

炭素繊維による既存 RC 橋脚の耐震補強に関する研究 (その 3)

——補強効果の検討と設計法の提案——

小 島 克 朗 岡 野 素 之

大 野 了

(本社 土木技術本部
設計第 1 部)

Study on Earthquake-resistant Capacity of RC Bridge Piers Retrofitted by Carbon Fiber (Part 3)

——Verification of Effects for Retrofitted RC Members and Approach to Design Methods——

Yoshiro Kobatake Motoyuki Okano

Satoru Ohno

Abstract

The main-bars of RC (Reinforced Concrete) bridge piers are cut at the mid-section for low cost construction. The bar's anchor is short, however, and lacks a sufficient number of hoops. As a result, this section may be damaged if a strong earthquake occurs. Therefore, we have developed the seismic retrofitting method using carbon fiber in the construction.

Experiments were conducted on RC members with CFRP, to investigate the flexural, shear and bond strength and the effects on retrofitted piers. CFRP's material properties were also examined. The verification tests and the basic guideline for RC bridge piers were described in former papers. In this paper, the experimental results for retrofitted RC members are discussed, and suitable design methods are proposed.

概 要

通常の RC 橋脚には経済性を考慮して主鉄筋の段落し部が設けられているが、段落し鉄筋の定着長が短いものや帯鉄筋量が少ないものがあり、大規模地震が発生した場合損傷が生じる恐れがある。その対策として、RC 巻き立て工法や鋼板巻き立て工法で補強されているが、これらの工法には各種の問題点がある。そのため、引張強度と弾性率が高く、軽量で耐久性のある炭素繊維を活用する耐震補強工法を考案した。前報(その 1)、(その 2)では、炭素繊維を橋脚に適用する場合の基本的な考え方と実橋脚の 1/3 モデルによる載荷試験を報告した。本報は、これまでに実施した数多くの基礎的な実験的研究を整理するとともに、曲げやせん断に対する部材の補強効果を検討し、それらの設計法について述べている。

1. はじめに

道路交通網が多様化する昨今、道路交通の地震災害に対する安全性を確保することが重要課題となっており、種々の地震対策が行われている。橋梁に関しては、橋台・橋脚の縁端拡幅、落橋防止装置の取付を完了し、現在、鉄筋コンクリート橋脚(以下、RC 橋脚と呼ぶ)の耐震補強が行われている。

通常の RC 橋脚には、経済性から主鉄筋の段落し部が設けられているが、昭和 55 年の道路橋示方書改訂前に設計された橋脚では、段落し鉄筋の定着長が十分でないものや、帯鉄筋量が少ないものがあり、大規模地震が発生した場合、段落し部に致命的な損傷を生じる恐れがある。

その対策として、現在「鋼板巻き立て工法」や「RC 巻き立て工法」による耐震補強が行われている。一方、筆者ら

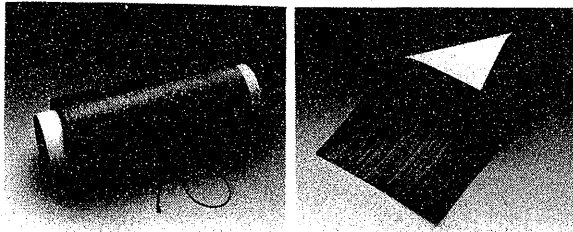
は、炭素繊維を利用した既存 RC 橋脚の耐震補強工法(以下、炭素繊維耐震補強工法と呼ぶ)を考案し、研究してきた^{1),2)}。この工法に関連した研究として、既存 RC 構造の建築の柱や煙突の耐震補強に関するものが報告されている^{3),4)}。

本報は、炭素繊維耐震補強工法を実用化するために、これまでに実施した数多くの基礎的な実験的研究を整理するとともに、曲げやせん断に対する部材の補強効果を検討し、それらの設計法を提案したものである。

2. 耐震補強工法の概要

2.1 使用炭素繊維

炭素繊維耐震補強工法で使用する炭素繊維は、直径が 7~14 μm の連続繊維で高強度・高弾性のものである。石油や石炭ピッチを原料とするピッチ系と、ポリアクリル



炭素繊維ストランド 炭素繊維シート

写真-1 使用炭素繊維の製品形態

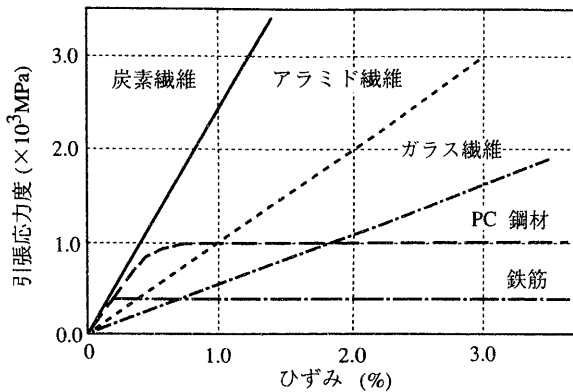


図-1 各種材料の応力～ひずみ関係の比較

ニトリルを原料とする PAN 系の両方を使用し、製品形態は、写真-1 に示すように、ストランドとシートの2種類である。炭素繊維ストランドは、素線を束ねて糸状にしたもので、炭素繊維シートは、素線を一方向に敷き並べてシート状にしたものである。

炭素繊維のストランドやシートのみの引張強度は非常に低く、エポキシ樹脂を含浸させ硬化させた炭素繊維強化プラスチック (Carbon Fiber Reinforced Plastics: 以下、CFRP と呼ぶ) の状態で、炭素繊維の持つ強度を発揮する。CFRP の応力～ひずみ関係を、鉄筋や他の繊維とともに図-1 に示す。CFRP の力学的な特徴は、引張強度が鉄筋と比較して非常に高く、弾性係数が鉄筋とほぼ同じで他の繊維よりも高いが、鉄筋に見られるような降伏現象はなく伸びが小さい。一方、機能的な特徴は、鉄筋と比較して軽量で、錆びないので耐久性が高く、柔軟性がある。

