

論文 炭素繊維シートを用いた実物大鉄筋コンクリート柱部材のせん断補強効果

長田 光司*¹・井ヶ瀬 良則*²・須田 久美子*³・池田 尚治*⁴

要旨：炭素繊維シートを用いた RC 構造物のせん断補強効果に寸法効果の影響があることの懸念に対し、これに対応する目的で、外形寸法・鉄筋径・最大骨材寸法が過去の実験供試体と相似になるように設計した実構造物相当の大きさの供試体を用いて正負交番繰返し載荷実験を実施した。この実験の結果により、形状・鉄筋径・最大骨材寸法が相似な柱部材においては、炭素繊維シートのせん断補強効果に関して、明確な寸法効果の影響は無いことが明らかにされた。さらに、各載荷段階における 2 次元炭素繊維シートのひずみ分布を示すとともに、赤外線カメラを用いて剥離の進行状況を定量的に明らかにした。

キーワード：炭素繊維シート，耐震補強，せん断，橋脚，ひずみ，補強設計，寸法効果

1. はじめに

炭素繊維巻立て工法に関しては様々な模型実験により、補強効果の確認が行われ^{1),2)}、寸法効果の影響を考えた橋脚のせん断補強効果に対応する正負交番載荷実験も行われてきた³⁾。

炭素繊維シート（以下、CFS と記す）でせん断補強された柱部材が繰返し交番載荷を受けた場合、CFS の剥離の進行、内部のコンクリートの損傷の進行やこれに伴ういわゆるコンクリートが負担するせん断力の低下、CFS が負担できるせん断力についての定量的な評価を行うことは重要である。しかしながら、これらに関連付け定量的評価を行った実験は少なく、また、これまでの供試体は有効高さが 70cm 程度以下の比較的小型の供試体を使用したものばかりであり、CFS で補強した部材の寸法効果に関する議論は推論の域を脱していなかった。

そこで、過去に行った CFS による補強実験³⁾の供試体と供試体寸法・鉄筋径・骨材寸法が相似かつ、可能な限り実物に近い大きさの大型供試体を用いて、CFS のせん断補強効果の確認を

するために加力実験を行った。

2. 実験供試体

供試体形状を図-1 に、供試体種別を表-1 に、使用した材料の力学的特性を表-2～4 にそれぞれ示す。本実験で使用した各供試体の諸元は次の通りである。

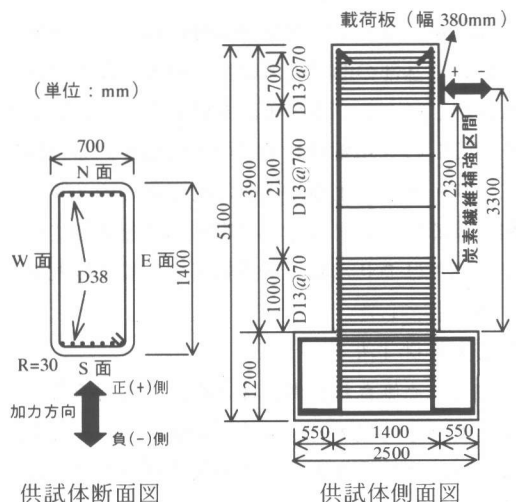


図-1 供試体の形状

* 1 日本道路公団静岡建設局富士工事事務所 博士（工学）（正会員）

* 2 日本道路公団試験研究所 道路研究部 橋梁研究室 主任（正会員）

* 3 鹿島建設(株)技術研究所 LCE プロジェクトチーム 主任研究員 博士（工学）（正会員）

* 4 横浜国立大学教授 工学部建設学科 工博（正会員）

①柱部の断面寸法及び荷点高さ

供試体の断面高さは、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、1,400mm とした。断面幅は断面高さの 1/2 の 700mm とした。フーチング上面から荷点までの高さはせん断スパン比 $a/d=2.5$ ($d=1,320\text{mm}$) となるように設定した。

②引張鉄筋比

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、引張鉄筋比を 0.86% とした。ただし、側方鉄筋に関しては、ダウエル効果がコンクリートの寸法効果に与える影響など現在未解明な部分が多いため、実験結果を明瞭化する目的で配筋しないものとした。

