

論文 分割したプレキャスト UFC パネルをブレース状に貼り付けた RC 造部材の耐震補強効果に関する研究

坂下 雅信*1・向井 智久*1・谷 昌典*2・石岡 拓*3

要旨：プレキャスト UFC パネルで耐震補強した方立壁，袖壁付き柱の構造性能の検証を目的とした載荷実験を行った。施工性の向上に期待して分割したパネルをブレース状に貼り付けたことにより，いずれの試験体でも最大耐力や変形性能の改善が見られたが，パネルが貼り付けられていない箇所には損傷が集中する，パネルが剥落するなどの課題も確認された。また，パネルの軸方向ひずみから，パネルの負担応力を明らかにすると共に，パネルの剥落が接着面のコンクリートのせん断破壊によるものと推定した。

キーワード：方立壁，袖壁付き柱，UFC パネル，耐震補強

1. はじめに

東日本大震災では，集合住宅の玄関周りの方立壁，庁舎建築物の開口周辺の非構造壁に大きな被害が生じ，これらの被害により建築物の継続使用性に支障をきたす事例が多く見られた。筆者らは，既存の方立壁や袖壁の損傷低減や構造性能改善を行う方法として，プレキャストの超高強度繊維補強コンクリート（以下，UFC）パネルを既存躯体に接着する補強工法を提案しており，変形性能の向上やひび割れ幅の低減に効果があることを報告している^{1,2)}。一方で，これらの研究では，方立壁や袖壁との一体性を確保するために，壁面全面に一枚の大判のパネルを貼り付けており，実施工時にはパネルの取り回しや重量が問題となる可能性がある。本稿では，方立壁，袖壁付き柱を対象に，損傷が集中する箇所にのみプレキャストの UFC パネルを分割して貼り付け，施工性を向上させた補強工法の実証実験の結果について報告する。なお，内容の一部は，文献²⁾で既に報告されているが，本稿では，実験結果を精査し，パネルの補強効果や剥落の原因について，追加の検討を実施している。

2. 実験概要

2.1 試験体諸元

本研究では，両側に開口を有する方立壁，袖壁付き柱を模擬した試験体に UFC パネルによる耐震補強を行った縮尺 2/3 の 2 体の補強試験体（MW3-SR，CW-SR）の載荷実験を実施した。試験体形状を図-1 に，試験体概要を表-1 に，材料試験結果を表-2 に示す。これらの試験体は，文献^{3, 4)}において，構造性能の検証を行った無補強の試験体（MW3-S，CW-S）とそれぞれ同一形状，同一配筋としており，コンクリート設計基準強度や鉄筋の規格強度を揃えている。これらの試験体の諸元も図-1，

表-1，表-2 に示しており，補強試験体と無補強試験体の実験結果を比較することで，パネルによる補強効果を明らかにする。

方立壁試験体 MW3-SR は，壁厚を 80mm，壁縦横筋を 165mm 間隔のシングル配筋とした試験体である。開口際には縦，横に 2-D10 を配筋した。方立壁の端部には，長さ 350mm で，高さ 250mm の垂れ壁と高さ 450mm の腰壁を接続した。袖壁付き柱試験体 CW-SR は，柱断面を 450mm×450mm，壁厚を 80mm，壁縦筋を 165mm 間隔のシングル配筋，壁横筋を 85mm 間隔のシングル配筋とした試験体である。開口際には縦，横に 2-D10 を配筋した。袖壁の端部には，長さ 250mm で，高さ 250mm の垂れ壁と高さ 450mm の腰壁を接続した。

2.2 試験体の補強方法

試験体の補強方法を図-2 に示す。補強は施工性の向上のために，あと施工アンカーを使用せず，試験体の片側面にエポキシ樹脂を用いて，パネルを接着する工法を採用した。また，施工性を考慮して，MW3-SR では 5 つのパネルに分割して X 形に，CW-SR では 4 つのパネルに分割して左右の袖壁の対角方向にブレース状に貼り付けた。パネルの厚みは両試験体共に 30mm とした。パネル補強により，MW3-SR はせん断破壊により早期に破壊した MW3-S のせん断強度を増大させ，変形性能を向上させることを目的としている。CW-SR は袖壁が早期に曲げ圧縮破壊する CW-S の損傷低減，最大耐力の増大を目的としており，文献⁴⁾で実験結果を報告した壁厚を 140mm，壁縦筋を 165mm 間隔のダブル配筋，壁横筋を 85mm 間隔のダブル配筋とした CW-D と等価な性能を有するように，袖壁の圧縮強度（袖壁断面積，コンクリートの圧縮強度の積と UFC パネル断面積，UFC の圧縮強度の積の和）が CW-SR と CW-D で同程度になるように

