

第4章

構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

4.1 はじめに

4.1.1 研究背景

ピロティ柱の応急・恒久補強を目的として、柱に対して UFC パネルで挟込接着補強する方法（UFC パネル挟込工法）の実験、解析を行った結果を 2 章，3 章に示した。前述した実験では、厚さが均一な UFC パネルを用いたことで、パネル端部の目地モルタルの損傷が顕著となり、十分な変形性能を發揮できなかった。この結果を踏まえ、本実験では、目地モルタルの損傷を抑制するために、UFC パネル端部を増厚して目地モルタルへの応力集中を抑制する方法、および目地モルタルを省略して UFC パネルと既存柱間でせん断力を伝達させる方法について検討を行う。また、図 4.1.1-1 に示すように、UFC パネルおよび RC 造の袖壁を併用することで、更なる補強効果の向上を図る。

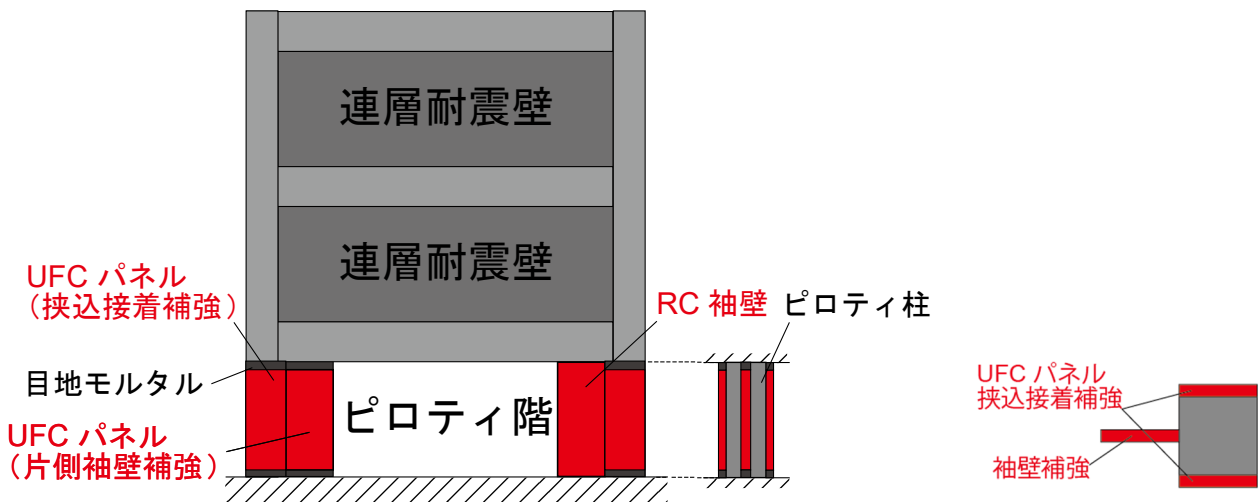


図 4.1.1-1 補強模式図

4.1.2 研究目的

本研究の目的を以下に示す。

- ・ ピロティ柱に対して UFC パネルを挟込接着する方法，および UFC パネルや RC 造袖壁を柱の片側に増設する方法の補強・復旧の有効性を調べる。補強前の損傷の有無が，補強後の構造性能に及ぼす影響も併せて検証する。
- ・ 既存のピロティ柱に対する UFC パネル補強効果の評価手法を検討し，その精度検証を行う。

そのために，本研究では対象建物においてせん断破壊したピロティ柱を模擬した縮小試験体を作製し，一次載荷により損傷を与えた後，袖壁増設を含めた UFC パネル挟込工法による補強を施し，二次載荷で終局まで載荷を行う実験を行った。その後，有限要素解析を用いて実験結果の追跡と補強効果の評価を行った。

4.2 実験概要

4.2.1 はじめに

本実験では、2章、3章と同様に、2016年熊本地震で被災した RC 造ピロティ建物の1階柱を対象として、4.1節に示した袖壁増設を含めた UFC パネル挟込工法による補強効果を検証するための載荷実験を行う。対象とするピロティ柱の被害状況や構造詳細は2章を参照されたい。

4.2.2 試験体概要

(1) 試験体一覧

本実験の試験体の概要一覧を表4.2.2-1に示す。試験体は計9体で、既存の柱部分は共通（原試験体とする）である。実験変数は、柱への UFC パネル挟込接着補強の有無、袖壁増設の有無および一次載荷の有無とした。また、柱に接着するパネルについては、目地部および増厚部をともに有するものと持たないものを、袖壁については UFC パネルと現場打ち RC の2種類を設定した。試験体 C-N については、対象ピロティ柱の挙動を把握するためおよび補強前の耐震性能を検証するために、原試験体に補強を行わずに終局状態まで載荷を行った。C-US、C-USJ、C-USJ-UW および C-USJ-RCW は、無損傷の状態ですべての補強を施して載荷を行った。C-US-M、C-USJ-M、C-USJ-UW-M および C-USJ-RCW-M は、一次載荷で損傷を与えた後にそれぞれの補強を施した上で、二次載荷として終局状態に至るまで載荷を行った。なお、一次載荷での損傷の程度は全ての試験体で同じとした。

表 4.2.2-1 試験体一覧

試験体名	柱への挟込接着補強	片側袖壁増設	一次載荷	
C-N	—	—	—	
C-US	目地部無，増厚部無			
C-USJ	目地部有，増厚部有			
C-USJ-UW				UFC パネル
C-USJ-RCW				現場打ち RC
C-US-M	目地部無，増厚部無	—	R _i =0.5%まで	
C-USJ-M	目地部有，増厚部有			
C-USJ-UW-M				UFC パネル
C-USJ-RCW-M				現場打ち RC

各補強試験体の補強方法の考え方を以下にまとめる。

C-US および C-US-M：高強度無収縮モルタルの目地部を設けずに柱への UFC パネル挟込接着補強を行った試験体である。実際の建物では、柱や UFC パネルの幅に対し梁や基礎梁の幅が小さく、梁や基礎梁が UFC パネルからの軸力やせん断力を直接受け止められないことが想定される。また、既存のピロティ柱に対してパネル接着補強の施工を行う場合には、目地部を省略することで施工性が向上すると考えられる。これらのことから、本試験体では、目地部を設けていない。また、目地部を設けない場合には、パネルが負担するせん断力は柱とパネルの接着接合面を介して柱から直接伝達されるため、パネル接着接合部でパネルが剥離するような破壊形式になることが考えられる。そこで、アンカーボルトを用いて接着接合面におけるせん断伝達性能を向上させている。

C-USJ および C-USJ-M：上下端部に増厚部を設けた UFC パネルにより挟込接着補強を行った試験体

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

である。2章に示した実験において、厚さが一定の UFC パネルにより挟込接着補強を行った試験体に対する載荷実験を行った。これより、厚さが一定のパネルによる補強の場合、パネルによる補強効果が十分発揮される前に目地モルタルの圧壊が発生し、目地部から UFC パネルに伝達される軸力やせん断力が低下し、試験体が早期に終局状態に至ることが分かった。そこで、本試験体では、目地部に作用する応力を低減し、損傷を軽減するため、UFC パネル端部を増厚することで目地部を拡大した。

C-USJ-UW および **C-USJ-UW-M**：上下端部に増厚部を設けた UFC パネルを用いて柱への挟込接着補強を行い、加えて柱の片側に UFC パネルの袖壁を増設した試験体である。3章に示した実験から、袖壁増設による構造性能改善が示されたことを踏まえ、本試験体では、袖壁を増設したピロティ柱に対する補強効果、柱への UFC パネル挟込接着補強と併用した場合の構造性能改善に対する効果を調べるため、UFC パネルの袖壁を増設した。

C-USJ-RCW および **C-USJ-RCW-M**：上下端部に増厚部を設けた UFC パネルを用いて柱への挟込接着補強を行い、加えて柱の片側に RC 袖壁を増設した試験体である。**C-USJ-UW-M** に対して、袖壁として本試験体では、RC 袖壁を増設した。なお、施工を簡素化するため、袖壁縦筋は上下スタブにアンカーしていない。

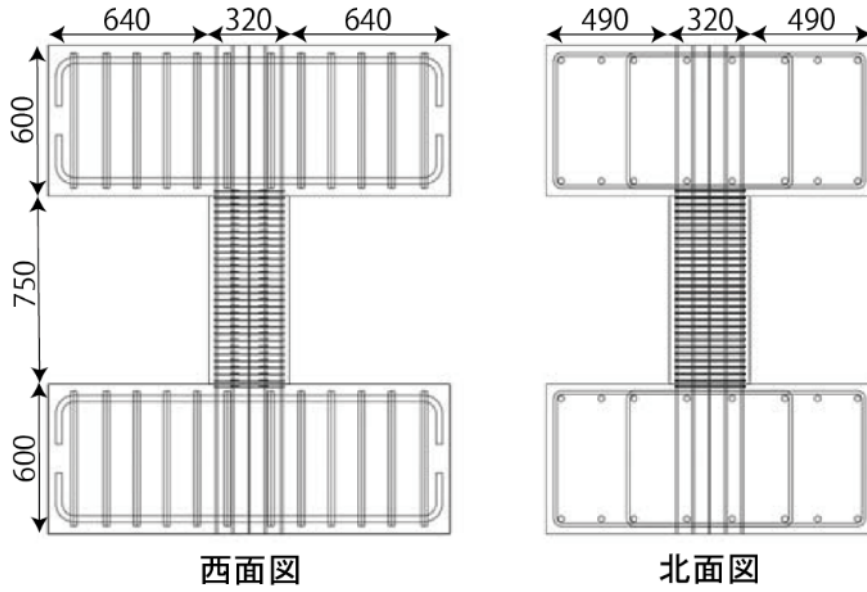
以降に原試験体および補強試験体の概要と補強方法を示す。

(2) 原試験体概要

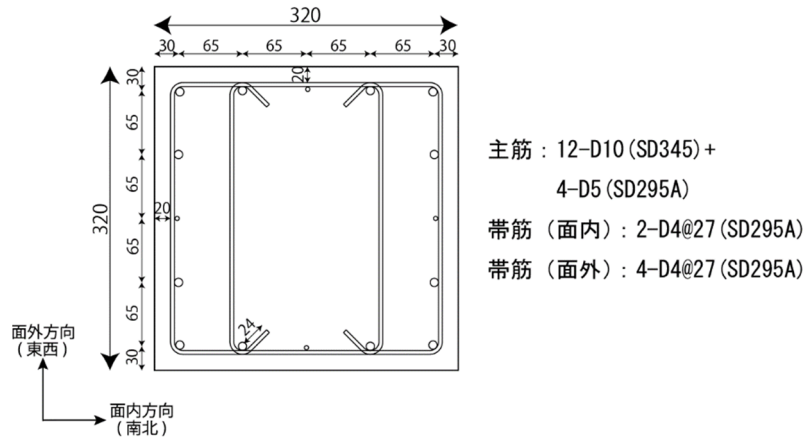
本実験で使用する原試験体について、試験体諸元を表 4.2.2-2 に、試験体概要図を図 4.2.2-1 にそれぞれ示す。原試験体は同寸法、同配筋のものを9体作製した。原試験体は対象ピロティ柱の2階梁下までを1/3スケールでモデル化し、柱断面は320mm×320mm、柱試験区間内法高さは750mmとした。主筋は12-D10 (SD345) + 4-D5 (SD295A) とし、上下スタブの端部に設けた鋼板に溶接して定着した。帯筋は載荷方向に2-D4@27 (SD295A)、載荷直交方向に4-D4@27 (SD295A) とし、帯筋は片面フレア溶接で、溶接位置は柱芯を中心に180度ずつ回転させながら配置した。中子筋は135度フックで定着し、かぶり厚さは20mmとした。コンクリート最大粒径は13mmであり、コンクリートの設計基準強度 F_c は35N/mm²とした。打設は試験体を立てた状態で、C-USJ-Mのみ1回で、その他の試験体では下スタブ、柱試験区間、上スタブの3回に分けて行った。

表 4.2.2-2 原試験体諸元

B : 柱幅 (mm)	320
D : 柱せい (mm)	320
h_0 : 内法高さ (mm)	750
主筋	12-D10(SD345) + 4-D5(SD295A)
主筋比 (%)	0.922
帯筋	載荷方向 : 2-D4@27 (SD295A) 載荷直交方向 : 4-D4@27 (SD295A)
帯筋比 (%)	載荷方向 : 0.325 載荷直交方向 : 0.650
せん断スパン比	1.39
F_c : コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)	35



(a) 原試験体概形



(b) 柱試験区間断面図

図 4.2.2-1 原試験体概要図 (単位 : mm)

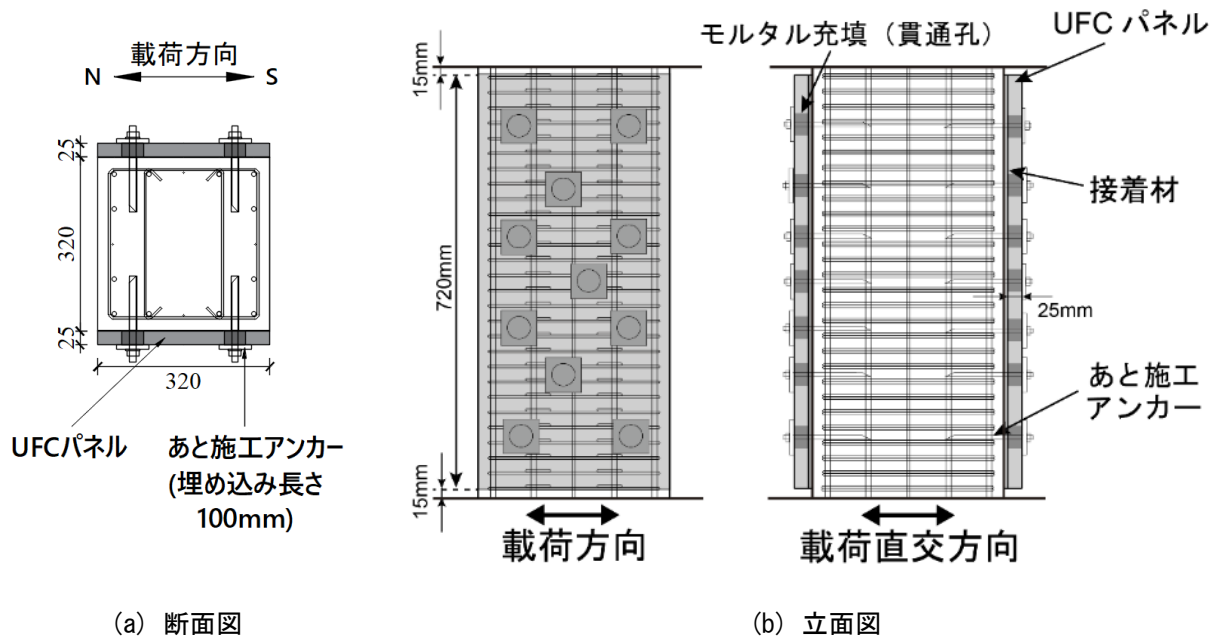


図 4.2.2-3 C-US および C-US-M 補強概要

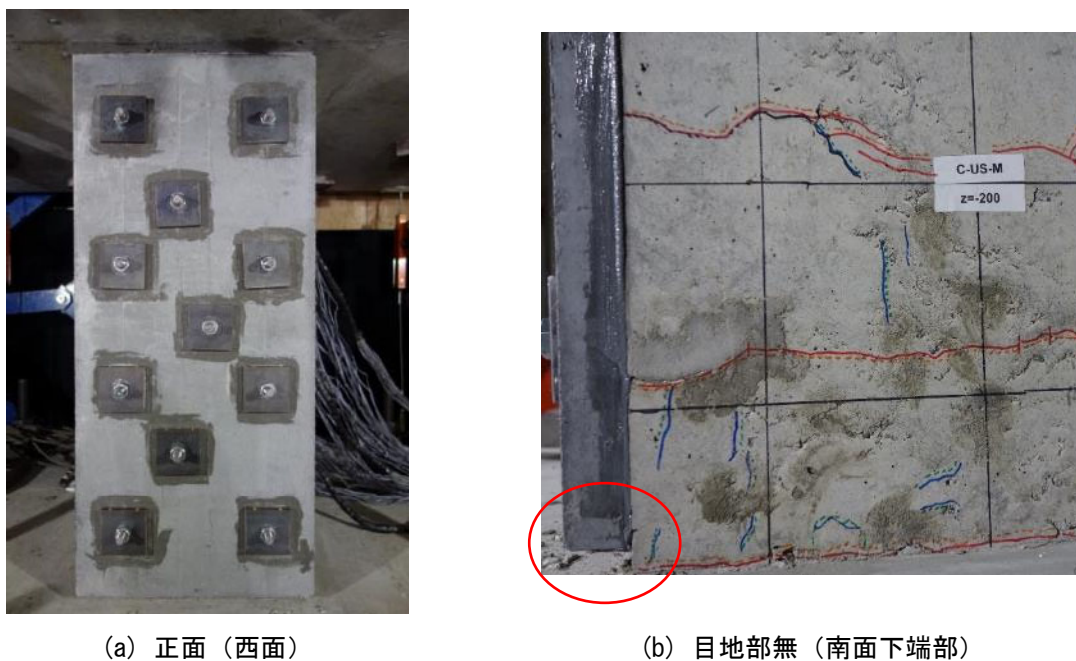


図 4.2.2-4 試験体写真 (C-US-M)

補強の手順は以下の通りである。図 4.2.2-5 に施工時の写真を示す。

- (1) 原試験体に対し、あと施工アンカー打ち込み位置に墨出しの後、ドリルで穿孔を行った。
- (2) 手順(1)であけた穴に接着系アンカーカプセル (AP-12) とアンカーボルト (鋼種:SNB7, 呼び径: M12, 長さ: 160mm) を打ち込み、アンカーボルトを定着させた。
- (3) エポキシ樹脂系接着材を用いて図 4.2.2-2 の UFC パネルを貼り付けた後、アンカーボルトにナット、ボルト、耐圧板を取り付け、締め付けた状態で接着材を硬化させた。ただし、UFC パネルは打設面を接着面とし、接着材の厚さを確保するため厚さ 2mm のワッシャーをパネルの接着面の四隅と中央高さ外側に取り付けた状態で貼り付けた (図 4.2.2-5(d)中の赤丸)。また、パネル接着前

