

2. 炭素繊維シートを用いた壁付き柱の耐震補強に関する研究 (その2. 袖壁付き柱の面内加力実験)

Studies on Seismic Retrofitting of Concrete Columns with Walls by the Carbon Fiber Sheet (Part 2. Result of RC Columns with Wing Walls under In-Plane Loading)

中澤 敏樹*

萩原 幸男*²

要 旨

壁付き鉄筋コンクリート造柱に炭素繊維シートを巻き付けて耐震補強する場合、柱と壁の取り合い部における炭素繊維シートの処理が問題となる。今回、炭素繊維シートの端部を躯体へ定着するための金物を開発し¹⁾、この金物と炭素繊維シートを用いて補強を施した袖壁付き柱について、袖壁方向と平行に加力する実験を行った。その結果、炭素繊維シート端部の定着部分は実験終了時まで健全に保持されることが確認できた。また、補強された袖壁付き柱の終局せん断強度は、炭素繊維シートによる補強量と袖壁の影響を考慮した終局強度式によって定量的に評価でき、その靱性能については、袖壁崩壊以降の柱部の変形能力を考慮することによって精度よく評価できた。

キーワード：炭素繊維シート／耐震補強／壁付き柱／ADI／鉄筋コンクリート造

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC）造柱に炭素繊維シート（以下、CFRP）を巻き付けて補強する際、十分な補強効果を得るためにはCFRPを閉鎖型に巻き付けることが必要となる。そのため壁付き柱の場合は、壁端部を斫り取ってCFRPを柱に巻き付けることになる。しかし、壁を斫る際に騒音や振動が発生し、また斫り取る壁が耐震壁である場合には構造性能上の問題が生じることが危惧されている。そのようなことから、CFRPの端部をL型金物と通しボルトを用いて躯体に定着する補強方法が研究されているが、金物の形状が大きくなり、またその定着効果についても十分に解明されていない。

そこで、一般に用いられているL型金物等に比べコンパクトでCFRPの定着効果に優れた鋳鉄製の定着金物（以下、ADI金物）を開発し、CFRPの端部を躯体に定着する際の定着性能を明確にするため、定着金物の形状等を変動因子とした要素実験を行い、その効果を確認した¹⁾。

本報告では、このADI金物とCFRPによって補強された袖壁付きRC造柱について、袖壁方向と平行に加力（面内加力）する実験を行った結果について述べる。実験の目的は、補強効果の確認とともに、その強度および靱性能を定量的に評価することとした。

2. 工法概要

図-1にADI金物の形状および工法概要を示す。本工法では、CFRPの端部をADI金物と貫通ボルトを用いて躯体に定着するため、壁を斫ることなく施工できる。ADI金物は、オーステンパ球状黒鉛鋳鉄（以下、ADI）を鋳造成型したものである。ADIはSM材より高強度であるため、金物の大きさを従来のL型金物等より小さくすることができる。また、形状を矩形とすることによって、納まりのよい施工性に優れた金物となっている。金物中央に設けたボルト貫通用の孔は、ボルトの頭部が金物の内部に埋没するように2段に加工してあり、シートと接する面の隅角部にはCFRPを傷めないように面取り加工を施している。

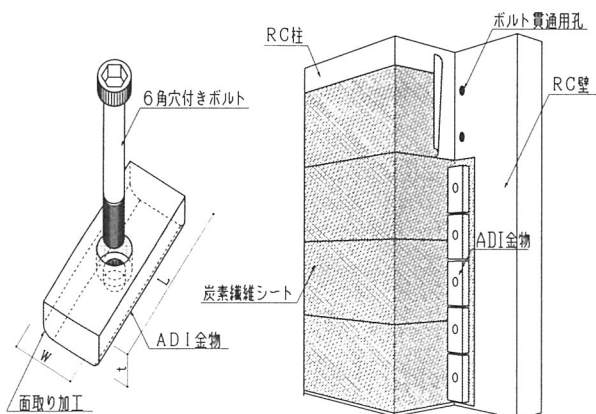


図-1 金物形状および工法概要

*建築構造研究室 *²東京分室

3. 実験概要

3.1 試験体

試験体の一覧を表-1に、試験体の形状および配筋を図-2に示す。実験因子は、袖壁の長さ比($\beta=1$ 、 $\beta=0.5$)、袖壁の位置(中央、偏心、片側、両側)、軸力比(0.2、0.4)および柱主筋の種類(異形、丸鋼)の5項目とし、試験体数は7体とした。試験体は、柱断面を $300\times 300\text{mm}$ 、袖壁厚さを 75mm とした。柱の出隅部は $R=20\text{mm}$ の面取り加工を施し、柱と袖壁の入隅部については、エポキシ樹脂系のパテで $R=10\text{mm}$ 以下の凹面を設けた。すべての補強試験体には、目付量が 300g/m^2 のCFRPを1層巻き付けた。ただし、WRC4は片側のみに袖壁の付く比較用の無補強試験体である。

