

（株）大林組 正会員 小畠克朗

（株）大林組 正会員 大内 一

1. はじめに

炭素繊維(CF)による耐震補強工法は、施工の利便性や高耐久性などから、RC巻立てや鋼板巻立て工法に代わる有力な工法として実用化が進められている。阪神大震災以降、大地震に対する配慮から、橋脚に一層の靱性能を期待する気運にある今日、CF補強による橋脚の実用的な靱性能評価式の提案は急務である。

そこで、CFストランド或いはシートを巻付けたコンクリートテストピースの一軸圧縮試験結果^{1, 2)}をもとに、実用的なコンクリートの応力～ひずみ関係を提案する。そして、これに基づくモーメント～曲率関係と曲率分布を仮定して求まる部材靱性能を既往実験結果^{3, 4)}と比較することにより、提案モデルの妥当性を検討する。

2. コンクリートの応力～ひずみ関係

表-1に示す矩形断面を有するテストピースの一軸圧縮試験結果をもとに、炭素繊維の拘束効果に対する検討を行い、応力～ひずみ関係を提案する。拘束力の要因として、炭素繊維の体積比(ρ_{cf})、炭素繊維の破断強度(f_{cf})および無補強コンクリートの強度(f_{cc})を考えた。以後、無補強コンクリートの強度時ひずみを ϵ_{cc} 、終局ひずみを ϵ_{cu} 、また、補強したコンクリートの強度、強度時ひずみ、終局ひずみをそれぞれ f_{cc}' 、 ϵ_{cc}' 、 ϵ_{cu}' とする。

①拘束力と圧縮強度：図-1は、拘束力($\rho_{cf} \cdot f_{cf} / f_{cc}$)と圧縮強度比(f_{cc}' / f_{cc})の関係を示したものである。図をみると、圧縮強度は拘束力によって若干の伸びを示しているが、通常帯筋に対する復旧仕様式⁵⁾と比べるとかなり小さく、実用上は無視してよいと考えられる。

②拘束力と圧縮強度時ひずみ：図-2は、拘束力と圧縮強度時ひずみ比($\epsilon_{cc}' / \epsilon_{cc}$)の関係を示したものである。これについても、圧縮強度と同様に、拘束力に対する伸びは小さく、実用上は無視してよいと考えられる。

③拘束力と終局ひずみ：図-3は、拘束力と終局ひずみ比($\epsilon_{cu}' / \epsilon_{cu}$)の関係を示したものである。ここで、 ϵ_{cu} は、軟化域 $0.85 \cdot f_{cc}$ 時点のひずみ(0.0038)とした。また、 ϵ_{cu}' は、CF破断時もしくは軟化域 $0.85 \cdot f_{cc}$ 時点のひずみの小さい方とした。終局ひずみは初期の状態大きく伸び、その後伸びが少なくなっており、図のように対数関数で回帰した方がよいと思われる。

以上の検討結果をHognestadの式⁶⁾をベースに、CFで補強されたコンクリートの応力～ひずみ関係として図-4に示すモデルを提案する。

表-1 試験体種別

形状・寸法	コンクリート強度 (kgf/cm ²)	CF破断強度 (kgf/cm ²)	CF体積比 ρ_{cf} (%)
試験体CQ 150 ² ×300 ^h	236 (2750 μ) [*]	30200	0.12
			0.23
			0.29
			0.39
150 ² ×300 ^h	310 (2643 μ) [*]	A社:30800 B社:34000 C社:40100	0.07
			0.13
			0.26

* ()内は圧縮強度時ひずみを示す

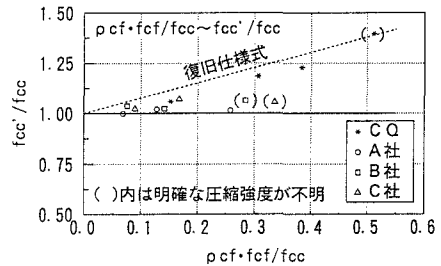


図-1 拘束力と圧縮強度比の関係

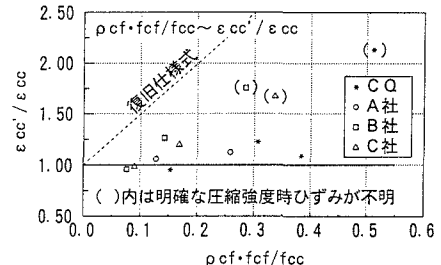


図-2 拘束力と圧縮強度時ひずみ比の関係

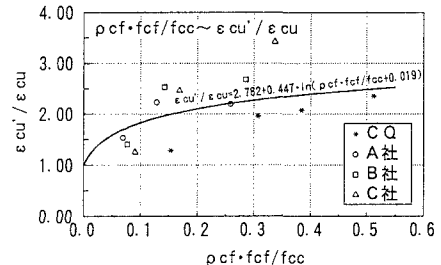


図-3 拘束力と終局ひずみ比の関係

3. 部材の靱性能

ここでは、提案モデルを用いて部材の靱性能を求め、既往実験結果と比較することにより、提案モデルの妥当性を検討する。部材の曲率分布は、文献⁷⁾に基づき、下記の式を用いて塑性ヒンジ領域を考慮した。

$$L_p = 0.08 \cdot L + 6 \cdot d_b$$

ここで、 L_p : 塑性ヒンジ領域長(mm)