*1 国立研究開発法人 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員 博士（工学）（正会員）

*2 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 准教授 博士（工学）（正会員）

*3 戸田建設（株） 技術開発センター 修士（工学）（正会員）

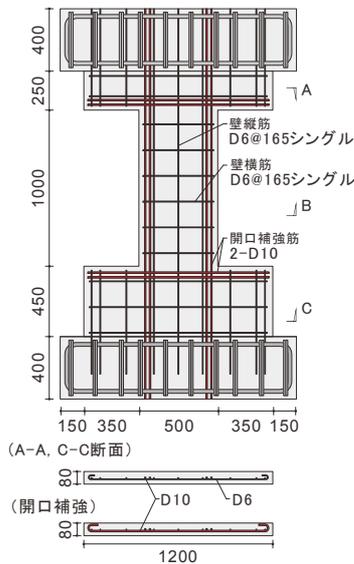
設計されている。パネルの貼り付け施工は試験体を横向きにして行い、貼り付け位置を目荒らしした上で、エポキシ樹脂を用いて接着した。上下のスタブとパネルの境界の水平目地は高強度無収縮モルタルで、パネル間の目地はパネルの接着に用いたエポキシ樹脂で充填した。表-2に補強に使用した各材料の試験結果を示す。

2.3 加力方法

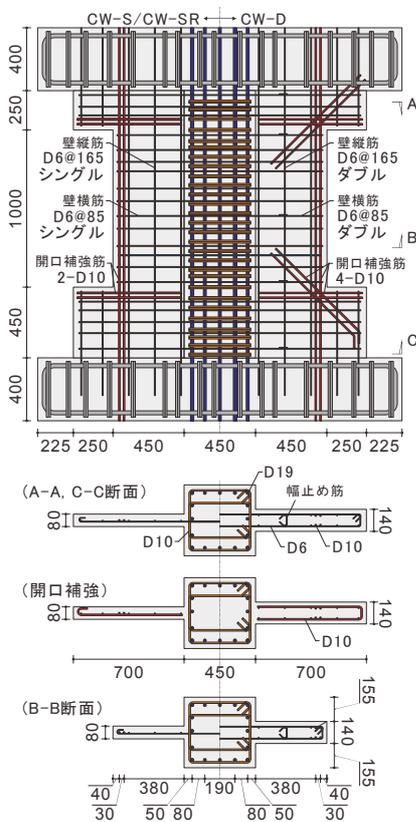
加力状況を図-3に示す。せん断破壊を想定する方立壁型は試験部に逆対称の曲げせん断力が生じるように、上スタブの回転を拘束した状態で、また、曲げ破壊を想定する袖壁付き柱型は上スタブの回転を拘束せずに片持ち柱形式で、正負漸増繰返し载荷を行った。試験体の上

表-1 試験体諸元

試験体名	MW3-S ³⁾	MW3-SR	CW-S ⁴⁾	CW-SR	CW-D ⁴⁾
試験体型式	方立壁型			袖壁付き柱型	
UFCパネル補強		○		○	
縮尺	2/3				
壁厚 (mm)	80			140	
柱せい (mm)				450	
柱幅 (mm)				450	
袖壁長さ (mm)				片側450	
方立壁長さ (mm)	500				
腰壁高さ (mm)	450				
垂れ壁高さ (mm)	250				
柱主筋				16-D19	
柱帯筋				4-D10@60	
壁縦筋	D6@165シングル		D6@165シングル		2-D6@165ダブル
壁横筋	D6@165シングル		D6@85シングル		2-D6@85ダブル
壁横筋比	$\rho_{wh}=0.24\%$		$\rho_{wh}=0.47\%$		$\rho_{wh}=0.53\%$
開口補強筋	2-D10		2-D10		4-D10
開口補強筋位置	縦・横		縦・横		縦・横・斜
F_c (N/mm ²)	24				
軸力 (kN)	163	184	492	650	474
軸力比	0.15A _w σ _B A _w : 方立壁断面積		0.10A _c σ _B A _c : 柱断面積		



(a) MW3-S, MW3-SR 試験体



(b) CW-S, CW-SR, CW-D 試験体

図-1 試験体形状 (単位: mm)

