

V-6

炭素繊維シートを巻き付けたRC橋脚のせん断耐力について

北海道大学工学部 学生員 鳥居 良寛
 北海道大学大学院 学生員 Sirbu Gabriel
 北海道大学大学院 正会員 佐藤 靖彦
 北海道大学大学院 正会員 上田 多門

1. はじめに

兵庫県南部地震（1995年1月17日発生）は、大都市を直撃した直下型地震で、橋梁をはじめとする多くの土木構造物が被害を受けた。32個所で落橋したほか、多数の鉄筋コンクリート製高架橋柱で損壊が発生した。その教訓により、現行の耐震設計の基本概念の正当性や、現在考慮されている地震動よりさらに大きな地震動に対する対策の必要性が明らかになり、耐震補強の重要性が注目されるようになった。

既存の構造物に対する補強に関しては、これまでに様々な研究がなされており、鋼板や炭素繊維シートの巻き立てをはじめとして、鋼製橋脚等に対してはコンクリートを充填して補強がなされている。特に、炭素繊維シートに関していえば、軽量のため施工性に優れており、錆びないという利点を有する。

本研究では、炭素繊維シート（以下「CFS」）の補強量および付着の有無を実験変数としており、鉄筋コンクリート橋脚の一方方向静的載荷試験を行い、これらの変数によるせん断変形性状およびせん断耐力への影響を実験的に明らかにする。

2. 実験概要

2.1 使用材料

コンクリートは普通ポルトランドセメントを用い、実験日と同日に圧縮強度試験を行った。鉄筋は、軸方向鉄筋にはD25を、帯鉄筋にはΦ6を用いた。シートは、目付量200g/m²の炭素繊維シートよりなる一方方向強化材である。

2.2 実験供試体

本研究で用いた供試体は、標準的な橋脚の1/5縮小モデルであり、断面が250mm×250mmの正方形の鉄筋コンクリート柱である。本研究では合計四体の供試体を作製しており、その諸元を表1に示す。

供試体 No.1は、せん断補強筋として帯鉄筋のみを有するものである。供試体 No.2および No.3は、せん断補強筋として帯鉄筋およびCFSを有し、CFSの補強量のみが異なる。供試体 No.1からNo.3を比較することによって、補強量の違いによる影響を明らかにすることができる。また、供試体 No.4

表1 供試体諸元

供試体	圧縮強度(MPa)	p_t (%)	p_w (%)	p_{CFS} (%)	CFSの補強量	付着
No1	25.7	4.5	0.15	0	無補強	
No2	22.6	4.5	0.15	0.019	20mm幅を95.0mmピッチ	あり
No3	20.9	4.5	0.15	0.037	20mm幅を47.5mmピッチ	あり
No4	12.3	4.5	0.15	0.037	20mm幅を47.5mmピッチ	なし

Study on Shear Strength of RC Pier with Carbon Fiber Sheet

By Yoshihiro TORII, Gabriel SIRBU, Yasuhiko SATO and Tamon UEDA

のみ、CFSとコンクリートの付着がなく、CFSの補強量は供試体 No.3 と等しいので、この2つを比較することによって付着の有無による影響を明らかにすることができる。

2. 3 実験および測定方法

供試体は、鋼製の反力壁に横向きに固定し、アクチュエーターにより一方向荷重を载荷させた(図1)。荷重の载荷は変位制御で行った。試験機と供試体の接合部には、水平方向の変位を拘束しないようにヒンジを介した。なお、本実験では軸力は作用させていない。

測定は、供試体の変位と、鉄筋(軸方向鉄筋および帯び鉄筋)およびCFSのひずみである。変位計の設置位置と、鉄筋のひずみゲージの貼り付け位置を図2に、また、CFSのひずみゲージの貼り付け位置を図3に示す。

