

論文 FRP で補強した梁のせん断補強効果に関する研究

松尾庄二*1・松岡 茂*1・益田彰久*1・柳 博文*1

要旨：本論文はコンクリート構造物の耐震補強工法として開発したFRP吹付補強工法のせん断補強効果の確認を目的として行った実験結果を報告するものである。FRPにより補強したRC梁の4点曲げ試験により、本工法がせん断補強に対して有効であることが確認された。また、そのせん断補強効果はトラス理論により十分に評価できることを明らかにした。

キーワード：FRP, RC部材, せん断補強, トラス理論

1. はじめに

平成7年阪神・淡路大震災により多くのコンクリート構造物が大きな被害を受けたことは記憶に新しい。土木・建築の分野を問わず様々な構造物が被災した結果、耐震基準の見直しあるいは既設構造物に対する耐震補強の考え方が個々の立場から提示されている。筆者らは、主として高架橋のRC橋脚を対象とした耐震補強工法としてFRP吹付補強工法を開発した[1]。本工法は、合成樹脂とガラス短繊維をコンクリート構造物表面に直接吹き付けることによりGFRP（ガラス繊維強化プラスチック）補強体を形成し、RC橋脚のせん断耐力を増加させることを目標とするものである。本研究においては、FRP吹付補強工法のせん断補強に対する有効性を確認するために、GFRPで補強したRC梁供試体の4点曲げ試験を行った。

2. 実験概要

2. 1 供試体諸元

表-1に供試体の諸元を示す。実験に使用した供試体は断面幅：断面高さが1：2の矩形断面を有する鉄筋コンクリート梁で、実験のパラメータとしては断面寸法・せん断スパン比・GFRP

表-1 供試体諸元

供試体	断面寸法	供試体長	有効高さ	せん断スパン	せん断スパン比	引張鉄筋比	GFRP厚
A-1	200×400mm	2300mm	325mm	800mm	2.46	4@D22:2.38%	4mm
A-2	200×400mm	2300mm	325mm	800mm	2.46	4@D22:2.38%	8mm
A-3	200×400mm	2300mm	325mm	800mm	2.46	4@D22:2.38%	12mm
B	200×400mm	1800mm	325mm	500mm	1.54	4@D22:2.38%	8mm
C	100×200mm	1350mm	150mm	375mm	2.50	1@D22:2.58%	8mm
D	100×200mm	1050mm	150mm	225mm	1.50	1@D22:2.58%	8mm
E	500×1000mm	5800mm	850mm	2100mm	2.47	8@D41:2.52%	8mm
F	500×1000mm	4200mm	850mm	1300mm	1.53	8@D41:2.52%	8mm

*1 鉄建建設(株)エンジニアリング本部技術研究所（正会員）

補強厚を考えた。本実験の目的はGFRPのせん断補強効果を確認することであるため、せん断スパンにはせん断補強鉄筋を配置せずGFRPによる補強のみとした。なお、GFRP補強は荷点・支承点各々の外側75mmまでの区間に対して行った。供試体の配筋例として、Aタイプの配筋図を図-1に示す。

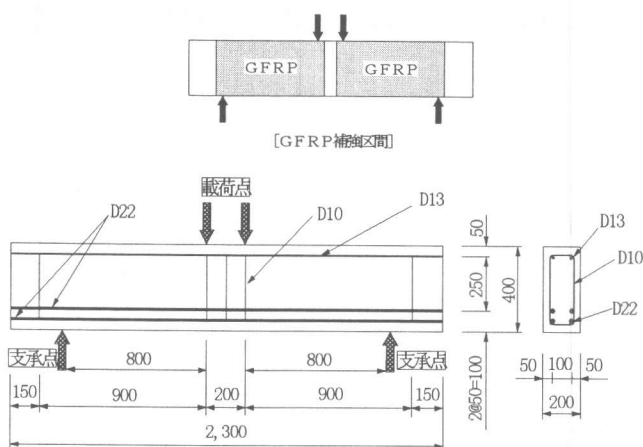


図-1 Aタイプ供試体配筋図

2. 2 供試体の製作

表-2 主要材料の諸元及び物性値

	諸 元・物 性 値 等
引張側主鉄筋	A～Dタイプ：D22[SD345]、E・Fタイプ：D41[SD345]
圧縮側主鉄筋	A～Dタイプ：D13[SD295A]、E・Fタイプ：D22[SD345]
せん断補強筋	A～Dタイプ：D10[SD295A]、E・Fタイプ：D16[SD295A]
コンクリート	A～Dタイプ：30-10-25N、E・Fタイプ：18-10-25H
合 成 樹 脂	不飽和ポリエステル樹脂
ガ ラ ス 繊 維	無アルカリガラス（Eガラス）、引張強度 3500MPa、引張弾性率 73GPa

