

根巻きコンクリート及び炭素繊維シートで補強された RC 橋脚の 地震時保有水平耐力と終局変位に関する一考察

HORIZONTAL LOAD-CARRY CAPACITY AND DUCTILITY OF REINFORCED CONCRETE PIER STRENGTHENED BY PARTIAL CONCRETE LINING AND CARBON-FIBER SHEET

李泳昊*, 松井繁之**

Youngho LEE and Shigeyuki MATSUI

*工修 大阪大学大学院 工学研究科土木工学専攻博士課程 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2-1)

**工博 大阪大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 (同上)

Experimental tests are carried out to investigate the strengthening effects of reinforced concrete piers by partial concrete lining and carbon-fiber sheet. The result shows that combination of partial concrete lining and carbon-fiber sheet in the hoop direction improves both load-carry capacity and ductility. In this paper, numerical prediction methods for horizontal load-carry capacity and deformation capacity of strengthened piers by partial concrete lining and carbon-fiber sheet are studied. The numerical results show good agreement to the experimental results by considering the hoop effect of the horizontally bound carbon-fiber sheet. Also, the fracture load of the axial carbon-fiber sheet can be predicted by FEM analysis.

Keyword : carbon-fiber sheet, partial concrete lining, load-carry capacity, ductility

1. まえがき

橋脚の耐震補強は、せん断補強、じん性補強、曲げ耐力補強等を目的としている¹⁾。この内、曲げ耐力に比べじん性ばかりが卓越すると、地震時に大きな残留変形が生じる等の問題が起こり、反対に、せん断耐力が曲げ耐力より小さくなると、橋脚の脆性破壊が起こる恐れがある。著者らは、曲げ耐力が不足している鉄筋コンクリート橋脚に対して、曲げ耐力補強するとともに、じん性率の低下を抑え、かつ、自重増加の少ない方法として、根巻きコンクリートと炭素繊維シート(以下、CFS と言う)との併用を提案した^{2)~4)}。根巻きコンクリート巻立法は、コンクリート巻立法の問題点として指摘されている橋脚死荷重の増加による基礎工への影響を抑え、建築限界の制約を受けることが少ない。また、CFS を併用することによって、根巻き上部の断面変化部の局部破壊を防止して、全体的にじん性率を向上させることができる。CFS については、柱および梁等に対し幾つかの計算結果が報告されているが⁵⁾、上記のような変断面構造に用いる場合の定量的な評価は行われておらず、実橋脚の補強に CFS 併用根巻き工法を使用するためには、それに則した検討が必要である。よって本研究では、CFS 併用根巻き工法で補強された鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び終局変位について検討を行うことにした。

2. 解析対象とした RC 橋脚模型実験

解析対象にした 9 体の RC 橋脚模型の概要は、図 1 と表 1 に示すとおりである⁶⁾。No1 は基本供試体、A グループ供試体は横 CFS 併用根巻き補強供試体であり、B グループ供試体は軸方向 CFS+横方向 CFS 併用根巻き補強供試体である。これらの供試体は、元橋脚に対する軸方向 CFS の有無、フープ方向 CFS の枚数、根巻きのせん断補強材料等によって分類されている。根巻きの高さは元橋脚断面寸法の 1.5 倍で、厚さはその 20%とした。以下に、これら供試体の実験概要を述べる。

降伏及び終局の定義は、各種の定義方法があるが、本実験では、以下のように定めている。すなわち、橋脚基部又は根巻き上段の軸方向鉄筋に作用している引張力の合力位置が鉄筋の降伏ひずみに達するときをもって降伏と定義し⁷⁾、この時の変位(荷重載荷位置)及び荷重を、それぞれ、降伏変位 δ_y 、降伏荷重 P_y とすることとした。ここで、軸方向軸方向鉄筋の降伏ひずみは、引張試験から求めた 2000μ を用いる。また、荷重—変位関係の包絡線において、荷重が最大値をとった後、再び降伏荷重 P_y まで低下した時を終局と定義し、この時の変位を終局変位とした。ただし、軸方向 CFS を用いている供試体に対しては、軸方向 CFS が破断すると、その時を終局とした。図 2 は、本実験で得られた水平荷重—水平変位(載荷位置)

表 1 解析に用いた実験供試体

供試体 (図示)	本体柱					根巻き部				
	断面 寸法 (mm)	軸鉄筋比 (%)	帯鉄筋比 (%)	CFS (フープ 方向)	CFS (軸方向)	断面 寸法 (mm)	高さ (mm)	軸鉄筋	CFS (フープ 方向)	フープ鉄 筋比(%)
No 1	300×300	1.69	0.62	無し	無し	無し(矩形断面の基本供試体)				
No 2	"	"	"	無し	"	420×420	450	8-D10	無し	無し
No 3	"	"	"	無し	"	"	"	"	"	0.39
A No 4	"	"	"	1層	"	"	"	"	1層	無し
No 5	"	"	"	2層	"	"	"	"	2層	"
No 6	"	"	"	1層	"	"	"	無し	1層	"
No 7	"	"	"	"	1層	"	"	8-D10	"	"
B No 8	"	"	"	"	"	"	"	16-D10	"	"
No 9	"	"	"	"	"	"	225	8-D10	"	"

