

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）

——補強法と効果の確認実験——

大野 了 小嶋 克朗
勝俣 英雄 岡島 豊行
(本社 土木技術本部
設計第 2 部)

Study on Earthquake-resistant Capacity of RC Bridge Piers Retrofitted by Carbon Fiber (Part 1)

——Strengthening Method and Verification Tests——

Satoru Ohno Yoshiro Kobatake
Hideo Katsumata Toyoyuki Okajima

Abstract

A new strengthening method for existing reinforced concrete bridge piers with cut-off reinforcing bars in seismic regions is proposed. In this method, rather than using reinforced concrete or steel tubes, carbon fiber is wrapped around the piers. This paper describes the possibility of using carbon fibers for improvement of the earthquake resistance of piers and verification tests with five one-third scale specimens. The test results demonstrate that the method using carbon fiber increases flexural strength at cut-off points, shear strength, and ductility of existing bridge piers, and sufficiently improves the seismic capacity of the piers against severe earthquake ground motions.

概 要

既存の鉄筋コンクリート (RC) 橋脚の中には、主鉄筋の段落し部が設けられているものが多く、地震によりこの位置で被害を受けるケースが、多々報告されている。現在、橋脚の耐震補強として、RC 巻立てや鋼板巻立てに変わる新しい補強工法すなわち炭素繊維の貼付けと巻付けによる工法を開発し、検討を行なっている。

この報告は、橋脚の耐震補強工法に炭素繊維を利用する場合の基本的な考え方と耐震補強の効果を確認するために実施した橋脚の1/3モデルの試験体による静的載荷試験について述べている。

実験の結果から炭素繊維を用いた橋脚の耐震補強工法が、「靱性指向型」の補強として十分な効果を得ることを確認した。

1. まえがき

鉄筋コンクリート（以下、RC と略す）橋脚の中には、大地震の際に主鉄筋の段落し部（橋脚中程で主鉄筋量を減らしている点）において被害が発生したものもあり、それに伴い道路橋示方書が改定された。これを受けて近年ではさまざまな研究がなされ、特に、下部工の耐震補強工法として「RC 巻立て」と「鋼板巻立て」が研究されている。一方、筆者らは炭素繊維を用いた既存の RC 建造物の耐震補強工法を開発し、既存の建物内の柱および煙突の耐震補強として実施している。この工法は、強度と弾性率が高く、軽量で耐久性のある炭素繊維を効果的に使用するもので、①耐震性能の向上が容易、②補強による重量増がわずか、③断面寸法が変化しない、④補強後の剛性が高くなる、⑤補強後の耐久性が向上、など多くの利点を有している。ここでは、炭素繊維による「靱

性指向型」の耐震補強方法と補強効果の確認実験について述べる。

2. 靱性指向型補強

「耐震補強」すなわち建造物の耐震性能を向上させる手法として、強度を高くすること（強度指向型補強）だけでなく、変形能力（靱性能）を向上させること（靱性指向型補強）も考えられる。これは、建造物のエネルギー吸収能力を高くすることに相当する。強度指向型補強と靱性指向型補強を比較して、図-1 および表-1 に示す。強度指向型補強では応答加速度が大きくなるため、付属物（信号案内標識など）が損傷する可能性もあり、また、重量増によって基礎に影響を及ぼす可能性もある。一方、靱性指向型補強は、重量増が少ないことを考慮すると、採用される可能性は十分にあるといえる。

3. 補強方法

3.1 概要

炭素繊維による既存 RC 部材の補強は、次の(a), (b)の2種類が基本であり、両者の組み合わせ (c) も可能である。

(a) 材軸方向に貼付けて曲げ耐力を向上させる「曲げ補強」

(b) スパイラル状にコンクリート表面に巻き付けてせん断耐力を向上させる「せん断補強」

(c) 前記 (a)および (b)の組み合わせ

橋脚の靱性指向型補強方法は、図-2に示すように、まず、段落し部の上下を(c) (=a+b)の方法で補強して、その耐力を向上させ、基部が破壊位置となるように補強する。さらに、基部を(b)の方法で補強して塑性変形能力(靱性能)を向上させる。この炭素繊維による補強方法では、降伏点割線剛性は余り変わることがなく、構造物の固有周期も変わらない。固有周期が地震外力の大きさを規定することを考慮すれば、この補強方法は、同一の外力に対して変形能力(靱性能)のみ大幅に向上させることができる。次に、前記(a)と(b)2種類の補強法の特長について説明する。

