

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、急ピ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

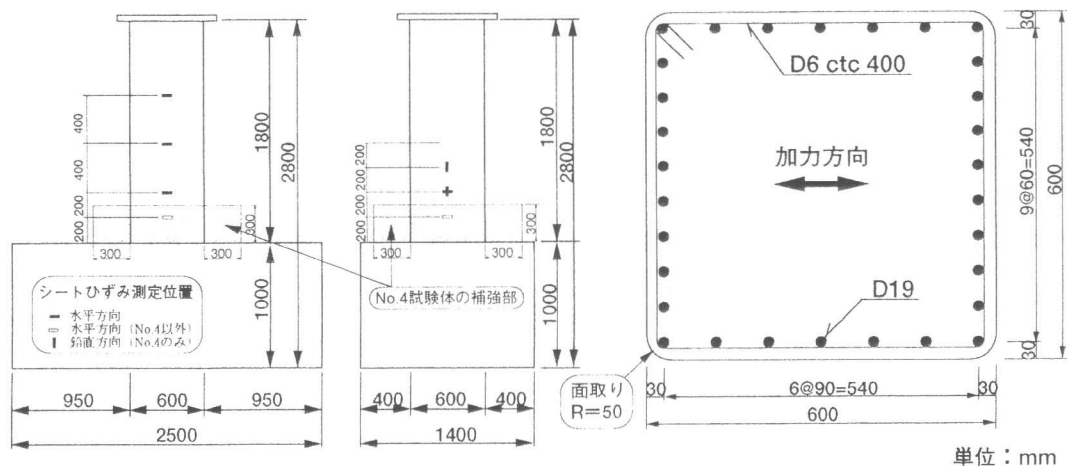


図-1 試験体形状・配筋

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ピッチで配置した。柱筋比と帯筋比は、それぞれ2.4%と0.026%である。

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/m²と30g/m²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

表-1 試験体配列

試験体No.	せん断補強用炭素繊維シート		曲げ補強用炭素繊維シート	
	目付量(g/m ²)	層数	目付量(g/m ²)	層数
No.1	—	—	—	—
No.2	30	2	—	—
No.3	300	1	—	—
No.4	300	1	300	2

表-2 炭素繊維シートの特性

目付量(g/m ²)	引張強度(N/mm ²)	弾性係数(N/mm ²)	断面積(cm ² /m)
30	2744	2.46×10 ⁵	0.167
300	3646	2.35×10 ⁵	1.67

表-3 使用鉄筋の引張試験結果

	降伏強度(N/mm ²)	引張強度(N/mm ²)
D6	320.8	416.7
D19	400.2	579.2

表-4 実験時のコンクリートの力学特性

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

表-5 各試験体の耐力計算値

	No.1	No.2	No.3	No.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

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 V_c 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。

$$V_c = 0.20 \sqrt[3]{f_c} \sqrt[3]{100p_w} \sqrt[3]{100/d} (0.75 + 1.4/(a/d)) b_w d \quad (1)$$

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/mm²)、 $p_w = A_s / (b_w d)$ 、 A_s : 引張側鋼材断面積(cm²)、 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/mm² 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。

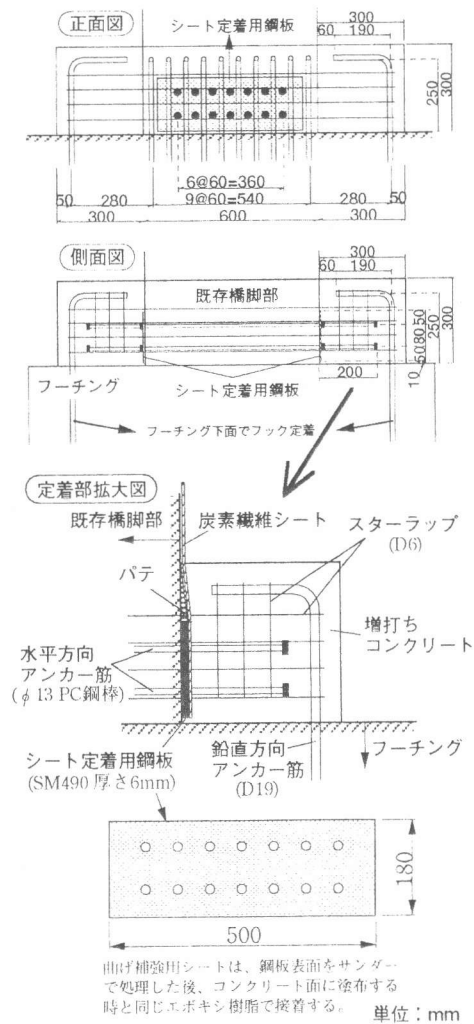


図-2 曲げ補強用シートの定着

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-変位曲線を図-3に示す。No.1~3試験体の荷重は、す

べてフーチング上面（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 (δy 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、 $\pm 2 \delta y$ 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、 $\pm 2 \delta y$ 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、 $2 \sim 3 \delta y$ の時点で帯鉄筋が降伏したがせん断破壊することなく、 $+4 \delta y$ 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 $+4 \delta y$ 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

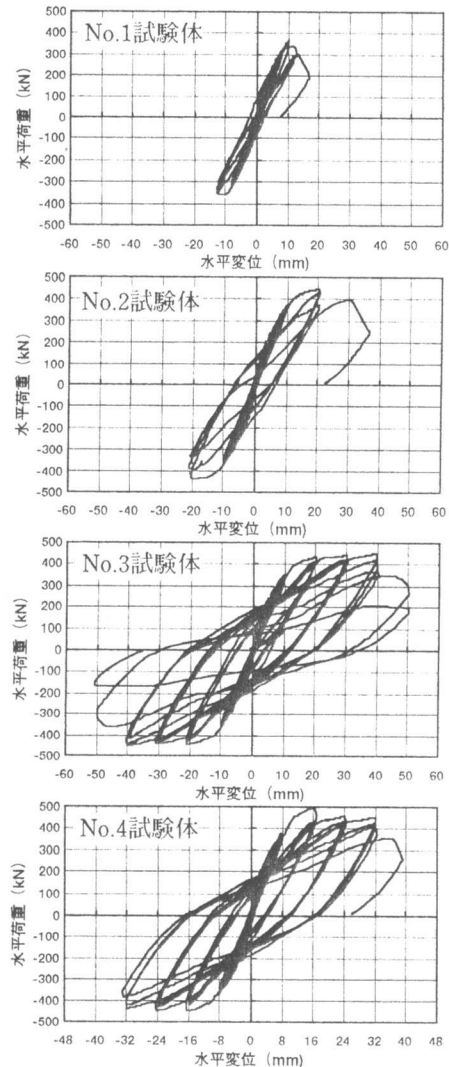


図-3 各試験体の荷重変位曲線

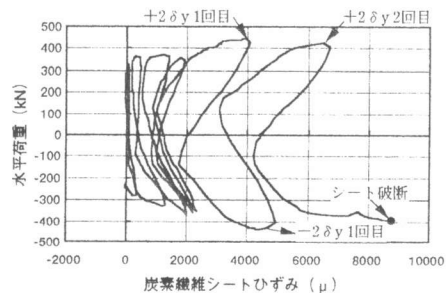


図-4 炭素繊維シートのひずみ履歴

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 $2.35 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 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RC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RC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RC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 δ_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 δ_y 1回目と+2 δ_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増大した。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^2 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 $437-350=87 \text{kN}$ 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 $+2\delta y$ 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ポ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61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