

# I型断面フレキシブルRC橋脚の復元力特性 及びCFRPシートによる補強に関する検討

大塚 久哲<sup>1</sup>・高 文君<sup>2</sup>・福永 靖雄<sup>3</sup>・今村 壮宏<sup>4</sup>

<sup>1</sup>九州大学大学院工学研究院建設デザイン部門教授  
(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail:otsuka@doc.kyushu-u.ac.jp

<sup>2</sup>九州大学大学院工学府建設システム工学専攻修士課程  
(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail:gao@doc.kyushu-u.ac.jp

<sup>3</sup>西日本高速道路(株)本社技術部技術課  
(〒530-0003 大阪府大阪市北区堂島1-6-20)

E-mail:y.fukunaga.aa@w-nexco.co.jp

<sup>4</sup>西日本高速道路(株)九州支社保全サービス事業部改良課  
(〒810-0001 福岡県福岡市中央区天神1-4-2)

E-mail:t.imamura.ab@w-nexco.co.jp

I型断面フレキシブルRC橋脚とは、山間地の高速道路高橋脚などに用いられる、橋軸方向にフレキシブルな橋脚のことである。この橋脚の特徴として、地震時に耐震壁を通じて、エネルギーを吸収することができる点が挙げられるが、現在の設計ではこの能力が評価されていない。本研究は、既設のI型断面フレキシブルRC橋脚の縮尺模型による水平加力実験から、横方向鉄筋および縦方向CFRPシートの補強効果と、破壊性状、復元力特性および吸収エネルギー能力を明らかにすることを目的としている。骨格曲線は中央壁と両側柱を1本の曲げせん断変形部材と仮定して、曲げとせん断の骨格曲線を合成した4折線型を提案した。実験値と理論値の比較から、耐荷力は安全側に評価できるものの、変位評価に関しては、鉄筋量やシート量を適切に評価して、更なる改良が必要であることがわかった。

**Key Words :** Flexible RC piers, Shear walls, CFRP sheet, Restoring force

## 1. はじめに

I型断面フレキシブルRC橋脚とは、山間地の高速道路高橋脚などに用いられる、橋軸方向にフレキシブルな橋脚のことである。この橋脚の特徴は、地震時に耐震壁を通じて、エネルギーを吸収することができる。本橋脚の橋軸直角方向水平せん断耐力の評価に関し、著者らは文献1)において、慣行のせん断耐力算定式に従えば、例えば後述の標準断面では実験値の60%程度しかせん断耐力を評価できないことを示し、有効RC断面の取り方や評価対象鉄筋に関して、改良の余地があることを指摘した。また、文献2)において、耐力算定式及びせん断耐力に影響を与えるパラメータ、有効断面の設定を検討し、精度の良い算定式の提案を行った。

一方、文献3)、4)において、既設のI型断面フレキシブルRC橋脚の縮尺模型による水平加力実験から、本橋脚はこれまでのせん断破壊や曲げ破壊となる橋脚とは異なる破壊性状を呈することが分かっている。本研究は、横方向鉄筋および縦方向CFRPシ

ートの補強効果と、本橋脚の破壊性状、復元力特性および吸収エネルギー能力を明らかにすることを目的としている。骨格曲線は中央壁と両側柱を1本の曲げせん断変形部材と仮定して、曲げとせん断の骨格曲線を合成した4折線型の復元力特性を提案した。また、実験値と理論値の比較から、耐荷力は安全側に評価できるものの、変位評価に関しては、鉄筋量やシート量を適切に評価することが必要であることを示した。

## 2. 載荷実験の概要

### 2.1 実験供試体と実験ケース

本実験の供試体寸法は、既設のI型断面フレキシブルRC橋脚の平均高さや断面形式の1/10として縮尺したものである。各供試体の橋脚部の高さは2000mm、横方向長さ(幅)は1000mmである。壁部分の内法高さは1800mm、内法長さは500mm、厚さは60mmである。両側柱の断面寸法200×250mmの矩形断面である。供試体と実験載荷装置を写真-1

に示す。载荷に関しては基礎フーチングを PC 鋼棒（8Φ32mm）で反力床に緊結し、500kN オイルジャッキを反力壁に固定させ、供試体頂部の梁部に载荷とした。水平単調漸増载荷としたのは、損傷を受けていない本供試体の水平耐力と破壊メカニズムを知るためである。また、今回の実験では軸力の影響を無視したが、このことは一般に水平耐力に対して安全側の評価となると思われるが、軸力の影響の詳細は別途明らかにする必要がある。

表-1 に実験ケースを示す。供試体 No.1～No.5 は横方向鉄筋が水平耐力に及ぼす影響を確認するため、柱の帯鉄筋および壁の横方向鉄筋（帯鉄筋に相当する）をパラメータとした供試体である。供試体 No.1 を標準断面とし、供試体 No.2 と No.3 は柱の帯鉄筋を増やした供試体、供試体 No.4 は壁の横方向鉄筋を増やした供試体、供試体 No.5 は逆に壁の横方向鉄筋を減らした供試体である。

供試体 No.6～No.8 は鉛直方向 CFRP シートによる補強効果を明らかにするための供試体である。供試体 No.6～No.8 は鉄筋配置をすべて供試体 No.1 と同じとし、表面に一般的な製品である繊維目付 200g/m<sup>2</sup> の CFRP シートを縦（鉛直）方向に貼付した供試体としている。ここで、CFRP シートを縦方向に貼付したのは、本橋脚が I 型断面のため横方向へのシート貼付が困難であり、また後に示すように、ひび割れが鉛直方向より水平方向に近い場合、縦方向のシート貼付により、補強効果が期待できると考えたためである。したがって CFRP シート補強は曲げ耐力と靱性の向上を目指したものとなっている。供試体 No.6 は壁両面を、供試体 No.7 は両側柱全面を、供試体 No.8 は壁両面及び両側柱全面を、それぞれ CFRP シート補強した供試体である（写真-3 参照）。CFRP シートの巻き立てにあたり柱断面の面取りとシートの折り込みは行っていない。

