

論文 既存壁式鉄筋コンクリート造建物の梁せい低減に対する補強方法

日比野 陽*1・勅使川原 正臣*2・福山 洋*3・井上 芳生*4

要旨：基礎梁や壁梁のせいの低減に対する補強方法の提案を行い、その効果について実験的に検討を行った。切断した梁の側面に鉄筋コンクリート梁および鉄骨梁を施工することで一体化させ、既存の梁と同等の耐力と剛性の確保を行う補強である。補強梁の正負交番載荷実験から、次の結論を得た。(1) 梁を補強し、一体化させることで耐力および剛性の確保が可能である。(2) 曲げ耐力およびせん断耐力の計算においては、既往の指針に示されている算定式により算定可能である。(3) RC 梁による補強の場合、既存梁のあばら筋をフープ状に溶接しても溶接部に軸方向鉄筋がない場合には、脆性的な破壊となる可能性がある。

キーワード：構造補強, 耐震改修, 梁せい低減, 壁式鉄筋コンクリート造

1. はじめに

現在でも新耐震設計法以前に建設された中高層鉄筋コンクリート(RC)造建物が数多く残っており、省資源、環境、財政対策の観点からその有効活用が必要であるとされている。特に、昭和 40 年代以前の壁式鉄筋コンクリート造集合住宅は階高が低く、大きな壁梁で空間が分割されており、現在の生活環境にはそぐわない可能性があり、近い将来、建て替えを余儀なくされる状況下にある。近年では、構造躯体の一部を改修し、居住性能を向上させることで、現存の建物を建て替えることなく有効活用する手法や建築物の機能向上を意図した構造補強・補修技術及びその性能評価法の整備が行われつつある¹⁾。

そこで、本研究では空間の連続性の確保、視覚的な高階高化、バリアフリー化を実現するための基礎梁や壁梁のせいの低減に対する補強方法の提案を行うとともに、その効果について実験的に検討を行った。また、提案した補強方法によって、強度および剛性が確保できることを確認し、破壊性状の検証を行った。

2. 補強対象と補強方法

本研究では、住宅公団壁式鉄筋コンクリート造の 65-5N-3K-3 型標準住棟を対象建物とし、スパンと断面が最大となる梁（以後、既存梁と称す）を検討の対象とした（図-1 参照）。梁下寸法を 2000 mm 程度確保するため、梁下部を 200 mm 切断する。

補強は、切断した既存梁の側面に RC 梁（図-2）および鉄骨梁（図-3）を施工し、既存梁と一体化した梁を形成することで、切断前と同等以上の耐力と剛性を確保することとする。なお、補強梁は外付け梁とし、主筋は

所要の長さを確保した上で、梁の延長部（壁との接合部分）に定着し、梁の延長部と壁とを接合することを想定した。外付け梁と壁との接合方法については、PC 鋼棒の貫通やあと施工アンカーにより接合することを想定した。接合部の施工方法や設計方法については、別途検討を行ったため、本稿では接合強度が十分確保されているものとして、梁中央部のみを対象として実験を行った。

2.1 RC 梁による補強（RC 梁補強試験体）

RC の梁を既存梁の両側に施工するが、補強後の下端筋は新たに設置し、上端筋は既存梁の上端筋をそのまま用いる（図-2(a)参照）。あばら筋は新たに配筋し、床スラブ筋と緊結し、補強梁のせん断補強に用いる。新設のあばら筋とスラブ筋の緊結に際しては、床スラブに一定間隔でコッターを設けて施工する。施工性を考慮し、90°に折り曲げた既存あばら筋は側面でフレア溶接して形成する。以上の補強により既存部および新規部に配した引張鉄筋を用いて、一体化した梁を形成させ、耐力の確保を行う。なお、補強梁の幅を既存梁と同じ(180 mm)にすることで剛性の確保も行う。端部の接合にあと施工アンカーを用いた例を図-2(b)に示す。

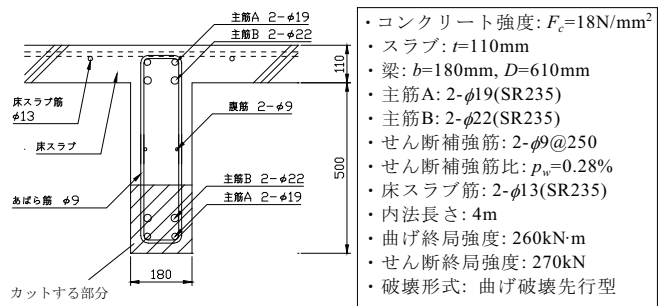


図-1 想定する既存梁

*1 名古屋大学大学院 環境学研究科 助教 博士 (工学) (正会員)

