

# 炭素繊維シートで補強したRC橋脚の終局変位の算定方法

細谷 学<sup>1</sup>・川島一彦<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 大成建設株式会社 土木設計第一部 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿1-25-1)

<sup>2</sup>フェロー会員 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート橋脚 (以下、RC橋脚と呼ぶ) の周方向に炭素繊維シート (以下、CFSと呼ぶ) を巻いて補強すると、橋脚のじん性が向上することが明らかにされている<sup>1)~3)</sup>。CFSで補強した橋脚のじん性を定量的に評価する方法として、例えば鉄道高架橋の場合には、せん断耐力と曲げ耐力の比からじん性率を算出する方法が提案されている<sup>4)</sup>。しかし、道路橋の場合には、定量的な評価方法がまだ確立されていない。そこで、著者らは、平成8年道路橋示方書V耐震設計編 (以下、H8道示と呼ぶ) に示されている終局時におけるRC橋脚の水平変位の算出方法に基づいて、既往の実験結果<sup>3)~10)</sup>を解析することにより、CFSで補強した道路RC橋脚の終局時における水平変位の算定方法を検討した。

RC橋脚の水平力-水平変位を算出するには、コ

ンクリートの応力度-ひずみ関係を用いて断面の曲げモーメント-曲率関係を求めることとなる。既存橋脚にCFSを巻いて補強すると、橋脚にはCFSと帯鉄筋の両者による横拘束が生じるため、これら両者による拘束効果を考慮できるコンクリートの応力度-ひずみ曲線には、著者らが開発した関係式を用いることとして、H8道示に準拠した終局時におけるRC橋脚の水平変位の算定方法を提案する。

## 2. 解析に用いた既往の実験

これまでに土木・建築の分野において、CFSで補強したRC橋脚の正負交番載荷試験が数多く実施されているが、これらの中から道路RC橋脚として実験条件が適切と判断できるものを抽出し、これらのデータをもとに水平力-水平変位を解析することとした。表-1は、解析対象とした試験体の実験条件

表-1 解析の対象とした試験体

No.	研究報告	形状	長辺長さ (mm)	長短比	加力高さ (mm)	せん断 スパン比	引張鉄筋比 (%)	帯鉄筋体積比 (%)	CFS体積比 (%)	コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> )	軸力比 (%)	破壊モード*	基 部 はらみ出し	CFS破断 サイクル	CFS破断 主鉄筋破断 サイクル	主鉄筋破断 サイクル	主鉄筋破断 サイクル
1	文献-3	矩形	450	1.5	1500	5.0	1.20	0.137	0.000	26.95	2.2	曲げせん断	-5δy	-	-	なし	-
2		矩形	450	1.5	1500	5.0	1.20	0.137	0.100	26.95	2.2	曲げ圧縮	-4δy	あり	-6δy	なし	-
3	文献-4	矩形	700	1.0	3200	4.6	1.30	0.292	0.000	36.65	10.7	曲げ圧壊	4δy	-	-	なし	-
4		矩形	700	1.0	3200	4.6	1.30	0.292	0.190	38.22	10.3	曲げ圧壊	7δy	あり	7δy	なし	-
5		矩形	700	1.0	3200	4.6	1.30	0.292	0.317	37.14	10.6	曲げ圧壊	7δy	あり	7δy	なし	-
6		矩形	700	1.0	3200	4.6	1.30	0.292	0.507	38.91	10.1	曲げ圧壊	7δy	なし	-	なし	-
7	文献-5	矩形	700	1.0	2100	3.0	0.97	0.170	0.000	28.91	7.8	曲げせん断	-	-	-	なし	-
8		円形	700	1.0	2100	3.0	0.59	0.170	0.000	32.93	5.1	曲げ	-	-	-	なし	-
9		円形	700	1.0	2100	3.0	0.59	0.170	0.191	28.81	5.8	曲げ	12δy	あり	12δy	あり	13δy
10		矩形+ケージナ*	700	1.0	2100	3.0	1.42	0.170	0.134	26.07	6.4	曲げ	あり	あり	あり	あり	8δy
11	文献-6	矩形	600	1.0	2000	3.3	0.99	0.174	0.223	30.28	7.4	曲げ	7δy	あり	7δy	なし	-
12		矩形+ケージナ*	600	1.0	2000	3.3	0.99	0.174	0.134	32.73	6.9	曲げ	なし	-	-	あり	15δy
13		矩形	600	1.0	2000	3.3	0.99	0.174	0.000	32.93	6.8	せん断	5δy	-	-	なし	-
14	文献-7	矩形	600	1.5	2600	6.5	1.16	0.117	0.000	41.75	1.4	曲げせん断	-	-	-	なし	-
15		矩形	600	1.5	2600	6.5	1.16	0.117	0.148	41.75	1.4	曲げ鉄筋座屈	7δy	あり	-	なし	-
16	文献-8	矩形	500	1.0	2000	4.0	1.01	0.241	0.000	39.20	2.6	-	-	-	-	なし	-
17		矩形	500	1.0	2000	4.0	1.01	0.241	0.178	38.91	2.6	曲げ主筋破断	あり	一部	-	あり	-
18	文献-9	矩形	600	1.0	2700	4.0	0.65	0.353	0.000	25.68	5.8	-	-	-	-	なし	-
19		矩形	600	1.0	2700	4.0	0.65	0.353	0.148	25.68	5.8	-	あり	あり	12δy	なし	-
20		矩形	600	1.0	2700	4.0	0.65	0.353	0.296	25.68	5.8	-	あり	あり	12δy	なし	-
21		矩形	600	1.0	2700	4.0	0.65	0.353	0.592	25.68	5.8	-	なし	-	-	あり	16δy
22	文献-10	円形	350	1.0	1500	4.3	0.62	0.571	0.000	29.40	3.3	曲げ圧壊	-	-	-	なし	-
23		円形	350	1.0	1500	4.3	0.62	0.571	0.382	29.40	3.3	曲げ圧壊	なし	あり	12δy	なし	-

