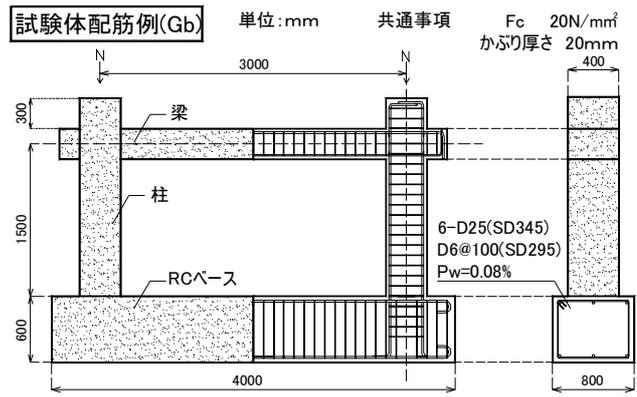


図-1 試験体配筋例

表-1 部材断面リスト

初期導入軸力(kN)	梁曲げ降伏型(Gb)		柱曲げ降伏型(Cb)		柱せん断降伏型(Cs)		
	320		245		320		
梁断面	Mu (kN·m)	69.6	224.1	118.8	118.8		
	Qu (kN)	97.6	248.8	123.6	123.6		
	b × D	200 × 300		250 × 500		200 × 300	
	上下端筋	6-D19(SD345)		6-D25(SD345)		6-D25(SD345)	
	あばら筋	D6 @100(SD295)		D6 @100(SD345)		D6 @100(SD295)	
Pw(%)	0.48		0.38		0.48		
柱断面	Mu (kN·m)	217	138.9	329.1	329.1		
	Qu (kN)	250	245.9	199	199		
	b × D	400 × 400		350 × 350		400 × 400	
	主筋	8-D22(SD345)		6-D22(SD345)		8-D29(SD345)	
	帯筋	D6 @100(SD295)		D6 @50(SD295)		D6 @100(SD295)	
Pw(%)	0.32		0.55		0.16		

M<sub>u</sub>: 曲げ終局強度 Q<sub>u</sub>: せん断終局強度 b × D: 幅 × せい

表-2 コンクリート・グラウトの材料特性

試験体名	コンクリート			グラウト
	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )
Gb	1.50	15.6	1.58	45.2
Cb	1.42	15.5	1.85	35.9
Cs	1.72	17.1	1.85	39.8



図-2 制振ブレース形状

表-3 低降伏点鋼の機械的性質

鋼管径	鋼管厚	降伏強度	引張強度	伸び	降伏比
	ave(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(%)	(%)
φ 99.2	3.95	96.4	240	53.8	40.2

