

繊維強化プラスチックによるRC部材の耐震補強

鉄建建設 正会員 千々岩 三夫、齋藤 雅春、松岡 茂、松尾 庄二
JR東日本 正会員 輿石 逸樹、鎌田 則夫

1. はじめに

平成7年に発生した兵庫県南部地震により多くのコンクリート構造物に大きな被害が生じた。鉄道や道路の高架橋柱に関しても例外でなく、古い設計基準に基づいて設計・施工された鉄筋コンクリート構造の橋脚においてせん断破壊先行型の被災例が多いことが報告されている(1)。このような震災状況を受けて古い設計基準により設計・施工されたRC橋脚の耐震性能が検討・評価され、所定の性能を有していない構造物については耐震補強が実施されている。RC橋脚を対象とした耐震補強工法としては、従来からコンクリート構造物の補強工法として実施されてきたRC巻き立て工法や鋼板巻き工法等が多く用いられているが、この他にも材料が軽量であり施工性に優れていることから炭素繊維等の各種新素材を用いた補強工法が研究・開発されている。筆者らは、新素材の一種である繊維補強プラスチック（以下FRP）によるRC橋脚の耐震補強工法を研究・開発し、実構造物へ適用した。本報告は、FRPによる耐震補強工法の概要を述べるとともに、開削トンネルの中柱にFRP耐震補強工法を適用した事例を紹介する。

2. FRP耐震補強工法

RC橋脚の耐震性能は、RC部材の曲げ降伏荷重と降伏以降の変形性能の指標であるじん性率で評価されている。兵庫県南部地震によりRC橋脚に多く発生したせん断破壊先行型の破壊では、曲げ降伏荷重に到達する前にせん断破壊が生じている。このようなせん断破壊先行型のRC橋脚に対しては、RC部材のせん断耐力を増加させることにより破壊形態を曲げ破壊先行型に移行させることと、降伏以降の変形性能を向上させることが耐震補強工法の目的となる。FRP耐震補強工法は、せん断破壊先行型のRC橋脚の曲げ耐力の増加なしにせん断耐力と変形性能の向上を目的として開発したものである。FRP耐震補強工法はFRP吹き付け補強工法とSCRPP補強工法の2つから成り立っており、目的・用途により適宜組み合わせる(2)。FRP吹き付け補強工法は、図-1に示すように液状の合成樹脂と硬化剤を細いホースで圧送し、ホース先端のスプレーガンで30mm程度に切断したガラス繊維（ロービング）と同時にコンクリート構造物表面に吹き付けることによりGFRP（ガラス繊維強化プラスチック）補強体を形成するものである。ただし、施工条件により合成樹脂の吹き付けができない場合や補強体の端部処理の簡略化・所定の補強厚確保の目的で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、繊維の配向は二次元的にランダムである。）に合成樹脂を含浸させながら巻き付ける工法を用いる。FRP吹き付け補強工法では、吹き付け時に合成樹脂中に巻き込まれる空気をローラーで脱泡することにより密実な補強体がコンクリート表面上に形成される。

一方、SCRPP補強工法は、ステンレス鋼線を織り込んで薄い帯状にしたスチールクロスに合成樹脂を含浸させつつコンクリート構造物表面に巻き付けることによりSCRPP（スチールクロス強化プラスチック）補強体を形成する工法である。スチールクロスは鋼材の特徴である引張じん性を有することと、新素材による耐震補強工法で通常用いられる強化繊維である炭素繊維あるいはガラス繊維等と比較して破断時のひずみ量が大きいことからSCRPP補強体はガラス繊維等の新素材を強化繊維としたFRP補強体より高い引張じん性を有している。

キーワード：FRP、RC部材、せん断補強

連絡先：東京都千代田区三崎町2-5-3 鉄建建設(株)エンジニアリング本部 TEL03-3221-2224 FAX03-3239-1685

FRP吹き付け補強工法は、RC構造物のせん断耐力と曲げ降伏以降の変形性能の向上を目的とする場合に適用し、さらに大きな変形性能を必要とする場合にはSCRFP補強工法を適用する。FRP耐震補強工法で使用する主要材料および補強体の諸元・物性値を表-1に示す。FRP吹き付け補強工法においては、合成樹脂として不飽和ポリエステル樹脂、強化繊維として無アルカリガラス（Eガラス）を用いる。ただし、Eガラスはアルカリ攻撃により劣化することから、コンクリート表面とFRP補強体との間に耐アルカリ樹脂を吹き付けることにより、コンクリートのアルカリによる強化繊維の劣化を防止する。SCRFP補強体においてはそれぞれ不飽和ポリエステル樹脂、線径0.29mmのステンレス繊維を使用したスチールクロス（平織金網）を使用する。