および破壊状況を示したものである。試験体は基本的にはCF Sが破断することにより、耐力が急速に低下して終局に至った。しかし、矩形断面でカーボンファイバー比 $\rho_{CF}$ が0.5%を超える場合には、終局時においてもCF Sが破断しておらず、例えば図-1のNo.6試験体では $9\delta_y$  ( $\delta_y$ :降伏変位)で耐力が急速に低下して終局に至っているが、CF Sは破断していない。これは、 $\rho_{CF}$ が大きいために、CF Sが破断する前に内部コンクリートの損傷が大きくなり、コンクリートが大きくはらみ出したためと考えられる。一軸圧縮試験の場合には断面形状や $\rho_{CF}$ に関係なく、CF Sが破断することにより終局に至るが、水平載荷試験の場合には断面形状および $\rho_{CF}$ によって、CF Sが破断しなくても終局に至ることがある点に注意が必要である。したがって、一軸圧縮試験ではCF Sの破断時を終局と定義しているが、本研究では解析上の終局としてはCF Sの破断ではなく、水平力が降伏耐力相当にまで低下した時と定義することとした。このような定義に基づいて、降伏荷重、降伏変位、最大耐力、終局変位の実験値を整理したものが表-2である。なお、表-2には、後述するこれらの計算値も併記している。

### 3. CF Sと帯鉄筋の両者で拘束したコンクリート柱の応力度-ひずみ関係

CF Sで補強したRC橋脚の水平力-水平変位の関係をH 8道示に基づいて算出する場合、橋脚にはCF Sと帯鉄筋の両者による横拘束が生じるため、

これらの両者の横拘束効果を評価できるコンクリートの応力度-ひずみ関係が必要である。そこで、コンクリートの応力度-ひずみ関係としては、表-3に示す著者らが開発した関係式(1)~(7)を用いることとした<sup>11)</sup>。これらの式は、これまでに著者らが開発したCF Sの拘束効果を評価できるコンクリートの応力度-ひずみ関係式<sup>12)</sup>と、H 8道示に示されている帯鉄筋の拘束効果を評価できるコンクリートの応力度-ひずみ関係式を組み合わせたものである。

