

# 論文 片側に設置するバットレスの強度・変形状

神谷 和輝\*1・高橋 之\*1・市之瀬 敏勝\*2・小平 涉\*3

**要旨:** 耐震補強において、敷地面積にゆとりの無い場合には、バットレス工法は採用しにくいという問題がある。そこで本研究では、バットレスを片側に配置して補強する工法の開発を目的とし、バットレス単体の耐力および変形性能を実験的に検討した。バットレスの耐力は、接合面の引張破壊、バットレスの曲げ破壊およびせん断破壊を考慮した計算値とほぼ一致した。靱性指標は、計算値より大きな値となった。バットレスと既存柱の接合面のせん断アンカー筋は、現行設計基準の要求量より少なかったが、接合面のずれ破壊は生じなかった。

**キーワード:** 耐震補強, バットレス, 外付けブレース, 接合面, せん断アンカー筋

## 1. はじめに

図-1のような細長い建物を外側から耐震補強をする場合、長手方向には外付けブレースが有効になるが、短手方向にはバットレスが有効である。ところが、現行のバットレス工法は建物の両側にバットレスを配置することを原則<sup>1)</sup>としているため、敷地面積にゆとりの無い建物などはバットレスを配置しにくいという問題がある。また、バットレス工法は既存躯体と補強体との接合面で破壊が生じる恐れがあり、その場合には補強体が機能しなくなるという難点がある。そこで、本研究では、柱と補強体の接合面での破壊に留意しながら、バットレス単体の耐力および変形性能を得ることを目的として実験的に検討を行った。

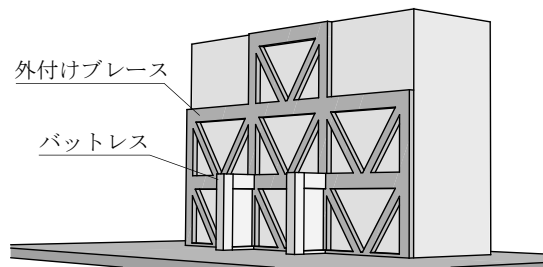


図-1 工法イメージ

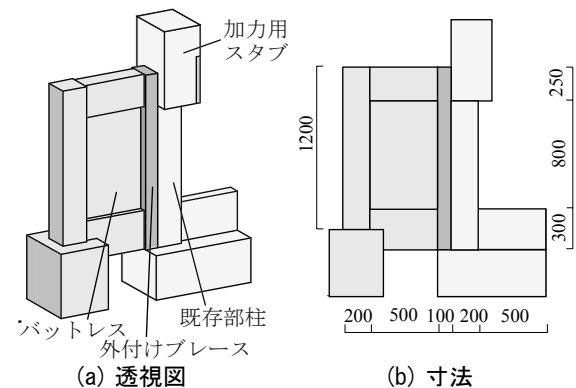


図-2 試験体形状

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体形状

試験体は1/3の縮尺模型とした。試験体の形状を図-2に示す。試験体は、既存躯体の柱と補強体で構成されている。既存躯体の柱は、1958年以前の既存不適格建築物を想定し、せん断破壊先行型として設計した。低強度コンクリート ( $F_c=11.5\text{N/mm}^2$ ) を用い、鉄筋は丸鋼とした。補強体は、加力直交方向の補強を想定した鋼板内蔵型コンクリートの外付けブレース (200kN相当) を取り付けるためのコンクリート柱 (以下 外付けブレース) と、加力方向の補強を想定したバットレスから構成される。

### 2.2 試験体種類

試験体は計2体である。試験体パラメータを表-1に示す。試験体 B-01W および試験体 B-02W はせん断アンカー量が異なっている。また、試験体 B-01W は、実際の建物において下階壁抜けにより軸力が増加した状態を模擬しており、軸力を  $270\text{kN}(=0.6bD\sigma_B)$  とした。試験体

表-1 試験体パラメータ

試験体	形状	せん断アンカー筋本数	軸力 (kN)	軸力比
B-01W	既存部柱 (せん断柱) + ブレース	24	270	0.6
B-02W	+バットレス	40	90	0.2

B-02W は長期荷重程度の軸力が作用している状態を模擬しており、軸力を  $90\text{kN}(=0.2bD\sigma_B)$  とした。

断面リスト、鉄筋引張試験結果およびコンクリート圧縮試験結果を表-2~4に示し、試験体の配筋図 (試験体 B-01W) を図-3に示す。また、既存躯体と補強体の接合は、梁部分の引張アンカー筋 (2-D16, 既存部への定着長さ 320mm) と柱部分のせん断アンカー筋 (D6, 表-1, 既存部への定着長さ 60mm) により力を伝達させる。

