

論文 CFRP シート巻き併用 RC 造増設壁の補強効果

井上 寿也^{*1}, 益尾 澄^{*2}

要旨:筆者らは、公立学校標準校舎の耐震補強への適用を目的として、増設壁と CFRP シート巻付けを併用した工法を考案した。対象架構は、2, 3 階が壁付き架構に近く、1 階は、柱断面が小さく、一種のピロティ架構となっている。そのため、1 階架構を対象として、柱幅と同厚の RC 壁を増設した後、断面全体を外周から CFRP シート巻き補強することとした。本論文では、本工法による補強効果に関する実験結果を示すとともに、本補強壁の終局耐力と限界部材角の評価方法を示した。

キーワード:増設壁, CFRP シート補強, アンカーリング, 終局耐力, 変形性能

1.はじめに

現在、種々の耐震補強工法が開発されているが、すべてに適用可能な工法を見出すことは難しく、条件に応じた対応が迫られる。筆者らは、主として 3 階建の公立学校標準校舎の補強計画に際して、増設壁と CFRP シート巻付けの併用工法を適用した。本論文では、本工法による補強効果の実験的な検討結果を示した。

本校舎は、図-1 に示すように、桁行方向の標準スパンが 3m で、運動場側架構の 1 階がオープンになっており、柱断面が小さい。2, 3 隅は、ウォールガーダーと同厚の袖壁が柱に取り付いているため、壁付き架構に近く、1 階が一種のピロティ架構となっている。そのため、運動場側架構 1 階を本工法により補強することとした。補強計画の際、本補強壁は、上部架構と基礎梁の押え効果を期待し、反曲点位置が中央で、逆対称曲げせん断を受ける状態に近いとした。しかし、その補強効果は、未解明であるため、今回、実験を行った。

2. 実験計画

2.1 実験因子および試験体

実験因子は、表-1 に示すように、開口の有無と CFRP シートの巻き数で

あり、試験体数は 5 体である。試験体の縮小率は 1/3.7 であり、試験体の形状寸法を図-2 に示す。なお、試験体の柱主筋量は、CFRP シートのせん断補強効果の確認に重点を置き、縮小率に応じて求まる値よりも多くした。

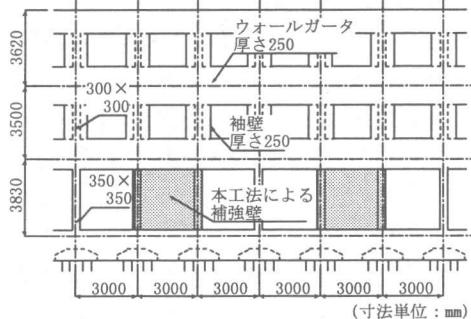


図-1 補強対象(運動場側)架構

表-1 実験概要

試験体	実験計画				実験結果			
	開口部 有無	壁部:CFRP		袖壁部:CFRP		Q_{max} (kN)	R_m (%)	R_u (%)
		目付量	层数	目付量	层数			
CW-N-N	無	0	0	—	—	233	0.5	1.0
CW-N-CF1		150g/m ²	1	—	—	244	0.3	3.9
CW-O-N	有	0	0	0	0	199	0.4	0.7
CW-O-CF1		150g/m ²	1	200g/m ²	1	225	1.8	3.8
CW-O-CF2		2	2	2	2	244	1.0	4.3

(注) 1) Q_{max} : 最大耐力, R_m : Q_{max} 時の部材角, R_u : 限界部材角

*1 (財) 日本建築総合試験所 構造部 構造物試験室 研究員 工修 (正会員)

*2 (財) 日本建築総合試験所 構造部長 工博 (正会員)

