

論文 炭素繊維シートでせん断補強された RC 柱部材の寸法効果

長田光司*1・井上貴之*2・山口隆裕*3・池田尚治*4

要旨: 炭素繊維シート補強のせん断補強効果に対する寸法効果の影響を検討する実験はこれまでほとんど実施されておらず、寸法効果の存在に関する議論は推測の域を脱していなかった。そこで、本研究は炭素繊維シート補強のせん断補強効果に対する寸法効果の影響を検討することを目的としてできる限り相似となる柱供試体を用いて正負交番載荷実験を実施することとした。実験の結果、実在する橋脚と同程度の引張鉄筋比及び帯鉄筋比の RC 柱部材を適切な炭素繊維シート量でせん断補強した場合、断面高さ 700mm までの範囲では寸法効果の影響は無いことが明らかとなった。

キーワード: RC 柱部材, せん断, 相似供試体, 寸法効果, 耐震補強, 炭素繊維シート

1. はじめに

鉄筋コンクリート梁部材を対象としたせん断耐力に関する寸法効果の影響を検討する研究は、過去に多くの研究者により実施されており¹⁾、これらの実験結果は既往の設計基準²⁾にも反映されている。しかし、炭素繊維シート(以下 CFS と記す)補強のせん断補強効果に対する寸法効果の影響を検討する実験はこれまでほとんど実施されておらず、寸法効果の存在に関する議論は推測の域を脱していなかった。また、これまで実施された寸法効果を検討するための実験のほとんどは梁部材を対象としており、柱部材を対象とした実験はほとんど無かった。そこで、本研究は炭素繊維シート補強のせん断補強効果に対する寸法効果の影響を検討することを目的としてできる限り相似となる柱供試体を用いて正負交番載荷実験を実施することとした。

2. 実験供試体

供試体形状を図-1に、供試体種別を表-1に、供試体に使用した材料の力学的性状を表-2～表-4にそれぞれ示す。本実験で使用

した各供試体断面諸元は以下の通りである。

①断面寸法及びフーチング上面から載荷点までの高さ

大型供試体の断面高さは載荷装置の能力の範囲内で可能な限り大きく設定することとし、700mm とした。小型供試体の断面高さは大型供試体の 1/2 とし 350mm とした。また、断面幅は載荷装置の能力の都合から断面高さの 1/2 とした。フーチング上面から載荷位置までの高さはせん断スパン比が 2.5 となるように決定した。

②引張鉄筋比

本実験では高速道路橋脚で最も多く見られる独立 2 本柱形式の橋脚を参考にして引張鉄筋比を実橋脚と合わせるように設定した。この結果、大・小型供試体の引張鉄筋比を 0.87% とした。ただし、側方鉄筋の影響は現在未解明な点が多いため、本実験では実験結果を明瞭化する目的で側方鉄筋を配筋しないものとした。

③帯鉄筋比

供試体種別名に L が付けられた供試体は帯鉄筋比が低い供試体である。この供試体の帯鉄筋

*1 日本道路公団試験研究所 (正会員)

*2 横浜国立大学大学院 工学研究科計画建設学専攻

*3 横浜国立大学助手 工学部建設学科 工博 (正会員)

*4 横浜国立大学教授 工学部建設学科 工博 (正会員)

表-1 供試体の種別

No	供試体種別名 ^{*1}	断面形状 D×B	有効長 d	高さ H	試験区 間 L ₁	基部周辺の 補強範囲 L ₂	CFSの補 強範囲 L ₃	引張り鉄 筋比(%)	帯鉄筋 比(%)	CFSの 面積比(%)	最大骨 材寸法	備考
1	S-L-N	350×175	330	825	480	250	530	0.87	0.050	0	10mm	無補強
2	B-L-N	700×350	660	1650	1050	500	1150	0.87	0.052	0	20mm	
3	S-H-N	350×175	330	825	477	250	527	0.87	0.151	0	10mm	
4	B-H-N	700×350	660	1650	1035	500	1135	0.87	0.157	0	20mm	
5	S-L-CF	350×175	330	825	480	250	530	0.87	0.050	0.048	10mm	CFS補強
6	B-L-CF	700×350	660	1650	1050	500	1150	0.87	0.052	0.048	20mm	
7	S-H-CF	350×175	330	825	477	250	527	0.87	0.151	0.032	10mm	
8	B-H-CF	700×350	660	1650	1035	500	1135	0.87	0.157	0.032	20mm	
9	S-L-RCF	350×175	330	825	480	250	530	0.87	0.050	0.048 ^{*2}	10mm	既載荷後 CFS補強
10	B-L-RCF	700×350	660	1650	1050	500	1150	0.87	0.052	0.048 ^{*2}	20mm	
11	S-H-RCF	350×175	330	825	477	250	527	0.87	0.151	0.032 ^{*2}	10mm	
12	B-H-RCF	700×350	660	1650	1035	500	1135	0.87	0.157	0.032 ^{*2}	20mm	