\*1 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻 (正会員)

\*2 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科教授 工学博士 (正会員)

\*3 矢作建設工業(株)技術部 (正会員)

表-2 断面リスト

	補強部柱	補強壁	外付け ブレース	既存部柱
断面				
b×D	200×200	500×50	100×200	200×200
主筋	8-D10	D6@100	PL 6×140	4-φ13 4-φ9
帯筋	D6@100	D6@100	φ4@50	φ3@100

表-3 鉄筋引張試験結果 (3本平均)

種別		降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> )
φ3	SWM	607	606	2.09
φ4	SWM	499	524	1.95
φ9	SR235	346	442	2.01
φ13	SR235	327	438	2.05
D6	SD295A	323	506	1.87
	SD345	370	529	1.76
D10	SD295A	380	522	1.84
D16	SD390	476	623	1.91
鋼板	SN400	366	488	1.80

表-4 コンクリート材料試験結果 (3体平均)

位置	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )
既存部	12	2.54
補強部	39	2.89

なお、試験体は、文献2)の実験で使用した1層1スパンの既存躯体と補強体からなる試験体から切り出したものである。文献2)の実験では、既存躯体の柱梁接合部のみで破壊が進行し、それ以外の部位は軽微なひび割れが入っただけであった。そこで、今回は破壊の著しい接合部を撤去し、図-2(a)のような加力用スタブを新設して試験体とした。

### 2.3 荷重方法

加力は油圧ジャッキを用いて前述の一定軸力を載

荷した後、図-2(a)の加力用スタブに設置した油圧ジャッキ(メインジャッキ)を用いて、変位制御による2回繰り返し正負交番加力とした。但し、試験体B-01Wでは軸力が大きく、試験体の強度が高いため、メインジャッキだけでの加力を行うと、右方向加力時に引張アンカー筋だけが降伏して、バットレスの性能を知ることができない。そこで、引張アンカー筋の降伏耐力の約2/3(150kN)までの加力をメインジャッキ(図-4実線)で行い、それ以上の加力を行う場合は補強部柱の柱頭に設置したサブジャッキ(図-4破線)を同時に使用して両側加力とした。

なお、本研究では、バットレスが引張られる方向(図-4右方向)に水平力が作用する場合を正載荷、バットレスが圧縮される方向(図-4左方向)に水平力が作用する場合を負載荷とした。また、変位制御には既存部柱で測定した層間変形(変位計D1-D2)を用いた。

### 2.4 測定方法

試験体の伸縮量と既存柱と外付けブレースの接合面のはがれ・ずれ量を測定する。図-5に試験体に設置した変位計の測定位置と変位計番号および変位計の節点番号(A~H)を示し、図-6に接合面のはがれ・ずれのイメージを示す。はがれは、水平力により接合面に引張力が生じ、目開きすることであり、水平変位とする。ずれは、接合面にせん断力が生じ、接合面が上下移動することであり、鉛直変位とする。

試験体の伸縮の計測にはトランスデューサー型変位計(Iシリーズ)を使用した。はがれおよびずれの計測には変位計I17と2方向の変位を測定できる亀裂変位計(Kシリーズ)を使用した。