表-2 材料試験の結果

(a) コンクリート, 超高強度繊維補強コンクリート, 高強度無収縮モルタル

	試験体名	MW3-S	MW3-SR	CW-S	CW-SR	CW-D
コンクリート	圧縮強度 (N/mm ²)	27.1	30.6	24.3	32.1	23.4
	割裂強度 (N/mm ²)	2.73	2.51	2.48	2.62	2.12
	ヤング係数 (N/mm ²)	26,400	25,800	24,000	25,200	23,500
	材齢 (day)	42	66	102	101	116
超高強度繊維補強コンクリート (UFC)	圧縮強度 (N/mm ²)		222		222	
	曲げ強度 (N/mm ²)		36.7		36.7	
	ヤング係数 (N/mm ²)		53,600		53,600	
	材齢 (day)		87		87	
高強度無収縮モルタル	圧縮強度 (N/mm ²)		152		152	
	ヤング係数 (N/mm ²)		35,900		35,900	
	材齢 (day)		59		59	

(b) 鉄筋

	試験体名	MW3-S	MW3-SR	CW-S	CW-SR	CW-D
D6 (SD295A)	降伏強度 (N/mm ²)	451	451	359	451	359
	引張強度 (N/mm ²)	561	561	528	561	528
	ヤング係数 (N/mm ²)	183,000	183,000	188,000	183,000	188,000
	降伏ひずみ (μ)	2,435	2,435	1,913	2,435	1,913
D10 (SD295A)	降伏強度 (N/mm ²)	404	404	372	404	372
	引張強度 (N/mm ²)	525	525	533	525	533
	ヤング係数 (N/mm ²)	176,000	176,000	192,000	176,000	192,000
D19 (SD345)	降伏強度 (N/mm ²)			369	380	369
	引張強度 (N/mm ²)			538	558	538
	ヤング係数 (N/mm ²)			174,000	179,000	174,000
	降伏ひずみ (μ)			2,172	2,180	2,172

(c) エポキシ樹脂系接着剤

項目	単位	試験条件	保証値	試験値
比重 (固化物)	-	25°C	1.55~1.75	1.7
可使時間	分	10°C	30以上 (標準70)	42
粘度 (混合物)	mPa・s	25°C	パテ状	パテ状
引張せん断強度	N/mm ²	23°Cで7日間養生	10以上	16
コンクリート接着強度	N/mm ²		1.5以上	4.9
圧縮強度	N/mm ²		50以上	53
圧縮弾性率	N/mm ²		1,000以上	3,100

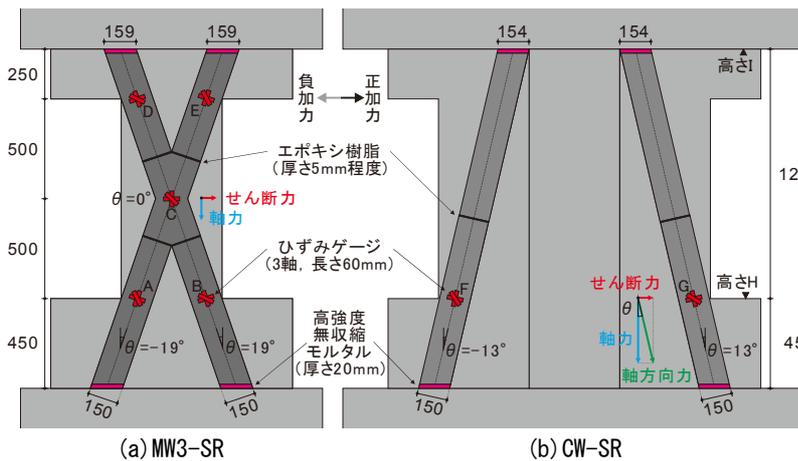


図-2 パネルの設置位置, ひずみゲージ位置 (単位: mm)

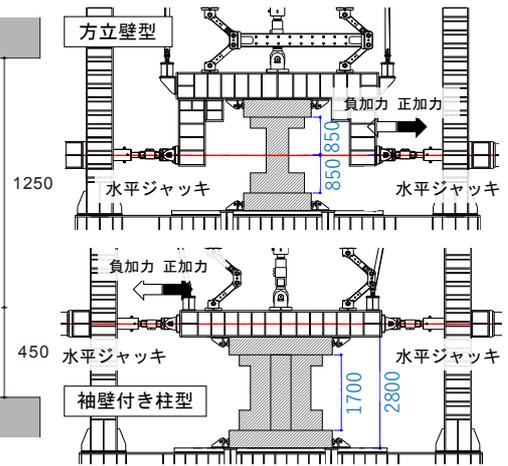


図-3 加力状況 (単位: mm)