*2 名古屋大学大学院 環境学研究科 教授 ((独) 建築研究所 客員研究員) 工学博士 (正会員)

*3 (独) 建築研究所 構造研究グループ 上席研究員 工学博士 (正会員)

*4 (独) 都市再生機構 技術・コスト管理室 (正会員)

2.2 鉄骨梁による補強（鉄骨梁補強試験体）

切断した梁の側面に鉄骨梁を設置し補強を行う（図-3(a)参照）。鉄骨は溝形鋼[-300×90×12×16(SS400)]を用い、頭つきスタッドを用いて床スラブと接合する。梁下部には鉄骨と既存梁の一体性と剛性を確保するため、鋼板を配し、鉄骨とは高力ボルトで、既存梁とはあと施工アンカーで接合する。耐力と剛性は主に鉄骨で負担させる。スラブを考慮することで、剛性の確保は概ね可能である。端部をPC鋼棒の貫通で接合するとした場合の施工例を図-3(b)に示す。

3. 実験概要

本研究では、既存梁と新設梁の一体性を検討する試験体を作製し実験を行った。RC 梁補強試験体は既存梁のあばら筋との溶接（図-2の既存梁切断部）の有無とあばら筋比 p_w をパラメータとする4体、鉄骨梁補強試験体は鉄骨梁の使用本数をパラメータとする2体とした（表-1）。試験体のスケールは1:1としたが、RC 梁補強試験体のせん断破壊性状を把握するため、せん断スパン比を1.5とした。荷重は図-4の荷重装置を用いた逆対称形式とし、水平変位 δ を試験体のクリアスパン h ($h=1240$ mm) で除した部材角 R ($R=\delta/h$) により制御し、 $R=1/800$ (1サイクル)、 $1/400$ 、 $1/200$ 、 $1/100$ 、 $1/50$ 、 $(1/25)$ の正負交番荷重をそれぞれ2サイクルずつ行った。

3.1 RC 梁補強試験体

RC 梁補強試験体の形状を図-5に示す。試験体は既存

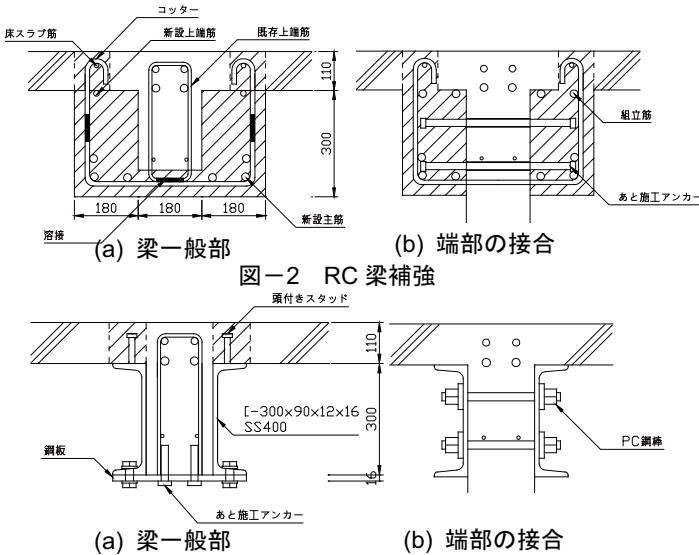


図-2 鉄骨梁補強

表-1 試験体詳細

試験体	補強方法	幅 b (mm)	せい D (mm)	新設主筋	新設あばら筋	あばら筋の溶接	あばら筋比 P_w (%)
BR-1	RC	540	410	6-D22 (SD345)	D10@250,	無	0.29
BR-2					D13@250 (SD295A)		
BR-3				6-D22 (USD685)	D13@83 (SD295A)	有	0.58*
BR-4					-	無	0.57
BS	鉄骨(両側)	360	426	-	-	-	-
BSH	鉄骨(片側)	270	-	-	-	-	-

* 既存梁部分の p_w との合計値

部と新設部（図-3の斜線部）に分けて施工を行い、既存部および新設部のコンクリート強度はそれぞれ 18 N/mm^2 、 24 N/mm^2 を目標とした。鉄筋とコンクリートの材料特性を表-2、表-3に示す。試験体新設部には、引張主筋として梁下端部に6本、床スラブ下部に2本配した。また、あばら筋は一体のU字型とし、間隔は後述のあばら筋比になるよう定めた。BR-1試験体は曲げ破壊型、