炭素繊維耐震補強工法の概念を図-2 に示す。炭素繊維による補強は、次の2種類が基本となる。

① 「曲げ補強」：コンクリート表面の部材軸方向に貼り付けて主鉄筋を増設し、曲げ耐力を向上させる。

② 「せん断補強」：表面の帯筋方向に巻き付けて帯筋を増設し、せん断耐力を向上させる。

炭素繊維耐震補強工法は、段落し部の上下を①と②で補強して、その部分の耐力を向上させ、基部の曲げ破壊によって橋脚の靱性を発揮させる方法である。基部の

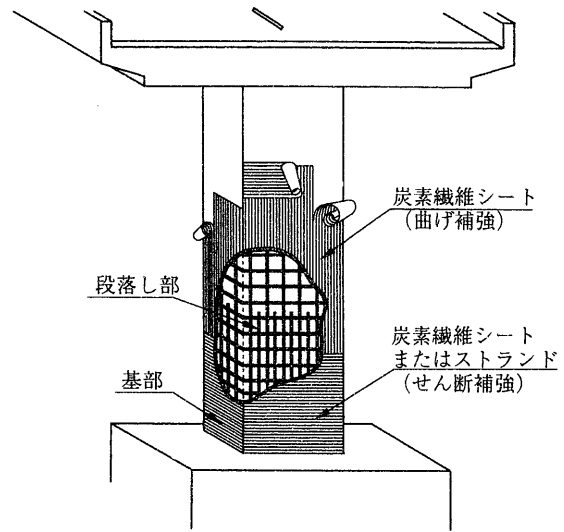


図-2 炭素繊維耐震補強工法概念図

せん断耐力が不足する場合には、基部も②で補強して曲げ破壊させる。

炭素繊維耐震補強工法には、鋼板巻立て工法や RC 巻立て工法と比較して、次のような特徴がある。

- (a) 補強による橋脚重量の増加が少ないため、基礎への影響が少ない。
- (b) 炭素繊維シートを貼り付けるだけなので、補強工事における騒音など環境問題への影響がほとんどない。
- (c) 既存の橋脚を傷めることなく補強できる。
- (d) 補強による橋脚の形状変化がないので、景観を損なわない。
- (e) 錆びない補強材を使用するため耐久性が向上する。
- (f) 特殊な技能や資格を持たない作業員で施工できる。
- (g) 施工に当たり重機を必要としないので、狭い場所でも補強工事ができる。

3. CFRP シートの材料諸特性

この研究では、次の3種類の炭素繊維シートを使用している。

① 炭素繊維 (ピッチ系) の素線を一方向 (Uni Directional, 以下 UD) に敷き並べてシート状にし、エポキシ樹脂を含浸させたもの。(以下、UD プリプレグ)

② ①と同じ状態の炭素繊維 (PAN 系) を、ガラス繊維でクロス状にしたもの。(以下、UD クロス)

③ ①と同じ状態の炭素繊維 (ピッチ系) で、エポキシ樹脂を含浸させていないもの。(以下、UD シート)

3.1 CFRP シートの力学的特性

CFRP の断面は、炭素繊維と樹脂とで構成されている。その引張強度は、炭素繊維が発揮することから、断面内に含まれる繊維の量 (繊維率という) によって決まる。炭素繊維耐震補強工法で使用する CFRP は、現場で貼り付け作業を行って製造することになるので、繊維率のばらつきが大きくなる。そこで、この研究では、CFRP

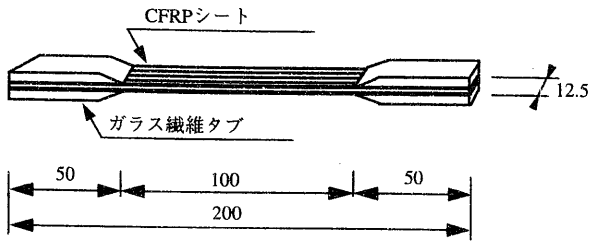


図-3 引張試験片形状・寸法

表-1 CFRP シート試験結果一覧

炭素繊維シートの種類	目付量 グラム	1層の厚さ mm	破断強度 10 ³ MPa		弾性係数 10 ⁵ MPa	
			平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
UD プリプレグ	175	0.0972	3.17	0.24	2.41	0.11
UD クロス	200	0.115	2.90	0.15	2.42	0.06
UD シート	175	0.0972	4.07	0.23	2.34	0.15

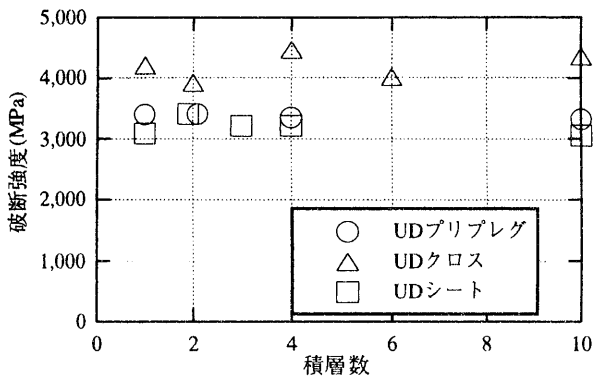


図-4 積層数～破断強度関係

の断面内に含まれる炭素繊維断面積のみで、その材料特性を評価することとしている⁵⁾。なお、既往の研究¹⁾でも同じように評価している。

炭素繊維シート1層の試験片を図-3に、試験結果一覧を、その目付量と、メーカーの公称値による炭素繊維断面積のみで求めた厚さも含め、表-1に、それぞれ示す。試験片の製作と試験の方法は、JIS K 7073「炭素繊維強化プラスチックの引張試験方法」に準拠して行った。

破断強度 (CFRP シートが引張破断した時の強度) の平均値は、3,170 MPa, 2,900 MPa, および 4,070 MPa, 弾性係数の平均値は、 2.41×10^5 MPa, 2.42×10^5 MPa, および 2.34×10^5 MPa である。破断強度は、炭素繊維シートの違いで差があるが、弾性係数は3種類とも近似した値となっている。

また、積層したCFRPの引張試験から得られた積層数と破断強度との関係を、図-4に示す。プロットした値は、試験片5体の平均である。この図から、1～10層を積層したCFRPシートの単位断面積当たりの破断強度はほぼ同じで、1層の試験によって評価することができ

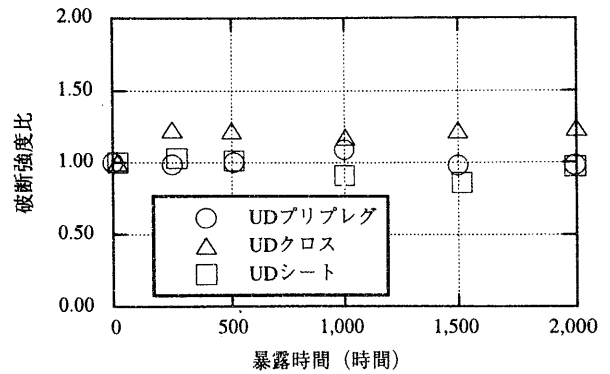


図-5 促進暴露時間～破断強度関係

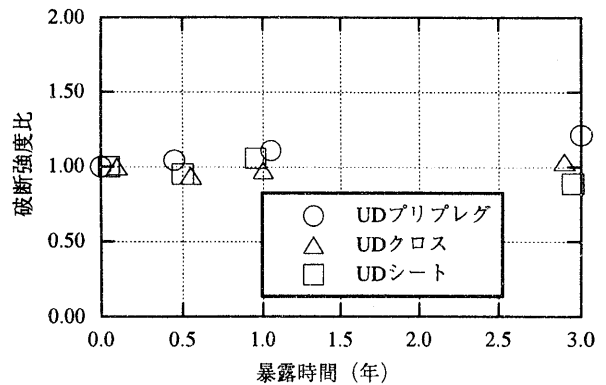


図-6 屋外暴露時間～破断強度関係

るといえる。なお、CFRPシートの弾性係数も、破断強度と同じような試験結果であった。

曲げ補強やせん断補強の設計に使用するCFRPシートの引張強度 (CFRPシートの材料強度として保障される強度) としては、施工現場で手作業で製造することを考慮すると、[破断強度の平均値 - 3 × 標準偏差]とするのが適切であるといえる。この場合、この研究で使用したCFRPシートの引張強度は、2,450 MPaが最小値となる。