図-2は、CF Sと帯鉄筋の両者で拘束したコンクリートの応力度-ひずみ関係モデルを示したものである。図-2のように、コンクリートの応力度-ひずみ関係を軸方向応力度が軸方向ひずみの指数関数的に上昇する第1領域と、上昇勾配が緩やかになり軸方向応力度が軸方向ひずみの増加とともに直線的に増加あるいは減少する第2領域に区分し、それぞれ

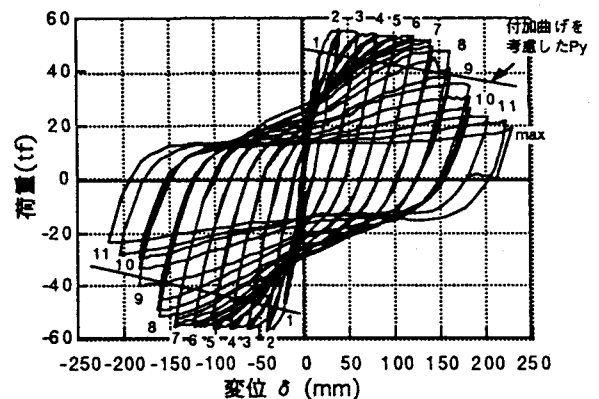


図-1 試験体 No.6 の水平力-水平変位関係<sup>4)</sup>

表-2 実験値と解析値の整理

No.	研究報告	降伏荷重			初期降伏変位			最大耐力			終局変位				
		実験 (tf)	計算 (tf)	実験/計算	実験 (cm)	計算 (cm)	実験/計算	実験 (tf)	計算 (tf)	実験/計算	実験 (cm)	計算(cm)		実験/計算	
												躯体柱	抜け出し	合計	
1	文献-3	10.20	9.45	1.08	1.39	0.75	1.85	11.20	10.62	1.05	5.60	1.55	2.00	3.55	1.58
2		10.00	9.45	1.06	1.35	0.75	1.80	11.70	10.62	1.10	8.40	3.71	6.46	10.17	0.83
3	文献-4	47.50	45.01	1.06	2.12	1.35	1.57	55.10	56.51	0.98	8.30	2.72	3.35	6.07	1.37
4		48.10	45.11	1.07	2.01	1.34	1.50	57.60	57.31	1.01	14.00	5.79	9.61	15.40	0.91
5		47.50	44.96	1.06	2.03	1.35	1.51	56.00	57.53	0.97	14.00	7.10	12.26	19.36	0.72
6		46.40	45.08	1.03	2.03	1.34	1.51	55.60	58.30	0.95	16.00	9.15	16.45	25.60	0.63
7	文献-5	46.55	50.52	0.92	0.78	0.55	1.42	68.09	63.53	1.07	3.57	1.39	1.17	2.56	1.39
8		22.90	22.82	1.00	0.54	0.50	1.09	32.71	30.88	1.06	5.00	1.13	1.11	2.24	2.23
9		22.90	22.50	1.02	0.52	0.51	1.02	35.12	31.38	1.12	9.50	2.95	4.15	7.10	1.34
10		39.00	50.45	0.77	0.87	0.55	1.59	71.70	64.92	1.10	9.50	2.29	4.28	6.57	1.45
11	文献-6	34.60	35.10	0.99	1.01	0.56	1.80	40.50	45.30	0.89	6.80	4.17	4.59	8.76	0.78
12		34.30	35.34	0.97	0.86	0.56	1.54	44.00	45.92	0.96	10.60	4.11	4.53	8.64	1.23
13		36.00	35.33	1.02	1.04	0.56	1.86	42.00	45.24	0.93	4.58	1.47	1.33	2.80	1.64
14	文献-7	12.50	14.36	0.87	2.31	1.51	1.53	14.96	15.72	0.95	9.58	3.54	4.43	7.97	1.20
15		12.40	14.36	0.86	2.10	1.51	1.39	15.62	15.74	0.99	13.07	7.89	12.85	20.74	0.63
16	文献-8	19.97	17.68	1.13	10.44	0.66	15.92	***	22.14	0.00	5.22	2.09	1.90	3.99	1.31
17		18.96	17.66	1.07	9.56	0.66	14.54	24.00	22.25	1.08	6.69	4.51	4.77	9.28	0.72
18	文献-9	16.00	16.31	0.98	0.90	1.16	0.77	21.00	20.73	1.01	8.60	4.06	4.06	8.12	0.82
19		16.00	16.29	0.98	0.90	1.17	0.77	21.00	20.89	1.01	10.70	7.53	9.39	16.92	0.63
20		16.00	16.26	0.98	0.90	0.95	0.94	21.00	20.98	1.00	11.60	8.05	12.53	20.58	0.56
21		16.00	16.23	0.99	0.90	0.96	0.94	21.00	21.10	1.00	14.60	11.25	18.09	29.34	0.50
22	文献-10	4.80	3.80	1.26	1.19	0.63	1.89	5.90	5.57	1.06	8.30	1.98	3.08	5.06	1.64
23		4.80	3.80	1.26	1.19	0.55	2.18	6.00	5.76	1.04	14.30	3.24	7.93	11.17	1.28