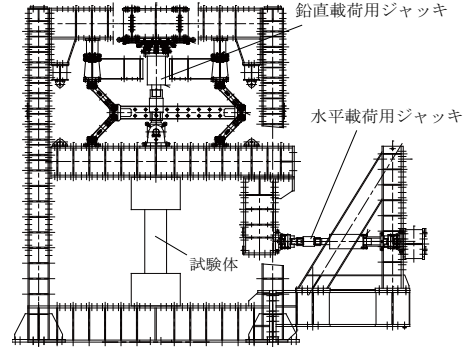


図-4 試験体と荷重装置

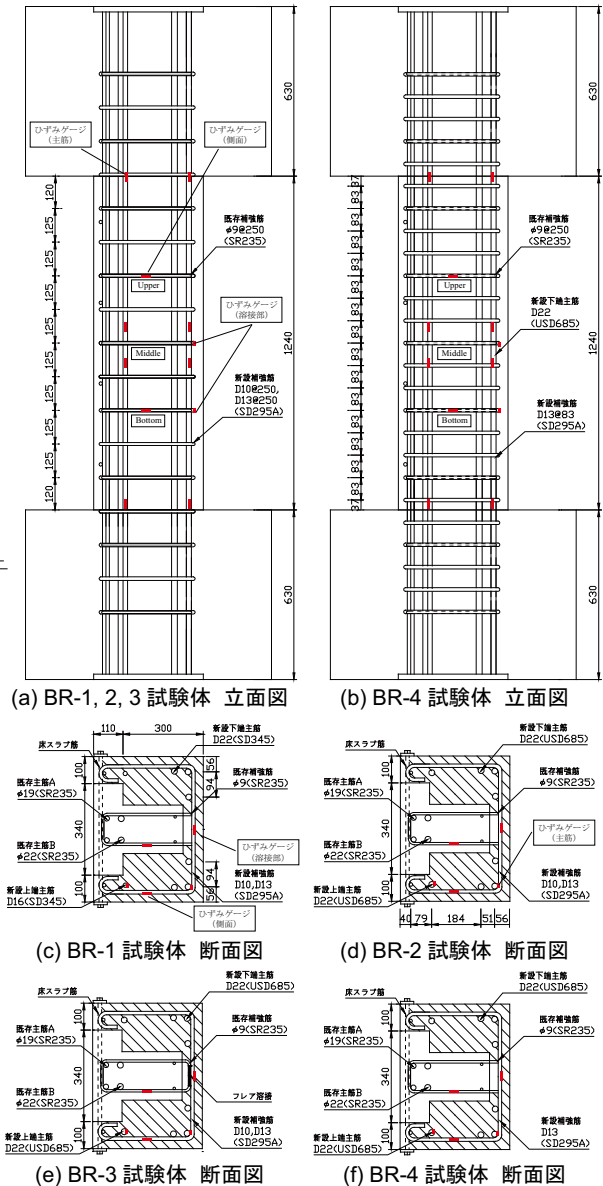


図-5 RC 梁補強試験体形状

BR-2, BR-3, BR-4 試験体はせん断破壊型として設計した。せん断破壊型の試験体については、主筋に高強度鉄筋(USD685)を用いた。

予備計算では、靱性保証型設計指針²⁾のせん断終局強度式および付着せん断強度式、荒川 Mean 式を用いた(表-4)。なお、表中の設計と計算はそれぞれ試験体設計時の計算値および材料試験結果に基づく計算値を表す。新設のあばら筋の間隔は、既存梁のあばら筋間隔(@250mm)と一致するようにし、BR-2, BR-3, BR-4 試験体のあばら筋比 p_w は既存梁と同等($p_w=0.28\%$)になるように設計した。既存あばら筋の溶接がある BR-3 試験体についてのみ、既存梁のあばら筋比を加算し、BR-4 試験体のあばら筋比は補強前の2倍程度となるようにした。既存あばら筋の溶接長さは新設のあばら筋($d=13\text{mm}$)に対して約 $5d$ 確保した(図-6)。靱性指針式における有効幅 b_e は両側スラブ付きであることから梁幅とした。また、付着せん断強度は既存部上端主筋が丸鋼であることから、付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度式 V_{bu} 中の部材単位長さあたりに負担できる付着力の式 T_x において、上端主筋の付着強度はゼロとするため、周長をゼロにして算出した値および考慮して算出した値の平均値とした。

