

炭素繊維シートを用いた円形断面 鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強効果

米田慶太¹・川島一彦²・庄司学³

¹正会員 修 (工) 大林組東北支店 (〒039-4224 青森県下北郡東通村大字白糖字前坂下 34-1)

²フェロー 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

³正会員 博 (工) 筑波大学講師 機能工学系 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台 1-1-1)

既設鉄筋コンクリート橋脚に対するせん断耐力やじん性向上を目的として、炭素繊維シートを用いた耐震補強法がその施工性の良さから注目されている。これまでの研究の多くはせん断耐力の向上や矩形断面橋脚を対象としたじん性の向上を目的としており、円形断面橋脚を対象としてじん性の向上を目的とした研究が少ないことから、本研究では炭素繊維シートを周方向に巻き付けて横拘束を与えた円形断面鉄筋コンクリート橋脚に対する繰り返し載荷実験を行った。また、道路橋示方書の地震時保有水平耐力法に基づき炭素繊維シートで横拘束したコンクリートの応力度～ひずみ関係を採用して曲げ耐力および終局変位について解析を行った。

Key Words: carbon fiber sheet, reinforced concrete bridge column, seismic retrofit, hoop reinforcement, ductility

1. まえがき

兵庫県南部地震による被害経験を受けて、震度法だけで耐震設計された既設鉄筋コンクリート橋脚の中にはせん断耐力やじん性が不足している橋脚が多数あることが明らかとなった。このため、せん断耐力やじん性の向上を目的として鋼製巻き立てによる耐震補強が各所で実施されており、施工性の制約がある箇所等では炭素繊維シート（以下、CFS と呼ぶ）を用いた耐震補強も普及しつつある。これは、CFS が軽量で強度が高く、弾性係数も鉄筋とはほぼ同程度であることから、これを巻き立てることにより、せん断耐力や曲げじん性の向上、主鉄筋段落し部のせん断破壊防止に効果があるためである。

CFS を用いた RC 橋脚の耐震補強に関しては現在までも多数の研究が行われている。たとえば、運上らは 60cm×60cm の矩形断面模型橋脚の繰り返し載荷実験から、CFS を巻き立てることによりせん断耐力を向上できることを示したり、冷水らは 50cm×50cm の矩形断面模型橋脚の繰り返し載荷実験から、定着長が不十分な主鉄筋段落し部の縦方向に CFS を巻くことによりこの箇所でのせん断破壊を防止し、

じん性を向上できることを示している²⁾。さらに、長田らは東名高速道路の酒匂川橋の中空円形断面橋脚の耐震補強を目的として 1/20 (寸法比) 模型を用いた繰り返し載荷実験及びハイブリッド載荷実験を行い、中空断面に対しても CFS 巻き立てが有効なことを示している³⁾。

このように、現在までも CFS を用いた耐震補強法に関する研究はいろいろな観点から行われてきているが、これらの研究の多くは矩形断面橋脚を対象としたり、せん断破壊先行型の橋脚に CFS 巻き立てすることによりじん性が向上することを解明した研究が多く、曲げ破壊先行型の円形断面橋脚を対象として CFS 巻き立ての効果を検討した研究は、細谷、川島⁴⁾ が 6 体の供試体に対して、また、土木研究センター⁵⁾、小林ら⁶⁾ がそれぞれ 2 体の供試体に対して実験を行っただけで比較的少ない。これらは、軸方向鉄筋比が 1.02～1.58%と本研究で対象とするよりも比較的小さな供試体である。これは、我が国では矩形断面橋脚が多いためと、円形断面であれば横拘束効果が発揮されやすくじん性も向上すると考えられてきたためである。

本研究では、曲げ破壊先行型の円形断面鉄筋コン

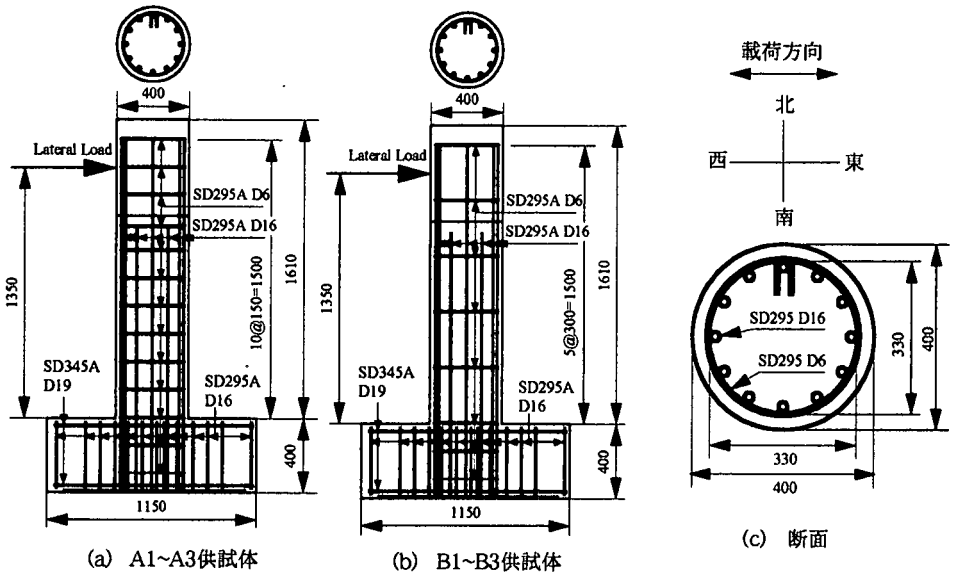


図-1 実験供試体

表-1 実験供試体の特性

供試体名	Aシリーズ			Bシリーズ		
	A1	A2	A3	B1	B2	B3
断面直径 (mm)	400					
載荷点高さ (mm)	1350					
せん断支間比	3.375					
軸方向鉄筋比 (%)	1.89					
帯鉄筋	D6@150			D6@300		
帯鉄筋比 (%)	0.256			0.128		
炭素繊維シート比 (%)	0	0.111	0.222	0	0.111	0.222
コンクリート強度 (MPa)	30.0	30.0	27.5	30.0	30.0	27.5
軸方向応力度比 (%)	4.9	4.9	5.3	4.9	4.9	5.3

クリート橋脚を対象として、帯鉄筋比とCFSの巻き立て量を変化させた状態で繰り返し載荷実験を行い、これらが変形性能に及ぼす影響について検討した。

2. 実験に用いた供試体および実験方法

(1) 実験供試体

本実験では表-1に示すように、帯鉄筋量とCFSの巻き立て量をそれぞれ2種類に変化させた4体にCFS巻き立てを行わない2体を加えて、合計6体の供試体に対する繰り返し載荷実験を行った。図-1に示すように、供試体は直径400mmの円形断面であり、橋脚基部から載荷点までの高さは1350mm、せん断支間比は3.375である。図-1に示すように、軸方向鉄筋としてはいずれの供試体にもD16 (SD295)を円周に沿って12本配置した。軸方向鉄筋比は1.89%で

表-2 炭素繊維シートの材料特性

	公称値	実値
繊維目付量 (g/m ²)	200	200
シート厚さ (mm)	0.111	0.111
引張強度 (MPa)	3400	4476
弾性係数 (GPa)	230	266
破断ひずみ (%)	1.50	1.63

あり、これは都市高架橋としては標準的な値である。帯鉄筋としてはD6 (SD295)を用い、この間隔を150mm (以下、Aシリーズと呼ぶ)、300mm (以下、Bシリーズと呼ぶ)の2種類に変化させた。帯鉄筋比 (体積比) ρ_s を次式のように定義すると、 ρ_s はAシリーズでは0.256%、Bシリーズでは0.128%となる。

$$\rho_s = \frac{4A_h}{sd} \quad (1)$$

ここで、 A_h :帯鉄筋の断面積、 s :帯鉄筋の間隔、 d :帯鉄筋の有効長である。昭和55年道路橋示方書より前の基準では、帯鉄筋の重要性に対する配慮は考慮されておらず、シリーズAはこうした時代に設計された橋脚の典型的な帯鉄筋量を想定したものである。

本実験に用いたCFSの特性は表-2に示す通りであり、これを周方向に1層および2層に巻き付けて横拘束した。CFSを巻き立てる際には、コンクリート表面を電動グライダーで軽く整形し、極端なでこぼこを除去した後、プライマー (株)三菱化学製、エポサームプライマーXPS-350)を塗布し、パテ

表-3 地震保有水平耐力法による供試体の照査

供試体	A1	B1
初降伏荷重(kN)	83.3	83.8
初降伏変位(mm)	4.5	4.4
タイプI終局耐力(kN)	107.9	106.5
タイプII終局耐力(kN)	108.5	107.1
タイプI終局変位(mm)	13.0	10.9
タイプII終局変位(mm)	15.4	12.0
せん断耐力(kN)	43.4	21.7
破壊形態	せん断破壊	せん断破壊

(株)三菱化学製, エポサームパテ L-550) によりコンクリート表面の不陸を除去し, 含浸樹脂であるレジン (株)三菱化学製, エポサームレジン XL-350) を用い, CFS を貼った. 2層巻きにする際には1層目のCFS上にレジンを塗布し, 同じ操作を繰り返した. CFSが完全に付着するように接着剤の塗布は慎重に行った. CFSを橋脚基部まで巻き立てるとフーチングと接触して損傷を受ける可能性があるが, 今回の実験ではあまりこれを考慮せず, 橋脚基部まで巻き立てることとした. 炭素繊維シート比 (以下, CFS比と呼ぶ) ρ_{CF} を次式のように定義すると, CFS比は1層巻きした場合には0.111%, 2層巻きした場合には0.222%となる.

$$\rho_{CF} = \frac{4nt_{CF}}{D} \quad (2)$$

ここで, n : 炭素繊維シートの巻き付け層数, t_{CF} : 炭素繊維シート1層の厚さ, D : 実験供試体の断面長である.