実験に使用した材料の諸元・物性値を表-2に示す。A～Dタイプの供試体は30-10-25Nのレディーミクストコンクリートを使用し、脱型後水温20℃で水中養生したものである。また、EおよびFタイプの供試体は18-10-25Hのレディーミクストコンクリートを使用し、脱型後蒸気養生を行った。いずれのタイプも養生終了後表面の水分を除去した後、FRP吹付工法により供試体表面にGFRP補強体を形成させた。ただし、GFRP補強体端部は端面処理と所定補強厚さ確保のために幅100mmのチョップドストランドマット（ガラス繊維を約50mmの長さに切断し均一な厚みに積み重ね結合材によりマット状に成形したもので、配向は二次元的にランダムである。その補強性能はFRP吹付工法により作製したGFRP補強体とほぼ同等である[2]）を合成樹脂を含浸させながら巻き付けた。補強後の供試体は実験時まで屋内に置き、材令4週目に実験を行った。圧縮強度試験は、本試験供試体と同じバッチのコンクリートから採取し同条件で養生を行ったφ100×200mmの円柱供試体を用いて実験当日にJISA1108に従って行った。また、鉄筋の引張試験はJISZ2201、2241に従い各種鉄筋毎に前もって行った。GFRPについては、実験終了後供試体より回収した試験片を含む多数の試験体を用い、JISK7054「ガラス繊維強化プラスチックの引張試験方法」に準拠した引張試験を（株）日本製鋼所において実施した。コンクリートおよび鉄筋の試験結果を表-3に、GFRPの試験結果を図-2および図-3に示す。ただし、せん断補強筋については試験結果を省略した。試験結果よりGFRPの平均的な物性値としては、繊維含有率38%で引張強度100MPa、引張弾性率8300MPaを採用した[3]。

表-3 コンクリートおよび鉄筋試験結果

供試体	コンクリート		引張側主鉄筋		圧縮側主鉄筋	
	圧縮強度	弾性係数	降伏強度	引張強度	降伏強度	引張強度
A-1	30.0MPa	25.1GPa	354MPa	537MPa	337MPa	478MPa
A-2	30.2MPa	25.2GPa	354MPa	537MPa	337MPa	478MPa
A-3	30.6MPa	25.5GPa	354MPa	537MPa	337MPa	478MPa
B	30.0MPa	24.8GPa	354MPa	537MPa	337MPa	478MPa
C	31.4MPa	25.9GPa	354MPa	537MPa	337MPa	478MPa
D	31.5MPa	25.9GPa	354MPa	537MPa	337MPa	478MPa
E	21.8MPa	22.1GPa	382MPa	592MPa	354MPa	537MPa
F	24.1MPa	23.5GPa	382MPa	592MPa	354MPa	537MPa

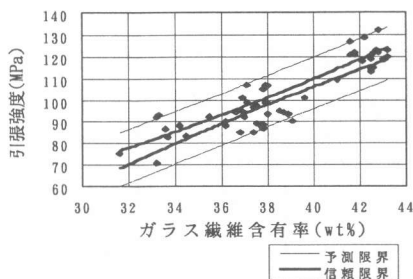


図-2 引張強度と繊維含有率

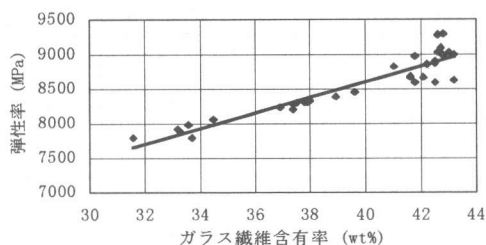


図-3 弾性率と繊維含有率

2. 3 載荷および計測

載荷は単純梁形式で中央部2点での集中荷重で行い、一方向に繰り返して荷重または変位を漸増させた。1ステップ目は引張側主鉄筋下筋のひずみの上限が1000 μ 、2ステップ目は1700 μ 、3ステップ目は全ての引張側主鉄筋のひずみの下限が1700 μ とし、4ステップ目は破壊まで載荷を続けた。ただし、供試体A～Dタイプについては100tアクチュエータ、EおよびFタイプは500t油圧ジャッキを