軸方向ひずみの指数関数および一次関数を用いて、表-3の式(1)~(3)のようにモデル化した。コンクリートの応力度-ひずみ関係を与えるためには、第1領域から第2領域に変化する点におけるコンクリートの軸方向応力度： $f_t$ 、第1領域から第2領域に変化する点におけるコンクリートの軸方向ひずみ： $\epsilon_t$ 、第2領域における勾配（2次勾配）： $E_g$ 、コンクリートの終局ひずみ： $\epsilon_{cu}$ の4つの特性値が必要であり、それぞれ表-3の式(4)~(7)のように与えることとする。

#### 4. RC橋脚の終局時における水平変位の解析

前述した既往の実験に対して、H8道示に基づいた水平力-水平変位関係を算出し、各試験体の降伏荷重、降伏変位、最大荷重、終局変位の計算値を示

したものが表-2である。ここで断面の曲げモーメント-曲率関係を求める際のコンクリートの応力度-ひずみ曲線としては式(1)~(7)を適用した。終局変位

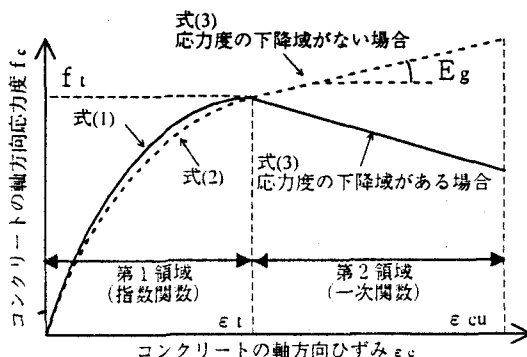


図-1 CFSと帯鉄筋の拘束効果を考慮したコンクリートの応力度-ひずみ関係のモデル化

表-3 CFSと帯鉄筋の横拘束効果を考慮したコンクリートの応力度-ひずみ関係式

1. コンクリートの応力度-ひずみ関係
  - (1) 第1領域 ( $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_t$ )
    - a)  $\rho_{CF}$ が小さく、軸方向応力度の下降域がある場合 ( $E_g \leq 0$ )
 
$$f_c = E_c \epsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_t} \right)^{n-1} \right\} \quad \text{ただし, } n = \frac{E_c \epsilon_t}{E_c \epsilon_t - f_t} \quad (1)$$
    - b)  $\rho_{CF}$ が大きく、軸方向応力度の下降域がない場合 ( $E_g > 0$ )
 
$$f_c = E_c \epsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left( 1 - \frac{E_g}{E_c} \right) \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_t} \right)^{n-1} \right\} \quad \text{ただし, } n = \frac{(E_c - E_g) \epsilon_t}{E_c \epsilon_t - f_t} \quad (2)$$
  - (2) 第2領域 ( $\epsilon_t \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$ )
 
$$f_c = f_t + E_g (\epsilon_c - \epsilon_t) \quad (3)$$
2. 第1領域から第2領域に変化する点の軸方向応力度  $f_t$ 