3.2 鉄骨梁補強試験体

鉄骨梁補強試験体の形状を図-7に示す。BS試験体は図-3に従う補強方法とし、BSH試験体はBS試験体の鉄骨を片側のみ施工し、もう一方の側面に鋼板をあと施工アンカーで接合した。いずれの試験体についても、梁下端部に鋼板を接合させた。梁底面の鋼板は梁スパン中央部に必要な断面2次モーメントを確保できるよう、PL-16(SS400)を用いた。また、BSH試験体では、鋼板をL字型に溶接接合して、底面と側面で接合した。床スラブとの接合には、頭付きスタッド(D16(SD295A))を用い、鋼板との接合は高力ボルト(M24(F10T))を用いた。鋼板と既存梁は底面、側面のいずれもあと施工アンカー(M20(SS400))で接合する。鋼板と鉄骨および既存躯体への接合強度は、負担される応力に対して十分大きく設計し、鋼板の端部はスタブと縁を切ることで、鉄骨と既存

表-2 コンクリートの材料強度

打設箇所	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
既存部	20.6	2.16	2.26×10^4
新設部	26.8	2.40	2.48×10^4

表-3 鉄筋、鋼材の材料強度

種別	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	
$\phi 9$	SR235	330.1	447.9	2.00×10^5
		297.5	424.9	2.05×10^5
		316.3	448.0	2.04×10^5
		301.5	452.2	2.06×10^5
D10	SD295A	395.3	549.9	1.93×10^5
		398.6	528.6	1.94×10^5
		372.6	570.3	1.85×10^5
D22	SD345	390.1	559.1	1.87×10^5
		706.6	896.3	1.92×10^5
PL-16	SS400	289.2	434.0	1.89×10^5

主筋のみが曲げに抵抗するようにした。

耐力の計算は「各種合成構造設計指針・同解説³⁾」による全塑性モーメント算定式に既存部のコンクリートを圧縮域として考慮し、釣合条件から正負の曲げモーメントを算出して求めた。

4. 実験結果

4.1 RC 梁補強試験体

(1) 破壊性状

RC 補強梁試験体の変形角 1/50 載荷後のひび割れ性状

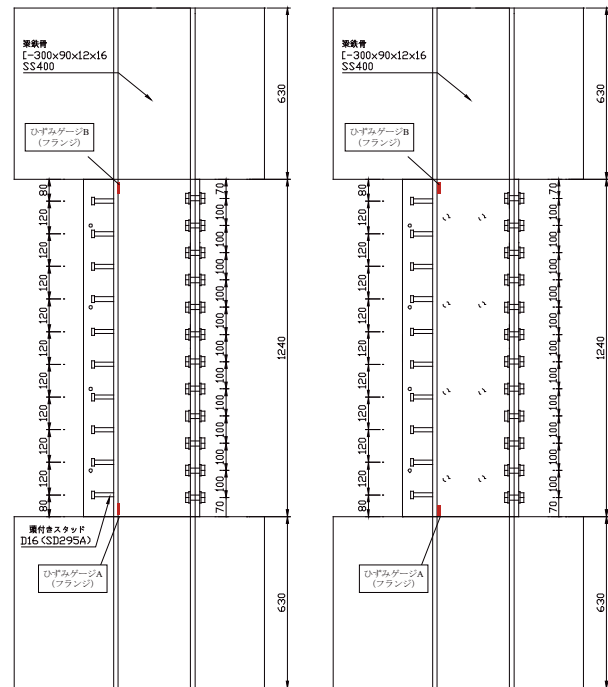
表-4 予備計算値と実験値

試験体	せん断終局強度(kN)		付着せん断強度 V_{bu} (kN)		曲げ終局強度 Q_{mu} (kN)		実験値(kN)	破壊形式			
	靱性式 ²⁾ V_w	荒川式 Q_w	設計	計算	設計	計算		設計	実験		
BR-1	408	489	413	452	409	448	323	388	408	曲げ	曲げ
BR-2	506	579	454	501	445	488	600	646	471	せん断	
BR-3	568	646	464	508	-	-	771	949	465	付着	付着
BR-4	-	-	-	-	-	-	454	560	529		
BS	-	-	-	-	-	-	771	949	817	曲げ	曲げ
BSH	-	-	-	-	-	-	454	560	572	曲げ	曲げ

