

# 論文 新設開口設置に伴い補強を行った RC 造壁梁の構造性能評価

高橋 良輔\*1・向井 智久\*2・中村 聡宏\*2・衣笠 秀行\*3

**要旨:** 本研究では、既存壁式 RC 造建物において新設開口を設置した際の、開口上部の壁梁の適切な補強方法とその構造性能を実験により明らかにすることを目的としている。そこで既存の壁梁の両側面に新たに RC 梁を施工して補強を行った壁梁の実験を実施した。本実験では新設せん断補強筋の配筋方法をパラメータとしており、既存梁を囲うように U 字に配筋する場合、せん断補強筋として効果が高くより小さな変形角において降伏することが確認された。また補強を行った壁梁の荷重変形関係の骨格曲線は既往の算定式により算定可能であった。

**キーワード:** 壁式構造, 壁梁, 構造性能, 補強, 改修

## 1. はじめに

昭和 40 年代から昭和 50 年代前半に多く建設された壁式 RC 造による集合住宅建物は住戸専用面積などの問題から現代のニーズにそぐわないものが多く、これを改善する方法として梁せいの低減や既存の戸境耐力壁に新設開口を設置することが挙げられる。その際、耐震性能が低下するため開口周辺部材の補強を行う必要がある。既往の研究<sup>1)</sup>では壁式 RC 造建物において既存の戸境耐力壁に新設開口を設置する際に補強を行った壁梁の実験を実施し、その耐力、剛性は既往の評価式を用いて安全側に精度よく評価できることが確認されている。また壁梁・耐力壁接合部の試験体を壁梁単体の試験体として補修したものに対して実験を実施したため、危険断面位置が補修したスタブ内部に入り込むことが確認<sup>2)</sup>された。

そこで壁梁単体の試験体として再度、同試験体の作成を行い、構造実験を実施した。また既往の研究における壁梁実験では壁梁のクリアスパンを 600mm とし、片持ち梁形式の载荷としていたが、本実験では壁梁のクリアスパンを 1200mm とし、逆対称形式の载荷とする。本論では既往の研究<sup>1)</sup>で検討を行った構造特性評価手法、補強方法の違いが構造性能に及ぼす影響に加え、反曲点位置の推移を明らかにすることを目的とする。

## 2. 試験体概要

試験体概要を表-1 に、コンクリート材料試験結果を表-2 に、鉄筋材料試験結果を表-3 に示す。試験体配筋図を図-1 に示す。コンクリートの材料強度について B-U は B-I と比較し材齢が長いことより圧縮強度がより高いと考えられる。試験体は計 2 体である。試験対象は既存戸境耐力壁に新設開口を設置した際の開口上部の壁梁としている。2 体の試験体では新設せん断補強筋の配筋方法が異なる。試験体 B-I では両側面に別々に 1 本ずつ縦筋

表-1 試験体概要

試験体名		B-I	B-U
梁情報	梁せい(mm)	600	
	補強前梁幅(既存壁厚)(mm)	150	
	補強後梁幅(mm)	390	
	梁長さ(mm)	1200	
	梁既存部主筋	D10(SD295A)	
	梁既存開口補強筋	-	
	梁新設上端曲げ補強筋	2-D16(SD345)	
	梁新設下端曲げ補強筋	2-D16(SD345)	
	梁既存せん断補強筋	D10(SD295)@200	
梁新設せん断補強筋		D10(SD295)@200	
		既存部両側面に縦に配筋	既存部を囲うように U 字に配筋
スラブ情報	スラブ厚(mm)	110	
	スラブ筋(縦横とも)	D19(SD345)	
	通し筋	D16(端部ねじ切り)	

表-2 コンクリート材料試験結果

試験体	使用部位	ヤング係数	圧縮強度	割裂強度
		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
B-I	既存部	2.04×10 <sup>4</sup>	15.1	2.2
	補強部	2.76×10 <sup>4</sup>	32.8	3.0
B-U	既存部	2.10×10 <sup>4</sup>	15.6	1.6
	補強部	2.85×10 <sup>4</sup>	34.1	2.4

表-3 鉄筋材料試験結果

呼び径	材質	ヤング係数	降伏強度	降伏歪	引張強度
		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[μ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
D10	SD295A	1.78×10 <sup>5</sup>	376.3	2112	564.4
D16	SD345	1.89×10 <sup>5</sup>	409.3	2166	610
D19	SD345	1.83×10 <sup>5</sup>	389.4	2127	580.9