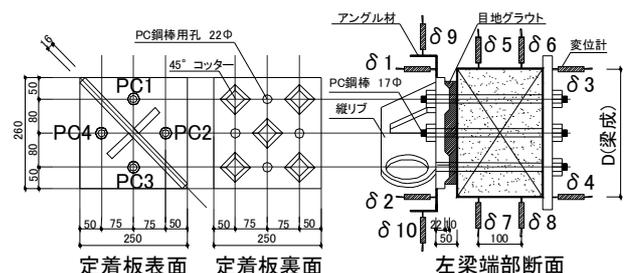


図-3 定着板詳細図及び変位計取付位置

する主な変位計の取付位置を、**図-5**に部材の主筋及び補強筋のひずみゲージ貼付位置を示す。

荷重は RC 架構の中央の変位計  $\delta_R$  により算出する層間変形角(以下 R)で制御し、初ひび割れを確認後、 $R=5/1000\text{rad}$ .ピッチで正負漸増二回繰り返し荷重を行い、残余耐震性能確認のため、制振ブレース取り外し後に、直前に経験した層間変形角、もしくはそれ以上まで正負漸増荷重を1回行った。 $\delta_1, \delta_2$  で定着板の回転変形、 $\delta_3 \sim \delta_8$  で RC 梁のねじれ変形を、 $\delta_9, \delta_{10}$  で定着板のずれ変形を計測し、制振ブレースでは伸縮変形を計測した。また、RC 躯体の主筋及びせん断補強筋、PC 鋼棒、制振ブレースのひずみをゲージにより計測した。水平荷重荷重及び鉛直荷重荷重はロードセルにより計測した。また梁端部ねじれ回転角(以下  $\theta_c$ )と定着板回転角(以下  $\theta_s$ )を式(1)、(2)で算出した。 $\theta_c$ と $\theta_s$ の概念図を**図-6**に示す。ただし D は梁せいである。

$$\theta_c = (\delta_5 + \delta_6) \times \frac{1}{D} \quad (1)$$

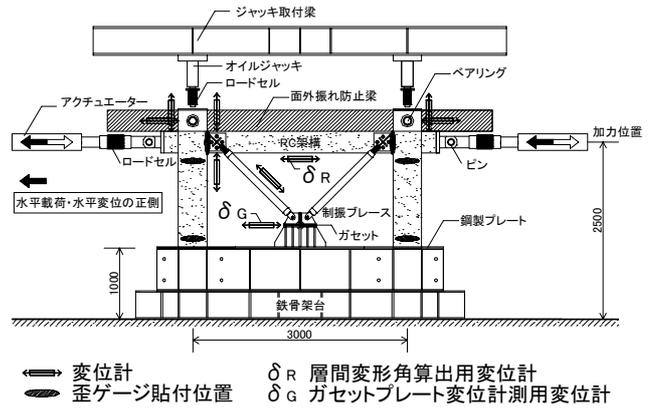
$$\theta_s = \{(\delta_1 - \delta_3) + (\delta_2 - \delta_4)\} \times \frac{1}{D} \quad (2)$$

### 3. 実験結果

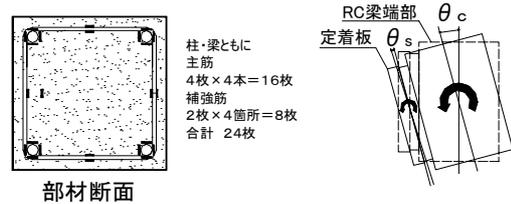
#### 3.1 RC 架構—ブレース系の損傷挙動

**図-7**に各試験体の RC 架構—ブレース系の水平荷重(以下 Q)—R 関係を示す。

Gb は  $R=2/1000\text{rad}$ .の初期荷重サイクルで制振ブレースが降伏し(A1)、次いで柱脚部、梁端部に曲げひび割れが生じた(A2)。 $R=5/1000\text{rad}$ .では、第1サイクルの正荷重時に梁端部主筋の降伏が始まり、梁中央にせん断ひび割れが生じた(A3)。その後左柱脚部主筋が降伏し、荷重を続けると梁端部はねじれ、 $R=15/1000\text{rad}$ .に達した時点でねじれによる梁端部の損傷が激しく、更なる荷重は危険と判断し制振ブレースを取り外した。設計時保有耐力には  $R=15/1000\text{rad}$ .の段階で達することは無く、制振ブレース取り外し後の荷重によって  $R=20/1000\text{rad}$ .で両柱脚の主筋が降伏し設計時保有耐力を越え、梁曲げ降伏型の崩壊機構に至った。