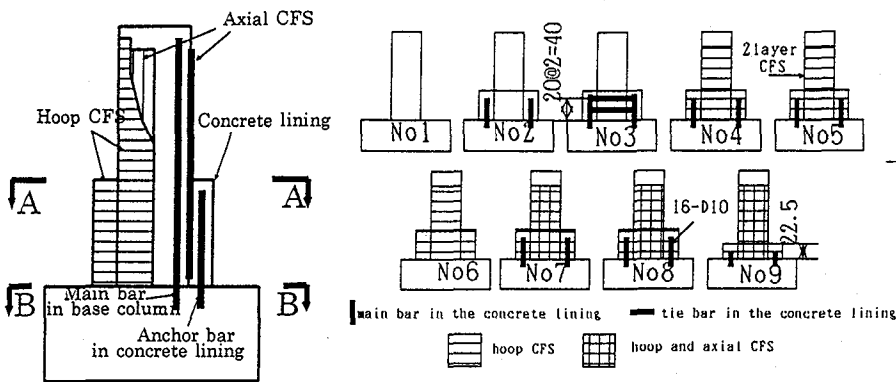


図 1 実験供試体の補強概要

の履歴ループの一例を示す。

なお、本実験では、図 3 に示すような载荷履歴を用いて変位制御により正負交番荷重を加えた。表 1 に示すすべての供試体は曲げ破壊した。

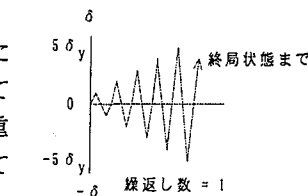


図 3 载荷履歴

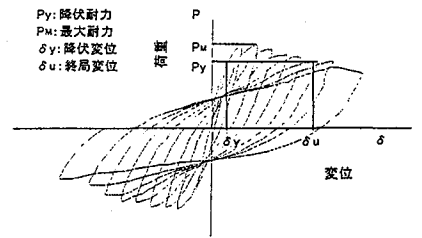


図 2 終局変位の定義

3. 計算に用いた各材料の応力-ひずみ関係

本計算に用いる各材料の応力-ひずみ関係は図 4 のとおりである。それらの中、鉄筋は従来から幅広く用いられてきた近似曲線を、CFS は脆性材料で、最大応力までは弾性挙動をし、最大強度をすぎるとすべての応力を失うようにする。コンクリートの場合は、式(1)⁷⁾の関係を用いる。ここで、最大圧縮応力 σ_{cc} と最大圧縮応力時ひずみ ϵ_{cc} は、横拘束筋の拘束効果によるコンクリートの最大応力及び終局ひずみの増加を考慮した道路橋示方書の式を基に、CFS による拘束効果を、鉄筋と同様に取入れて CFS の併用効果を考慮できるよう修正した式(3)、(4)によって算出する。この式により、帯鉄筋と CFS の横拘束効果が、コンクリート強度および最大ひずみの増大につながるかと評価できる。

なお、各材料のヤング係数、降伏又は最大応力は表 2 のとおりとした。

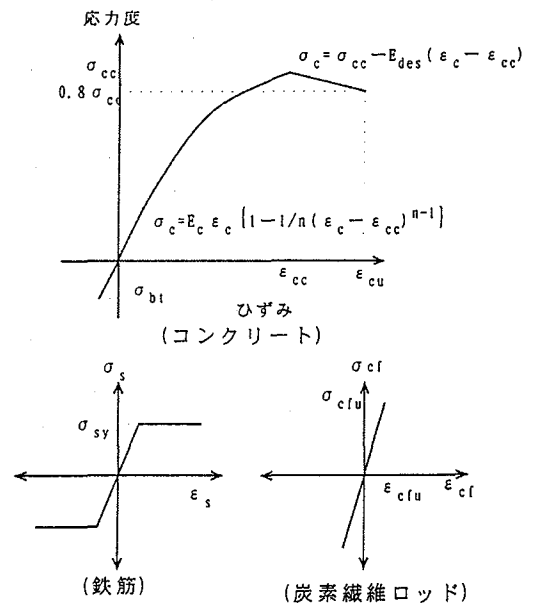


図 4 コンクリート、鉄筋及び CFS の応力-ひずみ関係の仮定

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \epsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & (0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\epsilon_c - \epsilon_{cc}) & (\epsilon_{cc} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}) \end{cases} \quad \dots (1)$$

$$n = E_c \epsilon_{cc} / (E_c \epsilon_{cc} - \sigma_{cc}) \quad \dots (2)$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 38\alpha (\rho_s \sigma_{sy} + \rho_{cf} \sigma_{cf}) \quad \dots (3)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \left(\frac{\rho_s \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} + \frac{\rho_{cf} \sigma_{cf}}{\sigma_{ck}} \right) \cdots (4)$$

$$E_{des} = 11.2 \sigma_{ck}^2 / \rho_s \sigma_{sy} \cdots (5)$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + 0.2 \sigma_{cc} / E_{des} \text{ (タイプIIの地震動)} \cdots (6)$$

ここで、

- σ_c : コンクリートの応力度(kg/cm²)
- σ_{cc} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度(kg/cm²)
- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度
- ε_c : コンクリートのひずみ
- ε_{cc} : 最大圧縮応力時のひずみ
- ε_{cu} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ
- E_c : コンクリートのヤング係数(kg/cm²)
- σ_{sy} : 横拘束筋の降伏点(kg/cm²)
- σ_{cf} : CFS の設計強度(kg/cm²)
- E_{des} : 下降勾配(kg/cm²)
- ρ_s : 横拘束筋の体積比
- ρ_{cf} : CFS の体積比
- α, β : 断面補正係数 (矩形断面; $\alpha=0.2, \beta=0.4$,
円形断面; $\alpha=\beta=1$)

表2 材料定数

区分	ヤング係数 (kgf/cm ²)	最大応力(kgf/cm ²) (降伏応力)
コンクリート	2.80E+05	330
主鉄筋 (D13)	1.83E+6	(3700)
帯鉄筋 (D10)	2.01E+6	(3200)
CFS	3.80E+6	30000