2.2 補強の留意事項

- a) 無開口耐震壁の場合、壁板と両側の柱からなる全断面をCFRPシート閉鎖巻き補強し、有開口耐震壁の場合、柱と袖壁からなる部分（これを袖壁部と呼ぶ）もCFRPシートで閉鎖巻き補強した。巻き数は、等価開口周比による低減率を乗じて求めた終局せん断耐力が両側袖壁部の終局せん断耐力に概ね等しくなるように設定した。
- b) アンカー筋は接着系とし、アンカー筋量は開口の有無に係わらず定めた。上下梁側アンカー筋は、壁上下端の曲げモーメントに抵抗できるように設定し、左右柱側アンカー筋は、CFRPシート補強を行っているため、最小限に留めた。また、両者の埋め込み長さも変えた。
- c) 開口補強筋は、RC構造計算規準¹⁾に準じて定めたが、CFRPシート補強の効果を期待し、斜め補強筋は配置していない。
- d) 割裂防止用として、壁板の外周部に縦筋および横筋（各1-D6）を配筋した。
- e) 壁板コンクリートは、上梁下面より10cmの位置まで打設し、打ち継ぎ面処理を行った後、無収縮グラウトモルタルを打設した。
- 供試材料の強度試験結果を表-2に示す。

3. 実験方法

実験は、建研式加力装置を用いて、逆対称変形条件のもとで行った。その際、軸力は、上部加力装置の重量(60kN)分のみとした。これは、増設壁補強後の軸力比(σ_c / σ_B)が0.03程度と小さいためである。ここに、 σ_c :圧縮応力度、 σ_B :コンクリートの圧縮強度。載荷は、目標所定部材角Rが±(0.25, 0.5, 1, 2, 4, 5)%rad.の正負繰返し載荷（各2サイクル）を行った後、正加力方向への単調載荷とした。ここに、 $R = \delta_h / h_0$ 、 δ_h :水平変形量、 h_0 :柱内法高さ。ただし、 δ_h は上下端のずれ変形量を含めた全水平変形量、 h_0 は内法高さ(900mm)を示す。

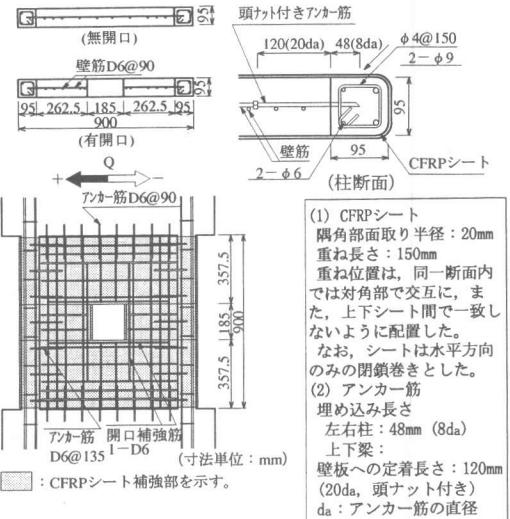


図-2 試験体

表-2 供試材料の強度試験結果

(a) コンクリートおよびグラウトモルタル

種別	σ_B (MPa)	ϵ_{co} (%)	E_c (GPa)	σ_t (MPa)
コンクリート既存骨組	28.6	0.19	25.8	2.94
リート 増設壁	28.3	0.22	26.2	2.76
グラウトモルタル	73.5	0.36	30.6	—

σ_B :圧縮強度、 ϵ_{co} : σ_B 時ひずみ度
 E_c :ヤング係数、 σ_t :割裂強度

(b) 鉄筋

種別	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	伸び (%)
帶筋	φ4	459	529
壁筋等※	D6	310	464
柱主筋	φ6	470	513
	φ9	354	470

σ_y :降伏点、 σ_u :引張強度
※:他にアンカー筋、開口補強筋

(c) CFRPシート

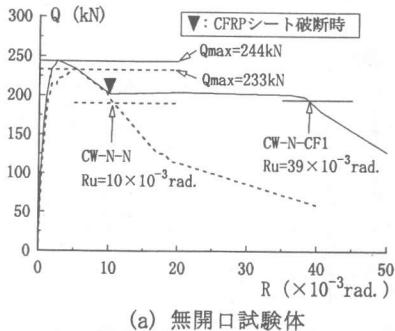
目付量 (g/m ²)	σ_{tu} (MPa)	E_f (GPa)
150	4240～4400	236～254
200	4190～4240	227～246