*1 : 供試体種別名の付け方(○-△-□)

○[供試体の大きさ]

S : 小型供試体

B : 大型供試体

△[帯鉄筋比]

L : 低帯鉄筋比

H : 高帯鉄筋比

□[補強の種別]

N : 無補強

CF : CFS補強

RCF : 既載荷後にCFS補強

*2 : 無補強で既載荷後補強したCFSの補強量を示す

比は昭和 55 年以前に設計された独立 2 本柱形式の橋脚の帯鉄筋比を参考に決定された。この結果、大型供試体が 0.052%，小型供試体が 0.050%となった。また、供試体種別名に H が付けられた供試体は帯鉄筋比が高い供試体である。この供試体の帯鉄筋比は昭和 55 年にコンクリート標準示方書で規定された最小帯鉄筋比の 0.15%程度となるように決定された。この結果、大型供試体が 0.157%，小型供試体が 0.151%となった。以上のように大小型供試体はほぼ帯鉄筋比が等しくなるように作製されている。昭和 55 年以前に設計された大部分の橋脚の帯鉄筋比は本実験供試体の低帯鉄筋比と高帯鉄筋比との間の帯鉄筋比である。

④基部周辺の帯鉄筋比

実橋脚を耐震補強する場合、少なくともフーチング上面から断面高さに相当する高さまでの範囲は適切なじん性補強が実施される。本実験では基部の曲げによる損傷が原因で生じるせん断破壊の影響を抑制することにより実験結果の明瞭化を図るために、フーチング上面から概ね断面高さの 3/4 に相当する高さまでの範囲の帯鉄筋量を増加させ、帯鉄筋だけでせん断力が負担できる量だけ配筋することとした。

⑤骨材寸法

大小供試体で骨材の影響を小さくする目的で、なるべく厳密に骨材寸法が相似となるように小型供試体の最大骨材寸法を 10mm，大型供試体の最大骨材寸法を 20mm とした。

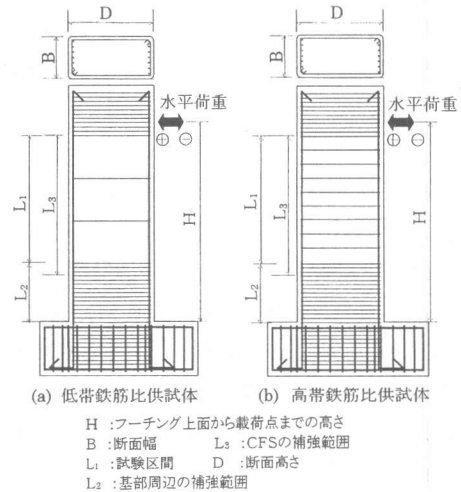


図-1 供試体の形状

表-2 コンクリートの力学特性

供試体名	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
Sシリーズ ^{*1}	28.5	2.83	28.6
Bシリーズ ^{*2}	29.2	2.76	23.7

*1 : 表-1の断面形状が 350×175 の供試体(小型供試体)

*2 : 表-1の断面形状が 700×350 の供試体(大型供試体)

表-3 鉄筋の力学特性

種類	呼径	規格	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 ^{*1} (GPa)	適用
帯鉄筋	D3	—	217	306	162	帯鉄筋
	D6	SD295A	362	538	177	帯鉄筋
軸方向鉄筋	D10	SD295A	376	513	176	軸方向鉄筋
	D19	SD345	399	556	184	軸方向鉄筋

*1 : 鉄筋に貼付した歪みゲージの歪み値と公称断面積を用いて求めた値

表-4 CFSの力学特性

繊維目付量 (g/m ²)	繊維断面積 ^{*1} (mm)	引張強さ ^{*2} (mm)	引張強さ ^{*3} (MPa)	弾性係数 ^{*3} (GPa)	適用供試体
50	0.444	0.0028	3861	288	B-H-CF, S-H-CF B-H-RCF, S-H-RCF
75	0.444	0.0042	3662	281	B-L-CF, S-L-CF B-L-RCF, S-L-RCF

