

論文 既存梁部材の外側せん断補強工法の開発

掛 悟史^{*1}・阿部 隆英^{*2}・加々良 昌史^{*3}・倉本 洋^{*4}

要旨：本研究は、既存鉄筋コンクリート造建物においてせん断破壊と判定された梁部材に対して、建物外側のみからの簡易な補強を施し、せん断破壊を遅延させる工法の開発を目的としたものである。既存梁のせん断補強筋比、補強部の幅および接続アンカー筋本数を実験変数とした 7 体の試験体を用いた静的載荷実験を実施した。本論では実験の概要を述べるとともに、当該梁部材の破壊性状、終局強度、変形成分およびせん断補強筋応力分布に及ぼす実験変数の影響を検討する。

キーワード：耐震補強、静的載荷実験、せん断耐力、あと施工アンカー、補強幅

1. はじめに

1995 年の兵庫県南部地震以来、鉄筋コンクリート (RC) 造建物の耐震補強において、梁および柱のせん断補強工法が数多く提案されてきている。しかし、それらのほとんどは、繊維シートや鋼板を巻き付けたり、コンクリートを増打ちしたりするものであり、建物内部の工事を伴う^{1),2)}。一方で、既存 RC 造集合住宅などの耐震補強においては、居住しながらの耐震補強を要求されることが多く、建物外側のみからの施工が必要となる。

そこで本研究では、梁部材に対して建物外側のみからの簡易な RC 補強を施し、早期に発生していたせん断破壊を遅延させる工法の開発を目的として、補強 RC 梁の静的載荷実験を実施した。本論では実験の概要を述べるとともに、補強 RC 梁の破壊性状、耐荷性能および変形性能などに関する検討結果を示す。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体の形状および配筋詳細を図-1に、試験体諸元を表-1にそれぞれ示す。試験体は実物大で、無補

強試験体 2 体および補強試験体 5 体の計 7 体作成した。

実験変数は既存梁のせん断補強筋比、補強部の幅および接続アンカー筋本数とした。せん断補強筋比は 0.27% および 0.14% の 2 水準、補強幅は無補強試験体 (A-Type)、150mm (B-Type) および 250mm (C-Type) の 3 水準、および接続アンカー筋は 20 本および 10 本の 2 水準とした。

既存梁は断面が 350×650mm であり、内法長さが 1,600mm ($a/d=1.42$) である。補強部は既存梁のせん断耐力の増加のみに寄与させるため両端部に 50mm のクリアランスを設け、接続アンカー筋により既存梁片面に接続している。なお、接続アンカー筋には D13 を用い、埋込み長さは各試験体 7da (=91mm) (da: 接続アンカー筋径) とし、定着長さは B-Type 試験体では 6da (=78mm)、C-Type 試験体では b/2 (=125mm) (b: 補強幅) とした。

補強試験体の製作は以下の手順で行った。すなわち、既存梁を打設した後、既存梁の片面に先端部が平先寸切り状の接続アンカー筋を注入型の接着系樹脂により固着させた³⁾。その後、補強部と既存梁の界面での目荒らし処理は行わず、補強部を打設した。なお、既存

表-1 試験体諸元

試験体名		A1	A2	B1-1	B1-2	B2-1	B2-2	C2-1
既存梁	断面 (mm)	350×650						
	主筋	3-D25/2-D22 ($p_t=1.16\%$)						
	内法長さ (mm)	1,600 ($a/d=1.42$)						
補強部	軸筋	-	-	2-D10 (C2-1: $p_t=0.10\%$, その他: $p_t=0.16\%$)				
	あばら筋	-	-	□-D10@150 (C2-1: $p_w=0.38\%$, その他: $p_w=0.63\%$)				
	内法長さ (mm)	-	-	1,500 ($a/d=1.26$)				
変数	既存梁せん断補強筋	□-D10@150 ($p_w=0.27\%$)	□-D10@300 ($p_w=0.14\%$)	□-D10@150 ($p_w=0.27\%$)		□-D10@300 ($p_w=0.14\%$)		
	補強部断面 (mm)	-	-	150×650				250×650
	接続アンカー筋本数	-	-	20	10	20	10	20

*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 大学院生 (正会員)

*2 飛島建設株式会社 建設事業本部トグル事業部トグル企画グループ (正会員)