式(2)によるCFS比を0.111%, 0.222%とするためには, たとえば直径4mのRC橋脚であれば1層の厚さ0.167mmのCFSをそれぞれ7層, 13層巻き立てる必要があり, かなりのCFS比に相当する.

コンクリートの呼び強度は24MPa, スランプは180mmであり, 最大粒径20mmの粗骨材を使用した. 実験当日に行った圧縮試験から求めたコンクリートの圧縮強度は表-1に示したとおりであり, 27.5~30.0MPaの範囲であった.

無補強のA1, B1供試体を平成8年道路橋示方書⁷⁾に規定される地震時保有水平耐力法に基づいて照査するとどのようになるかを示した結果が表-3である. これによれば, A1, B1いずれの供試体もせん断破壊型の破壊モードとなる. 道路橋示方書のせん断耐力算定式がかなり安全側の値を与えるため, 後述するように実際には曲げ破壊型の破壊モードとなった.

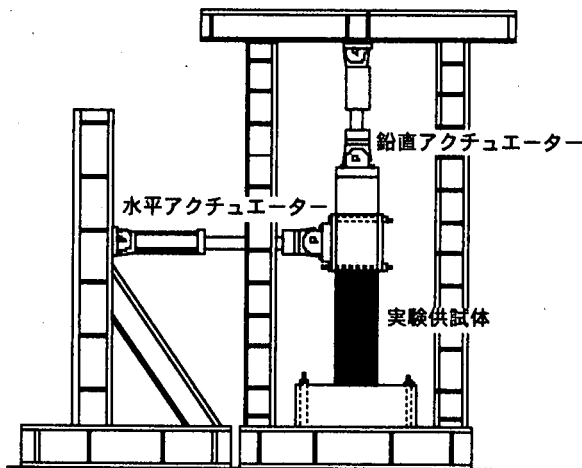
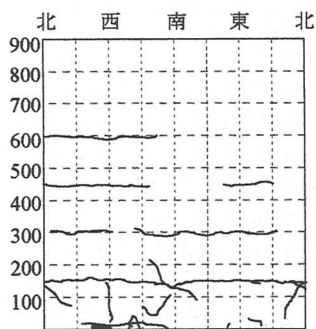


図-2 荷荷状況

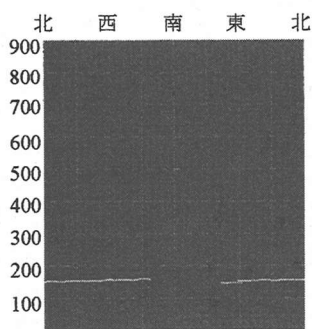
(2) 荷荷方法

荷荷は東京工業大学の構造部材動的荷荷実験装置を用いて, 図-2に示すように行った. 実験では, 橋脚天端に上部構造重量として1.47MPaに相当する一定軸力を作用させた状態で, 一定振幅変位漸増方式によりドリフト0.5%に相当する6.75mmの変位を基準振幅として, その整数倍の変位振幅でそれぞれ3回ずつの繰り返し荷荷を行った. ここで, 軸力を設定する際に上部構造による応力度を1.47MPaとしたのは, 都市高架橋ではこの程度の応力度が多いためである. ドリフトとは橋脚基部から荷荷点高さまでの距離1350mmに対する荷荷点の水平変位の比であり, ドリフト1%は13.5mmに相当する. 従来, 繰り返し荷荷実験では基準変位として降伏変位が用いられることが多いが, 鉄筋のひずみが各主鉄筋間でばらつくため正確に降伏変位を定めることが難しいことや降伏変位自体も結局は単なる基準変位の一つに過ぎないことから, ここではもっと直接的に横方向変位を規定できるドリフトを用いることとしたものである. なお, 上述した鉄筋およびコンクリートの物性をもとに, フーチングからの主鉄筋の変形や抜け出しを無視して橋脚の降伏変位 δ_y を求めると4.4~4.5mmとなる. したがって, ドリフト0.5%は約1.5 δ_y に相当する.

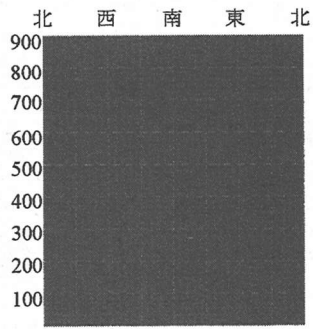
荷荷速度は0.81~8.91mm/sec (1回の荷荷に100秒)である. 供試体は荷荷方向にはスイベルヘッドによりピン支持された状況でアクチュエーターにより変位制御されているが, 荷荷方向とは直角方向には拘束しなかったために, 荷荷が進み橋脚基部の塑性ヒンジ化が進展すると, 荷荷方向とは直角方向に傾斜するようになった. 後述するように, 供試体の中にはこの方向の傾斜が荷荷装置の許容範囲を超え



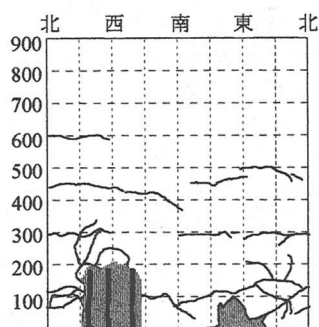
(a) A1供試体



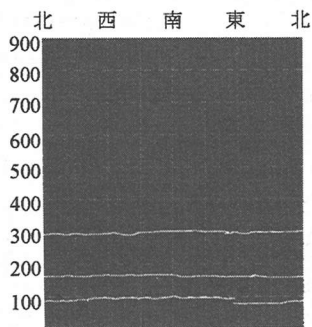
(b) A2供試体



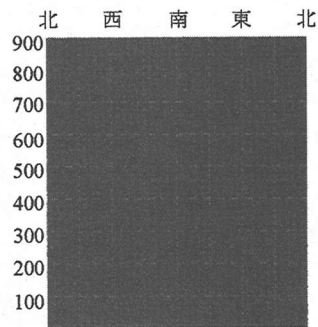
(c) A3供試体



(d) B1供試体

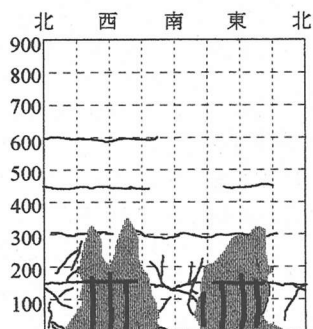


(e) B2供試体

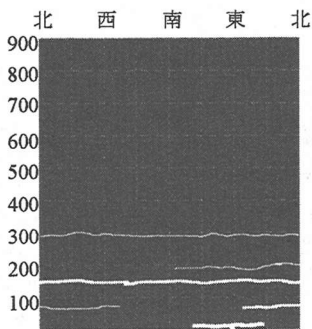


(f) B3供試体

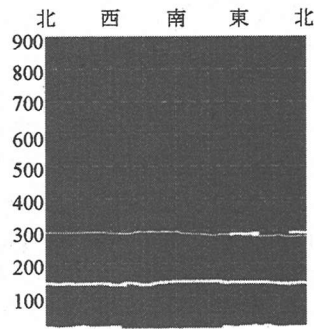
(1) ドリフト3.0%



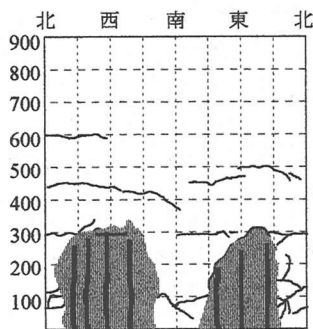
(a) A1供試体



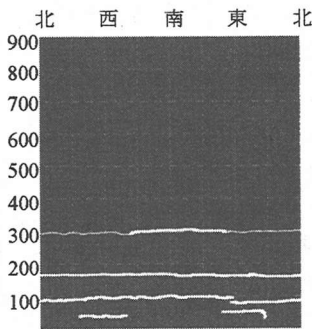
(b) A2供試体



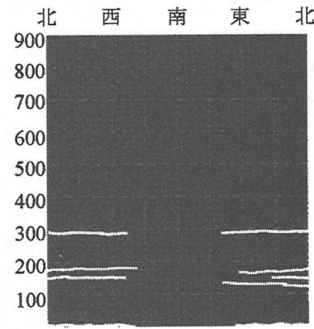
(c) A3供試体



(d) B1供試体



(e) B2供試体



(f) B3供試体

(2) 最終状況

図-3 各供試体の損傷状況

たために載荷をうち切ったものがある。従来、載荷方向とは直角方向への拘束をどのようにするかがあまり意識されないままに実験結果が報告されている研究もあるが、実際の単柱式橋脚の状態は今回の実験のように載荷方向とは直角方向には拘束されていないことから、この方向の残留傾斜も考慮した上で橋脚の変形性能を論じる必要があると考えられる。

