

既存 RC 造建築物の扁平梁外付けフレームによる耐震補強工法の研究  
その3 扁平梁外付けフレームで補強した試験体の水平加力実験

耐震補強 外付けフレーム ポリマーセメントモルタル

準会員 ○小笠原清香\*1 正会員 稲井栄一\*2  
正会員 秋田知芳\*3 非会員 北原敬佑\*4  
正会員 夏目実穂\*4 正会員 尾崎純二\*5  
正会員 河本孝紀\*5

1. はじめに

本研究は既存の RC 建築物のフレームに、扁平梁外付けフレームを直付けして補強を行うものである。本報では、扁平梁外付けフレームで補強した試験体の水平加力実験の結果を報告する。なお、標準的な断面の梁を用いた実験りとの比較をあわせて行う。

2. 試験体

試験体は NBA8 試験体の 1 体である。試験体形状を図 1 に、試験体詳細を表 1 に、鉄筋の試験結果を表 2 に、セメント系材料の試験結果を表 3 に示す。試験体は 5 階程度の鉄筋コンクリート造共同住宅をモデルとした 1/2.5 縮尺の RC 造架構（「以下既存フレーム」）に外付けフレームを直付けで補強したものである。なお、既存フレームのコンクリート強度は 19.2N/mm<sup>2</sup>であり、外付けフレームの柱梁接合部にはポリマーセメントモルタル (PCM) を使用している。また、比較試験体である NBA1 試験体の既存フレームは、断面形状および配筋が NBA1 試験体と同じである。外付けフレームの柱断面寸法も一致しており、梁断面は形状が大きく異なる。NBA8 および NBA1 試験体の梁断面の比較を図 2 に示す。既存フレームと外付けフレームの接合については、外付けフレームの水平耐力を既存フレームに伝達できる量のと施工アンカーを境界面に設置している。また、既存フレームと外付けフレームの芯ずれにより生じる偏心モーメントによる面外方向力に抵抗できるように、境界面の梁端部に引張抵抗用のあと施工アンカーを設置している。