σ_{tu} :引張強度、 E_f :引張弾性率
(試験方法はJIS K 7073による)

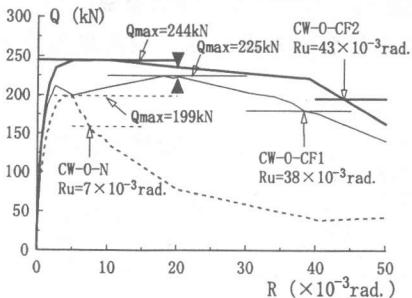
4. 実験結果および考察

4.1 破壊性状

Q-R関係の包絡線を図-3、 $\delta_{ju}-R$ 関係を図-4、代表的試験体の破壊状況を写真-1に示す。ここに、Q:せん断力、R:部材角、 δ_{ju} :壁板上端のずれ変形量。図中に示した限界部材角 R_u は、耐力が最大耐力の80%に低下したときの



(a) 無開口試験体



(b) 有開口試験体

図-3 Q-R 関係の包絡線

部材角と定義した。

(1) 増設壁補強のみの試験体

CW-N-N, CW-O-Nとともに、開口の有無に係わらず、 $R=0.2\%$ rad.程度までに、壁板のせん断ひび割れおよび引張側柱主筋の降伏が発生し、 $R=0.4\% \sim 0.5\%$ rad.に最大耐力に達した。その後、せん断破壊の進展に伴い、耐力が著しく低下した。

(2) CFRP 補強試験体

無開口試験体CW-N-CF1については、引張側柱主筋が降伏した後、 $R=0.3\%$ rad.に最大耐力に達し、 3.9% rad.に R_u に達した。最大耐力以後、壁板上下端とともに、ずれ変形が増加し、 R_u 時の上端のずれ変形は14mm程度となった。CFRPシートは、壁板上下端付根の曲げ引張側で $R=\pm 1\%$ rad.の繰返し載荷時に部分的に破断したが、その後、破断域は拡大せず、 R_u 以降に拡大した。実験終了後、CFRPシートを除去したところ、壁板のせん断ひび割れは認められなかった。

有開口試験体CW-O-CF1, CW-O-CF2については、引張側柱主筋が降伏した後、 $R=1.8\%$ rad.と 1.0% rad.に最大耐力に達し、 $R=3.8\%$ と 4.3% rad.

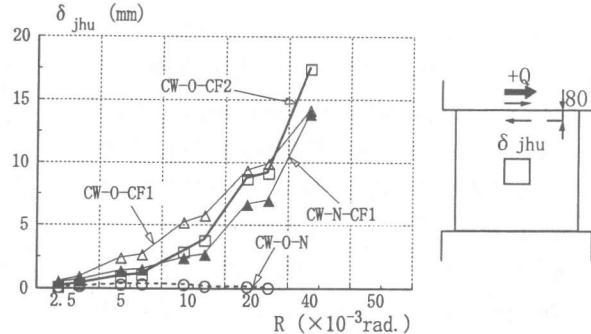
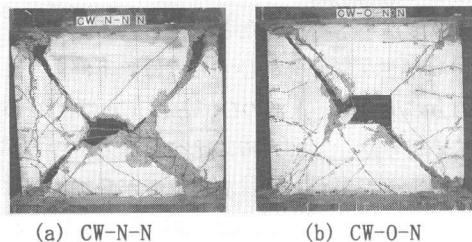
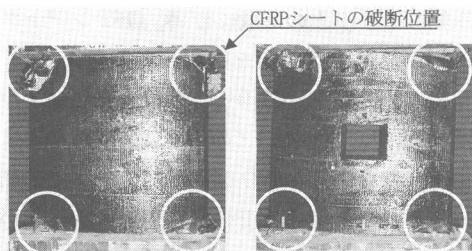