3.2 UD プリプレグ貼付けによる曲げ補強¹⁾

UD (Uni-Directional) プリプレグとは、炭素繊維をシート状に一方方向に敷き並べたものである。これを既存 RC 部材の材軸方向の表面に沿ってエポキシ樹脂で貼付け、樹脂が含浸して硬化した状態(以下、この状態をシート状 CFRP と呼ぶ)で曲げ補強する。つまり、主鉄筋をコンクリート表面に増設したことに相当し、曲げ耐力が高くなる。表面に増設したシート状 CFRP は、かぶりコンクリートを介して応力伝達を行ない、主鉄筋の応力を分担するので、定着・付着を確保するために、貼付け前にコンクリートの接着面処理を行なう必要がある。

既存橋脚は段落し部において曲げ破壊が生じることが多い(図-3(a))ので、段落し部の曲げ補強を行ない、基部の曲げ耐力により橋脚全体の耐力が定まるようにする。すなわち、基部の主鉄筋の降伏により耐力が定まるようにシート状 CFRP の補強量を設定する。補強後の曲げ耐力は、平面保持を仮定した通常の曲げ解析によって求めることができる。(6.1参照)

3.3 スtrand 巻付けによる靱性能の向上²⁾

Strand をエポキシ樹脂で含浸させながらコンクリート表面にスパイラル状に巻付け硬化した状態(以下、この状態を CFRP Strand と呼ぶ)でせん断補強を行なう。つまり、帯鉄筋を増設したことに相当し、コンクリートが拘束され、せん断耐力が向上する。既存橋脚では帯鉄筋量が少なく靱性に乏しいことが多いが、このせん断補強を行なうことにより靱性を向上させることができる(図-3(b))。一般に、RC 部材の靱性は帯鉄筋が多いほど向上するが、Strand 巻付けによっても同様の効果が期待できる。

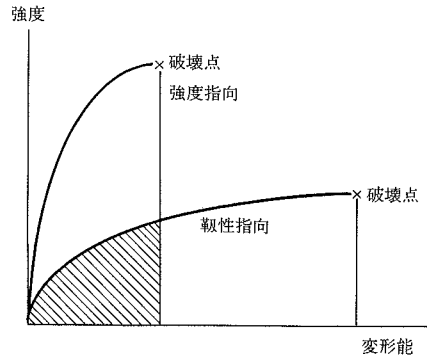


図-1 強度指向と靱性指向

表-1 補強方法の比較

補強方法	重量増	応答変位 (応答加速度)	機能維持
強度指向型 (RC巻立て)	大きい	小 (大)	本体は容易 付属物は困難
靱性指向型 (炭素補強)	小さい	大 (小)	やや変位が 大きい

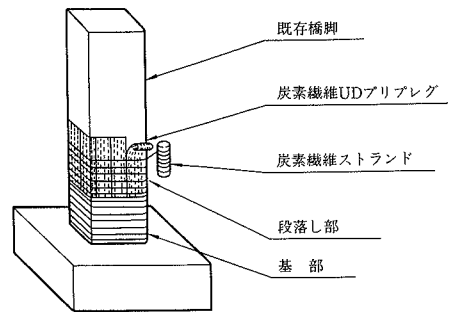
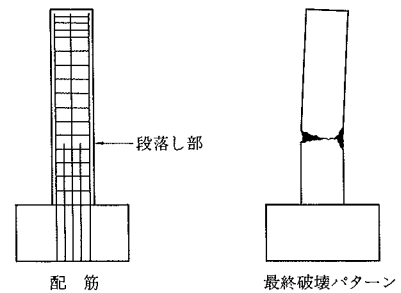
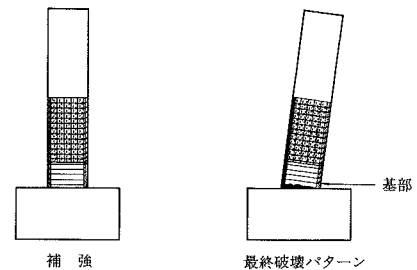


