

# 論文 炭素繊維グリッドと乾式吹付け工法を用いた既存 RC 橋脚の 曲げ耐力向上型補強

宮内 克之\*1・秋田 政人\*2・下枝 博之\*3

**要旨:** 道路橋橋脚の曲げ耐力の向上を目的として、躯体基部塑性域にはアンカー筋を設置し、それに続く躯体部には補強による断面増し厚量をできるだけ小さくするために炭素繊維グリッドを配置して、ポリマーセメントモルタルを乾式で吹き付ける補強方法の有効性と、アンカー筋と炭素繊維グリッドとの継手性能に関して検討した。その結果、提案工法は既存鉄筋コンクリート道路橋橋脚の曲げ耐力向上型の補強方法として極めて効果的であることが確認できた。また、アンカー筋と炭素繊維グリッドとの継手長は断面幅程度確保すれば十分であることが明らかとなった。

**キーワード:** 炭素繊維グリッド, 乾式吹付け, 耐震補強, 曲げ補強, 補強

## 1. はじめに

既存の鉄筋コンクリート (RC) 道路橋橋脚の補強方法としては、コンクリート巻き立て工法、鋼板巻き立て工法、連続繊維シート貼付け工法などが主に用いられている<sup>1)</sup>。著者らは、これまでに炭素繊維グリッド (以下、CFG) と耐久性の良いポリマーセメントモルタル (以下、PCM) の乾式吹付け工法を併用した既存 RC 構造物の耐震せん断補強方法の開発を行なってきた<sup>2)</sup>。道路橋橋脚の多くが水環境や海岸に近い地域にも多く存在すること、河川内橋脚では河積阻害率が問題となることや施工期間が限定されることなどを考慮すると、この工法 (特徴: 耐久性の向上, 少ない断面増し厚量, 良好な施工性による大幅な工期短縮) は道路橋橋脚の補強方法として極めて効果的であると考えられる。

しかしながら、CFG を用いて曲げ耐力の向上を図る場合には、CFG を直接基礎コンクリート中に定着することが困難なこと、橋脚躯体基部の塑性域に CFG が配置されるなど、問題点が多く存在する。そこで、躯体基部塑性域には曲げ耐力の向上を目的としたアンカー筋を設置し、

それに続く躯体部には補強による断面増し厚量をできるだけ小さくするために CFG を配置して、PCM を乾式で吹き付ける補強方法 (以下、提案工法) の開発を行った。

本論文は、断面寸法 400 mm×800 mm の RC 柱に、提案工法によって補強した試験体に対して、正負交番繰返し載荷試験を行い、道路橋橋脚を想定した曲げ耐力向上型補強方法としての提案工法の有効性およびアンカー筋と CFG の継手性能について論じたものである。

## 2. 実験概要

### 2.1 実験計画

実験計画および柱試験時における既設コンクリート、PCM の圧縮強度を表-1、鋼材等の力学的特性を表-2 に示す。また、試験体の概要および補強の詳細を図-1 に示す。

試験体 N は、既存の RC 道路橋橋脚を想定したものであり、材料強度の規格値を用いて、2007 年制定土木学会コンクリート標準示方書<sup>3)</sup> (以下、標準示方書) に基づいて算定したせん断曲げ耐力比 (以下、耐力比) は、約

表-1 実験計画

試験体	アンカー筋	炭素繊維グリッド		柱脚部 横拘束筋 拘束筋量	既設コン クリート 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	補強用 PCM 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	継手長 (mm)
		曲げ補強	せん断補強				
N	—	—	—	—	37.9 呼び強度: 24	—	—
G1	D16-2 本	CFG-8 間隔: 50mm	CFG-8 間隔: 50mm	D13-100mm ρs=0.0056		74.9	400
G2							600

\*1 福山大学 工学部 建築・建設学科 教授 博士 (工学) (正会員)

\*2 アキタ建設 (株) 代表取締役

\*3 (株) クリテック・ジャパン 代表取締役

1.2である。また、道路橋示方書・同解説V耐震設計編<sup>4)</sup>（以下、道路橋示方書）に基づいて計算した結果は「曲げ破壊型」と判定される試験体である。