図-3にCFRPとADI金物を用いた試験体の補強要領およびADI金物の形状を示す。ADI金物にはFCAD900-8を用い、その形状を $170\times 55\times 25\text{mm}$ とした。ADI金物は、M16の高力ボルト(F10T)を用いて所定のトルク(275 N・m)で取り付け、金物相互間のあきを 10mm とした。また、金物が試験体の曲げ強度に影響を与えないように、試験部分の最上部と最下部において金物とスタブとの間に 5mm のクリアランスを設けた。表-2に使用した材料の試験結果を示す。

3.2 実験および計測方法

加力方法は、建研式加力装置を用いて、一定軸力 N ($0.2\sigma_B bD=613\text{kN}$ 、 $0.4\sigma_B bD=1225\text{kN}$)の下、所定の部材角で正負繰り返し水平載荷を行った。載荷履歴は、各サイクルにおける部材角 R の上下限値を $\pm(5, 10, 20, 30, 40, 50)\times 10^{-3}\text{rad}$ とした正負交番載荷を3回ずつ繰り返した。計測は、層間変位・軸変位を変位計で、CFRP・柱主筋・帯筋および壁筋のひずみをひずみゲージで測定した。

表-2 材料試験結果

a) 鉄筋および金物

部位	種別	σ_y (Mpa)	σ_u (Mpa)	伸び(%)
主筋	D13	371.0	503.0	24
	$\phi 13$	333.0	478.0	29
帯筋 壁筋	D6	310	464	30
	$\phi 4$	518	611	15
ADI金物	FCAD900-8	706	837	3.9

σ_y : 降伏点 σ_u : 引張強度
定着金物の σ_y は $\pm 0.2\%$ オフセット法による

b) コンクリート

種別	σ_B (Mpa)	E_c (Gpa)	σ_t (Mpa)
コンクリート	34.1	29.0	2.96

σ_u : 圧縮強度 E_c : ヤング係数
 σ_t : 割裂強度

c) CFRP

種別	目付量 (g/m^2)	σ_{fu} (Mpa)	E_{fo} (Gpa)
CFRP	300	4057	246

σ_{fu} : 引張強度
 E_{fo} : 引張弾性係数

表-1 試験体一覧

試験体	WB1	WB2	WB3	WB4	WB5	WB6	WRC4
柱部	$b\times D$						
	300×300						
	h_0						
	900						
壁部	主筋						
	16-D13 (ただし、WB6のみ16- $\phi 13$)						
	帯筋						
	D6-@120						
実験因子	壁厚						
	75						
	縦筋						
	4- $\phi 4$ 2- $\phi 4$ 4- $\phi 4$						
鉄筋種別	異形						
	丸鋼						
	異形						
	中央						
壁位置	偏心						
	中央						
	両側						
	片側						
N/ $\sigma_B bD$	0.2						
	0.4						
	0.2						
	1.0						
β	1.0						
	0.5						
	1.0						
	1.0						
補強量	CF1						
	0						
	CF1						
	0						

①N/ $\sigma_B bD$: 柱軸力比 β : 片側袖壁長さ比
補強量: 0=無補強量 CF1=目付量 300g/m^2 1層巻き
定着金物: $170\times 55\times 25$ ボルト: M16 (FTB F10T)

