# 論文 既存 RC 橋脚の炭素繊維シートによる曲げ及びせん断補強

## 増川 淳二\*1・秋山 暉\*2・齊藤 宗\*3・内藤 静男\*4

**要旨**: 炭素繊維シートによる橋脚基部の曲げとせん断の両方を補強する工法に着目し て、補強の有無・補強量・補強方向をパラメータとした試験体4体による加力実験を行 った。その結果、せん断補強に関してはシートにより効果的に補強ができるが余裕を持 った設計が必要であることが確認され、曲げ補強に関しても補強できる可能性は確認さ れたが、橋脚基部のシート定着部でのシート保護の必要性や、圧縮と引張が交互に作用 する場合のシート強度の低下の有無の検証等の課題が残されていることが判明した。 **キーワード**:炭素繊維シート、せん断補強、曲げ補強、RC橋脚

1. はじめに

阪神・淡路大震災以降、既存の鉄筋コンクリート(以下RC)橋脚の中で耐震補強の必要で あるものに対しては、急ビッチで耐震補強工事が検討あるいは実施されている。従来からの耐 震補強工法としては、「RC巻立て工法」や「鋼板巻立て工法」が挙げられるが、基礎への影 響や施工性等の課題があり、これらに替わる新しい工法として、軽量で施工性の良い新素材を 用いた補強工法、特に炭素繊維シートを用いた耐震補強工法が注目されている。

炭素繊維シートを用いた橋脚の耐震補強については、段落し部の補強等は多くの研究がなさ れているが、橋脚基部の曲げとせん断の両方を補強する工法については、これまであまり研究 されていなかった。そこで本研究では、炭素繊維シートによる橋脚基部の曲げとせん断の両方 を補強する工法に着目して、補強の有無・補強量・補強方向をパラメータとした試験体4体に よる加力実験を行い、検討を行った。

#### 2. 実験概要

## 2.1 基本試験体及び補強の考え方

本研究では、せん断耐力が曲げ降伏耐力以下のせん断破壊タイプの橋脚を想定し、炭素繊維 シート貼り付けの施工性、寸法効果によるせん断耐力の上昇等を考慮して、各試験体の柱部の 断面は 600mm×600mmの正方形断面とし、せん断スパン比(a/d)は4とした。

試験体は、無補強の基本試験体1体(No.1)と、炭素繊維シートにより補強した試験体3体 (No.2~4)の計4体とし、柱部の断面はすべて同一にした。No.2、3は、炭素繊維シート によるせん断補強効果及びシートの挙動を確認するための試験体で、せん断方向(水平方向) のみの補強を行い、補強量だけを変化させた。 No.2は補強量が少なく曲げ降伏荷重に達する 前にせん断力により炭素繊維シートが破断する試験体で、 No.3は炭素繊維シートのみで曲げ

\*1 鹿島 技術研究所 第一研究部 研究員、工修 (正会員)
\*2 鹿島 技術研究所 第一研究部 主管研究員 (正会員)
\*3 鹿島 技術研究所 第一研究部 研究員 (正会員)
\*4 鹿島 土木設計本部 第二設計部 設計長、工修



耐力時のせん断力を受け持つこ とができる十分な補強を行った 試験体とした。No.4は、炭素繊 維シートによる曲げ補強効果及 び炭素繊維シートの定着法を確 認するための試験体で、せん断 と曲げの両方向を補強した。な お、曲げ方向補強用の炭素繊維 シートの橋脚基部での定着は、 必要最小限の柱基部の増打ち補

強による方法で行った。 2.2 試験体諸元・製作

今回の加力実験の試験体配列 と試験体形状・配筋を表-1と 図-1に、使用した炭素繊維シ ート、鉄筋、及び実験時のコン

クリートの力学特性をそれぞれ表-2~4 に示す。

各試験体のRC柱部の諸元は同一で、柱 筋には D19を使用し、帯筋は D6を 400mm ビッチで配置した。柱筋比と帯筋比は、そ れぞれ 2.4%と 0.026%である。

図-1 試験体形状・配筋

	12	山、湖大平	8029	
÷+#¢/+\\.	せん断補強用炭素	繊維シート	曲げ補強用炭素編	峻維シート
武映1本NO.	目付量(g/m <sup>2</sup> )	層数	目付量(g/m²)	層数
No.1	_	_	-	-
No.2	30	2	-	I
No.3	300	1	-	-
No.4	300	1	300	2

学校はおいてい

**#** 1

及 2 <b>八采概形</b> 7 771 任				
目付量(g/m <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm²)	弹性係数(N/mm <sup>2</sup> )	断面積(cm <sup>3</sup> /m)	
30	2744	2.46×10 <sup>5</sup>	0.167	
300	3646	2.35×10 <sup>5</sup>	1.67	