*0)は降伏応力である。

4. 耐力及び水平変位の計算法

供試体に対する最大曲げ耐力及び終局曲げ変位は、道路橋示方書V耐震設計編に示されている方法を基本として、軸方向CFSを取り入れて、次のように求めた。

まず、橋脚を高さ方向に50分割し、それぞれの要素内でコンクリート、鉄筋及びCFSの応力度一ひずみの関係を図4のように仮定して、平面保持の法則の下に式(7)のつり合い条件を満足する中立軸を試算によって求める。

$$N = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \Delta A_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \Delta A_{si} + \sum_{i=1}^n \sigma_{cfi} \Delta A_{cfi} \cdots (7)$$

ここで、 N は各要素に作用する軸力であり、 σ_{ci} 、 σ_{si} 、 σ_{cfi} は、各微小要素内のコンクリート、鉄筋及びCFSの応力度、 ΔA_{ci} 、 ΔA_{si} 、 ΔA_{cfi} は、同じく各微小要素内のコンクリート、鉄筋及びCFSの断面積である。

中立軸位置を定めた後に、曲げモーメントは式(8)、曲率は式(9)より求める。

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} x_i \Delta A_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} x_i \Delta A_{si} + \sum_{i=1}^n \sigma_{cfi} x_i \Delta A_{cfi} \cdots (8)$$

$$\phi_i = \varepsilon_{ci} / x_0 \cdots (9)$$

ここで、 x_i は各微小要素内のコンクリート、鉄筋又はCFSから中立軸までの距離、 ε_{ci} はコンクリートの圧縮縁ひずみ、 x_0 はコンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離である。

軸方向鉄筋に作用している引張力の合力位置の鉄筋が降伏ひずみ ε_{sy} に達したときの曲げモーメント及び曲率を求め、これらを降伏モーメント M_y 、降伏曲率 ϕ_y とする。また、コンクリートが終局ひずみに達したときの曲げモーメント及び曲げ曲率を求め、これらを終局モーメント M_u 、終局曲率 ϕ_u とする。この際、軸方向CFSがある場合は、軸方向CFSが引張破断するときを終局とする。以上のようにして、各要素での曲率が求められれば、曲げ変形による橋脚天端の変位 δ_m は、曲率を高さ方向に積分することにより求められる。終局変位 δ_u は、平成8年道路橋示方書では橋脚基部で発生する塑性ヒンジを考慮して算出するものとしているが、本研究で用いるような変断面橋脚には塑性ヒンジの発生領域を断定することは不適切であると判断し、従来の道路橋示方書(平成2年)で提案されているように、ひびわれ時、降伏時、終局時の3点を直線補完した曲率分布を高さ方向に数値積分することで終局変位を求める。

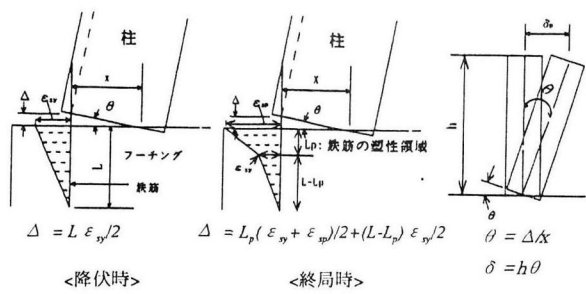
フーチングからの鉄筋の伸び出しによる載荷位置の水平変位 δ_p は図5により求められる⁹⁾。ここで、 h 、 θ は、それぞれ、橋脚高さ、橋脚基部底面の回転角である。 L は、鉄筋の平均付着応力度から求める⁹⁾。降伏の場合は ε_s として主鉄筋の降伏ひずみを用いる。また、終局の場合には、 ε_s として各供試体の圧縮側縁コンクリートが式(6)により求められるコンクリート圧壊ひずみに達する時の引張側の主鉄筋ひずみを用いる。終局時は、フーチング内主鉄筋のひずみ分布を図5の<降伏時>と同様に仮定すると主鉄筋のほぼ全長が塑性領域に入り、実際と違う結果を示す。しかし、終局時においての基礎主鉄筋のひずみは橋脚の構造により違う分布を示し、その適切な評価方法もまだ確立されていないことで、本論文では図6に示すような実側の主鉄筋ひずみ分布から、フーチング内主鉄筋の塑性長さを求めることとし、フーチング内主鉄筋のひずみ分布を図5の<終局時>と仮定し、塑性長 L_p を120mmとする。断面の中立軸は式(7)により求められる。以上により、載荷位置に水平力 P を与えた場合の載荷位置の変位 δ は、曲げ変形による変位 δ_m と、フーチングからの鉄筋の伸び出しによる変位 δ_p を加え合わせて次のように求められる。

$$\delta = \delta_m + \delta_p \cdots (10)$$

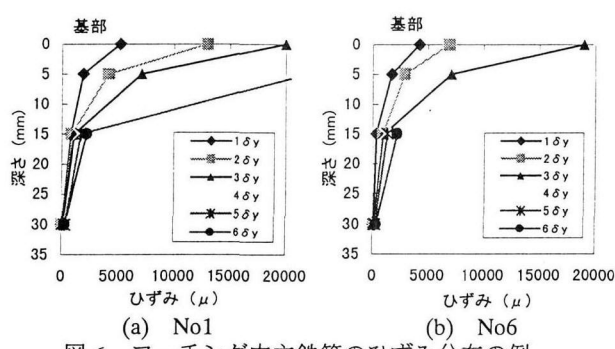
ただし、根巻き上端が曲げ補強されずAA断面が基部BB断面より早く破壊する供試体(No2~No5)においては(表4参照)、基礎主鉄筋の伸び出しが殆ど生じないため、水平変位の計算で主鉄筋の伸び出しによる影響は無視した。

コンクリートの最大応力及び終局ひずみにより、4つの計算法で、曲げ変形 δ_m 及びフーチングからの鉄筋の伸び出しによる変形 δ_p を求める。各計算法で用いたコンクリートの材料定数は表3に示す。