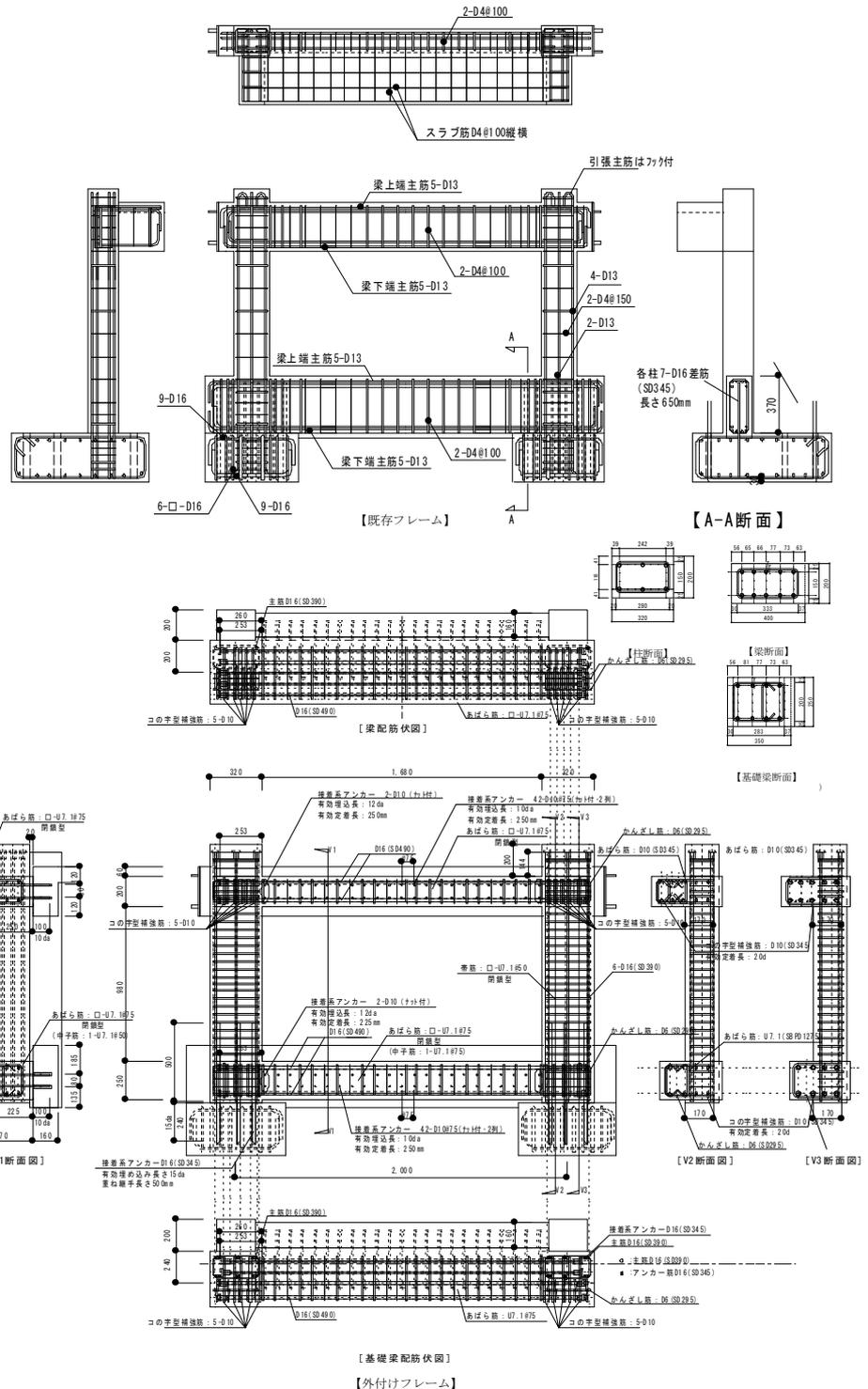


図 1 NBA8 試験体形状 既存架構(上)および増設架構(下)

Study on the Seismic Retrofitting Method of Existing Reinforced Concrete Building by External Frames with Flat Beam  
Part.3 Lateral Loding Test of a Retrofitted Specimen by External Frame Using Flat beam

OGASAWARA Kiyoka, INAI Eichichi, AKITA Tomofusa, KITAHARA Keisuke, NATSUME Miho, OSAKI Junji, and KAWAMOTO Takanori.

表 1 試験体詳細

試験体		柱			梁			直行梁				
		断面(mm)	主筋	帯筋	基礎梁断面(mm)	上梁断面(mm)	基礎梁主筋	上梁主筋	あばら筋	断面(mm)	主筋	あばら筋
NAB8	既存フレーム	200×240	10-D13 (SD390)	2-D4(SD295A) @150(pw=0.09%)	160×400	160×320	10-D13 (SD295A)	2-D4 (SD295A)@100	2-D4 (SD295A)@100	160×320	6-D13 (SD295A)	2-D4(SD295A) @100
	外付けフレーム	200×320	6-D16 (SD390)	2-U7.1(SBPD1275) @50(pw=0.80%)	350×250	400×200	8-D16 (SD490)	10-D16 (SD490)	2-U7.1 (SBPD1275)@75			
NAB1	既存フレーム	200×240	10-D13 (SD390)	2-D4(SD295A) @150(pw=0.09%)	160×400	160×320	10-D13 (SD295A)	2-D4 (SD295A)@100	2-D4 (SD295A)@100	160×320	6-D13 (SD295A)	2-D4(SD295A) @100
	外付けフレーム	200×320	6-D19 (SD390)	2-U7.1(SBPD1275) @50(pw=0.80%)	220×370	220×320	4-D19(SD390) 4-D16(SD295A)	2-U7.1 (SBPD1275)@75				