3.2 CFRPシートとその接着面の耐久性

炭素繊維耐震補強工法による橋脚の補強では、通常、CFRPシートの表面をモルタルなどで仕上げをするため、CFRPシートは保護されていることになる。この研究では、促進暴露試験と屋外暴露試験により、仕上げがない場合の耐久性について検討した。

CFRPシートの耐久性は、図-3に示した試験片のCFRP部分のみを暴露した。CFRPシートとコンクリート面との接着面の耐久性は、促進暴露ではモルタル板に、屋外暴露では10 cm × 10 cm × 20 cmのコンクリート塊に、それぞれ炭素繊維シートを貼り付けた試験体を暴露した。なお、炭素繊維シートは前記3種類を用いた。

促進暴露試験は、JIS A 1415に基づく、サンシャインカーボンタイプのウエザロメーターを用いて2千時間まで行った⁶⁾。また、屋外暴露試験は、日本道路公団試験研

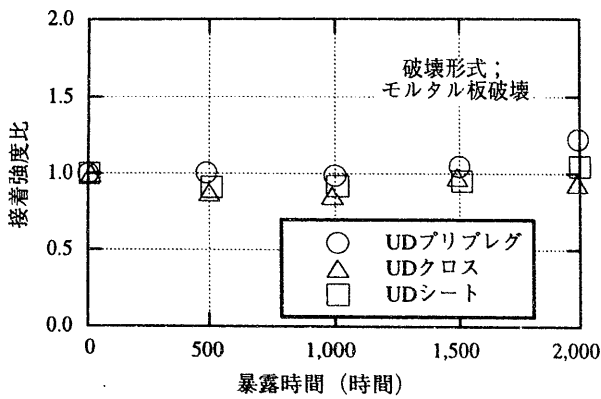


図-7 促進暴露時間～接着強度関係

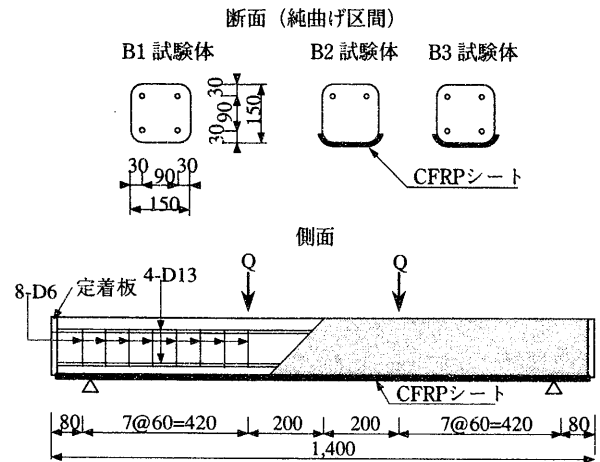


図-9 試験体の形状寸法と配筋

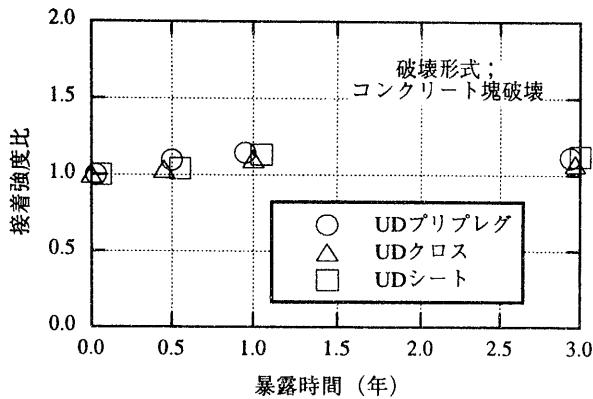


図-8 屋外暴露時間～接着強度関係

表-2 試験体一覧

試験体記号	引張主鉄筋	炭素繊維シートによる補強法	使用炭素繊維シート
B1	2-D13	無補強	なし
B2	なし	曲げ補強1層	UDプリプレグ, UDクロス, UDシートを使用
B3	2-D13		

表-3 使用材料試験結果 (単位: MPa)

材料の種類	鉄筋		CFRPシート*		
	D13	D6	UDプリプレグ	UDクロス	UDシート
降伏強度	3.47×10^2	3.49×10^2	—	—	—
引張強度	4.40×10^2	4.81×10^2	3.02×10^2	3.32×10^2	3.93×10^2
弾性係数	1.87×10^5	2.08×10^5	2.46×10^5	2.62×10^5	2.27×10^5

*CFRPシートの引張強度は、破断強度を示す。

研究所(東京都町田市)の建屋屋上で1991年から実施中である。この節では、促進暴露試験と3年間の屋外暴露試験の概要と接着面の耐久性について述べる。

3.2.1 CFRPシートの耐久性 暴露時間と破断強度との関係について、促進暴露を図-5に、屋外暴露を図-6に、それぞれ示す。プロットした値は、5体の平均である。促進暴露、屋外暴露両者とも、炭素繊維シートの違いで経過がやや相違しているが、暴露による顕著な破断強度の低下はないといえる。

3.2.2 接着面の耐久性 暴露時間と接着強度(5体の平均値)との関係について、促進暴露を図-7に、屋外暴露を図-8に、それぞれ示す。促進暴露では炭素繊維シートの違いによって経過がやや相違しているが、屋外暴露では経過が近似している。この試験結果からは、暴露による顕著な接着強度の低下はないといえる。

接着面の長期性状に関する研究⁷⁾によれば、1万時間の促進暴露で24%、5年の屋外暴露で14%、それぞれ接着強度が低下している。この程度の低下では、補強部材の構造性能への顕著な影響はないと考えられるが、CFRPシートの表面を仕上げ材により保護することが、接着面の耐久性の点でも安全であるといえる。

4. 補強部材の曲げ耐力算定

CFRPシートで曲げ補強したRC部材の構造性能を把握するために実施した曲げ実験⁹⁾の概要と結果を述べると共に、補強部材の曲げ耐力の算定法を検討する。

4.1 実験概要

試験体の形状・寸法と配筋を図-9に、試験体一覧を表-2にそれぞれ示す。試験体は、幅、高さとも15cmの矩形断面をした、長さ140cmの梁型模型である。試験パラメータは、曲げ補強の有無と使用する炭素繊維シートの種類などである。

使用した鉄筋とCFRPシートの試験結果を表-3に示す。試験時のコンクリートは、圧縮強度35.7MPa、弾性係数 2.52×10^4 MPaである。なお、試験体の支点では、CFRPシート部分を直接支持している。