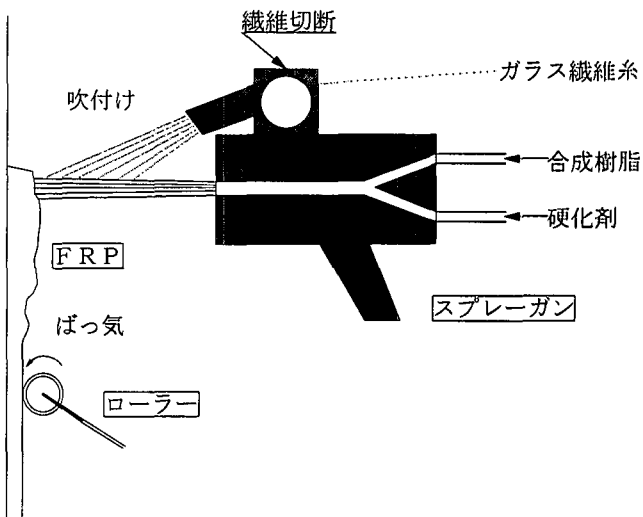


図-1 FRP吹き付け補強工法概要

表-1 主要材料および複合体の諸元・物性値

	諸元・物性値
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
スチールクロス	ステンレス鋼線、線径0.29mm、40メッシュ
GFRP	平均繊維含有率38%、最小引張強度80MPa、弾性係数5GPa
SCRFP	引張強度610MPa、弾性係数196GPa

3. FRP耐震補強工法の性能

3.1 せん断補強効果

FRP吹き付け補強工法により形成したGFRP補強体によるRC部材のせん断補強の効果を確認する目的で、GFRPで補強したRCはり供試体の曲げ実験を行った。実験に使用した供試体の諸元を表-2に示す。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はりで、実験パラメータとしては断面寸法・せん断スパン比・GFRP補強体の厚さである。本実験の目的はGFRP補強体のせん断補強効果を確認することであるため、図-2に示すようにせん断スパンにはせん断補強鉄筋を配置せずGFRP補強のみとした。なお、GFRP補強区間は載荷点・支承点各々の外側75mmまでとした。計算上では、GFRP補強が無い場合は、せん断スパン内にせん断補強鉄筋が配置されていないためにせん断破壊により供試体の耐力が決定される。

表-2 せん断試験供試体諸元

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	2.38%	4mm
A-2	200×400mm	2300mm	325mm	800mm	2.46	2.38%	8mm
A-3	200×400mm	2300mm	325mm	800mm	2.46	2.38%	12mm
B	200×400mm	1800mm	325mm	500mm	1.54	2.38%	8mm
C	100×200mm	1350mm	150mm	375mm	2.50	2.58%	8mm
D	100×200mm	1050mm	150mm	225mm	1.50	2.58%	8mm
E	500×1000mm	5800mm	850mm	2100mm	2.47	2.52%	8mm
F	500×1000mm	4200mm	850mm	1300mm	1.53	2.52%	8mm

RCはり供試体による実験結果一覧表を表-3に示す。F供試体以外の供試体では、実験で得られた最大荷重が計算上の曲げ降伏荷重を上回っている。また、F供試体以外では、GFRPは破断せず載荷点間の純