注) 設計: 試験体発注時の計算値, 計算: 材料試験結果に基づく計算値

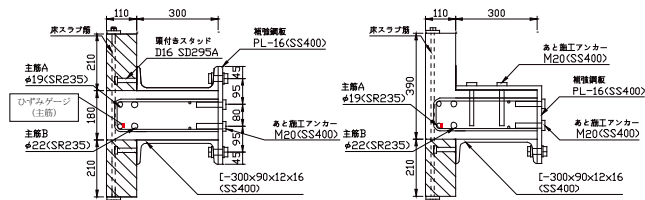


図-6 既存部あばら筋の溶接



(a) BS 試験体 立面図

(b) BSH 試験体 立面図



(c) BS 試験体 断面図

(d) BSH 試験体 断面図

図-7 鉄骨梁補強試験体形状

を図-8に示す。BR-1試験体は曲げ破壊となったが、せん断破壊型試験体(BR-2, BR-3, BR-4)においては新設の上端主筋および下端主筋に沿った付着ひび割れが散見され、付着破壊が進行し終局に至った。ひび割れは床スラブ側よりも梁下側のほうが多く、BR-2, BR-4試験体においては、載荷終了時に梁下面の面外方向に大きな膨らみが生じていた。また、BR-3試験体でのみ床スラブ面(図-6(c)中○印部分)の新設、既存部打ち継ぎ部でコンクリートが床スラブ方向に大きく剥離する現象が見られた。あばら筋の溶接によってコンクリートに応力が働き、損傷したと考えられる(図-9)。なお、他の試験体では床スラブ面が剥離する現象は見られなかった。

(2) 荷重-変形関係

RC梁補強試験体の計算耐力と実験値との関係を図-10に示す。計算耐力は破壊形式により曲げ Q_{mu} およびせん断強度算定式(V_u, Q_{su}), 付着せん断強度式 V_{bu} を用いた。図-10より、曲げ破壊型試験体であるBR-1試験体については、曲げ強度算定値とほぼ一致した。せん断破壊型試験体(BR-2, BR-3, BR-4)については試験体毎に計算値とのバラツキが大きくなったが、いずれの試験体も付着せん断強度式 V_{bu} と概ね一致した。よって、BR-2, BR-3, BR-4試験体については、付着せん断強度式により評価でき、所要のせん断耐力も確保できたといえる。一方、BR-3試験体の破壊形式は他の試験体と同じく付着破壊であったと考えられるが、せん断補強筋量が多いにもかかわらずBR-2試験体とほぼ同程度の耐力であったことから、既存部のあばら筋の効果が十分に発揮されなかったと考えられる。図-9で示したように、他の試験体とは異なる破壊メカニズムであった可能性がある。

RC梁補強試験体の荷重-変形関係を図-11に示す。図中の○印は最大耐力点を表し、破線の終局耐力の計算値を表す。図-11より、BR-1試験体は変形角1/50程度まで最大耐力を維持したが、BR-2, BR-3, BR-4試験体はいずれも変形角1/50程度で耐力低下した。特に、既存あばら筋を溶接したBR-3試験体の耐力低下の度合いと正



図-8 ひび割れ性状 (変形角1/50 載荷後)

負の最大値の差が顕著であった。

また、曲げ剛性およびせん断剛性の合計から、式(1)によって鉄筋の剛性も考慮した剛性 K_e を求めた(表-5)。

$$K_e = \frac{1}{\frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_g}} = \frac{1}{\frac{1}{\left(\frac{12E_e I}{h_0^3}\right)} + \frac{1}{\left(\frac{GA_e}{\kappa h_0}\right)}} \quad (1)$$

ここに、 E_e : 既存部、新設部及び鉄筋の弾性係数をそれぞれの断面の割合に応じて合計した等価弾性係数、 I : 断面2次モーメント、 G_e : ポアソン比を1/6として E_e より求めたせん断弾性係数、 h_0 : 試験区間と柱せいの1/4ずつを加えた値(1240+410/4×2=1445)、 κ : 形状係数(1.2)、 A : 断面積(540×410)

BR-4試験体を除く試験体の弾性剛性は計算値の約1~0.7倍程度であり、弾性剛性は概ね確保であった。なお、BR-4試験体のみ計算値の半分程度となったが、新設部の主筋のひずみが長期ひずみ(1000 μ)となったときの剛性は各試験体ともほぼ一致していた(K_e の約0.4倍であった)ため、剛性は確保されていたと言える。