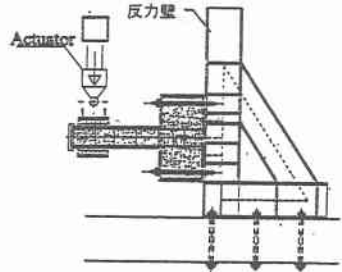


図1 载荷方法

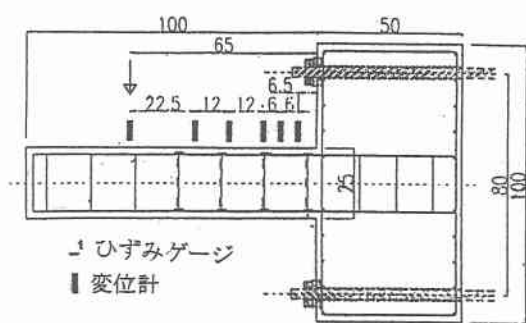


図2 実験供試体

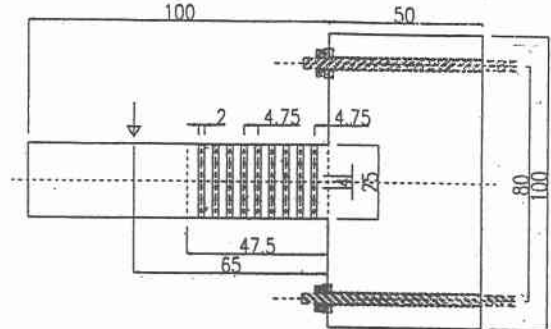


図3 CFSの貼り付け位置

3. 実験結果および考察

3. 1 破壊形式および破壊荷重

すべての供試体は、軸方向鉄筋の降伏前にせん断破壊をおこした。また、炭素繊維CFSにより補強された供試体 No.2 から No.4 はすべて最大耐力時にCFSが破断した。

図4は、供試体 No.3 と No.4 のひび割れ図を示す。付着のある供試体 No.3 ではCFSの周りに無数のひび割れが存在するのに対し、付着のない No.4 ではひび割れは分散せず、ひび割れ幅が大きくなっている。

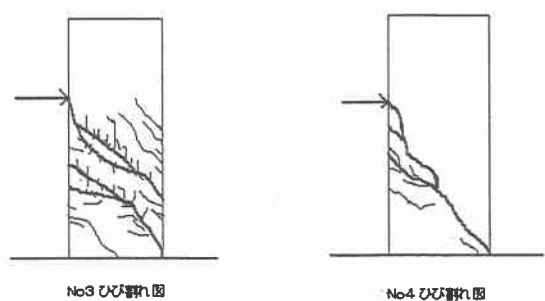


図4 No.3, No.4 ひび割れ図

供試体 No. 1 から No. 3 の荷重—変位曲線を図 5 に示す。補強量が増すにつれて終局耐力は増加しているが、供試体 No. 2 の 2 倍の C F S を補強した No. 3 では、あまり補強効果が得られていない。

供試体 No. 3 と No. 4 の荷重—変位曲線を図 6 に示す。付着のない供試体 No. 4 の終局耐力が、付着のある No. 3 よりはるかに低い値となった。これは次の 2 つの原因が考えられる。