4.2 実験結果とその検討

荷重と変位との関係の例を図-10に示す。CFRPシートによる曲げ補強の有無で比較すると、曲げ補強有りの試験体(B3)は、無いもの(B1)よりも、降

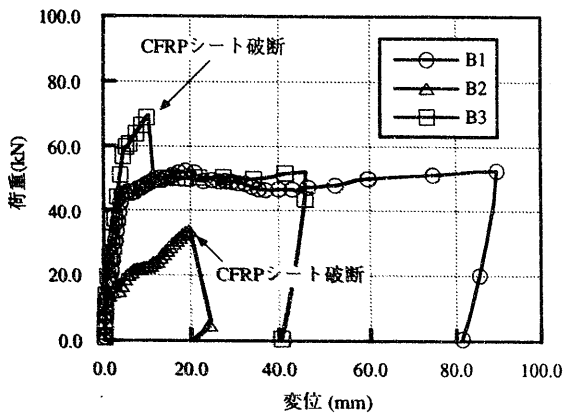


図-10 荷重～変位関係の例

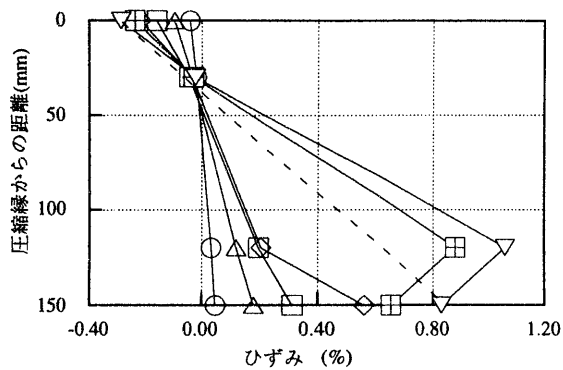


図-11 断面のひずみ分布例

伏荷重と最大荷重(曲げ耐力)が高くなっている。また、純曲げ区間に軸方向引張鉄筋を配筋しないで、CFRPシートのみで曲げ補強した試験体(B2)では、曲げひび割れ発生後荷重が増大している。これらの点から、RC部材のコンクリート表面に貼り付けたCFRPシートは、曲げモーメントによる引張力を負担でき、RC部材の曲げ補強に有効であるといえる。

実験で計測された純曲げ区間における断面のひずみ分布の例を図-11に示す。CFRPシートは、荷重の低い段階から引張力を負担し、断面のひずみ分布は、ほぼ平面保持の状態となっている。引張鉄筋が降伏した後も、点線で示した圧縮側コンクリート、圧縮鉄筋、およびCFRPシートの3点のひずみ分布は、平面保持の状態となっていることが分かる。なお、CFRPシートを貼り付けて補強した、RC梁模型試験体の200万回疲労試験⁹⁾によって、繰り返し回数が増加しても平面保持の状態が成立することを確認している。

4.3 曲げ補強効果の検討

各試験体の破壊抵抗曲げモーメント(曲げ耐力)の実験値と計算値との関係を図-12に示す。曲げ耐力の計算値は、次の規定により算出している。この規定は、道路

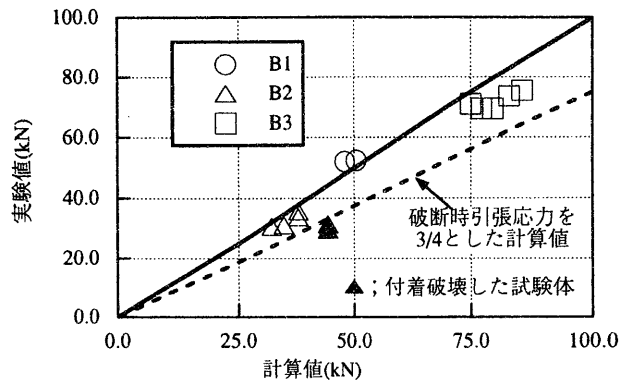


図-12 曲げ耐力実験値と計算値との比較

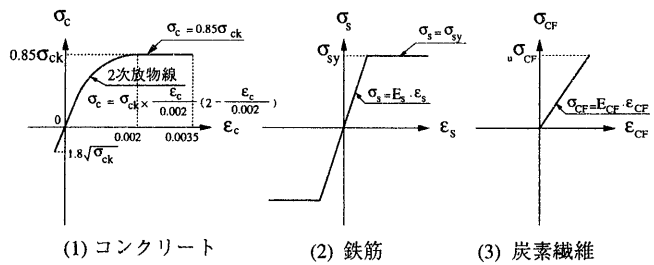


図-13 材料の応力度～ひずみ曲線

橋示方書・耐震設計編に基本的には準拠し、CFRPシートに関する事項を追加している。

- ① ひずみは中立軸からの距離に比例する。
- ② コンクリートの圧縮応力度～ひずみ曲線は、図-13(1)のとおりとする。
- ③ 鉄筋の応力度～ひずみ曲線は、図-13(2)のとおりとする。
- ④ CFRPシートの引張応力度～ひずみ曲線は、図-13(3)のとおりとする。

図に示した計算値は、前述の材料試験結果を用いて求めたもので、CFRPシートの引張応力度の最大値を、材料試験での破断時の応力度としている。図の実験値と計算値とを比較すると、無補強の試験体は両者の値がよく一致している。しかし、CFRPシートで曲げ補強した試験体で曲げ破壊したものは、実験値と計算値との比が0.86～0.99(平均0.90)で、実験値がやや低くなっている。既往の実験⁹⁾でも、実験値と計算値の比が0.71～0.90(平均0.82)となっている。

この低下する原因として、コンクリートのひび割れ面で作用するせん断応力や応力集中の影響が考えられることから、曲げモーメントによる引張力を負担するCFRPシートは、材料試験による破断強度を発揮できないといえる。そこで、負担できる引張応力度を、6章で述べる実験なども考慮し、破断強度の4分の3に低減して求めた計算値を、図-12に示した。この場合には、実験値が計算値よりも15%以上大きくなっており、前記低減率で

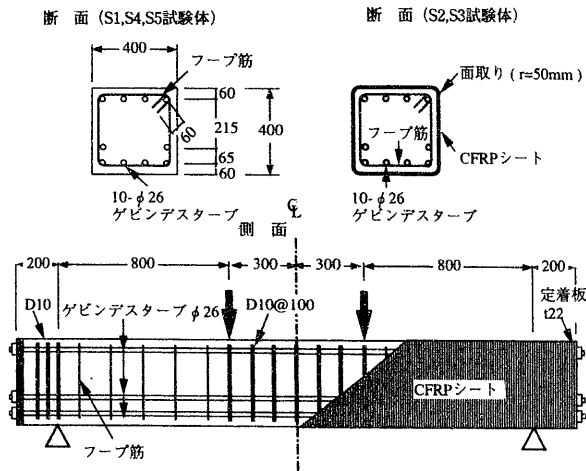


図-14 試験体の形状寸法と配筋

表-4 試験体一覧とせん断耐力実験値

試験体 記号	せん断補強筋						せん断耐力 実験値 10 ² kN	
	帯鉄筋			CFRPシートによる帯筋				
	配筋@mm	p _w %	p _w ・σ _{wy}	補強層数	p _{cf} %	p _{cf} ・σ _{cf}		
S1				無補強	—	—	3.77	3.10
S2	D6@150	0.11	3.77	0.5層	0.029	7.25	11.02	4.36
S3				1層	0.058	14.30	18.10	5.35
S4	D10@150	0.24	8.58	無補強	—	—	8.58	4.34
S5	D10@150	0.36	12.90	無補強	—	—	12.90	4.58