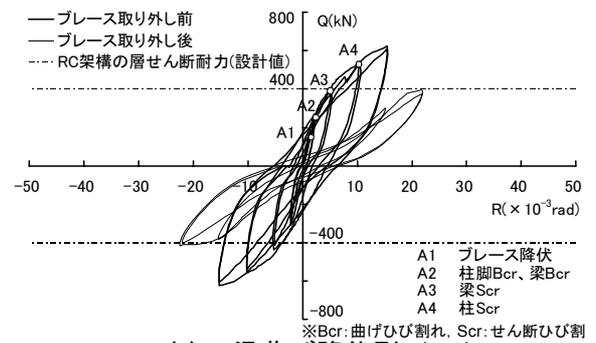


**図-4** 加力装置と各値計測位置

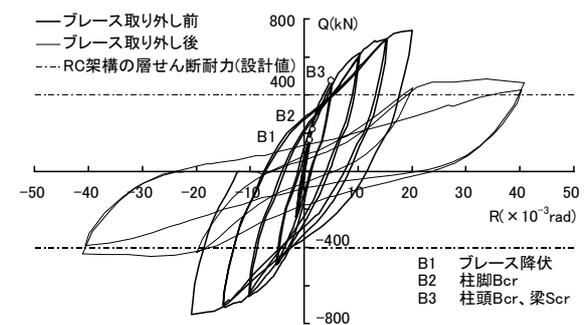


部材断面

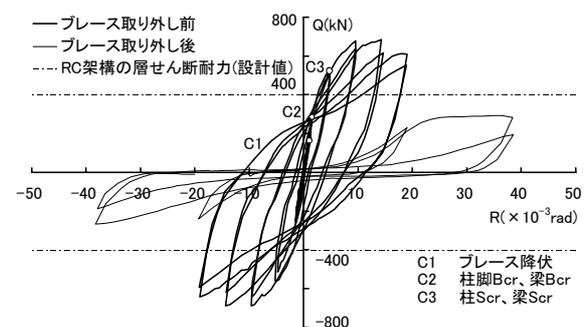
**図-5** ゲージ貼付位置 **図-6** 回転角概念図



(a) 梁曲げ降伏型 (Gb)



(b) 柱曲げ降伏型 (Cb)



(c) 柱せん断破壊型 (Cs)

**図-7** 各試験体の Q—R 関係

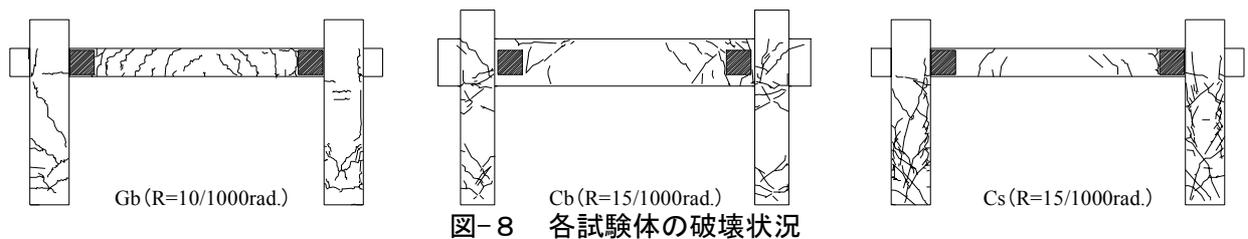


図-8 各試験体の破壊状況

Cb は、 $R=1.5/1000\text{rad}$  の初期載荷サイクルで制振ブレースが降伏し(B1)、同時に右柱脚部に曲げひび割れが生じた(B2)。 $R=5/1000\text{rad}$  では、第1サイクルの正載荷時に両柱頭・柱脚部に曲げひび割れが進行し、定着板周辺に付着割裂ひび割れが生じた(B3)。 $R=10/1000\text{rad}$  の段階で両柱脚部主筋が全て降伏し、第1サイクルの負載荷時には右柱頭部主筋が順に降伏したが梁主筋は降伏しなかった。 $R=15/1000\text{rad}$  以降は両柱脚のひび割れが大きく開き、 $R=20/1000\text{rad}$  の段階で設計時保有耐力を越え想定した柱曲げ降伏型の崩壊機構に至った。この段階で制振ブレースを取り外した後、 $R=40/1000\text{rad}$  まで載荷を続けたが設計時保有耐力を下回ることは無かった。