## 3. 試験体の設計

### 3.1 接合面の引張破壊(図-7(a))

接合面の引張破壊は、既存柱がせん断破壊をし、その

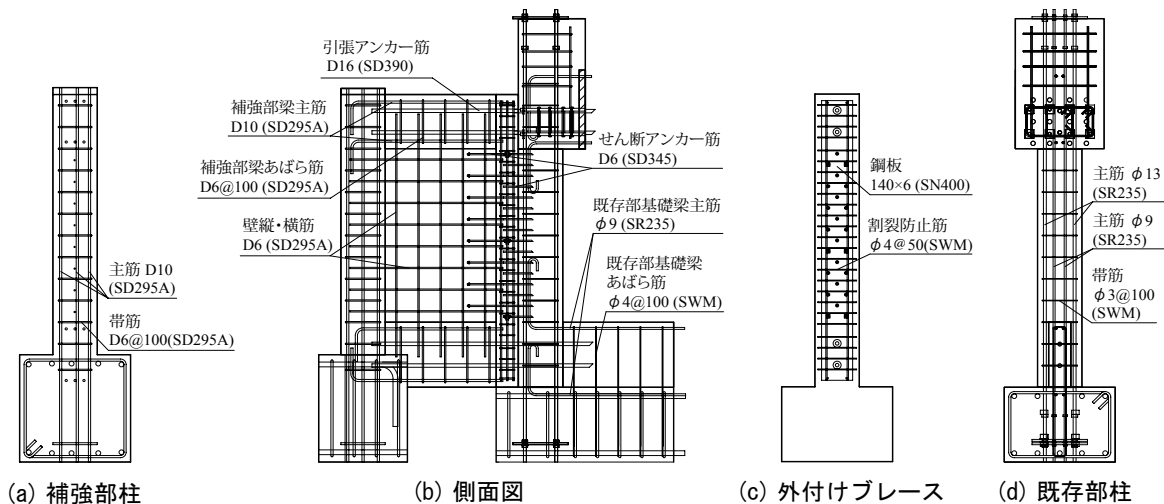


図-3 試験体配筋図(試験体B-01W)(単位mm)

影響で水平力を負担した引張アンカー筋が降伏すると考える。そこで、既存柱のせん断終局強度<sup>3)</sup>および引張アンカー筋の降伏耐力を考慮し、下式により算定する。

$$Q_u = a_t \cdot \sigma_y + Q_c \quad (1)$$

$a_t, \sigma_y$ : 引張アンカー筋全断面積および降伏強度

$Q_c$ : 柱のせん断終局強度

### 3.2 壁せん断破壊 (図-7(b)(d))

壁のせん断終局強度は、下式の修正荒川 mean 式により算定する。ただし、正載荷の算定時は、軸方向応力度 ( $\sigma_{0e}$ ) を考慮しない。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_{te} \cdot 0.23 \cdot (18 + F_c)}{M/(Q \cdot l) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{se} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_{0e} \right\} \cdot b_e \cdot j_e \quad (2)$$

ただし、 $1 \leq M/(Q \cdot l) \leq 3$

$p_{te} = 100a_t/(b_e \cdot l)$ : 等価引張鉄筋比

$a_t$ : 引張側柱の主筋全断面積

$b_e = \sum A/l$ : 等価壁厚

$p_{se} = a_h/(b_e \cdot s)$ : 等価横筋比

$a_h, s, \sigma_{wy}$ : 1組の横筋の断面積、間隔および降伏強度

$\sigma_{0e} = N/(b_e \cdot l)$ : 軸方向応力度 (負載荷時のみ考慮)

$j_e$ : 応力中心間距離 ( $j_e = l_w$  とする)

### 3.3 補強部柱側の壁曲げ破壊 (図-7(c))

補強部柱側の壁曲げ破壊は、補強部柱主筋および壁縦筋が曲げモーメントを負担すると考えられる。また、引張側柱である補強部柱に軸力は負荷されないため、下式により算定する。

$$M_u = a_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5 \sum (a_{wv} \cdot \sigma_{wy}) \cdot l_w \quad (3)$$

$a_t, \sum a_{wv}$ : 補強部柱主筋および壁縦筋の全断面積

$\sigma_y, \sigma_{wy}$ : 補強部柱主筋および壁縦筋の降伏強度

$l_w$ : 両側柱の中心間距離

### 3.4 既存部柱側の壁下曲げ破壊 (図-7(e))

既存部柱側の壁下曲げ破壊では、既存部柱と下部スタブの接合部および既存部基礎梁にせん断ひび割れが入ると考えられる。そこで、壁縦筋による曲げモーメントの負担はないとし、既存部柱主筋、既存部基礎梁の下端筋の折り曲げ定着部分およびあばら筋が曲げモーメントを負担するとする。また、引張側柱である既存部柱には軸力が負荷されるため、下式により算定する。

$$M_u = c a_t \cdot c \sigma_{sy} \cdot l_w + b a_t \cdot b \sigma_{sy} \cdot b l_w + w a_t \cdot w \sigma_{sy} \cdot w l_w + N \cdot l_w \quad (4)$$