使用した鉄筋は SD345 であり、鉄筋径は柱主鉄筋には D16 及び D10 を、梁主鉄筋には D10 を、柱梁帯鉄筋には D6 を使用した。また、壁横方向鉄筋には D13 及び D10 を、壁縦方向鉄筋には D10 を使用した。梁及びフーチングに関しては、载荷によって壁や両側柱より先に破壊することがないように十

分な配筋と断面寸法を確保している。供試体の配筋図を例えば供試体 No.1 に関して示せば図-1 のようである。各鉄筋の材料特性を表-2 に示す。

また、コンクリートは設計基準強度 24N/mm<sup>2</sup> で配合している。材料試験から得られた各供試体のコンクリート材料特性を表-3 に示す。

表-1 実験ケース

供試体 No.	鉄筋径及び配筋間隔（鉄筋比（％））			
	柱主鉄筋	柱帯鉄筋	壁縦筋	壁横筋
1	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc120 (0.26)	5-D10 (1.19)	D13ctc120 (1.76)
2	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc60 (0.53)	5-D10 (1.19)	D13ctc120 (1.76)
3	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc40 (0.79)	5-D10 (1.19)	D13ctc120 (1.76)
4	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc120 (0.26)	5-D10 (1.19)	D13ctc60 (3.52)
5	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc120 (0.26)	5-D10 (1.19)	D10ctc120 (0.99)
6	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc60 (0.26)	5-D10 (3.27)	D13ctc120 (1.76)
7	6-D16, 2-D10 (3.72)	D6ctc40 (0.26)	5-D10 (1.19)	D13ctc120 (1.76)
8	6-D16, 2-D10 (3.72)	D6ctc120 (0.26)	5-D10 (3.27)	D13ctc60 (1.76)

注：供試体 No.6～No.8 の鉄筋比は CFRP シートも含めた値である。

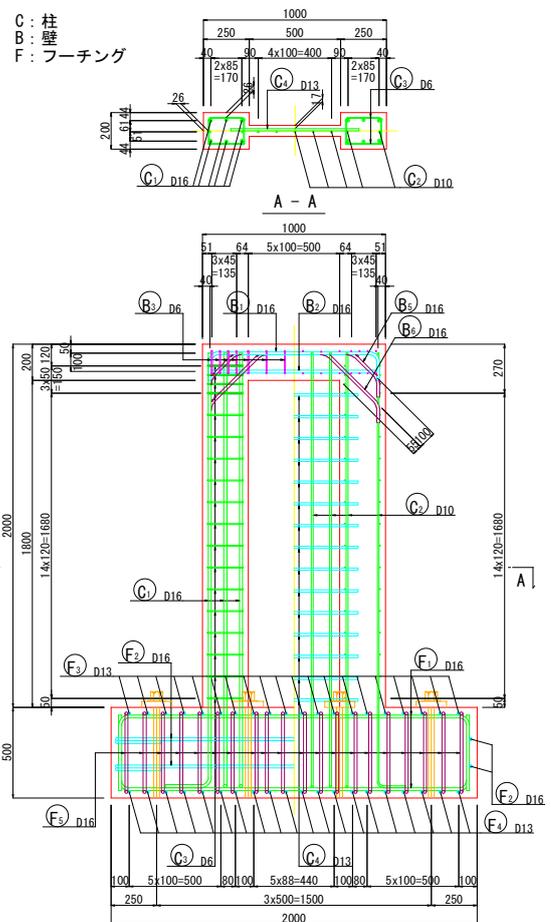


図-1 供試体No.1の配筋図

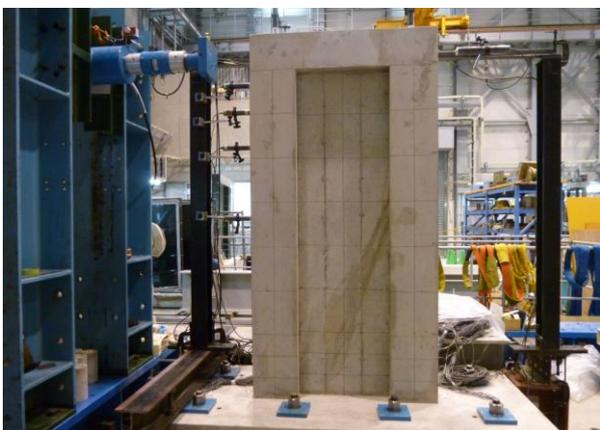


写真-1 実験载荷装置

表-2 各鉄筋の材料特性

鉄筋径	降伏応力 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ (μ)	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )
D 6	409	2045	2.00×10 <sup>5</sup>
D 10	363	1994	1.82×10 <sup>5</sup>
D 13	345	2193	1.79×10 <sup>5</sup>
D 16	385	2152	1.84×10 <sup>5</sup>

表-3 各供試体のコンクリート材料特性

供試体 No.	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	材齢 (日)
1	34.4	3	2.49×10 <sup>4</sup>	18
2	36.7	3.3	2.59×10 <sup>4</sup>	22
3	31.5	3	2.32×10 <sup>4</sup>	20
4	35.7	3.1	2.35×10 <sup>4</sup>	14
5	30.3	3	2.27×10 <sup>4</sup>	17
6	37.6	3.7	2.50×10 <sup>4</sup>	20
7	29.5	3	2.24×10 <sup>4</sup>	17
8	31.7	3	2.32×10 <sup>4</sup>	21