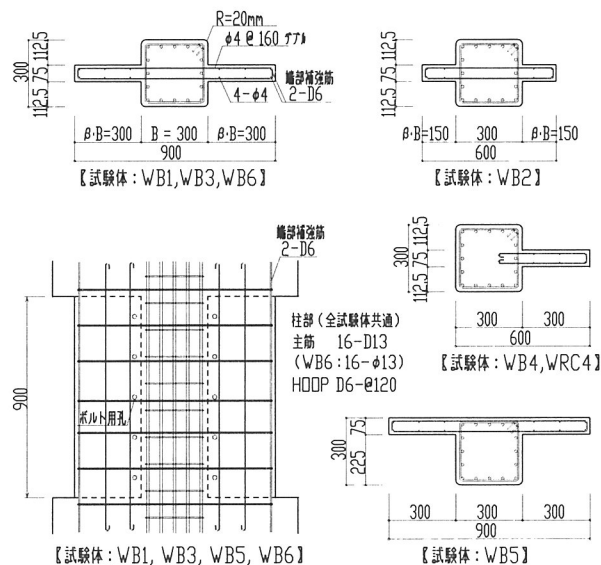


図-2 試験体の形状および配筋

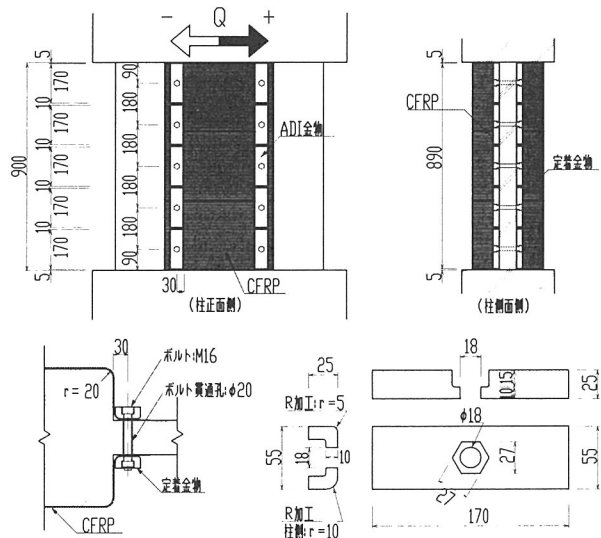


図-3 補強要領、ADI金物の形状

4. 実験結果

各試験体の荷重－変形関係を図－4に、最終破壊状況を図－5に示す。以下に、各破壊モードごとの実験経過を述べる。破壊形式は、袖壁部および柱部の破壊状態に応じて表－3に示す4種類に分類した。