図-2 炭素繊維による橋脚補強



(a) 既存橋脚の段落し部の破壊



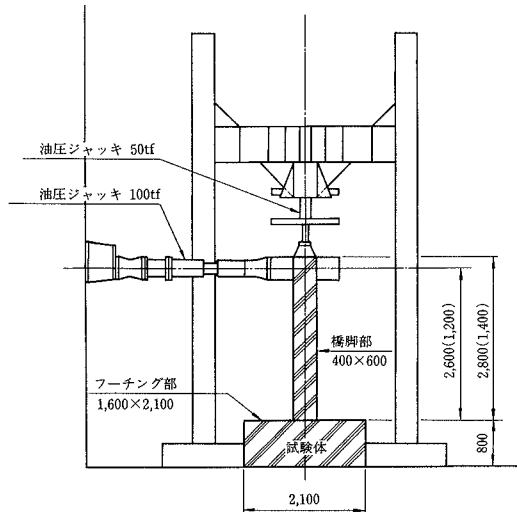
(b) 炭素繊維補強後の破壊

図-3 想定される破壊パターン

表-2 試験体一覧

試験体名	段落し	せん断スパン比	補強範囲	せん断補強率*
HCP-0	有	6.5	無補強(曲げ補強基本試験体)	—
HCP-6R	有	6.5	段落し部の上30cm下25cmをUDアブリレグで補強。段落し部の上30cmからフーチング天端までストランド補強(ストランド2.5mmピッチ)	0.06%
HP-3	無	6.5	フーチング天端より60cmの範囲をストランド補強(ストランド5.0mmピッチ)	0.03%
LP-0	無	3.0	無補強(せん断補強基本試験体)	—
LP-9	無	3.0	フーチング天端より上100cmの範囲をストランド補強(ストランド1.67mmピッチ)	0.09%

*せん断補強率とは、CFRPストランドの補強量を指す(図-12参照)



注) 図の寸法はHPシリーズの寸法である。
()内はLPシリーズの寸法を示す。

図-4 試験体寸法・荷重方法

4. 実験概要

炭素繊維による既存RC橋脚の耐震補強工法の効果を確認するための実験を文献4を参考にして実施した。なお、炭素繊維を用いた同様の実験⁴⁾を併せて総合的に評価することを目的として、実験パラメータを設定した。

4.1 試験体

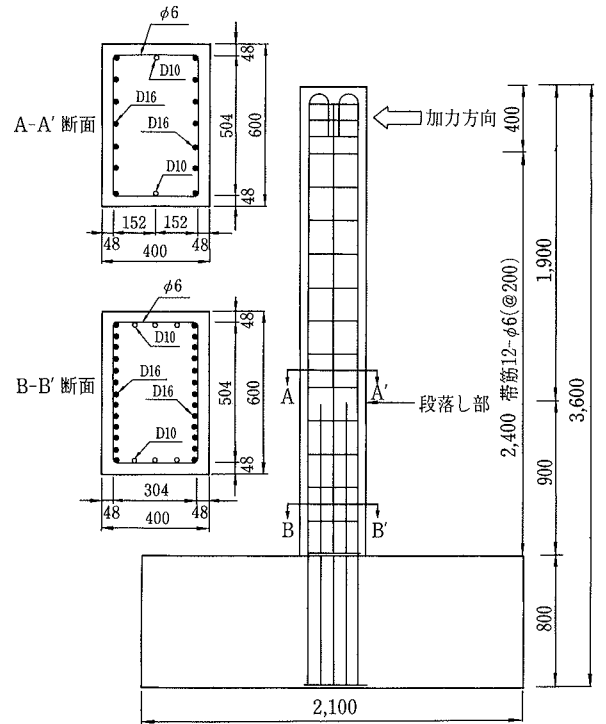
試験体一覧を表-2に示す。試験体は約1/3スケールの計5体である。試験体の寸法・荷重方法(図-4)および配筋(図-5)は文献4に準じた。