(3) 主筋ひずみの分布

BR-2, BR-3, BR-4試験体のそれぞれの変形角の初期負サイクル時の主筋ひずみの分布を図-12に示す。ひずみ



図-9 コンクリートの剥離

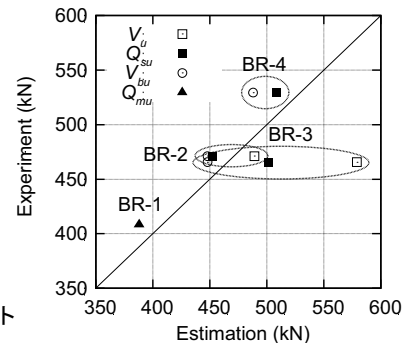
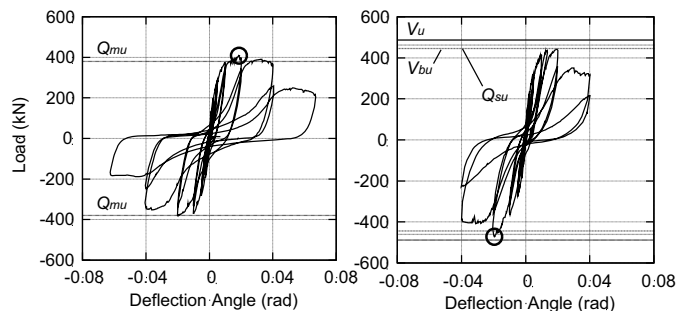
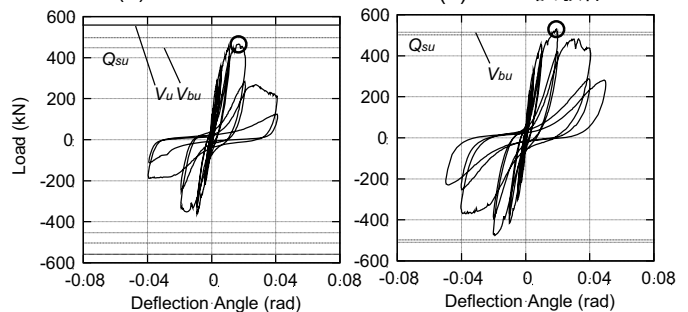


図-10 計算耐力と実験値



(a) BR-1 試験体

(b) BR-2 試験体



(c) BR-3 試験体

(d) BR-4 試験体

図-11 荷重-変形関係

ゲージは危険断面および中央部の床スラブ下の上端主筋および下端主筋に貼付した(図-5中に示した)。図-12より、3体とも変形角1/50の最大耐力後において、危険断面のひずみが減少した。BR-3試験体のひずみは他の試験体に比べて小さい。いずれの試験体も付着破壊により終局に至ったと考えられる。

(4) あばら筋ひずみ-変位関係

BR-2, BR-3試験体におけるあばら筋のひずみと変形の関係を図-13, 14に示す。図中の○印は最大耐力点を表す。なお、ひずみの測定位置は既存および新設あばら筋ともに同位置の側面に貼付した(図-5中のUpper, Bottom位置)。図-13, 14より、BR-2試験体のあばら筋のひずみは既存部(図-13(a))よりも新設部(図-13(b))のほうが大きくなった。一方で、BR-3試験体のひずみは既存部(図-14(a))と新設部(図-14(b))とも同程度のひずみとなっており、フープ状にしたことで、既存部のあばら筋が抵抗していたと考えられる。

新設あばら筋の溶接部のひずみと荷重の関係を図-15に示す(図-5中のMiddle, Bottom位置)。図-15より、いずれの試験体も最大耐力経験以前は同程度の引張ひずみが生じていたが、最大耐力以後、BR-3試験体では負方向荷重時において、ひずみの急激な増減や、圧縮ひずみが生じた。これは、コンクリートが剥離した結果であると考えられ、図-11(c)の急激な耐力劣化の原因と予想される。すなわち、既存部フープ内のコンクリートの圧縮束による圧縮力は、新設のせん断補強筋と溶接されたフープ状の既存部あばら筋が抵抗する(図-16(a))。しかしながら、溶接部には軸方向鉄筋がないため、主筋側より相対的に弱く、溶接部が押し出される。その結果、既存主筋側が引っ張られ、コンクリートが損傷したと推察できる。それに対して、溶接がない場合(図-16(b))には、下端主筋方向へ応力が働くため、既存あばら筋へ

表-5 剛性の比較 ($\times 10^5$ N/mm)

	BR-1	BR-2	BR-3	BR-4
計算値 K_0	2.79		2.80	
実験値	2.79	1.96	2.24	1.51
実験値/計算値	1	0.7	0.8	0.5