*1 : 繊維 12K(12000 本)の密度と重さの規定値より求めた値

*2 : 繊維断面積を引張り試験片の幅とピッチの比をかけた値

*3 : 樹脂を含浸させ幅 125mm、厚さ 0.2mm の試験片を用いて行った試験結果

⑥CFS 補強量

CFS 補強量は大小供試体で相似となるように決定した。補強量は、いわゆるコンクリートが負担するせん断力が0となることを想定しトラス理論により算出される帯鉄筋及び引張強度比により鉄筋換算した CFS が負担するせん断力の合計が計算上の供試体の曲げ耐力よりやや下回る量とした。また、付着面積についても小さい供試体は短冊状の1層貼り付けに対し、大きい供試体は2層貼り付けることによりなるべく相似となるように補強した。

⑦既載荷後 CFS 補強した供試体

供試体種別名の最後に RCF が付けられた供試体は CFS 補強前のある程度の載荷を行いあらかじめせん断ひび割れを生じさせた（以下既載荷と記す）後、エポキシ樹脂等によるひび割れ補修を行わず CFS 補強した供試体である。

既載荷の載荷量はせん断ひび割れの進行状況及び帯鉄筋のひずみ、耐力の低下状況から決定するものとした。この結果、低帯鉄筋比の供試体は-1/200rad まで、高帯鉄筋比の供試体は-2/200rad までの正負繰返し載荷とした。

3. 実験結果

3.1 載荷方法

載荷は図-1 に示すように1本のアクチュエータを使用し水平力または水平変位を作用させた。実橋では軸圧縮力が作用するが、本実験ではせん断に対して実橋に適用すると安全側の結果となるように配慮し軸圧縮力は作用させないものとした。載荷点位置の水平変位を δ 、フーチング上面から載荷点までの高さを H とすると、載荷は δ/H により算出される回転角を1/200rad ずつ増加させながら各変位段階で1回の正負載荷を行うこととした。ただし、制御の都合上 1/10mm 以下は桁数を丸めたため、1/200rad に相当する変位量は小型供試体で $\delta=4\text{mm}$ 、大型供試体で $\delta=8\text{mm}$ とした。なお、回転角 1/200rad は曲げ破壊した小型供試体及び大型供試体の降伏変位とほぼ一致している。

3.2 耐荷挙動

(1) 無補強供試体

無補強供試体の平均せん断応力度一回転角の包絡線を図-2 に示す。また、最終載荷段階の状況を写真-1 (a)~(d) に示す。

低帯鉄筋比の小型供試体 S-L-N 及び大型供試体 B-L-N は共に 1/200rad 載荷途中で斜めひび割れが発生し、-1/200rad 載荷時には帯鉄筋が降伏し、ひび割れ幅が S-L-N で最大 0.6mm、B-L-N で最大 1mm 程度まで発達していた。大小供試体の変形挙動は非常に似ており、3/200rad 載荷頃から帯鉄筋の破断またはかぶりコンクリートの剥離に伴い帯鉄筋のフックが外れる損傷が生じ、-3/200rad 載荷時点で大きく耐力が低下したため実験を終了した。平均せん断応力度の最大値は小型供試体の方が大型供試体よりやや大きくなったが、大小供試体の変形挙動が似ていること、斜めひび割れの発生位置が異なること及び B-L-N の正負で最大耐力の差が大きかったことから判断して大小供試体の平均せん断応力度の最大値の差は主に寸法効果の影響によるものではなくひび割れの発生位置のばらつきによると考えられる。

高帯鉄筋比の小型供試体 S-H-L 及び大型供試体 B-H-L は共に 1/200rad 載荷途中で斜めひび割れが発生し、-1/200rad 載荷時には最も大きなひずみが生じていた帯鉄筋は降伏し、ひび割れ幅は S-H-N で最大 0.45mm、B-H-N で最大 0.55mm 程度まで発達していた。S-H-N は載荷に伴う明確な耐力低下は見られなかったが徐々に耐力が低下し、-4/200rad 載荷時点でせん断破壊がかなり進行していた。その後 -9/200rad で載荷を終了している。B-H-N は -5/200rad 載荷途中で帯鉄筋が破断し、-5/200rad 載荷時点で大きく耐力が低下したため載荷を終了した。平均せん断応力度の最大値は小型供試体と大型供試体とでほとんど差は無く寸法効果の影響は無いことが示された。