$N$ : 既存部柱の全軸力

$c a_t, c \sigma_{sy}$ : 既存部柱主筋の全断面積および降伏強度

$b a_t, b \sigma_{sy}$ : 既存部基礎梁下端筋の折り曲げ定着部分の全断面積および降伏強度

$w a_t, w \sigma_{sy}$ : 既存部基礎梁あばら筋の全断面積および降伏強度

$l_w, b l_w, w l_w$ : 既存部柱、既存部基礎梁の下端筋の折り曲げ定着部分およびあばら筋と補強部柱の

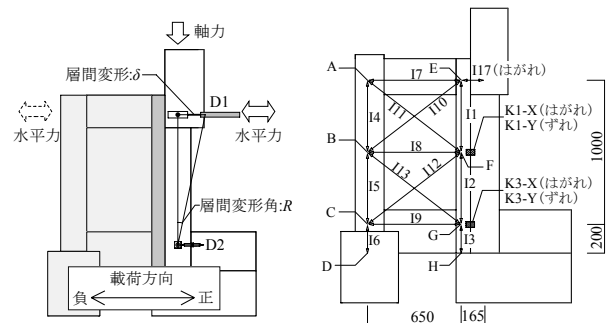


図-4 載荷方法

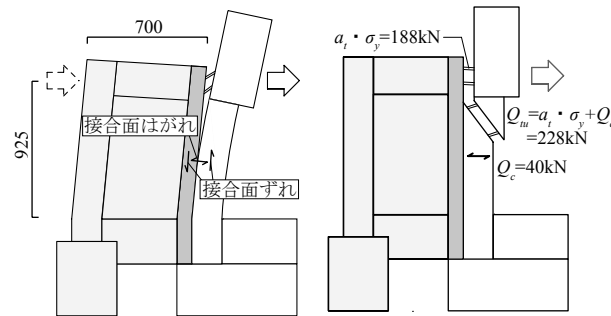
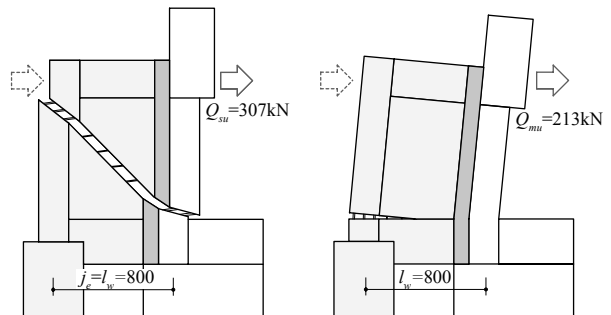


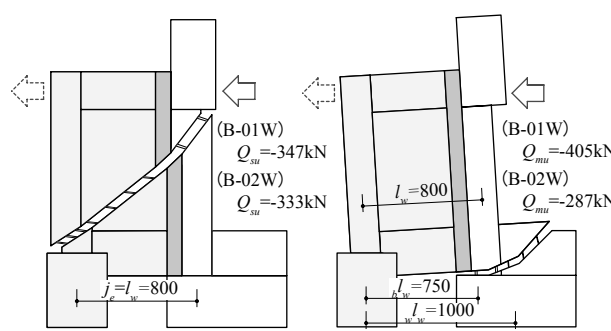
図-5 変位計・節点位置

### 図-6 はがれ・ずれイメージ (a) 接合面の引張破壊



(b) 壁のせん断破壊

(c) 補強部柱側の壁曲げ破壊



(d) 壁せん断破壊

(e) 既存部柱側の壁下曲げ破壊

図-7 崩壊形と計算耐力

表-5 計算耐力 (kN)

		(a) 接合面引張	(b)(d) せん断	(c) 壁曲げ	(e) 壁下曲げ
正載荷	B-01W	-	307	213	-
	B-02W	228	307	213	-
負載荷	B-01W	-	347	-	405
	B-02W	-	333	-	287