3. 橋脚の破壊性状

図-3にはドリフトが3%の場合と載荷をうち切った最終状態での損傷状況を6体の供試体に対して示したものである。ここで、A2, A3 供試体では、CFS巻き立てを行っているため、表面が黒く表示されている。帯鉄筋比 ρ_s が0.256%と大きくCFS補強していないA1 供試体では、載荷後ドリフトが1.0%程度になった段階で、基部から高さ150mm, 300mm, 450mm付近において周方向にひび割れが発生した。これはいずれも帯鉄筋が配置されている高さに相当する。ドリフトが3.0%となると、載荷方向に直交する面(東, 西面)において基部から高さ約100mmまで軸方向鉄筋に沿って鉛直方向に幅2mmのひび割れが発生した。ドリフトが3.5%になると載荷方向に直角な面で軸方向鉄筋の座屈が始まり、これに伴ってかぶりコンクリートが橋脚基部から300mm程度の高さまで剥落した。このため、水平方向の耐力が急激に低下した。ドリフトが4.0%に達すると水平方向の耐力は最大耐力時の60%以下にまで低下し、実験を終了した。A1 供試体では載荷直交面への傾斜はあまり生じていない。

A1 供試体をCFS1層で巻き立てたA2 供試体では、載荷後ドリフト1.5%までは載荷に伴いみしみしと音がする程度で外観上変化はなかった。ドリフトが3.0%になると基部と基部から150mm付近で上下方向にCFSが裂け、その幅が徐々に広がり、ドリフトが3.5%になると基部から300mm付近で上下方向にCFSが裂け始めた。その後、高さ200mmまでの範囲の数カ所でCFSが上下方向に裂けた。ドリフトが5.5%になると基部付近でCFSが水平方向に高さ2cm程度の範囲で破断し外にめくれ上がった。そして、この直後に実験供試体が載荷方向と直角方向にドリフトにして7%以上傾斜して、鉛直アクチュエーターのリミッターが作動したため実験を終了した。

A1 供試体にCFSを2層巻き立てたA3 供試体においても損傷状況の進展の仕方にはA2 供試体と大きな違いはない。ドリフトが3.5%になると基部から150mm付近で上下方向に炭素繊維シートが裂け、ド

リフト4.5%でCFSが水平方向に破断したが、高さ5mm程度の範囲であり、この破断による耐力の低下は生じなかった。また、この場合にもドリフトが5.0%になると、載荷方向と直角方向にドリフトにして7%以上傾斜し、載荷を終了した。A2 供試体と比較すると、CFSの破断箇所数や程度はわずかであり、フーチングから伸び出した軸方向鉄筋による基部の塑性変形はより大きく生じていた。

これに対して、帯鉄筋比 ρ_s が0.128%と少ない方のB1 供試体では、A1 供試体に比較して、損傷の進展がドリフトにして0.5%ほど早く、ドリフト3.0%で軸方向鉄筋の座屈が生じ、高さ300mm程度までかぶりコンクリートが剥落した。ドリフトが3.5%に達すると水平耐力は最大耐力時の63%にまで低下し、実験を終了した。

B1 供試体にCFSを1層巻いたB2 供試体では、ドリフト2.0%になると基部と同時に基部から150mm, 300mm付近のCFSが上下方向に裂け始めた。これらはいずれも帯鉄筋を配置している高さに相当する。ドリフト5.5%になると、高さ150mm位置において30mm程度の幅で水平方向にCFSが破断したが、耐力の低下は生じなかった。これはCFSの損傷範囲が限定されていたためと考えられる。最終的には載荷直角方向に供試体が傾斜したため、ドリフト5.5%で実験を終了した。損傷の進展はA2 供試体とほとんど変わらない。

CFSを2層巻いたB3 供試体においても、損傷の進展の仕方はA3 供試体とほぼ同じである。B2 供試体と比較すると炭素繊維シートが破断した箇所や程度はわずかでありフーチングから伸び出した軸方向鉄筋による基部の塑性変形はより大きく生じていた。

図-4には実験終了後にCFSを橋脚基部から高さ300mmの範囲で撤去して観察したコンクリートの損傷状況を示す。CFSは簡単には撤去できず、グラインダーで縦方向に切断して剥がした。ただし、CFSが損傷していた箇所ではCFSとコンクリートの付着は切れており、グラインダーで入れた切り口から容易に剥がすことができた。剥がしたCFSには表面コンクリートが付着していた。しかしながら、CFSが損傷しなかった箇所では、CFSとコンクリートとの付着は切れておらず、CFSを剥がすことは困難であった。図-4によれば、A2, B2 供試体のコンクリートには周方向に最大で幅3mm程度のひび割れが生じているのが確認された。また、A3, B3 供試体ではCFSが上下方向に裂けた箇所と基部においてコンクリートに最大で幅3mm程度の周方向ひび割れが生じていたが、炭素繊維シートが上下方向に裂けなかった箇所ではコンクリートには損傷は生じていなかっ

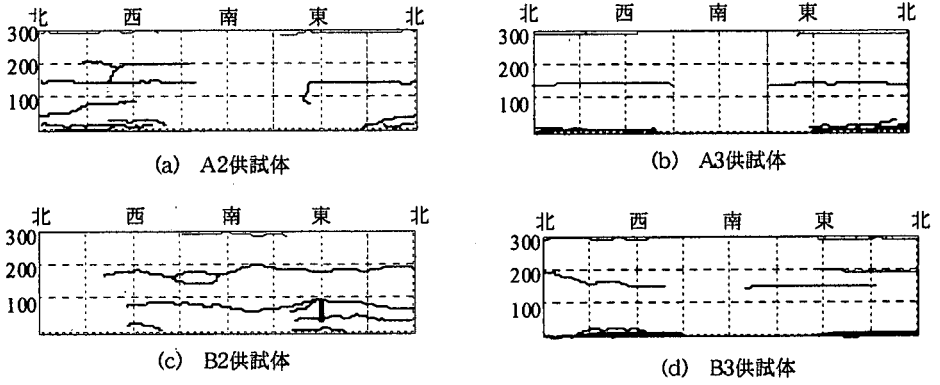


図-4 炭素繊維シート除去後の基部の損傷状況

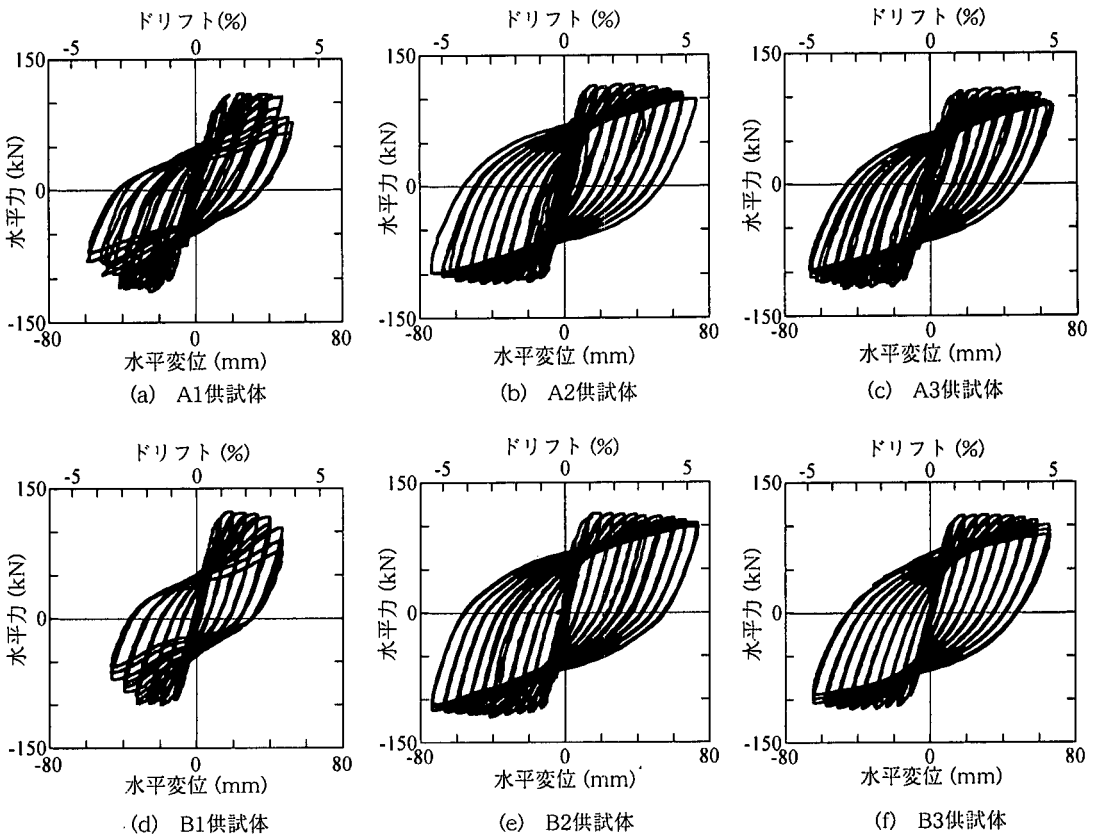
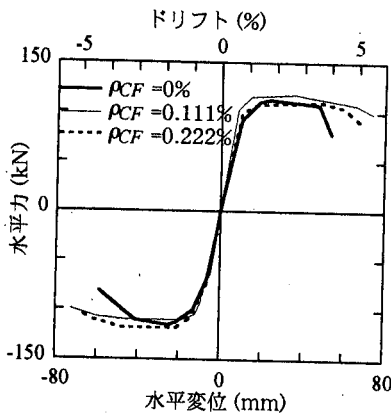