実験パラメータは、

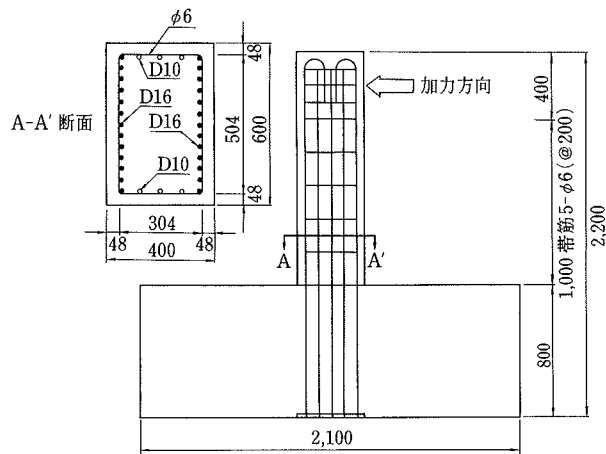
- ① 段落し部の補強の有無・範囲
- ② 基部のせん断補強率
- ③ せん断スパン比

である。

主鉄筋の段落し部を有する既存橋脚をモデル化した試験体HCP-0および、段落し部および基部を補強した試験体HCP-6Rによって、補強効果の有無を確認する。ただし、段落し部の補強範囲は文献4の試験体よりも小さくしている。



(a) HPシリーズ



(b) LPシリーズ

図-5 配筋図

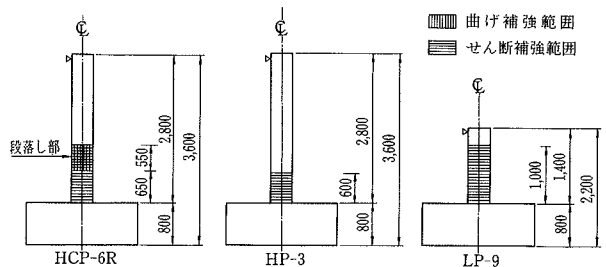


図-6 試験体補強範囲

基部のせん断設計を行なうためには定量的なデータが必要であり、試験体 HP-3では基部補強量を文献4の試験体より少なくした。なお、この試験体では基部に着目したので、段落し部は既に補強されたあるいは段落しがないと考えて、主鉄筋の段落し部を設けなかった。

せん断破壊試験体として、せん断スパン比を小さくした試験体 LP-0, および, それを CFRP ストランドによりせん断補強し, せん断破壊を防止した試験体 LP-9も作成し, 載荷試験を実施した。

それぞれの試験体の炭素繊維の補強範囲を図-6に示す。また, 使用した材料の性質を表-3に示す。

表-3 材料強度一覧

鉄筋降伏強度(引張強度) (kgf/cm ²)	D 16	3,770(5,480)
	D 10	3,760(5,350)
	φ 6	3,370(4,430)
コンクリート圧縮強度 (kgf/cm ²)	フーチング部	362
	橋脚部	296
炭素繊維引張強度* (kgf/cm ²)	シート状CFRP	28,000
	CFRPストランド	29,100

*炭素繊維の実断面積で評価

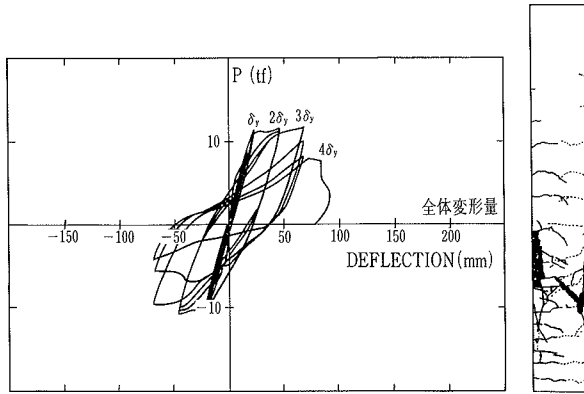
表-4 実験結果一覧

試験体名	ひび割れ荷重(tf)		降 伏		終 局*	
	柱基部	柱中間	荷重(tf)	変位(mm)	荷重(tf)	変位(mm)
HCP-0	2.5	5.0	11.3	22.8 (1/114)	11.7	68.3 (1/38)
HCP-6R	2.5	5.0	13.0	27.0 (1/96)	10.3	201.0以上 (1/13)
HP-3	2.0	5.5	13.0	26.2 (1/100)	14.5	131.0 (1/20)
LP-0	8.0	14.0	9.5	22.6 (1/53)	12.1	24.2 (1/50)
LP-9	5.0	15.0	30.0	10.4 (1/115)	35.9	89.5 (1/13)