表 2 鉄筋の材料試験結果

試験体	フレーム	使用部位	鉄筋径	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏時ひずみ (μ)	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	伸び(%)
NBA8	既存フレーム	柱梁主筋	D13(SD295A)	386	1886	532	203	21.2
		スラブ筋, 柱梁せん断補強筋	D4(SD295A)	341	1313	537	190	11.4
		柱主筋	D16(SD390)	517	2244	693	194	17.5
	外付けフレーム	梁主筋	D16(SD490)	586	2631	785	188	15.2
		柱梁せん断補強筋	U7.1(SBPD1275)	1515	7807	1538	193	8.3
		コの字型補強筋	D10 (SD345)	419	2277	600	181	15.2
		拘束筋	D6(SD295)	382	4215	573	171	17.0
		梁, 接合部	D10(SD295A)	350	1863	487	187	17.5
		せん断アンカー筋	D16(SD345)	422	2297	591	188	17.2
		柱脚部アンカー筋	D13	351	1867	510	187	24.5
NBA1	既存フレーム	柱梁主筋	D13	351	1867	510	187	24.5
		スラブ筋, 柱梁せん断補強筋	D4(SD295A)	353	4450	506	177	18.1
		柱梁主筋	D16(SD295A)	337	1793	495	187	25.9
	外付けフレーム	梁主筋	D19(SD390)	484	2611	668	183	18.8
		柱・梁せん断補強筋	U7.1(SBPD1275)	1374	9197	1458	191	8.7
		梁, 接合部	D10(SD295A)	389	2073	516	184	23.5
		せん断アンカー筋	D19(SD390)	484	2611	668	183	18.8

表 3 セメント系材料実験結果

試験体	材料	使用部位	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	
NBA8	コンクリート	既存フレーム	スタブ	42.6	36.0
		外付けフレーム	柱・上梁	19.2	26.5
			基礎梁	42.7	33.7
	PCM	外付けフレーム	柱・上梁	38.2	32.3
			基礎梁	91.6	29.6
		既存フレーム	柱・上梁	91.7	28.9
NBA1	コンクリート	既存フレーム	スタブ	32.5	—
		外付けフレーム	柱・上梁	15.3	21.9
			基礎梁	39.8	30.9
	PCM	外付けフレーム	柱・上梁	36.0	28.2
			基礎梁	77.6	30.4
		既存フレーム	柱・上梁	83.6	31.1

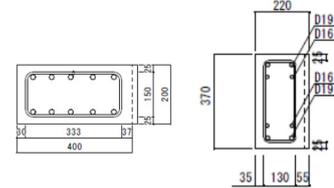


図 2 NBA8(左)および NBA1(右)試験体梁断面図

### 3. 加力方法

図 3 に加力装置を示す。試験体のスタブを反力ビームに PC 鋼棒で固定した後、パンタグラフ方式の面外拘束装置を設置した。2000kN 油圧ジャッキにより既存フレーム柱に一定軸力 (288kN) ( $bDF_c/6:F_c=18N/mm^2$ を想定) を載荷した状態で、水平加力治具を介して 1000kN 油圧ジャッキにより正負繰り返しの水平力を載荷した。なお、正加力は上梁右側端部からの押し荷重、負加力は PC 鋼棒を介した上梁左端部からの押し荷重とする。制御は、既存フレームの上梁中央で測定した水平変位を既存フレームの基礎梁上面から上梁上面までの高さで除した層間変形角  $R$  で行う変位制御とする。加力サイクルは、RC 耐震診断基準<sup>2)</sup>に示されている  $F$  値との対応を考慮し層間変形角で  $R=\pm 0.125 \times 10^{-2} \text{rad}$  を 1 サイクル行った後

$R=\pm 0.20 \times 10^{-2} \text{rad.} (F=0.80)$ 、 $R=\pm 0.40 \times 10^{-2} \text{rad.} (F=1.00)$ 、  
 $\pm 0.67 \times 10^{-2} \text{rad.} (F=1.27)$ 、 $\pm 1.0 \times 10^{-2} \text{rad.} (F=1.75)$ 、  
 $\pm 1.5 \times 10^{-2} \text{rad.} (F=2.24)$ 、 $\pm 2.0 \times 10^{-2} \text{rad.} (F=2.59)$ 、  
 $\pm 3.0 \times 10^{-2} \text{rad.} (F=3.09)$  をそれぞれ 2 サイクルずつ行う。