「計算1」は、横補強材による横拘束効果を考慮せず、コンクリートの終局ひずみを一般的に使われる0.0035とし、



(a)主鉄筋ひずみ分布 (b)鉄筋伸び出しによる水平変位
図5 鉄筋の伸び出しによる水平変位の計算



(a) No1 (b) No6
図6 フーチング内主鉄筋のひずみ分布の例

表3 終局変位算定に用いるコンクリートの最大応力および終局ひずみ

区分	計算1	計算2	計算3	計算4*
σ_{ck}	σ_{ck}	式3($\alpha=0.2$)	式3($\alpha=1$)	式3($\alpha=1$)
ϵ_{cu}	0.0035	式6($\beta=0.2$)	式6($\beta=1$)	式6($\beta=1$)

*ただし、計算4では引張主鉄筋の最大ひずみを100000μで制限する。
**ここで、 $\alpha=0.2$ 、 $\beta=0.4$ は道路橋示方書で矩形断面の断面補正係数として用いているものであり、 $\alpha=\beta=1$ は円形断面の断面補正係数である。

コンクリートの最大応力を設計基準強度 σ_{ck} とする。

「計算2」は、帯鉄筋又はCFSの横拘束効果を考慮した式(3)、(4)及び式(6)を用いて計算する方法で、断面補正係数 α 及び β をそれぞれ0.2、0.4とする。

「計算3」及び「計算4」では、断面補正係数 α 及び β をともに1とした。さらに、「計算4」は、引張側主鉄筋の限界ひずみを100000μとして計算したものである。主鉄筋の限界ひずみは鉄筋の応力が落ちる時のひずみを基準とした。今回用いた鉄筋の引張破断試験では、約20000μから応力が増大し、60000μ～80000μで測定不能になり、その後、応力が低下し、約220000μで引張破断した。鉄筋応力が低下する時点は大変形領域での測定不能のため正確に計ることはできなかったが、測定不能の時点で応力が落ちなかったことと限界の意味を含めて、測定不能時ひずみより多少大きい100000μと仮定した。

各計算方法(i=1～4)による橋脚の変位は次式となる。

$$\delta_i = \delta_{mi} + \delta_{pi} \quad \dots\dots\dots (11)$$

5. FEM解析モデル

4.の簡易解析の妥当性を評価するため、FEM解析を試みた。解析には、FEM汎用プログラムのMARCを用い

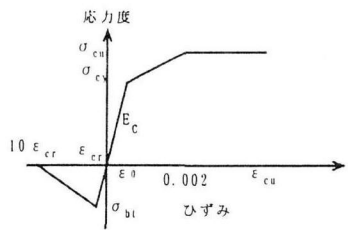


図7 FEMに用いたコンクリートの応力-ひずみ関係

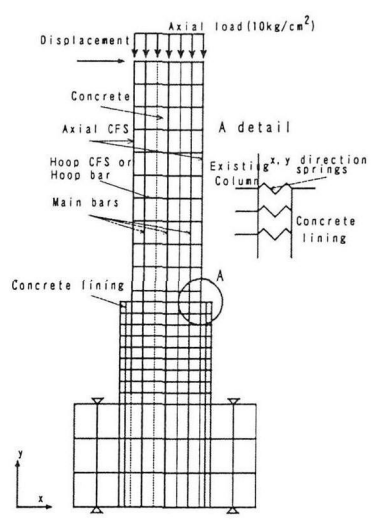


図8 FEM解析モデル

て平面にモデル化して行った。コンクリートは4節点の平面ひずみ要素⁹⁾を、鉄筋及びCFSは2節点の直線はり要素⁹⁾を用いた。材料特性として、鉄筋及びCFSは図4の応力-ひずみ関係を、コンクリートには図7の除荷のない関係を用いる。各材料の降伏条件は、コンクリートはDrucker-Pragerを、鉄筋はvon-Mises条件を、CFSは降伏がなく最大ひずみに達すると破壊するとした。

本解析では、図8に示すモデルのように、本体と根巻きとを弾塑性スプリングで連結して検討した。ここに使われるx、y方向スプリング定数 k_x 、 k_y は、各々式(13)および式(15)より求められるが、両節点間の距離が0であるため、式(14)および式(16)の k_{x1} 、 k_{y1} を各々x、y方向スプリング定数とした。X方向スプリング定数は、コンクリート、帯鉄筋および横方向CFSの各ヤング係数を足したものとし、Y方向スプリング定数は、コンクリートのみを考慮した。

$$f = k \cdot x = k_1 \cdot (x/L) \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$k_x = k_{xc} + k_{xs} + k_{xcf} = (E_c A_c + E_s A_s + E_{cf} A_{cf}) / L \quad \dots\dots (13)$$

$$k_{x1} = k_x \cdot L = E_c A_c + E_s A_s + E_{cf} A_{cf} \quad \dots\dots\dots (14)$$

$$k_y = k_{yc} = (E_c A_c) / (2L \cdot (1 + \nu_c)) \quad \dots\dots\dots (15)$$

$$k_{y1} = k_y \cdot L = E_c A_c / (2 \cdot (1 + \nu_c)) \quad \dots\dots\dots (16)$$

ここで、 E_c 、 E_s 、 E_{cf} 及び、 A_c 、 A_s 、 A_{cf} は、それぞれコンクリート、鉄筋、CFSのヤング係数及び断面積である。コンクリートのスプリング係数 k_{xc} 、 k_{yc} は、 x/L (ひずみ相当)がコンクリートのひびわれひずみに達すると0とし、

CFS のスプリング係数 k_g は、 x/L が CFS の破断ひずみに達すると 0 とする。根巻きと本体の間を除いてすべての要素は完全付着状態である。すなわち、CFS とコンクリート、鉄筋とコンクリートは完全付着と仮定した。