下スタブ間に取り付けた変位計により計測した変形を全体変形としてスタブ間の距離 (1700mm) で除して制御用の部材角 R とした。加力スケジュールは $R=\pm 1/800\text{rad}$ を 1 回, $R=\pm 1/400\text{rad}$, $\pm 1/200\text{rad}$ を 2 回とし, 方立壁型ではその後 $\pm 1/100\text{rad}$ を各 2 回とした。袖壁付き柱型では, $\pm 1/100\text{rad}$ を 5 回, $\pm 1/67\text{rad}$, $\pm 1/50\text{rad}$, $\pm 1/33\text{rad}$ を各 3 回とし, $+1/20\text{rad}$ で押切载荷を行っている。

3. 実験結果と考察

3.1 実験経過および破壊性状

図-4 に補強試験体 MW3-SR, CW-SR のせん断力 Q —部材角 R 関係を示す。図中には, 表-1 で示した無補強試験体 MW3-S, CW-S, CW-D の包絡線も示している。また, 図-5 に最大耐力時のサイクルのひび割れ分布 (青: 正方向载荷時, 赤: 負方向载荷時) を, 写真-1 に UFC パネルが剥落した直後の各試験体の損傷状況 (パネルの貼り付け面は写真の裏面) を示す。

MW3-SR 試験体

文献 1) では, UFC パネルを方立壁の全面に貼り付けることで, 総ひび割れ長さが低減されるなどの損傷低減効果が見られたが, MW3-SR では, 方立壁にせん断ひび割れが発生した際 ($R=0.21 \times 10^{-2}\text{rad}$) に, せん断ひび割れがパネル間のエポキシ樹脂により充填された目地を貫通したため, ひび割れの進展を十分に防止することができなかった。その結果, パネルの両側にひび割れが集中し, 対角方向のせん断ひび割れの発生により破壊した MW3-S とは異なる挙動を示した。その後, $R=1/100\text{rad}$ サイクルで最大耐力 ($Q=160\text{kN}$) に到達し, 方立壁頂部のコンクリートが剥落した。同サイクル 2 回目の正方向ピーク時に, 方立壁のせん断破壊が生じると共に, 試験体の上側に貼り付けた 3 枚のパネルが剥落し, 軸力支持能力を喪失したため, 実験を終了した。写真-1 に示した実験終了後の損傷状況を見ると, RC 造の方立壁の損傷が激しいことから, MW3-SR ではパネルの剥落ではなく, RC

部分のせん断破壊により, 最大耐力が決定したものと考えられる。また, $R=0.10 \times 10^{-2}\text{rad}$ で腰壁脚部の壁筋 (縦) が引張降伏, $R=0.26 \times 10^{-2}\text{rad}$ で方立壁の壁筋 (横) が引張降伏, $R=0.30 \times 10^{-2}\text{rad}$ で方立壁の開口補強筋 (縦) が引張降伏した。

CW-SR 試験体

$R=1/800\text{rad}$ サイクルでは, MW3-SR と同じく, パネル間のエポキシ樹脂により充填された目地部分に曲げひび割れが発生した。 $R=1/200\text{rad}$ サイクルで圧縮側の袖壁と柱にせん断ひび割れが発生し, 袖壁と腰壁の隅角部にはコンクリート表面の浮きが見られた。また, 腰壁脚部とパネル間の目地部にひび割れの開きが集中した。 $R=1/100\text{rad}$ サイクルで最大耐力 ($Q=448\text{kN}$) に到達したが, 正負いずれの方向でも, 圧縮側となる袖壁に貼り付けた上下 2 枚のパネルが剥落し, 急激な耐力低下を起こした。写真-1 に示した損傷状況を見ると, パネル剥落時に袖壁が損傷を受けている範囲は限定的であり, 図-4 に示す無補強試験体 CW-S の包絡線の $R=1/100\text{rad}$ サイクル時の耐力低下も小さいことから, CW-SR では RC 部分の破壊ではなく, パネルの剥落により, 最大耐力が決定したものと考えられる。文献 1) では, UFC パネルを方立壁の全面に貼り付けることで, 実験終了時まで両者の一体性が担保されていたが, CW-SR では部分的にパネルを貼り付けており, せん断伝達に対するパネルの接着面積の不足や, パネルの座屈に対する耐力不足などが, パネル剥落の原因として推定される。その後の繰り返し载荷により, 腰壁隅角部の圧壊, 損傷が進行すると共に, 最終的に柱脚の被りコンクリートが圧壊し, CW-S とほぼ同じ損傷状況, 履歴曲線となった。また, $R=0.09 \times 10^{-2}\text{rad}$ で壁筋 (縦) が引張降伏, $R=0.26 \times 10^{-2}\text{rad}$ で開口補強筋 (縦) が圧縮降伏, $R=0.78 \times 10^{-2}\text{rad}$ で壁筋 (横) が引張降伏, 柱主筋が $R=1.11 \times 10^{-2}\text{rad}$ で引張降伏した。