図-5 水平力～水平変位履歴曲線

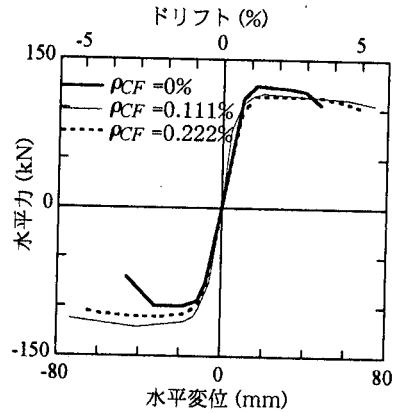
た。

無補強の供試体に比較すると CFS を巻き立てた供試体では、コンクリートや鉄筋の損傷は非常に小さい。たとえば、A2、B2 供試体では最大で幅が 3mm 程度のクラックが円周方向に 4、5 本入っているだけであり、この他の箇所にはコンクリートの損傷は認められない。A2、B2 供試体に比較すると、A3、B3

供試体では円周方向のクラック本数はさらに少なく、2、3 本でしかない。しかし、A2、B2 供試体に比較すると、この場合にはクラック 1 本の幅が大きく最大で 5mm 程度であり、さらに、橋脚基部においてフーチングからの主鉄筋の抜け出しにともなうコンクリートの剥離が生じている。このことは、A2、B2 供試体に比較すると、A3、B3 供試体では CFS の巻き

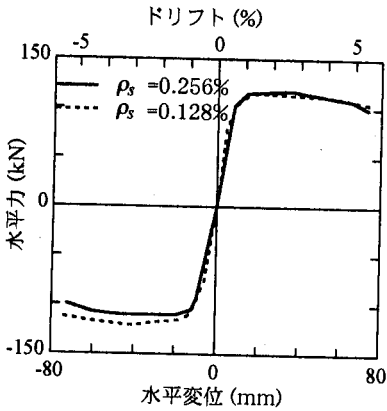


(a) $\rho_s = 0.256\%$ の場合

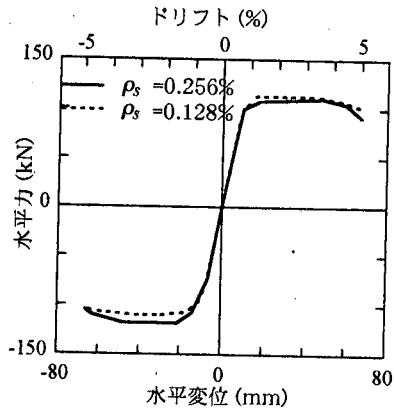


(b) $\rho_s = 0.128\%$ の場合

図-6 炭素繊維シート量の影響



(a) $\rho_{CF} = 0.111\%$ の場合



(b) $\rho_{CF} = 0.222\%$ の場合

図-7 帯鉄筋比の影響

立て層数が多い分だけ強くコンクリートを横拘束し、これがコンクリートの曲げクラックを減少させることに寄与したが、同じ塑性曲率を生じさせるために1本あたりのクラックの幅は大きくなっていると考えられる。

CFS で巻き立てた供試体では、さらにかぶりコンクリートを撤去して内部の軸方向鉄筋や帯鉄筋をチェックしたが、いずれも軸方向鉄筋や帯鉄筋には目視できる程度の座屈等の損傷は生じていなかった。

4. CFS 巻き立てした橋脚の耐力および変形性能

繰り返し載荷実験により得られた各供試体の載荷点位置における水平力～水平変位の履歴を示した結果が図-5である。A1 供試体ではドリフトが1.5%で最大水平耐力113kNに達し、それ以後載荷変位の増

大とともに徐々に水平耐力は減少していくが、ドリフトが3.0%程度までは安定した履歴曲線を描いている。しかし、前述したように、ドリフトが3.5%になると軸方向鉄筋が座屈しコンクリートが剥落するに至って水平耐力が急速に低下し始める。

これに対してCFSをそれぞれ1層、2層巻いたA2、A3 供試体では、ドリフトが1.5%においてそれぞれで最大水平耐力118kN、110kNに達した。A1 供試体に比較して最大耐力はそれぞれ1.05、0.98倍とほとんど変わらない。その後、載荷振幅の増大とともに緩やかに水平耐力は減少して行くが、橋脚が載荷方向とは直角方向に傾斜し載荷を終えたドリフト5.5、5.0%までには急速な耐力低下は起こらず、安定した履歴を示している。したがって、A2、A3 供試体では、A1 供試体に相当する急速な耐力低下がどの段階で生じたかはわからないが、いま仮に最大耐力に達した後、最大耐力の80%にまで低下した時を終局と定義すれば、A2、A3 供試体の終局変位はドリフトでそれ

ぞれ 5.0%, 4.5%に相当する。

一方, B1 供試体ではドリフトが 1.5%で最大水平耐力 123kN に達し, ドリフトが 3.0%になるとかぶりコンクリートが剥落しはじめ, その後急速に水平耐力が減少した。たとえば, ドリフトが 3.5%の段階では水平耐力は最大耐力の 63%にまで低下している。

これに対して, B1 供試体をそれぞれ CFS で 1 層, 2 層巻きした B2, B3 供試体では, 載荷方向とは直角方向に橋脚が傾斜し, 載荷をうち切ったドリフト 5.5, 5.0%までは急速な耐力の低下は生じていない。A2, A3 供試体と同様に最大水平耐力後, 実験終了まで安定した履歴形状を示した。最大水平耐力を A1 と B1, A2 と B2 間で比較すると, これらの比 (A1/B1, A2/B2) はそれぞれ 0.91, 1.02 であり, ほとんど変わらない。これは, 今回の実験ではじん性向上を目的として CFS を周方向に巻き, 横拘束効果の向上を図ったためである。上述した定義による終局変位を求めると, それぞれドリフト 5.0%, 4.5%に相当する。

以上のような履歴曲線を包絡線で比較した結果が図-6 である。これによれば, 終局変位を比較すると, A シリーズでは, 無補強の A1 供試体ではドリフトで 3.5%であったものが A2, A3 供試体ではそれぞれドリフトで 5.0, 4.5%に, また, B シリーズ供試体では, 無補強の B1 供試体ではドリフトで 3.0%であったものが B2, B3 供試体ではそれぞれドリフトで 5.0, 4.5%と, CFS による横拘束効果が現れている。上述したように, CFS で補強した供試体では無補強供試体のように載荷を終えるまで急速な耐力低下は起こらなかったわけであるから, 実際の変形性能には終局変位で表した以上の差があると言える。

しかし, CFS 比 ρ_{CF} を 0.111% (1 層巻き) から 0.222% (2 層巻き) に増加させたことの効果はドリフトが少なくとも 4.5~5.0%までの範囲では変形性能にはほとんど影響を与えていない。上述した定義による終局変位で比較すると, CFS 比を大きくした場合の方がかえってドリフトにして 0.5%程度変形性能が小さくなっている。これは, 前述したように, CFS 比が 0.111%であっても塑性ヒンジ区間でコンクリートの損傷を大きく抑え, 変形性能の向上に貢献したためと考えられる。ただし, さらに載荷を継続し, CFS が破断するような状況になると, CFS 比の高い方が終局的な状態になる水平変位が大きいと考えられる。

次に, CFS 比が同程度となるように巻き立て補強した場合に, 既設 RC 橋脚にもともと配置されていた帯鉄筋比が異なるとどのような影響があるかを履歴曲線の包絡線で比較した結果が図-7 である。これによれば, 帯鉄筋比が 0.13~0.26%の範囲で変化し

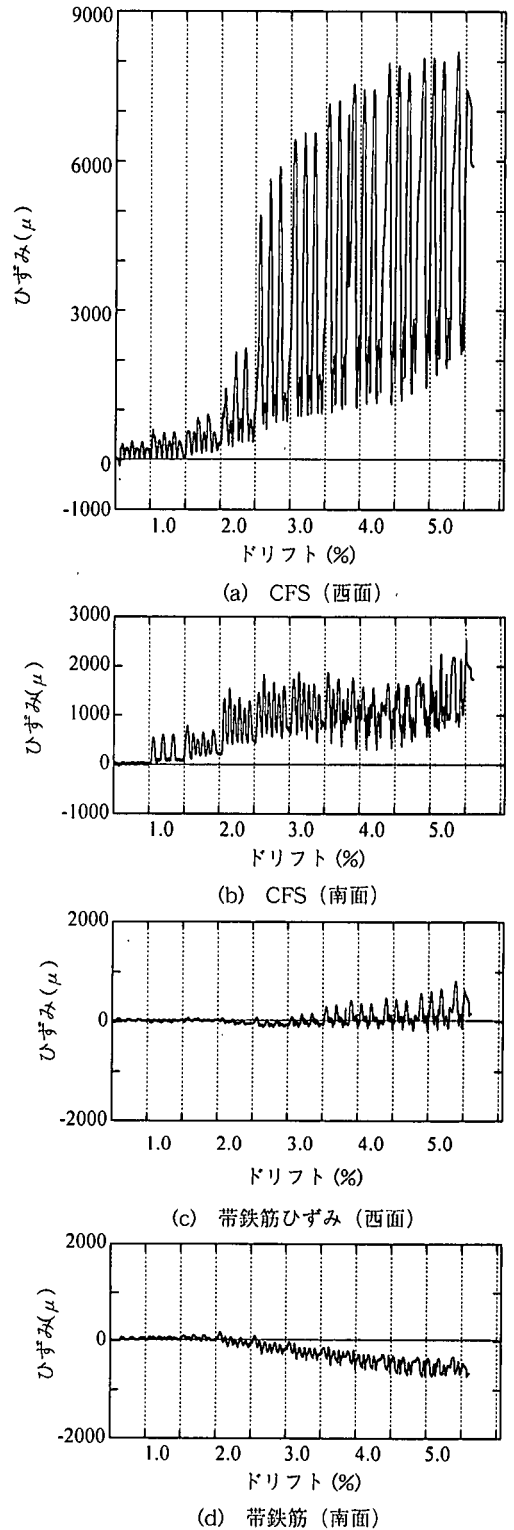


図-8 CFSと帯鉄筋に生じる周方向ひずみ (A2供試体 高さ150mm位置)