表-3 使用鉄筋の引張試験結果			
	降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	
D6	320.8	416.7	
D19	400.2	579.2	

<u>ل</u> ع	the second on a	11	
₹-4	実験時のこ	レンクリー	・トリカ学将性

	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	弹性係数(N/mm <sup>2</sup> )
No.1	29.8	2.29	2.31×10 <sup>5</sup>
No.2	32.2	2.70	2.51×10 <sup>5</sup>
No.3	30.7	2.52	2.32×10 <sup>5</sup>
No.4	33.3	2.86	2.58×10 <sup>5</sup>

|--|

	No.1	No.2	No.3	N0.4
既存RC部のせん断耐力 (kN)	302	309	304	312
シートによるせん断補強量 (kN)	0	91	604	604
全せん断耐力 (kN)	302	400	908	916
曲げ降伏耐力 (kN)	350	350	350	370
曲げ耐力 (kN)	429	433	433	523

炭素繊維シートは、補強量に合わせて単位面積当たりの炭素繊維重量が300g/m<sup>2</sup>と30 g/m<sup>2</sup> のものを用いた。補強試験体は、柱隅角部を R=50mm で面取りを行った。せん断補強用シート は、柱部全面に全高さにわたって貼り付け、重ね継手部の長さは200mm とした。曲げ補強用シ ートは加力方向と垂直で引張・圧縮を受ける2面だけを対象に面全体に幅500mmで貼り付けた。 コンクリートは、最大骨材寸法10mmの豆砂利コンクリートを用いた。

各試験体の曲げ及びせん断耐力の計算値を表-5に示す。ただし、シートによるせん断補強

量の計算に用いる炭素繊維シートの強度は、表-2のシート自身の引張強度を低減せずにその まま用いた。また、コンクリートのせん断耐力 Vcは、土木学会コンクリート標準示方書式の基 本となっている次式 [1] を用いて計算した。

$$Vc=0.20 \sqrt[3]{f'_c} \sqrt[3]{100p_w} \sqrt[4]{100/d} (0.75+1.4/(a/d)) b_w d$$
(1)

ただし、 $f_{c}$ :各試験体の実験時のコンクリート圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $p_w=A_s/(b_w d)$ 、 A<sub>s</sub>:引張側鋼材断面積(cm<sup>2</sup>)、 $b_w$ :腹部の幅(cm)、d:断面有効高さ(cm)

# 2.3 曲げ補強用炭素繊維シート定着法

炭素繊維シートにより曲げ補強を行うNo.4試験 体では、柱基部でのシートの定着を、図-2のよう に鋼板に炭素繊維シートを貼り付け、その鋼板を補 強部内の水平方向のアンカー筋で定着させるとい う方法で行った。水平方向のアンカー筋は、シート 定着用鋼板に生じる引張力を補強部に伝達させる とともに、補強部と既存橋脚部を一体化させる役割 を持つ。コンクリート増打ち補強部は、必要最小限 の柱基部の増打ち補強による方法で行い、定着部で 柱が破壊しないように、鉛直方向のアンカー筋を配 置して、既存橋脚の鉄筋応力が許容応力度以下にな るように設計した。本実験では、アンカー筋は後施 工ではなく、全てコンクリート打設前に配筋した。

# 2.4 加力方法

加力装置は、試験体柱頭部の柱筋に溶接された鋼 板に押し引きジャッキ6本でモーメントと水平力 を作用させることにより自由にせん断スパン比を 設定できる6自由度加力装置[2]を用いた。加力 は、地震時を想定した静的交番繰り返し加力とし、 せん断スパン比4(せん断スパン=2,400mm)、軸 応力1.47 N/mm<sup>2</sup>とした。降伏荷重は解析により求 めた値を用い、降伏荷重までは荷重制御で、それ以 降は、フーチング上面から1,600mmの位置の降伏



時の水平変位の整数倍の変位で3回ずつ繰り返す変位制御で加力を行った。なお、本実験では、 柱部の高さが3/4の部分模型を使用しているため、せん断スパン位置での水平変位が必要な 場合は、解析によりフーチング上面から1,600mmの位置の変位を補正する必要がある。

# 3. 実験結果

# 3.1 無補強試験体

No.1~4試験体の柱基部の荷重一変位曲線を図-3に示す。No.1~3試験体の荷重は、す

ベてフーチング上面(柱基部)の位置の曲げモーメ ントをせん断スパン 2400mm で除した値としたが、 No.4 試験体は、他の試験体の実験結果と比較でき るように、フーチング上面から 300mm の位置(せ ん断スパン比3.5の位置に相当)の増打ち補強部上 端に作用する曲げモーメントを、他の試験体と同じ せん断スパン 2,400mm で除した値を縦軸の荷重と した(表-5の計算値も同様)。柱筋降伏荷重時の 各試験体のフーチング上面から 1,600mm の位置の 水平変位(δ y とする)は、 No.1~3試験体は 10mm、 No.4 試験体は 8mm であった。