を配してせん断補強筋の代わりとした。一方で試験体 B-U では試験体 B-I よりも余分に壁梁下部をはつり既存壁梁を囲うように U 字にせん断補強筋を配した。既存部と補強部を固定するため通し筋を梁に空けた貫通孔の中に通し、無収縮のグラウト材で定着した。また既存部と補強部の接合面は目荒らし処理を行った。なお、試験体のスラブ筋は既往の実験<sup>1)</sup>と同じ鉄筋量となるよう 2-D19 を用いた。ここで新設開口上部の残存耐力壁を既存壁梁、

\*1 東京理科大学 理工学部建築学科 (学生会員)

\*2 国立研究開発法人建築研究所 主任研究員 博士 (工学) (正会員)

\*3 東京理科大学 理工学部建築学科教授 博士 (工学) (正会員)

既存壁梁の補強を行った際の補強部を補強部壁梁、既存壁梁と補強部壁梁を合わせたものを新設壁梁と定義する。

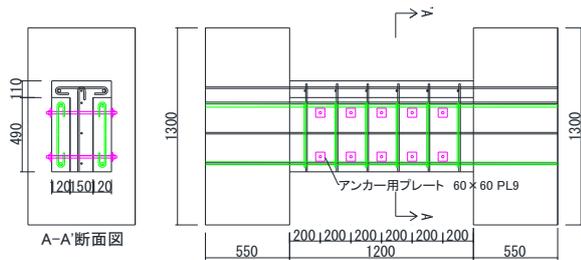
### 3. 加力計測計画

加力装置セットアップ図を図-2 に、変位計・ひずみゲージ位置を図-3 に示す。加力方式は逆対称形式での正負交番繰返し载荷とし、加力位置は壁梁の下スタブから 600mm の高さとした。正载荷はスラブが圧縮となる

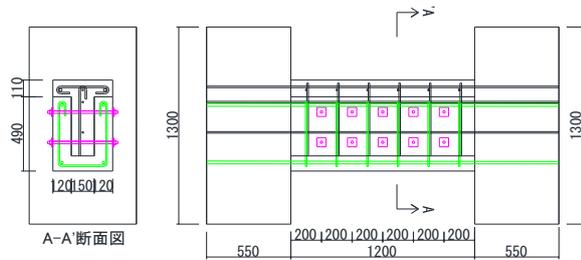
方向で加力サイクルは変形角制御とし、変形角  $R=0.06, 0.13, 0.25, 0.50, 0.75, 1.00, 1.50, 2.00, 3.00\%$  の各サイクルを最大 2 回繰り返した。なお軸力は作用させていない。また変位計を用いた曲率、回転角算定用の変位の計測、ひずみゲージによる曲率算定用の鉄筋のひずみの計測、写真と目視によるひび割れ幅、進展の計測、OHP シートによる剥落、浮き等の損傷計測を行った。加えて、試験体の外側に取り付けた計測用フレームを用いて、上スタブのターゲットから相対変位を計測し、これを内法スパンで除した変形角により加力の制御を行った。

### 4. 実験結果

荷重-変形角関係を図-4 に、ひび割れの推移を図-5 に、最終サイクルピーク時の破壊状況を図-6 に示す。なお、図-4 には各鉄筋の降伏点をプロットした。試験体 B-I は正载荷側では  $R=0.172\%$  で新設曲げ補強筋が最初に引張降伏ひずみに達し、負载荷側では  $R=$



(a) 試験体 B-I



(b) 試験体 B-U

凡例：黒：既存鉄筋，緑：新設鉄筋，ピンク：通し筋

図-1 試験体配筋図(図中の単位は mm とする)