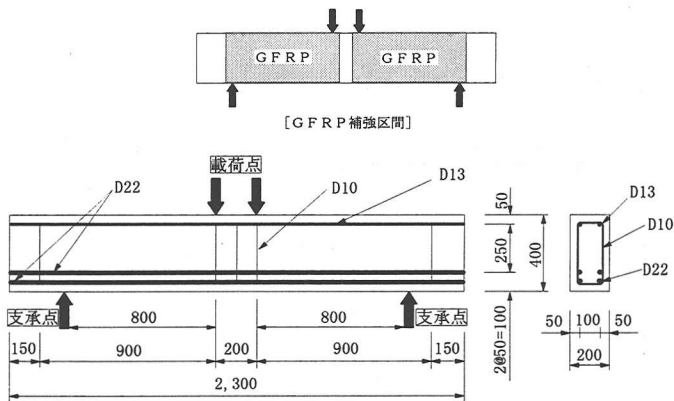


図-2 RCはり曲げ実験概要

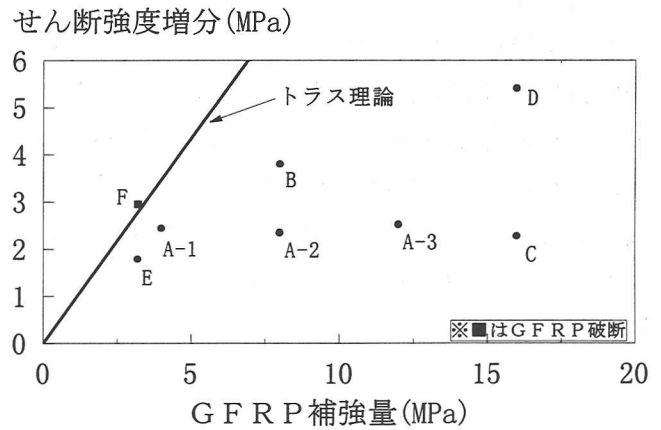


図-3 せん断力増分とGFRP補強量の関係

曲げ区間においてコンクリートの圧縮領域に損傷が見られた。これらのことから、F 供試体以外の供試体は曲げ破壊により最大荷重が決定されたものと判断される。一方、F 供試体の実験結果では主鉄筋が降伏した直後にGFRP補強体が破断して荷重が低下した。この時の荷重は、計算上の曲げ降伏荷重より小さいことからF 供試体はGFRPの破断により最大荷重が決定されているものと判断される。なお、F 供試体については他の供試体で観察された載荷点間における圧縮側コンクリートの損傷は見られなかった。

表-3 せん断実験結果一覧表

供試体	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	151.0	377.6	466.3	1.23
A-2	151.0	377.6	471.7	1.25
A-3	151.0	377.6	447.7	1.19
B	151.0	604.1	761.0	1.26
C	16.87	89.93	114.2	1.27
D	16.87	149.8	197.6	1.32
E	2697	2569	2636	1.03
F	2697	4148	3995	0.96

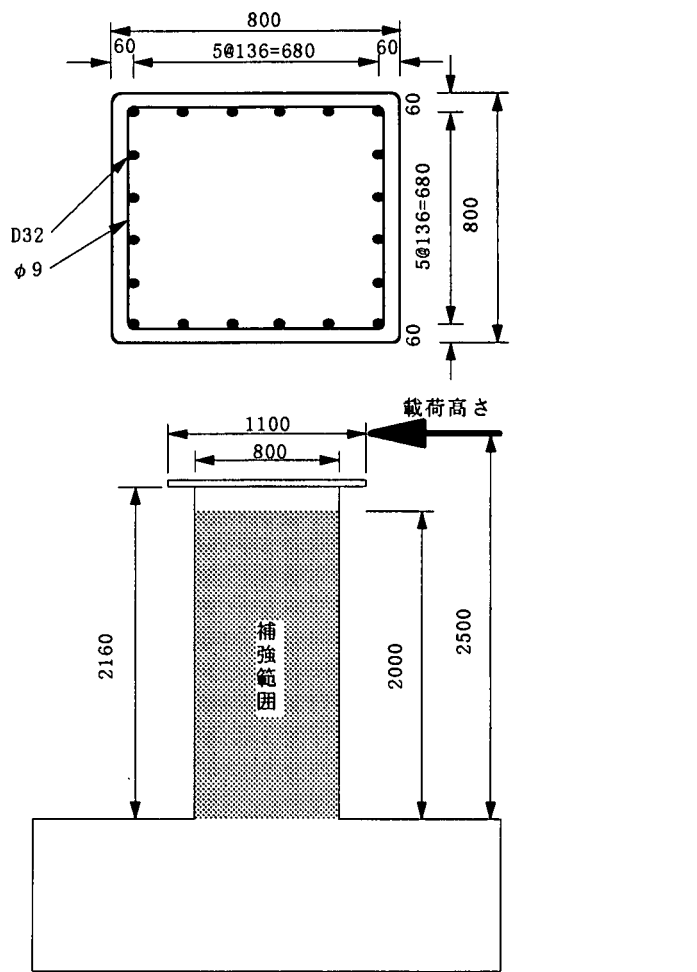
せん断補強鉄筋を配置していないせん断破壊先行型のRCはり供試体にGFRP補強することによりせん断耐力が向上し、供試体の耐力が曲げ降伏荷重と同程度あるいはそれ以上になることが確認された。つまり、GFRPによりRC部材のせん断力を補強することができることが実験的に確認された。GFRP補強により増加したせん断力の定量的な評価を行った。GFRPが負担したせん断力は、実験で得られた最大荷重からせん断スパン内のコンクリートが分担するせん断力 V_c を除いたものと考えられる。そこで、コンクリートが分担するせん断力を二羽ら(3)が提案している算定式を用いて算出し、GFRPが負担するせん断力 V_f を求めた。図-3にGFRPが負担するせん断力とGFRPの補強量との関係を示す。ただし、GFRPによるせん断力増加分に対しては、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て平均せん断応力度で、GFRPの補強量については補強比（供試体断面に対するGFRP補強断面積の比率）と材料強度（GFRPの引張強度100MPa）との積で表示している。図-3中の実線は、GFRPの強度が100%有効に働いたものとしてトラス理論に基づいて計算したせん断応力増分とGFRP補強量との関係を示したものである。F 供試体の実験結果は、トラス理論によりせん断破壊が生じると考えられる実線から左側の領域に位置している。一方、他の実験結果は曲げ降伏が先行する領域である実線より右側の領域に位置している。また、GFRPが破断して最大荷重が決定されたのはF 供試体のみであることから、GFRPが分担するせん断力はトラス理論により算定することができるものと判断される。