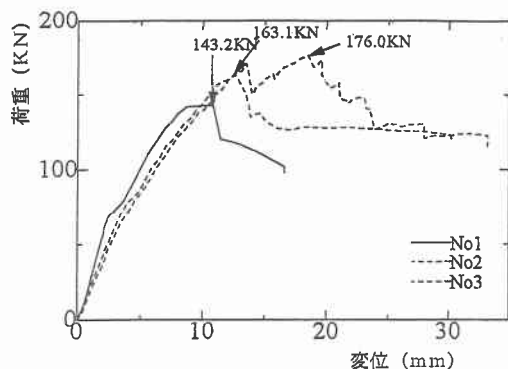


図 5 荷重変位曲線

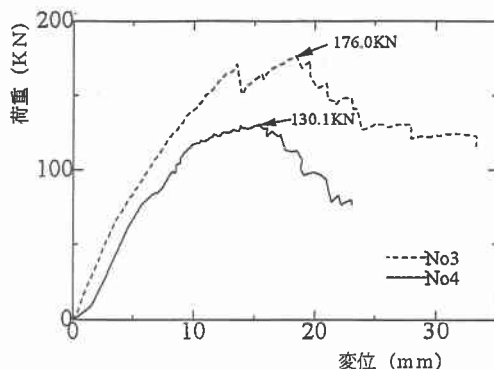


図 6 荷重変位曲線

① 供試体 No. 4 のコンクリートの圧縮強度が非常に小さかった。

② 供試体 No. 4 の C F S に二次応力がはたらいた。

①については、養生期間中の気温が低かったことが原因だと考えられる。②については、供試体の柱の断面が図 7 のように 4 隅が少し膨らんでいたため、図 8 の破線のように、付着のない C F S は浮き上がり、コンクリート表面との間にわずかなスペースができた。そのため、四隅に力が集中し二次応力が発生して C F S はこの部分で破断したものと考えられる。

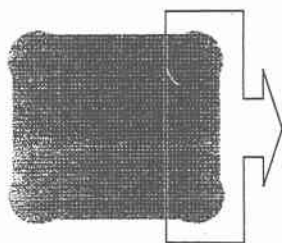


図 7 柱の断面形状

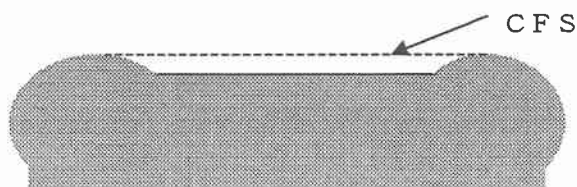


図 8 柱断面拡大図

3. 2 炭素繊維シートのひずみ分布

図 9-1,2,3 は、供試体 No. 2 から No. 4 の各荷重における柱軸方向の C F S のひずみ分布を示す。ひずみの値は 斜めひび割れ上のものを使用した。付着のある供試体 No. 2 および No. 3 では最大荷重時のひずみが 10000 μ を超えているのに対し、付着のない No. 4 では最大荷重時のひずみは 5000 μ 弱と、付着のある場合の半分以下という結果になった。

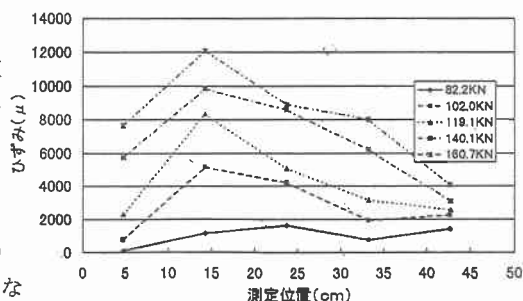


図 9-1 No2 柱軸方向のひずみ分布

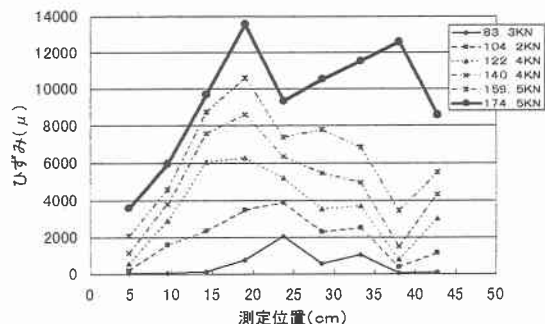


図9—2 No3 柱軸方向のひずみ分布

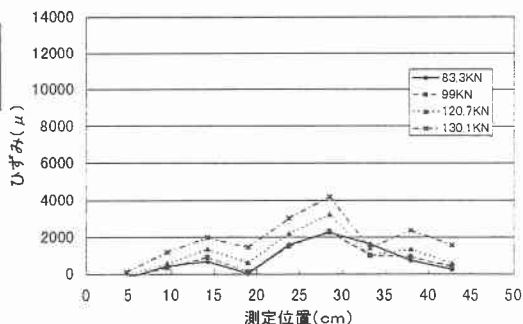


図9—3 No4 柱軸方向のひずみ分布

図 10-1,2,3 は、供試体 No. 2 から No. 4 の各荷重における載荷方向の C F S のひずみ分布を示す。C F S は、各供試体においてひずみの値が大きかったものを一枚選んだ。付着のある供試体 No. 2 および No. 3 では C F S の中央部分でひずみが最大であるのに対し、付着のない供試体 No. 4 では、若干、曲げ部でのひずみが大きいものの、どの位置のひずみも概ね等しい値となった。