無補強の No.1 試験体は、柱筋が降伏する直前に、 フーチング上端から大きな斜めひびわれが形成さ れるとともに帯鉄筋が降伏し、せん断破壊した。実 際のせん断耐力は計算値よりも若干高めとなり、ほ ぼ降伏荷重(350kN)と等しくなった。

# 3.2 炭素繊維シートによるせん断補強

No. 2 試験体は、内部の既存R C部の実際のせん 断耐力が No.1 試験体のせん断耐力 (350kN) とほぼ 等しいと考えると、シートによる計算上のせん断補 強量 (91kN) を足し合わせると、全せん断耐力が 441kN となり、曲げ終局荷重 (433kN) を上回るが、 ±2  $\delta$  y の2~3回目の繰り返しの途中で内部コ ンクリートの斜めひびわれに沿って炭素繊維シー トが破断し、せん断破壊した。ちょうどシートの破 断面上にあるフーチング上面から 800mm の位置に 貼り付けたひずみゲージの値 (図-4)をみると、 ±2  $\delta$  y で繰り返すうちにシートのひずみが急激に 増大し、破断に至っていることがわかる。帯鉄筋は +1  $\delta$  y から+2  $\delta$  y への加力途中で降伏しており、 2  $\delta$  y では最大 25,000 µ程度のひずみが生じてい



た。また、シートの破断面周辺でのシートとコンクリート表面の付着切れは、試験区間の中央 部付近で 50mm 程度で、そのほかの部分ではあまり生じていなかった。

一方、炭素繊維シートのみで最大荷重時の作用せん断力をほとんどすべて負担できる補強量 のNo.3試験体は、2~3 δ y の時点で帯鉄筋が降伏したがせん断破壊することなく、+4 δ y の2回目で柱基部で柱筋の座屈が始まり、座屈した柱筋が外側にはらみ出してくる力によって 柱基部の約 500mmの区間の炭素繊維シートが隅角部で破断した。このとき、シートが破断した 区間では、シートとコンクリートの付着はほぼ全面で切れていた。柱筋の座屈が始まる直前の +4 δ y 1回目におけるせん断力作用面の炭素繊維シートのひずみは、最も大きな値を示したフ

- 92 -

ーチング上面から 800mm の位置で 4,000 µ程度であった。シートの弾性係数は表-2より 2.35 ×10<sup>5</sup>N/mm<sup>2</sup>であるから、これによりシート負担分のせん断力は約 153kN と逆算できる。このと きの作用せん断力は 437kN であるので、既存R C部の負担分は、作用せん断力からシート負担 分を差し引いた残りの 284kN となる。これは、既存R C部の負担できるせん断力が、 No.1 試 験体の実験結果より約 350kN と推定される「既存R C部が元々有しているせん断耐力」の約 8 割に低下したことを示している。したがって、せん断破壊先行型の No.1 試験体を曲げ破壊先行 型にするためには、シートによるせん断補強量を少なくとも 153kN 以上にして、全せん断耐力 (350+153=503kN)を曲げ耐力 (437kN)の約 1.15 倍以上にする必要があったことになる。

## 3.3 炭素繊維シートによる曲げ補強

曲げとせん断の両方を補強した No.4 試験体は、降伏荷重は 5.7%程度しか上昇しないが、+ 2 る y 1 回目では、荷重が 487kN となり、No.3 試験体の最大荷重(437kN)と比べて 11%程度 上昇した。しかし、-2 る y 1 回目と+2 る y 2 回目の加力途中で、シートひずみが破断ひずみ に達していないうちに、引張側のシートが増打ち補強部上端の断面形状の変化する所ですべて 破断したため、その後は、曲げ補強効果がほとんどなくなり、曲げ補強をしていない No.3 試験 体と同様な載荷履歴をたどり、最終的には柱筋の座屈によりシートが破断して破壊に至った。

## 4. 考察

## 4.1 炭素繊維シートによるせん断補強

No.2、3試験体は、どちらも帯鉄筋が降伏してから急激にシートのひずみが上昇した。した がって、シートによる補強効果は、帯鉄筋が降伏するまでは、シートのひずみが小さいために 少なく、帯鉄筋が降伏してひびわれ幅が大きくなるにつれて、シートひずみの増大とともに大 きくなる。