Cs は、初期載荷サイクルの  $R=0.9/1000\text{rad}$  で制振ブレースが早期に降伏し(C1)、第1サイクルの正負載荷時に両柱脚部に曲げひび割れが生じた(C2)。 $R=5/1000\text{rad}$  では、第1サイクルの正載荷時に柱下部、梁端部にせん断ひび割れが生じた(C3)。 $R=10/1000\text{rad}$  の第1サイクル正載荷時には柱のせん断補強筋が降伏し、 $R=9.5/1000\text{rad}$  でRC躯体は全試験体中、最小の層間変形角で最大耐力に達した。さらに載荷を続けると梁端部主筋が降伏し、柱には付着割裂を伴うせん断ひび割れが生じ、柱のせん断破壊により  $R=15/1000\text{rad}$  の段階で耐力低下が見られたが、柱鉛直荷重の支持能力は保たれた。また、 $R=20/1000\text{rad}$  まで梁端部の損傷は余り見られず、制振ブレースを取り付けた

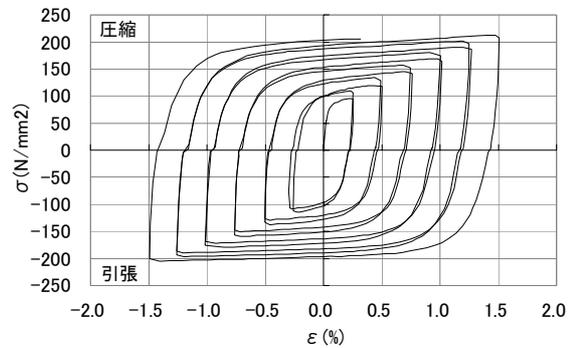


図-9 ブレース単体試験結果

まま載荷を続けた。この段階で制振ブレースを取り外した後、 $R=40/1000\text{rad}$  まで載荷を続けたが、設計時保有耐力に対して6割程度まで低下した。試験体の破壊性状を図-8に示す。ちなみに図-4に示した  $\delta_G$  は全試験体ともほぼゼロであった。

### 3.2 RC 架構と制振ブレースの履歴曲線の分離

RC 架構内での制振ブレースの挙動を把握するために  $Q-R$  関係を RC 躯体負担分層せん断力 (以下  $Q_C$ ) -  $R$  関係とブレース負担分層せん断力 (以下  $Q_B$ ) -  $R$  関係に分離する。図-9に示す制振ブレース単体試験結果の復元力特性を文献 5) で示す手法によりモデル化し、本実験で制振ブレースのロードセルとして利用する。ちなみに単体ブレースはひずみ硬化により耐力が上昇し、座屈までの累積塑性変形倍率  $\eta$  は 1073 に達した。

### 3.3 RC 架構内での制振ブレースの挙動

図-10に  $Q_B-R$  関係を示す。小変形時には柱主筋ひずみを用いて(柱頭、柱脚のモーメントを算出しベース部と梁のフェイス間隔で除して)求めた  $Q_C$  と、大変形時には制振ブ