3. 2 変形特性

F R P 耐震補強工法を施工した R C 柱の変形特性を確認する目的で、ラーメン高架橋柱を想定した静的交番荷重実験を行った(4)。実験に使用した供試体の形状・諸元を図-4に示す。なお、図中の補強範囲内にはせん断補強鉄筋として $\phi 9$ mm (SR235) の丸鋼を 150mm 間隔で配置した。この実験のパラメータとして F R P 補強厚・軸力比・F R P 材質 (G F R P と S C R P) 等である。この供試体は、F R P 補強等を行わない無補強の状態ではせん断破壊先行型の破壊形態を示す。

図-5に G F R P 補強厚 8mm の実験結果で得られた荷重-変位曲線の包絡線を示す。なお、S C R P 補強は柱基部 1000mm 区間のみを行いその他の区間は G F R P 補強とした。G F R P 補強のみの実験結果では、主鉄筋が降伏したのち最大荷重に達し、その後は最大荷重を保持した状態で変位が増加する。最終的には、G F R P 補強体の柱基部隅角部からひび割れが発生し、G F R P が破断したために荷重が急激に低下し実験を終了した。これは、曲げにより基部の圧縮側コンクリートが破壊し横ひずみが急激に増加することによる応力が G F R P に作用したために、応力集中点となりやすい隅角部にひび割れが発生するものと考えられる。G F R P が破断する変位量は、断面形状・引張鉄筋比・軸力比・せん断スパン比により影響を受けることから、G F R P のみの補強では柱の変形性能を水平変位量をせん断スパンで除した変位角で定義している。G F R P の実験結果および解析結果から安全性を考慮して、G F R P 単独で耐震補強した場合の変位角を制限している。

一方、S C R P 補強を行った実験結果では、G F R P 補強したものと最大荷重まではほとんど同様の変形挙動を示すが、G F R P が破断する変位量に到達しても S C R P 補強したものは荷重を保持している。この時、柱基部の S C R P は荷重方向外側に大きく変形が発生している。さらに荷重を継続すると荷重は漸減傾向を示すが依然として荷重を保持している。S C R P 補強部分の上部に位置する G F R P 補強区間はほとんど変化が見られない。最終的には、水平方向荷重の油圧ジャッキストロークが限界に達したために実験を終了した。実験終了時点においても荷重は曲げ降伏荷重を上回っており最終変位量を確認することができなかった。S C R P 補強の場合の変形挙動は、鋼板巻き工法の変形挙動とほぼ同一であることと強化繊維の材質が鋼材であることから



Bタイプ供試体 (単位: mm)