## 2.2 供試体のCFRPシート補強

供試体No.6～No.8のCFRPシート補強の施工手順は以下のものである。写真-2にはCFRPシート補強工法の各段階を示している。

### (a) 表面処理

供試体表面を滑らかにしてCFRPシートの接着性を高めるために、コンクリート表面の研磨処理を行う。施工現場では下地処理とも呼ばれる。

### (b) プライマー処理

コンクリート表面にプライマーをローラーで塗布浸透させることで、コンクリートの表面を強固する。

### (c) パテ処理

CFRPシート貼付位置のコンクリート表面にパテを塗布し、表面整形を行い、CFRPシートの接着性を向上させる。施工現場では不陸修正とも呼ばれる。

### (d) CFRPシート貼付

パテ処理を行った供試体表面に、含浸接着樹脂を塗布し、CFRPシート貼付を行い、ゴムベラ・ローラーなどで十分に押さえ、目詰・脱泡する。

今回の実験では、CFRPシートを縦(鉛直)方向に一層貼付した補強工法を採用したが、施工現場で多層貼付する場合は、塗布と貼付を繰り返す。また、最後に表面仕上げを行って補強工法が完成する。

## 3. 実験結果の概要

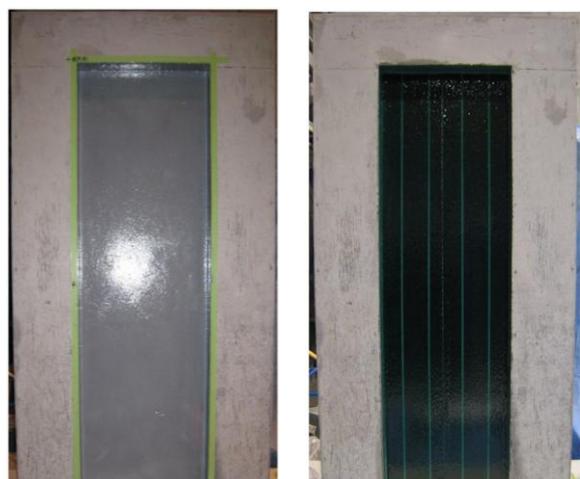
写真-3に各供試体の破壊状況を示す。

横方向鉄筋による補強効果を照査した供試体シリーズにおいては、各供試体の破壊形式には大きな差異はなく、引張側柱の水平曲げひび割れが壁へ伸展して斜めせん断ひび割れとなり、さらに、圧縮側柱へ進展して、圧縮側柱基部の縁端部のコンクリート



(a) 表面処理

(b) プライマー処理



(c) パテ処理

(d) CFRPシート貼付

写真-2 供試体のCFRPシート補強工法

が剥離・欠落し、壁及び圧縮側柱での斜めせん断ひび割れの幅が急激に増加して、圧縮側柱の基部がコンクリート圧壊と共に壁部分がせん断破壊して耐力を失った。

CFRPシートによる補強効果を照査した供試体シリーズにおいては、載荷荷重の増加に伴ってCFRPシートが剥離するものの、最大耐力以降も耐力が維持されて、無補強供試体と同様に圧縮側柱の基部コンクリート圧壊と壁部分のせん断破壊により耐力を失った。

以上から判定すると、横方向鉄筋による補強効果を照査した供試体シリーズにおいて、各供試体の破壊形式は脆性的な曲げせん断圧壊である。CFRPシートによる補強効果を照査した供試体シリーズにおいて、各供試体の破壊形式はCFRPシート補強により延性的な曲げせん断圧壊である。

後に示すように、供試体の荷重-変位曲線は全て、最大耐力をある程度維持できる靱性型を示しており、当該橋脚を水平耐力のみによって評価するのは合理的でない。したがって理論的な骨格曲線の評価方法を検討し、実験結果と比較することにした。



(a) 供試体 No.1

(b) 供試体 No.2



(c) 供試体 No.3



(d) 供試体 No.4



(e) 供試体 No.5



(f) 供試体 No.6



(g) 供試体 No.7



(h) 供試体 No.8

写真-3 各供試体の破壊状況

## 4. 復元力特性の理論的評価

本供試体の中央壁と両側柱を1本の曲げせん断変形部材とし、曲げ変位とせん断変位に対してそれぞれ3折線型の復元力特性を仮定し、曲げモーメントと曲率の関係及びせん断力とせん断変形角の関係を文献5)に準拠して作成する。更に、曲げとせん断の骨格曲線を合成した4折線型の復元力特性を提案する。また、これらの図を荷重と変位に換算して実験値と比較し、当該橋脚の復元力特性の評価方法について考察する。

### 4.1 復元力特性の算定手法

#### 4.1.1 曲げ復元力特性

供試体の曲げモーメント ( $M$ ) と曲率 ( $\phi$ ) の関係には図-2のような3折線型の復元力特性を仮定する(文献5)の図を一部修正した。図-3も同じ)。