③帯鉄筋比

昭和 55 年以前に設計された独立 2 本柱形式の橋脚の一般的な帯鉄筋比を参考に 0.052% とし、D13 鉄筋を 700mm ピッチで配筋した。

④柱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、柱基部の曲げ破壊に伴う軸方向鉄筋のはらみ出しによる CFS の破断を防止することにより、CFS のせん断補強効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最大骨材寸法

過去に実施された供試体との比較を行うことを目的として最大骨材寸法を 40mm とした。これは、供試体の大きさに対する最大骨材寸法の比率を過去の実験と一定にすることで、寸法効果に対する骨材寸法の影響をできるだけ少なくするためである。

⑥G-L-CF 供試体

G-L-CF 供試体については、曲げ破壊する直前で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

表－1 供試体の種別

No.	供試体名	補強の有無
1	G-L-N	無補強
2	G-L-CF	CFS 補強 75g/m ² ×4 層
3	G-L-RCF	G-L-N 加力後、ひび割れ補修及び CFS 補強 75g/m ² ×6 層

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)
G-L-N	27.1	2.57	25.3
G-L-CF	27.1	2.37	25.9
G-L-RCF	28.3	2.45	25.6

表－3 鉄筋の力学特性

鉄筋種別	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	適用
D13	369	527	191	帯鉄筋
D38	397	580	183	軸方向鉄筋

表－4 CFS の力学特性

繊維目付量 (g/m ²)	設計厚み (mm)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	破断ひずみ (%)
75	0.167	4403	257	1.709

ただし、引張強度の規格値:3434MPa、弾性係数の規格値 231GPa

表－5 補強供試体の耐力計算値

供試体種別	CFS 有効係数	CFS 有効ひずみ ($\times 10^{-6}$)	せん断耐力 計算値*1 (kN)	曲げ耐力 計算値 (kN)
G-L-CF	0.67	9929	1018	1050
G-L-RCF	0.54	8000	1201	1050

*1 コンクリート負担分を 0 とし、「平成 8 年度版道路橋示方書」を基に算出 (鉄筋・CFS の強度・弾性係数は規格値)

鉄筋及び CFS が負担するせん断耐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。ただし、CFS の引張強度は規格値を 2/3 に低減して計算した。その結果、補強量は目付量 75g/m² の CFS が 4 層となった (表－5 参照)。

⑦G-L-RCF 供試体

G-L-RCF 供試体は、G-L-N 供試体を $\pm 2/200\text{rad}$ まで正負交番荷した後、エポキシ樹脂によるひび割れ補修と樹脂モルタルによる断面修復を施し、CFS 補強した供試体である。CFS 補強量は、G-L-CF と同じくコンクリートが負担するせん断力を 0 とし、CFS が 8,000 μ まで補強効果が持続するものとして、CFS 及び帯鉄筋が負担するせん断耐力の合計が計算上の供試体の曲げ耐力より上回る量とした。その結果、目付量 75g/m²

の CFS が 5.2 層以上必要となるため、6 層貼り付けることとした（表－5 参照）。

⑧隅角部の処理

柱部の隅角部の丸み付けは、CFS の引張強度への影響を一定とするため、また、実橋脚での施工も考慮に入れて、過去の実験と同じく半径 $R=30\text{mm}$ とした。

3. 実験結果

3.1 載荷方法

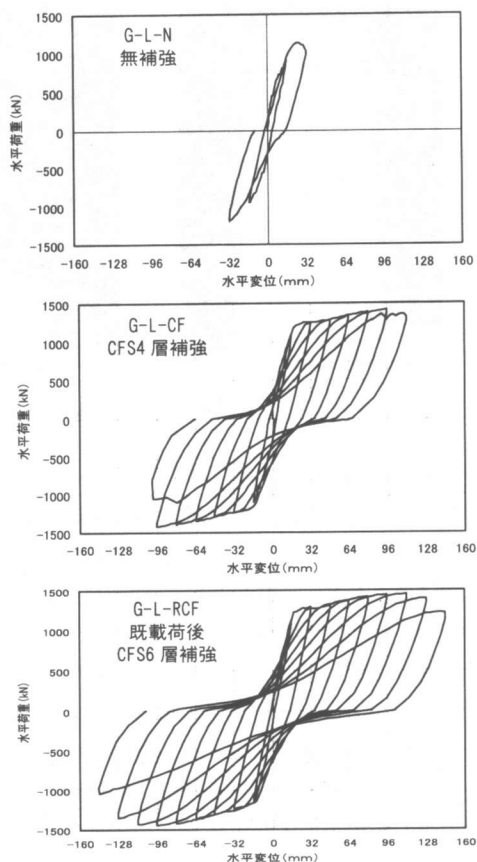
本実験では、せん断破壊を生じやすくするため、軸圧縮力は作用させないものとした。載荷は各変位で 1 回ずつ繰り返す正負交番載荷とし、制御は柱基部の回転角 δ/H （ δ ：載荷点位置の水平変位， H ：柱基部から載荷点までの高さ）が $1/200\text{rad}$ ずつ増加するように行った。過去の実験との整合性を取るため、 $1/10\text{mm}$ 以下は丸めて $1\delta=16\text{mm}$ とした。供試体が曲げ破壊する場合は、正負どちらかのピーク荷重が、降伏荷重の 8 割を下回った時点で加力を終了した。