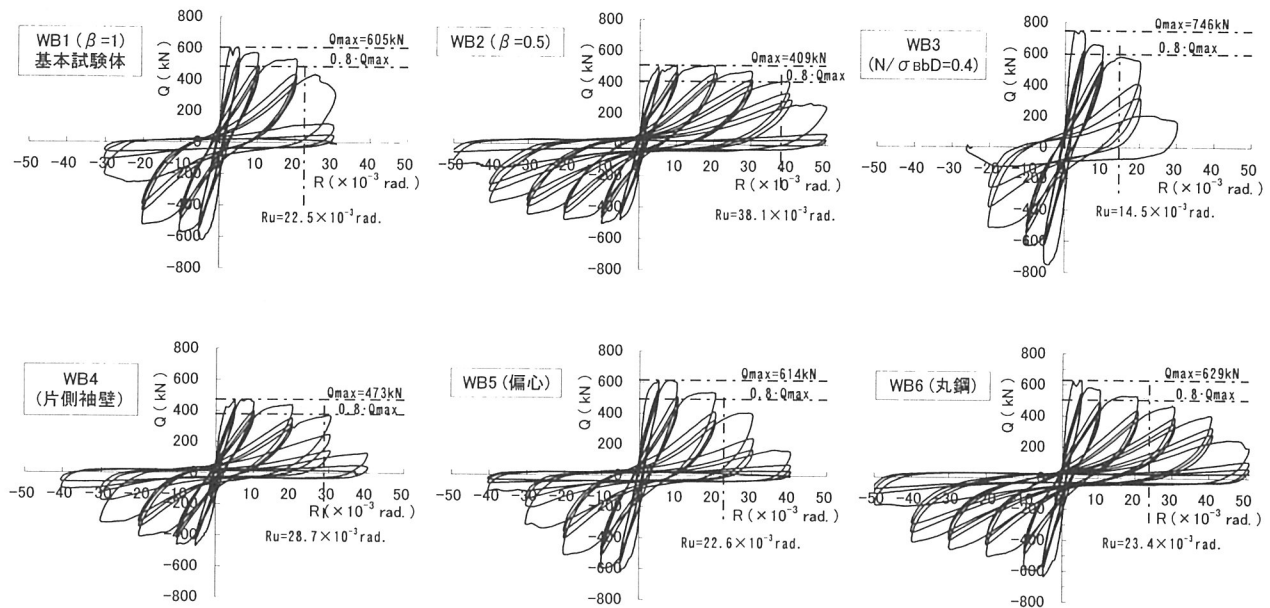
【WSC-CFS型】：WB1, WB3, WB5, WB6

1サイクル目に、袖壁部および柱部に曲げひび割れとせん断ひび割れが発生した。その後、圧縮側の袖壁が圧壊して、1～4サイクル目に最大耐力に至った。柱主筋については、軸力比が0.2の試験体では1サイクル目に引張

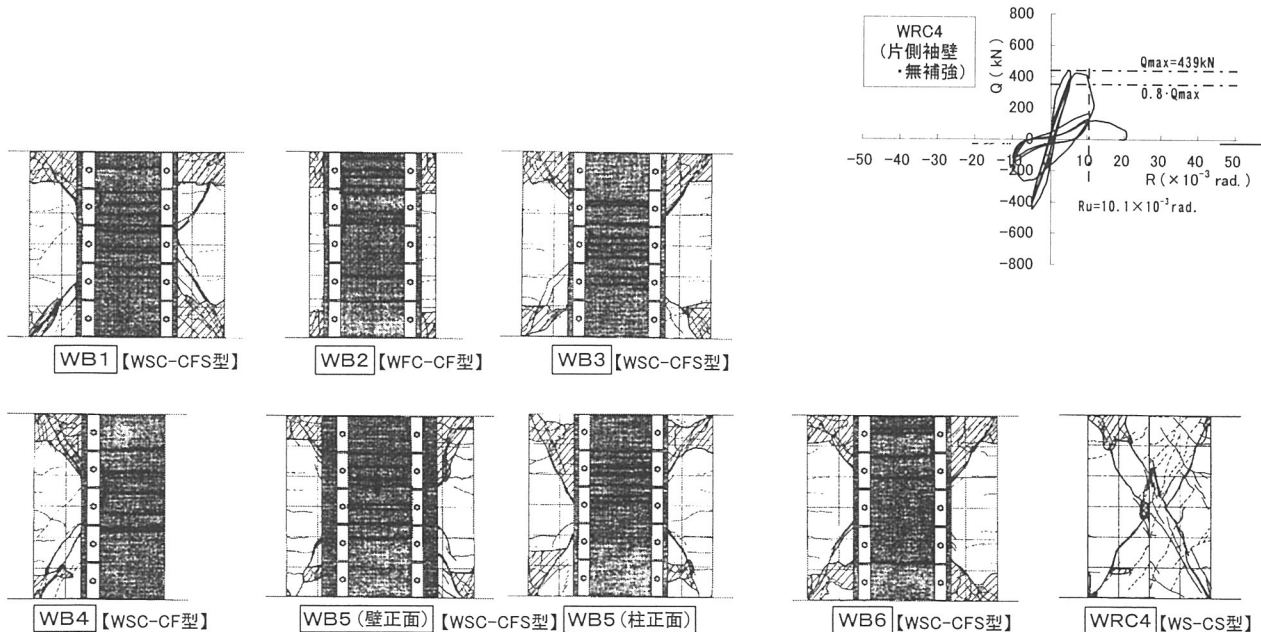
表－3 破壊モードの分類

破壊モード	袖壁部および柱部の破壊状態
WSC-CFS型	壁せん断圧壊－柱曲げ降伏後せん断破壊
WSC-CF型	壁せん断圧壊－柱曲げ降伏
WFC-CF型	壁曲げ降伏後圧壊－柱曲げ降伏
WS-CS型	対角線状のせん断破壊（斜張力破壊）

降伏し、軸力比が0.4の試験体では4サイクル目に圧縮降伏した。限界部材角は、概ね15/1000～20/1000radとなった。各試験体のCFRPは、7～14サイクル目に定着金物の近傍で破断した。



図－4 荷重－変形関係



図－5 最終破壊状況

【WSC-CF型】：WB4

最大耐力までWSC-CFS型とほぼ同様の経過を示し、4サイクル目に最大耐力に至った。最大耐力以後の耐力低下は緩やかであり、限界部材角は30/1000rad程度であった。10サイクル目にCFRPが定着金物の近傍で破断した。