安全側に実験値を評価できるといえる。

積層数が多い場合については、10層までの実験が行われており、補強したRC部材の曲げ耐力は前記の低減率で算定できることが確認されている⁵⁾。また、これらの実験は、一方向の繰返し荷重であり、地震時の正負繰返しの影響が考慮されていない。しかし、補強したRC梁の200万回の疲労試験⁸⁾で、CFRPシートとコンクリートとの接着面が健全であったことや、補強橋脚の正負繰返し加力実験^{10)~13)}で、曲げ補強部が耐力を發揮していたことなどを考慮すると、正負繰返し荷重に対しても適用できると考えられる。

以上の結果から、CFRPシートを貼り付けて曲げ補強したRC部材の曲げ耐力は、CFRPシートの破断強度を3/4に低減し、RC部材に適用されている通常の塑性理論に基づいて算定できるといえる。したがって、曲げ補強設計では、CFRPシートの設計用引張強度 (CFRPシートで補強されたRC部材の耐力を算定する時に用いる強度) は、3章の1節で述べた引張強度を3/4に低減した1,840MPaとなる。

5. 補強部材のせん断耐力算定

CFRPシートでせん断補強したRC部材の構造性能を把握するために実施した実験¹⁴⁾の概要と結果を述べると共に、補強部材のせん断耐力の算定法を検討する。

表-5 使用材料試験結果

使用種別	使用材料の語元	降伏強度 10 ³ MPa	引張強度* 10 ³ MPa	弾性係数 10 ⁴ MPa
帯鉄筋	D6	0.35	0.48	2.08
	D10	0.36	0.52	1.93
CFRP 帯筋	UDクロス 0.5層	—	2.45	2.60
	UDクロス 1層	—	2.42	2.36
主鉄筋	φ26 B種1号	1.00	1.13	2.03

*CFRP帯筋の引張強度は、破断強度を示す。

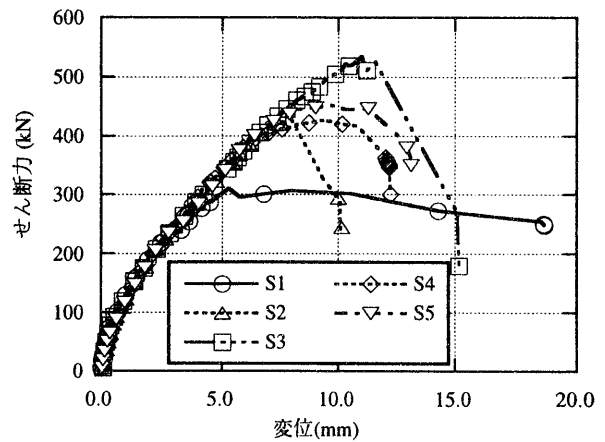


図-15 せん断力～変位関係

5.1 実験概要

試験体の形状・寸法と配筋を図-14に、その一覧を表-4に、それぞれ示す。試験体は、40 cm×40 cmの矩形断面で、断面の4隅を半径5 cmで面取り¹⁵⁾をした長さ260 cmのRC梁模型である。試験のパラメーターは、炭素繊維シート巻き付けによるせん断補強の有無、および鉄筋、炭素繊維シート両者のせん断補強 (帯筋) 量である。

試験体の軸方向引張鉄筋比は全て同じで、2.53%である。また、帯鉄筋比およびCFRPシートによるせん断補強筋 (以下、CFRP帯筋、その量をCFRP帯筋比と呼ぶ) は、それぞれ次式で求めている。

$$P_w = A_w / (b \cdot a_w) \times 100 \dots \dots \dots (1)$$

$$P_{cf} = A_{cf} / (b \cdot a_{cf}) \times 100 \dots \dots \dots (2)$$

ここに、

P_w, P_{cf}: それぞれ帯鉄筋比, CFRP帯筋比

A_w: 帯鉄筋の断面積 (cm²)

A_{cf}: CFRP帯筋の幅1 cmに含まれている炭素繊維のみの断面積 (cm²)

b: 部材の幅 (cm)

a_w: 帯鉄筋の配置間隔 (cm)

a_{cf}: CFRP帯筋の配置間隔で、CFRPシートの場合には A_{cf} に対応させて1 cmとする。

使用した鉄筋とCFRPシートの材料試験結果を表-5に示す。なお、炭素繊維シートは、3章で述べたUDクロス(厚さ0.115mm)を使用した。試験時におけるコンクリートは、圧縮強度30.0MPa、弾性係数 2.83×10^4 MPa、引張強度3.03MPaである。

5.2 実験結果とその検討

各試験体のせん断力と変位との関係を図-15に示す。また、各試験体のせん断耐力実験値は表-4に示した。炭素繊維シート巻き付けによるせん断補強の有無で比較すると、せん断補強したS2・S3両試験体は、補強していないS1試験体よりも、帯鉄筋が降伏する荷重とせん断耐力が共に増大している。それらの増大する割合は、CFRP帯筋による補強量が多いS3試験体の方が大きくなっている。これらのことから、RC部材に巻き付けたCFRPシートは、帯鉄筋と同じように、せん断補強筋としての補強効果を発揮できるといえる。

5.3 せん断補強効果の検討

せん断補強したRC部材のせん断耐力を通常のRC部材で使用されている各種の評価式を用いて比較検討した結果を報告した¹⁴⁾。ここでは、設計に使用する評価式の提案を意図し、道路橋示方書・耐震設計編のせん断耐力式に準拠した、次式の適用性を検討する。

$$P_s = S_c + S_s + S_{cf} \dots\dots\dots(3)$$

$$S_c = \tau_c \cdot b \cdot d / 100$$

$$S_s = p_w \cdot \sigma_{sy} \cdot b \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta) / (1.15 \cdot 100)$$

$$S_{cf} = p_{cf} \cdot \sigma_{cf} \cdot b \cdot d \cdot (\sin \theta' + \cos \theta') / (1.15 \cdot 100)$$

ここに、

- P_s : 補強した部材のせん断耐力 (kN)
- S_c : コンクリートが負担できるせん断耐力 (kN)
- S_s : 帯鉄筋が負担できるせん断耐力 (kN)
- S_{cf} : CFRP帯筋が負担できるせん断耐力 (kN)
- τ_c : コンクリートの平均せん断応力度 (MPa)
- b, d : 部材断面の幅, 有効高 (cm)
- p_w : 帯鉄筋比 [式(1)]
- σ_{sy} : 帯鉄筋の降伏応力度 (MPa)
- θ : 帯鉄筋と部材軸とのなす角度 (rad)
- p_{cf} : CFRP帯筋比 [式(2)]
- σ_{cf} : CFRP帯筋の引張強度 (MPa)
- θ' : CFRP帯筋と部材軸とのなす角度 (rad)