3.2 耐荷挙動

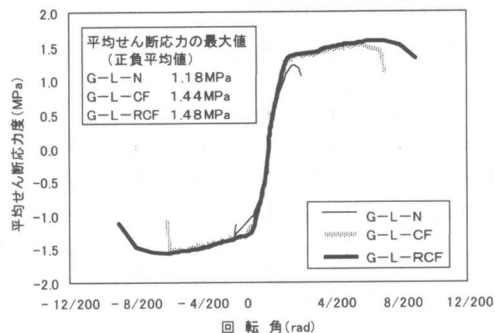
各供試体の荷重－変位関係を図－2 に、平均せん断応力度－回転角の包絡線を図－3 に、破壊状況写真を写真－1 に示す。

無補強の G-L-N 供試体は $+1/200\text{rad}$ 載荷途中で斜めひび割れが発生し、荷重 799kN で帯鉄筋が降伏し、この時の最大ひび割れ幅は 1.2mm であった。その後ひび割れ幅が急速に広がり、 $+1/200\text{rad}$ 時には最大 3mm となった。負側加力時も同様に斜めひび割れが生じた。その後、 $+2/200\text{rad}$ 載荷途中にひび割れ幅が急激に広がりせん断破壊し、耐力が低下した。 $+2/200\text{rad}$ 時には最大ひび割れ幅が 15mm であった。

CFS4 層で補強した G-L-CF 供試体は、曲げ降伏先行型となったが、 $+2/200\text{rad}$ 載荷途中にフーチング上面から $2,400\text{mm}$ の高さの帯鉄筋が降伏した。変形に伴い、CFS ひずみは増大していき、 $-4/200\text{rad}$ 載荷途中から $\pm 6/200\text{rad}$ 載荷にかけて、フーチング上面から $1,000\text{mm}$ の高さのフープ方向の CFS が一部破断したが、その他の



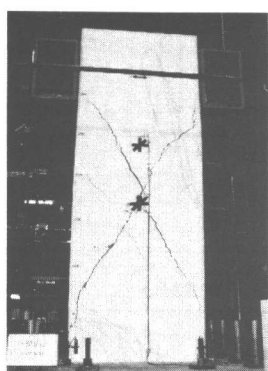
図－2 水平荷重－水平変位関係



図－3 平均せん断応力度－回転角の包絡線

部分には大きな損傷が見られなかった。その後、 $\pm 7/200\text{rad}$ 載荷途中に $1,100\sim 1,900\text{mm}$ の高さの CFS が破断していき、内部のコンクリート部が破壊したので加力を終了した。CFS の破断は、隅角部以外で生じているものが多かった。

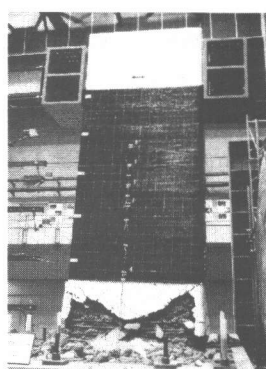
G-L-N 供試体をひび割れ補修し CFS6 層で補強した G-L-RCF 供試体は、途中までは事前に損傷を与えずに補強した G-L-CF 供試体と変わらぬ



G-L-N



G-L-CF



G-L-RCF

写真-1 各供試体の最終載荷段階の状況

挙動を示した。 $+7/200\text{rad}$ までは大きな変位は見られなかったが、 $-7/200\text{rad}$ から $+8/200\text{rad}$ にかけて柱筋の座屈が始まり、それと伴に耐力が徐々に低下して、 $-9/200\text{rad}$ でピーク荷重の8割を下回ったため加力を終了した。