降伏状態は 2 章の定義と同等で、降伏は引張側主鉄筋のひずみで判断し、終局状態はコンクリートの圧潰又は、軸方向 CFS の破断として定義した。コンクリートの最大応力および圧潰ひずみは簡易計算法の「計算 2」と同等である。

6. 解析結果

6.1 RC 橋脚模型に対する耐力及び水平変位の検討

6.1.1 水平耐力と水平変位との関係

4 章に示した計算法により、9 供試体の耐力及び変形性能を計算した結果が表 4 である。そして、代表的な供試体に対する $P-\delta$ の関係を実験値と比較して示すと、図 9 のようになる。

これによれば、無補強供試体及びフープ方向 CFS を用いた供試体では、降伏以後、耐力は徐々に上昇し、最大耐力に達した後に、徐々に減少して終局状態に達していく。また、軸方向 CFS を用いた供試体では、降伏以後、耐力の増加が他の供試体に比べて大きく、最大耐力に達した後、軸方向 CFS の破断により、曲げ耐力が大きく減少して、終局状態になった。等の実験結果について計算値はよい一致性を示した。しかし、終局変位については、実験値との差が大きいと言える。ただ、横補強材による

終局変位の増減の傾向は概ね一致している。また、軸方向 CFS を用いた供試体では、軸方向 CFS の破断について、計算値は実験値によく一致していることがわかった。

6.1.2 水平耐力の検討

図 10 は、実験により求めた降伏耐力と計算値の関係を示したものである。これによれば、根巻きを設けた供試体についても計算値はよく一致している。

図 11 は、最大荷重について、実験値と計算値の比較を示したものである。この場合には、軸方向 CFS を用いた供試体 No7 および No8 も含めて、全供試体に対して実験結果とよく一致しているが、No9 供試体は実験値に比べ多少大きい値を示している。

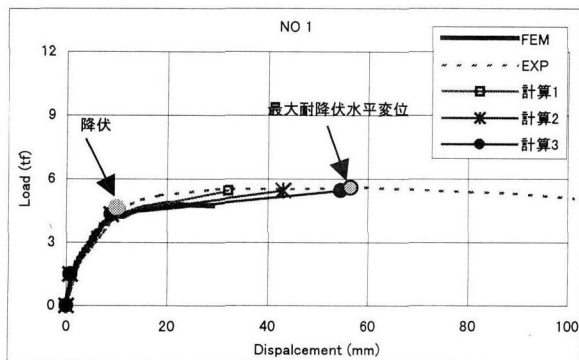
No9 供試体は軸方向 CFS が破断しておらず、基部の破壊のため実験では軸方向 CFS への応力伝達がなかったためである。根巻き高さが低いために、根巻き上部の変位が大きくなって根巻き部の横方向 CFS の破壊が先行したため、軸方向 CFS の応力が実験にはフーチングまで伝達できなかったためである。横方向 CFS の破断を検証するため、根巻き上部に作用する横方向 CFS の応力度を、図 14 のように仮定して計算する。ただし、この仮定は、AA 断面の曲げ耐力が BB 断面より小さく、確実に AA 断面が破壊断面になる場合のみを対象とし、本研究での供試体のように、曲げによる変形が主な破壊モードの供試体に限定する。図 14(a)に示すような根巻き付き橋脚が荷重 P を受けると根巻き部の横 CFS には図 14(b)および(c)のよ

表 4 供試体の耐力及び変形性能

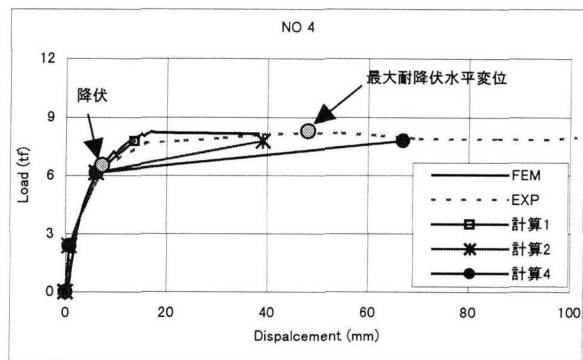
	道路橋示方書Ⅴ耐震設計編による計算値														
	降伏変位 (mm)			終局変位 (mm)											
	計算 2			計算 1			計算 2			計算 3			計算 4		
供試体	δ_{m2}	δ_{p2}	δ_{y2}	δ_{m1}	δ_{p1}	δ_{u1}	δ_{m2}	δ_{p2}	δ_{u2}	δ_{m3}	δ_{p3}	δ_{u3}	δ_{m3}	δ_{p3}	δ_{u3}
No 1	6.35	2.43	9.21	19.55	3.62	32.17	27.76	10.89	38.65	37.19	17.31	54.50	37.19	17.31	54.50
No 2	5.98		5.98	13.60		13.60	16.08		16.08	22.82		22.82	22.82		22.82
No 3	5.91		5.91	13.60		13.60	16.26		16.26	23.09		23.09	23.09		23.09
No 4	6.02		6.02	13.60		13.60	39.10		39.10	100.4		100.4	66.90		66.90
No 5	6.07		6.07	13.60		13.60	68.09		68.09	185.6		185.6	81.47		81.47
No 6	6.82	2.21	9.03	13.60	9.7	23.30	45.55	16.24	61.79	100.1	31.0	131.1	78.40	24.30	102.7
No 7	5.52	2.21	7.73	17.17	2.91	20.08	17.17	2.91	20.08	17.17	2.91	20.08	17.17	2.91	20.08
No 8	5.61	2.21	7.82	17.19	2.95	20.14	17.19	2.95	20.14	17.19	2.95	20.14	17.19	2.95	20.14
No 9	6.21	2.21	8.42	18.02	2.95	20.97	18.02	2.95	20.97	18.02	2.95	20.97	18.02	2.95	20.97