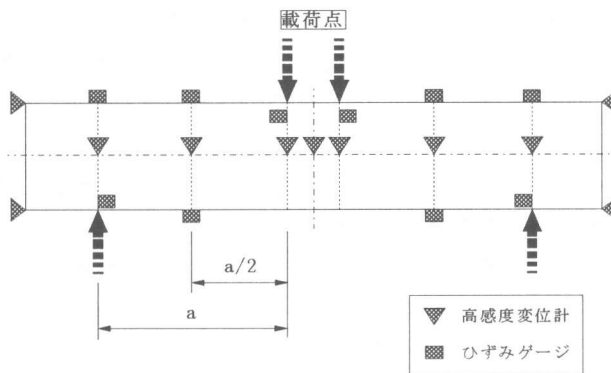


図-4 計測器設置位置図

反力フレームに取り付けて実験を行った。計測は、荷重・変位およびGFRPのひずみをそれぞれロードセル・高感度変位計およびひずみゲージにより行った。図-4に高感度変位計およびひずみゲージの設置位置を示す。

3. 実験結果

実験結果を図-5および表-4に示す。図中の横軸は供試体中央部の垂直変位(両支承部の変位計の読みにより補正を加えた変位量)、縦軸は荷重を計算降伏荷重で除して無次元化したものであり、実際の荷重-変位曲線の包絡線で表した。ただし、降伏荷重の計算においては、コンクリート

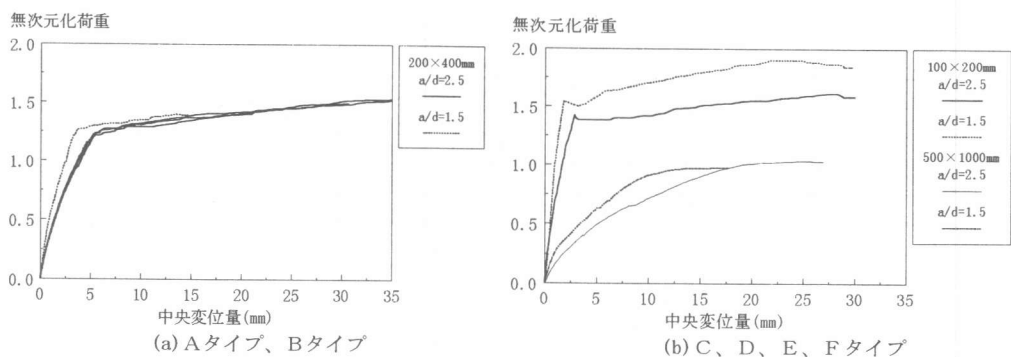


図-5 実験結果：荷重-変位包絡線

表-4 実験結果：降伏荷重の比較

供試体 名 称	断面寸法 (mm×mm)	せん断スパン比 a/d	計算曲げ耐力 M _c (kN・m)	計算降伏荷重 P _{cal} (kN)	実験降伏荷重 P _{ex} (kN)	P _{ex} / P _{cal}
A-1	200×400	2.46	151.0	377.6	466.3	1.23
A-2	200×400	2.46	151.0	377.6	471.7	1.25
A-3	200×400	2.46	151.0	377.6	447.7	1.19
B	200×400	1.54	151.0	604.1	761.0	1.26
C	100×200	2.50	16.87	89.93	114.2	1.27
D	100×200	1.50	16.87	149.8	197.6	1.32
E	500×1000	2.47	2697	2569	2636	1.03
F	500×1000	1.53	2697	4148	3995	0.96

の圧縮応力-ひずみ曲線は「コンクリート標準示方書〔平成8年制定〕設計編」（土木学会）に示す二次曲線タイプとし、コンクリートの圧縮強度は実験結果よりA～Dタイプで30MPa、E・Fタイプで20MPaを用いた。また、表中の実験降伏荷重とは全ての引張側主鉄筋のひずみが引張試験における降伏ひずみ（D22で1900 μ 、D41で2200 μ ）を上回った荷重とした。