(2) CFS 補強供試体

CFS 補強供試体の平均せん断応力度一回転

角の包絡線を図-3に示す。また、最終載荷段階の状況を写真-1(e)~(h)に示す。

低帯鉄筋比の小型供試体 S-L-CF 及び大型供試体 B-L-CF はともに最終載荷段階まで明確なせん断破壊の進行もなく CFS 補強範囲に目立った損傷は生じなかった。ただし、柱基部周辺の曲げ破壊の進行により軸方向鉄筋が座屈し CFS 補強範囲の下端部の限定された範囲で CFS の損傷が見られた。平均せん断応力度の最大値は小型供試体と大型供試体との差は無く寸法効果の影響は無いことが明らかにされたが、正側の載荷で小型供試体の方が大型供試体よりやや早く耐力が低下した。

高帯鉄筋比の小型供試体 S-H-CF 及び大型供試体 B-H-CF の耐荷挙動はそれぞれ低帯鉄筋比の小型供試体及び大型供試体とほぼ同様で最終載荷段階まで CFS 補強範囲の下端部を除き CFS に目立った損傷は生じず、柱基部の曲げ破壊により徐々に耐力が低下し載荷を終了した。平均せん断応力度の最大値は小型供試体と大型供試体との差は無く寸法効果の影響は無いことが明らかにされたが、正側の載荷で小型供試体の方が大型供試体よりやや早く耐力が低下した。

(3) 既載荷後 CFS 補強供試体

既載荷後 CFS 補強供試体の平均せん断応力度一回転角の包絡線を図-4に示す。また、最終載荷段階の状況を写真-1(i)~(l)に示す。

低帯鉄筋比の小型供試体 S-L-RCF は最終載荷段階まで CFS 補強範囲の下端部を除き CFS に目立った損傷は生じず柱基部の曲げ破壊により徐々に耐力が低下し載荷を終了した。一方、大型供試体 B-L-RCF は-5/200rad までは目立った損傷は生じなかったが、6/200rad 載荷途中で CFS が破断し、せん断破壊が急激に進行し内部のコンクリートが著しく損傷した。CFS の破断時に計測された CFS ひずみの最大値は 11000 μ 程度であった。せん断破壊の進行に伴い耐力は大きく低下し-6/200rad で載荷を終了した。B-L-RCF 供試体の CFS が破断したのは帯鉄筋比が低いため繰返し載荷により既載荷

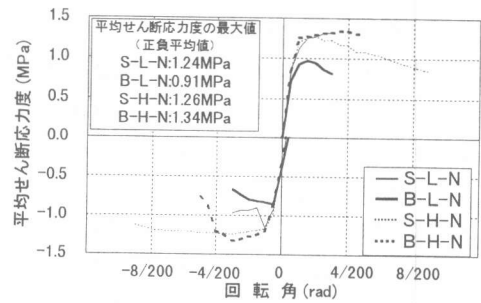


図-2 平均せん断応力度-回転角の包絡線 (無補強供試体)

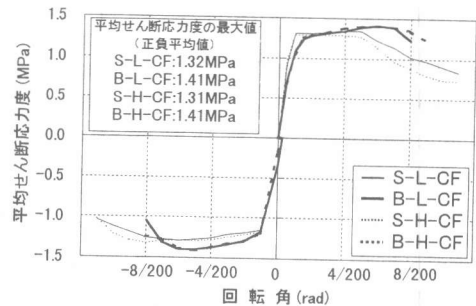


図-3 平均せん断応力度-回転角の包絡線 (CFS補強供試体)

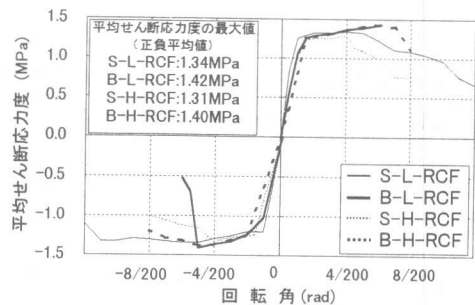


図-4 平均せん断応力度-回転角の包絡線 (既載荷後CFS補強供試体)

に発生していたひび割れ周辺のコンクリートが集中的に損傷し、いわゆるコンクリートが負担するせん断力がほとんど0まで低下したため CFS と帯鉄筋だけではせん断力を負担できなくなった事が原因と考えられる。