3.2 UFC パネルによる補強効果

表-3 に各試験体の最大耐力と限界変形角を示す。限

界変形角はせん断力-部材角関係から、最大荷重以降の荷重が最大耐力の80%まで低下した点の変形角と定義し、各载荷方向で計算した。包絡線上に80%耐力低下点がない場合には、各サイクルの最大荷重時の点を折れ線で結び、この折れ線が80%耐力まで低下した点を限界変形角とした。表-1、表-2で示したように、各試験体で材料強度や载荷条件が異なるものの、パネル補強により、方立壁型(MW3-S, MW3-SR)では最大耐力が1.4倍、限界変形角が2.1倍に向上しており、補強効果が見られる。また、袖壁付き柱型(CW-S, CW-SR)では、変形性能の向上は見られないものの、最大耐力が1.7倍に向上している。CW-SRではパネルの剥落は見られたものの、補強の目標としたCW-Dと同等以上の最大耐力が得られた。

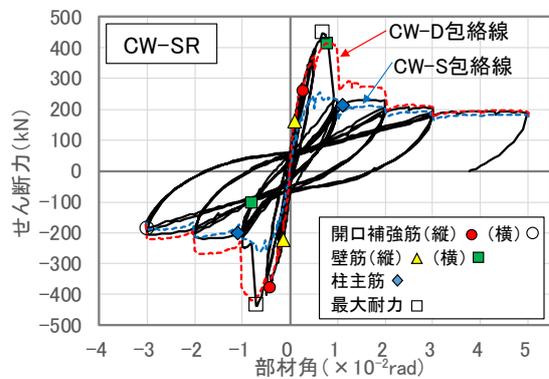
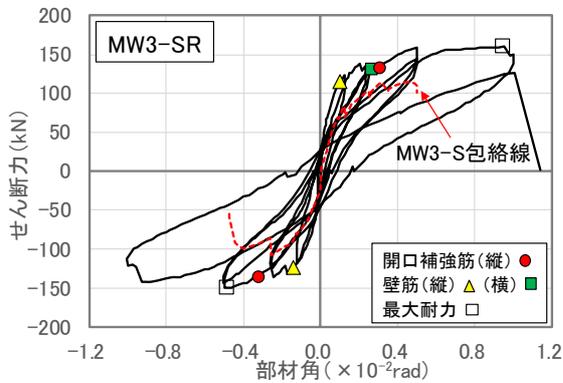


図-4 せん断力-部材角関係



(a) MW3-SR R=1/100rad (2回目) (b) CW-SR R=1/100rad (1回目)
写真-1 UFCパネルが剥落した直後の損傷状況

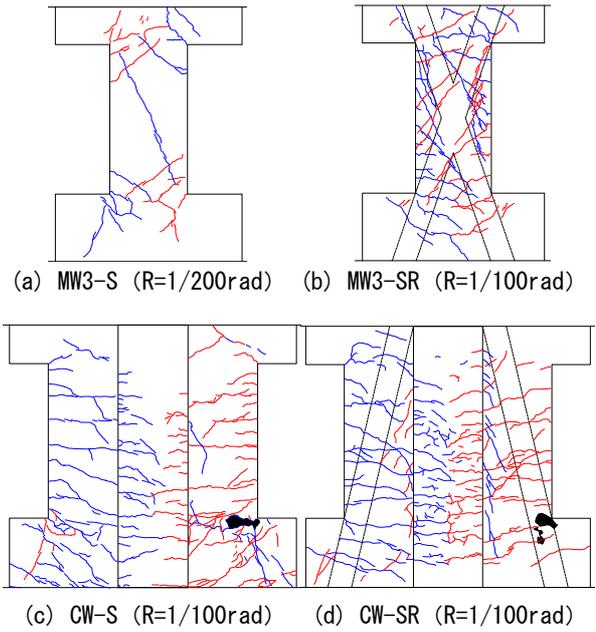


図-5 各試験体の最大耐力時のひび割れ分布

表-3 各試験体の最大耐力と限界変形角

試験体名	最大耐力 (kN)		限界変形角 ($\times 10^{-2}$ rad)	
	正	負	正	負
MW3-S	114	-107	0.50	-0.45
MW3-SR	160	-150	1.00	-1.00
CW-S	255	-260	2.18	-2.21
CW-SR	448	-437	0.84	-0.75
CW-D	415	-419	1.12	-1.30