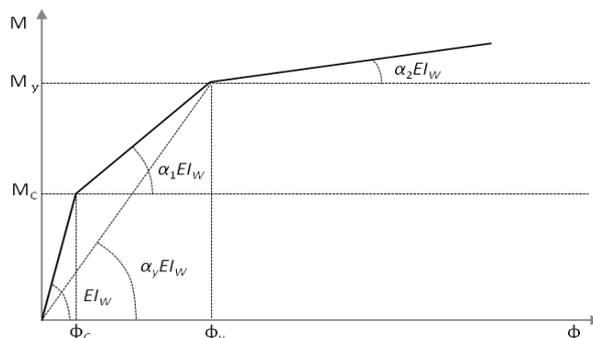


図-2 供試体の曲げモーメントと曲率の関係図

第1剛性 ( $EI_w$ ) において、 $E$ はコンクリートのヤング係数で、 $I_w$ は両側柱を含めた中央壁の断面2次モーメントである。

第1折点モーメント ( $M_c$ ) は、供試体の曲げひび割れモーメントで、式(1)で算定する。

$$M_c = 1.8\sqrt{F_c} Z_w + Nl/6 \quad (1)$$

ここに、

$F_c$ : コンクリートの設計基準強度、ただし、各供試体の材料試験から得られたコンクリートの圧縮強度の差異を考え、表-3の値を使用した。

$Z_w$ : 供試体の断面係数

$N$ : 供試体の軸方向力

$l$ : 供試体の全長

第2折点モーメント ( $M_y$ ) は、供試体の曲げ降伏強度とし、式(2)で算定する。CFRPシートにより補強した供試体に対しては、CFRPシートを鉄筋と同様に考えて、式(2)の第1項及び第2項後半においてCFRPの効果を考慮する。

$$M_y = (a_t \sigma_y + a_{cf} \sigma_{cy}) l_w + 0.5 \sum (a_w \sigma_{wy} + a_{cw} \sigma_{cwy}) l_w + 0.5 N l_w \quad (2)$$

ここに、

- $a_t$  : 引張側柱の主筋断面積の合計
  - $\sigma_y$  : 引張側柱の主筋の降伏強度
  - $a_{cf}$  : 引張側柱のCFRPシート断面積の合計
  - $\sigma_{cy}$  : 引張側柱のCFRPシートの設計引張強度
  - $a_w$  : 中央壁の縦筋の断面積の合計
  - $\sigma_{wy}$  : 中央壁の縦筋の降伏強度
  - $a_{cw}$  : 中央壁のCFRPシートの断面積の合計
  - $\sigma_{cw}$  : 中央壁のCFRPシートの設計引張強度
  - $l_w$  : 供試体の両側柱の中心間距離
- 降伏点剛性低下率 ( $\alpha_y$ ) は、式(3)で算定する。

$$\alpha_y = \frac{w M_y}{EI_w \phi_y} \quad (3)$$

ここに、 $\phi_y$  : 第2折点の曲率

第1剛性低下率 ( $\alpha_1$ ) は、式(4)で算定する。

$$\alpha_1 = (w M_y - w M_c) / (w M_y / \alpha_y - w M_c) \quad (4)$$

第2剛性低下率 ( $\alpha_2$ ) は、式(5)の値とする。

$$\alpha_2 = 0.001 \quad (5)$$

#### 4.1.2 せん断復元力特性

供試体のせん断力 ( $Q$ ) とせん断変形角 ( $\nu$ ) の関係には図-3に示す3折線型の復元力特性を仮定する。

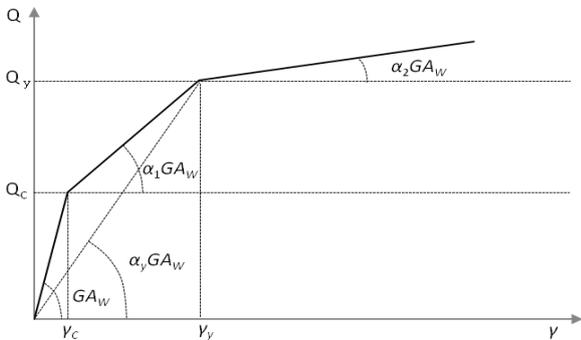


図-3 供試体のせん断力とせん断変形角の関係図

第1剛性 ( $GA_w$ ) において、 $G$ はコンクリートのせん断弾性係数で、 $A_w$ はせん断有効断面積である。

第1折点せん断力 ( $Q_c$ ) は、供試体のせん断ひび割れ強度とし、式(6)で算定する。

$$Q_c = (\tau_{sc} \cdot t l_w / k_w) \Phi \quad (6)$$

ここに、

- $\tau_{sc}$  : コンクリートのせん断ひび割れ強度で、式(7)で算定する。
- $t$  : 中央壁の厚さ
- $l_w$  : 供試体の両側柱の中心間距離
- $k_w$  : 供試体の面積の補正係数で、式(8)で算定する。

$\Phi$  : せん断ひび割れ信頼強度算出用の低減係数で、式(9)で算定する。

$$\tau_{sc} = \sqrt{c \sigma_t (c \sigma_t + \sigma_0)} \quad (7)$$

ここに、

$c \sigma_t$  : コンクリートの引張強度で、式(10)で算定する。

$\sigma_0$  : 柱の軸方向応力度

$$k_w = \frac{3(1+u)\{1-u^2(1-\nu)\}}{4\{1-u^3(1-\nu)\}} \quad (8)$$

ここに、

$u$  : 供試体の断面長さの補正係数で、式(11)で算定する。

$\nu$  : 供試体の断面幅の補正係数で、式(12)で算定する。

$$\Phi = 0.77 \sim 1.0 \quad (9)$$

$$c \sigma_t = 0.396 \sigma_B^{0.73} \quad (10)$$

ここに、 $\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度

$$u = \frac{l'}{l' + \sum D_c} \quad (11)$$

ここに、

$l'$  : 中央壁の内法長さ

$\sum D_c$  : 供試体側柱のせいの和

$$\nu = t/b_c \quad (12)$$

ここに、 $b_c$  : 供試体側柱の幅

第2折点せん断力 ( $Q_y$ ) は、供試体の終局せん断強度とし、式(13)で算定する。

$$Q_y = \left[ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 180)}{M/(Q \cdot D) + 0.12} + 2.7 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh} + 0.1 \sigma_0} \right] b_e \cdot j \quad (13)$$