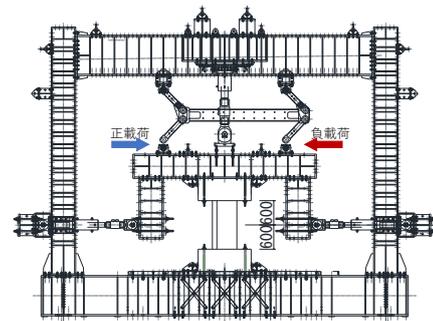
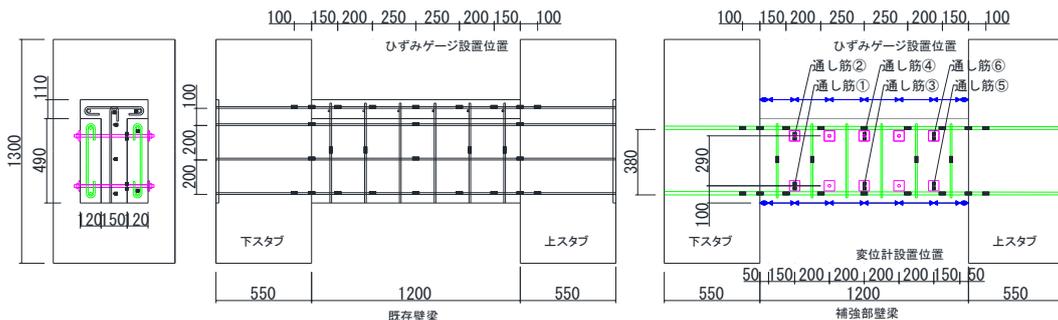
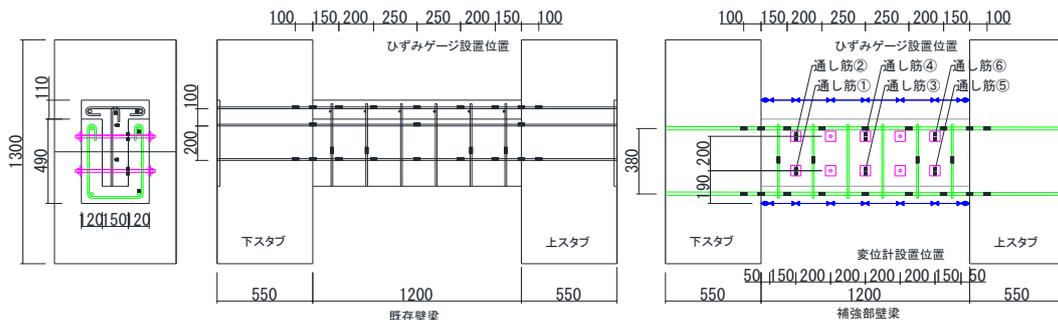


図-2 加力装置図(図中の単位は mm とする)



(a) 試験体 B-I



(b) 試験体 B-U

図-3 変位計・ひずみゲージ位置(図中の単位は mm とする)

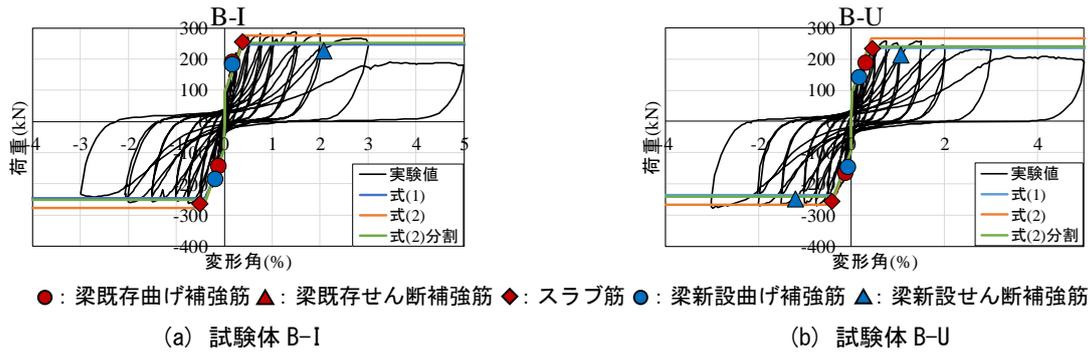


図-4 荷重変形関係 (実験値および算定値)