### 4. 実験結果

#### 4.1 NBA8 試験体の破壊経過

NBA8 試験体のひずみ計測位置、水平力  $Q$ -層間変形角  $R$  関係、最終ひび割れ図およびピーク時のひずみ分布を図 4 ~ 7 に示す。

$R=+0.125 \times 10^{-2} \text{rad.}$  の加力サイクル時に外付けフレーム上梁の柱梁接合部付近、外付けフレーム柱の頭部および脚部に曲げひび割れが発生し、その後 1 回目の  $R=+0.20 \times 10^{-2} \text{rad.}$  の加力サイクル時に既存柱既存梁および外付けフレーム

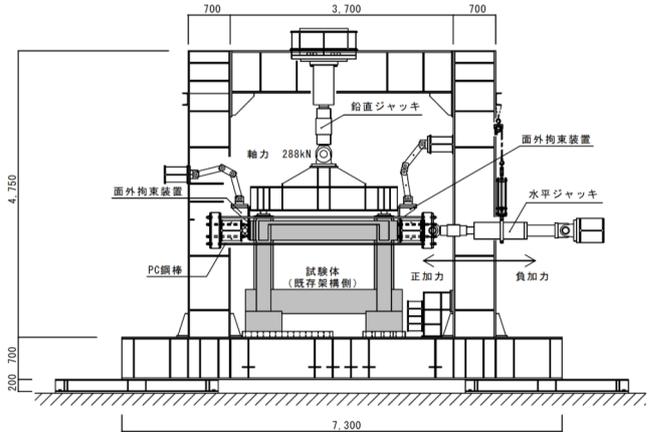


図 3 加力装置

梁に曲げひび割れが発生した。また、1 回目の  $R=-0.20 \times 10^{-2} \text{rad.}$  および 2 回目の  $R=+0.20 \times 10^{-2}$  の加力サイクル時には既存スラブに曲げひび割れが発生した。外付けフレーム柱に数本の曲げひび割れが発生し、 $R=+0.67 \times 10^{-2} \text{rad.}$  の加力サイクル時には外付けフレーム基礎梁接合部の PCM に斜めひび割れが発生した。その後 1 回目の  $R=+1.0 \times 10^{-2} \text{rad.}$  の加力サイクル時に外付けフレーム柱の主筋が降伏し始め、既存柱では付着割裂ひび割れが発生し、柱側面に主筋の沿ったひび割れが確認された。 $R=-1.0 \times 10^{-2} \text{rad.}$  の加力サイクル時に既存柱のせん断補強筋が降伏した。なお、その時の水平力は 450.8kN であった。

その後、1回目の  $R=-1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$  の加力サイクルのピーク時に最大耐力469.4kNに達し、外付けフレーム上梁下端の最も既存架構に近い主筋および外付けフレーム柱の主筋が降伏した。1回目の  $R=+3.0 \times 10^{-2} \text{rad}$  の加力サイクルのピーク時に正側での最大耐力478.4kNに達し、外付けフレーム上梁ではせん断ひび割れを発生した。 $R=-3.00 \times 10^{-2} \text{rad}$  の加力サイクル時に既存柱の鉄筋の露出が確認された。最大耐力後の水平力は緩やかに低下し、2回目の  $R=\pm 3.0 \times 10^{-2} \text{rad}$  のサイクルピーク時には402.2kN、負側ピーク時には-397.5kNであり最大耐力の80%程度を保持していた。また、外付けフレームでは柱側面でコンクリートのはらみが見られた。なお既存フレームと外付けフレームとの接合部にずれは見られなかった。水平力が最大耐力の80%( $0.8eQu$ )まで保持できる層間変形角を安全限界変形角と考えると、正負とも  $R=\pm 3.0 \times 10^{-2} \text{rad}$  の繰り返しまで耐力を保持できており、NBA8試験体は  $F=3.09$  程度の变形性能を有していると考えられる。