*3 東亜建設工業株式会社 技術研究開発センター建築技術グループ (正会員)

*4 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 教授 博士 (工学) (正会員)

梁および補強部の両部位のコンクリート打設は水平打ちとした。

2.2 材料特性

既存梁コンクリートの材料特性を表-2に、補強部コンクリートの材料特性を表-3に示し、鉄筋の材料特性を表-4に示す。既存梁に使用したコンクリートの目標強度は 15N/mm^2 であり、補強部に使用したコンクリートの設計基準強度は $F_c=24\text{N/mm}^2$ である。既存梁主筋はSD390を使用し、補強部軸筋、接続アンカー筋、既存梁および補強部あばら筋はSD295を使用した。

2.3 荷重方法

荷重装置を図-2に示す。試験体は反力フレームにPC鋼棒で固定し、水平力の正負繰り返し荷重は反力壁に取り付けたオイルジャッキ(1,000kN)によって行った。さらに反力フレームに取り付けた2台の鉛直オイルジャッキ(各2,000kN)により、 $N=0\text{kN}$ を保持するように当該ジャッキを制御した。実験では試験体頂部の水平変位(δ)を試験体の内法長さ($l=1,600\text{mm}$)で除した相対部材角 $R=\delta/l$ で北側方向を正として制御した。荷重サイクルは $R=0.125\times 10^{-2}$, $0.25\times 10^{-2}\text{rad.}$ までを1サイクルずつ荷重を行い、 0.50×10^{-2} , 0.75×10^{-2} , 1.0×10^{-2} , 1.5×10^{-2} , 2.0×10^{-2} , 2.5×10^{-2} , $3.0\times 10^{-2}\text{rad.}$ までを2サイクルずつ荷重を行い、 $4.0\times 10^{-2}\text{rad.}$ まで一方荷重することとした。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

図-3に既存梁のせん断補強筋比が $p_w=0.14\%$ である試験体の最大耐力時における破壊状況を示す。

全試験体ともに、 $R=0.125\times 10^{-2}\text{rad.}$ の荷重サイクルで試験体頂部および脚部に曲げひび割れが発生し、 $R=0.25\times 10^{-2}\text{rad.}$ の荷重サイクルで既存梁にせん断ひび割れが発生した。また、 $R=0.75\times 10^{-2}\text{rad.}$ の荷重サイクルにおいて既存梁の主筋に沿って付着割裂ひび割れが発生した。

無補強試験体である試験体A1およびA2では、上記の破壊推移を示した後、せん断ひび割れおよび付着割裂ひび割れによる損傷が進行し、破壊に至った。

補強試験体では、 $R=0.25\sim 0.5\times 10^{-2}\text{rad.}$ の荷重サイクルにかけて既存梁側面の曲げひび割れが補強部側面に進行した。 $R=0.75\times 10^{-2}\text{rad.}$ の荷重サイクルで接続アンカー筋の少ない試験体であるB1-2およびB2-2において既存梁と補強部の界面全体に沿ってひび割れが発生し、補強部にせん断ひび割れが発生した。また、接続アンカー筋の多い試験体であるB1-1、B2-1およびC2-1においては界面端部でひび割れが発生した。 $R=1.0\times 10^{-2}\text{rad.}$ の荷重サイクルでは接続アンカー筋の