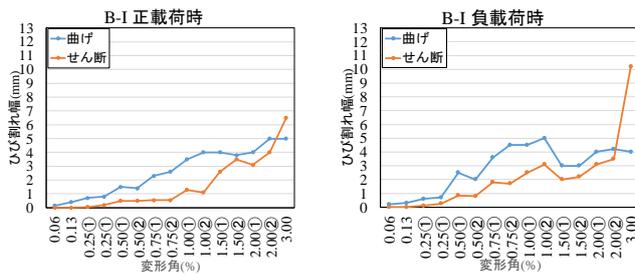


図-5 ひび割れ推移

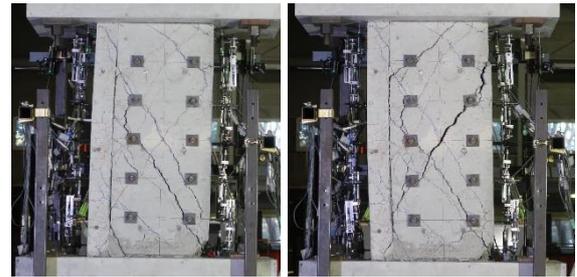


図-6 最終サイクルピーク時の破壊状況

0.105%で既存曲げ補強筋が最初に引張降伏ひずみに達した。また最大耐力は正載荷側では  $R=1.483\%$  で  $288.6\text{kN}$ 、負載荷側では  $R=-0.502\%$  で  $264.2\text{kN}$  を記録した。また図-5 から 2%付近までは正負載荷時の両方において、曲げひび割れが支配的であるが耐力低下した 3%付近でせん断ひび割れが急激に拡幅していることが確認できる。このことから最終的にはせん断破壊したが曲げ補強筋の降伏後であることから破壊モードは曲げ降伏後のせん断破壊型であると思われる。

試験体 B-U は正載荷側では  $R=0.165\%$  で新設曲げ補強筋が最初に引張降伏ひずみに達し、負載荷側では  $R=0.073\%$  で新設曲げ補強筋が最初に引張降伏ひずみに達した。また最大耐力は正載荷側では  $R=0.748\%$  で  $258.2\text{kN}$ 、負載荷側では  $R=-2.967\%$  で  $277.7\text{kN}$  を記録した。また図-5 から 2%付近までは正負載荷時の両方において、曲げひび割れが支配的であるが耐力低下した 3%付近でせん断ひび割れが急激に拡幅していることが確認できる。こ

のことから最終的にはせん断破壊したが曲げ補強筋の降伏後であることから破壊モードは曲げ降伏後のせん断破壊型であると思われる。

## 5. 考察

### 5.1 荷重変形関係の骨格曲線評価

開口補強を行った壁梁の剛性・耐力を評価するうえで文献<sup>2)</sup>及び文献<sup>3)</sup>に示される評価式の精度について検討を行う。骨格曲線と実験値の比較を図-4に、算定値の精度を表-4に示す。骨格曲線において曲げ終局強度は文献<sup>2)</sup>に示される式(1)、および文献<sup>4)</sup>に示される式(2)の2通りの式を用いて算定した。曲げひび割れ強度、せん断ひび割れ強度、降伏点剛性低下率はそれぞれ文献<sup>2)</sup>に示される式(5)、式(6)、式(7)を用いて算定した。せん断終局強度は文献<sup>3)</sup>に示される式(3)を用いて算定した。ただし、本実験の加力方式は逆対称形式であることから、部材全体のせん断終局強度および剛性低下率については

スラブ圧縮時と引張時の値の平均値とする。

$$M_u = 0.9a_t\sigma_y d \quad (1)$$

ここで $a_t$ ：引張鉄筋断面積で引張側にスラブ筋がある場合、それを含み、引張縁から鉄筋重心位置までを引張鉄筋とした、 $\sigma_y$ ：引張鉄筋の材料強度、 $d$ ：有効せい（梁圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離）とする。

$$M_u = A_{st}\sigma_{st}d - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \frac{\sigma_{av}b(\beta_1x_n)^2}{2} \quad (2)$$

ここで $A_{st}$ ：中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積でスラブ筋の断面積を含む、 $\sigma_{st}$ ：中立軸より引張側にある鉄筋の材料強度、 $d$ ：圧縮縁から各引張側鉄筋までの距離、 $A_{sc}$ ：中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積、 $\sigma_{sc}$ ：中立軸より圧縮側にある鉄筋の材料強度、 $d_c$ ：圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離、 $\beta_1$ ：係数で0.85とする、 $x_n$ ：圧縮縁から中立軸までの距離、 $\sigma_{av}$ ：コンクリートの平均応力度で $\sigma_{av} = \beta_1\sigma_B$ とする、 $\sigma_B$ ：コンクリートの圧縮強度とする。式(2)を用いて曲げ終局強度の算定を行う場合、既存壁梁と補強部壁梁が一体化していると考え、1つの梁として算定する場合と既存壁梁と補強部壁梁の曲げ終局強度をそれぞれ算定したしあわせる場合の2通りの方法で行う。図-4、表-4中では前者を「式(2)」と記し、後者を「式(2)分割」と記すこととする。なお、式(2)において算定する場合の $\sigma_B$ は既存部のコンクリート強度とし、式(2)分割において算定する場合の $\sigma_B$ は既存部と補強部のそれぞれのコンクリート強度とする。