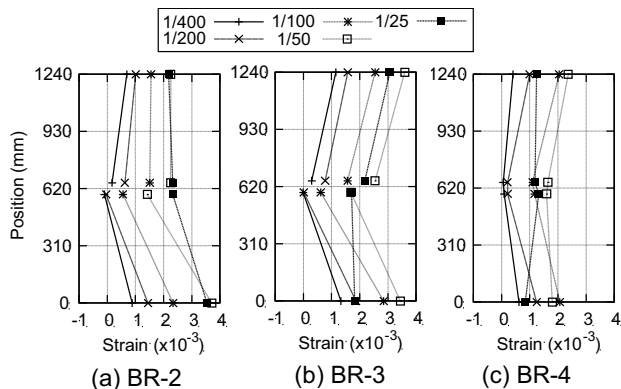


図-12 主筋ひずみ分布

の引張力が小さくなり、コンクリートの剥離は生じなかったと推察される。なお、荷重終了後の試験体において、図-17のように既存部上端主筋(図-16(a)参照)が変形しており、既存あばら筋によって引張力が生じたこと

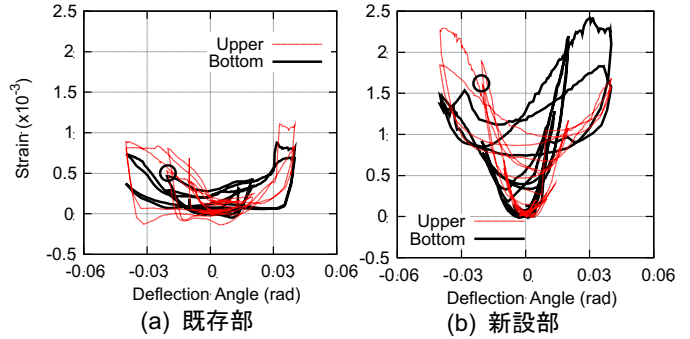


図-13 あばら筋ひずみ-変形関係 (BR-2試験体)

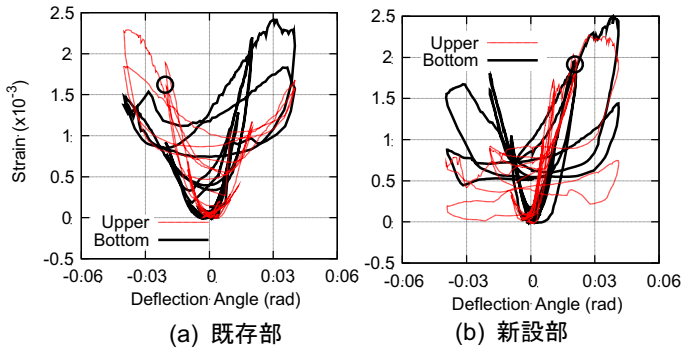


図-14 あばら筋ひずみ-変形関係 (BR-3試験体)

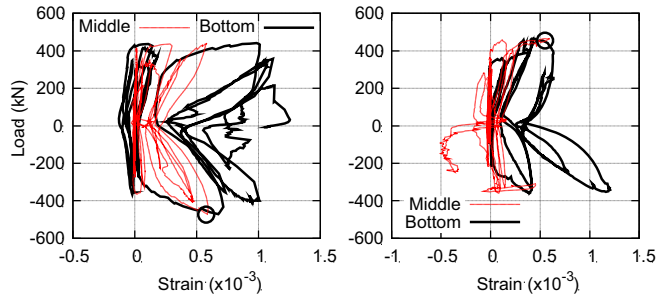


図-15 あばら筋ひずみ-荷重関係 (溶接部)

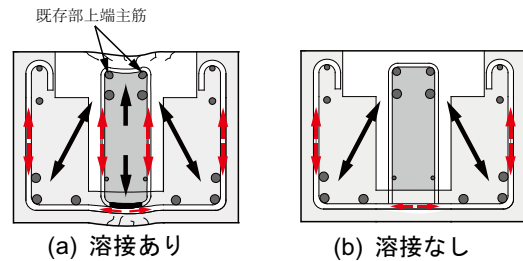


図-16 あばら筋ひずみ-変形関係 (溶接部)



図-17 既存部上端主筋の変形

が確認できた。

5. 鉄骨梁補強試験体

(1) 荷重－変形関係

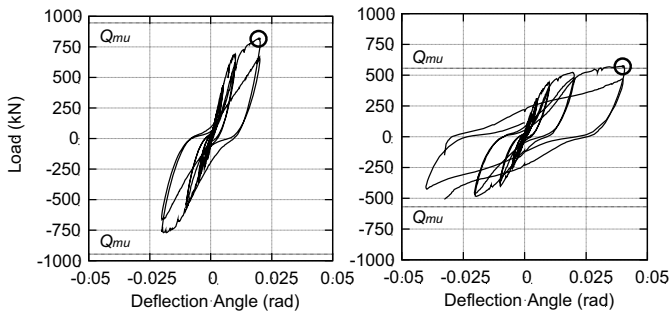
鉄骨梁補強試験体の荷重－変形関係を図－18に示す。図中の○印は最大耐力点を表す。BS試験体については、鉄骨のスタブへの埋め込みによる定着が不十分であったことから、荷重の増加に伴って定着部に抜けだしが生じ、周辺コンクリートの破壊により加力が困難になったため、載荷を終了した。BSH試験体については、負方向載荷時の変形角 1/25 以降で変位計のトラブルにより、負方向変位について一部十分な計測ができなかった。載荷終了後の破壊状況は、いずれの試験体においても損傷は危険断面位置のみにみられ、床スラブ面等にも目立った損傷は確認できなかった。