図-4 δ_jhu - R 関係の包絡線



(a) CW-N-N

(b) CW-O-N



(c) CW-N-CF1

(d) CW-O-CF1

写真-1 代表的試験体の破壊状況

に R_u に達した。壁板上下端のずれ変形は、 $R=\pm 2\%$ rad.の繰返し載荷までは、CW-O-CF1に比べてCW-O-CF2の方が小さかったが、それ以降は大差なく、 R_u 時の上端のずれ変形は14～17mm程度となった。CFRPシートは、両試験体とともに、壁板上下端付根の曲げ引張側で $R=\pm 2\%$ rad.の繰返し載荷時に部分的に破断したが、その後、破断域は拡大した。CFRPシート除去後、両試験体とともに、壁板にせん断ひび割れが観察された。ひび割れ幅の最大値は、CW-O-CF1では5mm程度、CW-O-CF2では0.2mm程度であった。

いずれのCFRP補強試験体も、限界部材角 R_u は、壁板上端におけるアンカーリングのずれ変形の増大とCFRPシートの破断に起因し、 $R=6.6\% \sim$

8.0%rad. には、アンカーリングが破断した。

以上より、開口の有無に係わらず、CFRPシートは、壁板のせん断ひび割れを抑制し、かつ、壁板上下端の曲げ引張縁端部の引張抵抗材として、アンカーリングのたば変形を拘束したと考えられる(図-7 参照)。

4.2 CFRPシートのひずみ度

最大耐力時の壁板中心軸に沿うひずみ度は、図-5に示すように、いずれも0.2%程度までで、わずかであった。すなわち、シート補強によってせん断ひび割れが抑制され、シートの発生ひずみ度が小さくなつたと考えられる。

材端部・縁端部のひずみ度は、下部より上部の方が大きく、上部のひずみ度 ϵ_{c6} は、図-6に示すように、正加力時に比べ負加力時の方が大きい。すなわち、 ϵ_{c6} 測定位置が負加力時に曲げ引張側となり、その際、図-7に示すように、圧縮ストラットの形成に伴い、CFRPシートがアンカーリングのたば変形を拘束したと考えられる。また、CW-N-CP1とCW-O-CP1の最大発生ひずみ度は1%程度になった。このように、本工法による場合、壁板のせん断ひび割れがシートで抑制されると、材端部曲げ引張側縁端部のシートが最も厳しい応力状態になる。なお、圧縮ストラット・圧縮力とシート・引張力は、コンクリートと柱主筋およびシート界面との付着による鉛直力と釣り合うと考えられる。

5. 終局耐力と限界部材角の評価

5.1 終局耐力の評価

本工法による増設壁の終局せん断耐力 wQ_{su} は、図-7に示した破壊モードを想定し、下式に示すように、①一体打ち壁、②増設壁、③両側袖壁部の終局せん断耐力のうち、最も小さい値として算定する。

$$wQ_{su} = \min (wQ_{su}, aQ_{su}, w_c Q_{su}) \quad (1)$$

①一体打ち壁の終局せん断耐力 wQ_{su}

wQ_{su} は、耐震診断基準²⁾に基づき、等価開口周比による低減率 γ を考慮して算定する。その際、横筋量は、左右柱側のアンカーリング量とCFRPシート

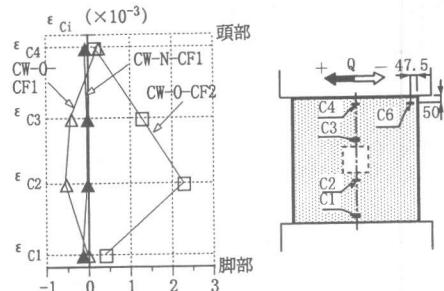


図-5 CFRPシートの壁板中心軸に沿うひずみ度分布(最大耐力時)