フレームの破壊形式は鉄筋の降伏やひび割れ状況から既存フレームは柱せん断破壊、外付けフレームは柱曲げ破壊と判断される。

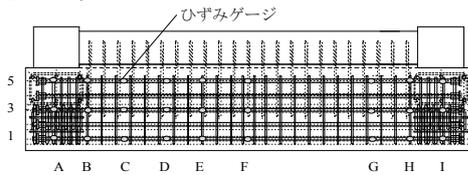


図4 ひずみ計測位置

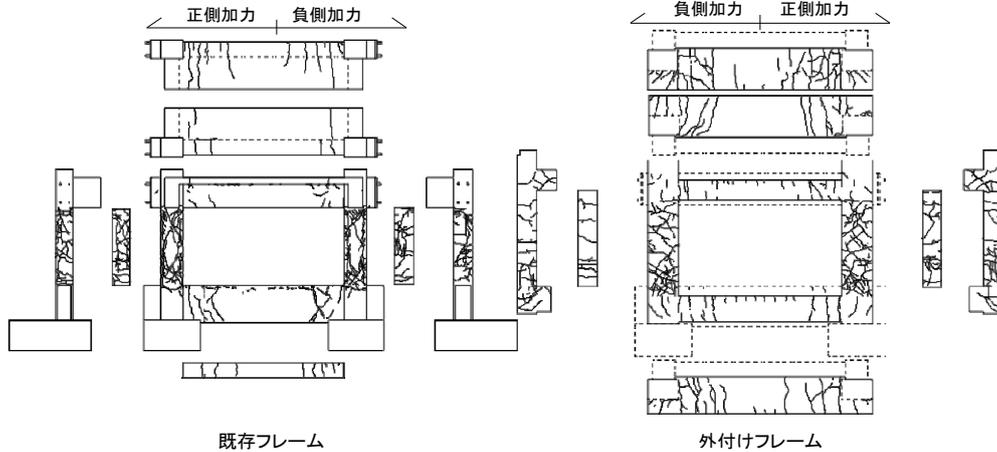


図6 NBA8試験体 最終ひび割れ

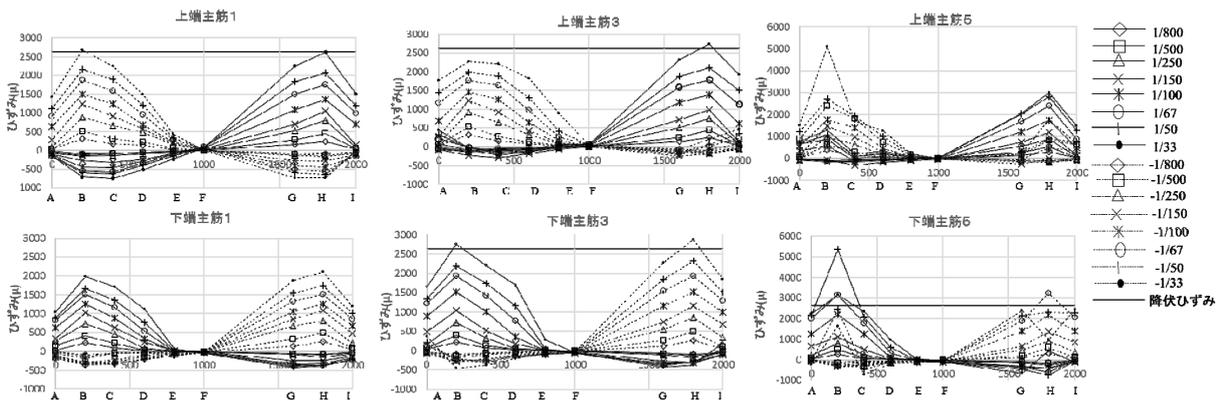


図7 上梁主筋ひずみ

#### 4.2 NBA1試験体の破壊経過

NBA1の水平力  $Q$ -層間変形角  $R$  関係を図8に、試験体の最終ひび割れ状況を図9に示す。

1回目の  $R=\pm 0.125 \times 10^{-2} \text{rad}$  の加力サイクルの正側ピーク時に外付けフレーム柱の頭部および脚部に曲げひび割れが発生し、1回目の  $R=\pm 0.2 \times 10^{-2} \text{rad}$  の加力サイクルの正側ピーク時に外付けフレーム柱の頭部にせん断ひび割れが発生した。外付けフレーム柱に数本の曲げひび割れが発生した後、上側接合部のPCMに斜めひび割れが発生し、2回目の  $R=0.67 \times 10^{-2} \text{rad}$  の加力サイクルの正側ピーク時に既存ム柱に付着割裂ひび割れが発生し、柱側面に主筋に沿ったひび割れが確認された。

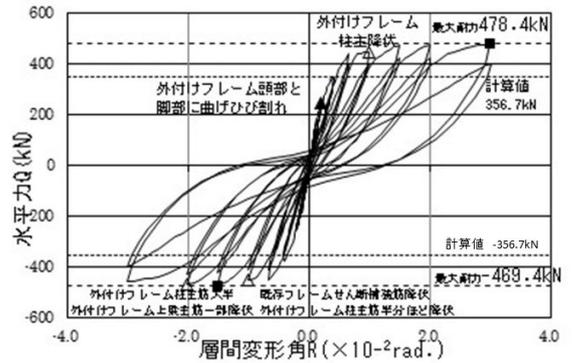


図5 水平力  $Q$ -層間変形角  $R$  関係

R=+1.5×10<sup>-2</sup>rad.のサイクルで外付けフレーム柱の主筋が降伏し、ピーク時に正側での最大耐力に達した。R=2.0×10<sup>-2</sup>rad.のサイクルで外付けフレーム柱の主筋が降伏し、ピーク時に負側での最大耐力-572.7kNに達した。また、外付けフレームの柱脚部に柱主筋に沿ったひび割れが見られた。最大耐力後水平力は緩やかに低下し、2回目の R=+3.0×10<sup>-2</sup>rad.のサイクルのピーク時には445.8kN、負側ピーク時には-439.3kN となり、最大耐力の70%程度を保持していた。なお、R=±3.0×10<sup>-2</sup>rad.まで既存フレームと外付けフレームとの接合部に損傷やずれは見られなかった。