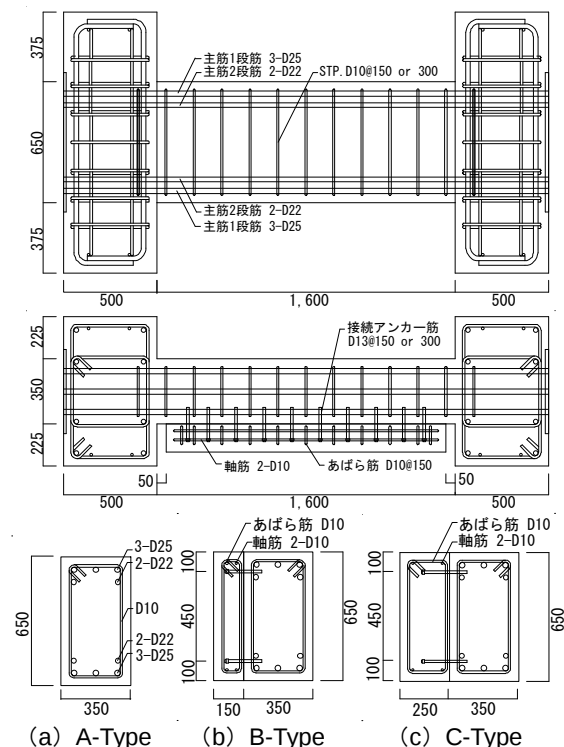


図-1 試験体形状および配筋詳細

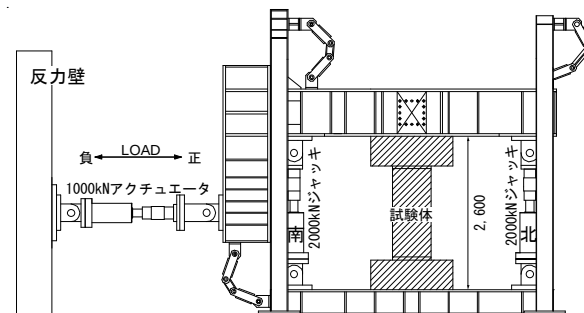


図-2 荷重装置

表-2 既存梁コンクリートの材料特性

	圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度時 ひずみ (μ)	ヤング係数 ($\times 10^3 \text{ N/mm}^2$)	割裂強度 (N/mm^2)
A1	13.3	1909	20.3	1.32
A2	12.8	1572	20.8	1.15
B1-1	12.8	1819	20.5	1.88
B1-2	14.2	1737	22.7	1.42
B2-1	16.0	1851	21.7	1.39
B2-2	16.1	2292	19.8	1.24
C2-1	15.2	2069	20.4	1.36

表-3 補強部コンクリートの材料特性

	圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度時 ひずみ (μ)	ヤング係数 ($\times 10^3 \text{ N/mm}^2$)	割裂強度 (N/mm^2)
B1-1	33.6	1638	32.9	2.61
B1-2	29.9	1691	29.9	2.14
B2-1	34.2	1821	29.2	2.15
B2-2	35.5	1875	28.5	2.15
C2-1	35.2	1990	29.3	2.14

表-4 鉄筋の材料特性

種別	降伏点 (N/mm^2)	ヤング係数 ($\times 10^3 \text{ N/mm}^2$)	引張強さ (N/mm^2)	使用箇所
D25	429	188	603	既存梁主筋
D22	446	187	621	
D13	340	196	493	アンカー筋
D10	354	194	506	補強部軸筋 あばら筋

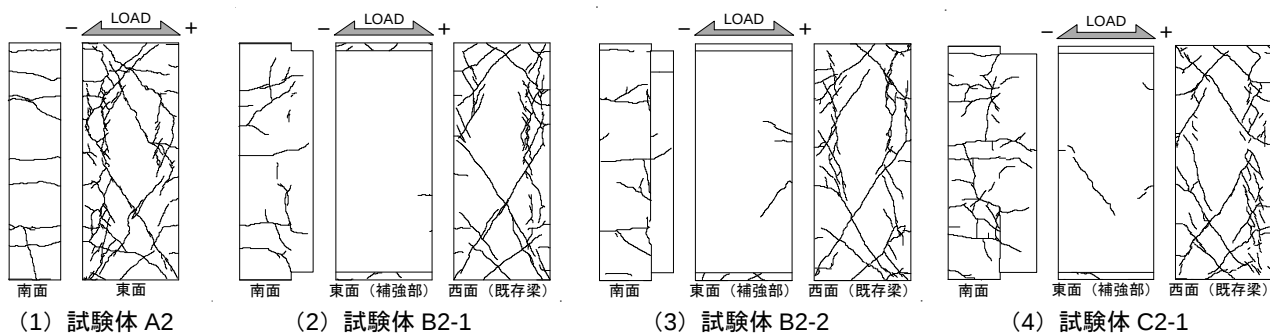


図-3 最大耐力時破壊状況 ($R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad.}$)