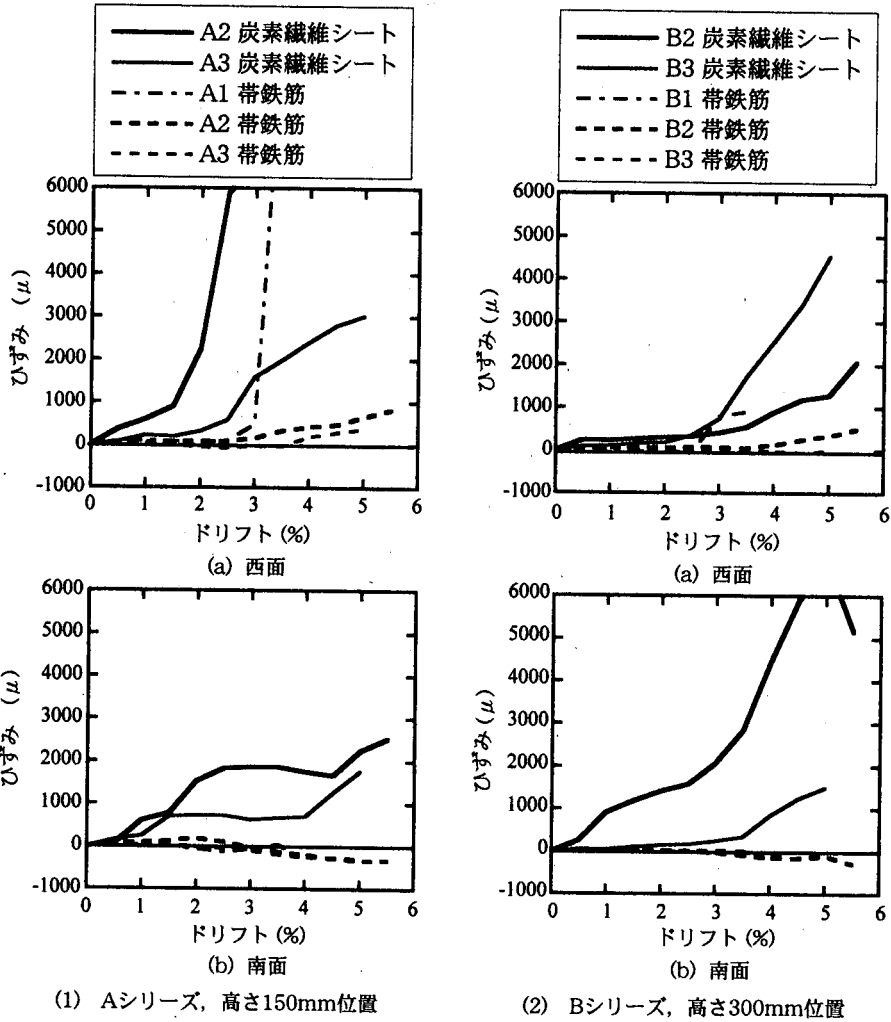


図-9 帯鉄筋および炭素繊維シートの周方向ひずみ

ても、CFS 量が同じであれば、履歴曲線の包絡線にはほとんど有意な差は無いと言うことができる。この理由に関しては後述する。

5. 炭素繊維シートおよび帯鉄筋に生じる周方向ひずみ

塑性ヒンジ領域における帯鉄筋と CFS の横拘束効果を検討するために、A2 供試体を例に基部から高さ 150mm 位置における帯鉄筋と CFS に生じる周方向ひずみを比較した結果が図-8 である。これによれば、荷重の進行とともに CFS に生じる周方向ひずみは増加していくが、周方向ひずみの値は荷重方向に直交方向（西面）と平行方向（南面）とでは大きく異なっている。すなわち、ドリフト 2.5% 程度の場合に着目すると、CFS に生じる周方向のひずみは西面では

5900 μ であるのに対して南方向では 1800 μ と約 1/3 に過ぎない。帯鉄筋に生じるひずみは同一箇所における CFS に比較すると非常に小さい。

これを他の供試体についても示した結果が図-9 である。シリーズ A, B ともにいずれのドリフトにおいても、CFS に生じるひずみは荷重方向に直角方向の面（西面）において大きく、荷重方向と平行方向の面（南面）においては小さい。従来、円形断面では図-10 のように横拘束筋に伴うフープテンションによる横拘束力は断面のいずれの箇所においても同じであると考えられてきたが、実際には、そうではなく CFS とコンクリートの付着などによって場所ごとに異なることが注目される。これは、横拘束筋をコンクリートに付着させなければ横拘束筋に生じるフープテンションは全長にわたって一樣になるかもしれないが、横拘束筋をコンクリートと付着した場合にはもっと複雑なメカニズムでコアコンクリート

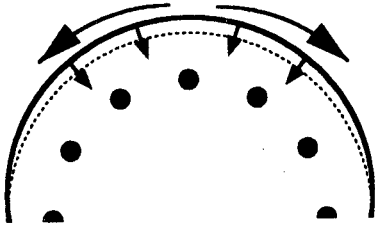


図-10 コンクリートに作用する横拘束応力のモデル化

に対する横拘束効果が発揮されることを示唆している。

一方、図-9 において帯鉄筋ひずみを見てみると、A1 供試体ではドリフトが 3.5%になると西面では降伏ひずみを大きく越えている。これは軸方向鉄筋が座屈したためと考えられる。一方、A2, A3 供試体においては帯鉄筋ひずみは供試体の西面では最大でも 800μ 、 400μ 程度に過ぎず、南面ではわずかに圧縮ひずみさえ生じている。帯鉄筋に生じる周方向ひずみが CFS に生じるひずみよりもかなり小さいことが興味深い。本来、帯鉄筋と CFS によって 2 重に横拘束されているわけであるから、両者に生じる周方向ひずみはほぼ同程度となっても良いはずである。このようになる原因として考えられるのは、内部コンクリートの変形だけではなく、外側に位置する CFS には、かぶりコンクリートの損傷に伴う変形が大きいこと、肉眼では分からなかったが軸方向鉄筋や帯鉄筋のはらみだしが作用するためではないかと考えられる。現段階ではメカニズムがはっきりしないが、CFS の方が帯鉄筋よりも大きな横拘束力をコンクリートに与えるということが、前述したように既設橋脚に配置されている帯鉄筋量が CFS で補強した後の橋脚の変形性能にほとんど影響しない理由であることは確実である。

周方向ひずみより算出した炭素繊維シートの横拘束応力 σ_{CF} と帯鉄筋の横拘束応力 σ_s の比 σ_s/σ_{CF} (以下、横拘束力比と呼ぶ) が荷重の進展とともにどのように変化したかを示した結果が図-11 である。ただし、上述したように、荷重変位によっては帯鉄筋ひずみがマイナス (圧縮) になる場合もあるため、ここでは帯鉄筋が引張力を分担する場合だけを示している。これによれば、供試体ごとに多少ばらつきがあるが、全体としてはドリフト比が 2.0% 程度までは荷重変位振幅の増大とともに横拘束力比 σ_s/σ_{CF} は 0.2 程度から 0.1 程度に減少し、これより水平変位が大きくなると再び横拘束力比 σ_s/σ_{CF} は増大する傾向にある。このことは、コンクリートの損傷が小さいうちはほとんど CFS が横拘束を分担し、

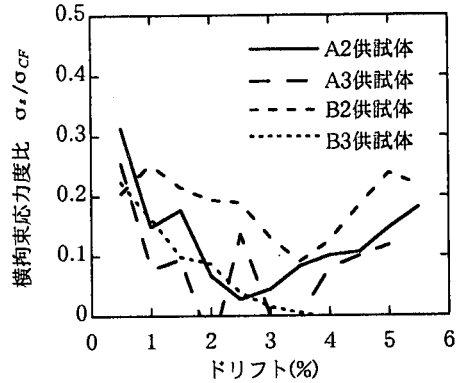


図-11 帯鉄筋による横拘束応力と炭素繊維シートによる横拘束応力の比～ドリフトの関係

損傷が大きくなった段階では帯鉄筋も横拘束に寄与するようになると解釈できる。今後、CFS と帯鉄筋の横拘束力の分担に関してはメカニズムも含めてさらに確認実験が必要である。