補強試験体 G1, G2 は、試験体 N に対して引張圧縮面に D16 を 3 本、既設の柱面から 33 mm（鉄筋中心位置）離して配置し、その内の 2 本をアンカー筋として基礎コンクリートに定着している。アンカー筋定着用の削孔は、削孔径 82 mm とし、定着長は 320 mm（ $20\phi$ 、 $\phi$ ：アンカー筋の呼び径）とした。定着には無収縮モルタル（柱試験体実験時の圧縮強度  $70.3 \text{ N/mm}^2$ ）を使用した。

CFG には格子間隔が 50 mm のものを使用した。柱の 4 面に平板状の CFG を設置し、コーナー部には、平板と同種類の L 形に加工された CFG を配置した。

試験体 G1, G2 ともに、せん断補強筋は、標準示方書に基づいて計算された耐力比が 2 程度となるように、50 mm 間隔の CFG-8 を配置した。

アンカー筋と CFG との継手長（躯体基部から後述の継手設計位置までの距離）は、試験体 G1, G2 で、それぞれ

1.0D, 1.5D（D：既存断面の高さ）とした。アンカー筋と CFG との純間隔は、CFG のかぶり厚と同じ 15 mm とした。継手の範囲には、継手性能の確保とじん性向上を目的に、横拘束筋として D13 を 100 mm 間隔で配置した。道路橋示方書に基づいて算定した横拘束筋の体積比は、 $\rho_s=0.0056$  である。

PCM の吹付け厚さは、CFG のみ設置した部分では CFG のかぶり厚 15 mm を考慮して 25 mm とした。継手部では、アンカー筋のかぶり厚を 10 mm とし、64 mm とした。

表-2 鋼材等の力学的特性

	降伏強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	弾性係数 ( $\text{kN/mm}^2$ )
D16(SD345)	378	566	201
D13(SD295A)	348	511	201
D10(SD295A)	333	502	196
CFG-8	—	1,400	100