$$f_t = f_{co} + (A_1 \rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF} + A_2 \rho_s f_{yh}) \quad (4)$$
3. 第1領域から第2領域に変化する点の軸方向ひずみ  $\epsilon_t$ 

$$\epsilon_t = 0.002 + \left( B_1 \frac{\rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF}}{f_{co}} + B_2 \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}} \right) \quad (5)$$
4. 2次勾配  $E_g$ 

$$E_g = 11.2 \frac{f_{co}^2}{(C_1 \rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF} + \rho_s f_{yh})} - C_2 \sqrt{\rho_{CF}} E_{CF} \quad (6)$$
5. 終局ひずみ  $\epsilon_{cu}$ 

$$\epsilon_{cu} = D_1 + D_2 \left( \frac{\rho_{CF} f_{CF} + \rho_s f_{yh}}{f_{co}} \right)^{\frac{3}{4}} \left( \frac{f_{CF}}{E_{CF}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (7)$$

$E_c$ :初期弾性係数(N/mm<sup>2</sup>),  $f_{co}$ :無補強試験体のコンクリート強度(N/mm<sup>2</sup>),  $\epsilon_{CF}$ :第1領域から第2領域に変化する時のCFSの周方向ひずみ(1,500 $\mu$ とする),  $E_{CF}$ :CFSの弾性係数(N/mm<sup>2</sup>),  $f_{CF}$ :CFSの引張強度(N/mm<sup>2</sup>),  $f_{yh}$ :帯鉄筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>),  $\rho_{CF}$ ,  $\rho_s$ :カーボンファイバー比および帯鉄筋比でコンクリートに対するCFSと帯鉄筋の体積比,  
 $A_1, A_2, B_1, B_2, C_1, C_2, D_1, D_2$ :断面形状による補正係数

断面形状	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2
円形	1.93	3.80	0.00939	0.0330	17.02	0.078	0.00383	0.1014
矩形	1.53	0.76	0.00995	0.0132	10.02	0.012	0.00340	0.0802

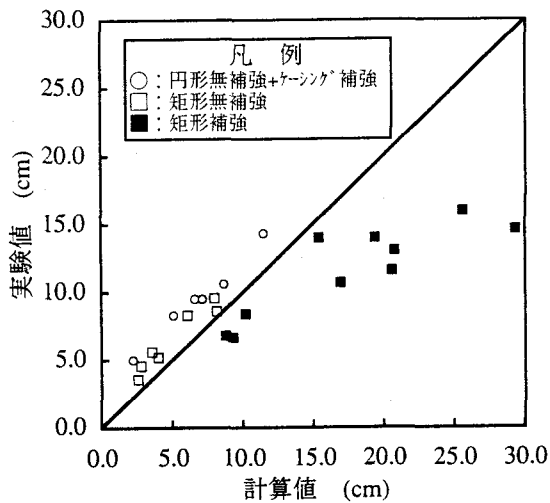
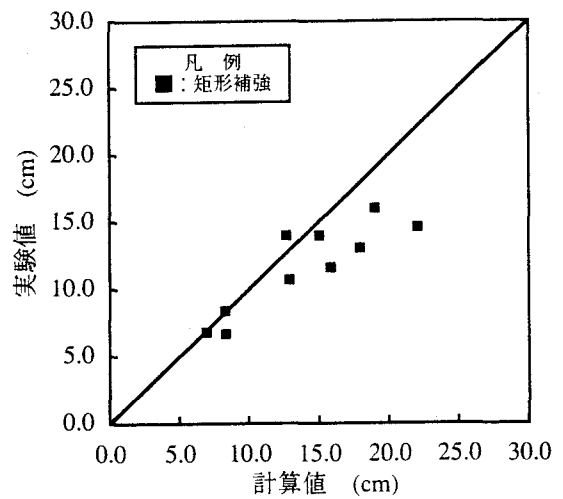