$$Q_u = \frac{0.068p_{te}^{0.23}(F_c+18)}{M/Qd+0.12} + 0.85\sqrt{p_{we}\sigma_{wy}}\}b_ej \quad (3)$$

ここで $p_{te}$ ：引張鉄筋比で引張側にスラブ筋がある場合、それを含み、引張縁から鉄筋重心位置までを引張鉄筋とした、 $b_e$ ：等価幅で1.2bを上限とする、 $d$ ：有効せい、 $F_c$ ：既存部コンクリート強度、 $M/Qd$ ：せん断スパン比で $1 \leq M/Qd \leq 3$ 、 $p_{we}$ ：等価せん断補強筋比で既存、新設せん断補強筋両方を考慮し1%以下とする、 $\sigma_{wy}$ ：せん断補強筋規格降伏点、 $j$ ：応力中心間距離とする。

$$K = 1/\left(\frac{L^3}{12E_cI_e} + \frac{\kappa L}{GA}\right) \quad (4)$$

ここで、 $L$ ：部材長、 $E_c$ ：既存部コンクリートヤング係数、 $I_e$ ：等価断面二次モーメント、 $G$ ：せん断弾性係数、 $A$ ：部材断面積、 $\kappa$ ：せん断形状係数 (1.2)

$$M = (0.56\sqrt{\sigma_B})Z_e \quad (5)$$

ここで、 $Z_e$ ：等価断面係数、 $\sigma_B$ ：既存部コンクリートの圧縮強度とする。

$$Q = \tau_{scr} \cdot b \cdot D/\kappa \quad (6)$$

ここで、 $\tau_{scr}$ ：既存部コンクリートせん断ひび割れ強度、 $b$ ：梁幅、 $D$ ：梁せい、 $\kappa$ ：せん断形状係数で1.2

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043 \cdot \frac{M}{Qd}) \cdot \left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (7)$$

ここで、 $n$ ：既存部コンクリートおよび鉄筋のヤング係数比、 $p_t$ ：引張鉄筋比で引張側にスラブ筋がある場合、有それを含み、引張縁から鉄筋重心位置までを引張鉄筋とした、 $M/Qd$ ：せん断スパン比、 $D$ ：梁せい、 $d$ ：梁の有効せいとする。なお文献<sup>3)</sup>では式(7)で算出した剛性低下率をT形梁に対する長方形梁の断面二次モーメントの比で低減しているが、本論では矩形梁として算定しているため低減していない。

表-4から算定した耐力と実験値を比較すると式(1)および式(2)分割により算定を行った場合、概ね安全側に精度良く評価できたが、既存壁梁と補強部壁梁が完全に一体化していることを前提とした式(2)により算定を行った場合、危険側に評価する結果となった。これは式(2)および式(2)分割のそれぞれの式から得られるスラブ圧縮時の補強部壁梁の $x_n$ がB-Iの場合は79.9mmと153.2mm、B-Uの場合は75.3mmと152.9mmであり、式(2)分割と比較して式(2)の算定から得られる $x_n$ が小さいことから $M_u$ を大きく評価する結果が得られている。また算定値に対する実験値の比率はB-IとB-Uで同じ程度であり、期待される耐力に対して同等の性能が得られたと考えられる。

## 5.2 反曲点位置について

曲率分布を図-7に、反曲点位置の推移を表-5に示す。本実験ではスラブ筋の影響により上下端で曲げ性状が異なる可能性があるため反曲点位置について考察する。曲率分布はひずみゲージおよび変形の計測結果を用いた場合の2通りで算定を行った。ただし、ひずみゲージの計測結果を用いる場合は鉄筋が降伏する $R=0.13\%$ 以前のデータのみを使用した。また反曲点位置は図-7の曲率分布の曲線から最小二乗法により近似直線を算出し、この近似直線において曲率が0となる位置とした。