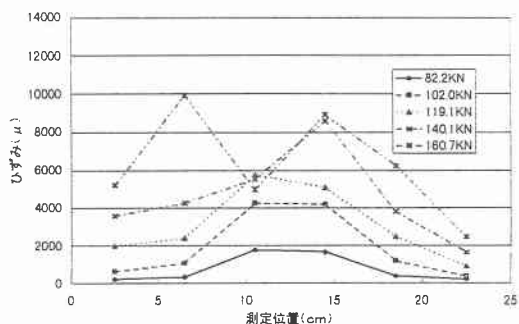


図10—1 No2 載荷方向ひずみ分布

3 分担せん断力の変化

図 11-1,2,3,4 は供試体 No. 1 から No. 4 の作用せん断力と分担せん断力の関係を示したものである。帯鉄筋および C F S が受け持つせん断力 V_s , V_{CFs} は、破壊に支配的な斜めひび割れ付近のひずみの値より求めている。また、コンクリートが受け持つせん断力 V_c は、全せん断力から V_s と V_{CFs} を差し引いたものである。図において、 V_s が増加しはじめる点が斜めひび割れ発生荷重を示している。図において、供試体 No. 1 および No. 2 では、斜めひび割れ発生とともに V_c が急激に減少しているが、C F S の補強量の多い No. 3 では V_c の減少する割合が緩やかである。また、供試体 No. 2 および No. 3 では、斜めひび割れ発生後、 V_c とともに V_{CFs} も増加しているが、供試体 No. 4 では V_{CFs} はほとんど増加していない。これは、3. 1 で述べたように、C F S とコンクリートとの間にスペースができたため、C F S があまり効果を発揮できなかったことが原因であると思われる。