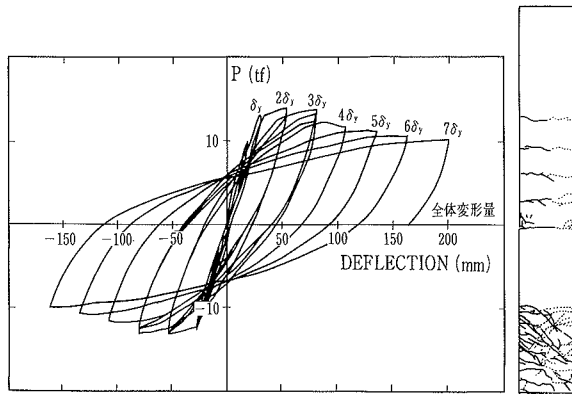
() 内は, 部材角を示す。

* 交番載荷途中で終局状態を迎えた場合は, 過去の最大変位時を終局変位とし, その変位での最大荷重を終局荷重とする。

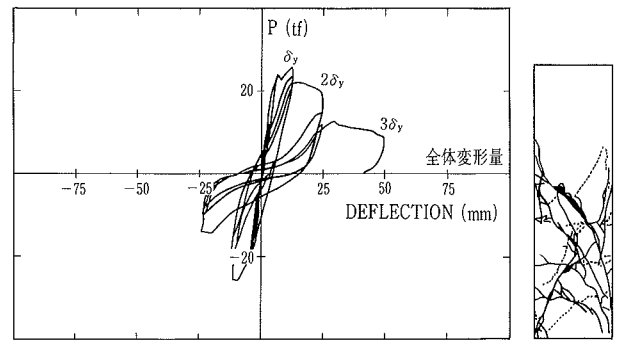
* 終局状態の定義; コンクリートが圧壊した時点または主鉄筋の座屈によりかぶりコンクリートが剥落した時点。