高帯鉄筋比の小型供試体 S-H-RCF は -4/200rad までは目立った損傷は生じなかったが 5/200rad 載荷途中で CFS が破断し、急激にせん断破壊が進行して耐力が大きく低下し、その後-8/200rad で載荷を終了した。この間に計測された CFS ひずみの最大値は 12000 μ 程度であった。S-H-RCF 供試体の CFS が破断

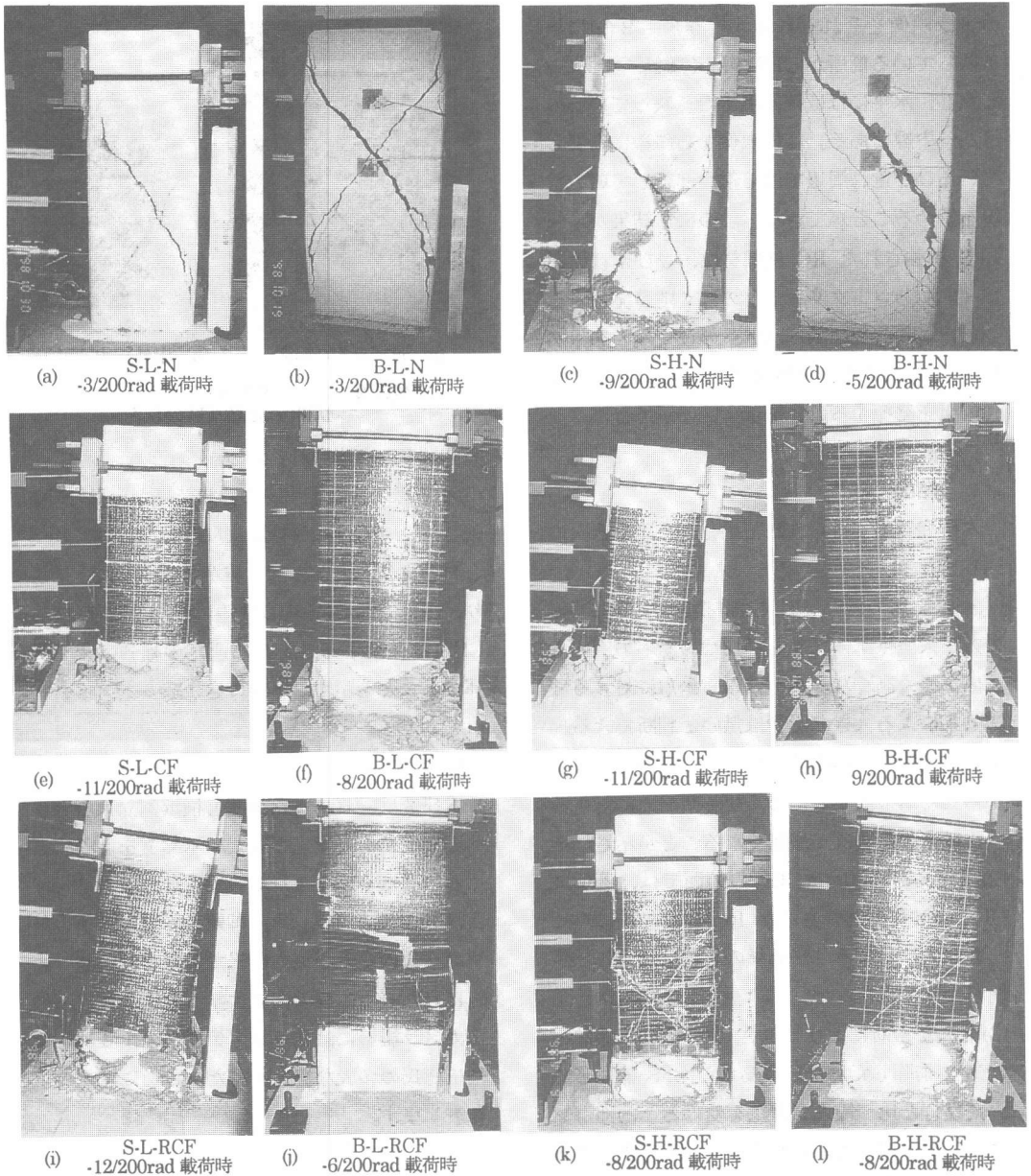


写真-1 最終荷役段階の状況

したのは既荷役時に生じたひび割れや CFS 補強後に発生したひび割れ周辺で CFS のひずみが大きくなったときに他の供試体と比べ CFS 補強量に対して付着面積が大きかったことより、CFS とコンクリートとは離れが生じず、ひび割れ周辺で集中的に CFS のひずみが大きくなったためと推定される。高帯鉄筋比の大型供試体 B-H-RCF は最終荷役段階まで CFS 補強範囲の下端部を除き CFS に目立った損傷はな