この式は、補強した部材のせん断耐力は、コンクリート、帯鉄筋、およびCFRP帯筋各せん断耐力を累加できるものとし、帯鉄筋とCFRP帯筋を同じ評価式としている。これらは、前述した実験や既往の研究結果¹⁵⁾に基づいている。

前述の実験から得られたせん断耐力とせん断補強量の指標となる $[p_w \cdot \sigma_{sy} + p_{cf} \cdot \sigma_{cf}]$ との関係は、前記評価式(3)による計算値と共に、図-16に示す。計算に用いた値は、 τ_c は道路橋示方書に規定されている値、 σ_{sy} と σ_{cf} は材料試験結果による値で、 θ と θ' は $\pi/2$ rad(90度)とし

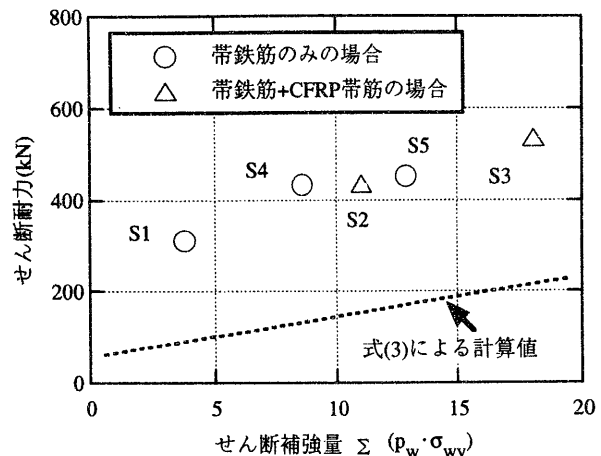


図-16 せん断補強量～せん断耐力関係

ている。なお、炭素繊維ストランドを巻き付けてせん断補強した既往の研究¹⁵⁾では、 σ_{cf} を材料試験による破断強度の2/3の値としている。これは、巻き付けた時に部材の4隅でストランドが円形から偏平な形状に変化し、その部分に応力集中が発生し破断強度が低下するためとしている。また、CFRPストランドの最大ひずみは、材料試験時の破断ひずみ(約1.2%)の7~8割程度となっている。一方、この実験での最大ひずみは、材料試験時の破断ひずみ(約1%)の8~9割程度に達していた。

図-16から、せん断耐力はせん断補強量が増加するに従って、ほぼ直線的に増加していることが分かる。このことは、CFRP帯筋が帯鉄筋と共同してせん断補強効果を発揮していたことを示しているといえる。実験値を式(3)による計算値と比較すると、実験値は計算値の2.35~3.20倍で、実験によって得られたせん断耐力は非常に高い強度となっている。この研究では、CFRPシートが、部材軸方向に連続した帯筋となっており、しかも、コンクリート面に貼り付けている。そのため、せん断ひび割れが開くのを拘束する効果が高く、せん断耐力が高くなったものと推測される。

以上の結果から、炭素繊維シートを巻き付けてせん断補強したRC部材のせん断耐力は、CFRPシートの破断強度を用いて、式(3)で十分安全側に評価できるといえる。しかし、せん断補強設計では、CFRPシートの設計用引張強度を引張強度の3/4に低減した、曲げ補強設計と同じ値とするのが、当面適切であると考えられる。この場合、CFRPシートの設計用引張強度は、1,840MPaとなる。

6. 曲げ補強CFRPシートの付着強度算定

CFRPシートとコンクリートとの界面が剥離して付着破壊が生じると、CFRPが所要の引張強度を發揮する前に、コンクリートとの一体化が損なわれ、橋脚の耐震補強効果が期待できないことになる。曲げ補強では、CFRPシートの補強量に応じて、コンクリートへの部材

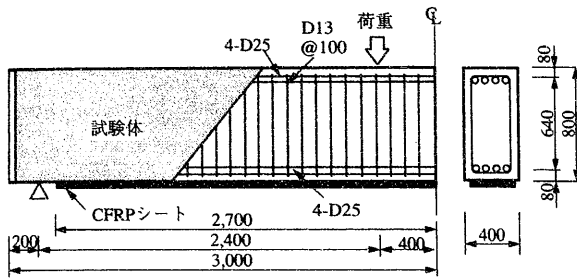


図-17 試験体の形状寸法と配筋

表-6 試験体一覧

試験体 記号	コンクリート		鉄筋		CFRPシート	
	圧縮強度 MPa	弾性係数 10 ⁵ MPa	D25 MPa	D13 MPa	破断強度 10 ⁵ MPa	弾性係数 10 ⁵ MPa
F1	36.3	2.45	降伏強度340	降伏強度325	—	—
F2	34.8	2.38	引張強度529	引張強度486	3.66	2.53
F3			弾性係数 1.88×10 ⁵	弾性係数 1.89×10 ⁵	3.30	2.57
F4	32.9	2.29			2.81	2.52

軸方向の貼り付け長さ(付着面積)を確保する必要がある。

CFRPシートとコンクリートとの付着破壊のメカニズムや付着強度を把握するために実施した実験¹⁶⁾の概要と結果を述べると共に、付着強度の算定法を検討する。

6.1 実験概要

試験体の形状・寸法と配筋を図-17に、試験体一覧を表-6に、それぞれ示す。試験体は、幅40cm高さ80cm、長さ6000cmの矩形断面をしたRC梁型模型で、断面の4隅を半径5cmで面取りしている。試験パラメータは、曲げ補強の有無と炭素繊維シートの貼り付け積層数(曲げ補強量)である。F2試験体では、炭素繊維シートを4層、F3試験体では、同6層、F4試験体では、同10層をそれぞれ貼り付けてある。F4試験体は、10層の炭素繊維シートで補強しているが、その貼り付け幅が他の2体の半分であり、補強量としては、2体の中間の値となる。また、F3とF4両試験体は、曲げ補強のCFRPシートとコンクリートとの付着強度を向上させることを意図して、帯筋方向にもコの字型で炭素繊維シート3層を貼り付けて補強(以下、付着補強と呼ぶ)している。

コンクリート、鉄筋、およびCFRPシートの材料試験結果を表-7に示す。なお、両端部の支点部分ではコンクリート表面を直接支持し、CFRPシートを拘束していない。

6.2 実験結果とその検討

実験結果一覧を表-8に、各試験体の荷重と変位との関係を図-18に示す。

曲げ補強試験体と無補強試験体とを比較すると、前者の降伏荷重と最大荷重は、CFRPシートによる曲げ補強量が多くなるに従って増大しており、補強効果が認められる。各試験体の実験値と計算値との比は、4章で述べ