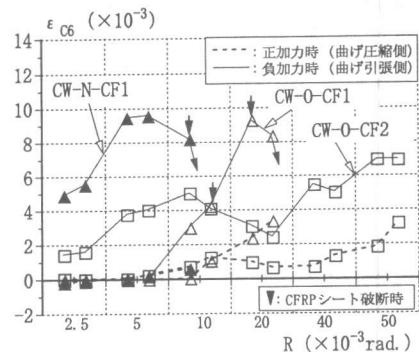


図-6 CFRPシートの上端部・曲げ引張縁端部のひずみ度の推移

ト補強量を考慮し、次式より算定する。

$$\Sigma p_w \sigma_{wy} = \min \{p_w \sigma_{wy}, h_p \sigma_{ay}\} + p_f \sigma_{fd} \quad (2)$$

$p_w \sigma_{wy}$: 実横筋量

$h_p \sigma_{ay}$: 左右柱側の水平アンカーリング量

$p_f \sigma_{fd}$: CFRPシートの置換せん断補強筋比

およびせん断設計用引張強度

(=1610MPaとする³⁾)

なお、コンクリートの圧縮強度は、柱部と壁板部の断面積比に応じた平均圧縮強度とした。

②増設壁の終局せん断耐力 aQ_{su}

aQ_{su} は、提案式⁴⁾による増設壁の終局せん断耐力に材端部・曲げ引張縁端部シートの効果を考慮し、下式より算定する。

$$aQ_{su} = aQ_{su2} + \Delta Q_{wu} \quad (3)$$

$$aQ_{su2} = aQ_{ju} + fQ_{ju} + pQ_c + \alpha Q_c, fQ_{ju} = 2t_f D_j \sigma_{fd} \quad (4)$$

ΔQ_{wu} : コンクリートストラット

のせん断耐力成分⁴⁾

aQ_{ju} : 上下梁側のアンカーリングの終局せん断

耐力⁵⁾

fQ_{ju} : 材端部・曲げ引張部
シートの終局せん断耐力

t_f : CFRP シートの設計厚さ
 D_j : 材端部・曲げ引張縁部
CFRP シートの有効せい
ただし、 $D_j = D_c/2$, D_c : 側柱のせい

pQ_c, Q_c : 柱のパンチングシア一耐力および
終局耐力⁵⁾

α : 変形状態を考慮した低減係数⁵⁾

③両側袖壁部の終局せん断耐力 $w_c Q_{su}$
袖壁部は、逆対称曲げせん断力を受ける長方形断面材とし、耐震診断基準式²⁾より $w_c Q_{su}$ を算定する。その際、 $w_c Q_{su}$ と同様、 σ_{fd} は 1610MPa とし、コンクリートの圧縮強度は柱部と袖壁部の断面積比に応じた平均圧縮強度とした。

(2) 終局曲げ耐力の評価方法

①一体打ち壁の終局曲げ耐力 $w_c Q_{mu}$

$w_c Q_{mu}$ は、耐震診断基準式²⁾より算定する。ただし、壁縦筋の項は、下式に示すように、アンカーリングによって制限される壁縦筋の有効率 $\gamma_a \beta_v$ を乗じて算定する⁴⁾。