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

に原試験体表面を電動サンダーにより目粗しを行った。

- (4) 接着材硬化後、アンカーボルトに取り付けたナット、ボルト、耐圧板を取り外し、アンカーボルトを通したパネルの貫通孔に無収縮モルタルを充填した。
- (5) モルタルが十分硬化した後、再びアンカーボルトにナット、ボルト、耐圧板を取り付け、締め付けトルク 40Nm で UFC パネルを均一に締め込んだ。



(a) アンカー打ち込み位置墨出し



(b) アンカー打ち込み



(c) パネル接着面の目粗し



(d) パネル裏側



(e) パネル接着



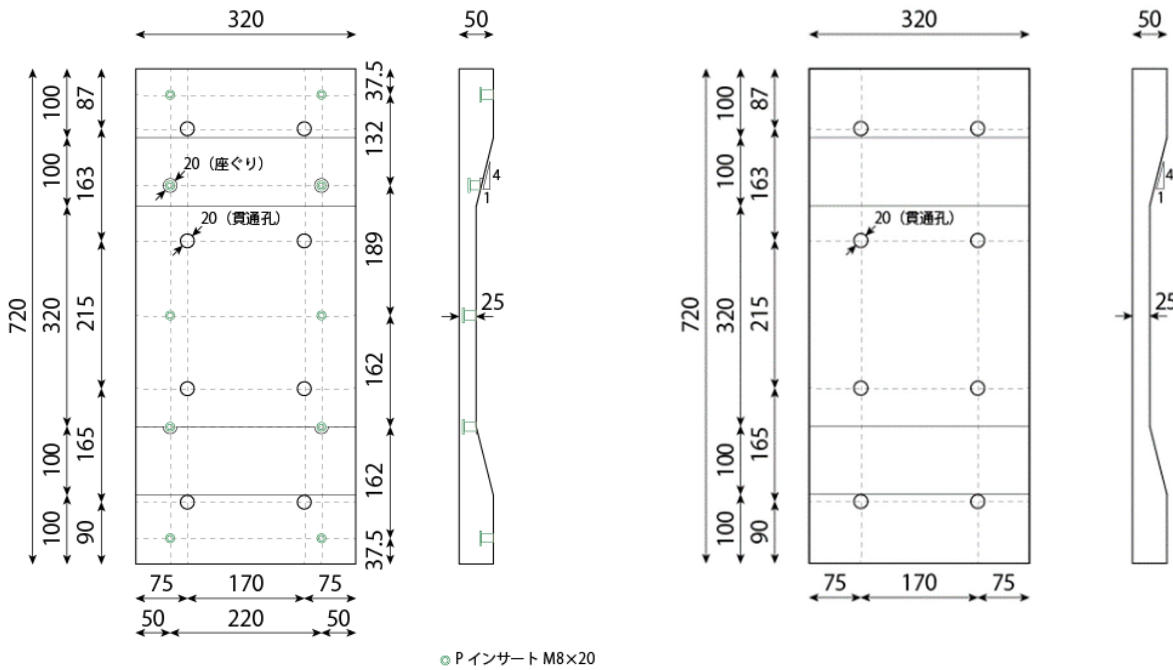
(f) 貫通孔へのモルタル充填

図 4.2.2-5 補強作業の写真 (C-US-M)

2) C-USJ および C-USJ-M

C-USJ および C-USJ-M について、補強で用いた UFC パネルの概形を図 4.2.2-6 に、補強概要を図 4.2.2-7 に、実際の写真を図 4.2.2-8 にそれぞれ示す。パネル中央部の厚さが 25mm (一般部)、上下端部の厚さが 50mm (増厚部) の UFC パネルを、接着材を用いて試験体正面と背面それぞれの全面に接

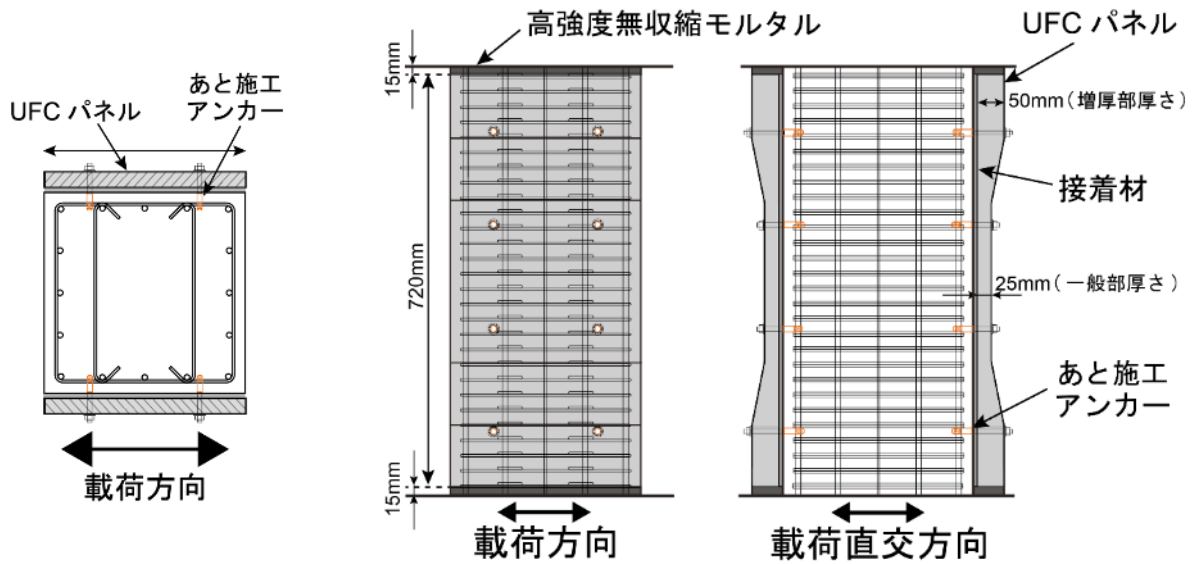
着した。本試験体では、パネル上下端に高強度無収縮モルタルの目地部を設けた。



(a) インサート有 (試験体裏側)

(b) インサート無 (試験体表側)

図 4.2.2-6 挟込 UFC パネル概形 (C-USJ および C-USJ-M) (単位 : mm)



(a) 断面図

(b) 立面図

図 4.2.2-7 C-USJ および C-USJ-M 補強概要



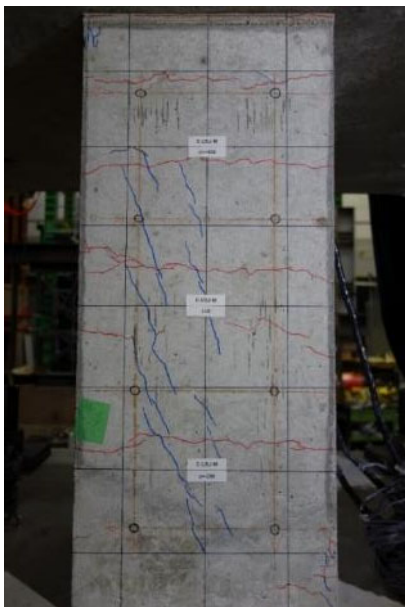
(a) 正面 (西面)

(b) 側面 (南西面)

図 4.2.2-8 試験体写真 (C-USJ-M)

補強の手順は以下の通りである。図 4.2.2-9 に施工時の写真を示す。

- (1) 原試験体に対し、あと施工アンカー打ち込み位置に墨出しの後、ドリルで穿孔を行った。
- (2) 手順(1)であけた穴に内部コーン打ち込み式のあと施工アンカー (CT-830) を打ち込み、呼び径 M8 のアンカーボルトを取り付けた。
- (3) C-US, C-US-M と同様の方法で、エポキシ樹脂系接着材を用いて図 4.2.2-6 の UFC パネルを貼り付け、アンカーボルトにナット、ボルトを取り付け、締め付けた状態で接着材を硬化させた。なお、パネルへの押さえ込みに寄与しないように、接着材硬化後、締め付けたナットとボルトを緩めた。
- (4) UFC パネル上下端に高強度無収縮モルタルを圧入し、目地部を設ける。なお、モルタルは型枠撤去後 4 週間以上養生する。



(a) アンカー打ち込み位置墨出し



(b) アンカー打ち込み



(c) パネル接着



(d) 目地部へのモルタル充填

図 4.2.2-9 補強作業の写真 (C-USJ-M)

3) C-USJ-UW および C-USJ-UW-M

C-USJ-UW および C-USJ-UW-M について、補強で袖壁として用いた UFC パネルの概形を図 4.2.2-10 に、補強概要を図 4.2.2-11 に、実際の写真を図 4.2.2-12 にそれぞれ示す。なお、柱の補強で挟込接着した UFC パネルは図 4.2.2-6 のパネルと同形状かつ同寸法であり、補強の手順も本項(3)2)で示した方法と同様である。袖壁増設については、厚さ 50mm の UFC パネルを、接着材を用いて試験体片側側面（正面から見て左側）の中央部に接着した。なお、袖壁 UFC パネル上下端には、柱への挟込 UFC パネル上下端と同様に、高強度無収縮モルタルの目地部を設けた。

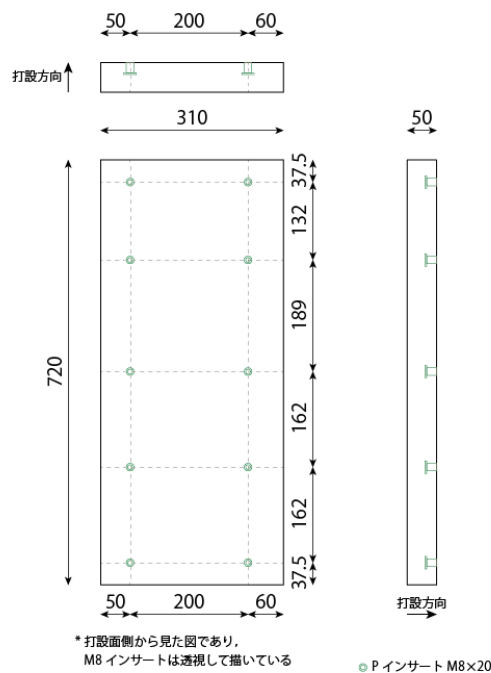
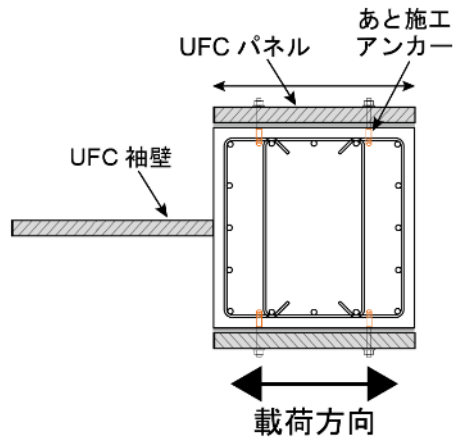
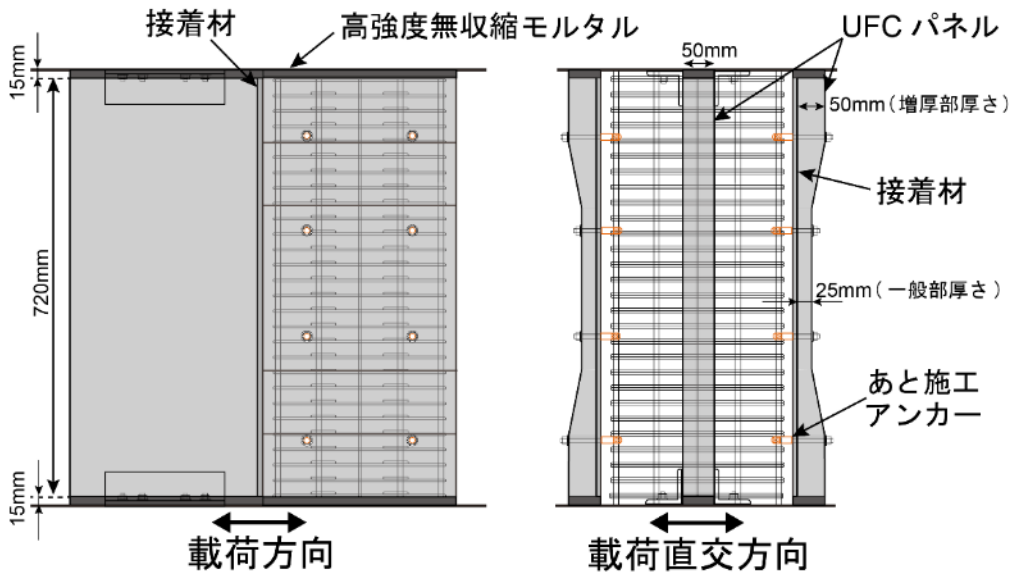


図 4.2.2-10 挟込 UFC パネル概形 (C-USJ-UW および C-USJ-UW-M) (単位 : mm)

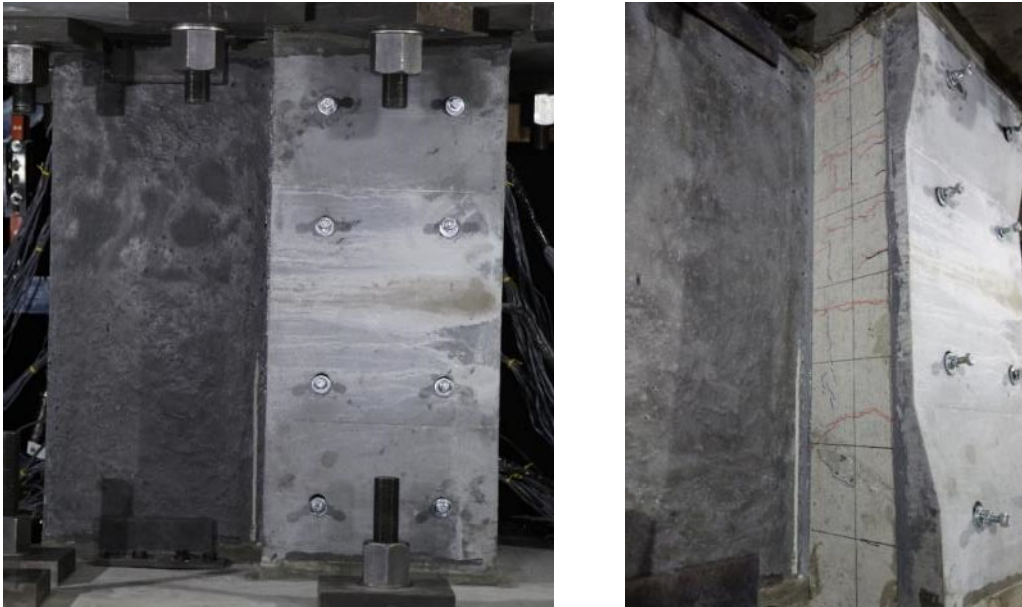


(a) 断面図



(b) 立面図

図 4.2.2-11 C-USJ-UW および C-USJ-UW-M 補強概要



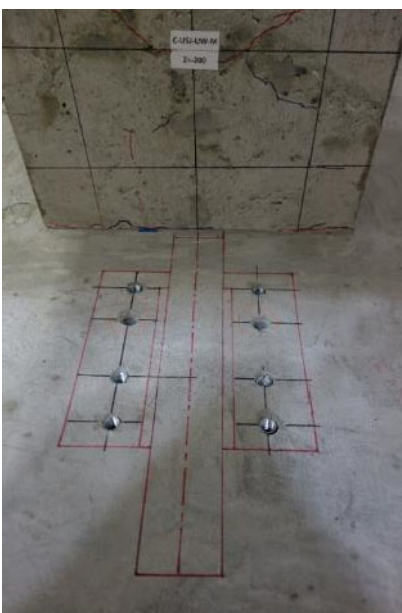
(a) 正面（西面）

(b) 側面（北面）

図 4.2.2-12 試験体写真（C-USJ-UW-M）

補強の手順は以下の通りである。図 4.2.2-13 に施工時の写真を示す。なお、柱へのパネル接着の手順は C-USJ および C-USJ-M と同様であり、ここでは省略する。

- (1) 原試験体の正面から見て左側面の中央部にエポキシ樹脂系接着材を用いて UFC パネル側面を貼り付けた。なお、パネル接着前に原試験体の接着面表面を電動サンダーにより目粗しを行った。
- (2) UFC パネル上下端に高強度無収縮モルタルを圧入し、目地部を設けた。なお、モルタルは型枠撤去後 4 週間以上養生した。
- (3) パネルが面外方向に転倒するのを防止するため、L 字型の金具でパネル上下端を挟み込むように取り付けた。



(a) UFC 袖壁位置墨出し



(b) 袖壁パネル接着



(c) 袖壁目地部へのモルタル充填

図 4.2.2-13 補強作業の写真（C-USJ-UW-M）

4) C-USJ-RCW および C-USJ-RCW-M

C-USJ-RCW および C-USJ-RCW-M について、補強で袖壁として増設した RC 袖壁の概形を図 4.2.2-14 に、補強概要を図 4.2.2-15 に、実際の写真を図 4.2.2-16 にそれぞれ示す。なお、柱の補強で挟込接着した UFC パネルは図 4.2.2-6 のパネルと同形状かつ同寸法であり、補強の手順も本項(3)2)で示した方法と同様である。袖壁については、厚さ 100mm の RC 袖壁を増設した。施工性を考慮して、RC 袖壁の頂部 100mm にはコンクリートより流動性が高く、コンクリートと同程度の圧縮強度の無収縮モルタルを用いた。また、前述の通り、袖壁縦筋は上下スタブにアンカーせず、袖壁内で端部を収めている。