供試体	道路橋示方書 V 耐震設計編による計算値				FEM による計算値				実験値					
	降伏耐力 (tf)		最大耐力 (tf)		変位 (mm)		耐力 (tf)		変位 (mm)			耐力 (tf)		
	AA	BB	AA	BB	降伏	終局	降伏	終局	降伏	終局	最大耐力時	降伏	終局	
No 1	6.15	4.31	7.32	5.45	8.0	22.5	4.25	4.85	11.8	104.9	47.2	4.62	5.68	
No 2	6.15	7.05	7.32	10.01	6.0	14.5	5.96	8.04	7.4	60.5	22.2	5.81	7.45	
No 3	6.15	7.05	7.32	10.01	6.0	17.5	6.39	8.09	7.8	73.2	31.2	6.21	7.97	
No 4	6.15	7.05	7.78	10.01	6.0	38.0	6.31	8.21	7.8	123.3	46.8	6.43	8.19	
No 5	6.15	7.05	7.78	10.01	6.0	52.5*	6.55	8.33	7.5	135.5	90.0	6.55	8.53	
No 6	6.15	5.67	7.78	7.73	7.0	38.0	6.74	7.95	10.9	195.0	130.8	6.62	8.16	
No 7	7.15	7.05	12.05	10.02	7.0	26.0	7.03	10.35	8.0	24.2	24.2	7.12	10.4	
No 8	7.15	9.15	12.05	13.03	6.5	25.0	7.86	11.02	8.1	24.0	24.0	7.89	11.4	
No 9	5.89	7.05	9.93	10.02	7.5	23.5	6.02	9.78	10.0	79.5	19.0	6.51	7.96	

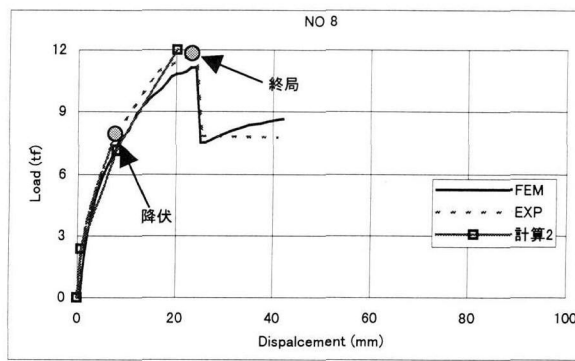
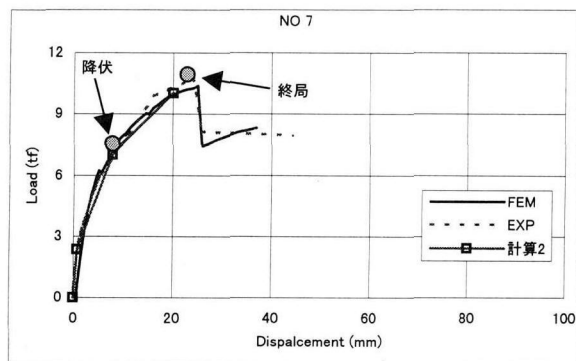
* No5 の FEM 終局変位は、解析で収束ができなくなったときの水平変位である。
** 道路橋示方書 V 耐震設計編による計算で、水平耐力及び降伏変位の場合は、計算方法による差が殆ど無いため 1 つの計算結果のみを示す。



(a)根巻きがない供試体



(b)横方向CFS併用根巻き補強供試体



(c) 軸方向+横方向CFS併用根巻き補強供試体

図9 水平耐力-水平変位関係の比較例

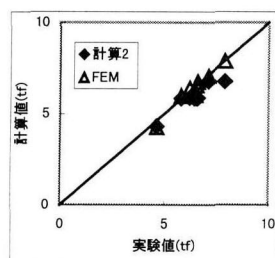


図10 実験による降伏耐力と計算値の比較

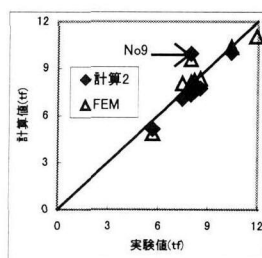


図11 実験による最大耐力と計算値の比較

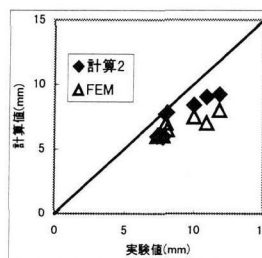


図12 実験による降伏変位と計算値の比較

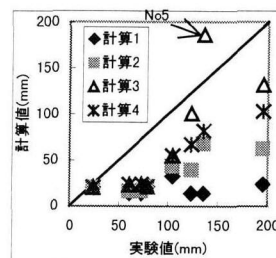


図13 実験による終局変位と計算値の比較

うな応力が発生すると仮定すれば、

$$\frac{P}{2} = \frac{Q \cdot h}{2}, \quad Q = \frac{P}{h} \quad \dots \dots \dots (17)$$

になり、根巻き上部の横方向 CFS が受ける応力は

$$\sigma_{cf} = k \cdot \frac{Q}{t} = k \cdot \frac{P}{ht} \quad \dots \dots \dots (18)$$

となる。ここで、 k は断面変化による応力集中係数で、 h は根巻きの高さであり、 t は CFS の厚さである。

このモデルで、No9 供試体での根巻き部横方向 CFS の応力は計算最大耐力 9.93.tf で約 28000kg/cm² まで発生して CFS の破壊応力に近い値を示しており、コーナー部で変断面であるため応力集中が作用すると CFS の破断応力を超える。このため、No9 供試体は計算最大応力に達する前に根巻き部の横 CFS が破断したと言える。これに対し、No7 及び No8 供試体では、計算最大耐力時の根巻き