・CFG の断面積： $26.4 \text{ mm}^2$

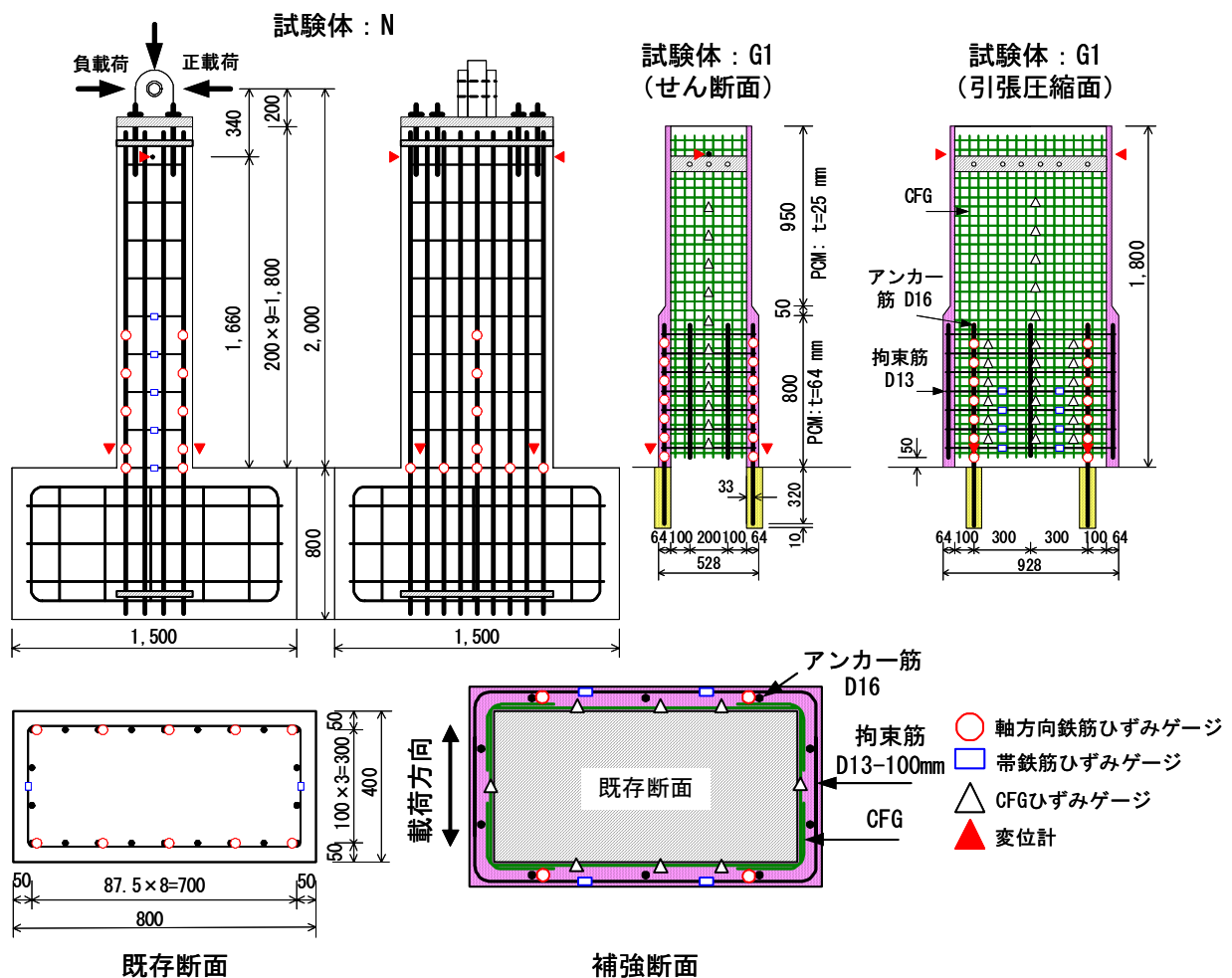


図-1 試験体の概要

## 2.2 アンカー筋と CFG との継手に関する考え方

図-2 に継手の考え方の概要を示す。アンカー筋と CFG との継手の詳細に関しては、以下のような考え方により決定した。

(1) 継手設計位置を決定する。躯体基部における曲げ破壊を生じさせることを前提として、基部塑性域はアンカー筋の範囲とする。本研究の場合、試験体 G1, G2 でそれぞれ基礎から 1.0D, 1.5D の位置を継手設計位置とした。

(2) 継手設計位置から上方へのアンカー筋の定着長は、標準示方書に基づき基本定着長または  $20\phi$  のうち大きいほうの値とする。本研究の場合  $20\phi$  である。

(3) 継手設計位置から下方への CFG の定着長は、グリッド 3 格点分とする。本研究の場合、グリッド間隔が 50 mm の CFG を用いているので、CFG の定着長は 150 mm となる。基部コンクリートの拘束を高め、じん性を向上させることを目的として、CFG は基礎から 50 mm の位置まで延長している。

(4) 躯体基部において確実に塑性化が生じるように、アンカー筋から CFG へと変化する断面変化部の検討を行なう。本研究の場合、継手設計位置における耐力の検討を次式<sup>5)</sup>により照査する。材料強度の規格値を用いて照査した結果、試験体 G1, G2 の値は、それぞれ 1.35, 1.55 となり、確実に躯体基部での曲げ破壊が生じることが予想される。

$$(M_{Ty0} / ht) / (M_{By0} / hb) \geq 1.2 \quad (1)$$

ここに、 $M_{Ty0}$  : 継手設計位置断面の初降伏曲げモーメント、 $ht$  : 継手設計位置断面から水平荷重作用位置までの距離、 $M_{By0}$  : 躯体基部断面の初降伏曲げモーメント、 $hb$  : 躯体基部断面位置から水平荷重作用位置までの距離である。なお、 $M_{Ty0}$  の計算において、既存最外縁の軸方向鉄筋が降伏するときを初降伏時とした。

## 2.3 実験方法

実験は試験体上端をピン機構とした状態で、建研式加力装置を用いて行なった。既存断面の最外縁軸方向鉄筋が降伏ひずみに達したときの荷重点変位（実際には、躯体基部から 1,660 mm の位置における水平変位。以後、便宜上荷重点変位と呼ぶ。） $\delta y$  を基準として、 $\pm 1\delta y$ ,  $\pm 2\delta y$ ,  $\pm 4\delta y$ ,  $\pm 6\delta y$ ,  $\pm 8\delta y$ , ... と変位制御方式で正負交番繰返し荷重を行なった。同一変位での繰返し回数は原則として 3 回とした。軸方向圧縮力として、一定値 640 kN を荷重した。軸方向圧縮応力度は、既存断面に対して  $\sigma = 2.0 \text{ N/mm}^2$  に相当する。水平加力に伴う軸方向圧縮力の変動は、 $\pm 5\%$  の範囲に収まるように随時調整した。