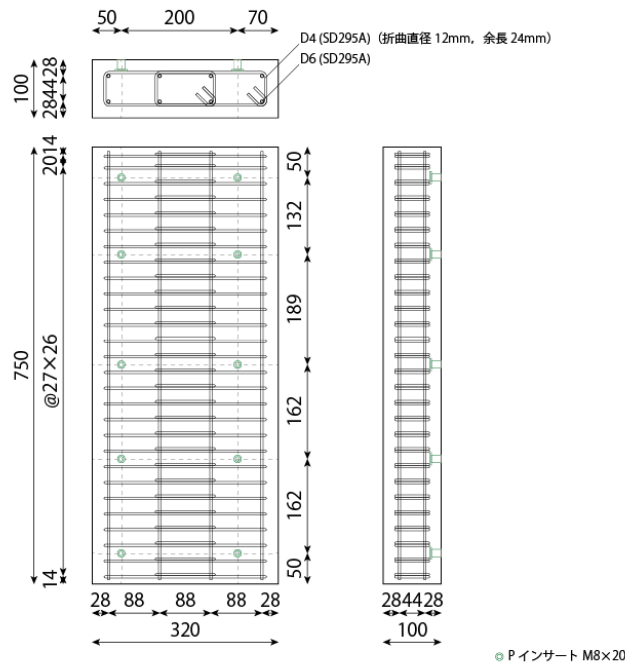
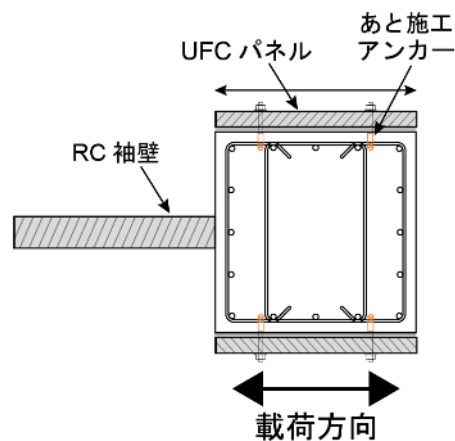
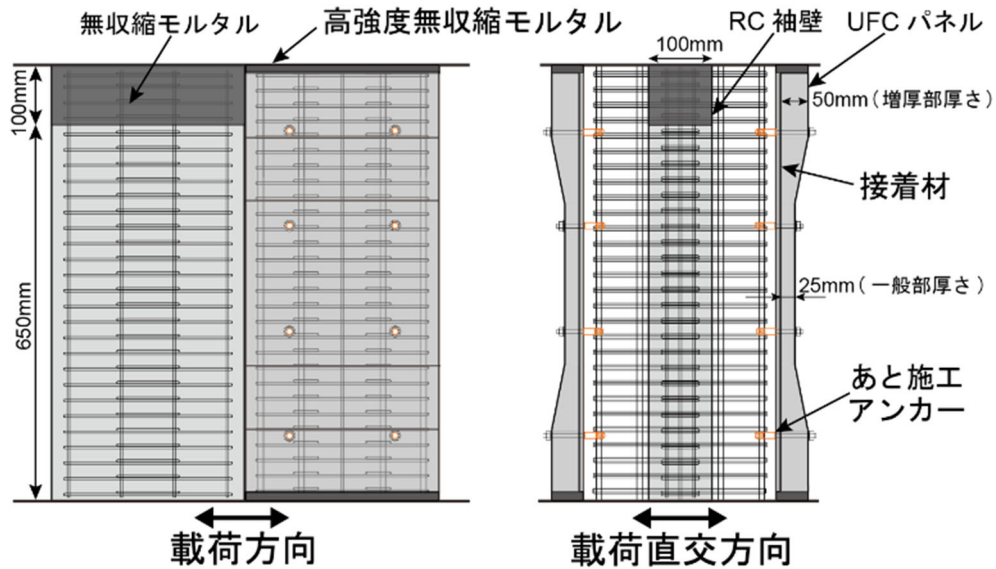


図 4.2.2-14 RC 袖壁概形 (C-USJ-RCW および C-USJ-RCW-M) (単位 : mm)



(a) 断面図

図 4.2.2-15 C-USJ-RCW および C-USJ-RCW-M 補強概要



(b) 立面図

図 4.2.2-15 C-USJ-RCW および C-USJ-RCW-M 補強概要 (つづき)



(a) 正面 (西面)

(b) 側面 (北面)

図 4.2.2-16 試験体写真 (C-USJ-RCW-M)

補強の手順は以下の通りである。図 4.2.2-17 に施工時の写真を示す。なお、柱へのパネル接着の手順は C-USJ および C-USJ-M と同様であり、ここでは省略する。

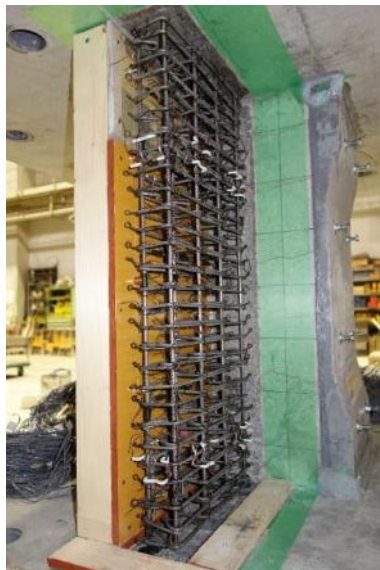
- (1) 原試験体の正面から見て左側面の中央部に、RC 袖壁の鉄筋を組み立てたものを配置し、型枠を設置した。なお、型枠設置前に原試験体と袖壁の界面表面と、原試験体と上下スタブの界面表面を電動サンダーにより目粗しを行った。
- (2) まずコンクリートを、その後頂部 100mm には無収縮モルタルを圧入した。なお、コンクリートおよびモルタルは型枠撤去後 4 週間以上養生した。
- (3) RC 袖壁が面外方向に転倒するのを防止するため、袖壁を挟み込むように上下スタブに設けたイン

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

サートにボルトを取り付けた。



(a) 袖壁増設面の目粗し



(b) 袖壁鉄筋



(c) 袖壁型枠設置



(d) 袖壁コンクリート打設



(e) 袖壁頂部モルタル充填

図 4. 2. 2-17 補強作業の写真 (C-USJ-RCW-M)

4.2.3 試験体設計

本項では試験体設計のために行った耐力計算を示す。耐力は表 4.2.3-1 に示す各材料の設計基準強度に基づき算定した。補強前の原試験体については、曲げひび割れモーメント、曲げ終局モーメント、せん断ひび割れ耐力およびせん断終局耐力を、各補強試験体については、曲げ終局耐力およびせん断終局耐力を算出した。なお、最大圧縮軸力は原試験体の柱に対する軸力比 0.4 とした。詳細については、4.2.5 項(2)に後述する。

表 4.2.3-1 各材料の設計基準強度およびヤング係数

コンクリート	圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	35
	ヤング係数 E_c (N/mm ²)	25707
UFC	圧縮強度 σ_{ufc} (N/mm ²)	200
	ヤング係数 E_{ufc} (N/mm ²)	50000
目地モルタル	圧縮強度 σ_m (N/mm ²)	100
	ヤング係数 E_m (N/mm ²)	30000
鉄筋	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	規格降伏強度 (曲げ筋は 1.1 倍)
	ヤング係数 E_s (N/mm ²)	205000

(1) C-N (原試験体)

原試験体の最大圧縮軸力時の各耐力の算定値を表 4.2.3-2 に示す。ここで、 Q_{mc} は曲げひび割れ耐力、 Q_{mu} は曲げ終局耐力、 Q_{sc} はせん断ひび割れ耐力、 Q_{su} はせん断終局耐力である。せん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu} は 0.75 または 0.79 となり、最大圧縮軸力においてせん断破壊することを想定している。以降に各耐力の計算方法を示す。

表 4.2.3-2 最大圧縮軸力時の各耐力 (C-N, 原試験体)

試験体	軸力	Q_{mc} (kN)	Q_{mu} (kN)		Q_{sc} (kN)	Q_{su} (kN)	Q_{su} / Q_{mu}	
			①	②			①	②
原試験体	$0.40bDf'_c$	259	433	411	381	323	0.75	0.79

1) 曲げひび割れ耐力

曲げひび割れモーメント M_{cr} を日本建築学会「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説」(以下、RC 保有水平耐力規準) [4.2-1] に示される (式 4.2.3-1) により算出した。また、曲げひび割れ耐力 Q_{mc} は、 M_{cr} を柱内法長さの半分で除して算出した。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{f'_c}Z_e + \frac{ND}{6} \quad (\text{式 4.2.3-1})$$

ここで

M_{cr} : 曲げひび割れモーメント(Nmm)

f'_c : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

Z_e : 主筋を考慮した断面係数(mm³)

N : 柱軸力(N)

D : 柱せい(mm)

Q_{mc} : 曲げひび割れ耐力(N)

2) 曲げ終局耐力①

曲げ終局モーメント M_{mu} を RC 保有水平耐力規準^[4.2-1]に示される (式 4.2.3-2) ~ (式 4.2.3-4) により算出した。また、曲げ終局耐力 Q_{mu} は M_{mu} を柱内法長さの半分で除して算出した。

(i) $N_{min} \leq N < 0$ の場合

$$M_{mu} = 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.5N g_1 D \quad (\text{式 4.2.3-2})$$

(ii) $0 \leq N \leq N_b$ の場合

$$M_{mu} = 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDf'_c} \right) \quad (\text{式 4.2.3-3})$$

(iii) $N_b < N \leq N_{max}$ の場合

$$M_{mu} = \left\{ 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.024(1 + g_1)(3.6 - g_1)bD^2 f'_c \right\} \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - N_b} \right) \quad (\text{式 4.2.3-4})$$

ここで

M_{mu} : 曲げ終局モーメント(Nmm)

N_{max} : 中心圧縮時終局強度(N), $N_{max} = bDf'_c + a_g \sigma_y$

N_{min} : 中心引張時終局強度(N), $N_{min} = -a_g \sigma_y$

N_b : 釣り合い軸力(N), $N_b = 0.22(1 + g_1)bDF_c$

a_g : 柱主筋全断面積(mm²)

σ_y : 主筋降伏強度(N/mm²)

g_1 : 引張鉄筋重心と圧縮鉄筋重心との距離の全せい D に対する比

N : 柱軸力(N)

D : 柱せい(mm)

b : 柱幅(mm)

f'_c : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

Q_{mu} : 曲げ終局耐力(N)

3) 曲げ終局耐力②

本項(1)2)の方法に加え、平面保持を仮定した断面解析でも曲げ終局耐力 Q_{mu} を算出した。図 4.2.3-1 のようなひずみ分布および応力分布を仮定し、軸方向力の釣り合いから中立軸深さ x_n を算出した。それを用いて、(式 4.2.3-5) より曲げ終局モーメント M_{mu} を算出した。曲げ終局耐力 Q_{mu} は、 M_{mu} をせん断スパンで除して算出した。なお、コンクリートの応力分布については、圧縮縁ひずみを 0.3%とした上で、ACI Building Code^[4.2-2]による等価ストレスブロック法を用いて評価した。また、主筋の応力-ひずみ関係については、降伏点を折れ点とするバイリニアモデルを仮定した。

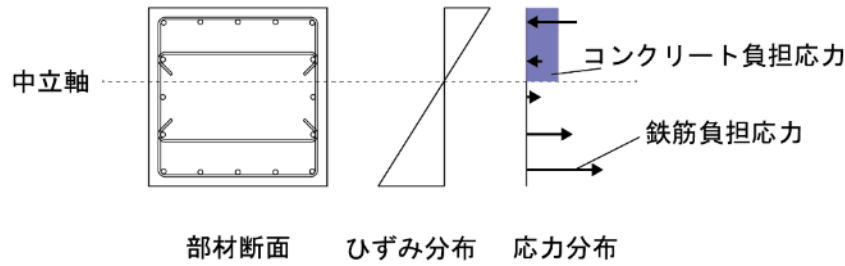


図 4.2.3-1 断面内のひずみおよび応力分布 (原試験体)

$$M_{mu} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n + ND/2 \quad (\text{式 4.2.3-5})$$

ここで

T_{si} : 引張鉄筋引張力(N)

d_{si} : 各鉄筋応力作用位置の圧縮縁からの距離(mm)

C_{si} : 圧縮鉄筋圧縮力(N)

C_c : 柱コンクリート圧縮合力(N) ($=k_1 k_3 b x_n \sigma_B$)

k_1, k_2, k_3 : ACI 応力ブロック係数 ($k_1=0.85-0.05(\sigma_B-28)/7, k_2=0.5k_1, k_3=0.85$)

x_n : 中立軸深さ

σ_B : 柱コンクリート強度(N/mm²)

4) せん断ひび割れ耐力

せん断ひび割れ耐力 Q_{sc} は日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」(以下, 靱性指針) [4.2-3] に示される (式 4.2.3-6) に基づいて算出した。ただし, 耐力係数 ϕ と断面形状係数 κ は, それぞれ 1.0, 1.5 とした。

$$Q_{sc} = \phi \left(\sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \sigma_0} \right) bD / \kappa \quad (\text{式 4.2.3-6})$$

ここで

Q_{sc} : せん断ひび割れ耐力(N)

ϕ : 耐力係数(= 1.0)

σ_T : コンクリート引張強度(N/mm²)

$$\sigma_T = 0.33 \sqrt{f'_c}$$

σ_0 : 柱作用軸応力度(N/mm²)

D : 柱せい(mm)

b : 柱幅(mm)

κ : 断面形状係数(=1.5)

5) せん断終局耐力

せん断終局耐力 Q_{su} は RC 保有水平耐力規準 [4.2-1] に示される (式 4.2.3-7) に基づいて算出した。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (f'_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w f_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_j \quad (\text{式 4.2.3-7})$$

ここで

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

Q_{su} : せん断終局耐力(N)

p_t : 引張鉄筋比(%)

f'_c : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

$M/(Qd)$: せん断スパン比

d : 有効せい(mm)

p_w : 帯筋比

σ_{wy} : 帯筋の降伏強度(N/mm²)

σ_0 : 軸方向応力度(N/mm²), $\sigma_0 = N/(bD)$ (ただし $\sigma_0 \leq 0.4f'_c$ (N/mm²)とする)

N : 柱軸力(N)

b : 柱幅(mm)

D : 柱せい(mm)

j : 応力中心間距離(mm)

(2) C-US および C-US-M

最大圧縮軸力時の各耐力の算定値を表 4.2.3-3 に示す。ここで、 Q_{mu} は曲げ終局耐力、 cQ_{su} は既存 RC 柱のせん断終局耐力、 usQ_{su} は挟込 UFC パネルのせん断終局耐力である。せん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu} は小さい場合で 1.08 となっており、最大圧縮軸力において曲げ破壊が先行するよう設計した。以降に各耐力の計算方法を示す。

表 4.2.3-3 最大圧縮軸力時の各耐力 (C-US-M)

試験体	Q_{mu} (kN)		Q_{su} (kN)			Q_{pup} (kN)		Q_{su} / Q_{mu}
			cQ_{su}	usQ_{su}	$cQ_{su} + usQ_{su}$			
C-US-M	①	433	323	144	467	①	304	1.08
	②	411				②	354	1.13

1) 曲げ終局耐力

挟込 UFC パネルの上下端部に目地がないことから、曲げ終局耐力 Q_{mu} についてはパネルの寄与分が無いとして C-N と同じ方法で算出した。

2) せん断終局耐力

せん断終局耐力 Q_{su} は、既存 RC 柱および挟込 UFC パネルそれぞれのせん断耐力を足し合わせることで算出した。ただし、挟込 UFC パネルの上下端部に目地が無いことから、軸力は全て既存 RC 柱が負担するとして、既存 RC 柱のせん断耐力 cQ_{su} は C-N と同様に算出した。挟込 UFC パネルのせん断耐力 usQ_{su} は、文献[4.2-4]を参考に UFC の終局せん断強度を 12MPa とし、(式 4.2.3-8)により算定した。なお、挟込 UFC パネルの断面積 A_{us} には、あと施工アンカー用に設けられた貫通孔 (直径 40mm) による断面積の減少を考慮し、貫通孔 2 つを含む最も小さい断面積を用いた。

$$usQ_{su} = \tau_{ufe} A_{us} \quad (\text{式 4.2.3-8})$$

ここで

usQ_{su} : せん断終局耐力(N)

τ_{ufc} : UFC せん断強度(N/mm²)

A_{us} : UFC パネル断面積(mm²)

3) 接着接合部破壊時耐力

パネル接着接合部破壊時耐力 Q_{pu} は、2)で求めた既存柱部分のせん断終局耐力 cQ_{su} に、パネル接着接合部破壊時のパネル耐力 Q_{pup} を累加して算出した。

パネル接着接合部破壊時のパネル耐力 Q_{pup} は、文献[4.2-5]を参考にして以下の(式 4.2.3-9)により算出した。UFC パネル接着接合部破壊時耐力は、図 4.2.3-2 に示すように UFC パネルを4つの領域に分割し、接着材を介して伝達される力が各領域の中心に生じるとして、略算的に算出した。また、文献[4.2-6]を参考にして、UFC パネルとコンクリートの接着接合部せん断強度 τ_{amin} は、コンクリートの引張強度との相関が高いことからアンカーボルトのせん断耐力分を累加した(式 4.2.3-10)により算出し、アンカーボルトのせん断耐力 Q_{ab} は(式 4.2.3-11)～(式 4.2.3-14)により算出した。なお、 n_{ab} については、簡単のためアンカーボルトの配置は考慮せず、4つの領域に均等に配分されているとした。また、前述の通り、アンカーボルトは管理されたトルクで締め付けられているが、手で締めた程度であり、アンカーボルトのせん断耐力に及ぼす影響は軽微であると考え、計算には考慮していない。