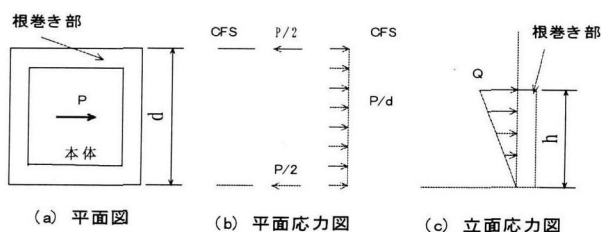


図14 根巻き部横 CFS の応力の仮定

部 CFS の応力は、 $k=1$ の場合約 14000kg/cm² で CFS の破断応力以下であり、 $k=2$ としても CFS の破断応力以下であるので、根巻きの破断より縦方向 CFS の破断が先に起き、計算最大耐力まで達したと思われる。

6.1.3 降伏変位の検討

降伏変位について、実験値と計算値を比較した結果が図 12 である。これによれば、実験値と計算値は、多少の差はあるが、No1 及び No6～No9 供試体で主鉄筋の伸び出しによる水平変位を考慮することにより、計算値は実験値をよく表わしているといえる。例えば、供試体 No1 の降伏の時点における、鉄筋の伸び出しによる水平変位は、全水平変位の約 30% までにも達している。

6.1.4 終局変位の検討

A グループ供試体

実験値と計算値の比較を示した結果が図 13 である。この場合には、計算上の終局変位を表 3 のように 4 つの方法で計算している。計算 1は、コンクリートの終局ひずみに帯鉄筋又は横方向 CFS の拘束効果を考慮しなかったため、横方向補強材の拘束効果が全くなく、全供試体がほぼ同じ値を示すことになる。これに対して、コンクリートの終局ひずみを横補強材の拘束効果を取り込んで(断面補正係数 $\alpha=0.2$, $\beta=0.4$)計算した計算 2は、全体的な傾向は実験値と概ね一致し、横補強材の拘束効果による水平変位の増加を表わしているが、実験値と比べると、かなり小さい値を示している。計算 3でも、横補強材の拘束効果による水平変位の増加を表わしているが、CFS を 2 層巻きた No5 供試体が実験値を超える結果になった。横補強材によるコンクリートの横拘束効果を取り込んでも、終局変位について、“終局”と言う定義が異なるため、計算値が実験値より小さい値を示しているはずである。すなわち、実験では、2 節で述べたように、橋脚の載荷位置の水平力—変位関係が最大値をとった後に低下し、再び降伏耐力に達した時を終局と定義した。これに対して、計算では、コンクリート縁のひずみが終局ひずみに達した瞬間を終局とみなしたためである。これに関わらず、No5 供試体は実験値より大きい終局変位を表わしている。

繰返し塑性変形を受ける鉄筋コンクリート橋脚では、コンクリートの拘束力を過度に高めると、一般に塑性ヒンジ領域が小さくなり、軸方向鉄筋の破断により終局状態に至る。そこで、道路橋示方書には、実験結果等をもとに横拘束筋の上限値を 1.8%としている。しかし、供試体 No5 の場合は、横拘束 CFS の補強比を、鉄筋との応力比を考慮し、求めても上限値より小さい 1.75%(単純体積補強比率は 0.31%)であるにも関わらず水平変位が実験値を上回っている。この供試体の終局時の断面ひずみ分布を調べると、図 15 のように主鉄筋ひずみが 237000 μ になり、鉄筋の引張破断ひずみを超えている。これによれば、横拘束筋の上限値を 1.8%とするのは多少過度な限界と思われる。よって、本論文では、主鉄筋ひずみの上限値を 100000 μ として計算した。この結果が計算 4である。計算 4によれば、終局変位は、実験値を下回っており、終局変位を安全側で評価することができるようになった。

計算 2及び計算 4のように、横補強材によるコンクリートの横拘束効果まで取り込んでも、終局変位について、計算値が実験値より小さい値を示しているのは、上で述べたように、実験と計算では、“終局”と言う定義が異なるためである。ここで、各供試体における最大耐力時の水平変位と計算 2及び計算 4の結果を比較すると、図 16 のようになる。これによると、多少のばらつきはあるが、全体的に計算 2と計算 4ともに各供試体の最大耐力時の水平変位とよい一致を示すことになる。計算 2は、供試体の断面補正係数 α 及び β をそれぞれ 0.2, 0.4 とし、矩形断面に対する拘束効果の減少を考慮したものであり、計算 4は主鉄筋ひずみの最大値を制限し、 α 及び β をともに 1 とし、円形断面相当とみなしたものである。これは、横方向 CFS を施工する時、面取り等をして、コーナー部の応力集中を多少抑えたため、拘束効果が上がったと考えられる。CFS において隅角部処理方法によれば隅角部の処理を半径 30mm 以上にすると、CFS の引張強度は落ちないと報告している¹⁰⁾。したがって、CFS で横補強されている場合、十分な隅角部処理をすると、矩形断面の橋脚でも円形断面とみなしても良いと思われる。主鉄筋の伸び出しによる水平変位は、終局変位についても、全水平変位に対して、30%前後の割合を示し、No1 供試体の場合は 40%を超える影響を与えている。よって、橋脚の変位性能を検討するときは、主鉄筋の伸び出しによる影響を考察する必要があると言える。