## 3. 実験結果および考察

### 3.1 破壊状況

図-3 に荷重～変位関係を、写真-1 に実験終了後に

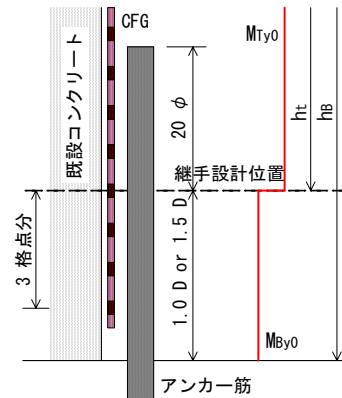
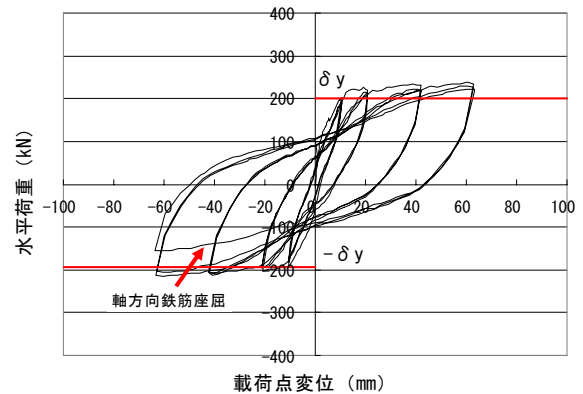
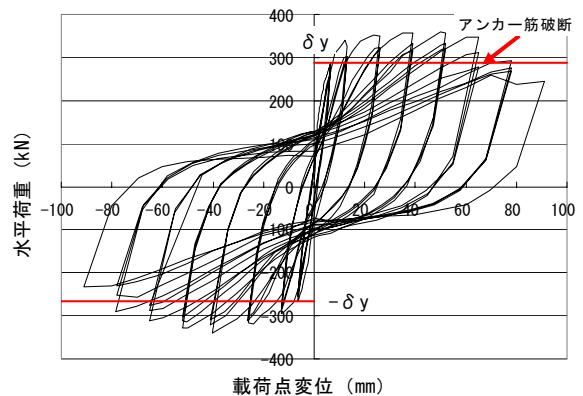