【WFC-CF型】：WB2

1サイクル目に袖壁部および柱部に曲げひび割れが発生し、その後、柱主筋が降伏した。4サイクル目に袖壁部にせん断ひび割れが発生して、最大耐力に至った。30/1000radまで耐力低下はほとんどなく、16サイクル目にCFRPが定着金物の近傍で破断した。限界部材角は40/1000rad程度であった。

【WS-CS型】：WRC4

1サイクル目に袖壁部および柱部に曲げひび割れとせん断ひび割れが発生し、柱主筋が引張降伏した。その後、圧縮側の袖壁部が圧壊し、柱中央にせん断ひび割れが発生して最大耐力に至った。最大耐力の発生以後、耐力は急激に低下した。

すべての補強試験体において、CFRPが破断するまでシートの抜け出しはみられず、ADI金物は最終段階までその性能を維持していた。

5. 実験結果の検討

5.1 各因子ごとの荷重－変形関係

図－6に各因子ごとの荷重－変形包絡線を示す。

(1) 袖壁長さ比の影響

袖壁長さ比が $\beta=1$ から $\beta=0.5$ になると、最大耐力は低下するものの、限界部材角は大きくなった。また、破壊モードはWSC-CFS型からWFC-CF型に変わった。 $\beta=0.5$ の試験体では、30/1000radまで耐力低下がほとんどみられず、靱性に富む性状を示した。

(2) 柱軸力の影響

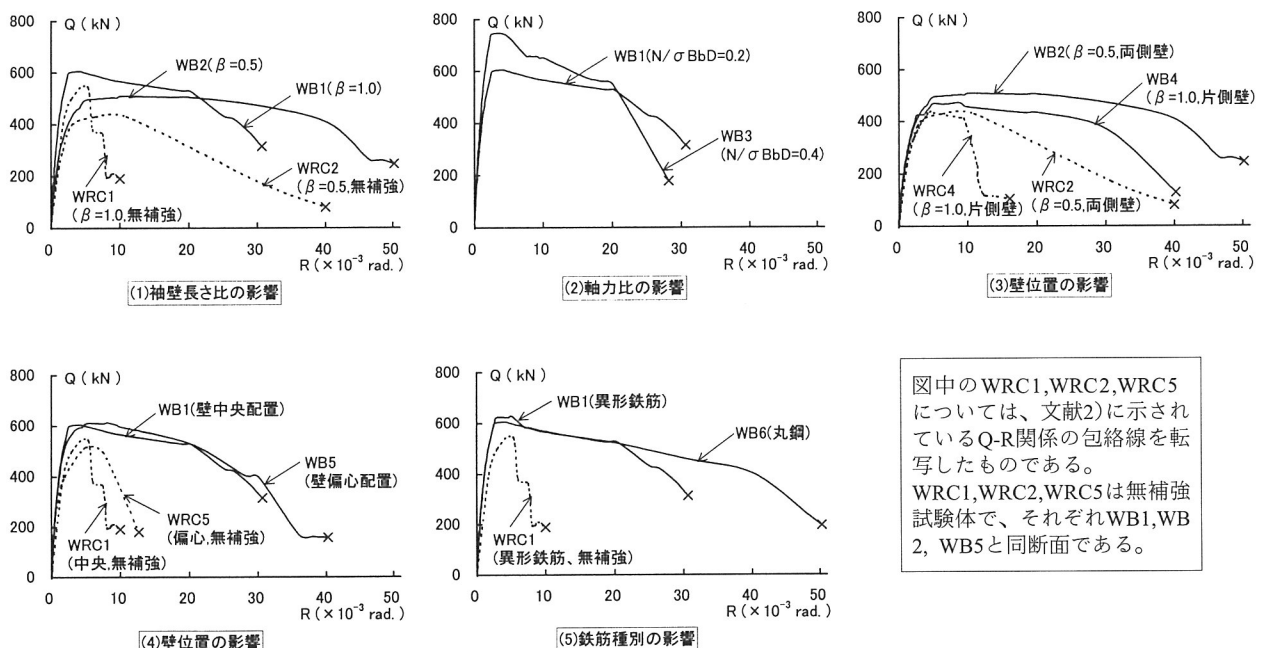
軸力比 $N/b \cdot D \cdot \sigma_B$ が0.2から0.4になると、最大耐力は大きくなるが、最大耐力以降の耐力低下が著しくなり限界部材角も小さくなった。破壊モードは軸力比に関わらずWSC-CFS型であった。