2章の実験では、接着材と既存柱の界面での損傷とカバーコンクリートとコアコンクリートの境界付近における損傷の2通りの損傷状況が見られたことから、UFC パネル接着面積には、①前者を想定し接着面積としてパネル全断面積を有効とする場合 A と、②後者を想定して帯筋による断面欠損を考慮する場合 A_e の2通りで計算した。

$$Q_{pup} = 2 \times \frac{A}{2} \frac{D}{\sqrt{D^2 + L^2}} \tau_{amin} \quad (\text{式 4.2.3-9})$$

$$\tau_{amin} = 0.37 \sqrt{f'_c} + \frac{Q_{ab}}{D \cdot L} \quad (\text{式 4.2.3-10})$$

$$Q_{ab} = n_{ab} \cdot Q_a \quad (\text{式 4.2.3-11})$$

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2}) \quad (\text{式 4.2.3-12})$$

$$Q_{a1} = 0.7 \cdot m \cdot \sigma_y \cdot s \cdot a_e \quad (\text{式 4.2.3-13})$$

$$Q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_c \cdot f'_c} \cdot s \cdot a_e \quad (\text{式 4.2.3-14})$$

ここで

Q_{pup} : UFC パネル接着接合部破壊時耐力(N)

A : UFC パネル接着面積(mm²) (=D×L)

A_e : UFC パネル有効接着面積(mm²) (=D×L-n×d×l)

n : 帯筋数

d : 帯筋径(mm)

l : 帯筋見付け長さ(mm)

D : UFC パネルせい(mm)

L : パネル長さ(mm)

τ_{amin} : 接着接合部せん断強度(N/mm²)

f'_c : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

Q_{ab} : アンカーボルトせん断耐力 (合計) (N)

Q_a : アンカーボルトせん断耐力 (1本) (N) (ただし $Q_a/sa_e \leq 295$ (N/mm²)とする)

Q_{a1} : 鋼材の耐力で決まるアンカーボルトせん断耐力(N)

Q_{a2} : コンクリート支圧強度で決まるアンカーボルトせん断耐力(N)

n_{ab} : アンカーボルト数

$m\sigma_y$: アンカーボルト降伏強度(N/mm²)

sa_e : アンカーボルト断面積(mm²)

E_c : コンクリートヤング係数(N/mm²)

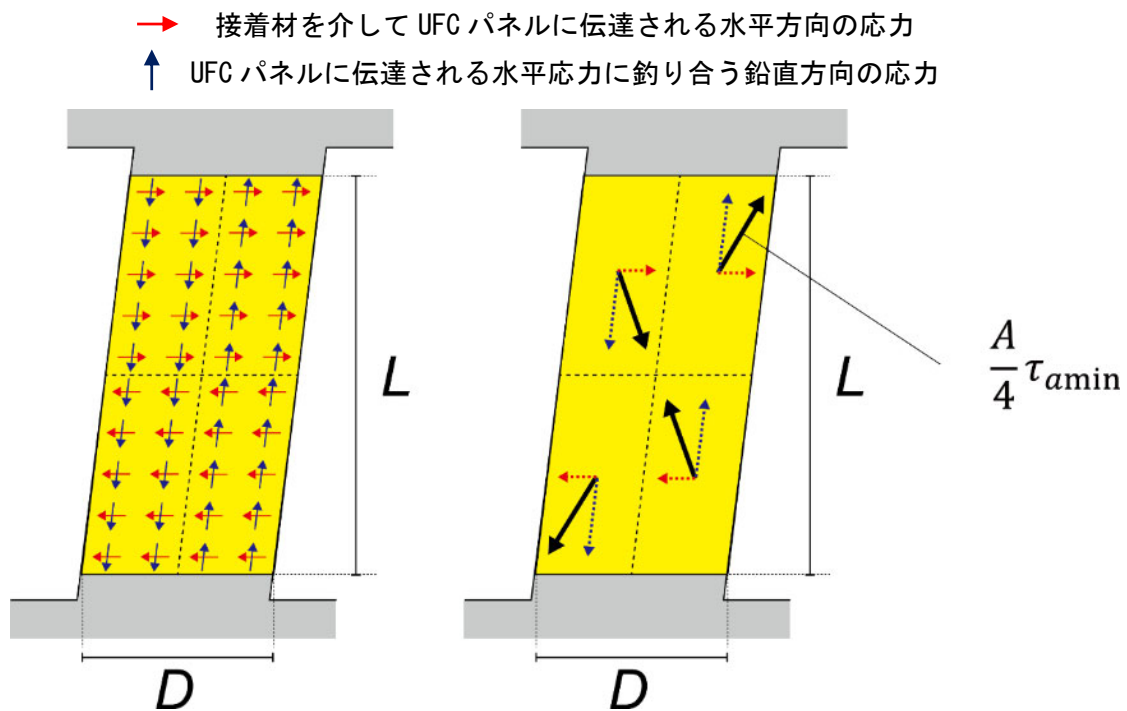


図 4. 2. 3-2 接着接合部破壊時耐力の概要

(3) C-USJ および C-USJ-M

最大圧縮軸力時の各耐力の算定値を表 4. 2. 3-4 に示す。ここで、 Q_{mu} は曲げ終局耐力、 cQ_{su} は既存 RC 柱のせん断終局耐力、 usQ_{su} は挟込 UFC パネルのせん断終局耐力である。本試験体では、可能な限りせん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu} が 1 より大きくなるよう設計したが、耐力計算の考え方によってせん断余裕度が異なり、曲げ破壊とせん断破壊のどちらが先行するかの判断は困難である。以降に各耐力の計算方法を示す。

表 4. 2. 3-4 最大圧縮軸力時の各耐力 (C-USJ-M)

試験体	パターン	Q_{mu} (kN)	Q_{su} (kN)			Q_{su} / Q_{mu}
			cQ_{su}	usQ_{su}	$cQ_{su} + usQ_{su}$	
C-USJ-M	①	584	299	274	572	0.98
	②	544				1.05

1) 曲げ終局耐力

曲げ終局耐力 Q_{mu} は平面保持を仮定した断面解析から算出した。既存 RC 柱および UFC パネル断面を一体としてひずみ分布が同じになると考え、図 4.2.3-2 のようなひずみ分布および応力分布を仮定し、軸方向力の釣り合いから中立軸深さ x_n を算出した。それを用いて、(式 4.2.3-9) より曲げ終局モーメント M_{mu} を算出した。曲げ終局耐力 Q_{mu} は、 M_{mu} をせん断スパンで除して算出した。なお、コンクリートの応力分布については、圧縮縁ひずみ ϵ_{cu} を 0.3% とした上で、ACI Building Code^[4.2-2] による等価ストレスブロック法を用いて評価し、UFC パネルの応力分布については、UFC が弾性域にあるとして評価した。主筋の応力-ひずみ関係については、降伏点を折れ点とするバイリニアモデルを仮定した。

挟込 UFC パネル圧縮合力 C_{us} については、

① : UFC のヤング係数を用いた場合 ((式 4.2.3-10)),

② : 目地モルタルのヤング係数を用いた場合 ((式 4.2.3-11)),

の 2 パターンで算出した。②については、挟込パネルとスタブとの応力伝達はパネル上下端部の目地部を介するため、パネル圧縮合力は目地モルタルのヤング係数で決まると考えた。なお、挟込パネル厚さはパネル上下端部の増厚部厚さ t_{us}' とした。

$$M_{mu} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n - C_{us} x_n / 3 + ND / 2 \quad (式 4.2.3-9)$$

① : UFC のヤング係数を用いた場合

$$C_{us} = 2t_{us}' \cdot \epsilon_{cu} E_{ufc} x_n / 2 \quad (式 4.2.3-10)$$

② : 目地モルタルのヤング係数を用いた場合

$$C_{us} = 2t_{us}' \cdot \epsilon_{cu} E_m x_n / 2 \quad (式 4.2.3-11)$$

ここで

C_{us} : 挟込 UFC パネル圧縮合力(N)

t_{us}' : 柱頭および柱脚の増厚部厚さ (50mm)

ϵ_{cu} : 圧縮縁ひずみ (0.3%)

E_{ufc} : UFC ヤング係数(N/mm²)

E_m : 目地モルタルヤング係数(N/mm²)

その他は (式 4.2.3-5) と同様

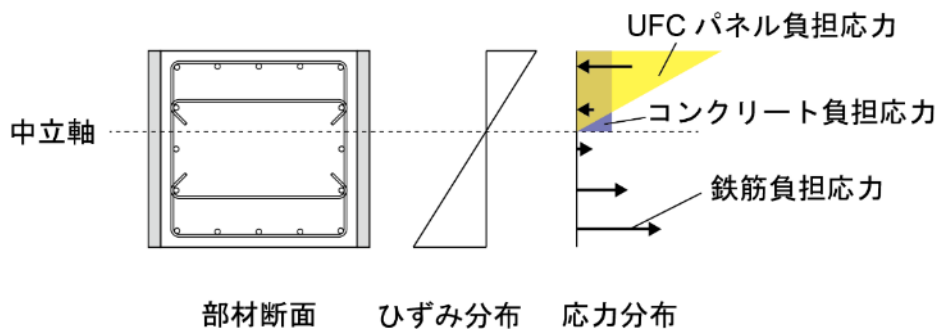


図 4.2.3-2 断面内の応力分布とひずみ分布 (G-USJ-M)

2) せん断終局耐力

せん断終局耐力 Q_{su} は、既存 RC 柱および挟込 UFC パネルについてそれぞれせん断耐力を算出し、

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

足し合わせることで算出した。

既存 RC 柱のせん断耐力 cQ_{su} は本項(1)5)の (式 4.2.3-7) により算出した。ただし、既存 RC 柱と挟込 UFC パネルの軸力分担については、コンクリートと UFC のヤング係数比 n を考慮した UFC パネル等価断面積 nA_{us} と柱断面積 A_c の比で決定する。既存 RC 柱の負担軸力は以下の (式 4.2.3-12) により算出した。

$$N_c = N_{max} \times \frac{A_c}{A_c + nA_{us}} \quad (\text{式 4.2.3-12})$$

ここで

N_c : 既存 RC 柱負担軸力(N)

N_{max} : 試験体目標軸力(N)

n : コンクリートと UFC のヤング係数比 ($=E_{ufc}/E_c$)

A_{us} : UFC パネル一般部断面積(mm²)

A_c : 既存 RC 柱断面積(mm²)

挟込 UFC パネルのせん断耐力 usQ_{su} は、文献[4.2-7]におけるアーチ機構負担せん断力の (式 4.2.3-13) を用いて算出した。なお、UFC パネル厚さはパネル中央部の一般部厚さを用い、挟込 UFC パネルの負担軸力は (式 4.2.3-16) により算出した。また、有効強度係数 v_0 は、せん断ひび割れが発生することによる圧縮強度の低減を考慮するためのものであるが、UFC は高い引張強度を有しておりその影響は小さいと考えられるため、 $v_0=1.0$ とした。

$$usQ_{su} = \frac{1}{2} v_0 \sigma_{ufc} \cdot 2t_{uc} x_n \sin 2\theta \quad (\text{式 4.2.3-13})$$

$$x_n = \frac{D}{4} (1 + 2\eta) \quad (\text{式 4.2.3-14})$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{D - x_n}{L} \right) \quad (\text{式 4.2.3-15})$$

$$N_{us} = N_{max} \times \frac{nA_{us}}{A_c + nA_{us}} \quad (\text{式 4.2.3-16})$$

ここで

usQ_{su} : UFC パネルせん断終局耐力(N)

v_0 : 有効強度係数 ($=1.0$)

σ_{ufc} : UFC 圧縮強度(N/mm²)

x_n : 中立軸位置(mm)

θ : アーチ機構の角度

η : UFC パネル軸力比 ($=N_{us}/(t_{uc} \times D \times \sigma_{ufc})$)

N_{us} : UFC パネル負担軸力(N)

t_{us} : UFC パネルの厚さ (2枚, 各 25mm) (mm)

D : UFC パネルせい(mm)

L : UFC パネル長さ(mm)

その他は (式 4.2.3-12) と同様である。

なお、挟込 UFC パネルのせん断耐力については、パネル破壊に至る前に目地部のモルタルが圧縮強度に達する場合を考える必要があるが、本実験では図 4.2.3-3 に示すようにパネル上下端部に増厚部を

設けたことで拘束効果を考慮する（後述の（式 4.2.3-24））と目地モルタル圧縮強度の 2 倍が UFC 圧縮強度以上の値となるため、目地モルタルはパネル破壊時まで圧縮強度に至らないとして、パネル破壊により耐力が決定することを前提とする上記の方法で挟込 UFC パネルのせん断終局耐力 usQ_{su} を算出した。

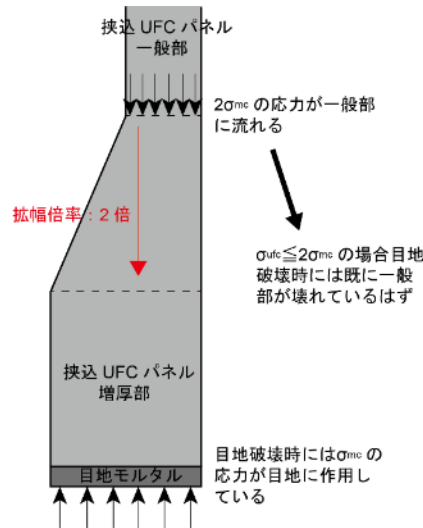


図 4.2.3-3 増厚部による応力の流れ

(4) C-USJ-UW および C-USJ-UW-M

最大圧縮軸力時の各耐力の算定値を表 4.2.3-5 および表 4.2.3-6 に示す。本試験体は、終局状態では柱部分（既存 RC 柱と挟込 UFC パネル）と袖壁部分（袖壁 UFC パネル）のそれぞれで圧縮ストラットが生じ、別々に破壊モードが決まると考えられるため、耐力計算においても個別に算出した。なお、柱部分と袖壁部分の負担軸力は、それぞれの弾性軸剛性の比で分配されるとして計算した。ここで、 $c+usQ_{mu}$ および $c+usQ_{su}$ は曲げ終局耐力およびせん断終局耐力における既存 RC 柱と挟込 UFC パネルの寄与分、 uwQ_{mu} および uwQ_{su} は曲げ終局耐力およびせん断終局耐力における袖壁 UFC パネルの寄与分である。本試験体では、袖壁では曲げ破壊が先行するが、柱部分では C-USJ-M と同様に曲げ破壊とせん断破壊のどちらが先行するかの判断が困難である。また、以降に各耐力の計算方法を示す。

表 4.2.3-5 最大圧縮軸力時の各耐力（C-USJ-UW-M，柱+挟込パネル）

試験体	パターン	$c+usQ_{mu}$ (kN)	$c+usQ_{su}$ (kN)			$c+usQ_{su} / c+usQ_{mu}$
			cQ_{su}	usQ_{su}	$cQ_{su} + usQ_{su}$	
C-USJ-UW-M 柱+挟込パネル	①	520	284	268	552	1.05
	②	492				0.98

表 4.2.3-6 最大圧縮軸力時の各耐力（C-USJ-UW-M，袖壁パネル）

試験体	パターン	uwQ_{mu} (kN)	uwQ_{su} (kN)	uwQ_{su} / uwQ_{mu}
C-USJ-UW-M 袖壁パネル	①	97	253	2.61
	②	93	197	2.11

1) 曲げ終局耐力

曲げ終局耐力 Q_{mu} は、柱部分と袖壁部分のそれぞれで平面保持を仮定し、既存 RC 柱の材軸回りでの

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

柱頭および柱脚曲げモーメント M_{ut} , M_{ub} を用いて算出した。柱部分は本項(3)1)と同様にして、図 4.2.3-4 のようなひずみ分布および応力分布を仮定し、柱部分および袖壁部分それぞれで軸方向力の釣り合いから中立軸深さを算出した。これを、柱頭と柱脚のそれぞれで行い、図 4.2.3-5 のように応力が生じると考え、(式 4.2.3-18)、(式 4.2.3-19)により M_{ut} , M_{ub} を算出し、これを用いて(式 4.2.3-17)により曲げ終局耐力 Q_{mu} を算出した。

$$Q_{mu} = (M_{ut} + M_{ub}) / h_0 \tag{式 4.2.3-17}$$

$$M_{ut} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n - C_{us} x_n / 3 + C_{uw} (D_{uw} - x_{n,uw} / 3) + ND / 2 \tag{式 4.2.3-18}$$

$$M_{ub} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n - C_{us} x_n / 3 - C_{uw} (D + x_{n,uw} / 3) + ND / 2 \tag{式 4.2.3-19}$$

ここで

M_{ut} : 柱頭における曲げ終局モーメント(Nmm)

M_{ub} : 柱脚における曲げ終局モーメント(Nmm)

h_0 : 柱内法高さ(mm)

C_{uw} : 袖壁 UFC パネル圧縮合力(N)

D_{uw} : 袖壁 UFC パネルせい(mm)

$x_{n,uw}$: 袖壁 UFC パネル中立軸深さ(mm)

その他は(式 4.2.3-5) および(式 4.2.3-9)と同様

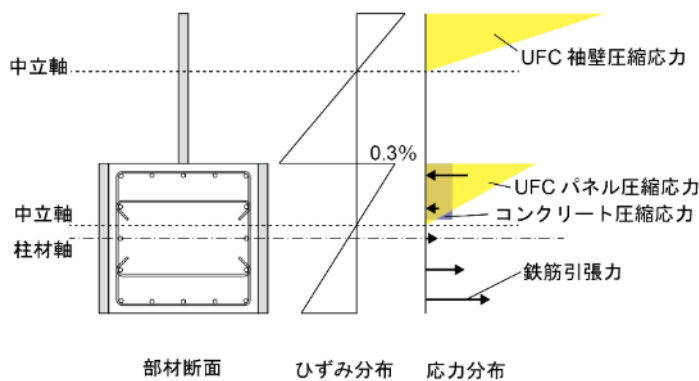


図 4.2.3-4 断面内の応力分布とひずみ分布 (C-USJ-UW-M)