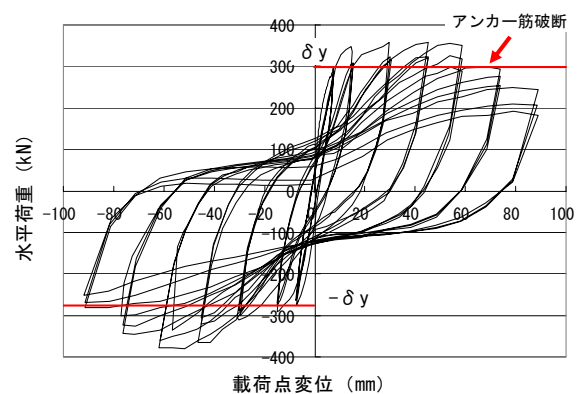
図-2 アンカー筋と CFG の継手の考え方



(a) 試験体 N



(b) 試験体 G1



(c) 試験体 G2

図-3 荷重～変位関係

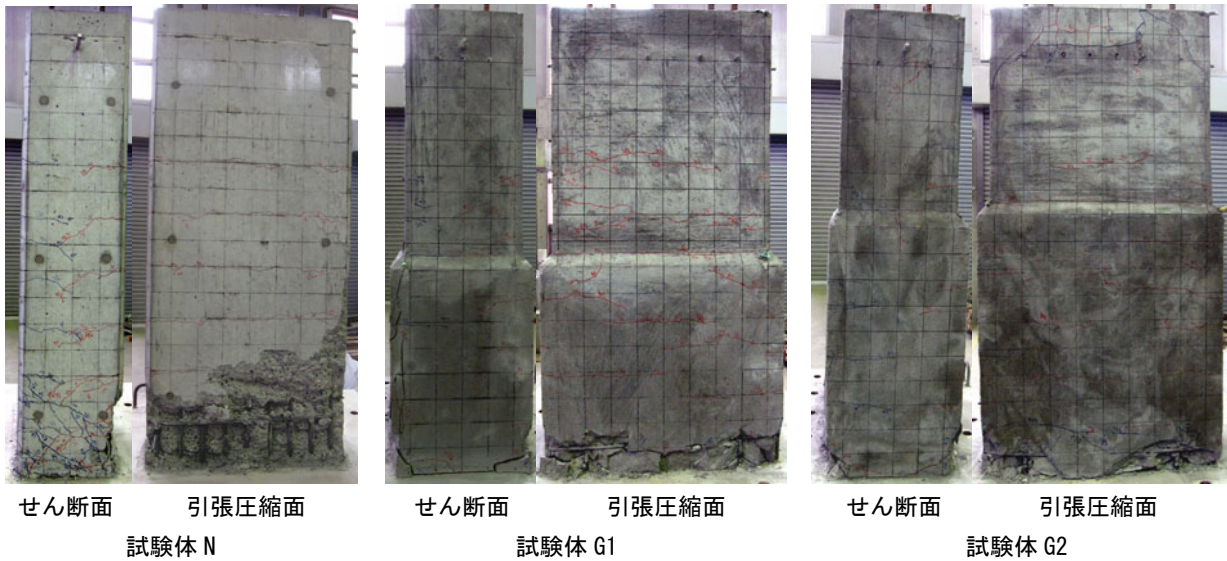


写真-1 試験体の破壊状況

おける試験体の破壊の様子を示す。

(1) 無補強試験体：N

$\pm \delta y$  の初回の載荷時に引張面に基礎から概ね 200 mm 間隔で 1,200 mm の位置まで曲げひび割れが発生した。 $\pm 4 \delta y$  の載荷時には、曲げひび割れの幅が拡大するとともに、せん断ひび割れが発生した。 $\pm 6 \delta y$  の載荷時になると圧縮側コンクリートの圧縮破壊が進行し、 $-6 \delta y$  の 3 回目載荷時に圧縮側の軸方向鉄筋が大きく座屈するとともに、基礎から 400 mm の範囲のかぶりコンクリートが剥落して荷重が低下し終局に至った。軸方向鉄筋の座屈範囲は約 400 mm であった。

(2) 補強試験体：G1：継手長 1.0D

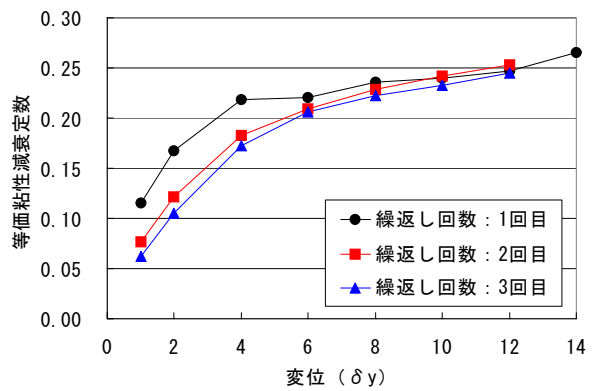
$\pm 2 \delta y$  の載荷時には躯体上部 CFG のみで補強した部分で曲げひび割れが多数発生し、一部はせん断ひび割れに移行した。 $\pm 6 \delta y$  の載荷になると、アンカー筋の抜出しに伴う躯体基部の曲げひび割れ幅が拡大した。 $\pm 8 \delta y$  の載荷時には圧縮側アンカー筋の座屈が確認された。 $\pm 10 \delta y$  の載荷時になるとアンカー筋の座屈に伴うかぶり PCM の剥落が観察されるようになり、 $+10 \delta y$  の 3 回目載荷時には引張側アンカー筋一本の破断が確認された。その後、 $\pm 12 \delta y$  の載荷時にかけて残りのアンカー筋が順次破断した。 $+14 \delta y$  の 1 回目載荷時に、圧縮側継手部かぶり PCM が大きく剥落して終局に至った。アンカー筋の座屈範囲は約 150 mm であった。