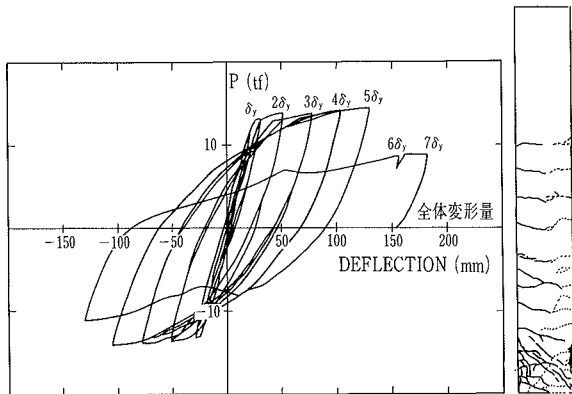
(a) HCP-0



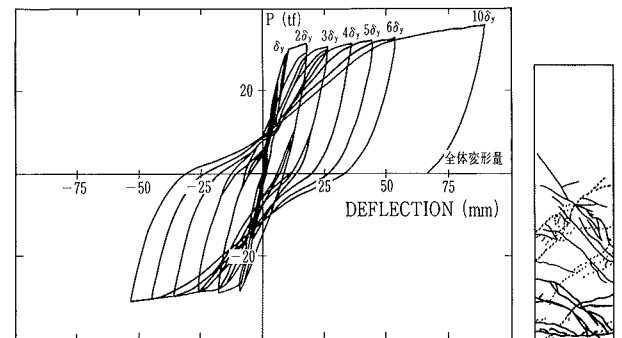
(b) HCP-6R



(d) LP-0



(c) HP-3



(e) LP-9

図-7 荷重～変形関係と実験終了時のひび割れ

4.2 載荷方法

載荷はフーチング部を反力床に固定して片持ち梁形式で行なった。載荷履歴は、主鉄筋のひずみを観察しながら定めた。すなわち、1サイクルではひび割れ発生荷重を、2と3サイクルでは許容引張応力度($\sigma_t = 1,800 \text{ kgf/cm}^2$)に相当する荷重を、4と5サイクルでは地震時における許容引張応力度($\sigma_t = 2,700 \text{ kgf/cm}^2$)に相当する荷重をそれぞれ与えた。6～8サイクルでは主鉄筋が降伏するときの変位 δ_y を与え、以後、 δ_y の整数倍($\delta_y, 2\delta_y, \dots$)の変位振幅で繰り返し載荷を行なった。

5. 実験結果

実験結果の一覧を表-4に示す。また、荷重変形関係と実験終了時のひび割れ状況を併せて図-7④～⑥に示す。以下、各試験体の破壊状況を述べる。

④ 無補強の試験体 (HCP-0)；段落し部の主鉄筋が降伏し、 $2\delta_y$ のサイクルで、段落し部に生じたひび割れが進展し、幅も開いた。続く $3\delta_y$ のサイクルでは、第1回目の負荷荷の途中で段落し部の圧縮鉄筋が座屈してコンクリートが外側にはらみ出し、荷重が低下した。かぶりコンクリートの剝落および圧縮側主鉄筋の座屈が段落し部において明瞭に観察された。

⑤ 補強した試験体 (HCP-6R)；曲げ補強範囲を文献4より小さくしたため、補強した直上において主鉄筋が降伏し、ほぼ同時期に基部の主鉄筋も降伏した。載荷を $4\delta_y$ まで進めるとシート状CFRPの一部にコンクリートとの付着が切れて浮きが生じ、耐力が若干低下した。 $6\delta_y$ のサイクルでは、段落し部から下方の曲げ補強部分のコンクリートが、少しはらみ出した。しかし、変形を $7\delta_y$ まで進めたが耐力は大きく低下することなく、破断はごく一部のCFRPストランドのみに生じた。

③ 基部補強試験体 (HP-3)；主鉄筋は基部において降伏した。変位 $5\delta_y$ の負荷荷時に基部の圧縮側鉄筋が座屈してかぶりコンクリートがはらみ出し、その部分のCFRPストランドが破断して、耐力が低下した。その後、載荷を続けると基部からD (D：橋脚せい)の範囲のCFRPストランドの大部分が破断した。

④ せん断補強基本試験体 (LP-0)；せん断力が大きくなった。試験体側面を斜めに横切るせん断ひび割れが生じ、主鉄筋の一部が降伏すると同時に、せん断破壊した。さらに載荷を続けると、このせん断ひび割れが拡大し、耐力も大きく低下した。

⑤ せん断補強試験体 (LP-9)；せん断ひび割れが生じたものの大きく拡大することなく、主鉄筋が基部において降伏した。載荷を $10\delta_y$ まで続けたが、CFRPストランドは、ほとんど破断することなく、耐力も低下しなかった。履歴ループは荷重=0付近でスリップを起こしており、HCP-6Rと比較すれば、良好とは言えない。これは、せん断スパンが短く、せん断ひび割れが開きやすくなっているためであるといえる。