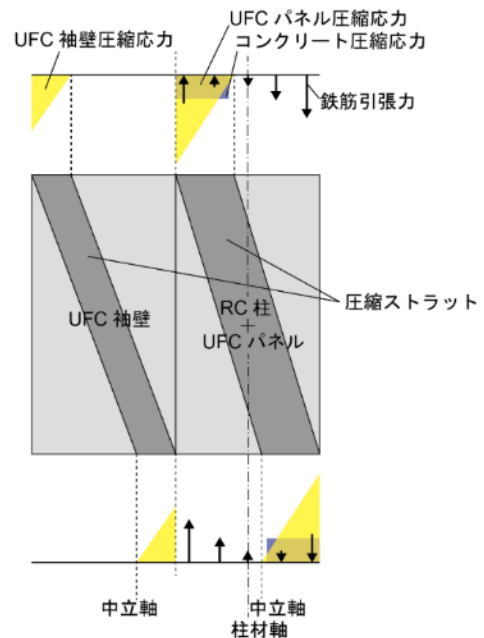


図 4.2.3-5 柱頭、柱脚の応力分布 (C-USJ-UW-M)

柱部分については、本項(3)1)と同様に算出した。

袖壁部分について、袖壁 UFC パネル圧縮合力は、本項(3)1)のパターン①および②と合わせて、

① : 圧縮縁応力が UFC の圧縮強度 σ_{ufc} に達していると仮定した場合 ((式 4.2.3-20)),

②：圧縮縁応力が目地モルタルの圧縮強度 σ_m に達していると仮定した場合 ((式 4.2.3-21)), の2パターン算出した。また, 柱部分と袖壁部分の軸力分担を, コンクリートと UFC のヤング係数比 n を考慮した UFC パネル等価断面積 nA_{us} , nA_{uw} と柱断面積 A_c の比で決定した。柱部分の負担軸力は (式 4.2.3-22), 袖壁 UFC パネルの負担軸力は (式 4.2.3-23) により算出した。

①：UFC のヤング係数を用いた場合

$$C_{uw} = N_{uw} = t_{uw} \cdot \sigma_{ufc} x_{n,uw} / 2 \quad (\text{式 4.2.3-20})$$

②：目地モルタルのヤング係数を用いた場合

$$C_{uw} = N_{uw} = t_{uw} \cdot \sigma_m x_{n,uw} / 2 \quad (\text{式 4.2.3-21})$$

$$N_{c+us} = N_{max} \times \frac{A_c + nA_{us}}{A_c + nA_{us} + nA_{uw}} \quad (\text{式 4.2.3-22})$$

$$N_{uw} = N_{max} \times \frac{nA_{uw}}{A_c + nA_{us} + nA_{uw}} \quad (\text{式 4.2.3-23})$$

ここで

t_{uw} ：袖壁 UFC パネル厚さ (25mm)

σ_m ：目地モルタル圧縮強度(N/mm²)

N_{c+us} ：柱部分 (既存 RC 柱+挟込 UFC パネル) 負担軸力(N)

N_{uw} ：袖壁 UFC パネル負担軸力(N)

A_{uw} ：袖壁 UFC パネル断面積(mm²)

E_m ：目地モルタルヤング係数

その他は (式 4.2.3-12) と同様

ただし, 目地モルタルの圧縮強度 σ_m については, 文献[4.2-8]を参考に, 図 4.2.3-6 のように UFC パネルと上下スタブの拘束効果を考慮し, (式 4.2.3-24) により強度を上昇させ, σ_{mc} と読み替えて用いた。

$$\sigma_{mc} = \sigma_m + 69 \left(1 - \frac{l}{\sqrt{3}t_{uw}} \right) \left(1 - \frac{l}{\sqrt{3}D_{uw}} \right) \quad (\text{式 4.2.3-24})$$

ここで

σ_{mc} ：拘束領域を考慮した目地モルタル圧縮強度(N/mm²)

σ_m ：材料試験における目地モルタル圧縮強度(N/mm²)

l ：目地高さ(mm)

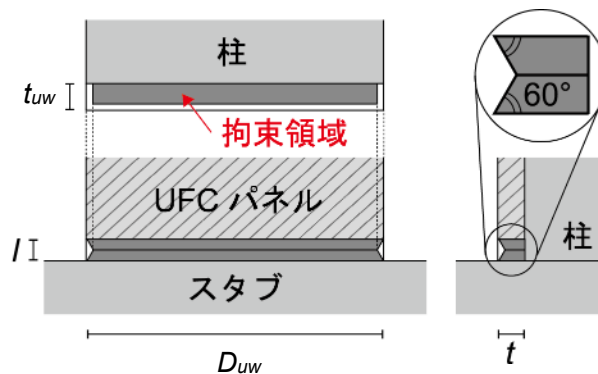


図 4.2.3-6 目地モルタルの拘束領域

2) せん断終局耐力

せん断耐力 Q_{su} は、柱部分（既存 RC 柱+挟込 UFC パネル）と袖壁部分（袖壁 UFC パネル）についてそれぞれせん断耐力を算出し、足し合わせることで算出した。

柱部分については、本項(3)2)と同様に算出した。

袖壁部分については、本項(3)2)におけるアーチ機構負担せん断力の(式 4.2.3-13)を用いて算出した。ただし、袖壁 UFC パネルは柱の挟込 UFC パネルと異なり、増厚部を設けていない厚さ一定のパネルであることから、パネル破壊に至る前に目地部のモルタルが圧縮強度に達する場合を考える。本項(4)1)のパターン①および②と合わせて、

①：圧縮縁応力が UFC の圧縮強度 σ_{ufc} に達していると仮定した場合、

③：圧縮縁応力が目地モルタルの圧縮強度 σ_m に達していると仮定した場合、

の 2 パターン算出した。なお、目地モルタルの圧縮強度を用いる場合には、(式 4.2.3-24)により拘束効果を考慮した。

(5) C-USJ-RCW および C-USJ-RCW-M

最大圧縮軸力時の各耐力の算定値を表 4.2.3-7 および表 4.2.3-8 に示す。本試験体でも、試験体 C-USJ-UW-M と同様に、柱部分（既存 RC 柱と挟込 UFC パネル）と袖壁部分（RC 袖壁）のそれぞれで算出した。なお、柱部分と袖壁部分の負担軸力は、それぞれの弾性軸剛性の比で分配されるとして計算した。ただし、 $c+usQ_{mu}$ および $c+usQ_{su}$ は曲げ終局耐力およびせん断終局耐力における既存 RC 柱と挟込 UFC パネルの寄与分、 $rcwQ_{mu}$ および $rcwQ_{su}$ は曲げ終局耐力およびせん断終局耐力における RC 袖壁の寄与分とする。本試験体では、袖壁についてはせん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu} が 1.09 となり、曲げ破壊を想定しているが、柱部分については C-USJ-M と同様に曲げ破壊とせん断破壊のどちらが先行するかの判断が困難である。以降に各耐力の計算方法を示す。

表 4.2.3-7 最大圧縮軸力時の各耐力 (C-USJ-RCW-M, 柱+挟込パネル)

試験体	パターン	$c+usQ_{mu}$ (kN)	$c+usQ_{su}$ (kN)			$c+usQ_{su} / c+usQ_{mu}$
			cQ_{su}	usQ_{su}	$cQ_{su} + usQ_{su}$	
C-USJ-RCW-M 柱+挟込パネル	①	620	308	277	585	0.94
	②	570				1.03

表 4.2.3-8 最大圧縮軸力時の各耐力 (C-USJ-RCW-M, RC 袖壁)

試験体	パターン	$rcwQ_{mu}$ (kN)	$rcwQ_{su}$ (kN)	$rcwQ_{su} / rcwQ_{mu}$
C-USJ-RCW-M RC 袖壁	①, ②	98	106	1.09

1) 曲げ終局耐力

曲げ終局耐力 Q_{mu} は、本項(4)1)と同様に、柱部分と袖壁部分のそれぞれで平面保持を仮定し、既存 RC 柱の材軸回りでの柱頭および柱脚曲げモーメント M_{ut} , M_{ub} を用いて算出した。図 4.2.3-7 に仮定した断面内のひずみ分布および応力分布を、図 4.2.3-8 に柱頭と柱脚の応力分布を示す。これらより、(式 4.2.3-26) および (式 4.2.3-27) を用いて M_{ut} , M_{ub} を算出し、(式 4.2.3-25) により曲げ終局耐力 Q_{mu} を算出した。

$$Q_{mu} = (M_{ut} + M_{ub}) / h_0 \quad (式 4.2.3-25)$$

$$M_{ut} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n - C_{us} x_n / 3 + C_{rcw} (D_{rcw} - k_2' x_{n,rcw}) + ND / 2 \quad (式 4.2.3-26)$$

$$M_{ub} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n - C_{us} x_n / 3 - C_{rcw} (D + k_2' x_{n,rcw}) + ND / 2 \quad (式 4.2.3-27)$$

ここで

C_{rcw} : RC 袖壁コンクリート圧縮合力(N)

D_{rcw} : RC 袖壁せい(mm)

$x_{n,rcw}$: RC 袖壁中立軸深さ(mm)

その他は (式 4.2.3-17) ~ (式 4.2.3-19) と同様

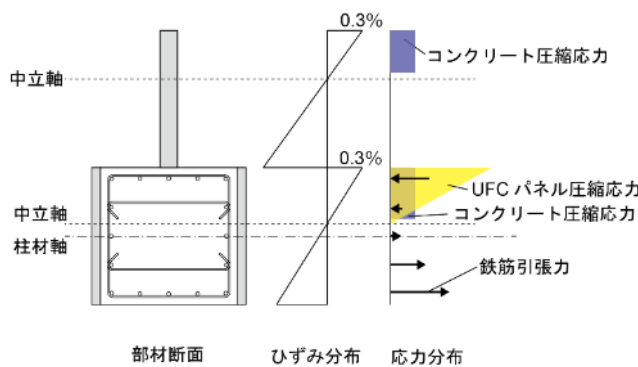


図 4.2.3-7 断面内の応力分布とひずみ分布

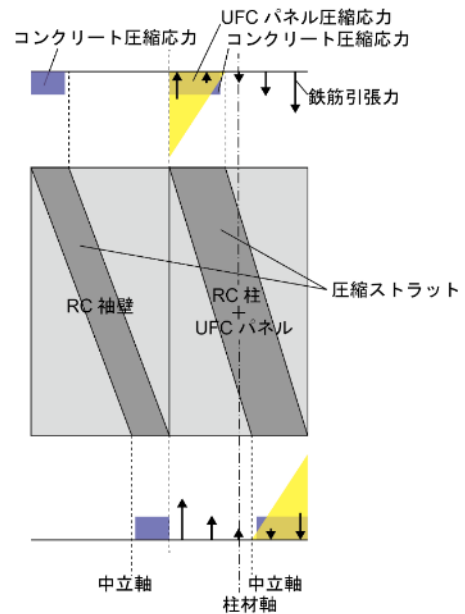


図 4.2.3-8 柱頭、柱脚の応力分布

柱部分については、本項(3)1)と同様に算出した。

袖壁部分については、RC 袖壁断面に平面保持を仮定し、既存 RC 柱と同様に算出した。また、柱部分と袖壁部分の軸力分担を、柱コンクリートに対する袖壁コンクリートおよび UFC のヤング係数比 n_{rcw} 、 n_{ufc} を考慮した袖壁等価断面積 $n_{rcw}A_{rcw}$ と UFC パネル等価断面積 $n_{ufc}A_{us}$ と柱断面積 A_c の比で決定した。柱部分の負担軸力は (式 4.2.3-28)、RC 袖壁の負担軸力は (式 4.2.3-29) により算出した。

$$N_{c+us} = N_{max} \times \frac{A_c + n_{ufc}A_{us}}{A_c + n_{ufc}A_{us} + n_{rcw}A_{rcw}} \quad (式 4.2.3-28)$$

$$N_{rcw} = N_{max} \times \frac{n_{rcw}A_{rcw}}{A_c + n_{ufc}A_{us} + n_{rcw}A_{rcw}} \quad (式 4.2.3-29)$$

ここで

N_{rcw} : RC 袖壁負担軸力(N)

A_{rcw} : RC 袖壁断面積(mm²)

n_{rcw} : 柱コンクリートに対する袖壁コンクリートのヤング係数比 ($n_{rcw} = E_{rcw}/E_c$)

n_{ufc} : 柱コンクリートに対する UFC のヤング係数比 ($n_{ufc} = E_{ufc}/E_c$)

その他は (式 4.2.3-12) と同様

2) せん断終局耐力

せん断耐力 Q_{su} は、柱部分 (既存 RC 柱+挟込 UFC パネル) と袖壁部分 (RC 袖壁) についてそれぞれせん断耐力を算出し、足し合わせることで算出した。柱部分については、本項(3)2)と同様に算出した。袖壁部分については、柱としてみなすことで、本項(1)5)と同様に (式 4.2.3-7) に基づいて算出した。

4.2.4 材料試験結果

本実験で使用した各種材料の力学的特性を以下に示す。

(1) コンクリート

本実験において、柱試験区間および上下スタブに使用したコンクリートについて材料試験を行った。柱、袖壁に用いたコンクリートの調合を表 4.2.4-1 に、材料試験結果を表 4.2.4-2～表 4.2.4-4 にそれぞれ示す。材料試験は圧縮試験をそれぞれ 3 体ずつ行い、その平均値を示している。また、混和剤には高性能 AE 減水剤を使用し、コンクリートはレディーミクストコンクリートである。

表 4.2.4-1 コンクリート調合

試験体	使用箇所	コンクリートの種類による記号	水セメント比 (%)	スランプ (cm)	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメントの種類による記号
全試験体	柱試験区間 上下スタブ	普通	53.5	18	13	N
C-USJ-RCW C-USJ-RCW-M	袖壁	普通	44	21	15	N

表 4.2.4-2 コンクリートの材料試験結果 (C-N および無損傷補強シリーズ)

試験体	使用箇所	材齢(日)	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	ヤング係数* (kN/mm ²)	ポアソン比	割裂引張強度(N/mm ²)
C-N	下スタブ	41	39.3	26.7	0.195	2.54
	柱試験区間	41	40.8	27.1	0.207	2.40
	上スタブ	41	39.7	26.8	0.197	2.06
C-US	下スタブ	76	42.9	27.5	0.214	3.04
	柱試験区間	76	46.7	28.3	0.203	2.85
	上スタブ	76	43.6	27.7	0.212	3.27
C-USJ	下スタブ	70	42.8	27.5	0.176	2.58
	柱試験区間	70	46.2	28.2	0.190	2.78
	上スタブ	70	43.1	27.6	0.188	3.29
C-USJ-UW	下スタブ	62	43.1	27.6	0.170	2.66
	柱試験区間	62	44.9	27.9	0.182	2.72
	上スタブ	62	42.0	27.3	0.178	3.49
C-USJ-RCW	下スタブ	264	47.4	28.4	0.195	—
	柱試験区間	264	51.6	29.3	0.179	—
	上スタブ	264	49.0	28.7	0.219	—
	袖壁	47	50.6	29.1	0.192	—

* $1/3 f_c$ 割線弾性係数とする

表 4.2.4-3 コンクリートの材料試験結果（損傷後補強シリーズ，一次載荷）

試験体	使用箇所	材齢 (日)	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	ヤング係数* (kN/mm ²)	ポアソン比
C-US-M	下スタブ	153	45.2	28.0	0.206
	柱試験区間	153	48.7	28.7	0.206
	上スタブ	153	46.2	28.2	0.203
C-USJ-M	下スタブ	124	40.7	27.0	0.186
	柱試験区間				
	上スタブ				
C-USJ-UW-M	下スタブ	174	47.2	29.4	0.203
	柱試験区間	174	49.0	28.8	0.207
	上スタブ	174	46.9	28.3	0.219
C-USJ-RCW-M	下スタブ	145	47.1	28.4	0.191
	柱試験区間	145	48.4	28.6	0.180
	上スタブ	145	46.4	28.2	0.226

* $1/3f_c$ 割線弾性係数とする

表 4.2.4-4 コンクリートの材料試験結果（損傷後補強シリーズ，二次載荷）

試験体	使用箇所	材齢 (日)	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	ヤング係数* (kN/mm ²)	ポアソン比
C-US-M	下スタブ	238	46.0	28.2	0.199
	柱試験区間	238	48.1	28.6	0.226
	上スタブ	238	47.6	28.5	0.189
C-USJ-M	下スタブ	174	40.7	27.0	0.195
	柱試験区間				
	上スタブ				
C-USJ-UW-M	下スタブ	246	47.1	28.4	0.197
	柱試験区間	246	48.6	28.7	0.195
	上スタブ	246	49.2	28.8	0.204
C-USJ-RCW-M	下スタブ	259	47.6	28.5	0.190
	柱試験区間	259	51.9	29.3	0.195
	上スタブ	259	49.2	28.8	0.199
	RC 袖壁	42	47.4	28.5	0.205

* $1/3f_c$ 割線弾性係数とする

(2) 鉄筋

本実験で使用した鉄筋の材料試験結果を表 4.2.4-5 に示す。上下スタブに SD345 の D25 と D13 を、柱試験区間に SD345 の D10 と SD295A の D5, D6 を、RC 袖壁に SD295A の D4, D6 を使用した。鉄筋の引張試験はそれぞれ 3 本ずつ行い、その平均値を示している。なお、降伏ひずみは降伏強度をヤング係数で除して算出した。

表 4.2.4-5 鉄筋の材料試験結果

試験体	種類 (鋼種)	使用箇所	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (%)
C-US	D10 (SD345)	柱主筋	368.4	188.4	545.7	0.196
C-USJ C-USJ-UW	D5 (SD295A)	柱主筋	380.5*	193.7	516.3	0.197
C-USJ-RCW C-US-M	D4 (SD295A)	柱帯筋	361.2*	194.9	518.9	0.185
C-USJ-M C-USJ-UW-M	D25 (SD345)	スタブ主筋	393.3	192.5	588.4	0.204
C-USJ-RCW-M	D13 (SD345)	スタブ帯筋	375.7	181.0	561.2	0.208
C-USJ-RCW	D6 (SD295A)	袖壁縦筋	475.8*	192.6	564.4	0.247
C-USJ-RCW-M	D4 (SD295A)	袖壁横筋	347.0*	193.5	513.2	0.180