フレームの破壊形式は、鉄筋の降伏やひび割れ状況から、既存フレームは付着割裂を伴ったせん断破壊、外付けフレームは曲げ破壊と判断される。

#### 4.3 NBA1 試験体と NBA8 試験体との比較

NBA1 および NBA8 試験体の既存架構は柱せん断型の破壊形式である。破壊経過としては、柱頭部と柱脚部にせん断ひび割れが確認されたのちに柱補強筋が降伏ひずみに達し、柱に沿ったひび割れが発生するという点で同様であった。また、柱の付着割裂ひび割れも発生した。

一方、両試験体の外付けフレームの破壊形式はどちらも柱曲げ降伏型であるが、NBA1 試験体では R=1.5×10<sup>-2</sup>rad.の加力サイクル時、NBA8 試験体では R=1.0×10<sup>-2</sup>rad.の加力サイクル時から柱主筋が降伏し始めた。NBA8 試験体の柱主筋は NBA1 試験体に比べ小さい層間変形角で生じた。また、梁においては、NBA1 試験体の上梁は主筋の降伏が見られなかったが、NBA8 試験体の上梁（扁平梁）では接合部付近で R=1.5×10<sup>-2</sup>rad.の加力サイクル時から梁主筋が降伏し始め、R=3.0×10<sup>-2</sup>rad.の加力サイクル終了時には大半の梁主筋が降伏した。

#### 5. 水平耐力の検討

表4に水平耐力の実験値  $eQ_u$  と計算値  $cQ_u$  の値を示す。NBA8 試験体外付けフレームは柱曲げ破壊型、既存フレームは柱せん断破壊型であることから(1)式及び(2)を用いて算定した。 $eQ_u/cQ_u$ の値は、正側が1.34、負側が1.32であり、実験値の方が若干大きい。また、 $eQ_u/cQ_u$ の値は NBA1 試験体に比べ NBA8 試験体の方が大きい。柱の曲げ終局強度<sup>3)</sup>

$${}_cM_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left( 1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (1)$$