表-5から反曲点位置はB-IとB-Uで概ね一致してお

表-4 算定値の精度

試験体	載荷方向	破壊モード	最大耐力(kN)	算定値(kN)										精度(最大耐力/算定値)				
				スラブ引張部				スラブ圧縮部				全体				式(1)	式(2)	式(2)分割
				式(1)	式(2)	式(2)分割	せん断終局強度(kN)	式(1)	式(2)	式(2)分割	せん断終局強度(kN)	式(1)	式(2)	式(2)分割				
B-I	正	曲げ	288.6	195.4	204.6	200.7	352.6	100.9	127.4	100.6	424.6	247.0	276.6	251.2	388.6	1.17	1.04	1.15
	負	曲げ	-264.2	195.4	204.7	202.6	321.6	87.7	114.8	88.0	389.1	235.9	266.4	242.1	355.4	1.07	0.96	1.05
B-U	正	曲げ	258.2	195.4	204.7	202.6	321.6	87.7	114.8	88.0	389.1	235.9	266.4	242.1	355.4	1.09	0.97	1.07
	負	曲げ	-277.7	195.4	204.7	202.6	321.6	87.7	114.8	88.0	389.1	235.9	266.4	242.1	355.4	1.18	1.04	1.15

表-5 反曲点推移

(a) B-I

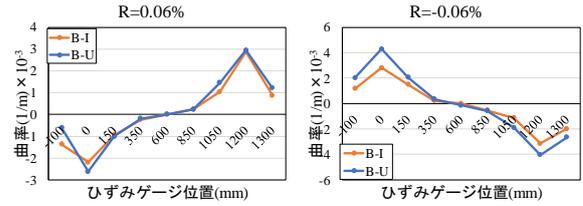
各変形角ごとの反曲点推移(ひずみゲージによる計測結果)										
正 載荷	変形角(%)	0.06	0.13	0.25	0.50	0.75	1.00	1.49	2.00	3.03
	反曲点高さ(mm)	590.2	566.7	-	-	-	-	-	-	-
負 載荷	変形角(%)	-0.06	-0.13	-0.25	-0.50	-0.75	-1.00	-1.49	-2.00	-3.03
	反曲点高さ(mm)	568.4	570.9	-	-	-	-	-	-	-

各変形角ごとの反曲点推移(変位計による計測結果)										
正 載荷	変形角(%)	0.06	0.13	0.25	0.50	0.75	1.00	1.49	2.00	3.03
	反曲点高さ(mm)	595.6	585.2	581.9	585.4	594.1	606.7	600.3	617.9	622.0
負 載荷	変形角(%)	-0.06	-0.13	-0.25	-0.50	-0.75	-1.00	-1.49	-2.00	-3.03
	反曲点高さ(mm)	604.8	611.1	616.8	634.3	625.8	621.4	627.4	624.2	630.1

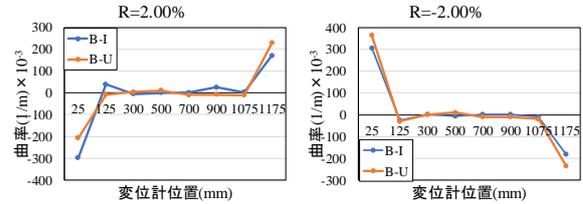
(b) B-U

各変形角ごとの反曲点推移(ひずみゲージによる計測結果)										
正 載荷	変形角(%)	0.06	0.13	0.25	0.50	0.75	1.00	1.49	2.00	3.03
	反曲点高さ(mm)	555.0	527.5	-	-	-	-	-	-	-
負 載荷	変形角(%)	-0.06	-0.13	-0.25	-0.50	-0.75	-1	-1.49	-2	-3.03
	反曲点高さ(mm)	589.2	-	-	-	-	-	-	-	-

各変形角ごとの反曲点推移(変位計による計測結果)										
正 載荷	変形角(%)	0.06	0.13	0.25	0.50	0.75	1.00	1.49	2.00	3.03
	反曲点高さ(mm)	577.3	573.5	576.3	571.6	578.5	586.2	590.9	599.4	608.8
負 載荷	変形角(%)	-0.06	-0.13	-0.25	-0.50	-0.75	-1	-1.49	-2	-3.03
	反曲点高さ(mm)	611.5	616.2	625.8	627.8	622.5	621.0	619.9	616.1	599.5