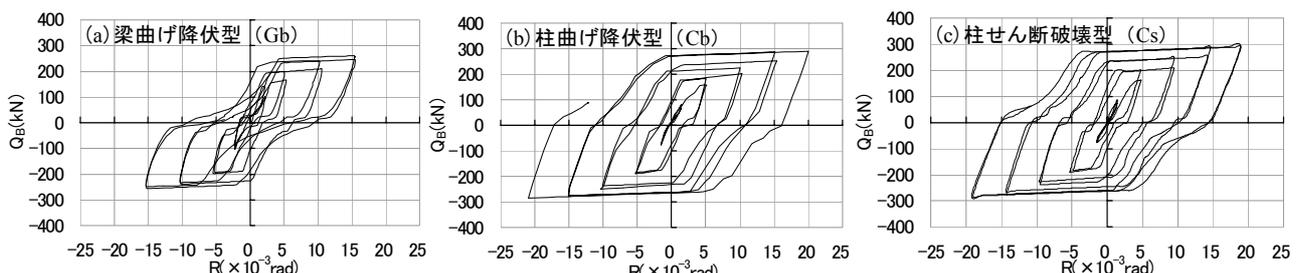


図-10  $Q_B-R$  関係

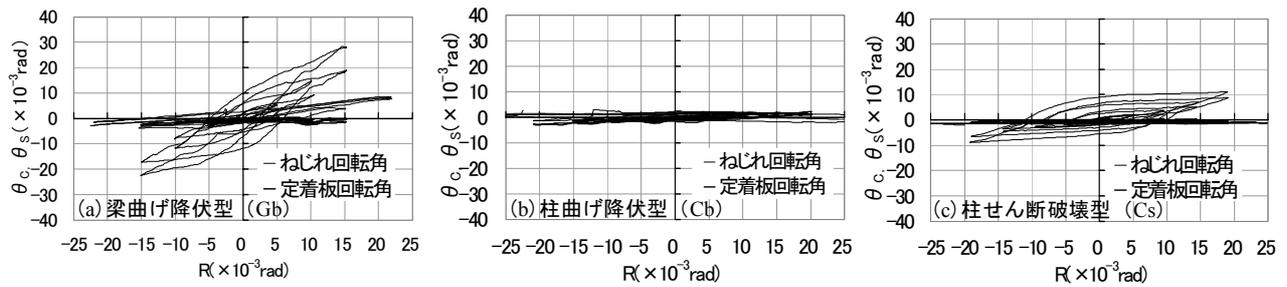


図-11  $\theta_c-R$ ,  $\theta_s-R$  関係

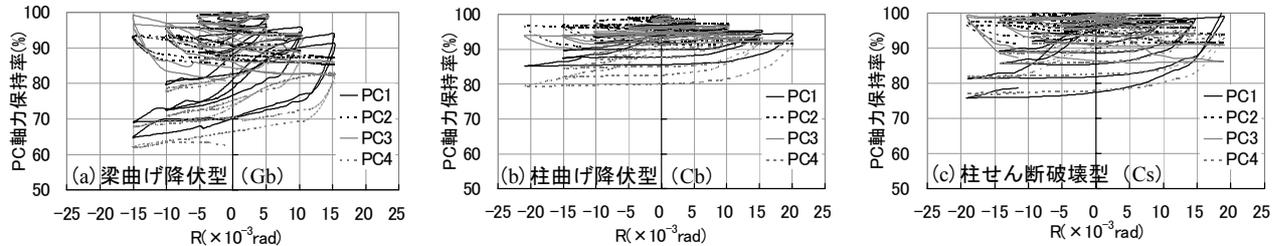


図-12 PC 鋼棒軸力保持率-R 関係

レース取外し後の  $Q-R$  関係から得られる  $Q_c$  と  $Q$  から  $Q_B$  を差し引いて求めた  $Q_c$  と概ね一致することを確認した。図-11 に  $\theta_c-R$ ,  $\theta_s-R$  関係を併せて示す。各回転角はブレースに引張力が生じたときに正になるように定めている。

図-10(a)から、Gb においては除荷後、逆方向に載荷する際に層間変形が進んでもブレース軸力が増加せず、層間変形がブレース軸方向変形として十分に伝達していないことがわかる。Gb に比べ Cb, Cs は大きな履歴曲線を描いている。

図-11(a) の Gb では (b), (c) に比較して  $\theta_c$  が大きく、さらに梁端部が制振ブレースにより引張力が作用する時の方がねじれ量が大きくなっている。これは制振ブレース軸力がねじれ変形に影響を与えていることを示唆しており、文献 1) においても同様の結果を得ている。