寸法効果に関しては、本実験の供試体に対して供試体寸法・鉄筋径・最大骨材寸法が $1/4$ と $1/2$ の相似な供試体を対象とした過去の実験¹⁾と比較すると、無補強供試体 (G-L-N に相当) の平均せん断応力度の最大値は、 $1/4$ 供試体が 1.24 MPa 、 $1/2$ 供試体が 0.91 MPa で、本実験の供試体での値と同程度で明確な寸法効果の影響はなかった。CFS 4層で補強した供試体 (G-L-CF に相当) では全て曲げ降伏先行型となり、耐力が急激に低下した変位は、 $1/4$ 供試体が約 $6/200\text{rad}$ 、 $1/2$ 供試体が約 $8/200\text{rad}$ と本実験と同程度で、せん断補強により曲げ降伏先行型となった供試体の変形性能に関しても、明確な寸法効果の影響は無いことが確認された。

3.3 CFS のひずみ分布

G-L-RCF 供試体では、図-4 に示す通り、E面のフーチング上面から $1,700, 1,930, 2,160, 2,400\text{ mm}$ (それぞれIV, III, II, I断面) の位置に水平方向に 100 mm ピッチで CFS のひずみを測定した。各位置でのひずみ分布を図-5 に示す。ゲージ位置の S8 が E面の向かって左側、N8 が右側で、ゲージは 100 mm ピッチで貼り付けてある。正側載荷時と負側載荷時の同じ変位でのひずみ分布を比較すると、変形が小さい時

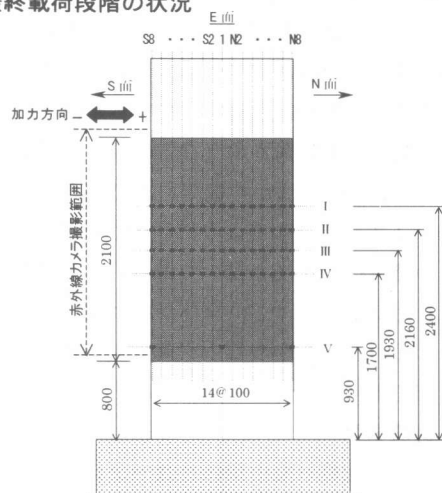


図-4 CFS ひずみゲージ位置 (G-L-RCF)

は分布形状が大きく異なるが、変形が大きくなるにつれて両者の差は減少している。これは、ひび割れ本数の増加と CFS の剥離の進行により、ひずみが均一化しているためと考えられる。ただし、変形が大きくなってもひずみの値にばらつきがあるのは、CFS とコンクリートの間の付着の良し悪しによる所が大きいと考えられる。載荷実験終了後、CFS を除去しひび割れを観察した図-6 とひずみの分布状況を比較すると、例外はあるものの概してひび割れ近傍のひずみが大きくなる傾向が確認できる。ちなみに、ひずみの平均が最も大きかった $-7/200\text{rad}$ 時のIV断面のひずみの平均値は $7,770\mu$ 程度で、最大 $13,500\mu$ 、最小 $2,850\mu$ であった。