柱のせん断強度<sup>3)</sup>

$${}_cQ_u = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(18+F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot s \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (2)$$

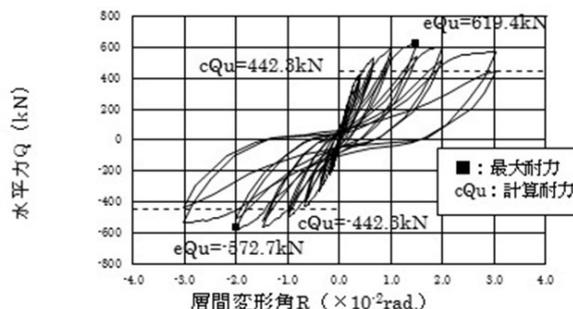


図8 水平力 Q-層間変形角 R 関係

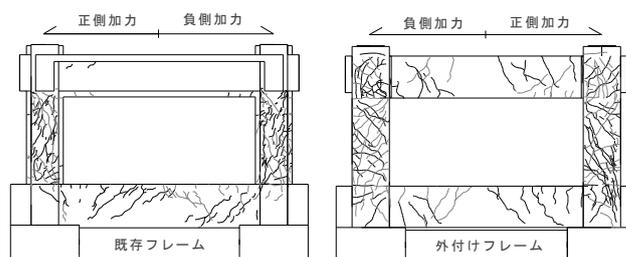


図9 NBA1 試験体最終ひび割れ

表4 水平耐力の計算値と実験値

試験体	計算値 $cQ_u$ (kN)	実験値 $eQ_u$ (kN)	$eQ_u/cQ_u$
NBA8	356.70	+478.4	1.34
		-469.40	-1.32
NBA1	506.70	+619.4	1.22
		-574.20	-1.13

#### 6. まとめ

扁平梁外付けフレームで補強した試験体の水平加力実験を行い、結果得られた知見について以下に示す。

- ① NBA8 試験体は NBA1 試験体と同程度の変形角で破壊に至っており、NBA1 試験体と同等の変形性能を有している。
- ② NBA8 試験体は NBA1 試験体に比べ小さい層間変形角で外付けフレーム柱主筋の降伏が生じた。
- ③ NBA8 試験体の外付けフレームは柱曲げ降伏型の破壊形式であったが、加力サイクル終了時には大半の上梁主筋で降伏が生じた。

#### 参考文献

- 1) 徳田麻里子、稲井栄一、尾崎純二ら：既存 RC 造建築物の外付けフレームによる耐震補強工法の研究（その2）補強架構の柱主筋の定着方法の影響 日本建築学会中国支部研究報告集 37、pp.157-160,2014.3
- 2) 日本建築防災協会：2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、2002.1
- 3) 国土交通省住宅局建築指導課、国土交通省国土技術政策総合研究他監修：2007 年度版建築物の構造関係技術基準解説書 2007.8

\*1 山口大学工学部感性デザイン工学科 学生  
 \*2 山口大学大学院創成科学研究科 教授・博士(工学)  
 \*3 山口大学大学院創成科学研究科 講師・博士(工学)  
 \*4 宇部興産(株) 建材資材カンパニー  
 \*5 宇部興産(株) 建材資材カンパニー・博士(工学)

Student, Dept. of Perceptual Sci. and Design Eng., Faculty of Eng., Yamaguchi Univ.  
 Prof, Graduate School of Sci. and Tech. for Innovation, Yamaguchi Univ., Dr. Eng.  
 Lecturer, Graduate School of Sci. and Tech. for Innovation, Yamaguchi Univ., Dr. Eng.  
 Construction Materials Div., Ube Industries.LTD.  
 Construction Materials Div., Ube Industries.LTD., Dr. Eng.