中心間距離

以上の結果をまとめると表-5 のようになる。各行で最も小さい値 (太線) で破壊することが想定される。

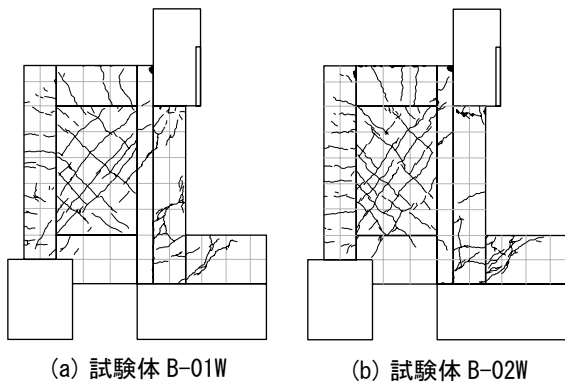


図-8 初期ひび割れ状況

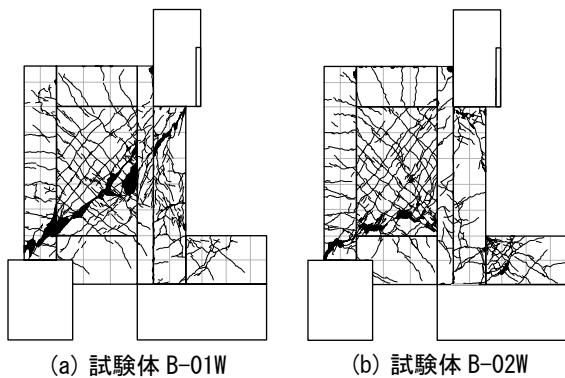


図-9 最終ひび割れ状況

なお、試験体 B-02W の負方向耐力  $Q_{su} = 347\text{kN}$  によって既存部柱と補強体の間に生じるせん断力は、図-6 の寸法より  $(925\text{mm}/700\text{mm}) \times Q_{su} = 459\text{kN}$  であり、外側補強マニュアル<sup>1)</sup> で必要とされるアンカー量は 95 本となる。これに対して試験体のアンカー本数(表-1)は 24 本であり、必要量の 25% 程度となっている。

## 4. 実験結果

### 4.1 ひび割れ

文献2)の実験による試験体のひび割れを初期ひび割れとして図-8に示し、今回の実験による層間変形角  $-16 \times 10^{-3}\text{rad}$  終了時の試験体のひび割れを最終ひび割れとして図-9に示す。

試験体 B-01W の正載荷では、層間変形角  $R = 8 \times 10^{-3}\text{rad}$  で補強部柱曲げひび割れが急激に増加し、 $R = 12 \times 10^{-3}\text{rad}$  でバットレスから既存部基礎梁までせん断ひび割れが繋がった。また、既存部柱と外付けブレースの接合面でひび割れが生じた。負載荷では、 $R = -8 \times 10^{-3}\text{rad}$  で補強部柱下部にせん断ひび割れが生じ、バットレスのせん断ひび割れと繋がった。

試験体 B-02W の正載荷では、 $R = 8 \times 10^{-3}\text{rad}$  で補強部柱曲げひび割れが増加した。また、既存部柱上部にせん断ひび割れが生じ、バットレスのひび割れと繋がった。 $R = 12 \times 10^{-3}\text{rad}$  でバットレスから既存部基礎梁までせん断ひび割れが繋がった。負載荷では、 $R = -4 \times 10^{-3}\text{rad}$  で既存

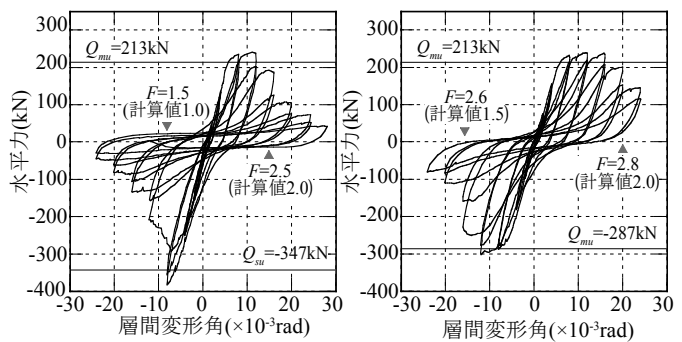


図-10 荷重変形関係

部基礎梁のコンクリートが剥落し始め、 $R = -12 \times 10^{-3}\text{rad}$  で既存部柱からバットレスまでのせん断ひび割れが繋がった。

### 4.2 荷重変形関係

荷重変形関係を図-10に示す。なお、図-10に記した直線は表-5で算定した耐力である。また、靱性指標  $F$  は最大耐力の 80% まで耐力低下したときの層間変形角から求めた<sup>3)</sup>。

試験体 B-01W の最大耐力は、正載荷および負載荷で  $241\text{kN}$ (層間変形角  $R = 11 \times 10^{-3}\text{rad}$ )、 $-383\text{kN}$ ( $R = -8 \times 10^{-3}\text{rad}$ ) となり、図-7で算定した(c)補強部柱側の壁曲げ破壊( $213\text{kN}$ )および(d)壁せん断破壊( $-347\text{kN}$ )と概ね一致した。靱性指標は正載荷で  $F = 2.5$ 、負載荷では  $F = 1.5$  となり、文献3)による計算値(正載荷 2.0、負載荷 1.0)より大きな値となった。