ここに、

$p_{te}$  : 等価引張鉄筋比で、式(14)で算定する。また、CFRPシートにより補強した供試体に対しては、CFRPシートを鉄筋に置換する。

$F_c$  : コンクリートの圧縮強度

$M$  : 危険断面に作用する曲げモーメント

$Q$  : 危険断面に作用するせん断力

$D$  : 供試体の全長さ

$\sigma_{wh}$  : 水平せん断補強筋の降伏強度

$p_{wh}$  :  $b_e$  を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比

$\sigma_0$  : 全断面積に対する平均軸方向応力度

$b_e$  : I型断面を長さと同断面積とが等しい等価長方形断面に置き換えたときの幅

$j$  :  $7/8 \times d$

$d$  : I型断面の場合  $D - D_c / 2$

$$D_C : \text{圧縮側柱のせい}$$

$$p_{te} = 100(a_t + a_c)/(b_e \cdot d) \quad (14)$$

ここに、

$a_t$  : 引張側柱内の主鉄筋の断面面積  
 $a_c$  : CFRPシートの等価引張鉄筋の面積で、式(15)で算定する。

$$a_c = \frac{F_{cf}}{F_{sf}} \cdot A_{cf} \quad (15)$$

ここに、

$F_{cf}$  : CFRPシートの設計引張強度  
 $F_{sf}$  : 鉄筋の降伏引張強度  
 $A_{cf}$  : CFRPシートの全断面面積

第2折点せん断変形角 ( $\gamma_y$ ) を0.004radと仮定し、降伏点剛性低下率 ( $\alpha_y$ ) は、式(16)で算定する。

$$\alpha_y = \frac{w Q_y}{GA_w \gamma_y} \quad (16)$$

第1剛性低下率 ( $\alpha_1$ ) は、式(17)で算定する。

$$\alpha_1 = (w Q_y - w Q_C) / (w Q_y / \alpha_y - w Q_C) \quad (17)$$

第2剛性低下率 ( $\alpha_2$ ) は、式(18)の値とする。

$$\alpha_2 = 0.001 \quad (18)$$

#### 4.2 復元力特性の算定結果

供試体No.1~No.5は横方向鉄筋による補強効果を照査した供試体シリーズであり、供試体No.6~No.8はCFRPシートによる補強効果を照査した供試体シリーズ(供試体No.1と比較する)である。各算定式におけるコンクリートの圧縮強度及び鉄筋の降伏強度は、材料試験結果から得られた値を用いている(表-2、表-3参照)。各算定式より得られた曲げ復元力特性の結果を表-4に、せん断復元力特性の結果を表-5に示す。

##### 4.2.1 横方向鉄筋補強効果の照査シリーズ

供試体No.1~No.5の算定結果より作成した供試体の曲げモーメント ( $M$ ) と曲率 ( $\phi$ ) の関係を図-4に、せん断力 ( $Q$ ) とせん断変形角 ( $\gamma$ ) の関係を図-5に示す。これらの図から、横方向鉄筋の補強効果は、 $M-\phi$  関係には全く現れていないこと、柱帯鉄筋の配筋量は $Q-\gamma$  関係にもほとんど現れず、壁横方向鉄筋の配筋量の差のみが $Q-\gamma$  関係に現れていることが分かる。

##### 4.2.2 CFRPシート補強効果の照査シリーズ

供試体No.1, No.6~No.8の算定結果より作成した供試体の $M-\phi$  関係と $Q-\gamma$  関係を図-6, 図-7に示す。これらの図から、縦方向CFRPシート補強は当然のことながら、せん断耐力の向上には寄与せず、曲げ耐力の向上のみ寄与することが分かる。また、図-6から、CFRPシートは、柱部分に貼付した方が壁部分に貼付するより耐力は向上し、壁部分と柱部分の両方に貼付したものの耐力が最も向上することが分かる。

表-4 曲げ復元力特性の算定結果

供試体 No.	$M_C$ (N·mm)	$M_y$ (N·mm)	$\alpha_y$	$\alpha_1$	$\alpha_2$
1	10.06×10 <sup>7</sup>	43.38×10 <sup>7</sup>	0.226	0.183	0.001
2	10.38×10 <sup>7</sup>	43.38×10 <sup>7</sup>	0.217	0.174	0.001
3	9.62×10 <sup>7</sup>	43.38×10 <sup>7</sup>	0.242	0.199	0.001
4	10.24×10 <sup>7</sup>	43.38×10 <sup>7</sup>	0.239	0.194	0.001
5	9.44×10 <sup>7</sup>	43.38×10 <sup>7</sup>	0.247	0.205	0.001
6	10.06×10 <sup>7</sup>	51.87×10 <sup>7</sup>	0.269	0.228	0.001
7	10.06×10 <sup>7</sup>	57.64×10 <sup>7</sup>	0.333	0.292	0.001
8	10.06×10 <sup>7</sup>	66.14×10 <sup>7</sup>	0.369	0.332	0.001