また、Cs, Gb は同じ断面形状の梁を有するが、Cs は  $\theta_c$  が小さいため、主筋量がねじれ変形に対し有効であることが伺える。Cb は断面積が大きく制振ブレースのエネルギー吸収量は安定して良好である。

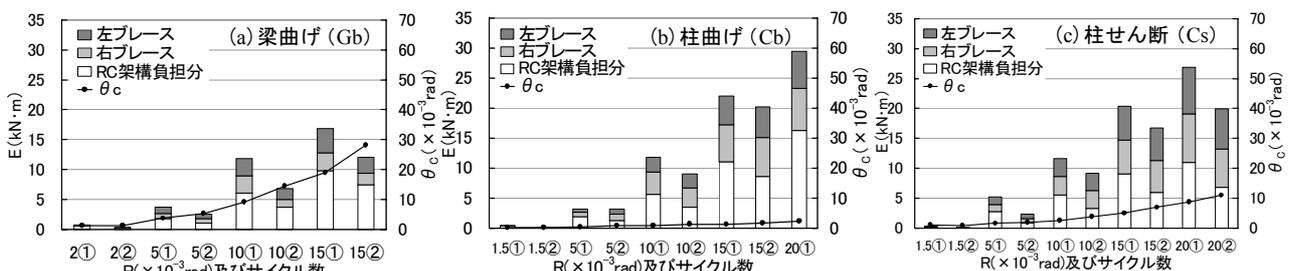


図-13 エネルギー吸収量(E)-R 関係

### 3.4 定着板取付部の損傷挙動

図-12 に PC 鋼棒軸力保持率(PC 鋼棒軸力/ PC 鋼棒初期導入軸力)を示す。Gb は PC 鋼棒軸力が最大 40%程度低下している。前述したように Cs は梁端部の損傷が少ないため、PC 鋼棒軸力の低下も最大 25%程度で Gb よりは小さい。Cb は梁断面が大きいため、梁端部の損傷がほとんどなく PC 鋼棒軸力をほぼ 80%以上保持している。実験後、定着板を外した後のグラウト表面にはいずれもほとんどひび割れが見られず、図-11 に示すように全ての試験体において定着板はほとんど回転していないため PC 鋼棒軸力の抜け量は梁端部のねじれ変形の影響が大きいものと考えられる。

## 4. 考察

### 4.1 エネルギー吸収量に着目した耐震性能

図-13 に履歴曲線の面積を各載荷サイクルで算出した RC 架構、制振ブレースの履歴減衰エネルギー吸収量及び、制振ブレースを取り付けた梁端部の  $\theta_c$  を併せて示す。全試験体の RC 架構のエネルギー吸収量は  $R=15/1000rad$  まではほぼ等し