CFS の僅かな温度差を感知できる赤外線カメラにより G-L-CF と G-L-RCF 載荷実験時の CFS

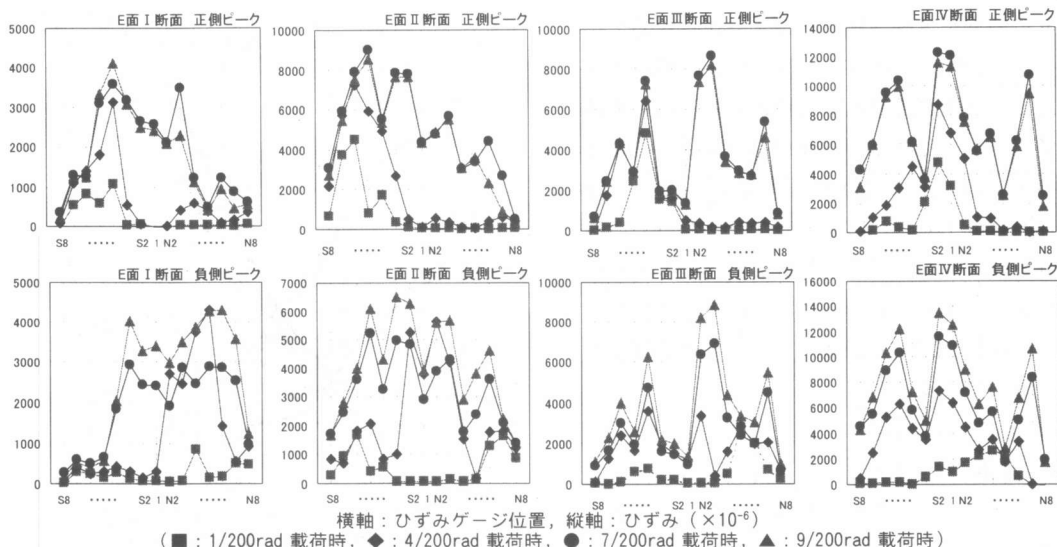


図-5 G-L-RCF 供試体 E 面の CFS ひずみ分布

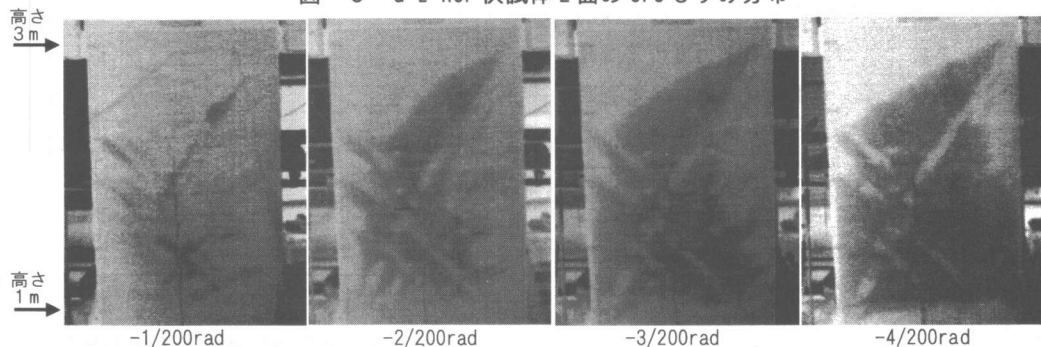


写真-2 G-L-CF 供試体の赤外線カメラ映像

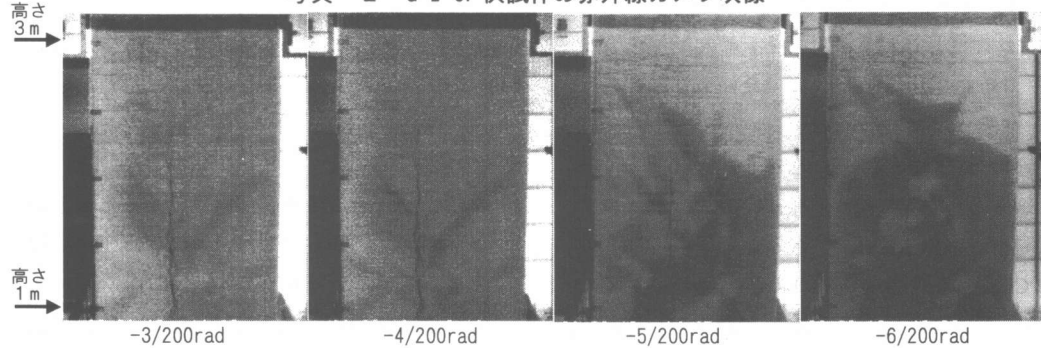


写真-3 G-L-RCF 供試体の赤外線カメラ映像

を撮影した結果を写真-2, 3に示す。写真中の供試体部分の黒い所がCFS剥離箇所であるが、CFSと一緒に内部コンクリートも剥離した箇所は、白い斜めの線として現れている。赤外線カメラによる撮影により、内部コンクリートのひび割れを起点に、変位の増大とともにCFSの剥離が進んでいく様子が良く分かる。

3.4 コンクリートが負担するせん断力

部材の変形に伴う、コンクリートが負担するせん断力 Sc の変化を見るため、G-L-RCF 供試体の帯鉄筋とCFSの計測ひずみから、帯鉄筋とCFSが受け持つせん断力 Ss , Scf を求め、これらを用いて作用せん断力から差し引いて Sc を求めた。 Scf は最もひずみが大きかったIV断面の値を用い、