(3) 壁位置（片側 $\beta=1$ 、両側 $\beta=0.5$ ）の影響

最大耐力は、両側壁付きの場合の方が片側壁付きの場合を僅かに上回るものの、最大耐力以降の耐力低下は30/1000radまではともに小さかった。破壊モードは両側壁付き柱がWFC-CF型であったのに対し、片側壁付き柱ではWSC-CF型であった。

(4) 壁位置（中央、偏心、 $\beta=1$ ）の影響

壁配置の如何に関わらず、最大耐力および最大耐力以降の耐力低下はほとんど同程度であった。破壊モードはともにWSC-CFS型であった。



図－6 各因子ごとの荷重－変形関係（包絡線）

(5) 鉄筋種別の影響

鉄筋の種別に関わらず20/1000radまでは同じ履歴を示し、破壊モードはWSC-CF型であった。しかし、主筋を丸鋼とした試験体においては、40/1000radまで耐力低下はゆるやかであった。

5.2 実験値と終局強度計算値

表-4に実験値、終局強度計算値および破壊モードを示す。限界部材角実験値Ruは、各所定部材角時の1回目のサイクルにおける水平荷重が実験最大耐力の80%に低下したときの変形角とし、その値が所定部材角の間にある場合は直線補間した。袖壁付き柱の終局曲げ耐力は、文献²⁾による袖壁の影響と中段筋を考慮した累加式、および耐震診断基準³⁾による評価式によって算定した。また、袖壁付き柱の終局せん断耐力は、表-4中に示す文献²⁾による(1)式、および耐震診断基準³⁾による評価式によって算定し、付着割裂を考慮した終局せん断耐力を(2)式によって算定した。(1)(2)式は、既存せん断補強筋とCFRPによって囲まれた柱部のみがトラス機構に有効であり、アーチ機構には袖壁部も寄与すると仮定した塑性理論式である。

6. 終局強度の評価

6.1 曲げ強度式について

図-7に実験値と曲げ強度計算値との関係を示す。図中の○印は補強試験体WB1～WB6を、□印は無補強試験体WRC1,2,4,5を、×印は文献²⁾による袖壁付き柱の補強試験体を示す。文献²⁾による曲げ強度累加式は、実験最大耐力を精度よく評価している。図中の曲げ強度計算値が実験値を上回っている試験体(□印)

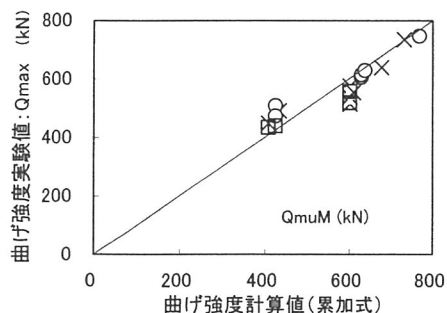


図-7 実験最大耐力と曲げ強度計算値との比較

表-4 実験値と終局強度計算値、破壊モード

試験体	実験値			計算値					破壊モード
	Qmax	Rm	Ru	QmuM	QmuT	QsuM	QsuT	Qbu	
	(kN)	(rad.)	(rad.)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
WB1	606	5.0	17.9	628	711	470	378	469	WSC-CFS型
WB2	509	9.0	39.3	424	475	434	332	394	WSC-CF型
WB3	747	5.1	12.9	768	1018	470	436	469	WSC-CFS型
WB4	473	5.0	17.9	424	475	391	332	354	WSC-CF型
WB5	615	5.0	13.3	628	711	423	378	422	WSC-CFS型
WB6	629	5.0	18.6	637	720	470	380	405	WSC-CFS型
WRC4	440	5.1	5.6	424	475	255	276	297	WS-CS型