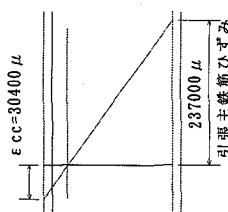


図 15 No5 の両端ひずみ

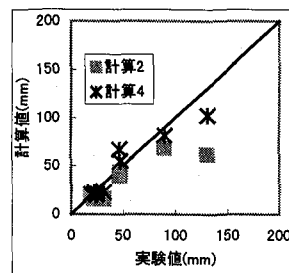


図 16 最大耐力時の水平変位と計算終局変位との比較

B グループ供試体

No7～9 供試体では、4 つの計算方法とも、コンクリートの圧潰ひずみより軸方向 CFS の破断ひずみが小さいため、軸方向 CFS の破断が先行し、計算方法による差は現れなかった。縦方向 CFS の破断が起きている No7 および No8 供試体では、縦方向 CFS の破断時水平変位が実験値にほぼ一致している。No9 供試体では、計算では根巻きの破壊が再現できなく軸方向 CFS が破断したため、実験値よりかなり小さい結果となったが、表 4 に示すように最大耐力時の水平変位とはよく一致している。

以上の計算結果から、4 節で検討した既存の簡易式は、CFS 併用根巻き補強した橋脚にも適用できると言える。

6.2 FEM による計算結果

FEM による計算結果を、表 4 に示しており、代表的な供試体に対する荷重—変位関係を図 9 に示している。これによれば、全体的な荷重—変位関係は実験結果を良く追跡している。

図 10, 11 に水平耐力に対する実験値との比較を、図 12 に降伏変位に対する実験値との比較を示す。これによれば、水平耐力は、降伏耐力及び最大耐力ともに実験値と簡易計算法の結果とほぼ一致している。降伏変位については、FEM 解析で基礎主鉄筋の伸び出しを考慮しなかったため、多少小さい値を示している。

軸方向炭素繊維シートがある供試体 No7 及び No8 は、図 9 に示されているように、実験値、FEM 解析値及び簡易計算値とともに、最大耐力、全体的な耐力—変位関係及び軸方向炭素繊維シートの破断時変位が殆ど一致している。また、軸方向炭素繊維シート破断後の耐力および耐力—変位関係も実験値をよく追跡している。このことから、炭素繊維シート補強する橋脚の 2 次元 FEM 解析するときは、炭素繊維シートを既存のトラス要素として取り扱って、炭素繊維シートの材料特性を入れることで、橋脚の水平耐力及び炭素繊維シートの破断時変位を予測できると思われる。また、簡易計算法とよく一致したことから簡易計算法の「計算 2」及び「計算 4」の信頼性が確保できたことになる。

7. 根巻き高さによる影響の検討

図 16 に、根巻き高さによる最大応力の変化の 1 例として、No4 及び No7 供試体の計算結果を示した。ここでの計算方法は「計算 2」を用いた。これによれば、最大耐力は、根巻きの高さとともに大きくなっていくが、ある高さを超えると一定になってくる。この結果は、あくまでも本計算に用いた供試体に対する結果であり、他の橋脚については、若干異なるが、同じ傾向を示すことが予想できる。よって CFS 併用根巻き補強が設けられている供試体についても実験値と計算値がよく一致していることから、補強対象の各橋脚に対して図 16 のような関係を求め、必要な補強比率を確保し、また、建築限界を考慮した最適な補強断面寸法を計算により求めることが可能であると思われる。

8. 結論

CFS 併用根巻き補強供試体に対して、道路橋示方書 V 耐震設計編に示されている水平耐力及び水平変位計算法

の適用性及び、FEM 解析方法について検討した。本研究で得た結論は次のようである。

- (1) CFS 併用根巻き補強供試体においても、道路橋示方書の水平耐力の計算値は実験値とほぼ一致し、この計算法の妥当性が評価できた。
- (2) 横拘束筋又は横拘束 CFS の拘束効果によるコンクリートの終局ひずみの増加を考慮することで、横拘束材の終局変位への影響を計算することができる。このとき、計算による終局変位は、実験の最大耐力時の水平変位とほぼ一致している。
- (3) 主鉄筋の伸び出しによる水平変位を考慮すると降伏変位を実験値により近似することができた。
- (4) 矩形断面に CFS 補強をする場合、十分な隅角部の処理により、円形断面同様の断面補正係数を使用するによりと思われる。ただし、道路橋示方書の横拘束筋の補強量の上限値は多少大きい値であり、主鉄筋のひずみの上限値を検討する必要がある。
- (5) 炭素繊維シート補強する橋脚の 2 次元 FEM 解析するときは、炭素繊維シートを既存のトラス要素として取り扱って、炭素繊維シートの材料特性を入れることで、橋脚の水平耐力及び炭素繊維シートの破断時変位を予測できた。

参考文献

- 1) Priestley, M. J. N. et al. : Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., New York 1996, p.585-622.
- 2) 李泳昊・松井繁之：円形 RC 橋脚の耐震補強に関する実験的な研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20, No.1, pp.557-562, 1998 年
- 3) 松井繁之・木村文憲・李泳昊：RC 橋脚の炭素繊維シートによる補強効果に関する研究，平成 9 年度関西支部年次学術講演会講演概要集，第 5 部分 pp.18, 1996
- 4) Lee, Y. H., S. Matsui, Strengthening of Rectangular RC Piers with Partial Concrete Lining and Carbon Fiber Sheet, Technology Reports of the Osaka University, Vol. 48, No. 2328, pp. 247-254, 1998.10.
- 5) 例えば、野口貴文・友澤史紀・李翰承・庄司広和：鉄筋腐食をモデル化した RC 梁における炭素繊維シートの曲げ補強効果，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18, No.1, pp.1077-1082, 1996 年
- 6) 土木学会：阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式，コンクリート技術シリーズ 12, pp.49-59, 1996 年
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編，pp.119-137, 1996 年 12 月。
- 8) 太田実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究，土木学会論文報告書，第 292 号，pp.65-74, 1979.12.
- 9) Marc Analysis Research Corporation : MARC Manual, Vol.A-E, 1994
- 10) (財)鉄道総合技術研究所：炭素繊維シート引張強度の隅角部処理方法による影響度試験報告書，1996.9.

(1998 年 9 月 18 日受付)