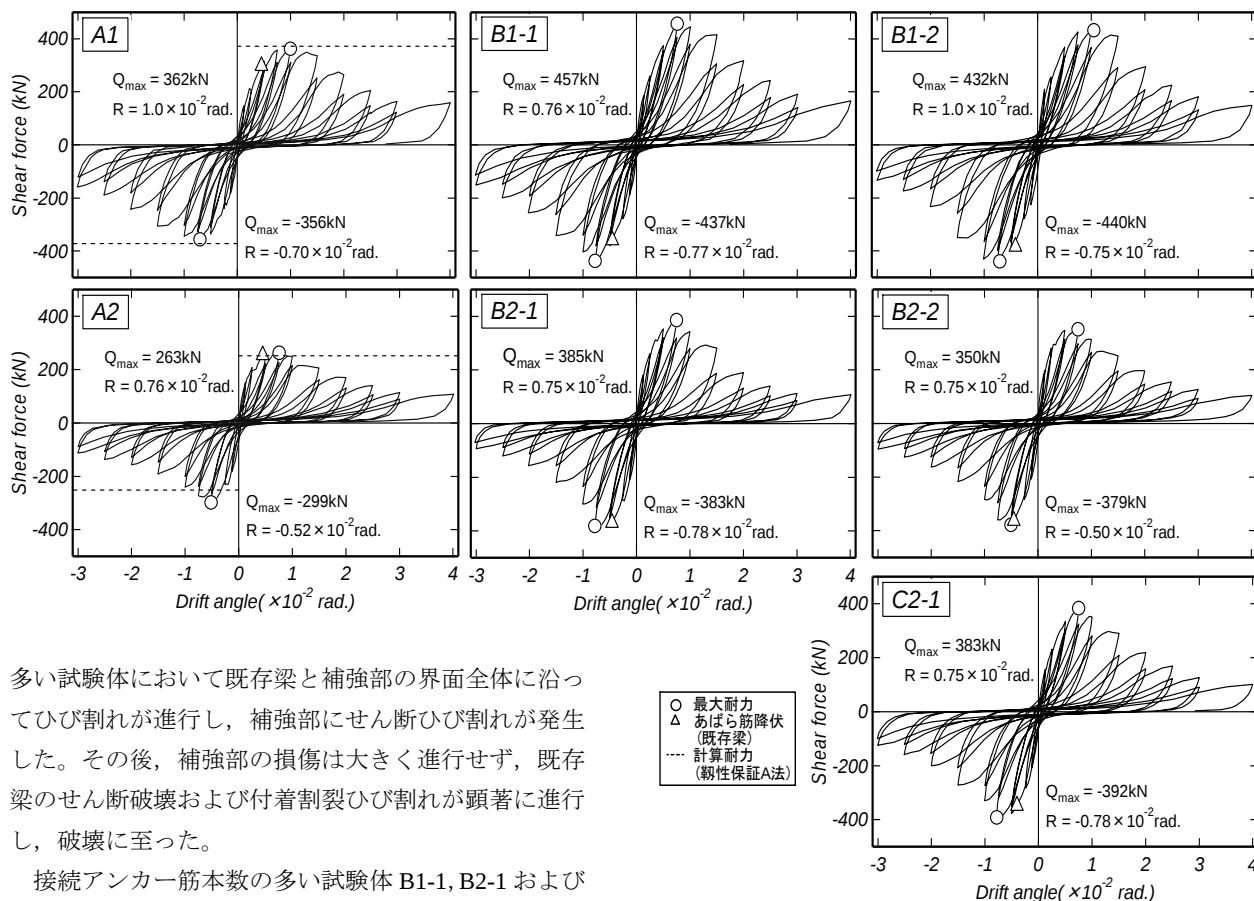


図-4 せん断力-部材角関係履歴曲線

多い試験体において既存梁と補強部の界面全体に沿ってひび割れが進行し、補強部にせん断ひび割れが発生した。その後、補強部の損傷は大きく進行せず、既存梁のせん断破壊および付着割裂ひび割れが顕著に進行し、破壊に至った。

接続アンカー筋本数の多い試験体 B1-1, B2-1 および C2-1 では、接続アンカー筋本数の少ない試験体 B1-2 および B2-2 と比べて補強部の曲げひび割れによる損傷度合の大きいことが確認された。また、接続アンカー筋本数の多い試験体の既存梁と補強部の界面でのひび割れ発生時の変位振幅は接続アンカー筋本数の少ない試験体と比べて大きいことが確認され、接続アンカー筋本数による破壊状況に差異が見られた。これは既存梁せん断補強筋比の異なる場合においても概ね同様の傾向が見られた。