表-7 使用材料試験結果

試験体 記号	RC部の配筋		CFRPシート補強法	
	主鉄筋	せん断補強筋	曲げ補強	付着補強
F1	引張側圧縮側とも4-D25	D10 @100mm	無補強	無補強
F2			UDプリプレグ4層	
F3	引張鉄筋比0.70%	帯筋比0.64%	UDプリプレグ6層	UDプリプレグ3層
F4			UDクロス10層	UDクロス3層

表-8 実験結果一覧

試験体 記号	降伏荷重 (kN)			最大荷重 (kN)		
	実験値	計算値	比	実験値	計算値	比
F1	343	387	0.89	450	431	1.04
F2	377	424	0.89	546	673	0.81
F3	425	441	0.96	592	764	0.76
F4	383	436	0.88	592	662	0.89

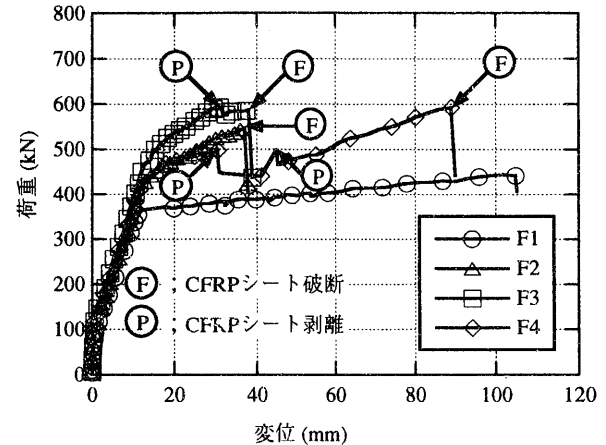


図-18 荷重～変位関係

た内容と近似した結果となっている。

CFRPシートとコンクリートとの付着強度の面で見ると、曲げ補強量が4層で付着補強していないF2試験体は、CFRPシートが破断して最大荷重に達しており付着強度は十分であったといえる。一方、曲げ補強量が6層と10層で付着補強したF3とF4両試験体は、付着切れが発生した。既往の実験結果⁷⁾によれば、付着切れが発生すると、荷重はほとんど増大しないで付着破壊し最大荷重に達している。この実験でも、付着補強をしていなかった場合には付着強度が不足し、付着切れが発生した後付着破壊したと考えられる。このことから、この実験で行った付着補強は効果があったといえる。

6.3 付着強度算定法の検討

曲げ補強したRC部材が曲げモーメントとせん断力を受けた場合、CFRPシートとコンクリートとの界面には、材軸方向のずれに対するせん断応力(付着応力)が発生する。この付着応力がある値に達すると、まず局部

的な付着切れが発生し、その後全面が付着破壊すると考えられる。

前記の F2 試験体の CFRP シートの部材軸方向ひずみ分布を図-19に示す。ひずみ分布は、試験体の中央から左右 100 cm の範囲では、0.8%程度のはほぼ同じ値となっている。隣り合う測点間の差がないことから、付着切れが進行していたと推測される。一方、その範囲外では、0.2%程度から支点に近づくに従って小さくなっており、破断荷重まで付着が健全であったと思われる。ひずみ分布のせん断スパン内における各測点間のひずみの差、すなわち、ひずみ分布曲線の勾配が付着応力度になっていると考えられる。前記の実験で付着切れが確認された F3 と F4 各試験体では、後で述べる式(5)に準じて求めた各測点区間の局部付着応力度は、1.20~1.80 MPa 程度となっている¹⁴⁾。

曲げ補強効果を確保するために、CFRP シートとコンクリートとの必要な付着長さを規定する必要がある。この研究では、曲げ補強部材の最大曲げモーメント位置から CFRP シートの端部までの全体の貼付け長さに着目し、全付着面積から求めた平均付着応力度で設計する方法を検討することとした。

前記の実験結果から求めた平均付着応力度と曲げ補強量(積層数)との関係を、既往の実験結果^{3),7)}も含めて図-20に示す。前記の実験で、付着切れが発生した後 CFRP シートが破断した F3 と F4 両試験体は、付着切れ発生時の荷重を用いて求めている。なお、平均付着応力度は次式で算定した。

$$\tau_{cf} = 100 \cdot T_{cf} / (b_{cf} \cdot l_{cf}) \dots \dots \dots (5)$$

$$T_{cf} = \sigma_{cf} \cdot A_{cf} / 100$$

$$\sigma_{cf} = E_{cf} \cdot \epsilon_{cf}$$

$$A_{cf} = n \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}$$

ここに、

- τ_{cf} : 平均付着応力度 (MPa)
- T_{cf} : 曲げモーメント最大位置での CFRP シートの引張力 (kN)
- b_{cf} : CFRP シートの幅 (cm)
- l_{cf} : CFRP シートの貼り付け (付着) 長さ (cm)
- σ_{cf} : 曲げモーメント最大位置での CFRP シートの引張応力度 (MPa)
- E_{cf} : CFRP シートの弾性係数 (MPa)
- ϵ_{cf} : 曲げモーメント最大位置での CFRP シートのひずみ
- A_{cf} : CFRP シートの断面積 (cm²)
- n : 炭素繊維シートの積層数
- t_{cf} : 炭素繊維シート 1 枚の厚さ (cm)

この式で求めた平均付着応力度 (τ_{cf}) は、CFRP シートが破断して最大荷重に達した試験体では、0.14~0.52 MPa となっている。一方、付着破壊(付着切れ発生を含む)した試験体では、CFRP シートの補強量の多少に関

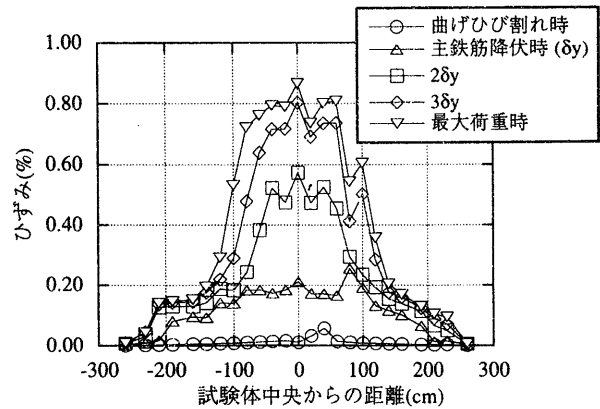


図-19 CFRP シートのひずみ分布例

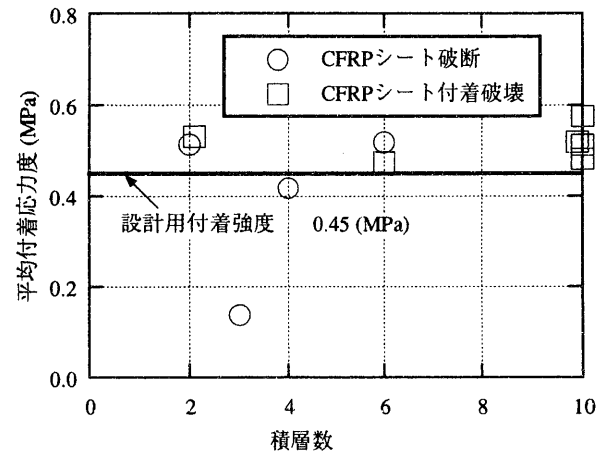


図-20 曲げ補強量~平均付着応力度関係

係なく、0.47~0.58 (平均0.51) MPa と近似した値となっている。この値は、前記局部付着応力度の1/4~1/3である。また、プロットした試験体のせん断スパン比(a/h , a :せん断スパン, h :梁の高さ)は2.7と3.0であるが、補強対象となる橋脚のせん断スパン比は試験体よりも大きくなるので、付着に対しては安全側になると考えられる。