Aタイプ（断面寸法200×400mm、せん断スパン比2.46、GFRP補強厚さがそれぞれ4、8、12mm）の実験結果を見ると、3者の荷重-変位包絡線間にはほとんど差が見られなかった。すなわちその補強性能はほぼ同等と見なしてよい。ただし、A-1供試体（GFRP4mm）の場合、最終的にはGFRPが破断したのに対して、他の供試体では破断には至らなかった。断面寸法が等しくせん断スパン比が1.54と小さいBタイプ供試体との比較では、主鉄筋降伏時の変位量がBタイプの方が小さいものの包絡線は同じ傾向を示しており、変位量をせん断スパンで除した値で比較するとほぼ同じ曲線を描く。せん断スパン比が大きくなると供試体の変位量は大きくなり、降伏荷重は逆に小さくなる傾向が見られた。断面寸法100×200mm（CおよびDタイプ）の場合、包絡線の形状は同じだが降伏時・最大荷重時ともにせん断スパン比が小さいDタイプの方が大きくなった。両者とも実験終了時のGFRPの破断は見られなかった。断面寸法500×1000mm（EおよびFタイプ）の場合、主鉄筋降伏までの挙動はほぼ同じだった。しかし、Fタイプでは主鉄筋降伏後の比較的早い時点でGFRPが破断し荷重の保持が不可能となった。また、Eタイプは変位量25mm付近で荷重の増加が見られなくなったため載荷を終了した。なお、いずれの場合も実験終了時には圧縮側コンクリートの損傷が目で確認された。無次元化荷重と断面寸法の関係は、断面寸法が大きくなるほど無次元化荷重は小さくなる傾向が見られる。主鉄筋降伏時の荷重と比較すると断面高さが200mmあるいは400mmの場合、計算降伏荷重を2～3割程度上回るのに対して、断面高さが1000mmになると計算値とほぼ同程度の結果となった。

全体の実験結果を見ると、包絡線は全ての場合においておよそ2つの部分に分けることができる。前半の比較的急勾配の直線部分では、引張側鉄筋がまだ降伏にいたっておらず荷重は増加し続ける。鉄筋降伏後もほとんどの場合荷重は低下することなく漸増あるいは保持され変位が増大していくが、荷重の増加の割合はあまり大きくない。このようにGFRPは、主鉄筋降伏以降も変形性能を有するすなわちじん性を向上させることおよび曲げ耐力をあまり増加させないことなどせん断補強鉄筋と同様の補強効果を示す。また、せん断補強に関しても、せん断補強鉄筋を有しないRC梁にも関わらず主鉄筋降伏以降もなお変形性能を有することからその補強効果は明白である。以上の結果をまとめると、せん断破壊先行型の梁に対してGFRP補強を行うことにより、曲げ耐力を増加させることなくせん断耐力およびじん性能を向上させることが可能である。

4. GFRPのせん断耐力評価

前章ではGFRP補強によりRC構造物のせん断耐力が向上することを確認した。本章においてはGFRPのせん断補強効果の定量的な評価を試みた。GFRP補強により増加したせん断耐力は、実験で得られた最大荷重からコンクリートが分担するせん断力とせん断スパン内の帯鉄筋が負担するせん断力を除いたものと考えられる。本実験で用いた供試体はせん断スパン内にせん断補強鉄筋を有しない構造であるから、コンクリートの分担分のみを考慮すればよい。供試体のコンクリートが負担するせん断力 V_c は二羽らの提案式(1)[4]により算出した。

$$V_c = 0.94 \cdot (f'_c)^{1/3} \cdot (100 \cdot p_w)^{1/3} \cdot (d/100)^{-1/4} \cdot \left(0.75 + \frac{1.4}{a/d}\right) \cdot b_w \cdot d \quad (1)$$

ここに、 f'_c ：コンクリートの圧縮強度、 p_w ：引張鉄筋比、 d ：断面有効高さ、 a ：せん断スパン、 b_w ：断面幅である。ただし、上式は従来の工学単位系で記述したものであるため、計算結果は筆者がSI単位系に換算したものを示す。