表-5 せん断復元力特性の算定結果

供試体 No.	$Q_C$ (N·mm)	$Q_y$ (N·mm)	$\alpha_y$	$\alpha_1$	$\alpha_2$
1	1.78×10 <sup>5</sup>	2.82×10 <sup>5</sup>	0.220	0.094	0.001
2	1.86×10 <sup>5</sup>	2.88×10 <sup>5</sup>	0.216	0.089	0.001
3	1.67×10 <sup>5</sup>	2.74×10 <sup>5</sup>	0.230	0.104	0.001
4	1.83×10 <sup>5</sup>	3.44×10 <sup>5</sup>	0.285	0.157	0.001
5	1.62×10 <sup>5</sup>	2.38×10 <sup>5</sup>	0.204	0.075	0.001
6	1.78×10 <sup>5</sup>	2.82×10 <sup>5</sup>	0.219	0.094	0.001
7	1.78×10 <sup>5</sup>	2.93×10 <sup>5</sup>	0.254	0.118	0.001
8	1.78×10 <sup>5</sup>	2.93×10 <sup>5</sup>	0.246	0.113	0.001

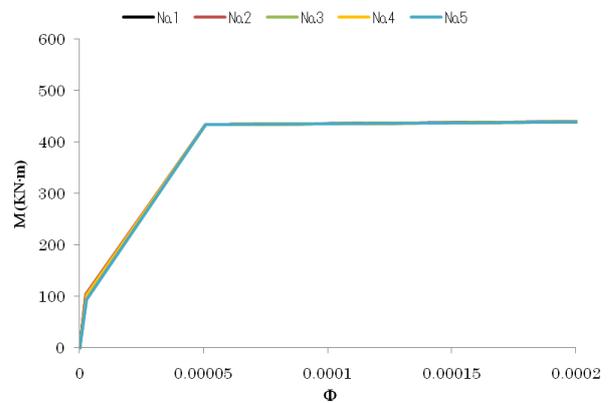


図-4 供試体の曲げモーメントと曲率の関係図

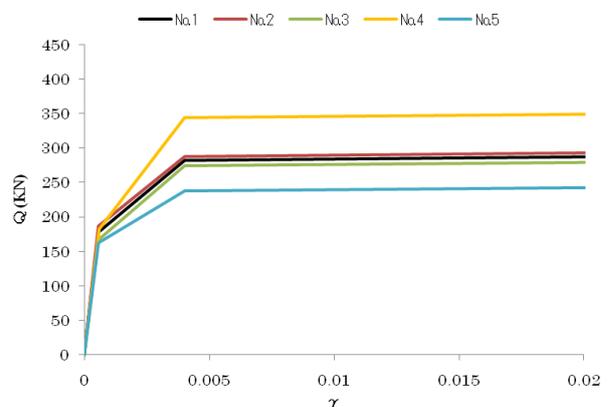


図-5 供試体のせん断力とせん断変形角の関係図

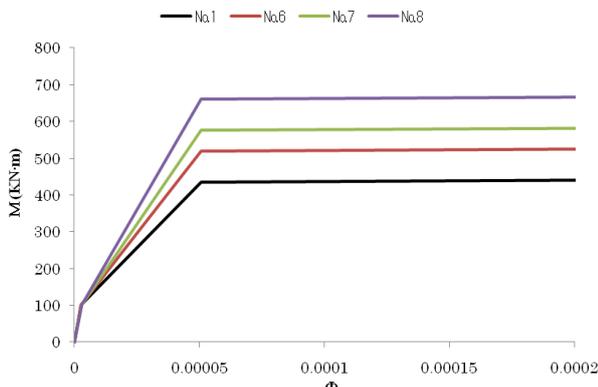


図-6 供試体の曲げモーメントと曲率の関係図

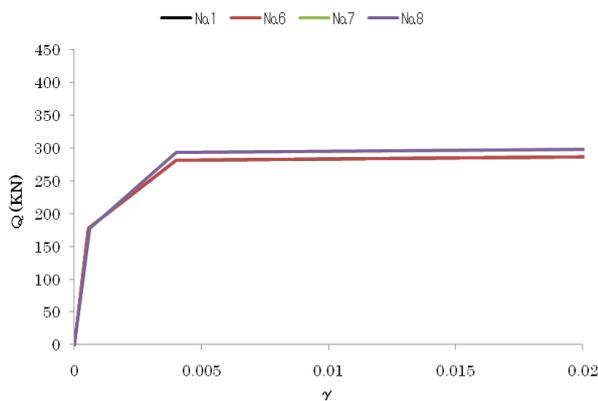


図-7 供試体のせん断力とせん断変形角の関係図

## 5. 実験値と理論値との比較

図-8から図-15は、それぞれの供試体において、曲げモーメント ( $M$ ) 及びせん断力 ( $Q$ ) を荷重に換算し、曲率 ( $\phi$ ) 及びせん断変形角 ( $\gamma$ ) を変位に換算して実験値と比較した結果を示している。ここに、実験の荷重は載荷ジャッキ先端のロードセルにより計測した荷重であり、変位値は供試体頂部の載荷点反対側の水平変位を変位計で計測した変位である(写真-1参照)。図中、<曲げ+せん断>の折線は曲げ及びせん断の両方を考慮した骨格曲線である。すなわち、図中の折点(イベント)の第一点は引張柱の曲げひび割れ点、第二点は壁のせん断ひび割れ点、第三点は供試体の曲げ降伏強度、第四点は供試体の終局せん断強度である。ただし、図-14、図-15では、CFRPシート補強により、第三点は供試体の終局せん断強度、第四点は供試体の曲げ降伏強度となる。また、図中の青色で着色した部分は、実験によるエネルギー吸収量を示し、桃色部分は、<曲げ+せん断>の骨格曲線によるエネルギー吸収量を示す。両者の吸収エネルギーが同量であれば、弾塑性復元力特性を有するフレキシブル橋脚の吸収エネルギー能力を提案した骨格曲線により評価できる。