試験体 B-02W の最大耐力は、正載荷および負載荷で  $239\text{kN}$ ( $R = 12 \times 10^{-3}\text{rad}$ )、 $-302\text{kN}$ ( $R = -12 \times 10^{-3}\text{rad}$ ) となり、図-7で算定した(c)補強部柱側の壁曲げ破壊( $213\text{kN}$ )および(e)既存部柱側の壁下曲げ破壊( $-287\text{kN}$ )と概ね一致した。靱性指標は正載荷で  $F = 2.8$ 、負載荷では  $F = 2.6$  となり、計算値(正載荷 2.0、負載荷 1.5)より大きな値となった。

両試験体の最大耐力は、正載荷はほぼ同程度であったが、負載荷では試験体 B-01W がより大きな値を示した。最大耐力後の耐力は、正載荷で緩やかに減少したのに対して、負載荷では大きく減少した。また、試験体 B-01W の耐力減少は試験体 B-02W よりも顕著であった。これは、表-5で示したように、試験体 B-01W の負方向のせん断強度が曲げ強度を下回ったことと対応している。

### 4.3 接合面のはがれ・ずれ

はがれ幅-層間変形角関係を図-11に示す。縦軸において正符号ははがれ幅を表し、負符号は試験体のめりこみ量を表す。

試験体 B-01W では、全体的に小さい値であったが、これは試験体を両側から加力したため接合部に生じる引張力が低減したためである。正載荷では最大耐力以降、接合面中央のはがれ幅が増大し上部よりも大きな値を示

した。これは軸力  $0.6bD\sigma_B$  を負荷させたことと接合面中央付近の既存部柱および外付けブレースにせん断ひび割れが増加したことが影響したと考えられる (図-9(a))。負荷荷でも最大耐力以降、接合面中央のはがれ幅が増加した。試験体 B-02W では正載荷で接合面上部ではのがれ幅が顕著に見られた。それとは対照的に、中央・下部ではのがれはほとんど見られなかった。負荷荷において同様の傾向が見られた。最大耐力時のはがれ量は、両試験体とも、接合面上部で見られ、試験体 B-01W では 0.7mm、試験体 B-02W では 2.5mm であった。

ずれ - 層間変形角関係を図-12 に示す。図-6 に示した矢印の向きをそれぞれ正符号とした。

試験体 B-01W では、全体的に負符号側に表れているが、これは軸力  $0.6bD\sigma_B$  を負荷させたことにより既存部柱の接合面が下方へ移動したためと考えられる。正載荷では最大耐力以降、接合面中央でずれが生じたが、接合面下部ではほとんど生じなかった。これは最大耐力以降、既存部柱および外付けブレースにせん断ひび割れが増加したためと考えられる。負荷荷でも正載荷と同様の傾向があった。最大耐力時のずれ量は、試験体 B-01W では、接合面下部で -0.26mm、試験体 B-02W では、接合面中央で 0.09mm と、ごく僅かであった。

#### 4.4 変形成成分の分離

##### (1) 分離方法

変位計の測定値から試験体の変形成成分の分離を以下のように行う。変位計番号と節点番号は図-5 に記したものと対応している。

- ・接合面はがれ成分

変位計 I17 の値を接合面はがれ成分とする。

- ・壁曲げ成分、壁下曲げ成分

曲げ成分による変形は、節点の鉛直方向の移動と考える。図-13(a) に示すように線分 CG を境に上の変形成成分を壁曲げ成分とし、下の変形成成分を壁下曲げ成分とする。よって、壁曲げ成分は A, B, E, F 点の鉛直変位から算出し、壁下曲げ成分は C, G 点の鉛直変位から算出する。壁曲げ成分の算出を例に曲げ成分の算出方法を以下に示す。

壁曲げ成分の算出は、

C および G 点の水平変位・鉛直変位を零

と仮定する。まず、下段のみの変形を求める。

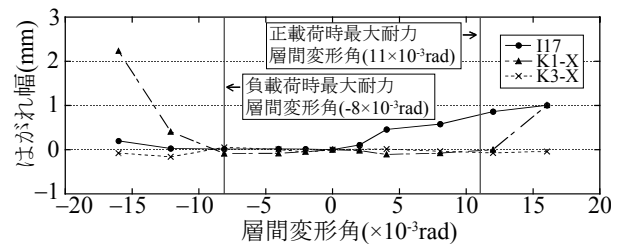
FG 間が  $e_{FG}$  だけ伸びた状態を図-13(b) に示す。このときの線分 BF および FG の傾きは、