(a) ひずみゲージによる計測結果

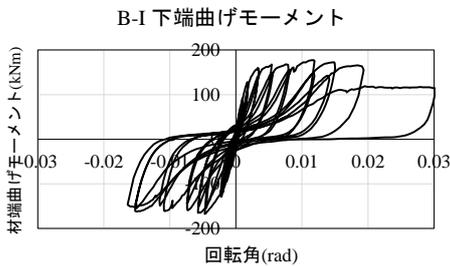


(b) 変位計による計測結果

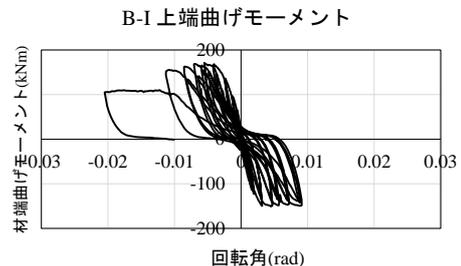
図-7 曲率分布

表-6 反曲点理論値

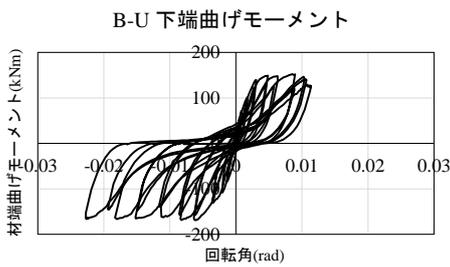
反 曲 点 高 さ  (mm)	試験体	載荷方向	式(1)	式(2)	式(2)分割
			B-I	正	791.4
		負	408.6	460.6	400.8
	B-U	正	828.2	768.7	836.6
		負	371.8	431.3	363.4



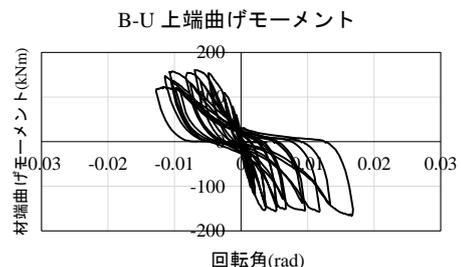
(a) B-I 下端モーメント



(b) B-I 上端モーメント



(c) B-U 下端モーメント



(d) B-U 上端モーメント

図-8 材端モーメント-回転角関係

り、600mmの付近を推移していることが確認された。

### 5.3 材端曲げモーメントと回転角について

材端モーメント-回転角関係を図-8に示す。5.2節で述べた変位計による計測データから算出した反曲点位置と実験結果から得られた水平荷重より材端モーメントの算出を行った。また上下スタブから50mmの位置の鉛直変位計からそれぞれ上下端の回転角の算出を行った。

図-8からB-Iは正載荷時に、B-Uは負載荷時に於いて上下端の回転角が大きいことが確認された。また材端モーメントはB-I、B-Uの上下端それぞれにおいて大きな違いは見られなかった。