BS試験体については最大耐力に達していないと考えられるため、計算値が実験値を大きく上回った(表－4)が、BSH試験体については、概ね評価できた。

剛性 K_e はRC梁補強試験体と同様に式(1)を用いて計算を行った(表－6参照)。両試験体とも実験値の剛性は0.8程度となり、剛性は概ね確保可能であった。

(2) ひずみ－変形角関係

BSH試験体の危険断面位置の鉄骨梁フランジひずみおよび主筋ひずみ－変形角関係を図－19に示す。図中の○印は最大耐力点を表し、ひずみの測定箇所は図－7中



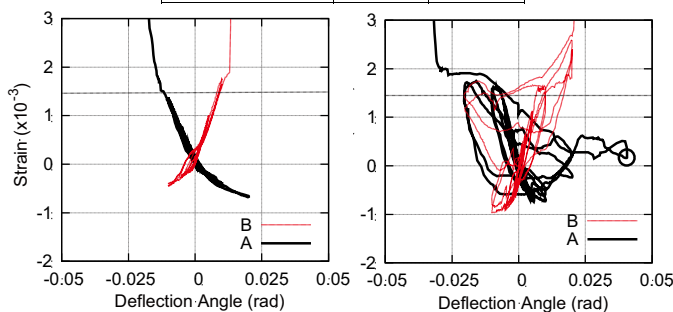
(a) BS 試験体

(b) BSH 試験体

図－18 荷重－変形関係 (BS, BSH 試験体)

表－6 剛性の比較 (BS, BSH 試験体)

	BS	BSH
計算値 K_e	2.57	2.46
実験値	1.95	1.85
実験値/計算値	0.8	0.75



(a) 鉄骨梁

(b) 既存部主筋

図－19 ひずみ－変形角関係 (BSH 試験体)

に示した。BS試験体については、最大荷重に達していないと考えられるため、既存主筋は降伏には至らなかったが、BSH試験体は鉄骨梁、既存部主筋のいずれも降伏した(図－19)。以上から、耐力は文献 3)の算定式に既存梁のコンクリートを圧縮域として考慮することで、曲げ終局時耐力は全塑性時の曲げモーメントを用いて計算してよいといえる。

6. まとめ

- (1) 梁せいを低減し、切断した梁の両側に鉄筋コンクリートの梁を施工し、梁幅を大きくした一体化梁として補強することで、曲げ耐力およびせん断耐力および剛性は確保可能であった。
- (2) 鉄筋コンクリート梁による補強をした場合、そのせん断耐力および付着耐力は鉄筋コンクリート構造計算規準および、靱性保証型設計指針の算定式により、算定可能であった。
- (3) 梁せい切断後、鉄筋コンクリート梁による補強をした場合において、既存のあばら筋をフープ状に溶接しても、溶接部に軸方向鉄筋がない場合には、主筋側より相対的に弱い溶接部が押し出され、既存部下端の主筋に引張力が生じてコンクリートが損傷するため、脆性的な破壊となる可能性がある。
- (4) 梁せいを低減し、切断した梁の両側および片側に、鉄骨の梁を補強することで、曲げ耐力および剛性の確保が可能であった。
- (5) 鉄骨梁で補強した梁の曲げ終局耐力は、各種合成構造設計指針による式に既存梁のコンクリートを圧縮域として考慮して計算することで算定可能であった。

謝辞

本研究は「既存賃貸住棟の改造技術の体系化に関する研究」(建築研究振興協会)の一環として行ったものである。共同研究関係者には貴重な助言をいただきました。ここに記して、関係各位に深く謝意を表す。また、本研究の一部は文部科学省科学研究費補助金(若手研究(A), No.20686037, 研究代表者:日比野陽)の補助を受けて行った。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 建築研究所:既存建築ストックの次世代対応リニューアール技術開発のためのフィージビリティスタディー, 建築研究資料, No.99, 2004.11
- 2) 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, 1997
- 3) 日本建築学会:各種合成構造設計指針・同解説, 1985