また、試験体 C2-1 と B2-1 の補強部の損傷状況に大きな差異はなく、補強幅による損傷の変化は確認されなかった。

3.2 履歴特性

図-4に各試験体のせん断力-部材角関係を示す。同図では、既存梁せん断補強筋の降伏および最大耐力

点を示し、A-Type 試験体では塑性保証指針 A 法によるせん断終局強度の計算値 Q_{su} (式 (2)) を併せて示す⁴⁾。

全試験体ともに、 $R=0.25 \times 10^{-2} \text{rad.}$ の荷重サイクルにおいて曲げひび割れ発生に起因する剛性低下が確認された。また、 $R=0.5 \times 10^{-2} \text{rad.}$ の荷重サイクルでは既存梁せん断補強筋の降伏が認められ、最大耐力点以降は、せん断破壊に伴う緩やかな耐力低下が確認された。

無補強試験体である試験体 A1 および A2 では、上記の履歴特性を示し、試験体 A1 では $R=1.0 \times 10^{-2} \text{rad.}$ において最大耐力 $Q=362 \text{kN}$ に達し、試験体 A2 では $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad.}$ において最大耐力 $Q=263 \text{kN}$ に達した。また、補強試験体では、前述の履歴特性を示し $R=0.75$

～ 1.0×10^{-2} rad.の载荷サイクルにかけて最大耐力に達した。

既存梁のせん断補強筋比が $p_w=0.27\%$ である試験体を比較すると、最大耐力はそれぞれ試験体 A1 に対して 1.26 倍 (B1-1) および 1.19 倍 (B1-2) となった。また、既存梁のせん断補強筋比が $p_w=0.14\%$ である試験体を比較すると、最大耐力はそれぞれ試験体 A2 に対して 1.47 倍 (B2-1), 1.33 倍 (B2-2) および 1.46 倍 (C2-1) となり、補強試験体は無補強試験体に対して約 1.2～1.5 倍耐力が上昇した。

また、既存梁のせん断補強筋比の小さい試験体の最大耐力の上昇率は、せん断補強筋比の大きい試験体と比べて、2 割程度大きくなる傾向が見られ、既存梁のせん断補強筋比の小さい試験体の補強効果が高いことが見られた。

接続アンカー筋本数の多い試験体 B1-1 および B2-1 の最大耐力は接続アンカー筋本数の少ない試験体の最大耐力と比べて若干大きいことが確認された。

補強幅による比較では、試験体 C2-1 の最大耐力は B-Type 試験体の最大耐力と同程度であり、補強幅による最大耐力の変化は見られなかった。

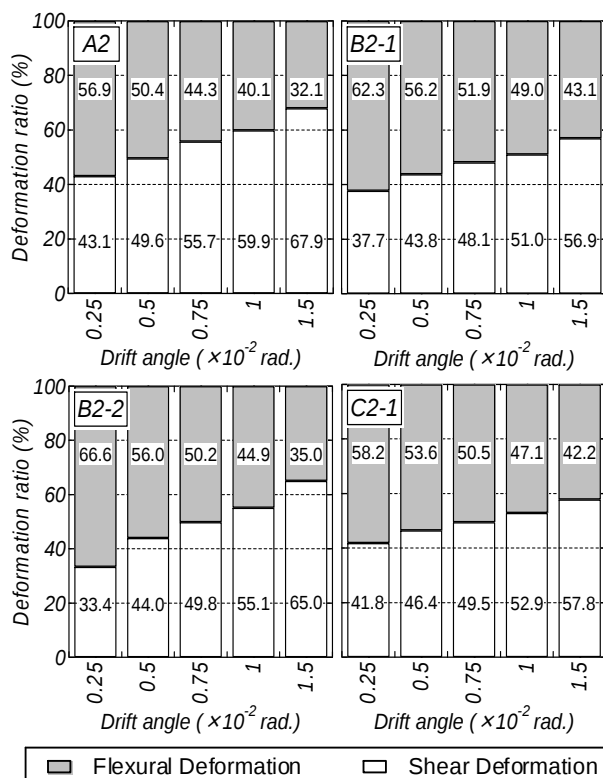
以上のことから、既存梁のせん断補強筋比が小さいほど、また接続アンカー筋本数が多いほど、外側補強梁によるせん断耐力の増大効果が大きくなるが、補強梁の幅を大きくしてもせん断耐力の増加はほとんど期待できないといえる。