図-3 実験値と解析値の比較

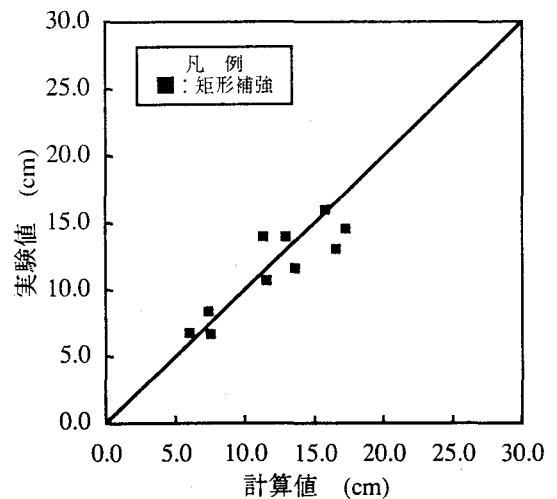
は、H 8 道示に基づいて求めた結果に軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しによる影響を加えて算出した。ここで、軸方向鉄筋の抜け出しによる水平変位は、太田の手法<sup>13)</sup>に基づいて算出し、その結果を表-2に併記している。表-2より、降伏荷重と最大荷重については実験値と計算値がよく一致しているが、降伏変位と終局変位については実験値と計算値にばらつきがある。図-3は全23体の試験体を実験値と計算値とを比較した結果である。これより、無補強と円形断面補強の試験体については、計算値は実験値よりもやや小さく評価されているが、矩形断面補強の場合には、計算値は実験値よりも過大に評価されていることがわかる。これは、一軸圧縮試験結果から求められたコンクリートの応力度-ひずみ関係ではCF Sが破断した時を終局と定義しており、終局時にはCF Sに破断強度相当の引張強度が生じているものと仮定しているのに対して、水平載荷試験の場合には、 $\rho_{CF}$ が0.5%を超えるような矩形断面では、終局時においてもCF Sが破断しておらず、CF Sは破断強度に達していないことがあり、仮定した一軸圧縮試験における終局時の破壊形態と水平載荷試験における終局時の破壊形態が異なるためと考えられる。

### 5. 終局時における水平変位の算出方法

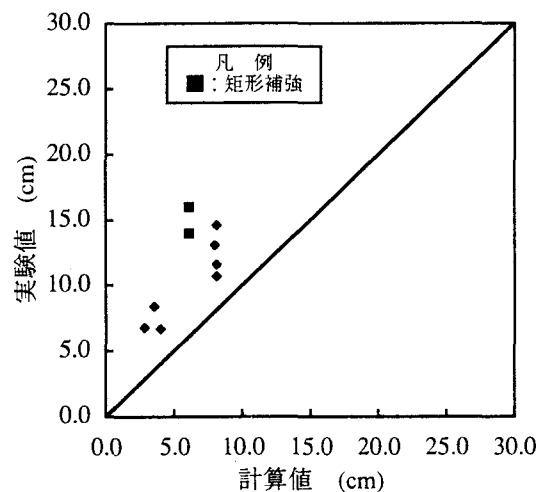
以上のように、円形断面の場合には、CF Sと帯鉄筋の拘束効果を評価できるコンクリートの応力度-ひずみ関係式(1)~(7)を用いれば、H 8 道示に基づいてRC橋脚の終局時における水平変位をほぼ精度良く求めることができるが、矩形断面の場合には、



(a)  $C_{CF}=2/3$  の場合



(b)  $C_{CF}=1/2$  の場合



(c)  $C_{CF}=0$  の場合

図-4 CF Sの破断ひずみに低減係数 $C_{CF}$ を乗じて求めた終局時における水平変位と実験値の比較

計算値は実験値よりも過大に評価されるため、円形断面と同様の計算方法を適用することはできない。これは前述のように、式(7)においてCF Sの引張強度 $f_{CF}$ をCF Sの破断強度として $\epsilon_{cu}$ を算出しているのに対して、実際の水平載荷試験では $f_{CF}$ は破断強度に達していない場合があるためと考えられる。そこで、矩形断面の場合には終局時に実際に生じているCF Sの引張強度を求めるとし、式(7)における $f_{CF}$ を、式(8)のようにCF Sの破断ひずみ $\epsilon_{CFu}$ に低減定数 $C_{CF}$ を乗じた $C_{CF}\epsilon_{CFu}$ とCF Sの弾性係数 $E_{CF}$ の積で与えることとした。

$$f_{CF} = C_{CF}\epsilon_{CFu}E_{CF} \quad (8)$$

このように、 $C_{CF}$ をパラメータとしてCF Sで補強された矩形断面の試験体に対して終局時における水平変位を再計算し、実験値と計算値を比較した結果が図-4である。ここでは、 $C_{CF}$ を2/3、1/2、0とした3ケースを示した。なお、図-3は $C_{CF}=1$ の場合に相当する。これより、 $C_{CF}=1/2$ の場合に計算値と実験値とが良く一致することがわかる。