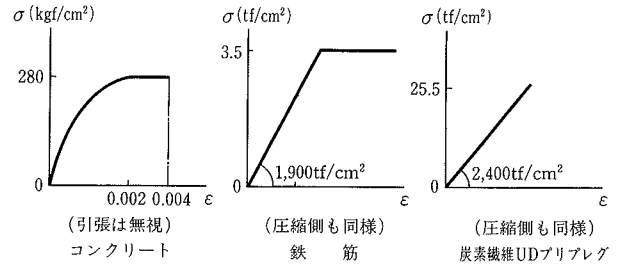


図-8 応力～ひずみ関係

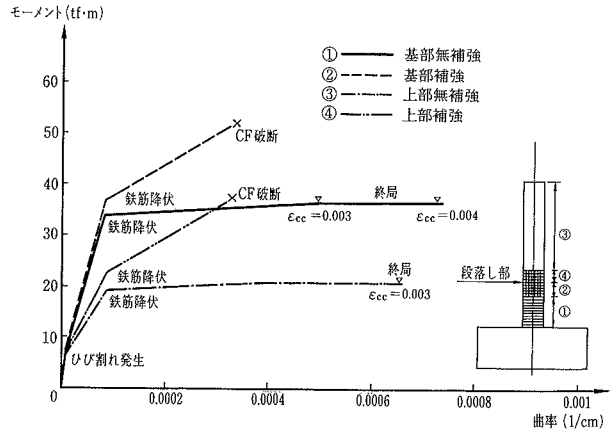


図-9 モーメント～曲率関係

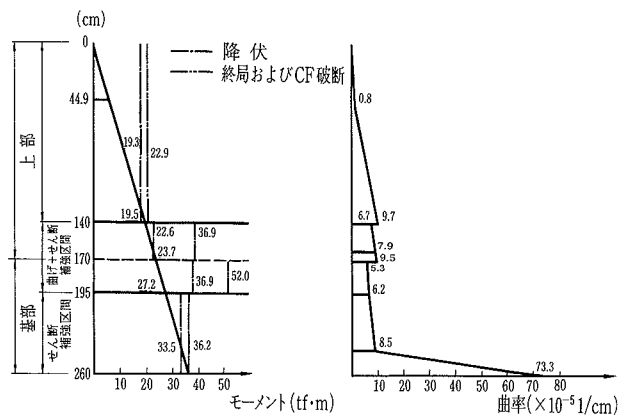


図-10 モーメント・曲率分布 (基部終局時)

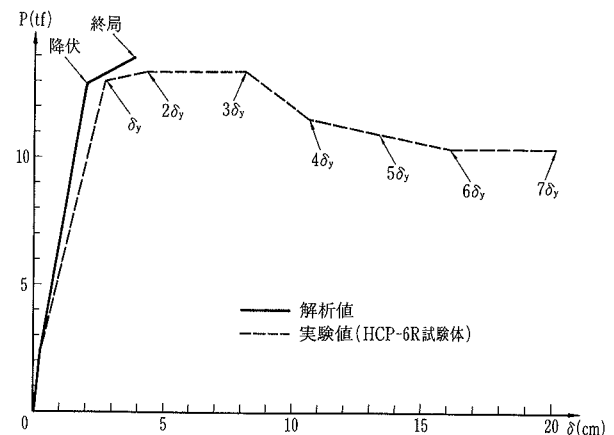


図-11 荷重～変形関係

表-5 文献4との比較

試験体記号	段落し部の補強	基部のせん断補強	最大耐力 (tf)	終局変位 (mm)
本実験	HCP-6R	曲げ補強 (上30cm下25cm) せん断補強有	14.5	131.0 (5 δ_y)
	HP-3	—	13.7	>201.0 (7 δ_y)
文献4	No.3	曲げ補強 (上45cm下45cm) せん断補強無	13.9	110.4 (4 δ_y)
	No.4	—	15.5	>240.0 (11 δ_y)

6. 実験結果の検討

6.1 補強試験体の破壊モード

曲げおよびせん断補強した試験体(HCP-6R)の破壊モードについて、各部の耐力と外力とを比較して論ずる。

まず、各断面のモーメント～曲率関係を平面保持を仮定した通常の曲げ解析手法によって求める。各材料の応力～ひずみ関係を図-8に示す。ここで、シート状CFRPは、圧縮、引張共に有効で、その応力～ひずみ関係は、原点と破断点とを結ぶ直線で示されるものとした。また、せん断補強のCFRPストランドは、コンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu} を大きくすると仮定し、通常0.003または0.0035であるのに対して、 $\epsilon_{cu}=0.004$ とした。解析結果を図-9に示す。この図よりシート状CFRPで曲げ補強した場合は、鉄筋が降伏してもシート状CFRPが破断するまでは、曲率は急増しないことが指摘できる。