また、GFRPの補強量は補強比（供試体断面に対するGFRP補強厚）と材料強度（GFRPの引張強度：100MPa）の積として表した。表-5にGFRP補強によるせん断耐力増分 ΔV_f およびGFRP補強量 Q_f の計算結果を示す。また、図-6に両者の関係を図示する。ただし、GFRPによるせん断耐力増分については供試体の断面寸法の違いを考慮して、供試体断面積で除した値（表-5中の平均せん断応力度 τ ）で示した。

図中の実線は、GFRP補強が100%と有効とし、材料と部材の安全率を1.0としてトラス理論に基づいて計算した結果を示す。Fタイプ供試体の計算結果はトラス理論によるせん断破壊領

表-5 せん断力増分と補強量の計算値一覧

供試体	最大荷重(kN)	V_c (kN)	ΔV_f (kN)	τ (MPa)	Q_f (MPa)
A-1	579.1	94.2	195.4	2.44	4.0
A-2	563.9	94.2	187.8	2.35	8.0
A-3	591.3	94.2	201.5	2.52	12.0
B	844.4	118.4	303.8	3.80	8.0
C	144.7	26.9	45.5	2.27	16.0
D	285.4	34.6	108.1	5.41	16.0
E	2651.9	430.3	895.7	1.79	3.2
F	4033.5	544.1	1472.7	2.95	3.2

域に位置しているのに対し、他の計算結果は全て安全側に位置している。一方、本実験に用いた8体の供試体中で、GFRPの破断が直接的に供試体の破壊をもたらしたものはFタイプのみである（A-1供試体も最終的にはGFRP端部が破断したが、この場合荷重-変位曲線で示されるように供試体の変位が大きいすなわち十分に変形が進行した後での現象であり同一には論じられない）。以上のことから、GFRP補強のせん断耐力はトラス理論を適用できると判断される。この時、GFRP補強によるせん断耐力 V_f は次式(2)により算定ができる。

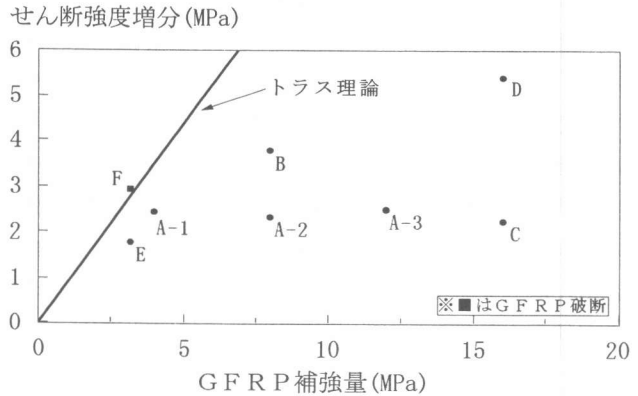


図-6 せん断強度の増分と補強量の関係

$$V_f = A_f \cdot f_t \cdot (\sin \theta + \cos \theta) \cdot z \quad (2)$$

ここに、 A_f ：角度 θ で配置される単位幅あたりのGFRPの断面積、 θ ：GFRPが部材軸となす角度、 f_t ：GFRPの引張強度、 z ：圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材の図心までの距離

5. まとめ

本研究により得られた知見を以下に記す。

- (1) GFRP補強によりせん断破壊先行型のRC梁に関して、曲げ耐力をあまり増加させることなくせん断耐力およびじん性能を向上させることができる。
- (2) GFRP補強のせん断補強性能は、ある一定の補強量以上の場合GFRPの補強厚さに関係しない。
- (3) GFRP補強によるせん断耐力の増分はトラス理論により算定することができる。

参考文献

- [1] 松尾庄二, 松岡 茂, 益田彰久：FRP吹付補強されたRC柱の交番載荷実験、土木学会第51回年次学術講演会講演概要集、第5部、pp.452-453、1996.8
- [2] 松尾庄二, 松岡 茂, 益田彰久, 力 健二郎：FRPにより補強されたRC梁の曲げ実験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.18、No.2、1996.7
- [3] (財)鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 FRP吹付け補強編、pp.56-60、1996.11
- [4] 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村 甫：せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価、土木学会論文集、No.372/V-5、pp.167-176、1986