3.3 変形成分および剛性

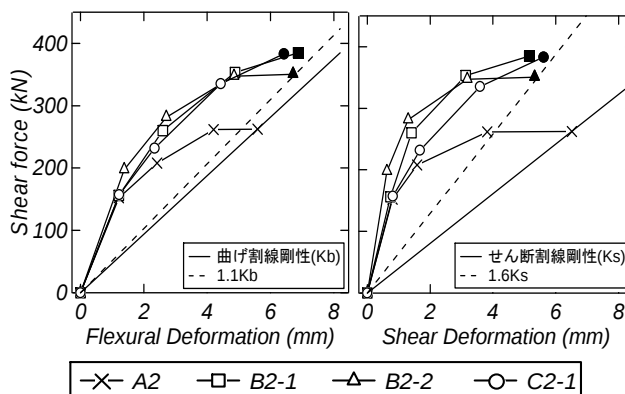
図－5 に既存梁のせん断補強筋比が $p_w=0.14\%$ である試験体の各変位振幅の第 1 サイクル目の正载荷ピーク時における曲げ変形成分およびせん断変形成分の割合をそれぞれ示す。試験体の曲げ変形は長さ方向に 7 分割して測定した既存梁の軸方向変位量から算出し、せん断変形は全体の変形から曲げ変形を差し引いたものである。

各試験体において $R=0.25 \times 10^{-2}$ rad.では、せん断変形成分が曲げ変形成分と比べて小さくなっており、変形角の増加に伴いせん断変形成分が大きくなる傾向が見られた。また、補強試験体の各変位振幅におけるせん断変形成分は無補強試験体と比べて約 5～10%程度小さくなっており、補強部により試験体のせん断変形成分の比率が低減していることが確認された。これは既存梁せん断補強筋比が異なる場合においても同様な傾向が見られた。

接続アンカー筋本数の多い試験体 B2-1 および C2-1 では、せん断変形成分の $R=0.25 \sim 1.5 \times 10^{-2}$ rad.間の増大分はそれぞれ 19.2%および 16.0%となり、接続アンカー筋の少ない試験体 B2-2 の 31.6%と比べて小さいこと



図－5 曲げ変形とせん断変形負担割合



図－6 曲げおよびせん断割線剛性比較

が確認された。

補強幅による比較では、補強幅の大きい試験体 C2-1 のせん断変形成分の増大分は補強幅の小さい試験体 B2-1 と比べて同程度となり、補強幅による差異は見られなかった。

また、図－6 に既存梁のせん断補強筋比が $p_w=0.14\%$ である試験体のせん断力と曲げ変形量およびせん断変形量の包絡関係を示す。なお、包絡関係は各試験体の最大耐力である $R=0.75 \times 10^{-2}$ rad.ピーク時までを示している。図－6 中の実線は $R=0.75 \times 10^{-2}$ rad.時の試験体 A2 の曲げおよびせん断割線剛性を表し、黒印は $R=0.75 \times 10^{-2}$ rad.時の補強試験体の計測点を示している。また、点線は無補強試験体 A2 の曲げ割線剛性 K_b およびせん断割線剛性 K_s をそれぞれ 1.1 倍および 1.6 倍したものである。

図－6より、 $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時において補強試験体の曲げ割線剛性は試験体A2の曲げ割線剛性の1.1倍程度に分布する傾向が確認され、補強試験体のせん断割線剛性は試験体A2のせん断割線剛性の1.6倍程度に分布する傾向が確認された。これは変形角の異なる場合および既存梁せん断補強筋比の異なる場合においても概ね同様の傾向が見られた。

以上のことから、本補強によって梁の曲げ剛性およびせん断剛性をともに増加させるが、せん断剛性の増加は曲げ剛性の増加に比べて顕著であることが確認された。

3.4 応力分布

図－7に補強試験体の最大耐力時におけるあばら筋応力の幅方向分布を示す。応力はあばら筋の履歴特性をバイリニアと仮定し、ひずみゲージ（図－8参照）から得られた計測値を用いて計算した。なお、図－7中の点線は材料試験より得られた降伏点である。