L : 載荷点までの高さ(mm) d_b : 主筋径(mm)

また、帯筋は強度比を考慮しCFに換算した。計算に用いた試験体の概要を表-2に、計算結果を表-3および図-5に示す。ここで、実験値は主筋抜出しによる回転成分を除く、柱部の変位を示している。

結果をみると、TYPE-1の $\rho_{cf} = 0.00\%$ は曲げ降伏前の、 $\rho_{cf} = 0.03\%$ は降伏後にせん断破壊しているため、計算値が実験値上回っている。また、TYPE-1, 2の拘束力が大きい範囲では、実験値が計算値を大きく上回っている。全般に拘束力が大きい範囲では計算値は靱性能を過小評価する傾向にあるが、本稿での提案式は設計上安全側の評価を与えている。

表-2 試験体の概要

試験体	形状・寸法・配筋	軸力 (tf)	材料強度(kgf/cm ²)			CF体積比 ρ_{cf} (%)
			コンクリート	鉄筋降伏	CF破断	
TYPE-1	300×300×900 ^b 主筋: 4-D16 帯筋: 4φ150 帯筋体積比 0.14%	13.5	215	D16:3600 φ4:4690	32800	0.00
						0.03
						0.06
						0.12
TYPE-2	300×300×1800 ^b 主筋: 4-D16 帯筋: 4φ150 帯筋体積比 0.14%	13.5	215	D16:3600 φ4:4690	32800	0.03 ^{*1}
						0.06 ^{*1}
						0.12 ^{*1}
						0.19 ^{*2}
TYPE-3	400×600×2600 ^b 主筋: 12-D16 帯筋: 6φ200 帯筋体積比 0.16%	14.4	426	D16:3913 D6:3504	28000	0.00
						0.19 ^{*2}

*1 基部より600mm区間のみ補強

*2 基部より600mm区間、それ以上は $\rho_{cf} = 0.095\%$

4. あとがき

道路橋橋脚の靱性補強を意識して、CFで補強されたコンクリートの応力～ひずみ関係を提案した。CF補強を含め靱性能試験が数少ない現状を考慮する時、ここで提案するような安全側の評価式を当面使用していくのが現実的である。現在種々の機関で同様の試験が実施中であり、これらの試験結果との比較検討が今後の課題である。

[参考文献] 1)勝俣他: 炭素繊維によって拘束されたコンクリートの圧縮性状, 大林組技術研究所報 No. 38, 1989 2)大野他: 炭素繊維を巻付けて拘束したコンクリートの圧縮性状, 土木学会第42回年次学術講演会, 1992.9 3)小島他: CFRP巻付け工法で耐震補強された既存RC橋脚の靱性能, 土木学会第49回年次学術講演会, 1994.9 4)榎大林組: 炭素繊維による橋脚基部の耐震補強に関する実験的検討, 1995.6 5)建設省道路局: 兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様, 1995.2 6)E. Hognestad: A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforcement Concrete Members, University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin Series No. 399, 1951, 128pp. 7)STRENGTH AND DUCTILITY OF CONCRETE SUBSTRUCTURES OF BRIDGE, BRIDGE DESIGN AND RESEARCH SEMINER 1990, TRANSIT NEWZEALAND, 22~24pp

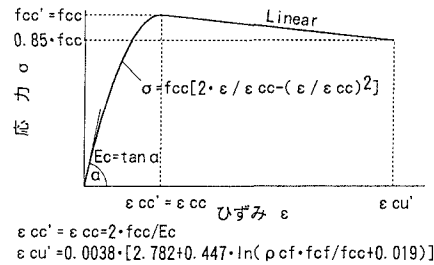


図-4 CFで補強されたコンクリートの応力～ひずみ関係: 提案モデル

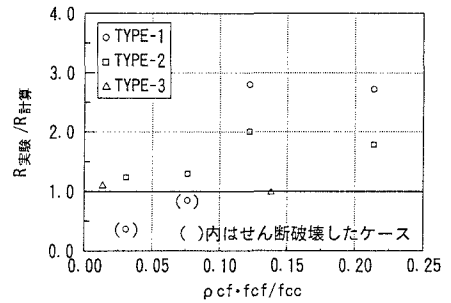


図-5 終局部材角の実験と計算の比較

表-3 靱性能の比較

試験体	CF体積比 ρ_{cf} (%)	$\rho_{cf} \cdot f_{cf} / f_{cc}^{*1}$	終局変位(cm)		終局部材角R(×10 ⁻³)	
			実験値	計算値	実験値	計算値
TYPE-1	0.00	0.03054	0.630 ^{*2}	1.724	7.0 ^{*2}	19.2
	0.03	0.07631	1.800 ^{*3}	2.118	20.0 ^{*3}	23.5
	0.06	0.12207	6.597	2.353	73.3	26.1
	0.12	0.21361	7.244	2.652	80.4	29.5
	0.00	0.03054	6.674	5.362	37.1	29.8
TYPE-2	0.03	0.07631	8.488	6.521	47.2	36.2
	0.06	0.12207	14.492	7.213	80.5	40.1
	0.12	0.21361	14.487	8.092	80.5	45.0
	0.00	0.01316	8.969	8.157	34.5	31.4
TYPE-3	0.19	0.13804	12.465	12.680	47.9	48.8

*1 帯筋の換算分を含む

*2 曲げ降伏せず、せん断破壊

*3 曲げ降伏後、せん断破壊