3.3 UFC パネルによる応力負担

UFC パネルの補強効果について詳細に分析するため、RC部分とパネルの応力負担の推定を行った。図-2にパネルの表面に貼り付けた3軸ゲージの位置を示す。これらのゲージのうち、MW3-SRのA, B, Cの位置とCW-SRのF, Gの位置で計測した各パネルの材軸方向のひずみ(圧縮ひずみを負とした)と部材角の関係を図-6に示す。MW3-SRでは方立壁中央のC位置における材軸方向(鉛直方向)のひずみが最も大きく、最大耐力に到達した後も方立壁の損傷の進展に伴って、圧縮ひずみが増大している。最大耐力時に各パネルに生じる圧縮ひずみは 300μ 程度であった。一方、CW-SRではMW3-SRと比べて計測された圧縮ひずみが大きい。圧縮ひずみの最大値は 1954μ であり、表-2に示したUFCのヤング係数(53.6GPa)を乗じて軸応力を算定すると105MPaとなる。

図-7、図-8にRC部分とパネルに作用するせん断力、軸力(圧縮軸力を正とした)と部材角の関係を示す。図中には比較用に無補強試験体MW3-S, CW-Sの包絡線も示している。MW3-SRでパネルに作用するせん断力と軸力は、方立壁の損傷が大きく、図-6で計測された圧縮ひずみが最も大きかったC位置における3軸ゲージの計測値からパネルの材軸方向($\theta=0^\circ$)の垂直応力とせん断

応力を求め、パネルの断面積 (159mm×30mm) を乗じることで算出した。また、CW-SR でパネルに作用するせん断力と軸力は、F、G 位置で計測されたパネルの材軸方向のひずみからパネルの材軸方向の応力を求め、さらにパネルの断面積 (150mm×30mm) を乗じることでパネルの軸方向力を算出した。図-2 に示したパネルの設置角度 ($\theta=13^\circ$) から、パネルの軸方向力の分力を求め、F、G 位置の値を累加することで、最終的に高さ H におけるパネルの負担分を算出した。RC 部分のせん断力と軸力は、試験体全体のせん断力と軸力から、パネルのせん断力と軸力を差し引くことで求めた。なお、UFC の弾性係数は上述した 53.6GPa、ポアソン比は 0.2 とした。

せん断力と軸力の算定に用いた UFC の応力-ひずみ関係は、圧縮側に関しては、実験で観測された圧縮ひずみの最大値が UFC の圧縮強度時のひずみの半分程度であったことから弾性とした。また、引張側に関しては、引張強度到達後も、文献 5) を参照して定めた引張強度 11.3MPa を保持するように完全弾塑性とした。なお、今回用いた応力-ひずみ関係では、除荷・再載荷時の履歴は考慮していないが、実験中に観測された引張ひずみの最大値が圧縮ひずみの最大値と比較して十分に小さいことから、図-7、図-8 に示す RC 部分、UFC パネルのせん断力-部材角関係の履歴特性に及ぼす影響は限定的であると考えられる。

MW3-SR では、RC 部分と MW3-S のせん断力-部材角関係の包絡線がほぼ重なっており、UFC パネルが負担するせん断力を推定することができれば、RC 部分のせん断強度と累加することで、補強試験体の最大耐力が評価

できることが分かる。また、MW3-S では $R=1/200\text{rad}$ サイクルにおいて、方立壁がせん断破壊して、軸力支持能力を喪失したのに対し、MW3-SR ではせん断力の低下は見られるものの、RC 部分が $R=1/100\text{rad}$ サイクルまで軸力支持能力を保持しており、両者に差が見られる。その原因としては、図-5 (b) で示したように、MW3-SR では、方立壁のせん断ひび割れがパネルを避けるようにして、その両側で進展したため、MW3-S と異なり、ひび割れが分散したこと、また、図-8 に示すように、部材角が増大するとパネルが負担する圧縮軸力が増大するため、結果的に RC 部分が負担する圧縮軸力が減少し、RC 部分の変形性能が若干向上した可能性がある。