図-4 供試体諸元

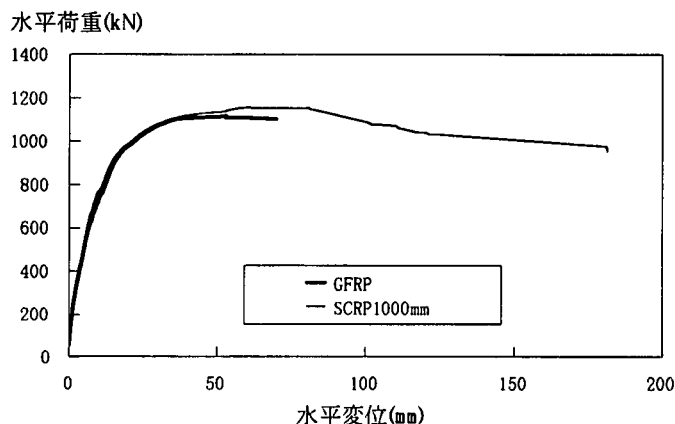


図-5 荷重-変位の包絡線

SCR P補強の変形性能の算定には、鋼板巻きの設計を用いるものとした。また、SCR P補強区間は柱基部1.5D区間（D:柱の有効断面高）以上とするものと定めている。

4. 実施工

4. 1 概要

工事概要

FRP吹付け工法によって、JR東日本管内の開削トンネルの中柱11本中の4本を対象に実施工を行った。

トンネルの構造形式は、RC1層2連ボックスカルバートで、内空寸法は2連×幅5.884m×高さ5.953mで、土被りは約4mである。

中柱は、断面が45cm×75cmで中柱間隔が2.75mである。

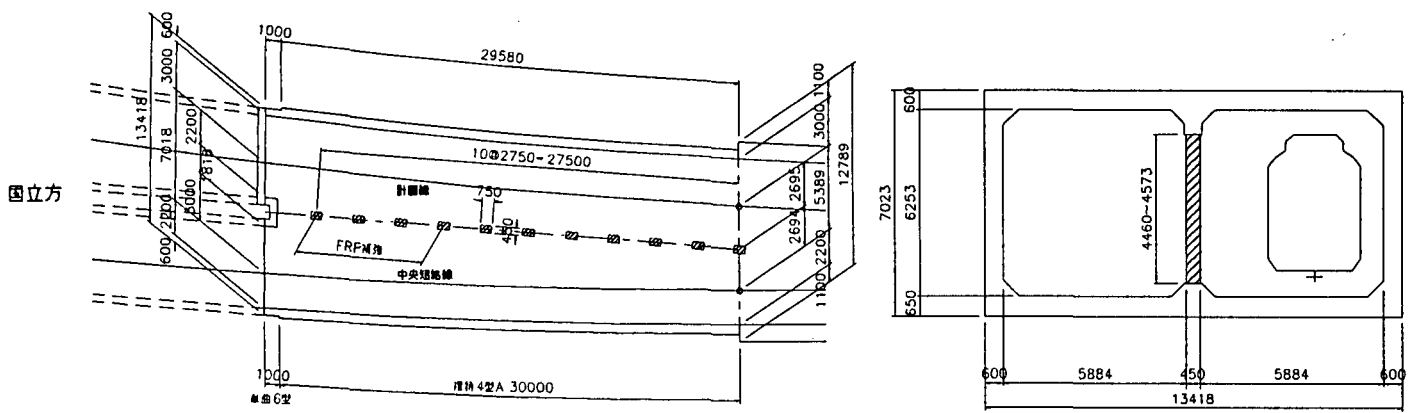


図-5 開削トンネル中柱補強その他工事 施工箇所

耐震診断によると中柱がせん断破壊先行型の破壊形態を示すことから耐震補強が必要であると判断された。FRP耐震補強工法を適用するために、以下のような検討を行った。

①せん断力による判定（耐震診断から）

- ・中柱の設計せん断耐力： $V_{cd}=32.20\text{ton}$
 - ・中柱の設計せん断力： $V_{yd}=\gamma_a \cdot M_{ud} / l_a=1.0 \times 113.81 / 2.24=50.81\text{ton}$
- ここで、 γ_a ：構造解析係数（1.0）
 l_a ：中柱のせん断スパン（2.24m）