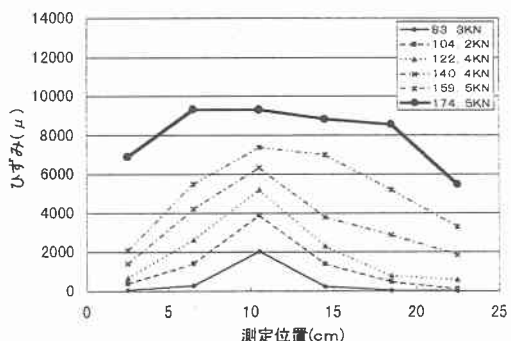


図10—2 No3 載荷方向のひずみ分布

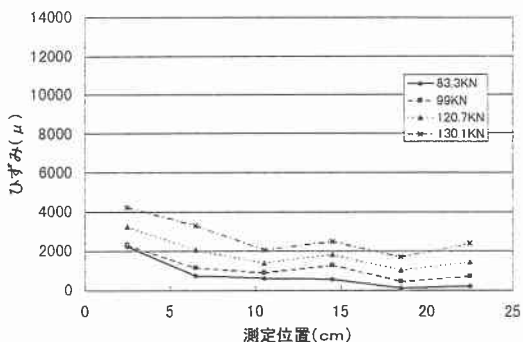


図10—3 No4 載荷方向のひずみ分布

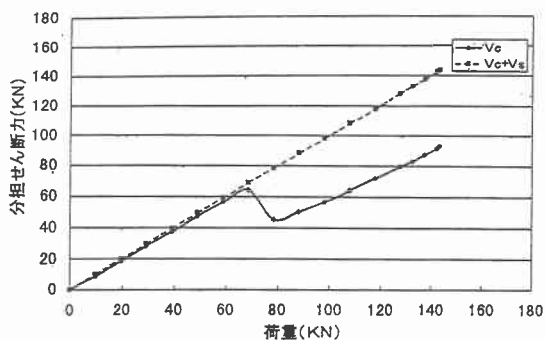


図11-1 No1分担せん断力

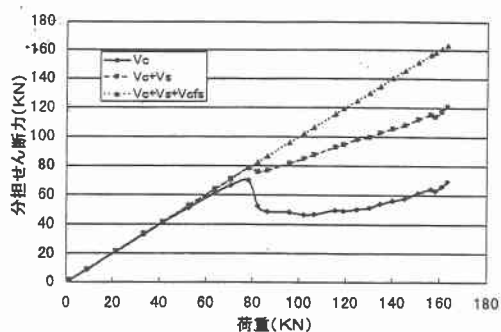


図11-2 No2分担せん断力

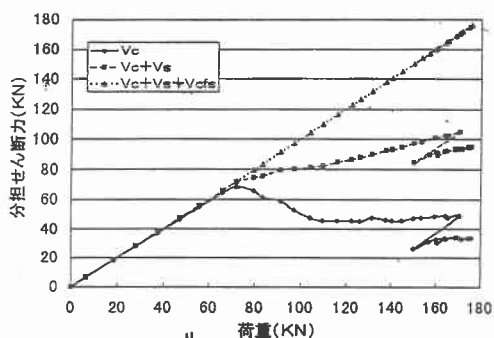


図11-3 No3分担せん断力

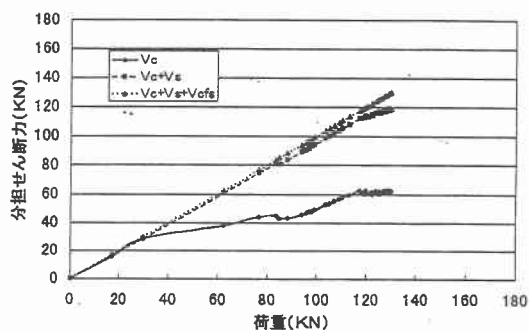


図11-4 No4分担せん断力

3. 4 せん断耐力の算定

表2に各供試体のせん断耐力の計算値と実験値を示す。せん断耐力はトラス理論を用いた次の式より求めた。なお、①式は、土木学会コンクリート標準示方書の斜めひび割れ耐力算定式の基礎となったものであり、二羽らにより提案されたものである[1]。

表2 実験値と計算値の比較

	$V_{exp}(KN)$	$V_{cal}(KN)$
No.1	143.2	117.7
No.2	163.1	139.3
No.3	176.0	162.8
No.4	130.1	147.2

$$V = V_c + V_s + V_{cfs}$$

$$V_c = 0.94 \cdot f_c^{\frac{1}{3}} \cdot (100 \rho_t)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{d}{100}\right)^{\frac{1}{4}} \cdot \left(0.75 + 1.4 \cdot \frac{d}{a}\right) \cdot b \cdot d \quad \text{--- ①}$$

ここに、 f_c :コンクリートの圧縮強度

ρ_t : 引張鉄筋比

b : 部材腹部の幅

d : 有効高さ

a/d : せん断スパン比

$$V_s = A \cdot f_{wy} \cdot \frac{Z}{S}$$

$$V_{CFS} = A_{CFS} \cdot f_{CFS} \cdot \frac{Z}{S} \cdot K$$

ここに、A：帯鉄筋または CFS の有効断面積
 f：帯鉄筋または CFS の設計降伏強度
 Z： $Z = d / 1.15$
 S：帯鉄筋または CFS の配置間隔
 K＝0.8

実験値と計算値を比較すると、供試体 No. 1 から No. 3 では実験値が計算値を上回り、供試体 No. 4 では計算値が実験値を上回る結果となった。

4. 本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) CFS を補強することにより、せん断耐力を増加させる効果が確認された。しかし、CFS による補強量を 0.019% から 0.037% と 2 倍にしても、せん断耐力は 8% 程度しか増加しなかった。
- (2) CFS とコンクリートの間に付着がない場合、極端に小さなせん断耐力を示した。これは、本実験供試体の断面形状が図 8 に示すようであり、たるみが生じたため曲げ部で二次応力が発生し、一軸引張強度より小さい応力で破断したことによると思われる。

参考文献

- [1] 二羽淳一郎・山田一宇・横沢和夫・岡村甫、せん断補強筋を持たない RC はりのせん断強度式の再評価、土木学会論文集、第 372 号/V-5、pp.167-176、1996 年