* 明瞭な降伏点を示さなかったため、0.2%オフセット強度とした

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

(3) UFC

本実験において、補強用パネルに使用した UFC について材料試験を行った。UFC には「ダクトル (太平洋セメント株式会社)」を使用し、高張力鋼繊維を容積比で 2% 配合している。用いた鋼繊維の試験成績表を表 4.2.4-6 に、UFC の材料試験結果を表 4.2.4-7 に示す。材料試験は圧縮試験、曲げ試験をそれぞれ 3 体ずつ行い、その平均値を示している。なお UFC の養生には、所定の強度発現のため標準熱養生 (90°C・48 時間の蒸気養生) を行った。また、曲げひび割れ強度はややばらつきがあるため、参考値として示す。

表 4.2.4-6 鋼繊維の試験成績表

試験体	使用箇所	密度 (g/cm ³)	引張強度 (N/mm ²)	直径 (mm)	長さ (mm)
全試験体	UFC パネル	7.84	2.9×10 ³	0.22	15.1

表 4.2.4-7 UFC の材料試験結果

試験体	使用箇所	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	曲げひび割れ 強度(N/mm ²)	曲げ強度 (N/mm ²)				
C-US C-USJ C-USJ-UW	UFC パネル	219	51.7	22.7	47.5				
C-USJ-RCW C-US-M C-USJ-M C-USJ-UW-M C-USJ-RCW-M						216	52.9	(28.3)*	60.6

* ややばらつきがあるため、参考値として示す

(4) 無収縮モルタル、接着材

本実験で使用した UFC パネル目地部および RC 袖壁頂部用高強度無収縮モルタル、およびパネル接着用エポキシ樹脂系接着材について、それぞれ材料試験を行った。パネル目地部用モルタルには「プレユーロックス UHS (太平洋マテリアル株式会社)」を、RC 袖壁頂部用モルタルには「プレユーロックス M (太平洋マテリアル株式会社)」を、パネル接着用エポキシ樹脂には「エポサームパテ L-600 (三菱ケミカルインフラテック株式会社)」を使用した。材料試験結果を表 4.2.4-8 に示す。材料試験は圧縮試験をそれぞれ 3 体ずつ行い、その平均値を示している。

表 4. 2. 4-8 無収縮モルタル・接着材の材料試験結果

材料	試験体	使用箇所	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数* (kN/mm ²)
高強度無収縮 モルタル	C-USJ	パネル 目地部	48	121.8	32.2
	C-USJ-UW		40	122.6	31.5
	C-USJ-RCW		62	135.2	34.9
	C-USJ-M		28	122.5	34.4
	C-USJ-UW-M		44	129.1	34.5
	C-USJ-RCW-M		57	108.2	34.4
	C-USJ-RCW	袖壁頂部	45	64.5	25.5
	C-USJ-RCW-M		40	62.7	23.5
エポキシ樹脂 系接着材	C-US	パネル 接着用	46	45.5	4.8
	C-USJ				
	C-USJ-UW				
	C-USJ-RCW		33	57.3	5.3
	C-US-M				
	C-USJ-M				
	C-USJ-UW-M				
C-USJ-RCW-M					

*圧縮強度の 1/3 倍点における割線弾性係数とする

(5) アンカーボルト

C-US および C-US-M で UFC パネルを締め付けるために使用したアンカーボルトの詳細を表 4. 2. 4-9 に示す。

表 4. 2. 4-9 アンカーボルトの詳細と材料試験結果

試験体	使用箇所	種類 (鋼種)	降伏強度* (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
C-US	あと施工アンカー	M12 (SNB7)	788.1	161.8	952.2
C-US-M			826.8	172.4	1009.5

* 0.2%オフセット強度とした

4.2.5 載荷方法

載荷は、いずれの試験体もピロティ架構の1階柱を想定した変動軸力下における、逆対称曲げ形式の正負交番繰り返し漸増載荷とした。一次載荷と二次載荷は同一の載荷方法で実験を行った。以下に続く節で詳細を示す。

(1) 載荷装置

載荷装置立面図を図4.2.5-1に示す。載荷の方向は、図4.2.5-1に示すように、南方向への加力を正方向とした。圧縮・引張軸力は鉛直方向の8000kNジャッキ2本により、水平力は水平方向の3000kNジャッキ1本により作用させた。面外方向への変形は、東西方向の力のみ抵抗する面外変形拘束器具を取り付けることで抑制した。また、高さ方向の調整のため、厚さ400mmのコンクリートブロックを試験体の下に2つ、試験体の上に3つ設置し、2つの脚部用コンクリートブロックの間および脚部用コンクリートブロックと反力床の間には厚さ45mm鉄板を敷き詰めた。試験体と反力床、試験体と載荷フレームは、それぞれφ32のPC鋼棒10本ずつにプレストレスを導入することで固定した。さらに、本実験では、上下のスタブを平行に保つように鉛直ジャッキを制御した。

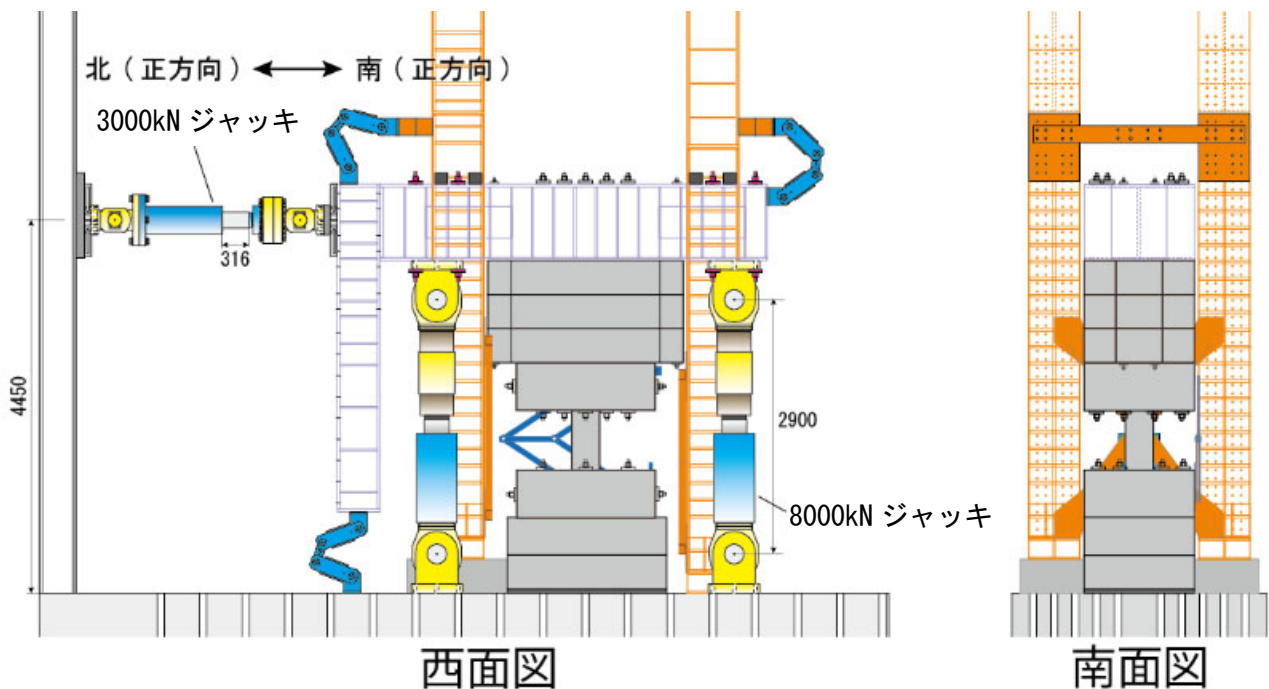


図 4.2.5-1 載荷装置立面図

(2) 軸力

軸力はピロティ架構の1階柱を想定した変動軸力とした。軸力経路を図4.2.5-2に、各目標点の軸力およびせん断力を表4.2.5-1および表4.2.5-2に示す。図4.2.5-2中の赤実線が本実験の軸力経路を、黒実線が曲げ終局耐力を、黒一点鎖線がせん断終局耐力を示す。基点とする長期軸力 N_0 は、文献[4.2-9]を参考に $0.15bd_f'_c$ とした。引張側の最大値は、文献[4.2-10]を参考に $-0.75a_g\sigma_y$ (a_g : 柱主筋全断面積(mm^2), σ_y : 柱主筋降伏強度(N/mm^2))とした。圧縮側の最大値は、文献[4.2-9]を参考に長期軸力 N_0 の2倍に $a_g\sigma_y$ を加えた値を丸めて $0.40bd_f'_c$ とした。なお、文献[4.2-9]の有限要素解析においても圧縮柱には同程度の軸力が作用していたことが確認されている。また、引張側は最大引張軸力時におけるRC柱単体の曲げ

終局耐力計算値の 1/2 ($=0.5Q_{mu}$) 時点を、圧縮側は最大圧縮軸力時における RC 柱単体のせん断終局耐力計算値の 1/2 ($=0.5Q_{su}$) 時点を折れ点とし、長期軸力時から線形に軸力を増減させた。なお、補強試験体についても RC 柱単体と同じ計算方法で折れ点を決定した。また、材料試験によるコンクリート圧縮強度 f'_c は一次載荷時と二次載荷時で異なっているが、二次載荷時においても一次載荷時の値を用いることで、同一の軸力経路をたどるように計画した。

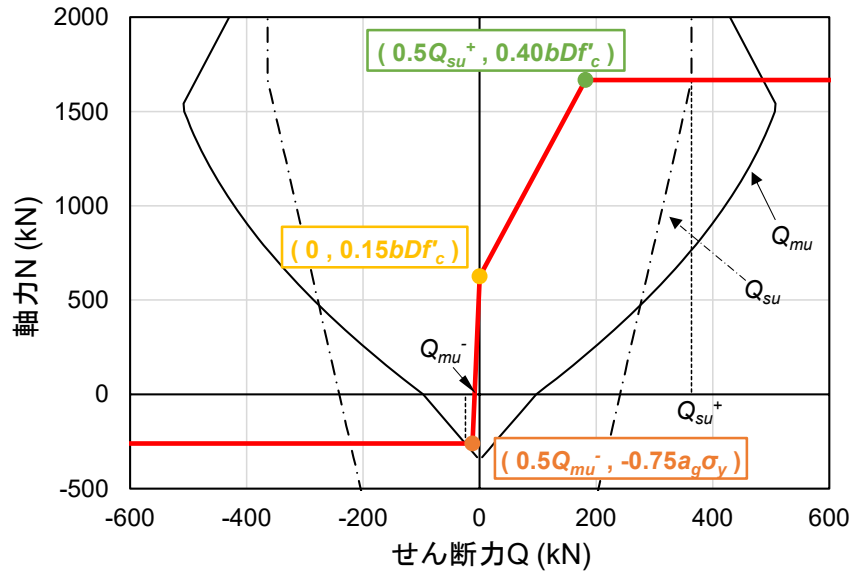


図 4.2.5-2 軸力経路 (C-US-M)

表 4.2.5-1 各目標点における軸力およびせん断力 (C-N および無損傷補強シリーズ)

試験体		軸力 N (kN)	N/bDf'_c	せん断力 Q (kN)
C-N	引張側折れ点	-262	-0.063	-12
	長期軸力点	627	0.15	0
	圧縮側折れ点	1671	0.40	182
C-US	引張側折れ点	-262	-0.055	-12
	長期軸力点	717	0.15	0
	圧縮側折れ点	1913	0.40	200
C-USJ	引張側折れ点	-262	-0.055	-12
	長期軸力点	710	0.15	0
	圧縮側折れ点	1892	0.40	198
C-USJ-UW	引張側折れ点	-262	-0.057	-12
	長期軸力点	690	0.15	0
	圧縮側折れ点	1839	0.40	194
C-USJ-RCW	引張側折れ点	-262	-0.053	-12
	長期軸力点	743	0.15	0
	圧縮側折れ点	1983	0.40	205

表 4.2.5-2 各目標点における軸力およびせん断力（損傷後補強シリーズ）

試験体		軸力 N (kN)	軸力比 ($=N / bDf'_c$)	せん断力 Q (kN)
C-US-M	引張側折れ点	-261	-0.052	-12
	長期軸力点	748	0.15	0
	圧縮側折れ点	1995	0.40	206
C-USJ-M	引張側折れ点	-261	-0.063	-12
	長期軸力点	625	0.15	0
	圧縮側折れ点	1667	0.40	182
C-USJ-UW-M	引張側折れ点	-261	-0.052	-12
	長期軸力点	753	0.15	0
	圧縮側折れ点	2007	0.40	207
C-USJ-RCW-M	引張側折れ点	-261	-0.053	-12
	長期軸力点	743	0.15	0
	圧縮側折れ点	1982	0.40	205

(3) 载荷サイクル

载荷サイクルを図 4.2.5-3 に示す。本実験では、南方向への加力を正方向とし、変位制御型正負交番繰り返し漸増载荷とした。制御に用いた変形角 R は上下スタブの相対水平変位を柱試験区間内法高さで除して算出した。一次载荷では、変形角 $R=0.03125\%$ において 1 回载荷を行い、 $R=0.0625\%$, 0.125% , 0.25% , 0.5% でそれぞれ 2 回の繰り返し载荷を行った。これは、2 章の実験において、本研究の原試験体と縮尺が異なるほぼ同一の構造詳細を有する試験体 (C-C40T75) が $R=0.5\%$ において最大耐力を記録したこと、一次载荷で $R=3\%$ まで行った試験体で十分な補強効果が見られなかったことから、本研究では一次载荷は $R=0.5\%$ までとした。また、二次载荷では、 $R=0.5\%$ までは一次载荷と同様に载荷を行い、続いて $R=0.75\%$, 1.0% , 1.5% , 2.0% , 3.0% , 4.0% でそれぞれ 2 回の繰り返し载荷を行った。 $R=4\%$ を越えてもなお载荷が続けられる状態であった場合には、プッシュオーバー载荷を行った。

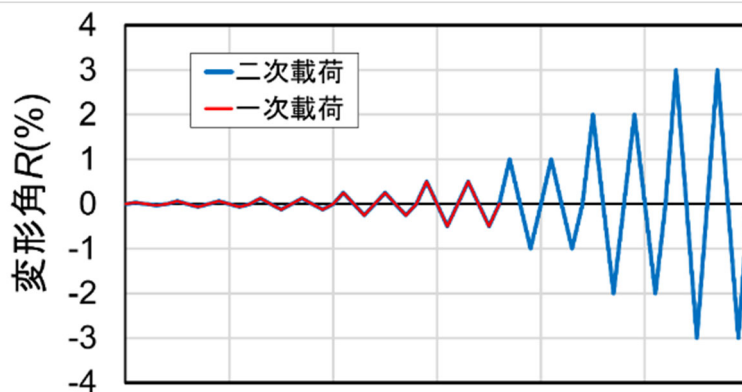


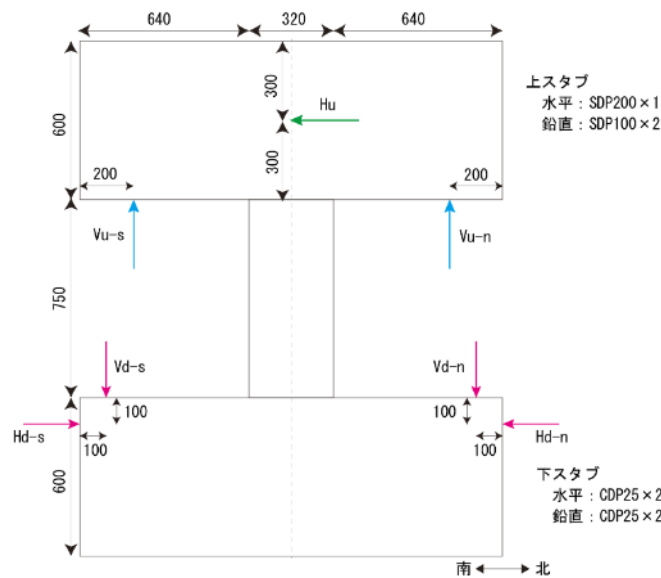
図 4.2.5-3 载荷サイクル

4.2.6 計測方法

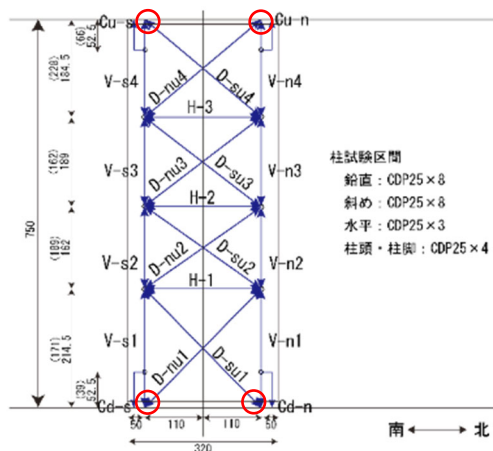
本実験の計測には、変位計およびひずみゲージを用いた。変形角および柱試験区間、UFC パネルおよび RC 袖壁の変形は変位計を用いて計測し、柱試験区間の主筋、せん断補強筋および UFC パネルにはひずみゲージを貼付してひずみの計測を行った。以下に続く節でそれぞれの詳細な計測方法を示す。

(1) 変位計

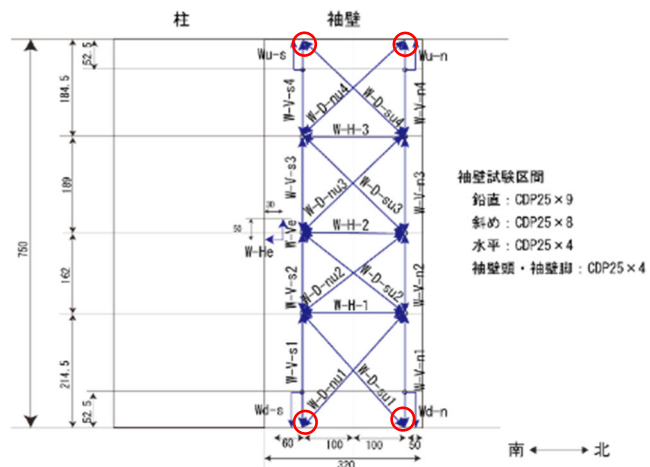
変位計の取り付け位置を図 4.2.6-1 に示す。上スタブ水平変位計で計測した相対水平変位を柱試験区間内法高さで除し、変形角 R を算出した。また、柱試験区間裏面および裏面の UFC パネルに設置した鉛直方向と斜め方向の変位計の計測結果を用いて、曲げ変形とせん断変形を算出した。なお、柱試験区間および袖壁の上下端の鉛直変位計 (V-s1, V-n1, V-s4, V-n4) と斜め方向変位計 (D-su1, D-nu1, D-su4, D-nu4) のスタブ側の起点 (図 4.2.6-1 中に赤丸で示す) は上下スタブに直接取り付けられている。また、C-USJ-M の原試験体では、施工時のミスにより変位計用のインサートの位置が他の試験体と異なっており、図中括弧内に寸法を示している。