②GFRPのせん断補強量

GFRPで要求される設計補強せん断力 V_{GFd} は次のよう計算される。

$$V_{GFd} = V_{yd} - (V_{cd} + V_{sd})$$

$$= 50.81 - (32.20 + 0.0) = 18.61\text{ton}$$

GFRPの吹き付け厚は下記のように計算される。

$$A_{GF} = \frac{V_{GFd} \cdot S_{GF}}{f_{GFud} \cdot (\sin \theta_{GF} + \cos \theta_{GF})} \cdot \left(\frac{\gamma_{bGF}}{Z} \right)$$

$$= \frac{18610 \cdot 100}{680 \cdot (\sin 90 + \cos 90)} \cdot \left(\frac{1.15}{38 / 1.15} \right) = 95.25(\text{cm}^2)$$

ここに、 f_{GFud} ：GFRPの設計引張強度 $816 / 1.2 = 680$ (kg/cm^2)
 θ_{GF} ：GFRPが部材軸となす角度 90

$$z : d/1.15 = 38/1.15$$

S_{GF} : GFRPの単位幅 100(cm)

γ_{bGF} : 部材係数 1.15

これより、GFRPの補強厚 t は以下のように計算される。

$$t = \frac{A_{GF}}{S_{GF}} = \frac{95.25/2}{100} = 0.48(\text{cm})$$

よって、施工管理上からGFRPの吹き付け厚を 6mm として国分寺トンネルの施工を行った。つぎに国分寺トンネルの中柱で想定される応答部材角 θ_{rd} は $6.7 \times 10^{-3} \text{rad}$ であり、GFRP補強の補強保有部材角以下であるのでGFRPのみの耐震補強とした。