(3) 補強試験体：G2：継手長 1.5D

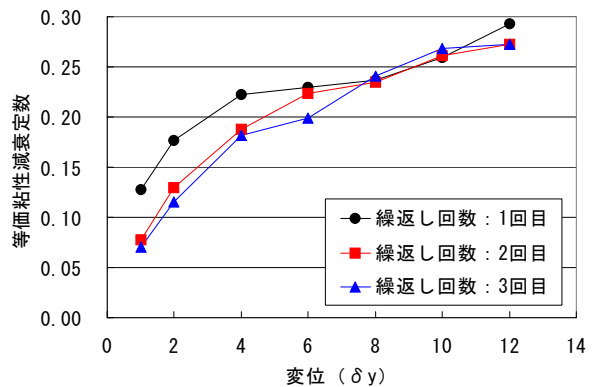
$\pm 6 \delta y$  の載荷終了までに、継手部に概ね 200 mm 間隔で曲げひび割れが発生した。 $+8 \delta y$  の 3 回目載荷時には圧縮側継手部で PCM の剥離が確認され、荷重が低下した。アンカー筋が座屈したものと推察される。目視によりアンカー筋の破断が確認されたのは  $\pm 12 \delta y$  の載荷時であるが、荷重～変位関係における荷重の低下から、実際に

表-3 実験結果一覧表

試験体	降伏荷重 $P_v$ (kN)	降伏変位 $\delta_v$ (mm)	最大荷重 $P_{max}$ (kN)	終局変位 $\delta_u$ (mm)	じん性率 $\mu$
N	197	10.6	227	60.4	5.7
G1	277	6.5	349	81.5	12.5
G2	286	7.5	365	83.9	11.2



(a) 試験体 G1



(b) 試験体 G2

図-4 等価粘性減衰定数の推移

は 10~12  $\delta y$  の載荷時にかけてアンカー筋が破断したものと考えられる。アンカー筋の座屈範囲は約 200 mm であった。

### 3.2 耐震性の検討

表-3 に実験結果および各試験体のじん性率を示す。終局変位は、荷重~変位関係の包絡線において、荷重が降伏荷重を下回らない最大変位とした。無補強の試験体の場合、じん性率が  $\mu=6$  程度であったものが、提案工法により補強することによって、じん性率が  $\mu=11\sim 12$  に増大している。

また、図-4 に補強試験体の等価粘性減衰定数の推移を示す。提案工法によって補強された試験体は、10~12  $\delta y$  の繰返し載荷においても、等価粘性減衰定数が低下することはなく、提案工法によって耐震性が効果的に付与できていることがわかる。

### 3.3 継手性能の検討

図-5 に 1 回目正載荷時の引張側継手部におけるアンカー筋と CFG のひずみの分布を示す。

#### (1) 試験体 G1 : 継手長が 1.0D の場合

$\delta y$  においては、継手区間内におけるアンカー筋と CFG のひずみはよく一致している。CFG の場合、継手部に発生した曲げひび割れのため、基礎から 350, 550 mm の位置でひずみが増大している。8  $\delta y$  においては、曲げひび割れの発生に伴い CFG のひずみが曲げひび割れ位置で増大している。しかし、継手区間内におけるアンカー筋と CFG のひずみはよく一致しており、アンカー筋に発生した引張力が PCM を介して CFG 縦筋に十分に伝達されていることがわかる。

#### (2) 試験体 G2 : 継手長が 1.5D の場合

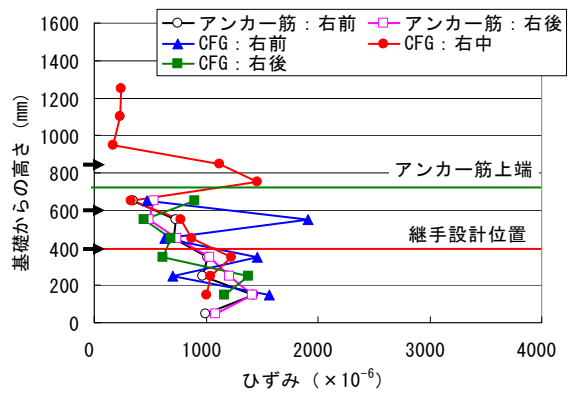
$\delta y$  においては、継手区間内におけるアンカー筋と CFG のひずみは極めてよく一致している。また、10  $\delta y$  においても、継手区間内におけるアンカー筋と CFG のひずみはよく一致しており、10  $\delta y$  という大変形時においてもアンカー筋と CFG の一体性が保たれていることがわかる。