したがって、CF Sで補強されたRC橋脚の終局時の水平変位を、式(1)～式(8)およびH8道示に準拠して算出する場合には、式(8)において円形断面の場合には $C_{CF}=1$ 、矩形断面の場合には $C_{CF}=1/2$ と設定することとした。

## 6. 結論

本研究では、CF Sで補強されたRC橋脚に対する既往の水平載荷試験結果を解析することにより、著者らが開発したCF Sと帯鉄筋の両者の拘束効果を考慮できるコンクリートの応力度-ひずみ関係式を用いることによって、H8道示に準拠してRC橋脚の終局時における水平変位を算出する方法を提案した。本研究で得られた結論は以下の通りである。

(1) CF Sで補強したRC橋脚の終局変位を算出する場合、円形断面の場合には、CF Sと帯鉄筋の拘束効果を評価できる応力度-ひずみ関係式を用いれば、H8道示に準拠して終局時における水平変位を算出することができる。

(2) 矩形断面の場合には、(1)と同様の方法で計算すると、計算値は実験値よりも過大に評価される。これは、終局時にCF Sが破断しておらず、CF Sに生じる引張強度が破断強度に達していなかったのに対して、計算上ではCF Sには破断強度に相当する強度が生じていると仮定していたためと考え

られる。

(3) 矩形断面の場合には、式(1)におけるCF Sの引張強度 $f_{CF}$ を求めるときに、低減係数 $C_{CF}$ を用いてCF Sに生じているひずみを破断ひずみの1/2に低減することにより、終局時における水平変位を算出することができる。

謝辞：本研究を遂行するにあたって、建設省土木研究所星隈順一博士と東燃(株)小林朗氏にはデータの提供、解析等に大変御協力頂きました。ここに記して厚く御礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 森山智明, 松本信之, 涌井一, 岡野素之, 大内一: 炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱のじん性補強に関する実験, 土木学会第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.323-328, 1997.
- 2) 宮瀬史裕, 西村高明, 小林朗, 塩屋俊幸: 高軸力を受けるRC柱の炭素繊維シートによる耐震補強実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.231-236, 1997.
- 3) 長田光司, 大野晋也, 山口隆裕, 池田尚治: 炭素繊維シートで補強した鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能, コンクリート工学論文集第8巻第1号, pp.189-203, 1997.
- 4) (財)鉄道総合技術研究所: 炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針, 1996.
- 5) (財)土木研究センター: 炭素繊維シートを用いた耐震補強法研究会報告書, 1996.
- 6) 金海鉦, 袴田文雄, 井上晋, 小林和夫: 耐力補強に着目した炭素繊維シートによるRC橋脚補強の実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.243-248, 1997.
- 7) 大野了, 大内一: 炭素繊維によるRC橋脚の耐震補強に関する実験的検討, 土木学会第51回年次学術講演会, V-476, pp.950-951, 1996.9.
- 8) 冷水眞一郎, 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, 1996.9.
- 9) 藤原祐一郎, 小野紘一, 嶋村貞夫, 松村誠: 炭素繊維シートを用いた耐震補強, 「耐震補強・補修技術, 耐震診断技術に関するシンポジウム」講演論文集, 土木学会土木施工研究委員会, pp.119-126, 1997.
- 10) 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.175-185, 1998.

- 11) 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 (投稿中)
- 12) 細谷学, 川島一彦, 星隈順一: 炭素繊維シートで横拘束したコンクリート柱の応力度～ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, No.592/V-39, pp.37-52, 1998.5.
- 13) 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, 土木研究所報告第 153 号, 1980.3.