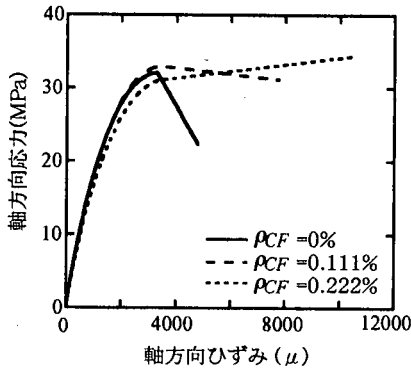
6. 曲げ耐力および終局変位の解析

ファイバー解析によって供試体の曲げ耐力及び変形性能を解析し、実験結果との比較検討を行った。解析法は一般のファイバー要素解析法に従うとし、コンクリートの応力度～ひずみ関係としては炭素繊維シートによる拘束効果を考慮した表-4 に示す細谷、川島式⁸⁾と Priestley ら⁹⁾によって提案された式を用いることとした。ここで細谷、川島式では任意の帯鉄筋比と CFS 比の組み合わせに相当する帯鉄筋と炭素繊維シートの両方で横拘束された場合のコンクリートの応力～ひずみ関係を求めることができる。表-4 に示すコンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu} は CFS が破断し、最終的にコンクリートの耐力が急速に失われる時のひずみを与えたものである。これに対して、Priestley らの式は特別に CFS で横拘束されたコンクリートの応力～ひずみ関係から求められたものではなく、帯鉄筋で拘束されたコンクリートの応力～ひずみ関係式において、終局時の CFS の周方向ひずみを 4000μ 程度と見込んでコンクリートの軸方向終局ひずみ ϵ_{cu} を求めるようにした式である。図-12 はこのようにして細谷、川島式と Priestley らの式を用いてコンクリートの応力度のひずみ関係を求めた結果である。ただし、CFS で巻き立てず、帯鉄筋で横拘束した場合については、表-4 において細谷、川島式を用いる場合には、 $\rho_{CFS}=0$ 、 $f_{CF}=0$ とした。このようにすると、細谷、川島式は帯鉄筋による横拘束を表す Hoshikuma らの式¹⁰⁾と同じとなる。一方、

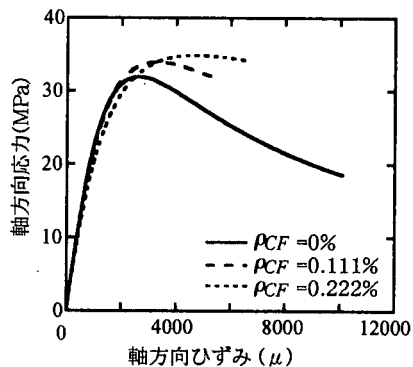
表-4 炭素繊維シートおよび帯鉄筋による横拘束効果の評価式

細谷, 川島式 (円形断面の場合)	Priestley 等の式
第1領域 ($0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_t$) $E_g \leq 0$ の場合 $f_c = E_c \epsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_t} \right)^{n-1} \right\} \quad n = \frac{E_c \cdot \epsilon_t}{E_c \cdot \epsilon_t - f_t}$ $(E_g > 0)$ の場合 $f_c = E_c \epsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(1 - \frac{E_g}{E_c} \right) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_t} \right)^{n-1} \right\} \quad n = \frac{(E_c - E_g) \epsilon_t}{E_c \epsilon_t - f_t}$ 第2領域 ($\epsilon_t \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$) $f_c = f_t + E_g (\epsilon_c - \epsilon_t)$	$f_c = \frac{f_t \frac{\epsilon_c}{\epsilon_t} n}{n - 1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_t} \right)^n}$ ただし, $n = \frac{E_c \cdot \epsilon_t}{E_c \cdot \epsilon_t - f_t}$
第1領域から第2領域に変化する点の軸方向応力度 f_{cc} $f_{cc} = f_{co} + (1.93 \rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF} + 2.20 \rho_s f_{yh})$	最大軸方向応力度 f_{cc} $f_{cc} = f_{co} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_t}{f_{co}}} - \frac{2 f_t}{f_{co}} - 1.254 \right)$
第1領域から第2領域に変化する点の軸方向ひずみ ϵ_t $\epsilon_t = 0.003 + \left(0.00939 \frac{\rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF}}{f_{co}} + 0.0107 \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}} \right)$	最大軸方向応力度時ひずみ ϵ_t $\epsilon_t = 0.002 \left\{ 1 + 5 \left(\frac{f_t}{f_{co}} - 1 \right) \right\}$
2次勾配 E_g $E_g = \frac{-0.658 f_{co}^2}{\rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF} + 0.098 \rho_s f_{yh}} + 0.078 \sqrt{\rho_{CF} E_{CF}}$	横拘束応力度 f_t $f_t = \frac{1}{2} k_e \rho_{CF} f_{CF}$
終局ひずみ ϵ_{cu} $\epsilon_{cu} = 0.00383 + 0.1014 \left(\frac{\rho_{CF} f_{CF} + \rho_s f_{yh}}{f_{co}} \right)^{\frac{3}{4}} \left(\frac{f_{CF}}{E_{CF}} \right)^{\frac{1}{2}}$	終局ひずみ ϵ_{cu} $\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{2.5 \rho_{CF} f_{CF} \epsilon_{CF} \epsilon_{cu}}{f_t}$ 終局時の炭素繊維シートひずみは 4000μ レベルを想定する

E_c : コンクリートの弾性係数(MPa) E_{CF} : 炭素繊維シートの弾性係数(MPa)
 f_{co} : 無補強試験体のコンクリート強度(MPa) f_{CF} : 炭素繊維シートの引張強度(MPa) f_{yh} : 帯鉄筋の降伏強度(MPa)
 ϵ_{CF} : 第1領域から第2領域に変化する時の炭素繊維シートの周方向ひずみ(ここでは 1500μ とする)
 k_e : 有効拘束係数(ここでは 1.0 とする)



(a) 細谷, 川島式



(b) Priestleyらによる提案式

図-12 コンクリートの軸方向応力～軸方向ひずみ関係(Aシリーズ)

Priestley らの式を用いる場合には, 終局ひずみを次式で求めた⁹⁾.

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (3)$$

表-5 解析に用いた既往の実験供試体の特性

供試体名	Cシリーズ					Dシリーズ		Eシリーズ	
	C1	C2	C3	C4	C5	D1	D2	E1	E2
研究報告	文献4					文献5		文献6	
断面直径 (mm)	400					700		350	
載荷点高さ (mm)	1200					2100		1500	
せん断支間比	3.00					3.00		4.29	
繰り返し載荷回数	3					3		1	
軸方向鉄筋比 (%)	1.02					1.19		1.58	
帯鉄筋比 ρ_s (%)	0.22				0.26	0.17		0.57	
炭素繊維シート比 ρ_{CF} (%)	0.00	0.06	0.11	0.17	0.11	0.00	0.19	0.00	0.38
コンクリート強度 (MPa)	37.1	40.2	37.1	36.1	41.7	33.0	28.9	33.0	33.0
軸応力度比 (%)	2.6	2.4	2.6	2.7	2.4	5.1	5.8	3.0	3.0

ここで、 ρ_s ：帯鉄筋比、 f_{yh} ：帯鉄筋の終局強度 (MPa)、 ϵ_{su} ：帯鉄筋の破断ひずみ、 f_{cc} ：コンクリートの最大応力度である。帯鉄筋だけで拘束した場合には、細谷、川島式よりも Priestley らの式の方が終局ひずみを大きく評価している。

図-12 によれば、CFS を巻き立てた場合には、 $\rho_{CF}=0.222\%$ となると、細谷、川島式ではひずみが 10000μ 程度までひずみの増加とともに応力度は増加し続けるが、Priestley らの式では、 4000μ 程度で最大応力に達した後、ひずみの増加とともに応力度は減少し始める。終局ひずみは全体として細谷、川島式の方が大きい。

鉄筋の応力度～ひずみ関係は道路橋示方書に基づいてバイリニア型とする。フーチングからの軸方向鉄筋の伸びだしによって生じる水平変位は太田の手法¹¹⁾により算出した。太田の方法ではフーチング内の軸方向鉄筋のひずみを直線分布と仮定し、引張力と付着力の力のつり合い条件から、軸方向鉄筋の伸び出し量 Δ および基部の回転角 θ を次式により与えている。

$$\Delta = \frac{A_s \epsilon_s f_s}{2U \tau_{bs}} \quad (4)$$

$$\theta = \frac{A_s \epsilon_s f_s}{2U \tau_{bs} x} \quad (5)$$

ここで、 A_s ：軸方向鉄筋の断面積、 ϵ_s ：橋脚基部における軸方向鉄筋のひずみ、 f_s ：橋脚基部における軸方向鉄筋の応力度、 U ：軸方向鉄筋の周長、 τ_{bs} ：平均付着応力度、 x ：中立軸から軸方向鉄筋までの距離である。

式(5)より、軸方向鉄筋の伸びだしの影響による載荷点高さに生じる水平変位 δ_l は次式のように求められる。

$$\delta_l = \theta h = \frac{A_s \epsilon_s f_s h}{2U \tau_{bs} x} \quad (6)$$

また、解析対象としては本研究の中で実施した 6 体の実験供試体の他に、表-5 に示す既往の研究^{4),5),6)} で用いられた実験供試体 9 体も加えることとした。これらは、いずれも円形断面鉄筋コンクリート橋脚であり、炭素繊維シートを周方向に巻き付け補強を行った供試体とこれとの対比のために実施された無補強供試体が含まれている。軸方向鉄筋比は 1.02～1.58% であり、本研究で用いた供試体よりも多少小さい。帯鉄筋比は C、D シリーズでは 0.22、0.26% と本研究に用いた供試体 (タイプ A) とほぼ同程度であるが、E シリーズでは 0.57% と本研究で用いた供試体の 2～4 倍となっている。また、C および D シリーズの実験では各載荷ステップにおける載荷繰り返し回数は本研究と同じく 3 回であるのに対して、E シリーズの実験では載荷繰り返し回数が 1 回と他のシリーズと比較して少ない。一般に繰り返し載荷実験では、載荷繰り返し回数が少ないと、コアコンクリートの損傷が生じにくいと、終局変位も小さくなる^{12),13)}。したがって、後述する解析結果と実験結果の比較においては、このような点を考慮しておかなければならない。