(注)Qmax：最大耐力実験値、Rm：Qmax時部材角
 Ru：限界部材角 (Qmax×0.8時の部材角)
 QmuM：文献²⁾の累加式による曲げ強度計算値
 QmuT：耐震診断基準式による曲げ強度計算値
 QsuM：(1)式によるせん断強度計算値、Qbu：(2)式によるせん断強度計算値
 QsuT：耐震診断基準式によるせん断強度計算値
 $QsuM = b \cdot j_t \cdot \Sigma (pw \cdot \sigma_{wy}) \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot Aar \cdot vc \cdot \sigma_B / 2$ (1)
 $Qbu = \Sigma (\tau_{bu} \cdot \phi) \cdot j_t + \tan \theta \cdot (1 - \beta b) \cdot Aar \cdot vc \cdot \sigma_B / 2$ (2)
 (1),(2)式中の記号は以下により、その他の記号は文献²⁾および文献⁹⁾による。
 $\Sigma (pw \cdot \sigma_{wy}) = pw(S) \cdot \sigma_{wy}(S) + pw(CF) \cdot \sigma_{wy}(CF)$
 pw(S)：帯筋によるせん断補強筋比、pw(CF)：CFRPによるせん断補強筋比
 $\sigma_{wy}(S)$ ：帯筋の降伏点強度(MPa)、 $\sigma_{wy}(CF)$ ：CFRPの設計用強度(=1750MPa)
 Aar ：アーチ機構に寄与するコンクリート断面積(mm²) $Aar = b \cdot D + 2 \zeta \cdot \beta \cdot D \cdot t$
 Dar ：アーチ機構に寄与する成(mm) $Dar = (1 + 2 \zeta \cdot \beta) \cdot D$
 ζ ：袖壁の有効係数(=0.65)、 $\Sigma (\tau_{bu} \cdot \phi) = \tau_{bul} \cdot \Sigma \phi_1 + \tau_{bu2} \cdot \Sigma \phi_2$
 $\Sigma (\tau_{bu} \cdot \phi) = \tau_{bul} \cdot \Sigma \phi_1 + \tau_{bu2} \cdot \Sigma \phi_2$
 $\Sigma \phi_1$ ：1段目主筋の周長の合計(mm)、 $\Sigma \phi_2$ ：2段目主筋の周長の合計(mm)
 τ_{bul} ：1段目主筋の付着強度、 τ_{bu2} ：2段目の主筋付着強度(文献⁹⁾による)
 ただし主筋が丸鋼の場合は $\tau_{bul} = \tau_{bu2} = \min(0.09 \sigma_B, 0.098 \times 20.25)$ とする
 $\beta b = \{2 \cdot \Sigma (\tau_{bu} \cdot \phi) / b\} / vc \cdot \sigma_B$
 vc ：コンクリートの圧縮強度の有効係数(=0.7 - $\sigma_B / 200$)

は、袖壁部が早期に圧壊した試験体である。耐震診断基準による評価式では、今回の試験体については曲げ強度計算値を大きく評価する傾向があった。

6.2 せん断強度式について

図-8に実験値とせん断強度計算値との関係を示す。

せん断強度を(1)式を用いて算定する場合、実験値とよく対応し、安全側に評価できた。耐震診断基準式ではせん断耐力を低く評価する傾向を示した。また、付着割裂を考慮したせん断耐力を(2)式を用いて算定すると、(1)式および耐震診断基準式で評価した場合の中間程度の値となった。

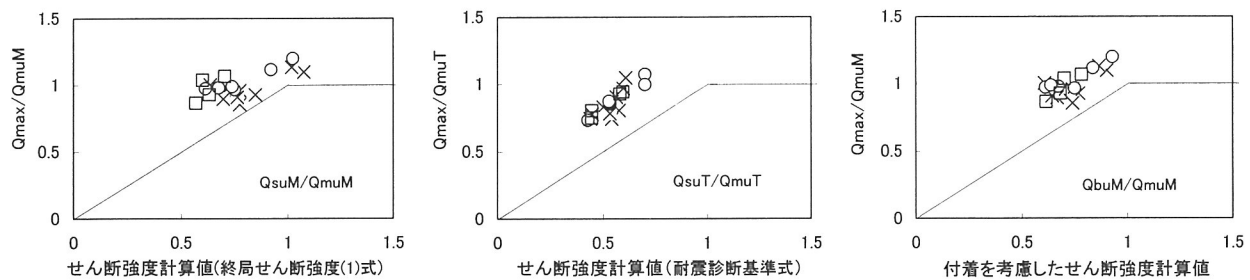


図-8 実験最大耐力とせん断強度計算値との比較

7. 袖壁付き柱の終局塑性率の評価

本工法によって補強された袖壁付き柱の終局塑性率 μ を、文献²⁾に提案された(3)式によって評価する。同式は、袖壁部破壊以降の柱部の靱性能を考慮した評価式である。ここで、終局せん断強度および終局曲げ強度は実験値とよく対応した Q_{suM} 、 Q_{muM} を用いた。また、塑性率実験値は、限界部材角実験値 R_u を降伏時部材角 R_y ($=1/150$ rad) で除した値とした。