CW-SR では、RC 部分と CW-S のせん断力-部材角関係の包絡線は小変形時から一致しておらず、CW-SR の RC 部分の方が同一部材角におけるせん断力の負担が大きくなっている。CW-SR は図-5 (d) に示すように、パネルによる負担応力の増大によって、袖壁の柱際にせん断ひび割れが見られるものの、MW3-SR とは異なり、パネルの剥落が起こるまで曲げが支配的な挙動を示していた。表-1、表-2 で示したように、CW-SR では、CW-S と比べてコンクリートの圧縮強度が約 1.3 倍高く、作用させた長期軸力も高かったこと、また、袖壁の曲げ圧縮域に設置したパネルが曲げ圧縮合力の一部を分担したことにより、CW-S と比べて曲げ強度が増大し、作用するせん断力も増大したが、CW-SR ではパネルの設置角度が小さいため、増加したせん断力をパネルで全て負担することができず、RC 部分の負担せん断力が増大したものと考えられる。

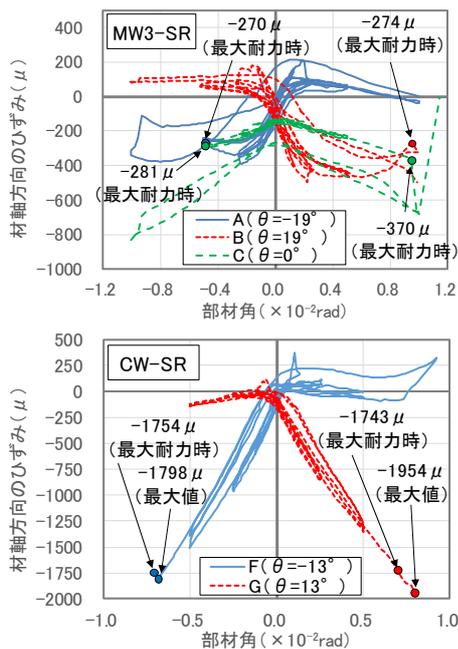


図-6 UFC パネルの材軸方向のひずみ

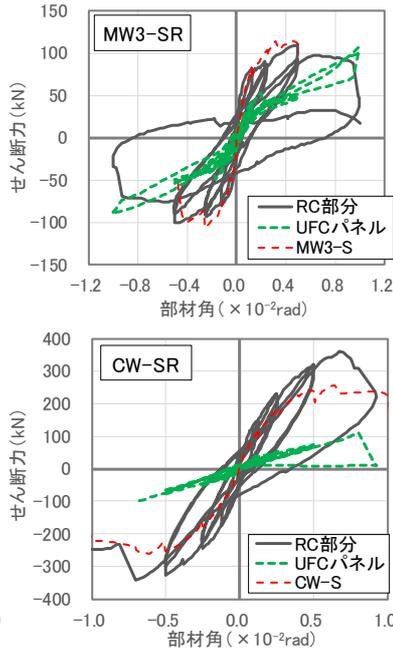


図-7 RC 部分と UFC パネルに作用するせん断力

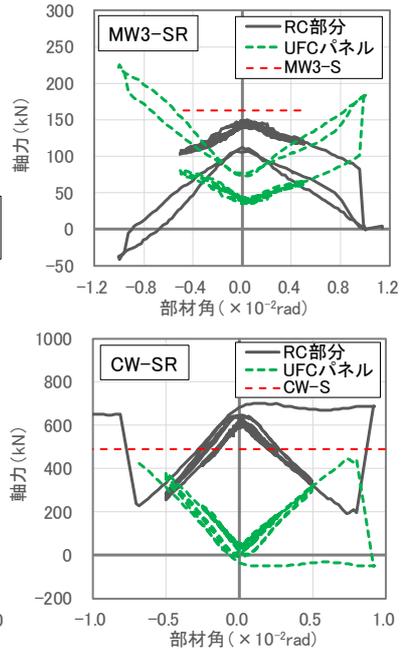


図-8 RC 部分と UFC パネルに作用する軸力

3.4 UFC パネルの剥落について

CW-SR では UFC パネルの剥落によって、最大耐力が決定した。写真-2 に示すように、剥落したパネルの接着面にコンクリートが張り付いており、接着面ではなく、内側のコンクリート断面で破壊が生じたことが分かる。