しかし、現行の設計では、帯鉄筋のみの場合は、斜めひびわれ幅が拡大するとコンクリート のせん断耐力が低下するため、帯鉄筋が降伏しないように設計し、帯鉄筋に高強度鉄筋を用い る場合も、せん断補強筋の設計降伏強度を400N/mm<sup>2</sup>以下に制限している[3]。よって、せん 断補強にシートを用いる場合、帯鉄筋のみの場合と同様の安全率を持たせるためには、内部コ ンクリートの斜めひびわれ幅拡大に伴うせん断耐力の低下を考慮に入れた、余裕を持った補強 をする必要がある。本実験においては、せん断破壊先行型の No.1 試験体を曲げ破壊先行型にす るためには、シートによるせん断補強量を少なくとも 153kN 以上にしなければならないのに対 し、曲げ耐力とせん断耐力の差は 437-350=87kN であるから、シート補強量を算定する際に用い るシートの強度を、引張試験から求めたシート引張強度の約 57% (87/153) 以下に低減して設 計する必要がある。

また、シートとコンクリートの付着を考えた場合、No.2試験体のように単位面積当たりの炭 素繊維量が少ないシートでは、付着が切れる範囲が少なかったが、No.3試験体ではシート破断 時に付着が切れていたことを考えると、実橋脚の補強等では、さらに単位面積当たりの炭素繊 維量が多くなるため、付着が切れる範囲が大きくなる傾向があると予想される。つまり、シー トがアンボンド状態となり、内部のコンクリートのひびわれを拘束する効果が少なくなるため、 橋脚自体は、より大きなせん断変形には耐えられるが、より一層コンクリートのせん断耐力の 低下を考慮に入れた設計を行う必要があると考えられる。

## 4.2 シートによる曲げ補強効果

No.4 試験体のシート破断前の+2 δ y 1回目までにより、シートによる降伏荷重の向上効果 は、シートに生じるひずみが小さいために少ないが、柱筋降伏以降は、シートひずみが急激に 上昇し、曲げ終局耐力の向上効果が期待できることが確認できた。

本実験では、シートひずみが破断ひずみに達する前に、シートが増打ち補強部上端の断面形 状の変化する所ですべて破断したが、その理由として次のような事柄が考えられる。

(1)補強部上端では急激に断面形状が変化するため、交番加力で圧縮側になったとき、既存 断面部と増打ち補強部とに挟まれている炭素繊維シートに、面外方向のかなり大きな局部圧縮 応力が作用する。つまり、シートが増打ち補強部に押しつけられることとなり、その際に、コ ンクリート内部の骨材等で炭素繊維が傷つけられ、次に引張側になったときに破断する。

(2) 交番加力で圧縮側になったとき、シートに面内鉛直方向にも大きな圧縮応力が作用する。 その際に、ミクロな範囲で炭素繊維が座屈して折れ曲がり、損傷を受けるとともに、繊維の配 列が乱されてエボキシ樹脂との一体性が無くなり、次に引張側になったときに破断する。実験 では、増打ち補強部上端から 100mm の位置で測定したシートの鉛直方向の圧縮ひずみは、破断 前で 2,000~3,000 μに達していた。

上記の(1)の場合、急激に断面形状が変化する部分で鋼板あるいは緩衝材等でシートを保 護すれば、破断を避けることができると考えられる。(2)については、シートの圧縮に対す る強度及び曲げ圧縮力と曲げ引張力が交互に作用する場合のシートの強度低下の有無等を明確 にするために、確認実験をする必要があると思われる。

5.まとめ

本研究では、既存RC橋脚を対象にした炭素繊維シートによる曲げ・せん断補強に関する加 力実験を行い、以下のような知見が得られた。

(1)炭素繊維シートにより、橋脚等の柱部材のせん断耐力を向上させることができ、十分な 補強を行えば、せん断破壊先行型の構造物を曲げ破壊先行型に変化させ、じん性を高めること が可能である。

(2)ただし、炭素繊維シートによるせん断補強量を算定する場合は、既存RC部の斜めひび われ幅の拡大及びコンクリートの劣化に伴うコンクリートの負担するせん断力の低下を考慮に 入れて、シート強度の低減などによる余裕を持った設計をする必要がある。

(3) 炭素繊維シートによる柱基部の曲げ耐力の向上は可能であるが、定着部におけるシート の保護法や、曲げ圧縮と曲げ引張が交互に作用する際のシートの強度低下の有無の確認等、課 題が残されている。

[謝辞]

本研究において使用した炭素繊維シートは、三菱化学(株)より提供していただきました。 ここに、深く感謝の意を表します。

## [参考文献]

[1] 土木学会: コンクリート・ライブラリー第61号「コンクリート標準示方書 (昭和161年制定) 改訂資料、土木学会、p164、1986

[2] 新保他:6自由度加力装置を用いたRC柱部材実験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15-2、pp.1113-1118、1993

[3] コンクリート標準示方書 [平成3年度版] 設計編、土木学会、pp57-62、1991

\_\_\_\_94 \_\_\_