図-8から図-12からわかるように本供試体の実験パラメータの範囲では、いずれも曲げ降伏が先行しており、せん断耐力の方が大きい。したがって曲げ降伏後も靱性のある復元力特性となっている。最大耐力の評価は、供試体No.4を除いてすべて実験値が理論値を上回っており安全側の評価となっている。終局変位の評価は、供試体No.1、No.4では危険側、

No.2ではほぼ適切、No.3、No.5では安全側の評価となっている。柱帯鉄筋に関して考察すれば、柱帯鉄筋量が少ないNo.1では危険側となっているので、この場合の評価の精度が問題である。壁横方向鉄筋に関して考察すれば、壁横方向鉄筋量が多いNo.4が危険側となるので、壁横方向鉄筋量が多い場合の評価の精度が問題である。

図-13から図-15をみると、本研究で提案した骨格曲線で耐力評価はおおむね妥当であるが、変位の評価が成立しないことが分かる。

以上の考察のように、<曲げ+せん断>の骨格曲線を用いて、耐力と変位を評価するのは鉄筋量によっては精度が十分ではなく、更なる考察が必要である。

ただし、本橋脚は靱性性能を有しており、この点を考慮した耐震設計を行うのが合理的であり、今後そのような評価手法を構築することが望まれる。

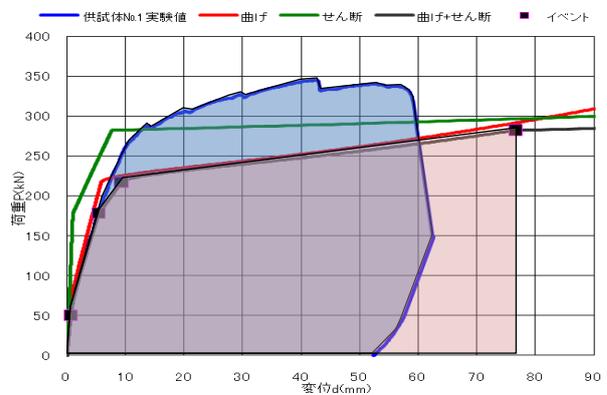


図-8 供試体No.1の復元力特性の関係図

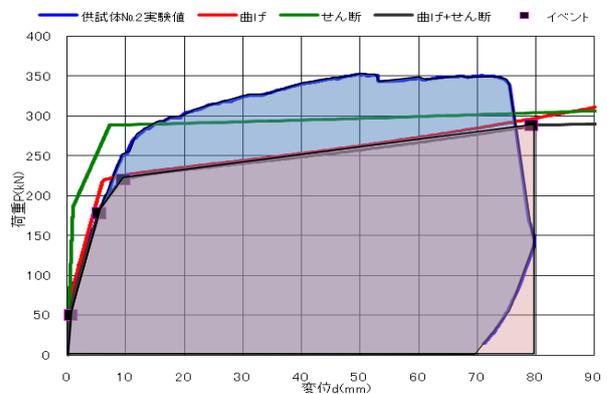


図-9 供試体No.2の復元力特性の関係図

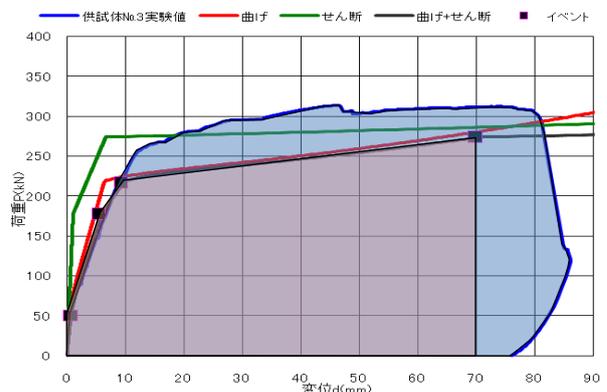


図-10 供試体No.3の復元力特性の関係図

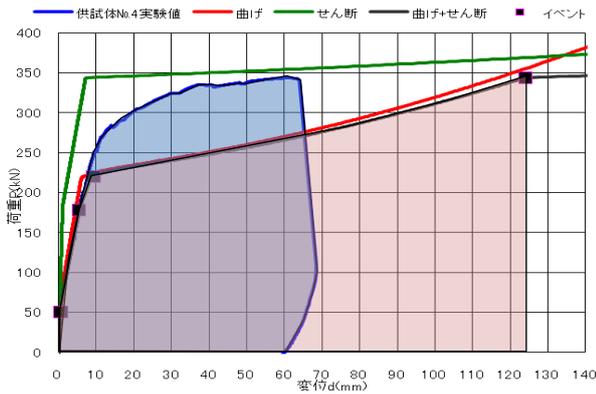


図-11 供試体No.4の復元力特性の関係図

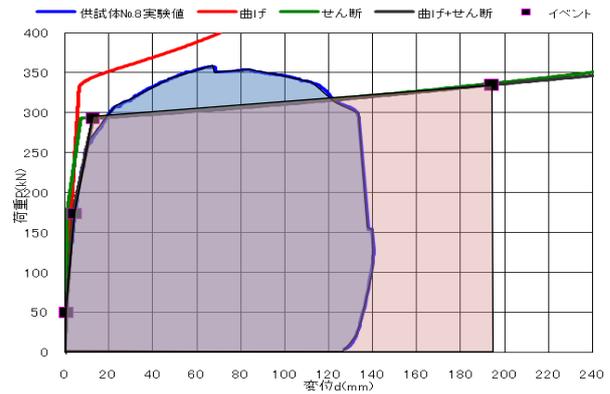


図-15 供試体No.8の復元力特性の関係図

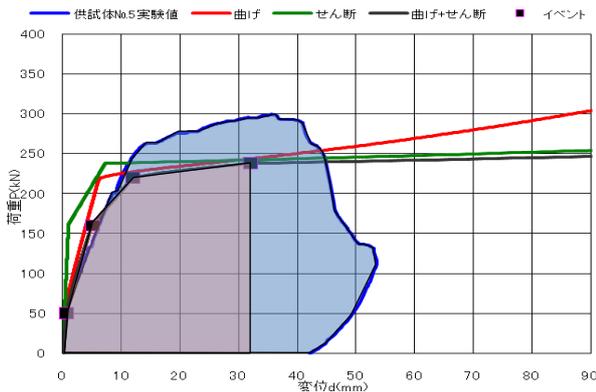


図-12 供試体No.5の復元力特性の関係図

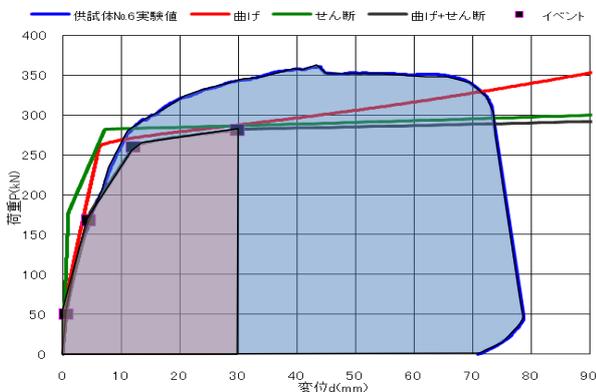


図-13 供試体No.6の復元力特性の関係図

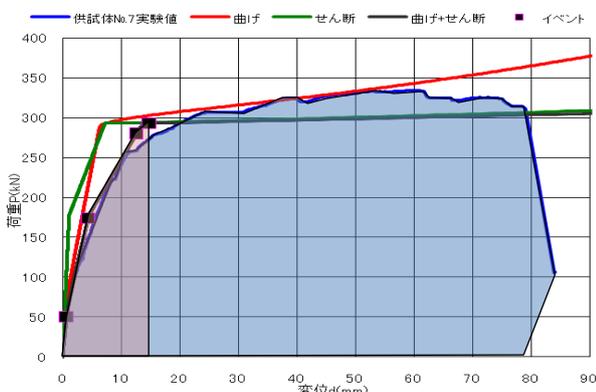


図-14 供試体No.7の復元力特性の関係図

## 6. おわりに

本研究は、I型断面フレキシブルRC橋脚の橋軸直角方向の水平加力実験結果を踏まえて、当該橋脚の復元力特性及びCFRPシートによる補強に関して検討を行ったものである。

理論的な骨格曲線は中央壁と両側柱を1本の曲げせん断変形部材と仮定して、曲げとせん断の骨格曲線を合成した4折線型の復元力特性を提案した。

横方向鉄筋による補強効果を照査した供試体シリーズにおいては、骨格曲線と実験曲線との比較から、耐荷力を安全側に評価しているが、鉄筋量によっては変位を過大に評価する傾向があることを示した。

鉛直方向CFRPシートによる補強効果を照査した供試体シリーズにおいては、終局曲げ強度の向上を評価できたが、変位の評価に問題のあることが分かった。

今後の研究では、有限要素解析を行って、発生事象を厳密に把握して理論計算式の修正を行い、実験による復元力特性を的確に評価できることを目指したい。

## 謝辞

本研究は西日本高速道路（株）と九州大学の共同研究として行った。供試体作成にご協力頂いた株式会社富士ピー・エスに謝意を表す。また、本実験に協力いただいた九州大学技術職員山崎智彦氏及び研究室諸兄に感謝する。