そこで、パネルの剥落が接着面の内側のコンクリート断面のせん断破壊によって起こったものと推定し、境界面の入力せん断力とせん断強度について検証する。図-2 の高さ H の G 位置で計測されたパネルの材軸方向の最大圧縮ひずみは 1954 μ (図-6) であり、UFC の弾性係数 (53.6GPa) と断面積 (150mm \times 30mm) を乗じて求められる軸方向力は 471kN である。図-3 で示したように、CW-SR 試験体は片持ち形式の荷重を行っており、試験体の頂部の高さ I で作用する曲げモーメントは、高さ H で作用する曲げモーメントと比べて十分小さい。また、試験体頂部ではパネルが袖壁端ではなく、柱際に設置されていること、MW3-SR で見られたパネルの材軸方向に沿ったひび割れの発生も確認されていないことから、高さ I では、パネルに軸方向力が殆ど作用していないものと考えることができる。そこで、G 位置でパネルに作用する軸方向力 471kN は、高さ H から高さ I の間で、コンクリートからパネルに伝達され、均一なせん断応力分布となっているものとする、境界面に作用するせん断応力は、471kN/(159mm \times 1250mm)=2.4MPa となる。

文献 6) において、宮内らは RC 柱梁骨組に鉄骨ブレースを増設する補強法の検討において、エポキシ樹脂を用いてコンクリートと鉄骨を接着した接合部のせん断強度を検討するための一面せん断実験を実施している。宮内らの実験試験体は、本試験体の破壊形式と同様に、コンクリートの内側に入った断面で接着面に沿ったせん断滑りひび割れが発生しており、そのせん断強度をコンクリートの接着によるせん断耐力、アンカーボルトによるせん断耐力、圧縮軸力により生じる摩擦耐力の累加で評価している。このうち、コンクリートの接着によるせん断耐力は、コンクリートの引張強度に接着面の断面積を乗じることで求めている。一般的な式(1)で求められる CW-SR のコンクリートの引張強度は 1.9MPa であり、上述した境界面のパネル剥落時の平均せん断応力と非常に近い値を示している。今後、要素試験等を実施し、より詳細に検証する必要があるが、パネルの剥落の原因はパネルを部分的に貼り付けたことにより、せん断伝達面の面積が不足したことと推定できる。



写真-2 剥落した UFC パネルの接着面の状況

$$\sigma_t = 0.33\sqrt{\sigma_B} \quad (1)$$

但し、 σ_B : コンクリートの圧縮強度 (MPa)

4. まとめ

UFC パネルで補強した RC 部材の荷重実験を行った。

- (1) 方立壁試験体では最大耐力が 1.4 倍、変形性能が 2.1 倍に、袖壁付き柱試験体では最大耐力が 1.7 倍に向上し、補強の効果が見られた。
- (2) ひずみゲージの計測値を用いて、RC 部分とパネルが負担するせん断力と軸力の推定を行い、パネルの補強効果の分析を行った。また、パネル剥落時のパネルの軸方向力が、コンクリートの引張強度を用いることで概ね推定できることを示した。
- (3) 分割したパネルを部分的に貼り付けることにより、施工性の向上が期待できるが、パネルが貼り付けられていない箇所に損傷が集中する、パネルが剥落するなどの課題があることが確認された。

謝辞

本研究は (国研) 建築研究所の研究課題「庁舎・避難施設等の地震後の継続使用性確保に資する耐震性能評価手法の構築」の一環として実施したものである。研究を遂行するにあたり、建築研究所、株式会社安藤・間、株式会社熊谷組、佐藤工業株式会社、戸田建設株式会社、西松建設株式会社、前田建設工業株式会社、京都大学で共同研究を締結した。また、UFC パネル製作と接着には、太平洋セメント (株) 及び三菱樹脂インフラテック (株) にご協力頂いた。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 谷昌典ほか: 損傷低減及び構造性能改善を目指した RC 造方立壁の実大実験, コンクリート工学会年次論文報告集, Vol.37, No.2, pp.901-906, 2015
- 2) 古谷祐希ほか: 壁付き RC 造架構を対象とした UFC パネルによる損傷軽減型耐震補強工法の開発 その 1 ~その 4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.583-590, 2016.8
- 3) 坂下雅信ほか: 腰壁, 垂れ壁が取り付く RC 造方立壁の構造性能に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 38, No.2, pp. 397- 402, 2016
- 4) 谷昌典ほか: 腰壁・垂れ壁を有する RC 造袖壁付き柱の骨格曲線評価と残存耐震性能に関する検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 38, No.2, pp. 937- 942, 2016
- 5) 土木学会: 超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針 (案), 2004.9
- 6) 宮内靖昌ほか: エポキシ樹脂を用いた接着接合部の力学特性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.1, pp.967-972, 2001