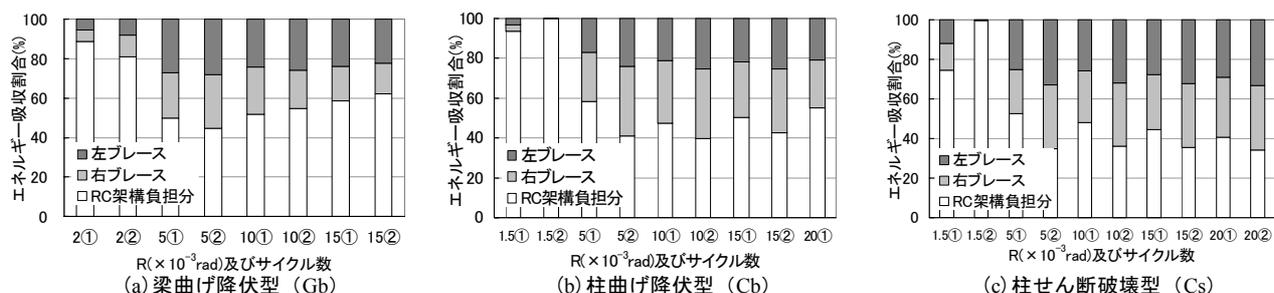


図-14 エネルギー吸収割合(%)－R 関係

い。また各層間変形角の1, 2 サイクル目を比較すると、全試験体において2 サイクル目でRC 架構のエネルギー吸収量が少ない。R =15/1000rad. でせん断破壊した Cs に比べ、Cb は R =20/1000rad. で RC 架構のエネルギー吸収量が増加している。制振ブレースのエネルギー吸収量は各層間変形角においてCb, Cs 共に安定しているのに対し、Gb では絶対量が小さい上に、各層間変形角の2 サイクル目は1 サイクル目の5 割程度に低下している。Gb は R=15/1000rad. の2 サイクル目で $\theta_c=30/1000$ rad. 近くに達し、梁端部に非常に大きなねじれ損傷が生じていたため、制振ブレースのエネルギー吸収性能が局所的なねじれの影響を強く受けていることがわかる。

#### 4.2 制振ブレースの補強効果

図-14 に図-13 の各載荷サイクルで算出したRC 架構、制振ブレースの履歴減衰エネルギー吸収量の割合を示す。割合で見ると、エネルギー吸収量の絶対量が小さい R=5/1000rad. においても、全試験体で制振ブレースは全吸収エネルギーの50%程度を吸収していることがわかる。1, 2 サイクル目を比較すると、RC 架構の負担するエネルギー吸収量が減少し、2 サイクル目で相対的にブレースのエネルギー吸収割合が増える傾向がある。しかし、層間変形角の増加につれて、Gb はねじれの影響で制振ブレースのエネルギー吸収割合が R=10/1000rad. から減少に転じ、それ以降層間変形角が増加しても、制振ブレースのエネルギー吸収割合は減少する。Cb は各層間変形角で制振ブレースが高いエネルギー吸収割合を示している。Cs は柱せん断破壊の進行により層間変形角が増加するほど相対的に制振ブレースのエネルギー吸収割合が増加することがわかる。

#### 5. まとめ

本実験により下記の知見を得た。

- 1) 各崩壊型架構に関して以下の事が言える。
  - ・梁曲げ降伏型架構は、偏心外付けにより制振ブレースを取付ける場合、相対的に耐力の小さい梁端部がねじれによって損傷し、制振ブレースの効果が層間変形角の増大とともに低下する傾向がある。しかし、制振ブレース取り外し後は高い残余耐震性能が示された。
  - ・柱曲げ降伏型架構は、梁が十分な耐力を有していたため、安定した制振ブレースのエネルギー吸収が確認でき、制振補強に適している。
  - ・柱せん断破壊型架構は、梁主筋が有効に働きねじれが抑えられ、制振補強効果は高かった。しかし、残余耐震性能の低下が見られた。
- 2) PC 鋼棒の軸力は制振ブレースの偏心取付けにより梁端部のねじれの影響を受け軸力が抜けたが、定着板の回転量は微少であることから、制振ブレース取付部の性能は十分確保できていると言える。しかし、ひずみ硬化により耐力が上昇する制振ブレースにより補強を行う場合はブレースにより梁端部に生じる力及びねじれ変形を十分に考慮することが必要である。

#### 参考文献

- 1) 石田, 向井, 石井, 北村: 繰り返し斜め載荷下における制振ブレースを外付けした RC 造の梁端部及び取付部の破壊性状と評価手法, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 25, No. 2, pp. 1321-1326, 2003. 7
- 2) 北嶋圭二, 上田英明ほか: ダンパー補強された鉄筋コンクリート造骨組みの仮動的実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 2, pp. 339-344, 1997. 6
- 3) 日本建築学会: 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1999」
- 4) 日本建築学会: 「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」
- 5) 田中, 石田, 井戸, 向井, 石井, 藤澤, 清水, 北村: 履歴減衰型制振ブレースを用いた既存 RC 構造物の制振補強構法に関する研究 その3~その6, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, pp. 729~736, 2003. 9