### 3.4 継手断面におけるひずみ分布

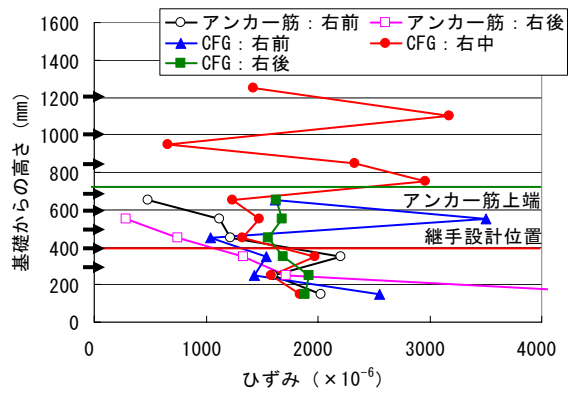
図-6 に、継手設計位置での降伏時における断面のひずみ分布を示す。必ずしも継手設計位置にひずみゲージが設置されていないので、前後のひずみゲージの値を用いて継手設計位置における値に変換したものを表示している。これより、継手設計位置において、降伏時に平面保持の仮定が成り立っており、アンカー筋と CFG との継手が十分に機能していることがわかる。

### 3.5 道路橋示方書に基づいた補強効果の検討

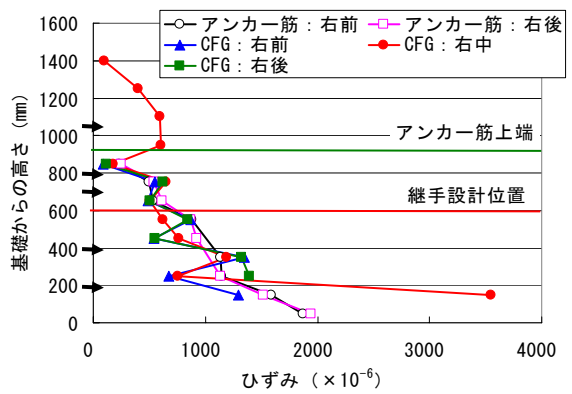
試験体 G1 に関して、レベル2地震動について、道路橋示方書に基づいて計算した結果を表-4 に示す。計算にあたって、材料強度等は表-1, 2 に示す値を用いて



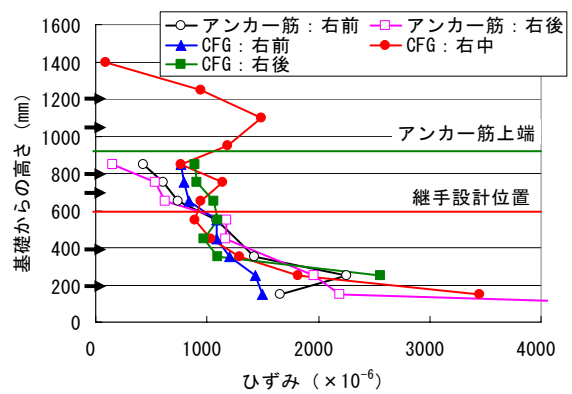
(a) 試験体 G1 :  $\delta y$



(b) 試験体 G1 : 8  $\delta y$



(c) 試験体 G2 :  $\delta y$



(d) 試験体 G2 : 10  $\delta y$

図-5 継手部における補強筋のひずみ  
(→: 曲げひび割れ発生位置)

いる。また、PCM の応力～ひずみ関係等が定量化されていないことから、PCM による断面増の部分は、既設コンクリートの特性で置き換えている。初降伏時は補強用アンカー筋が降伏ひずみに達した時点とした。また、補強試験体の塑性ヒンジ長  $L_p$  に関しては、道路橋示方書による計算値に 0.8 を掛けている<sup>5)</sup>。