く柱基部の曲げ破壊により徐々に耐力が低下し荷役を終了した。

(4) 赤外線カメラを用いた CFS 内部の損傷状況観察結果

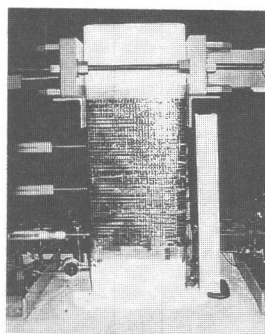
本研究では文献³⁾を参考にして荷役途中段階における CFS とコンクリートとは離れの進行状況を明らかにすることを目的として赤外線カメラを用いた撮影を実施した。写真-2 (a) に通常のカメラ映像を、写真-2 (b) に赤外線

カメラ映像をそれぞれ示す。写真—2 (b)に濃く映っている箇所が CFS のはく離箇所である。ただし、水平にほぼ等間隔で濃く映っているのはリード線である。この映像から斜めに進展しているひび割れ周辺ではく離が進行している状況を認めることができる。この撮影結果から、CFS 補強された RC 柱部材は、ひび割れ周辺で CFS とコンクリートとはく離が発生することにより、局所的な CFS のひずみの発生が抑制され、CFS は破断することなく所定の補強効果を発揮することを示すことができた。

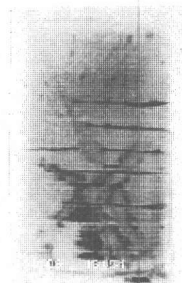
4. 結論

本研究により得られた結果をまとめると次の通りとなる。

- (1)帯鉄筋比の低い RC 柱部材では小型供試体の方が大型供試体よりも平均せん断応力度の最大値がやや高くなったがせん断耐力に対する寸法効果による大きな影響は無いと判断できる。また、帯鉄筋比が高くなると最大耐力に達してからせん断破壊するため、せん断耐力に対する寸法効果の影響は一層無くなることが示された。
- (2)断面高さ 700mm までの範囲では、適切に CFS でせん断補強された RC 柱部材には、せん断耐力に対する寸法効果の影響は無いことが明らかにされた。
- (3)既にせん断により損傷させた RC 柱部材を CFS で補強した場合、最初から CFS 補強していた場合と比べ繰返し荷重を受けると内部コンクリートの損傷の進行が著しくなる可能性があることが示された。ただし、帯鉄筋比が高い供試体ではこの傾向は認められなかった。
- (4)CFS とコンクリートとの付着面積に対して CFS 補強量が少ない場合、CFS 補強している内部コンクリートのひび割れの進展に伴うはく離が発生しないため、コンクリートのひび割れ周辺で局所的に CFS のひずみが大きくなり CFS が破断する可能性があることが示された。ただし、実橋脚の補強で使用している補強量は、この現象が認められた補強量より大きいことか



(a) 通常カメラ映像



(b) 赤外線カメラ映像

写真-2 S-L-RCF
-4/200rad 載荷時の状況

ら問題ないと思われる。

- (5)赤外線カメラを用いた計測結果から CFS 補強された RC 柱部材は、ひび割れ周辺で CFS とコンクリートとはく離が発生することにより、局所的な CFS のひずみの発生が抑制され、CFS は破断することなく所定の補強効果を発揮することを示すことができた。

謝辞

本研究は、日本道路公団と横浜国立大学との共同研究により実施された。本論文をとりまとめるに当たり JH 東京第一管理局の石田博氏、西浩嗣氏、浦川誠一氏、御殿場管理事務所の矢嶋尚彦氏の多大な協力を得た。また、実験の実施に当たっては横浜国立大学の森下豊氏、赤外線カメラ撮影には(株)コンステックの伊藤功一氏、矢田聡氏の多大な協力を得た。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Z.P. Bazant and E. Becq-Giraudon: SIZE EFFECT IN SHEAR FAILURE OF REINFORCED CONCRETE BEAMS, Proceedings FRAMCOS-3, pp.2063-2074, Oct. 1998
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，平成8年12月
- 3) 相良健一・魚本健人：炭素繊維シートで補修・補強された RC 構造物の欠陥の検知について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18, No.1, pp.1203—1208, 1996