細谷、川島式、Priestley 式を用いた場合の水平力作用点における水平力～水平変位の関係を実験結果と比較すると、それぞれ図-13、図-14 のようになる。ここでは、代表例として A シリーズと C シリーズに対する解析結果を示している。これによれば、細谷、川島式を用いた場合には、A シリーズ、C シリーズともに曲げ耐力はよく実験値と一致している。終局変位については、CFS 補強しない場合や $\rho_{CFS}=0.06\%(C2) \sim 0.11\%(A2,C3)$ と小さい場合には、解析値は実験値を小さく評価するが、 $\rho_{CFS}=0.22\%(A3)$ と大きくなると解析値は実験値とよく一致する

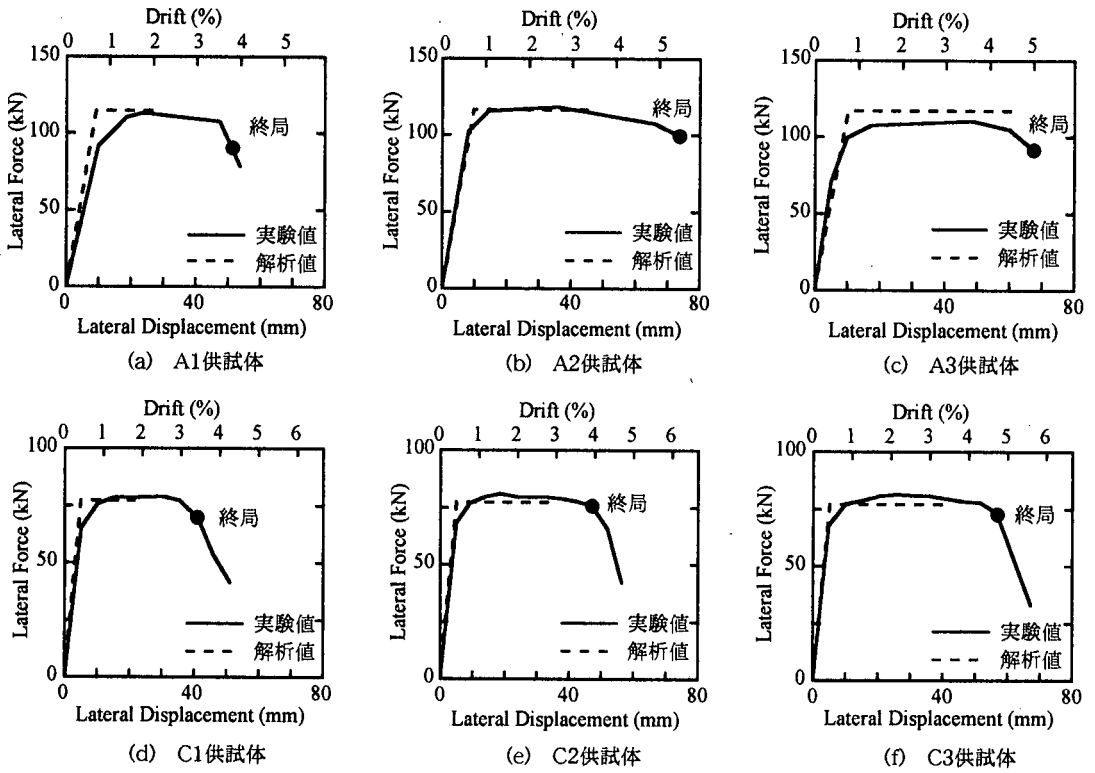


図-13 実験値と解析値の比較 (細谷・川島式を用いた場合)

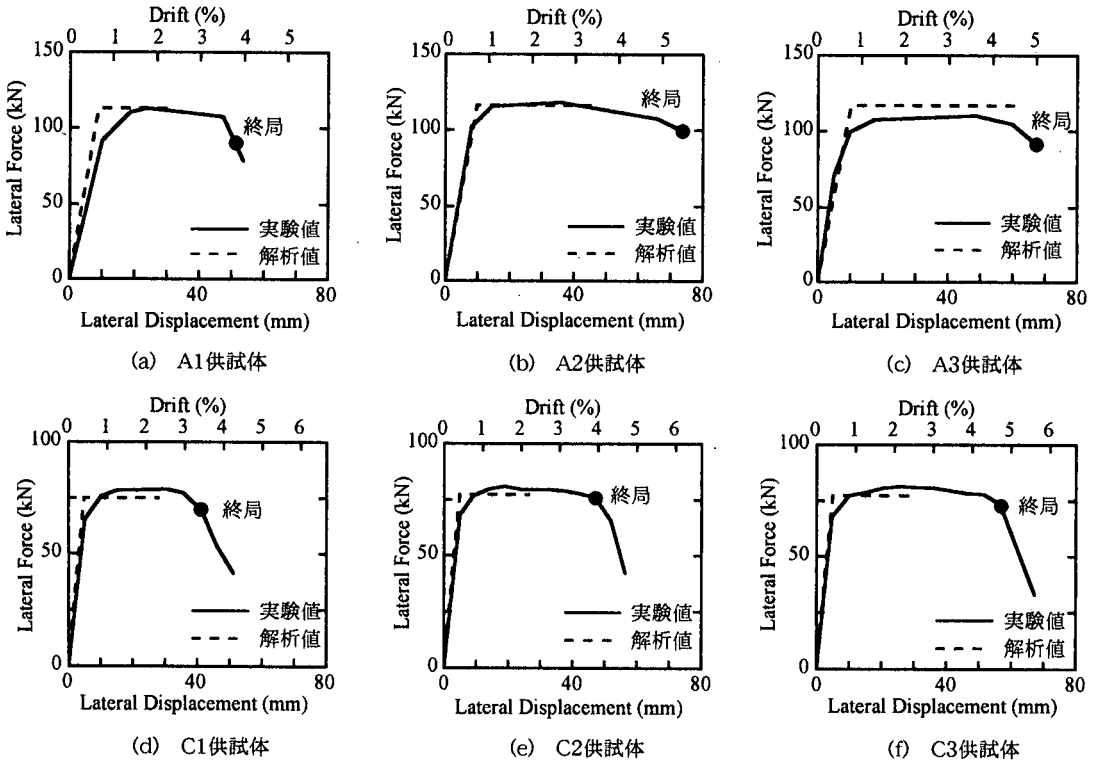
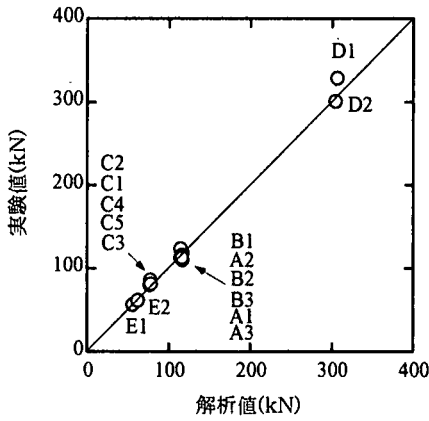
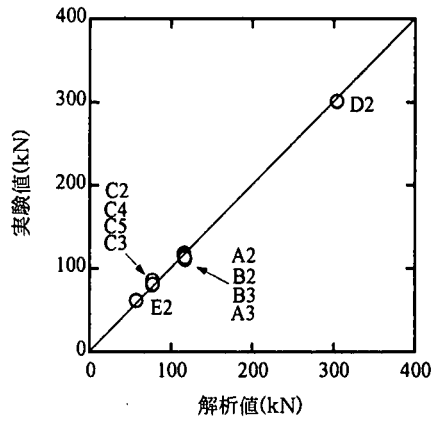


図-14 実験値と解析値の比較 (Priestley式を用いた場合)

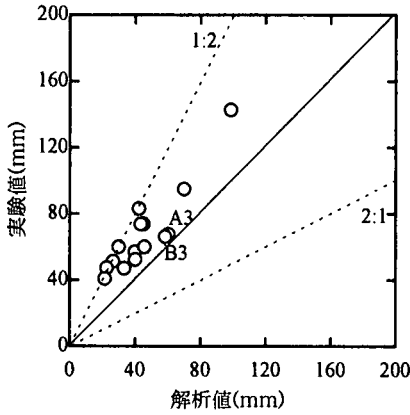


(a) 細谷・川島式を用いた場合

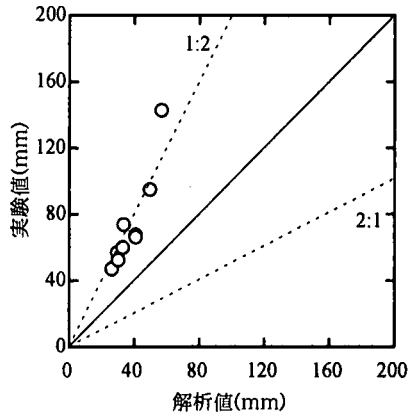


(b) Priestleyらによる提案式を用いた場合

図-15 実験値と解析値の曲げ耐力による比較



(a) 細谷・川島式を用いた場合



(b) Priestleyらによる提案式を用いた場合

図-16 実験値と解析値の終局変位による比較

ようになる。

このような特徴は Priestley らの式を用いた場合でも同じであるが、この場合には細谷、川島式を用いた場合よりもさらに終局変位を小さめに与える。こうした解析から、最大曲げ耐力について解析値と実験値を比較すると図-15 のようになる。細谷、川島式、Priestley 式の間には大きな違いは生じていない。解析値は実験値の 0.94~1.11 倍の範囲に収まっており、よく実験結果を表していると言って良い。