図-7 に補強試験体 G1 に関して実験結果と計算結果との比較を示す。実験試験体の場合には、軸方向鉄筋およびアンカー筋の基礎からの抜出しに伴う柱部の剛体回転による変位成分が相対的に大きくなる<sup>6)</sup>。ここでは実験時に、基礎から 100 mm の位置と、基礎との間で計測した相対変位から求めた、鉄筋等の抜出しに伴う変位成分を計算値に加算して比較している。実験結果は計算値よりも安全側に位置しており、提案工法によって補強された既存 RC 道路橋橋脚の耐震性は、道路橋示方書に基づいて耐震設計計算を行なえば、安全側で評価できるものと考えられる。

#### 4. まとめ

曲げ耐力の向上を目的としてアンカー筋と CFG を配置し、ポリマーセメントモルタルを乾式で吹き付ける補強方法が、道路橋橋脚を想定した曲げ耐力向上型の補強方法として適用可能かどうかを検討した。その結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) 提案工法によって曲げ耐力向上型の補強を施した試験体は、大変形での繰返し载荷においても等価粘性減衰定数の値は低下することはなく、非常に優れた耐震性を示した。
- (2) 塑性域に配置したアンカー筋と CFG との継手長は、1.0D 程度確保すれば十分である。
- (3) 提案工法によって補強された既存 RC 道路橋橋脚の耐震性は、道路橋示方書 V 耐震設計編に基づいて耐震設計計算を行なえば、安全側で評価できる。

**謝辞** 本研究で使用した高強度炭素繊維グリッドは日鉄コンポジット(株)小林朗氏よりご提供いただきました。ここに記して感謝の意を表します。

#### 参考文献

- (社) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の震災復旧・耐震補強技術と事例，1998.8
- 宮内克之，清水健蔵：乾式吹付けと炭素繊維グリッドを併用した補強方法の耐震補強効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.1597-1602，2007.7
- (社) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書 [設計編]，2007

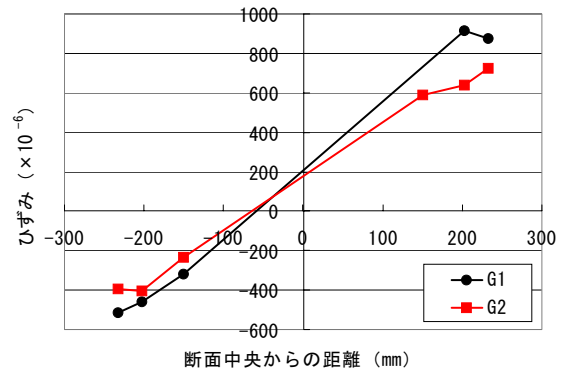


図-6 降伏時断面ひずみの分布

表-4 道路橋示方書に基づく計算結果：試験体 G1

地震動のタイプ		Type I	Type II
ひび割れ発生時	$P_c$ (kN)	83.0	83.0
	$\delta_c$ (mm)	0.57	0.57
初降伏時	$P_{y0}$ (kN)	207.7	207.7
	$\delta_{y0}$ (mm)	6.25	6.25
降伏時	$P_y$ (kN)	255.2	255.6
	$\delta_y$ (mm)	7.69	7.70
終局時	$P_u$ (kN)	255.2	255.6
	$\delta_u$ (mm)	21.79	30.96
塑性ヒンジ長	$L_p$ (mm)	211	211

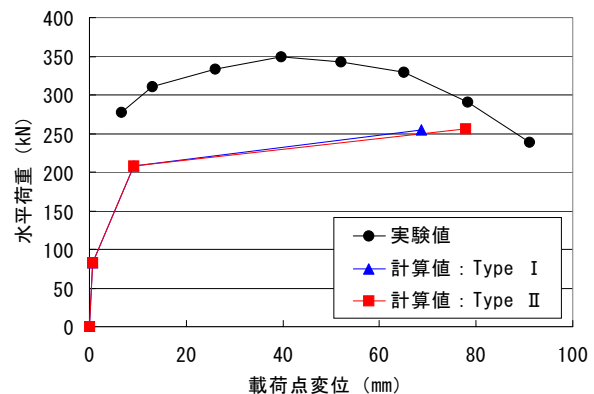


図-7 実験値と計算値との比較：試験体 G1 (レベル 2 地震動)

- (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.3
- (財) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，2005.4
- 星隈順一ほか：载荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法，構造工学論文集，Vol.44A，pp.877-888，1998.3