図-9に、(3)式によって算定した袖壁付き柱の終局塑性率 μ と塑性率実験値 μ_{exp} との関係を示す。同図から、塑性率実験値は(3)式による塑性率計算値を全般に上回り、安全側の評価となっている。

8. まとめ

今回行った実験の結果、以下の知見を得た。

- (1) 本工法で補強した袖壁付き柱は、壁長さ比が小さいほど、軸力比が小さいほど限界部材角が大きくなる。
- (2) 袖壁が偏心配置された場合の最大耐力および限界部材角は、中央配置の場合とほぼ同程度となる。
- (3) $\beta=1$ の袖壁が片側に取り付く場合の最大耐力は、 $\beta=0.5$ の袖壁が両側に取り付く場合と比べて僅かに小さくなる。
- (4) 柱主筋を丸鋼とした場合の最大耐力および限界部材角は、異形の場合とほぼ同程度となる。
- (5) 高軸力 ($N=0.4 \cdot \sigma_{BbD}$) を除く補強試験体では、実験限界部材角が $20/1000 \sim 40/1000$ radとなり、靱性能の改善効果がある。
- (6) 文献²⁾を基本とした曲げ累加強度式および終局せん断強度式は、実験値とよく適合する。
- (7) 本工法によって補強された袖壁付き柱の終局塑性率は、文献²⁾による袖壁部破壊以降の柱部の塑性率を考慮した評価方法によって精度よく評価できる。
- (8) 金物で定着された炭素繊維シート端部は、実験終了時まで抜け出しがみられない。

本研究は、鉄建建設(株)との共同で行ったものである。

文献²⁾による柱の靱性能を考慮した袖壁付き柱の塑性率評価式

$$\mu = w\mu + 0.1 \frac{c\mu - w\mu}{wQ_u - cQ_u} wQ_u \quad (3)$$

μ : 袖壁破壊以降の柱の塑性率を考慮した袖壁付き柱の終局塑性率

wQ_u : 袖壁付き柱の終局強度、 cQ_u : 袖壁破壊以降の柱の終局強度

wQ_{mu} : 袖壁付き柱の終局曲げ強度($=Q_{muM}$)

$w\mu = 10 \{wQ_{su}/wQ_{mu} - 9\}$

$w\mu$: 袖壁付き柱の終局塑性率

wQ_{su} : 袖壁付き柱の終局せん断強度($=Q_{suM}$)

wQ_{mu} : 袖壁付き柱の終局曲げ強度($=Q_{muM}$)

$c\mu = 10 \{cQ_{su}/cQ_{mu} - 9q_{so}\}$

$c\mu$: 柱部の終局塑性率、 cQ_{su} : 柱部の終局せん断強度

cQ_{mu} : 柱部の終局曲げ強度、 q_{so} : 袖壁の影響係数

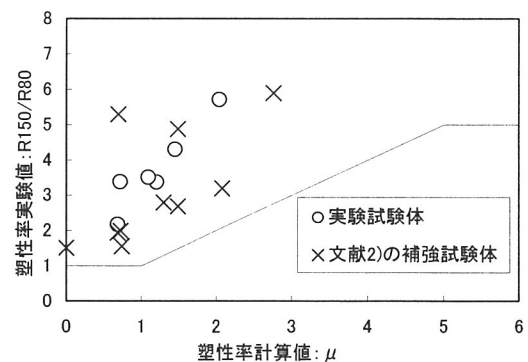


図-9 塑性率実験値と(3)式による計算値の比較

[謝 辞]

本研究は、(財)日本建築総合試験所 構造部長 益尾潔工博にご指導を頂き、(株)日鉄コンポジットから材料の提供を頂いた。ここに深く感謝いたします。

[参考文献]

- 1) 浅沼組技術研究所報、No.11、1999.
- 2) 益尾潔他：CFアンカーを用いた袖壁付き柱の炭素繊維シート補強一面内加力下の補強効果一、GBRC、Vol.24、No.3、pp.1-13、1999.7.
- 3) 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.
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990.