(a) 上下スタブ



(b) 柱試験区間および挟込 UFC パネル



(c) 袖壁 UFC パネルおよび RC 袖壁

図 4.2.6-1 変位計取り付け位置 (東面) (単位: mm)

(2) ひずみゲージ

1) 鉄筋

各鉄筋のひずみゲージ貼り付け位置を図 4.2.6-2 に示す。柱主筋のひずみゲージは試験体裏面から 1 段目、5 段目の鉄筋に、柱帯筋のひずみゲージは柱頭・柱脚の計 2 段の帯筋に 4 か所ずつ、柱中央付近の計 4 段の帯筋には 6 か所ずつ貼り付けた。また、RC 袖壁縦筋のひずみゲージは試験体裏面側の鉄筋に、横筋のひずみゲージは計 6 段の横筋に 4 か所ずつ貼り付けた。

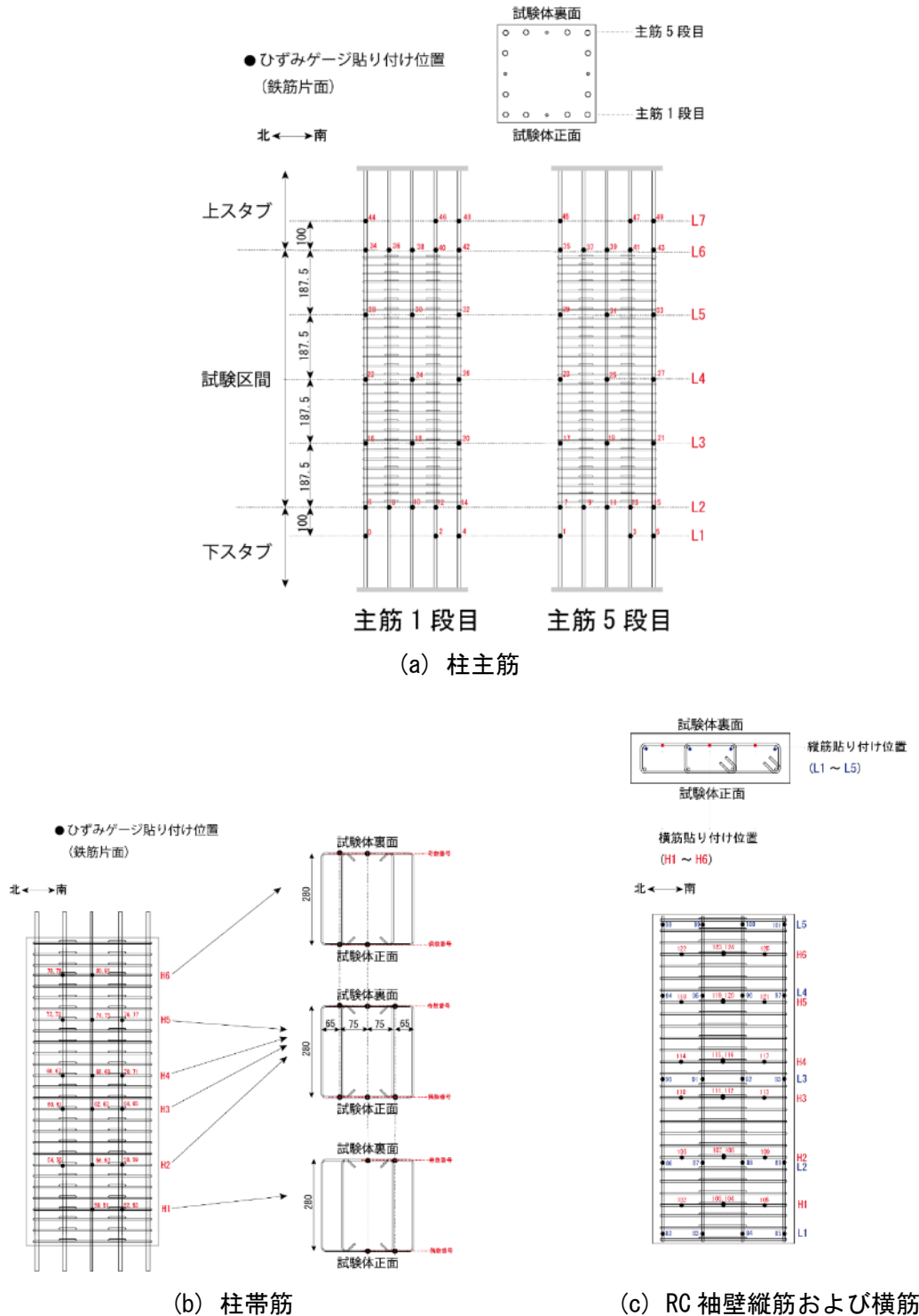


図 4.2.6-2 ひずみゲージ取り付け位置 (単位 : mm)

2) UFC パネルおよび RC 袖壁

UFC パネルおよび RC 袖壁の表面に貼り付けたひずみゲージの位置を図 4.2.6-3 に示す。ひずみゲージは、3 軸のロゼットゲージ（ゲージ検長：30mm）を、側面では鉛直方向のみの 1 軸ゲージを使用した。C-US および C-US-M の挟込 UFC パネルでは P1～P7 の 7 断面、それ以外の試験体の挟込 UFC パネルおよび C-USJ-UW および C-USJ-UW-M の袖壁パネル、C-USJ-RCW および C-USJ-RCW-M の RC 袖壁では P1～P5 の 5 断面で計測を行った。パネル端部を増厚した挟込 UFC パネルでは傾斜のない面で計測を行った。なお、C-USJ-UW、C-USJ-RCW の袖壁については、柱際の 1 列（図中の se 列）では計測を行っていない。

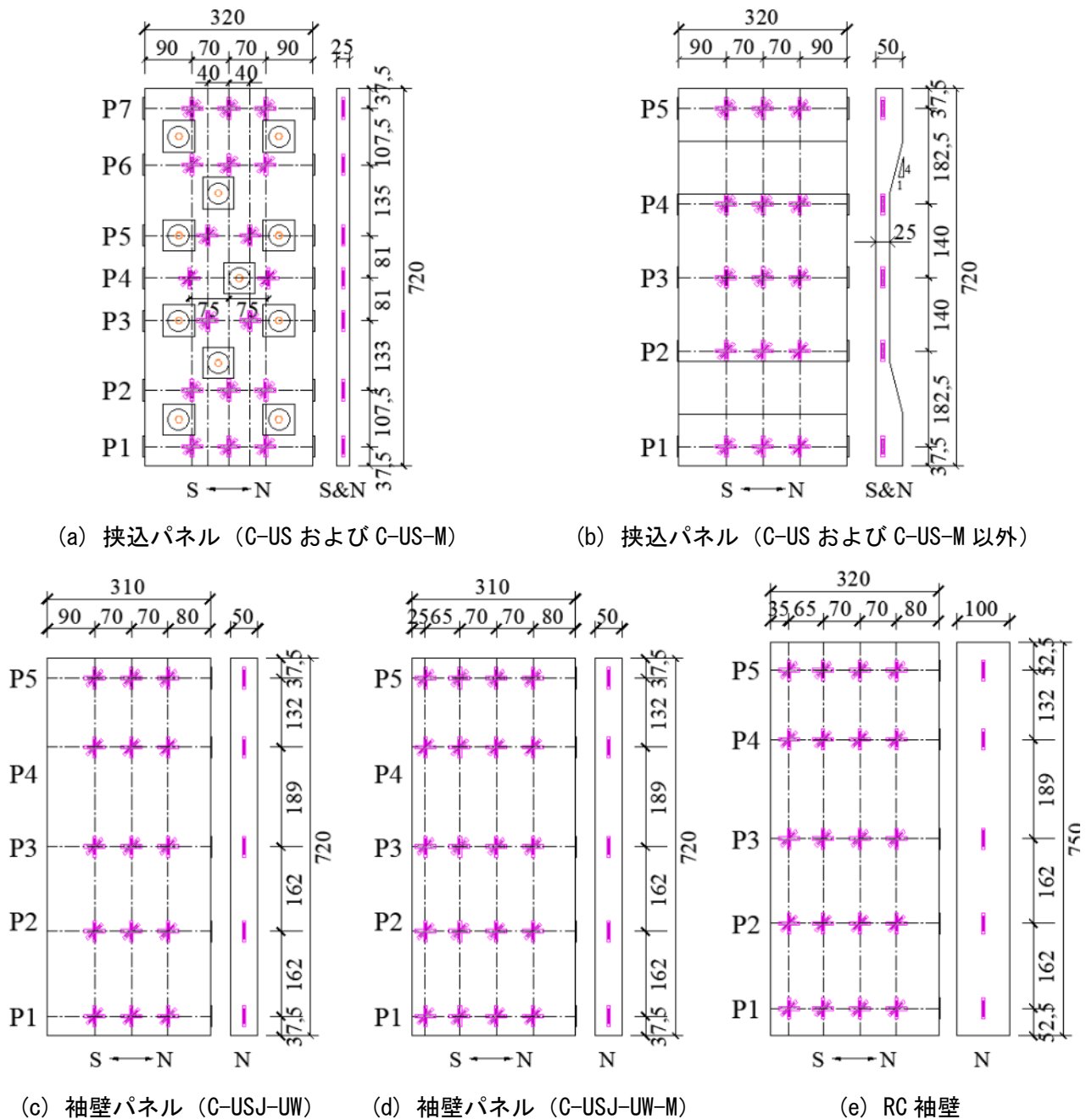
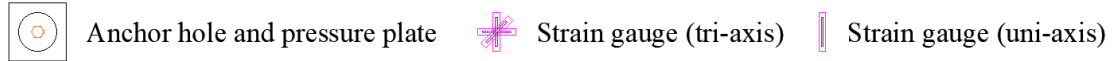


図 4.2.6-3 ひずみゲージ取り付け位置（単位：mm）

参考文献 (4.2 節)

- [4.2-1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説，2020
- [4.2-2] Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary, American Concrete Institute, 2019
- [4.2-3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- [4.2-4] 諏訪田晴彦ほか：超高強度繊維補強コンクリート及び高強度無収縮モルタルを充填部に使用したプレキャスト部材接合部の引張性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.31, No.2, pp.1477-1482, 2009
- [4.2-5] 以頭秀司ほか：鋼板を片面に貼り付けてせん断補強した既存 RC 柱の力学性状（その 1～その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp251-254, 2013.8
- [4.2-6] 宮内靖昌ほか：エポキシ樹脂を用いた接着接合部の力学性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23, No.1, pp.967-972, 2001
- [4.2-7] 日比野陽ほか：横補強筋量が少ない鉄筋コンクリート柱部材の圧縮ストラット形状の変化と終局せん断強度，日本建築学会構造系論文集，No.677, pp.1113-1122, 2012.7
- [4.2-8] 今井和正ほか：超高強度プレキャスト柱における接合モルタルの圧縮特性，コンクリート工学テクニカルレポート，第 48 巻 2 号，pp.24-30, 2010
- [4.2-9] 谷昌典ほか：2016 年熊本地震で被災したピロティ形式 RC 造集合住宅の有限要素解析，日本建築学会技術報告集，Vol.25, No.59, pp.171-176, 2019
- [4.2-10] 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020

4.3 実験結果

本節では、前節に示した実験の結果として、水平荷重－変形角関係、初期剛性、損傷状況、変形分離、曲率分布、部材端部鉛直変位、最大および最小主応力、補強部材の負担軸力およびせん断力を示すとともに、一次荷重と二次荷重を比較することで補強効果について検証する。

4.3.1 水平荷重－変形角関係

(1) C-N および無損傷補強シリーズ

C-N および無損傷補強シリーズ試験体の水平荷重－変形角関係を図 4.3.1-1 に示す。図中、○は正負最大耐力点、△は主筋引張降伏点、◇は主筋圧縮降伏点、□はせん断補強筋降伏点をそれぞれ示している。ここで、鉄筋の降伏はひずみゲージの値から判定した。また、正側最大耐力点から伸びた破線は、P-Δ 効果の影響による見かけの耐力低下を示している。

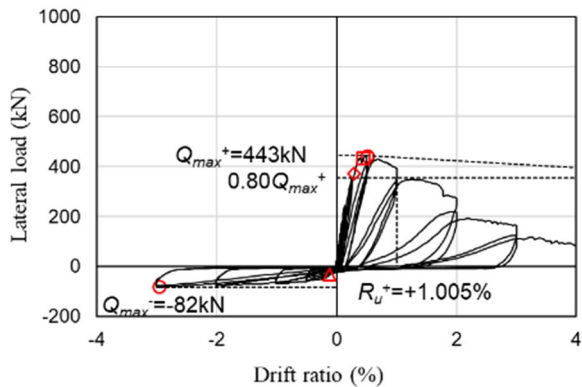
C-N : R=-0.03125% サイクルで柱全長にわたって水平な曲げ引張ひび割れが発生し、R=-0.125% サイクル 1 回目に主筋が引張降伏した。R=+0.5% サイクル 1 回目で主筋が圧縮降伏したのちにせん断補強筋が引張降伏し、同サイクルピーク時に正側の最大耐力を記録した。また同サイクルではせん断ひび割れの発生も確認されている。その後耐力は低下し、R=+1% サイクル 2 回目で最大耐力 Q_{max}^+ の 80% を下回ったため、限界変形角 $R_{u^+}=+1.005\%$ とした。限界変形角は最大耐力以降の荷重が最大耐力の 80% まで低下した点の変形角とした。その後 R=-3% サイクル 1 回目のピーク付近で負側の最大荷重を記録した。R=+3% サイクル 2 回目ピーク時には最大耐力 Q_{max}^+ の 30% 程度まで耐力が低下し、R=+4% 付近で軸力を支持できなくなり荷重を終了した。

C-US : R=-0.03125% のサイクルで柱頭、柱脚に曲げ引張ひび割れが発生し、R=-0.125% サイクル 1 回目ピーク時に主筋が引張降伏した。その後 R=+0.25% サイクル 1 回目で主筋が圧縮降伏し、R=+1% サイクル 1 回目ピーク付近でせん断補強筋が引張降伏したのちに正側の最大耐力を記録した。その後耐力が低下し、R=+2% サイクル 1 回目ピーク付近で限界変形角 $R_{u^+}=2.011\%$ を迎えた。同サイクルピーク時には挟込パネルに曲げひび割れとせん断ひび割れが確認された。R=-2% サイクル 1 回目ピーク付近では負側の最大荷重を記録した。最終的には R=+2% サイクル 2 回目の荷重途中で耐力が大幅に低下し荷重を終了した。

C-USJ : R=-0.03125% のサイクルで柱頭および柱脚の一部で曲げ引張ひび割れが発生し、R=-0.125% サイクル 1 回目に主筋が引張降伏した。その後 R=+0.5% サイクル 1 回目ピーク時に主筋が圧縮降伏し、R=+2% サイクル 1 回目でせん断補強筋が引張降伏したのちに正側の最大耐力を記録した。その後耐力が低下し、同サイクルピーク時において限界変形角 $R_{u^+}=+2.005\%$ を迎えた。その後 R=-2% サイクル 1 回目ピーク付近で負側の最大荷重を記録し、R=+2% サイクル 2 回目では挟込パネルにせん断ひび割れが発生した。最終的には R=+3% サイクル 1 回目の荷重途中で挟込パネルのせん断破壊を伴い軸崩壊し、耐力が大幅に低下したため荷重を終了した。

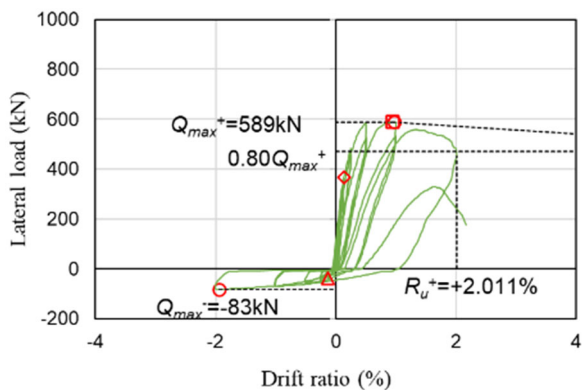
C-USJ-UW : R=-0.03125% のサイクルで柱頭の柱から袖壁にかけての部分と柱脚の一部で曲げ引張ひび割れが発生し、R=-0.625% サイクル 1 回目に主筋が引張降伏した。その後 R=+1% サイクル 1 回目に主筋が圧縮降伏し、同サイクルピーク時に正側の最大耐力を記録した。その後は耐力が緩やかに低下し、R=+2% サイクル 2 回目にはせん断補強筋が引張降伏したのち、R=+3% サイクル 1 回目ピーク時において限界変形角 $R_{u^+}=3.013\%$ を迎えた。その後 R=-3% サイクル 1 回目ピーク付近で負側の最大荷重を記録し、最終的には R=+4% サイクル 1 回目の荷重途中で R=+2.5% 付近で挟込パネルにせん断ひび割れが発生し、耐力が大きく低下したのちに挟込パネルのせん断破壊を伴い軸崩壊したため荷重を終了した。