$$\theta_F = e_{FG} / 650 \quad (5)$$

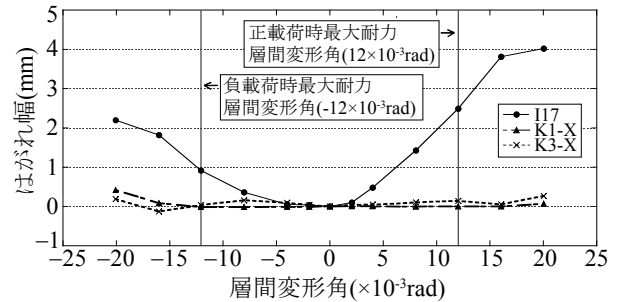
となる。よって、E 点の水平変位  $\delta_E$  は、

$$\delta_E = \theta_F \times 1000 \quad (6)$$

となる。BC, EF, AB 間の変形も同様に算出し、それらの足し合わせを壁曲げ変形成分とする。すなわち、次式と

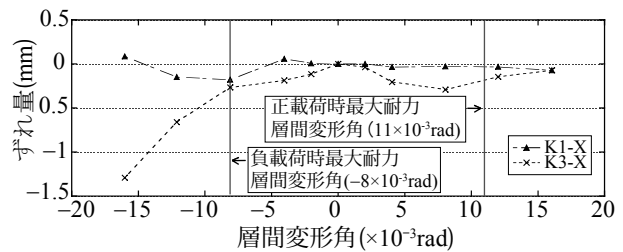


(a) 試験体 B-01W

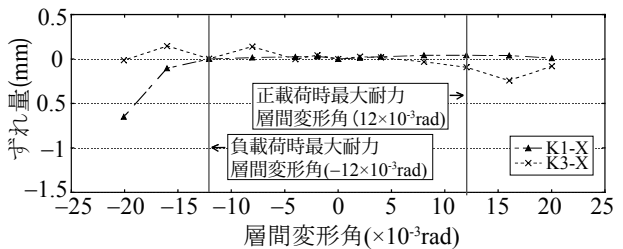


(b) 試験体 B-02W

図-11 はがれ - 層間変形角関係

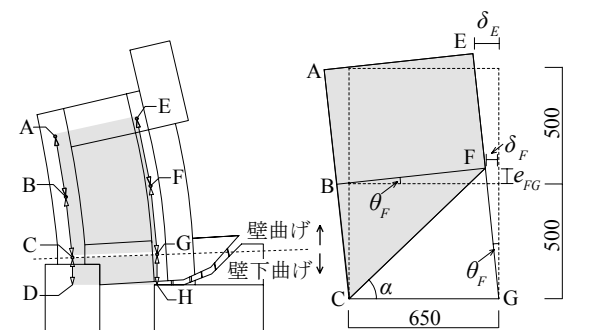


(a) 試験体 B-01W



(b) 試験体 B-02W

図-12 ずれ - 層間変形角関係



(a) 壁・壁下曲げ変形図 (b) FG の伸びによる変形

図-13 曲げ変形分離方法

なる。

$$\delta(\text{壁曲げ}) = \frac{1000}{650} (e_{FG} - e_{BC}) + \frac{500}{650} (e_{EF} - e_{AB}) \quad (7)$$

壁下曲げ成分の算出は、

DおよびH点の水平変位・鉛直変位を零と仮定し、同様の方法で算出する。すなわち、次式となる。

$$\delta(\text{壁下曲げ}) = \frac{1200}{650}(e_{GH} - e_{CD}) \quad (8)$$

・壁せん断成分

せん断成分による変形は、対角線方向の伸縮、 $e_{BG}$  などにより次式で求める。ここで、 $\alpha, \beta$  は図-14に記した角度である。

$$\delta(\text{せん断・下段}) = \frac{e_{BG} - e_{CF}}{2 \cos \alpha} \quad (9)$$

$$\delta(\text{せん断・上段}) = \frac{e_{AF} - e_{BE}}{2 \cos \beta} \quad (10)$$

## (2) 変形割合 - 層間変形角関係

変形分離結果を図-15に示す。試験体 B-01W の正載荷 (図-15(a)) では、層間変形角  $R=4 \times 10^{-3} \text{rad}$  まではせん断変形の割合が大きいが、 $R=8 \times 10^{-3} \text{rad}$  以降は、壁曲げ変形が卓越した。これに対し、負載荷 (図-15(b)) では  $R=8 \times 10^{-3} \text{rad}$  (最大耐力時) までは、壁下曲げ変形が卓越し、それ以降は、下段の壁せん断変形が卓越した。また、 $R=8 \times 10^{-3} \text{rad}$  以降は、壁曲げ変形がマイナスの値となる。これは軸力  $0.6bD\sigma_B$  を負荷させたことにより EF 間 が縮んだためである。