$$\Sigma (aw \sigma wy)_o = \gamma_a \beta_v \Sigma aw \sigma wy \quad (5)$$

$$\beta_v = \Sigma T_{au} / \Sigma aw \sigma wy \leq 1 \quad (6)$$

$\Sigma aw, \sigma wy$: 壁縦筋全断面積および降伏強度

ΣT_{au} : 耐震改修指針式⁵⁾による下梁上面に配置されたアンカーリングの引張耐力の総和

γ_a : 低減係数、ただし、 $\gamma_a=0.7$ とする。

有開口壁の場合、壁縦筋の項は、開口部を除

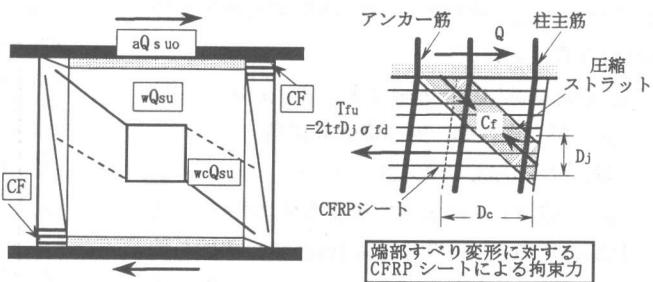


図-7 想定破壊モード

く範囲の壁縦筋とアンカーリングを考慮する。

②両側袖壁部の終局曲げ耐力 $w_c Q_{mu}$

$w_c Q_{mu}$ は、 $w_c Q_{su}$ と同様、逆対称曲げを受ける長方形断面材とし、両側柱付き壁の終局曲げ耐力算定式²⁾を用いて算定する。

(3) 検討結果

終局耐力の検討結果を表-3 および図-8 に示す。同図中には、独立柱の検討結果^{6)~9)}を併示した。これによると、独立柱と同様、本実験試験体の終局耐力は安全側に評価できた。計算結果の破壊モードは、表-3 に示すように、無補強の無開口壁 CW-N-N が一体打ち壁のせん断破壊モード、2 層巻きの有開口試験体 CW-O-CF2 が CFRP シートの効果を考慮したアンカーリングのせん断破壊モードとなった。すなわち、シート層数に応じた傾向は、概ね、実験結果と一致した。

5.2 限界部材角の評価

限界部材角実験値 R_u と $w_c Q_{suo}/w_c Q_{mu}$ の関係を図-9 に示す。同図中には、独立柱^{6)~9)}の関係と下式による計算値を併示するとともに、独立柱の軸力比 n ($=N/\sigma B b D$, N : 柱軸力, σB : コン

表-3 終局耐力の検討結果

試験体	Q_{max} (kN)	一体壁		増設壁		袖壁部		$w_c Q_{suo}$ (kN)	$Q_{max}/w_c Q_{suo}$
		$w_c Q_{su}$ (kN)	$w_c Q_{mu}$ (kN)	Q_{cu} (kN)	pQ_c (kN)	Q_{ju} (kN)	aQ_{suo} (kN)	$w_c Q_{su}$ (kN)	
CW-N-N	233	179	229			55	215	—	1.30
CW-N-CF1	244	245			68	228	—	228	1.07
CW-O-N	199	138			55	186	134	134	1.49
CW-O-CF1	225	189	217		68	199	191	495	1.19
CW-O-CF2	244	220			80	212	226	212	1.15

(注) 1) Q_{max} : 最大耐力実験値, $w_c Q_{suo} = \min(w_c Q_{su}, aQ_{suo}, w_c Q_{mu})$

2) $w_c Q_{su}, aQ_{suo}, w_c Q_{mu}, w_c Q_{mu}$: 本文による。

3) $aQ_{suo} = aQ_{su2} + \Delta Q_{wu}$, $aQ_{su2} = Q_{ju} + pQ_c + \alpha Q_c$, $\alpha = 0.7$: 曲げ柱
 $\Delta Q_{wu}, pQ_c, Q_c, \alpha$, $Q_{ju} = aQ_{ju} + fQ_{ju}$: 本文による。

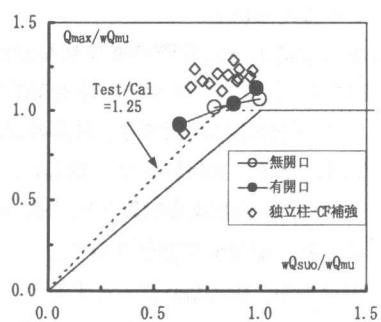


図-8 $Q_{max} - w_c Q_{suo} / w_c Q_{mu}$ 関係

クリートの実圧縮強度, b, D : 柱断面の幅およびせい)を併記した。

$$\mu = 10 \left(\frac{wQ_{suo}}{wQ_{mu}} - q_{so} \right) \geq 1, \quad R_u = \mu R_y \quad (7)$$