一方、終局変位について実験値と解析値との比較を示すと図-16 のようになる。細谷、川島式を用いた場合には、A3 や B3 のように ρ_{CFS} が大きい供試体では、解析値は実験上の終局変位と近い値を与えるが、そのほかの多くの供試体では解析値は実験値の 0.47~0.76 程度と小さめに評価している。これに対して Priestley らの式を用いた場合には、いずれの供試体においても解析値は実験上の終局変位の 1/2 程

度の値を与える。終局変位としての一貫度は細谷、川島式を用いた場合の方が Priestley らの式を用いた場合よりもよい。

以上のように、細谷、川島式、Priestley らの式のいずれを用いても終局変位については解析値は実験値に対して安全側の結果を与えており、これ自体は当面の補強設計に用いる上では大きな問題ではない。しかし、前述したように細谷、川島式では、表-4 に示したコンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu} は CFS が破断する時のひずみとして与えられたものであり、実際のくり返し載荷実験では CFS が破断するには至らなかったにもかかわらず、 ρ_{CFS} が大きい一部の供試体を除けば、ほとんどの供試体では ϵ_{cu} を用いて計算した終局変位が実験値よりも小さいという点が重要である。この理由としては、前述した CFS と帯鉄筋との共同作用効果等、いろいろ考えることができるが、いずれにしても今後、さらに拘束メカニズムについ

て検討を進めていく必要がある。

7. 結論

従来、実験的な検証が少ない曲げ破壊先行型の円形断面 RC 橋脚に対するじん性補強効果に対する検討を行うため、帯鉄筋比と炭素繊維シートの量を変化させた 6 体の供試体に対する繰り返し載荷実験を行った。さらに、既往の 9 体に対する繰り返し載荷実験結果を加えて、合計 15 体に対する繰り返し載荷実験結果を基に、ファイバー要素解析によって求められる最大曲げ耐力、終局変位を実験結果と比較した。本研究から得られた結論をまとめると、以下のようになる。

(1) 炭素繊維シートで補強していない A1 供試体(帯鉄筋比 $\rho_s=0.256\%$)、B1 供試体(帯鉄筋比 $\rho_s=0.128\%$)では軸方向鉄筋の座屈とともにかぶりコンクリートの剥落が生じ、曲げ破壊先行型の損傷モードを示したが、これらにそれぞれ炭素繊維シートを円周方向に 1 層巻き立て補強した A2, B2, 2 層巻き立て補強した A3, B3 供試体では急激な耐力低下を生じるような炭素繊維シートの破断は生じず、最終的には載荷直角方向に供試体が傾斜して終局状態に達した。

(2) 最大耐力の 80%まで耐力が低下する時を終局と規定すると、終局変位は炭素繊維シートによる補強を行わない A1, B1 供試体ではドリフトで 3.0~3.5%であるのに対して、炭素繊維シートで補強した供試体ではドリフトで 4.5~5.0%である。したがって、円形断面鉄筋コンクリート橋脚に対して周方向に炭素繊維シートを巻き付け補強することによって変形性能が向上する。

(3) 炭素繊維シートを 2 層 ($\rho_{CF}=0.222\%$) 巻いた場合には 2 層 ($\rho_{CF}=0.111\%$) 巻いた場合に比較して、A, B いずれのシリーズでもドリフトで 0.5%程度変形性能が低下した。これは、炭素繊維シートでより強く補強した結果、損傷が基部に集中し塑性ヒンジ長が減少するため変形性能が低下したためである。したがって変形性能を大きくするためには、最適な炭素繊維シート補強量がある可能性がある。

(4) 円形断面であればフープテンションは円周方向に一樣に生じると考えられているが、炭素繊維シートに生じるフープテンションは断面位置によって一樣ではない。このことは、円形断面といえども、一樣なフープテンションを仮定することが適当ではないことを意味する。

(5) 同一高さにおける炭素繊維シートと帯鉄筋の周

方向のひずみを比較すると、例えば A シリーズでは炭素繊維シートには 3000μ 以上ひずみが生じているのに対して帯鉄筋には $400\sim 800\mu$ 程度のひずみしか生じていない。このメカニズムについては現段階ではよく分からないため、今後さらに追加検討が必要であるが、外側に位置する炭素繊維シートには、内部コンクリートの変形に加えてかぶりコンクリートの変形や損傷、軸方向鉄筋や帯鉄筋のはらみだしを拘束するためではないかと考えられる。

(6) 横拘束応力比 σ_s/σ_{CF} は最大でも 0.31 であり、帯鉄筋に比較して炭素繊維シートによる拘束力が大きい。今回の実験で対象とした程度に帯鉄筋比 ρ_s が異なっても同じ量の炭素繊維シートで巻き立て補強されていれば変形性能にはほとんど差がなかったが、この理由はこのことによると考えられる。

(7) 細谷、川島式および Priestley 式を用いて求めた曲げ耐力はほぼ同程度の値を与え、両式による曲げ耐力は繰り返し載荷実験に求められる最大耐力の 0.94~1.11 倍の範囲に収まっている。

(8) 細谷、川島式を用いて終局変位を求めると、 ρ_{CFS} が 0.222 程度と大きい場合を除くと、一般に実験値の 0.47~0.76 程度と実験値を小さく評価する。Priestley らの式を用いた場合には、いずれの場合にも解析値は実験値の約 1/2 であり、細谷、川島式を用いた場合の方が実験値との一致度はよい。しかし、細谷、川島式におけるコンクリートの終局変位は CFS 破断時のひずみとして与えられたものであり、くり返し載荷実験では CFS が破断するには至らなかったにもかかわらず、ほとんどの供試体では解析値は終局変位を小さく評価した理由に関しては、上記(5)、(6)とも合わせて今後さらに検討していく必要がある。

謝辞：本研究は科学研究費補助金・日米共同研究特定領域研究(B)により行ったものである。炭素繊維シートの巻き立てにあたっては、(株)三菱化学の星島時太郎氏、藤田崇氏からご支援を頂きました。実験供試体作製および実験に際しては東京工業大学川島研究室の堺淳一、Anat Ruangrassamee、渡邊学歩、宇根寛、剣持安伸、永井政伸、細入圭介、植原健治、斉藤淳、畑田俊輔、山岸陸功氏、(株)ピー・エスの武村浩志、鈴木和典氏のご助力を得ました。大成建設(株)の細谷学氏には繰り返し載荷試験データをご提供いただきました。ここに記して厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 運上茂樹、寺山徹：炭素繊維シートを用いた繰返し荷重を受ける RC 柱のせん断補強設計法、第 2 回地震時保有

- 耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム, pp.471-476, 1998.
- 2) 冷水真一郎, 桑野忠生, 植木博: カーボン繊維によるRC橋脚の耐震性向上実験, 土木学会第51回年次学術講演会 V-536, pp.1070-1071, 1996.
 - 3) 長田光司, 大川征治, 西浩嗣, 池田尚治: 炭素繊維シートを用いた中空円断面コンクリート橋脚の補強について, 土木学会第52回年次学術講演会 V-311, pp.622-623, 1997.
 - 4) 細谷学, 川島一彦: 炭素繊維シートで横拘束した鉄筋コンクリート橋脚の終局水平変位の算定法, 土木学会論文集, No.648/V-47, pp.137-154, 2000.5.
 - 5) (財)土木研究センター: 炭素繊維を用いた耐震補強法研究会報告書, 1996.
 - 6) 小林朗, 松井繁之, 季泳昊, 真鍋隆, 伊藤嘉修: 炭素繊維シートによるRC橋脚の耐力およびじん性補強に関する研究, 土木学会コンクリート技術シリーズ 28 コンクリート構造物の補強設計・施工の将来像 第II編シンポジウム論文集, pp.189-203, 1998.
 - 7) 日本道路協会: 道路橋示方書V耐震設計編, 1996.
 - 8) 細谷学, 川島一彦: 炭素繊維シートで横拘束したコンクリート柱の応力度~ひずみ関係に及ぼす既存帯鉄筋の影響とその定式化, 土木学会論文集, No.620/V-43, pp.25-42, 1999.
 - 9) Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M.: *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, 1996, 川島一彦監訳: 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂出版, 1998.
 - 10) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 5, pp. 624-633, 1997.
 - 11) 太田実: 単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究, 土木研究所報告 153 号の 3, 1980.
 - 12) Kawashima, K. and Koyama, T.: Effect of Number of Loading Cycles on Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Bridge Pier Columns, *Structural Eng./Earthquake Eng.*, Vol. 5, No. 1, pp. 183-191, 1988.
 - 13) 武村浩志, 川島一彦: 載荷履歴が鉄筋コンクリート橋脚の変形特性に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.849-858, 1997.

(2000.5.22 受付)

SEISMIC RETROFIT OF CIRCULAR REINFORCED BRIDGE COLUMNS BY WRAPPING OF CARBON FIBER SHEETS

Keita YONEDA, Kazuhiko KAWASHIMA and Gaku SHOJI

This paper presents an experimental study on the seismic retrofit of circular reinforced concrete bridge columns by carbon fiber sheets. Cyclic loading tests were conducted for six specimens; Two were tested under as-built condition and four were retrofitted by wrapping carbon fiber sheets horizontally to enhance ductility. It was found from the tests that stable flexural capacity range increased from about 3% drift to 5% drift by wrapping the carbon fiber sheets. The ductility factor of columns confined by carbon fiber sheets in two layers was smaller than that of columns confined by carbon fiber sheets in one layer. Flexural strength and ultimate displacement was evaluated using stress vs. strain relation of concrete confined by carbon fiber sheets.