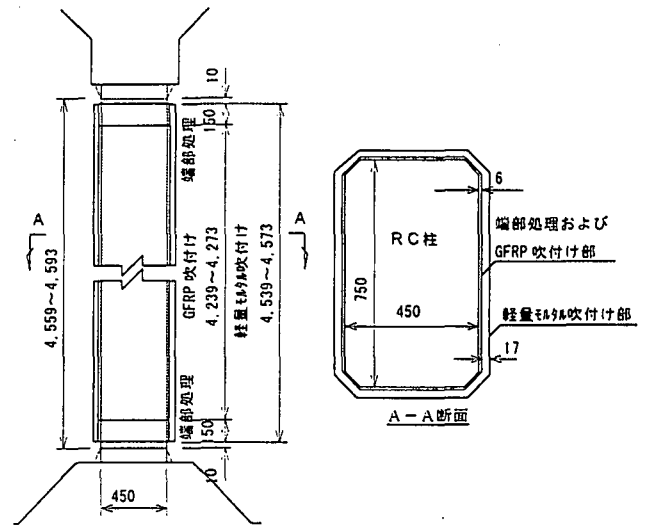


図-6 FRP吹付け補強 施工図

4. 2 施工

(1) 施工手順

FRP吹付け補強工法の施工手順は、補強対象とするRC柱の状況等によって多少異なるが、国立トンネルでは図-7に示す標準仕様で施工を行った。

仕上げ工は軽量耐火モルタルの吹付けによる防火被覆を行った。

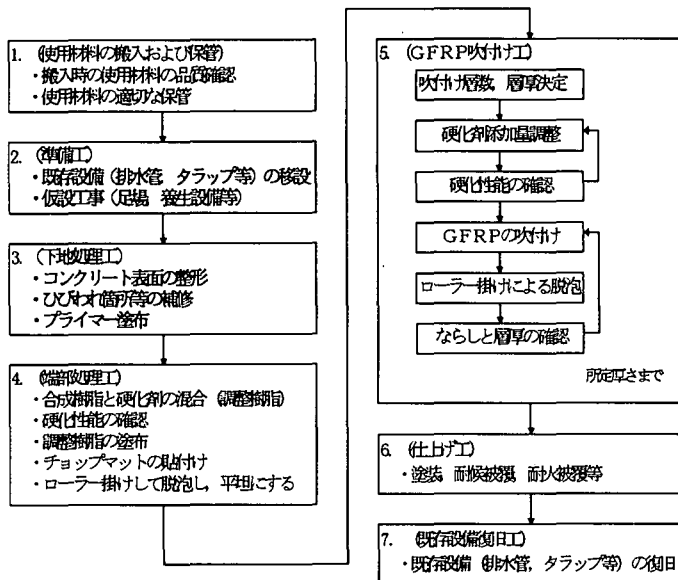


図-7 施工手順

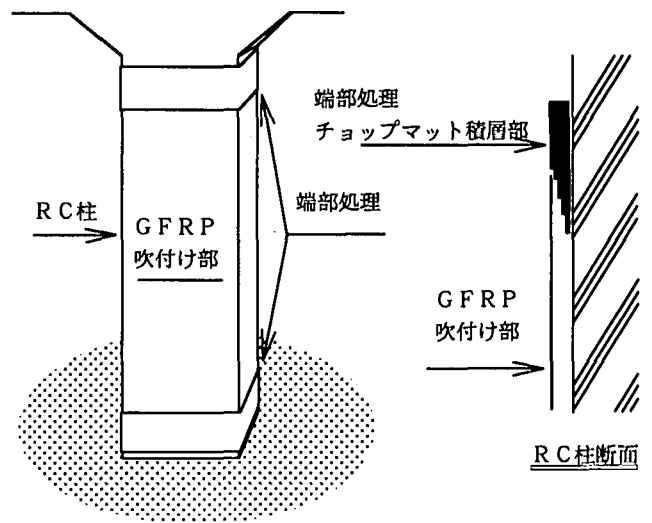


図-8 GFRP吹付け施工

(2) 施工時間

FRP吹付け補強工に係った準備工から片付け・撤去工までの施工時間を表-4に示す。

表-4 工種別施工時間

準備工(段取・養生)	8H		
下地処理工(ケルソ、パテ塗り)	6H	4本(43.74㎡)、7.29㎡/H	
端部処理工	8H	8ヶ所(2.88㎡)、0.48㎡/H	
GFRP吹付け工	39H	4本(40.86㎡)、1.05㎡/H	厚さ計測含まず
モルタル吹付け工	24H	4本(43.74㎡)、1.82㎡/H	ラス網取付、目地取付含む
片付け・撤去工	7H		

表-4の施工時間は実施工時間で、列車通過退避時間、昼休は含まない。GFRP吹付けに関しては列車接近作業にともなう養生シートの取付・撤去、上中下段足場移動にともなう段取り替えの時間を含むものである。



写真-1 GFRP吹付け施工状況

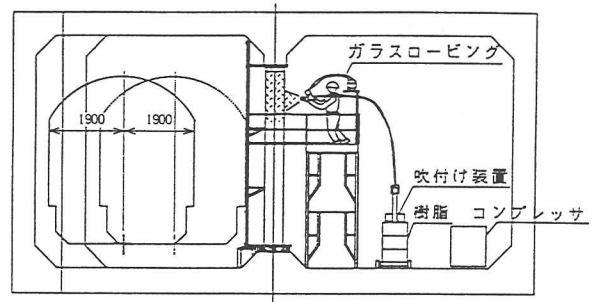


図-9 GFRP吹付け施工状況

(3) 防火被覆

仕上げ工は、通常の火災時の加熱に1時間以上耐える性能を有する準耐火構造として建設省より指定を受けた軽量セメントモルタル(17mm)のラス工法とした。図-10にモルタル吹付け工の施工図を示す。モルタル吹付け工の施工手順は①GFRPの硬化直前にラス取付金具を取り付ける。②樹脂によるトップコートを行う。③ラスを取り付ける。④モルタルを下吹きと仕上げ吹きの2層積層で吹き付け、コテ仕上げする。この手順通りの施工を行った。

使用した軽量セメントモルタルの基本性能は、日本建築学会標準施工仕様書 JASS 15 (左官工事) M-102 既調合ポリマーセメントモルタルの品質基準により試験を行い、合格を確認したものである。