μ : 終局塑性率, R_y : 降伏部材角
($R_y=1/150\text{rad}$.とした)

q_{so} : 補強方法によって決まる係数⁶⁾

同図によると、限界部材角実験値は、無開口壁に比べて有開口壁の方が大きい。これは、開口の有無に係わらず、壁板周辺のアンカー筋量を等しくしたことにより、最大耐力時における有開口壁の壁板周辺の応力条件が、無開口壁に比べて緩和されたためと考えられる。

一方、本実験試験体の限界部材角は、比較的高い軸力を受けるCFRP補強独立柱の場合に近い値となった。すなわち、本工法による補強壁の限界部材角は、同一軸力下では、正方形断面の独立柱よりも低下するが、低軸力を受ける場合を前提とするならば、FRP改修指針³⁾と同様、 q_{so} を0.9に設定することができると考えられる。

6.まとめ

- 1) 増設壁補強のみの場合、開口の有無に係わらず、せん断破壊型であったが、CFRP補強を併用すると、せん断耐力の増大に伴い、曲げ破壊型に移行し、変形性能が改善された。ただし、変形性能は、壁板上部のアンカー筋のずれ変形の影響を大きく受けた。
- 2) 本工法による場合、CFRPシートは、開口の有無に係わらず、壁板のせん断ひび割れを抑制し、かつ、壁板上下端の曲げ引張縁端部の引張抵抗材として、アンカー筋のだば変形を拘束したと考えられる。
- 3) 本工法による増設壁の終局せん断耐力は、図-7に示した3つの破壊モードを想定することにより、安全側に評価でき、計算結果の破壊モードは、概ね、実験結果と一致した。また、限界部材角は、FRP改修指針³⁾と同様、 q_{so} を0.9とすると、安全側に評価できた。
すなわち、 $Q_{su}/Q_{mu} \geq 1$ とすると、曲げ降伏先行型となり、 $Q_{su}/Q_{mu} \geq 1.1$ とすると、F=2程

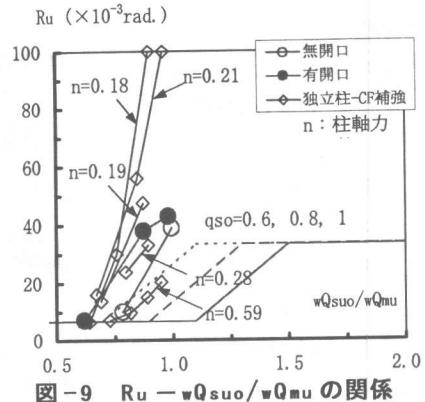


図-9 $R_u - wQ_{suo} / wQ_{mu}$ の関係

度の韌性能が確保できる。

謝辞

本研究は、大阪市立学校建物耐震診断等判定委員会の活動の一環として実施したものであり、補強工事は、(株)ケー・エフ・シーと(株)関西リペア工業の協力を得た。関係者の皆様方に感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999
- 2) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 1990
- 3) 日本建築防災協会: 連続繊維補強材を用いた既存鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計・施工指針, 1999
- 4) 益尾潔, 杉本敏和, 小宮敏明, 太田実香: 実仕様による接着系アンカーを用いたRC増設耐震壁の補強効果, コンクリート工学論文集, 2000.5
- 5) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, 1990
- 6) 益尾潔, 井上寿也, 尾谷透, 上田実香, 植松工: 高軸力下の鉄筋コンクリート柱における鋼板およびカーボン繊維による補強効果に関する実験, GBRC, No. 88, pp. 22-44, 1997.10
- 7) 益尾潔, 井上寿也, 杉本敏和, 尾谷透, 植松工: 既存RC柱の鋼板補強およびCFRP補強に及ぼす仕上げモルタルの影響に関する実験, GBRC, No. 92, pp. 13-24, 1998.10
- 8) 益尾潔, 井上寿也, 尾谷透: RC造正方形断面柱および袖壁付き柱のカーボン繊維シートによるせん断補強実験, 一実験計画および実験結果-, GBRC, No. 84, pp. 30-51, 1996.10
- 9) 平井義行, 益尾潔, 植松工: 被災鉄筋コンクリート柱の補強実験, GBRC, No. 80, pp. 11-24, 1995.10