### 5.4 通し筋のひずみについて

通し筋のひずみ-変形角関係を図-9に示す。なお各通し筋の名称は図-3に示す。

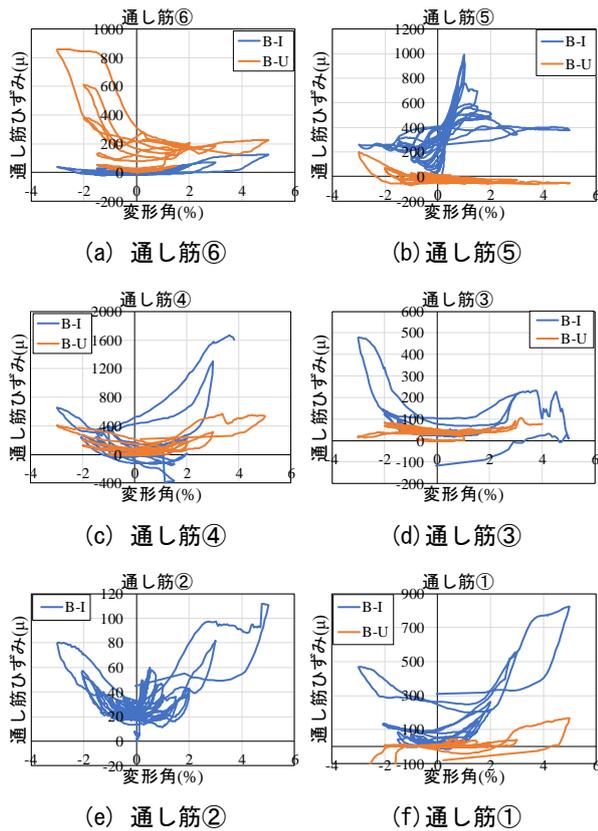


図-9 通し筋のひずみ-変形角関係

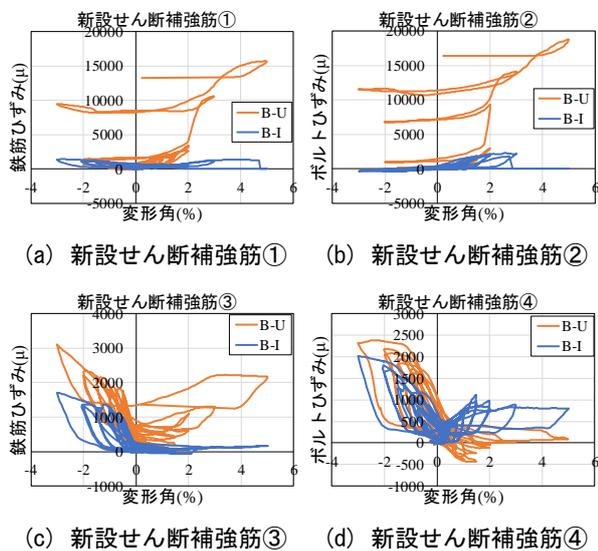


図-10 新設せん断補強筋のひずみ-変形角関係

図-9 から通し筋⑥のみは B-U の通し筋ひずみが B-I と比べて大きいですがその他の通し筋ひずみは B-U と比較して B-I の方が大きいことがわかる。これは既往の研究でも検討されているように B-I の方が既存壁梁と補強部壁梁が異なる挙動を示していると考えられる。しかしながら B-I の通し筋ひずみは最大のものでも 1000 $\mu$  程度であり降伏の恐れがないことや、B-I と B-U で荷重-変形関係に大きな違いが見られないことからこの程度の通し

筋ひずみであれば構造性能上、問題はないと思われる。

### 5.5 補強方法の違いによる影響について

新設せん断補強筋のひずみ-壁梁変形角関係を図-10 に示す。なお、新設せん断補強筋①は下スタブから 100 mm, ②は 300mm, ③は 900mm, ④は 1100mm の位置のせん断補強筋を示す。図-4 から B-U は B-I と比較して新設せん断補強筋が小さい変形角において降伏することを確認しているが、その要因として、図-10 から確認できるように B-I と比較して B-U の方が新設せん断補強筋のひずみが大きく、負担力も大きいことが挙げられる。これは U 字に配筋することで縦に配筋する場合より拘束域が大きく、よりせん断補強筋として高い効果が得られたと考えられる。しかしながら B-I, B-U はどちらも破壊モードは曲げ降伏後のせん断破壊であるため本試験体においてはこれが構造性能に影響を与えることはなかった。

### 6. まとめ

本論では新設開口設置に伴い補強を行った壁梁の実験を行い、以下の知見が得られた。

- ・補強を行った壁梁の荷重変形関係の骨格曲線は既往の評価式により概ね精度よく安全側に評価できた。ただし既往の評価式(2)を用いる場合、危険側に評価する結果となったが既存壁梁と補強部壁梁を分割して算定することにより精度よく安全側に評価可能できた。
- ・反曲点位置は加力位置である下スタブから 600mm の付近を推移していることが確認された。
- ・B-I と比較し B-U はせん断補強筋としての効果が高くより小さな変形角において降伏することが確認された。

### 謝辞

本研究は、国立研究開発法人建築研究所の研究課題「既存ストック有効活用に向けた既存中低層鉄筋コンクリート造建築物の躯体改造技術の開発」の一環として実施され、実験は建築研究所強度実験棟の実験施設において実施されました。関係各位に謝意を表します。

### 参考文献

- 1) 高橋 良輔ほか：新設開口設置に伴い補強を行った RC 壁梁の構造特性評価のための実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.41, No2, pp.223-228, 2019
- 2) 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算基準・同解説，2015
- 3) 国土政策技術総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2015 年版構造物の構造関係技術基準解説書，2015
- 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（案）・同解説，1997