これをもとに基部終局時の高さ方向の耐力と外力モーメントの分布を図-10に示す。外力線が、耐力線の内側にあれば、基部のみに塑性変形が集中するはずである。しかし、試験体 HCP-6R では、曲げ補強部上端で、基部終局時には、外力が終局耐力の93.5%とかなり近接しており、降伏耐力と比較すれば、外力の方が高く、塑性変形が進行しているといえる。この事実から基部の降伏と炭素繊維曲げ補強部上端の降伏がほぼ同時に生じたという実験結果を説明することができる。

また、図-11に試験体の荷重～変形関係の実験値と解析値との比較を示す。実験値の方が、ひび割れ以後、剛性が低くなっているが、解析で実験結果を確認するという意味では、まずまずの結果であるといえる。

6.2 せん断補強法に関する検討

文献4と本実験の試験体パラメータおよび主要な結果を表-5に示す。両者のせん断補強方法が異なるため、帯鉄筋比と同様に定義される炭素繊維比 p_f (図-12) を用いて、補強量の指標とした。主鉄筋の段落しがあるHCP-6RおよびNo.3試験体を比較すると、両者とも、曲げ補強により、基部の曲げ降伏を生じさせることができてきた。ただし、No.3では、補強範囲が広がったため、HCP-6Rで観察された補強範囲上端での曲げ降伏は生じなかった。また、HCP-6Rは、段落し部にせん断補強があるので、この補強をしていないNo.3より終局変位が大きくなった。このことから、段落し部のせん断補強は必要であるといえる。

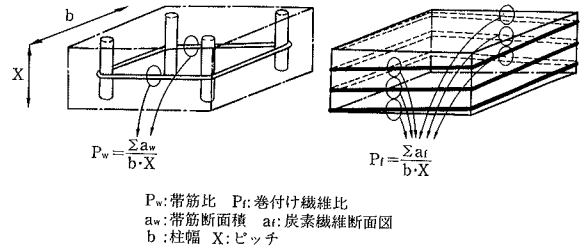


図-12 炭素繊維比

一方、基部のせん断補強量については、 $p_f=0.03\%$ のHP-3では、終局変位が200 mm (7 δ_y) 以上であるのに対し、 $p_f=0.06\%$ のNo.4では、終局変位が、240 mm (11 δ_y) 以上となった。この結果から、この形状の試験体では、せん断補強量として $p_f=0.06\%$ は必要であるといえる。

7. まとめ

既存橋脚をモデルとした試験体と、炭素繊維によって補強した試験体の実験から、以下のことがわかった。

① 段落し部の補強としてUDプリプレグを縦方向に貼付けることによって曲げ耐力が上昇し、橋脚の破壊位置を段落し部から基部に移すことができる。

② 基部の曲げ破壊型の補強としてCFRPストランドを巻付けることによってコンクリートおよび主鉄筋を拘束し、高い靱性能を保有させることができる。また、基部のせん断補強量として、CFRPストランドの量を増加させることによって、コンクリートおよび主鉄筋をより強く拘束し、コンクリートの圧壊・剝落を防止することができる。

③ せん断破壊型の橋脚の補強として基部にCFRPストランドを巻き付けることによって、コンクリートおよび主鉄筋を拘束し、せん断補強することができる。

④ 文献4と本報告の実験結果を総合的に評価すると、炭素繊維による既存RC橋脚の耐震補強が有効であることが検証できる。

謝辞

本実験は、三菱化成(株)との共同研究であり、炭素繊維およびレジンを御提供頂きました。

参考文献

- 1) 木村, 小島, 他: 炭素繊維による既存煙突の耐震補強工法の開発(その1), 大林組技術研究所報, No. 37, p. 73~79, (1988)
- 2) 勝俣, 小島, 他: 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工法, セメント・コンクリート, No. 497, p. 20~29, (1988, 7)
- 3) 石田, 安松, 他: RC巻立てによる橋脚段落し部の補強効果, 土木学会第44回年次学術講演会概要集, p. 482~483, (1989)
- 4) 多久和, 他: RC橋脚の補強効果について, 土木学会第45回年次学術講演会概要集, p. 662~663, (1990)