以上の結果から、炭素繊維シートで曲げ補強した RC 部材における、CFRP シートとコンクリートとの平均付着応力度は、前記の式(5)で算定できるといえる。これは、CFRP シートとコンクリートが付着破壊せずに CFRP シートの引張破断で RC 部材の曲げ耐力を規定する場合、CFRP シートの定着長さは、設計用付着強度 0.45 MPa を用いて算定できることを示唆している。

7. 結論

炭素繊維による既存 RC 橋脚の耐震補強工法を実用化するために、曲げやせん断に対する部材の補強効果を検討し、それらの設計法を提案した。この研究成果をまと

めると、次のようである。

① 炭素繊維シートによる耐震補強工法は、既存 RC 部材に対して曲げやせん断の補強効果を発揮し、有効な補強工法に成り得る。

② 炭素繊維シートを2～10層積層したCFRPシートの引張強度や弾性係数は、1層のものと同等である。また、設計に用いるCFRPシートの引張強度は、現場作業等を考慮すると〔破断強度の平均値－3×標準偏差〕で評価するのが適切である。この場合、CFRPシートの引張強度は、2,450 MPaとなる。

③ 既存 RC 部材に貼り付けたCFRPシートは、曲げ補強効果を発揮できる。曲げ補強したRC部材の曲げ耐力は、CFRPシートを完全弾性体とし、その強度を破断強度の3/4に低減させて、通常のRC塑性理論によって算定できる。したがって、CFRPシートの設計用引張強度は、引張強度を3/4に低減した1,840 MPaとなる。

④ 既存 RC 部材に巻き付けたCFRPシートは、せん断補強筋としての補強効果を発揮できる。せん断補強したRC部材のせん断耐力は、CFRPシートの破断時引張強度を用いて、式(3)で安全側に評価できる。しかし、設計に用いるCFRPシートの設計用引張強度は、引張強度の3/4に低減した値を使用するのがよい。この場合、CFRPシートの設計用引張強度の最小値は、 $3/4 \times 2,450 = 1,840$ MPaとなる。

⑤ CFRPシートを貼り付けて曲げ補強したRC部材のCFRPシートとコンクリートとの平均付着応力度は、式(5)により算定することができる。補強されたRC部材が、CFRPシートの付着破壊をさせないためには、設計用付着強度0.45 MPaを用いて算出されるCFRPシートの定着長さを確保する必要がある。

⑥ この研究で、補強する炭素繊維シートとして使用したUDブリプレグ、UDクロスおよびUDシートの3種類は、CFRPシートとしての材料特性は良好で、耐震補強材料として同等に使用できる。

⑦ CFRPシートとそのコンクリートとの接着面の耐久性は、2千時間の促進暴露と3年の屋外暴露の試験結果からは、特に問題とはならないといえる。

謝 辞

この論文は、日本道路公団との共同研究としてCRS研究会の協力を得て実施した研究成果であり、この研究に参画していただいた皆さんに深謝いたします。

参考文献

1) 大野 了, 小島克朗, 勝俣英雄, 岡島豊行: 炭素繊維に

- よる既存 RC 橋脚の耐震補強に関する研究(その1), 大林組技術研究所報 No. 43, p. 33～38, (1991)
- 2) 大野 了, 小島克朗, 勝俣英雄, 岡島豊行: 炭素繊維による既存 RC 橋脚の耐震補強に関する研究(その2), 大林組技術研究所報 No. 44, p. 27～32, (1992)
- 3) 勝俣英雄, 小島克朗: 炭素繊維の巻付けによる既存鉄筋コンクリート柱の耐震補強方法, セメント・コンクリート, No. 497, p. 517～522, (1988)
- 4) 小島克朗, 木村耕三: 炭素繊維による既存煙突の耐震補強, 建築保全, No. 37, p. 37～42, (1988)
- 5) 大林組技術研究所: 多積層のシート状CFRPで補強されたRC部材の曲げ性状, CRS研究会技術資料, No. 4, (1993)
- 6) CRS研究会: 炭素繊維シートを貼付けて補強したRC部材の要素試験, CRS研究会技術資料, No. 1, (1992)
- 7) 木村耕三, 小島克朗: 炭素繊維による補強部材の長期性状, 第9回日本地震工学シンポジウム論文集, p. 2161～2166, (1994)
- 8) 安藤博文, 松田哲夫, 緒方紀夫, 岡野素之, 小島克朗: 炭素繊維による桁補強の検討, 土木学会第48回講演概要集第5部, p. 28～29, (1993)
- 9) 木村耕三, 小島克朗: シート状炭素繊維による既存鉄筋コンクリートの曲げ補強, 土木学会・連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用に関するシンポジウム講演論文報告集, p. 119～122, (1992)
- 10) 松田哲夫, 藤原 博, 東田典雄: 炭素繊維を用いた橋脚の耐震補強効果, 日本道路公団試験所報告28巻, p. 73～84, (1991)
- 11) 藤原 博, 東田典雄, 大野 了, 岡島豊行: 炭素繊維によるRC橋脚の耐震補強効果について(その1 載荷実験), 土木学会第46回講演概要集 第5部, p. 770～771, (1991)
- 12) 松田哲夫, 東田典雄, 勝俣英雄, 小島克朗: 同上題目(その2 設計法), 土木学会第46回講演概要集第5部, p. 772～773, (1991)
- 13) 松田哲夫, 村山 陽, 大野 了, 小島克朗: 炭素繊維により耐震補強された既存RC橋脚の靱性率, 土木学会第47回講演概要集第5部, p. 738～739, (1992)
- 14) 安藤博文, 前田良文, 緒方紀夫, 岡野素之, 小島克朗: 炭素繊維によるせん断補強効果に関する研究, 土木学会第49回年次学術講演概要集第5部, p. 934～935, (1993)
- 15) 小島克朗, 勝俣英雄, 田中常雄: 炭素繊維の巻付けによる既存鉄筋コンクリート部材の耐震補強, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 11, No. 1, p. 861～866, (1989)
- 16) 大野 了, 安藤博文, 緒方紀夫, 小島克朗: 曲げ補強用シート状CFRPの付着性状に関する研究, 第9回日本地震工学シンポジウム論文集第2分冊, p. 2167～2172, (1995)