## 参考文献

- 1) 川崎・大塚・福永・今村・山崎：耐震壁を有する門型RC高橋脚の水平せん断力向上に関する研究，土木学会第65回年次学術講演会講演概要集V，2010.9
- 2) 高・大塚・川崎・今村：耐震壁を有する門型RC橋脚の橋軸直角方向の水平せん断耐力に関する検討，第20回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム，2011
- 3) 高・大塚・福永・川崎：I型断面フレキシブルRC橋脚の水平耐力に及ぼす横方向鉄筋の効果に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，2011.7
- 4) 山崎・大塚・高・今村：CFRPシートによるI型断面

## STUDY ON RESTORING FORCE CHARACTERISTICS OF FLEXIBLE RC PIER WITH I SHAPE SECTION AND REINFORCEMENT USING CFRP SHEET

Hisanori OTSUKA, Wenjun GAO, Yasuo FUKUNAKA, Takehiro IMAMURA

Flexible reinforced concrete piers with I shape section are flexible along bridge axis. They have been used for the mountainous highway bridges. These piers are characterized by their abilities to absorb earthquake energy through shear wall, but the abilities are not considered in seismic design. The purpose of this paper is to study the reinforcement effect of rebar along horizontal direction and CFRP sheet along vertical direction, and to clarify the fracture behavior, restoring force characteristic and the ability to absorb energy through the experiments for scale models of flexible reinforced concrete piers with I shape sections. It assumed that the piers behave as shear bending members with central pillar and side walls, and four polyline type skeletons are proposed compounding bending and shear effects. When comparing theoretical value with experimental results, it is clear that although the load bearing ability is estimated with enough accuracy, but it is necessary to make improvement to the displacement evaluation according to the different amounts of rebars and sheets.