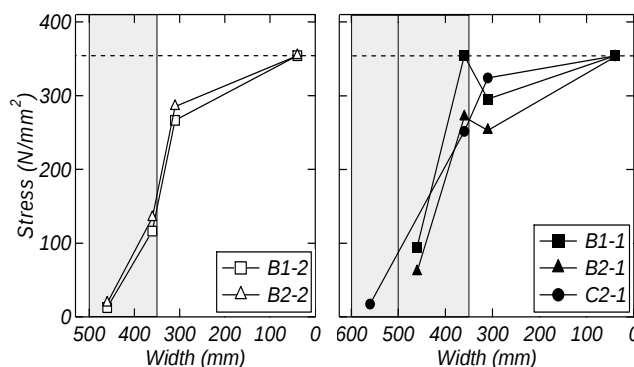
図－7より最大耐力時では、全ての試験体においてせん断補強筋d点では降伏に達しており、あばら筋a点は降伏に達していなかった。また、あばら筋の応力は補強部側に進むにつれて小さくなる傾向が見られた。

接続アンカー筋本数の多い試験体B1-1、B2-1およびC2-1において、あばら筋b点の応力はせん断補強筋c点の応力と同程度であることが確認された。また、接続アンカー筋本数の少ない試験体B1-2およびB2-2では、あばら筋b点の応力はせん断補強筋c点の応力の半分程度であることが確認された。

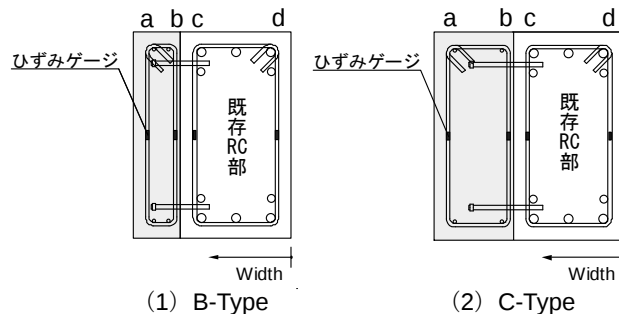
以上のことから、接続アンカー筋本数の多い試験体の補強部あばら筋の応力は接続アンカー筋本数の少ない試験体と比べて大きくなる傾向が認められ、接続アンカー筋本数による補強部への応力伝達に差異が見られた。また、補強幅による比較では、補強幅の大きい試験体C2-1のあばら筋a点の応力は補強幅の小さい試験体B2-1と同程度であり、補強幅による差異は見られなかった。

4. 補強効果の検討

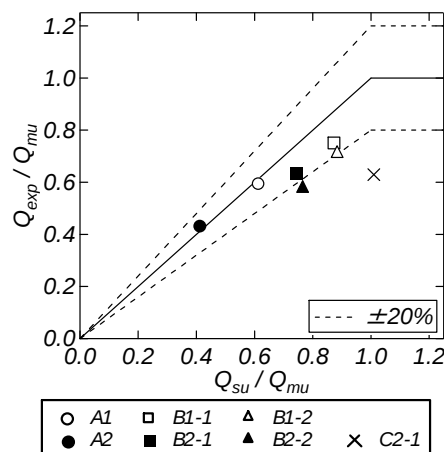
図－9に各試験体の最大耐力値と終局強度計算値の関係を示す。曲げ終局強度 Q_{mu} （式（1））は平面保持の仮定を行い、終局時の既存梁の曲げモーメントを算出し、内法長さで除した値を用いた。補強試験体の曲げ終局強度は、補強部の軸筋が既存梁に定着されていないため補強部の曲げ終局強度は考慮せず、既存梁の曲げ終局強度のみを用いて計算した。既存梁のせん断終局強度は靱性保証指針A法によるせん断終局強度式 Q_{su} （式（2））を用いた⁴⁾。補強部のせん断終局強度は、補強部に接続アンカー筋を介してせん断力が作用し補



図－7 あばら筋応力幅方向分布（最大耐力時）



図－8 あばら筋ひずみゲージ貼付位置



図－9 最大耐力と終局強度計算値の比較

強部においてアーチ機構を形成すると仮定を行い、式

(3)のアーチ機構である第2項のみを用いて計算した。

補強試験体のせん断終局強度は既存梁および補強部のそれぞれのせん断終局強度を単純累加させることにより算出した。式中の記号は参考文献を参照されたい。

<曲げ終局強度>

$$Q_{mu} = 2a_t \cdot \sigma_y \cdot j / l \quad (1)$$

<靱性保証A法>

$$Q_{su} = \min(V_{u1}, V_{u2}) \quad (2)$$

$$V_{u1} = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + (v \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda}) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (3)$$

$$V_{u2} = \frac{\lambda v \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \quad (4)$$