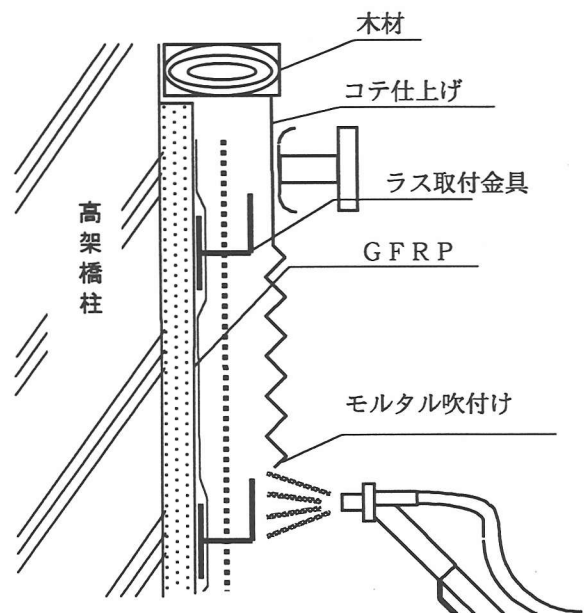


図-10 モルタル吹付け施工

(4) 施工管理

①品質管理

設計・施工指針に準拠し、施工時の品質管理は、GFRPについては現場作製供試体による試験により行った。

供試体作製に先立って、硬化剤添加量及びガラスロービング混入量が適性であることの確認をした。この供試体より JIS K 7054 の A 型引張試験片を5本作製し、JIS K 7054 に準拠して引張試験を行った。表-5に試験結果を示す。

設計・施工指針では、GFRPの引張強度の特性値は強度分散を考慮し 80Mpa としており、現場で作製した試験片の平均引張強さは 100Mpa を越えており、GFRPの設計引張強度は十分に確保されていることを確認した。

表-5 引張試験結果：スプレーアップGFRP-厚さ6mm

試験番号	引張強さ (Mpa)	参 考	
		弾性率 (Mpa)	ガラス繊維含有率 (Wt%)
1	106.9	8853	41.58
2	113.9	8803	41.58
3	104.2	8249	41.98
4	116.6	7912	42.08
5	98.6	8316	42.45
平均	108.0	8426	

②厚さ管理

GFRPの吹付け施工では、コンクリート面の凹凸やローラー圧力等により、形成されるGFRPの厚さにバラツキが生じる。このバラツキは正規分布になることが試験により確認されており、設計・施工指針ではGFRP厚さが設計の厚さを下回る確率が2%以下となるように、設計厚さに2mm加えた厚さを施工上の管理値と設定している。

今回は、設計厚さ6mmに対して管理厚さを8mmとし、4mm2層の施工を行った。図-11に施工後の厚さ実測結果を示す。

厚さの測定は、コンクリートとGFRPの界面反射を確実に捉えられる超音波測定器を使用し、非破壊厚さ検測により1㎡当たり20測点の測定を行った。測定結果は管理値の8mm台を中心にした正規分布となり、設計の6mm厚さを確保することができ、今後の施工においても厚さ管理が可能であることを実証できた。

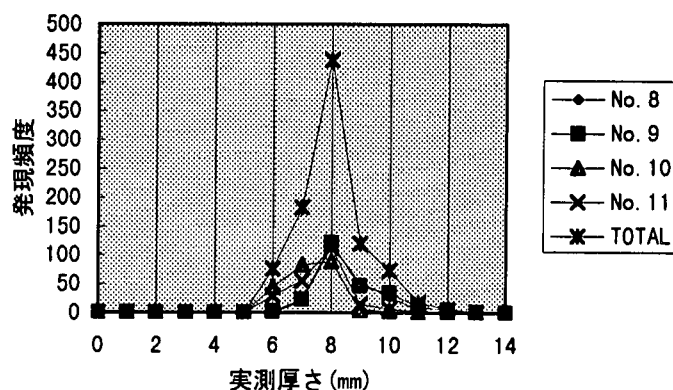


図-11 GFRP厚さ検測による発現頻度

5. まとめ

今回のGFRPによる吹付け補強の実施工では、この工法の特徴である、重機不要の作業性、安全性の確認および施工時の品質管理による耐震性能の確保を目的として施工を行った。軽量・小型の機器・材料の運搬回数は一括で1回と少なく、運搬・移動もほとんど人力で可能で、重機を使用しないことでの安全性およびスムーズな施工場所移動が可能なることで機動性・作業性に優れていることが実証された。また施工時の品質管理も指針に準拠し実施することで、設計の耐震性能を確保できる施工結果であった。

今後は厳しい施工条件の中で、作業性、安全性、経済性に優れたものへの向上を計り、その特徴を生かすことで耐震補強事業へ貢献していきたい。

本工法は、(株)日本製鋼所および大日本インキ化学工業(株)のご協力と、(財)鉄道総合技術研究所のご指導によって開発したものである。ここに謝意を表する。

参考文献

- (1) 鉄道総研報告：兵庫県南部地震被害調査報告書、(財)鉄道総合技術研究所、特別第4号、1996.4
- (2) (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 F R P吹付け補強編、1996.11
- (3) 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