試験体 B-02W の正載荷 (図-15(c)) では、 $R=4 \times 10^{-3} \text{rad}$  まではせん断変形の割合が大きいが、 $R=8 \times 10^{-3} \text{rad}$  以降、壁曲げ変形が卓越した。また、接合面はがれの割合も層間変形角の増加とともに増加している。負載荷 (図-15(d)) では、 $R=12 \times 10^{-3} \text{rad}$  (最大耐力時) までは、壁下曲げ変形が卓越し、最大 80% となった。それ以降は、下段の壁せん断変形の割合が卓越した。また、 $R=8 \times 10^{-3} \text{rad}$  を超えると試験体 B-01W と同様に壁曲げ変形がマイナスの値となる。しかし、これは BC 間 が伸びたためである。

つまり、2つの試験体とも、表-5から予測されるとおりの破壊性状であった。

## 4.5 軸支持能力

正負交番加力終了後、既存部柱の軸支持能力を検証するため、水平力を零とした状態、すなわち試験体 B-01W では層間変形角  $R=25 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、試験体 B-02W では  $R=3 \times 10^{-3} \text{rad}$  で既存部柱に軸力を負荷した。試験体 B-01W は  $282 \text{kN}(0.6bD\sigma_B)$ 、試験体 B-02W は  $257 \text{kN}(0.5bD\sigma_B)$  の軸支持能力が得られた。

## 5. おわりに

以下に、本研究で得られた成果を以下に要約する。

- (1) 試験体の耐力と破壊形状は、本論で導出した壁曲げ終局強度式およびせん断終局強度式で求めた値と概ね一致した。また、靱性指標  $F$  は計算値より大きな

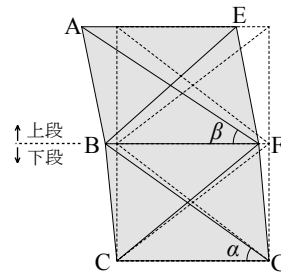


図-14 せん断変形分離方法

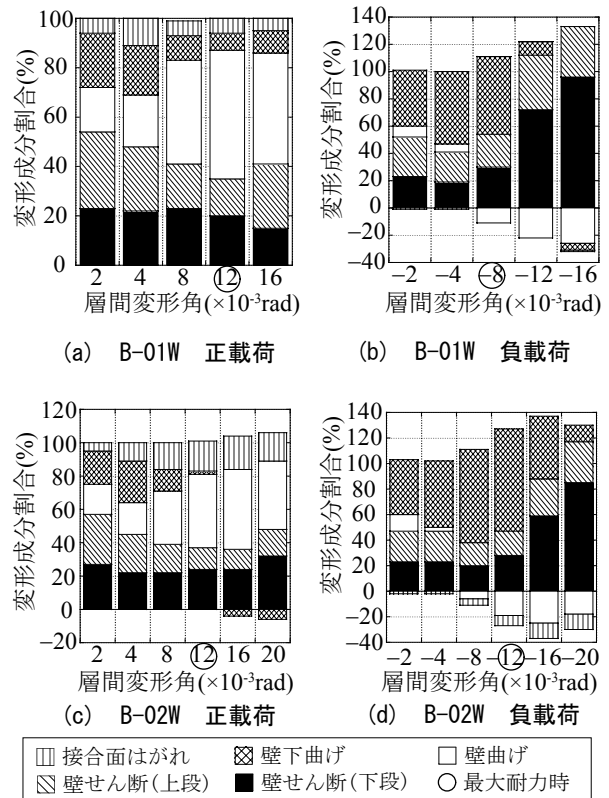


図-15 変形割合 - 層間変形角関係

値となった。

- (2) 最大耐力時の補強部と既存部の接合面のはがれは 2.5mm 見られたものの、ずれは 0.26mm であった。せん断アンカー筋は現行の設計法で要求される量の 25% 程度であったが、補強体は十分機能した。
- (3) バットレスが引張られる載荷では、曲げ変形が卓越した。逆の載荷では、最大耐力以前は曲げ変形が卓越したが、最大耐力後はせん断変形が卓越した。

## 参考文献

- 1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の外側耐震改修マニュアル，2002
- 2) 何庸ほか：片側に設置するバットレスを用いた RC 建物の耐震補強，日本建築学会東海支部研究報告集，pp.301-304，2008
- 3) 日本建築防災協会：2001 年度改正版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2001