CFS の断面積×弾性係数×ひずみから求めた。
 Ss も IV 断面の中央のひずみゲージの値から求めた。それぞれのせん断力負担分の包絡線を図-7に示す。Sc は $\pm 1/200\text{rad}$ までは上昇し、その後 $+4/200\text{rad}$ まではほぼ横ばいで、それ以降は徐々に低下し、 $\pm 9/200\text{rad}$ で 0 となっている。Ss は $\pm 2/200\text{rad}$ 程度で降伏しているのもそれ以降は一定となっている。Scf は変形とともに大きくなり、特に Sc が低下し始めると急激に大きくなっている。

4. 結論

本研究によって得られた結果をまとめると次の通りとなる。

- (1) 最大骨材寸法を含め断面が相似となる鉄筋コンクリート柱には最大せん断応力度の差は認められず、明確な寸法効果は存在しないと判断された。また、CFS によりせん断補強された断面が相似となる鉄筋コンクリート柱は、寸法に関係なくほぼ同様の耐荷挙動を示した。従って、せん断破壊先行型の橋脚を曲げ破壊先行型に移行させて変形性能を改善する効果に対しても寸法効果の影響がないことが明らかにされた。
- (2) CFS 強度を規格値の $2/3$ (CFS 有効ひずみ: $9,900\mu$ 程度) とする設計でも、せん断耐力が曲げ耐力をわずかに下回っていたにもかかわらず、耐荷性能・変形性能を大幅に改善できたが、CFS の有効ひずみを $8,000\mu$ とする設計では、CFS がほとんど損傷すること無く、せん断破壊型の柱部材を曲げ破壊型にできることが確認された。
- (3) CFS と帯鉄筋のひずみの測定値により CFS と帯鉄筋の受け持つせん断力を計算し、作用せん断力から差し引くことにより Sc を逆算した結果、変形が進むにつれて Sc は低下していき、終局付近ではほぼ 0 となることが確認された。
- (4) CFS のひずみ分布を測定した結果、赤外線カメラにより CFS の剥離がかなり進んでいると判断できる場合でも、ひび割れの位置や付着の良し悪しなどにより同じ断面内でも CFS のひずみにはばらつきがあった。しかし、CFS の

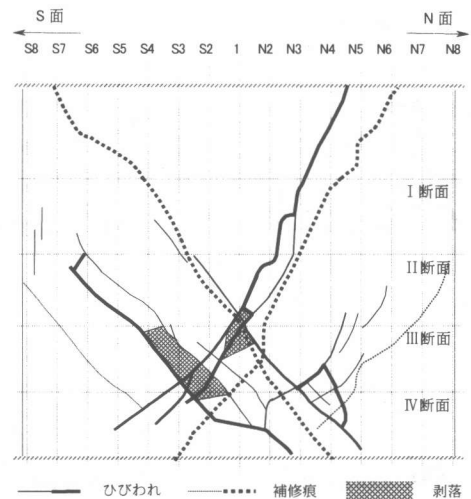


図-6 G-L-RCF 供試体 E 面のコンクリートひび割れ状況 (載荷終了後)

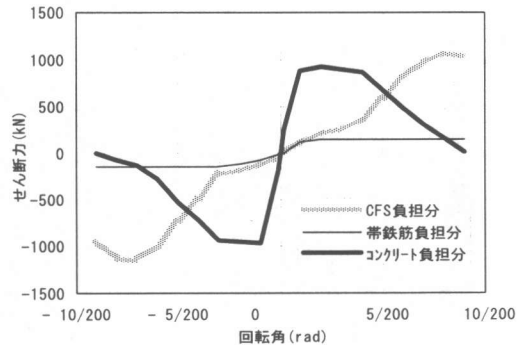


図-7 G-L-RCF 供試体のせん断力負担

平均ひずみが少なくとも $8,000\mu$ 程度までは、CFS に損傷が生じないことが確認された。

参考文献

- 1) 長田光司, 山口隆裕, 池田尚治: 軸方向鉄筋量と断面の肉厚が変化する中空円断面 RC 橋脚の耐震性能とその耐震補強, コンクリート工学論文集, Vol.10, No.1, pp.13-24, 1999.1
- 2) 長田光司, 矢嶋尚彦, 寺田光太郎, 池田尚治: 鉄筋コンクリート高橋脚の炭素繊維シートによる耐震補強, コンクリート工学論文集, Vol.11, No.3, pp.39-48, 2000.9
- 3) 長田光司, 井上貴之, 山口隆裕, 池田尚治: 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, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.1411-1416, 1999.6