無補強試験体である試験体 A1 および A2 では、A 法による計算値に対する実験値の比率を見るとそれぞれ 0.97 および 1.05 となり、A 法計算値により無補強試験体の耐力を精度良く評価できていることが確認された。補強試験体については、A 法による単純累加計算値に対する実験値の比率を見ると 0.67～0.86 とやや差が大きくなり、実験値を過大評価していることがわかる。これは補強部全断面を有効としているため、計算値が過大になったものと考えられる。

そこで、補強部に作用したせん断力を補強試験体の最大耐力の実験値から無補強試験体の最大耐力の実験値を差し引いた値と仮定し、補強部に実際に作用したと考えられる補強部有効幅を前述の仮定したせん断力から式 (3) の第 2 項を用いて算出した。なお、最大耐力実験値は正・負荷荷時におけるいずれか大きい値を採用した。その結果を表－5 に示す。

表－5 より、補強部有効幅は B-Type 試験体で約 68～84mm となり、接続アンカー筋本数の多い試験体である B1-1 および B2-1 における補強部有効幅は接続アンカー筋本数の少ない試験体である B1-2 および B2-2 と比べて若干大きくなっていることが確認された。

また、既存梁のせん断補強筋の多い試験体である B1-1 および B1-2 の補強部有効幅はせん断補強筋の少ない試験体である B2-1 および B2-2 と比べて若干大きくなった。

試験体 C2-1 の補強幅は B-Type 試験体と比較して、100mm 増加したにも拘わらず、試験体 C2-1 の補強部有効幅は試験体 B2-1 と比べて 5mm 程度しか増大していなかった。また、施工の観点から補強幅が 150mm 以下では施工が難しいことから、補強幅は B-Type 試験体の 150mm 程度が適当と考えられる。

5. まとめ

本研究では、簡易な外側補強を施した RC 梁の静的載荷実験を行い、その補強効果を検討した。得られた知見を以下に要約する。

- (1) 補強試験体の最大耐力は無補強試験体と比べて 1.2～1.5 倍程度上昇し、その上昇率は既存梁のせん断補強筋比および接続アンカー筋本数の増加に伴って大きくなる傾向がある。
- (2) 本補強工法によって梁の剛性を増加させることができる。その増加成分はせん断剛性によるもの

表－5 補強部の有効幅

試験体名	作用せん断力 (kN) $Q_{exp} - Q_{expA1,A2}$	補強部有効幅 (mm)
B1-1	94.5	83.5
B1-2	77.2	74.0
B2-1	86.3	74.2
B2-2	80.3	68.3
C2-1	93.0	79.6

が支配的であり、曲げ剛性によるものはわずかである。

- (3) 接続アンカー筋本数の多い試験体の補強部あばら筋の応力は接続アンカー筋本数の少ない試験体と比べて大きくなり、接続アンカー筋本数による補強部への応力伝達に差異が見られた。
- (4) 補強試験体のせん断終局強度は補強部有効幅を用いた A 法による単純累加計算値で概ね評価が可能である。その有効幅は接続アンカー筋本数の増加に伴い大きくなる傾向がある。一方、補強部の幅が 150mm 以下では施工が難しいことから補強幅は 150mm 程度が適当であると考えられる。

謝辞

本研究を遂行するにあたり、大阪大学カストロホワソホセ准教授、前田敦志君の協力を得て実施した。ここに深甚なる謝意を表する。なお、本研究の一部は、国土交通省「平成 23 年度住宅・建築関連先導技術開発助成事業」の助成を受けて実施した。

参考文献

- 1) 福田幹夫，窪田敏行：鉄板補強した低強度コンクリート梁のせん断耐力に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.1，pp.1057-1062，2001.7
- 2) 森村毅，大田和彦：低強度コンクリート部材の耐震補強に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造Ⅳ，pp.647-648，2010.9
- 3) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説，2001
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，2001