C-USJ-RCW : $R=-0.125\%$ サイクル 1 回目に主筋が引張降伏し, $R=+0.5\%$ サイクル 2 回目に主筋が圧縮降伏した。 $R=+2\%$ サイクル 1 回目では挟込パネルにせん断ひび割れが発生, 正側最大耐力に至った直後にせん断補強筋が引張降伏した。その後は水平荷重が緩やかに低下し, $R=+3\%$ サイクル 1 回目に袖壁横筋の引張降伏が発生し, ピーク時において限界変形角 $R_u=+3.003\%$ を迎えた。その後 $R=-3\%$ サイクル 1 回目ピークで負側の最大荷重を記録した。最終的には $R=+4\%$ サイクル 1 回目の载荷途中に袖壁縦筋が圧縮降伏と引張降伏した。そして, 挟込パネルのせん断ひび割れの顕著な拡幅を伴い, 水平荷重が大幅に低下し, ピーク時には軸力保持できたものの, 圧縮変形が大きく進行したため载荷を終了した。

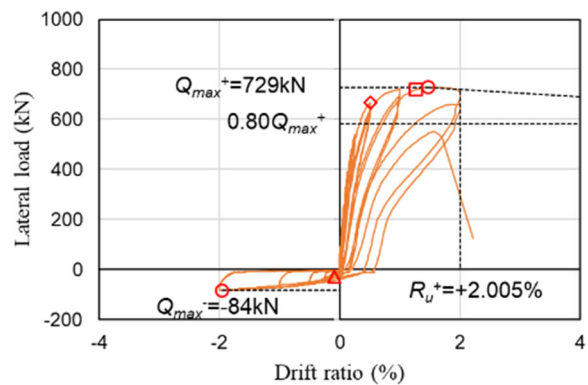


(a) C-N

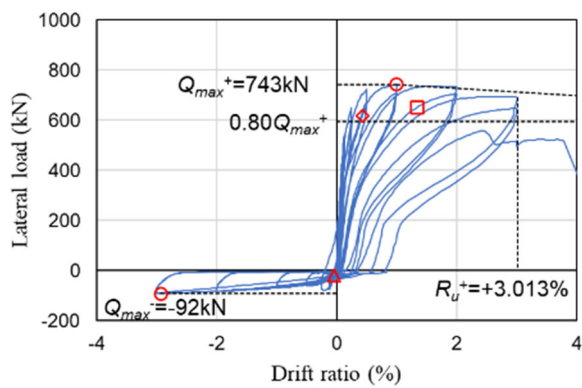
- Maximum or Minimum strength
- △ Tensile yield of main rebar of column
- ◇ Compressive yield of main rebar of column
- Tensile yield of hoop of column
- × Tensile yield of longi. rebar of wing wall
- + Compressive yield of longi. rebar of wing wall
- Tensile yield of trans. rebar of wing wall



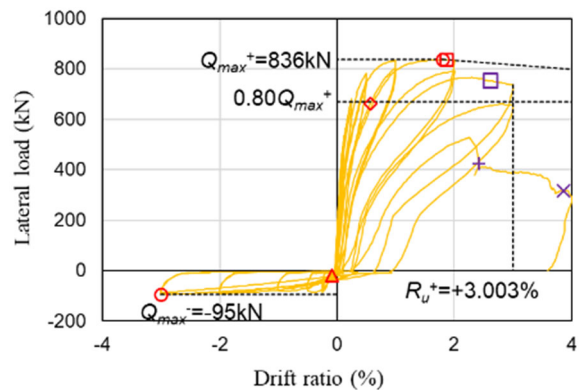
(b) C-US



(c) C-USJ



(d) C-USJ-UW



(e) C-USJ-RCW

図 4. 3. 1-1 水平荷重—変形角関係 (無損傷補強シリーズ)

(2) 損傷後補強シリーズ

1) 一次載荷

損傷後補強シリーズ試験体の一次載荷における水平荷重－変形角関係を図 4.3.1-2 に示す。図中、○は正負最大耐力点、△は主筋引張降伏点、◇は主筋圧縮降伏点、□はせん断補強筋の引張降伏点をそれぞれ示している。また、正側最大耐力点から伸ばした破線は、P-Δ効果の影響による見かけ上の耐力低下を示している。なお、鉄筋の降伏点はひずみゲージの値から判定した。

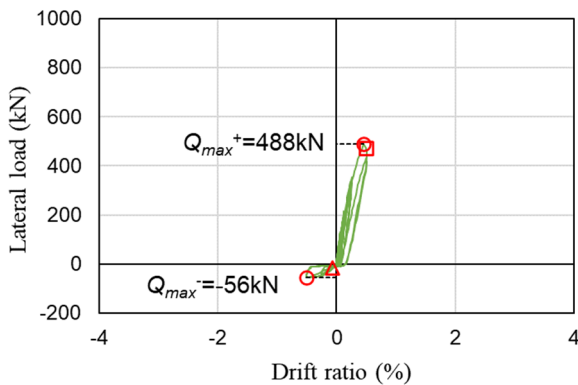
C-US-M : R=-0.03125%のサイクルで柱全体にわたる曲げ引張ひび割れが発生し、R=-0.125%サイクル1回目に主筋が引張降伏、R=+0.25%サイクル1回目に圧縮降伏した。R=+0.5%サイクル1回目にはせん断補強筋が引張降伏し、せん断ひび割れが発生した後、ピーク付近で正側の最大荷重を、R=-0.5%サイクル1回目のピーク付近で負側の最大荷重を記録した。一次載荷終了時には、せん断ひび割れが細かく分散して発生した状態であった。なお、他の試験体では、最大荷重や鉄筋の降伏のタイミングは異なるものの、同様の性状を示し、概ね同じ水平荷重－変形角関係となった。

C-USJ-M : R=-0.03125%のサイクルで柱全体にわたる曲げ引張ひび割れが発生し、R=-0.25%サイクル1回目に主筋が引張降伏、R=+0.25%サイクル1回目に圧縮降伏した。R=+0.5%サイクル1回目にせん断ひび割れが発生し、ピーク付近では正側の最大荷重を記録した後、R=-0.5%サイクル1回目のピーク付近で負側の最大荷重を記録した。また、R=+0.5%サイクル2回目にはせん断補強筋が引張降伏した。

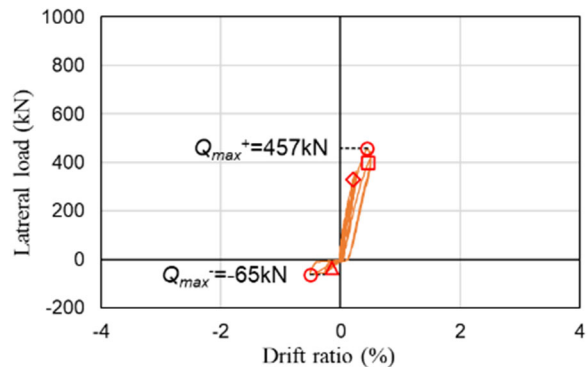
C-USJ-UW-M : R=-0.03125%のサイクルで柱全体にわたる曲げ引張ひび割れが発生し、R=+0.0625%サイクル1回目に圧縮降伏、R=-0.125%サイクル1回目に主筋が引張降伏した。R=+0.5%サイクル1回目にはせん断補強筋が引張降伏し、せん断ひび割れが発生した後、ピーク付近で正側の最大荷重を、R=-0.5%サイクル1回目のピーク付近で負側の最大荷重を記録した。

C-USJ-RCW-M : R=-0.03125%のサイクルで柱全体にわたる曲げ引張ひび割れが発生し、R=-0.125%サイクル1回目に主筋が引張降伏、R=+0.25%サイクル1回目に圧縮降伏した。R=+0.5%サイクル1回目にはせん断補強筋が引張降伏し、せん断ひび割れが発生した後、ピーク付近で正側の最大荷重を、R=-0.5%サイクル1回目のピーク付近で負側の最大荷重を記録した。

- Maximum or Minimum strength
- △ Tensile yield of main rebar of column
- ◇ Compressive yield of main rebar of column
- Tensile yield of hoop of column



(a) C-US-M



(b) C-USJ-M

図 4.3.1-2 水平荷重－変形角関係（損傷後補強シリーズ，一次載荷）

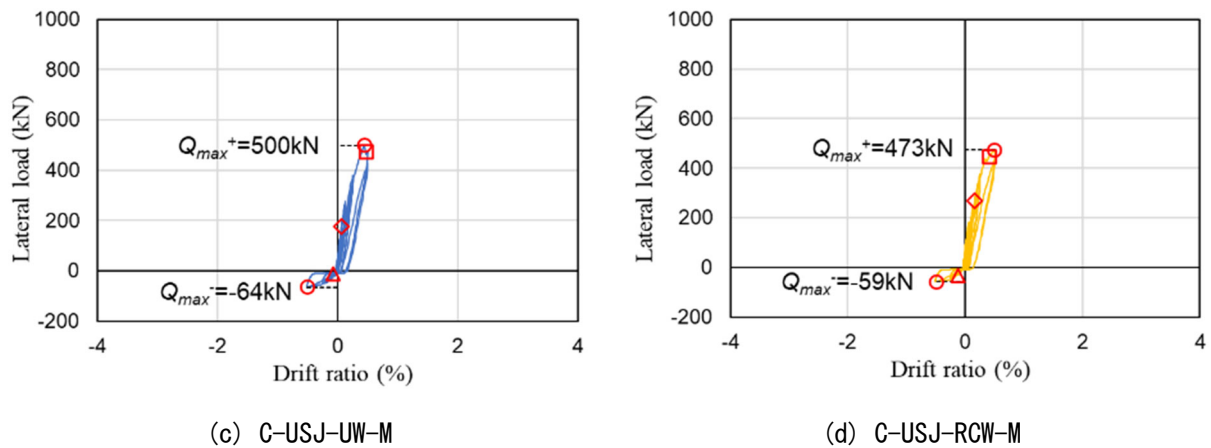


図 4.3.1-2 水平荷重－変形角関係（損傷後補強シリーズ，一次載荷）（つづき）

2) 二次載荷

損傷後補強シリーズ試験体の二次載荷における水平荷重－変形角関係を図 4.3.1-3 に示す。図中，○は正負最大耐力点，□は C-USJ-RCW-M の RC 袖壁横筋の引張降伏点をそれぞれ示している。一次載荷で既存 RC 柱の主筋およびせん断補強筋が既に降伏しており，二次載荷ではこれらの降伏判定は行わなかった。また，図中の R_{u+} は限界変形角を表しており，最大耐力以降の荷重が最大耐力の 80% まで低下した点の変形角とした。なお，正側最大耐力点から伸ばした破線は，P- Δ 効果の影響による見かけ上の耐力低下を示している。鉄筋の降伏点はひずみゲージの値から判定した。

C-US-M : $R=0.125\%$ サイクルまで柱側面の一次載荷時に発生した曲げひび割れが再び開く状況が続いた後， $R=+1\%$ サイクル 1 回目ピーク付近で正側最大耐力を示し，挟込パネルにせん断ひび割れが発生した。また， $R=-1\%$ サイクル 1 回目に挟込パネルに水平ひび割れが発生した。その後， $R=+3\%$ のサイクル 1 回目の途中で大幅に水平荷重が低下し，柱脚付近での主筋屈曲により南面コンクリートが剥離し，軸力を保持できなくなったため，載荷を終了した。

C-USJ-M : $R=0.25\%$ サイクルまで柱側面の一次載荷時に発生した曲げひび割れが再び開く状況が続いた後， $R=-0.5\%$ サイクル 2 回目で柱脚の目地モルタルが一部圧壊し， $R=+1\%$ サイクル 2 回目で挟込パネルにせん断ひび割れが発生した。 $R=+2\%$ サイクル 1 回目の途中で正側最大耐力を記録した後， $R=+4\%$ サイクル 1 回目の途中で挟込パネルのせん断破壊により軸崩壊が発生し，耐力が大幅に低下したため載荷を終了した。

C-USJ-UW-M : $R=0.5\%$ サイクルまで柱側面の一次載荷時に発生した曲げひび割れが再び開く状況が続き， $R=+0.5\%$ サイクルで挟込パネルおよび袖壁パネルの目地モルタルに圧壊が確認され，同サイクル 2 回目には挟込パネルにせん断ひび割れが発生した。 $R=+2\%$ サイクル 1 回目ピーク付近で正側最大耐力を示した後，サイクルごとに水平荷重が低下したものの，安定した性状を示し， $R=4.0\%$ サイクルまで終了した。その後続いて，プッシュオーバーを行い， $R=+5.0\%$ 付近で挟込パネルのせん断ひび割れが大きく開くとともに，袖壁パネルにもせん断ひび割れが発生して，水平荷重が大きく低下した。 $R=+6.0\%$ 付近では挟込パネルおよび袖壁パネルのせん断ひび割れがさらに大きく開き，両パネルの目地が完全に圧壊したため，これ以上の載荷は危険と判断して載荷を終了した。

C-USJ-RCW-M : $R=0.25\%$ サイクルまで柱側面の一次載荷時に発生した曲げひび割れが再び開く状況が続いた後， $R=+0.5\%$ サイクル 1 回目に挟込パネル目地モルタルが圧壊し，袖壁にはせん断ひび割れが発生した。 $R=+1\%$ サイクル 1 回目には袖壁頂部モルタルが圧壊し，正側最大耐力を示し，同サイクル 2

回目には挟込パネルにせん断ひび割れが発生した。その後、 $R=+2\%$ サイクル 1 回目に袖壁横筋が引張降伏し、 $R=+3\%$ サイクル 1 回目ピーク直前で挟込パネルがせん断破壊を伴って、水平荷重が大幅に低下し、軸力を保持できなくなり载荷を終了した。

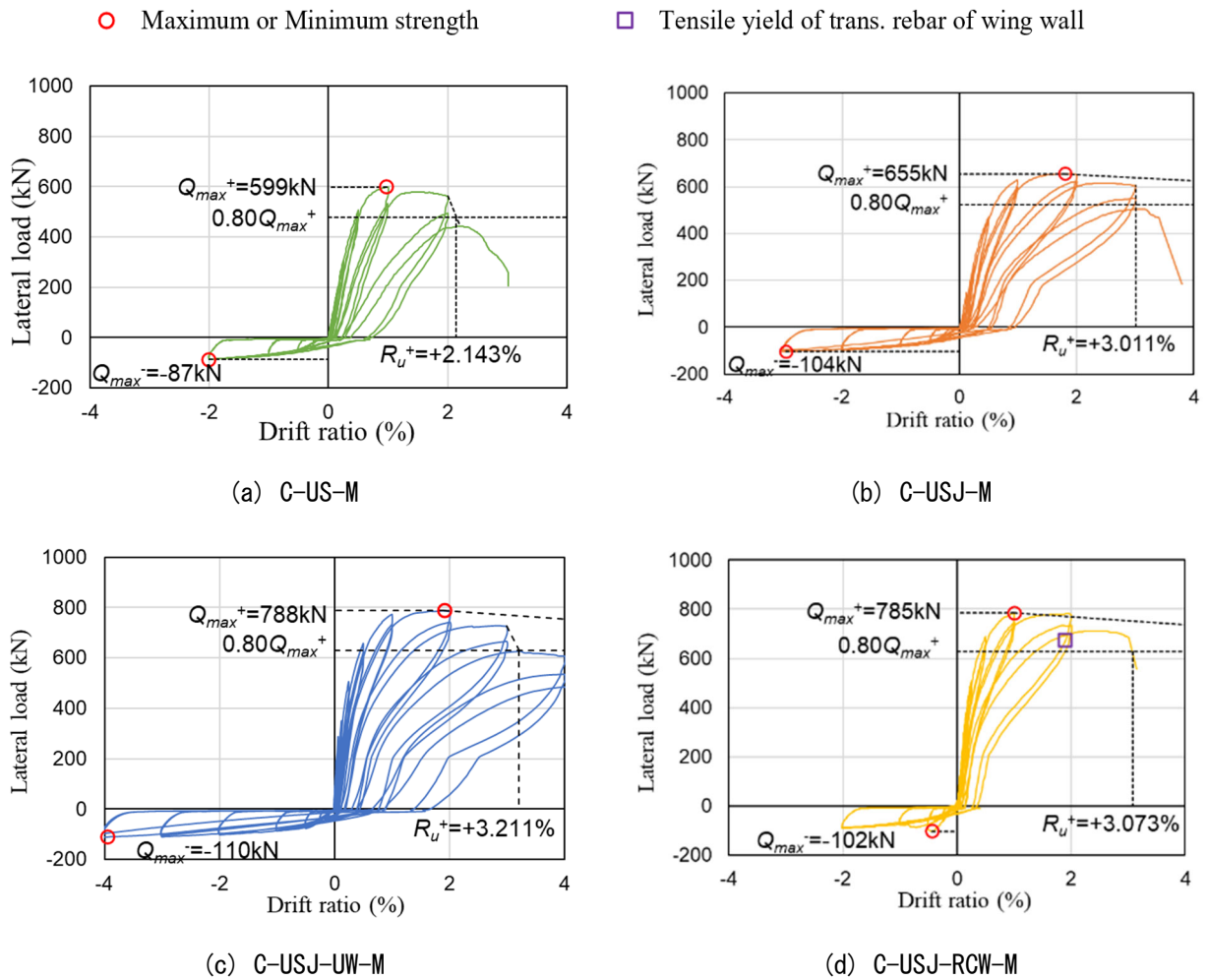


図 4.3.1-3 水平荷重—変形角関係（損傷後補強シリーズ，二次载荷）

4.3.2 初期剛性および最大耐力

(1) C-N および無損傷補強シリーズ

C-N および無損傷補強シリーズ試験体の水平荷重-変形角関係における正載荷時包絡線および初期剛性を図 4.3.2-1 に示す。初期剛性は、 $R=+0.03125\%$ サイクル 1 点目と $Q=Q_{max}+/3$ 時点の 2 点間の水平荷重の増分を同 2 点間での上下スタブ相対水平変位の増分で除すことで算出した。各試験体の初期剛性の値を表 4.3.2-1 に示す。括弧内の数値は C-N の初期剛性に対する各試験体の初期剛性の比を表している。C-N, C-US, C-USJ, C-USJ-UW, C-USJ-RCW の順に初期剛性が大きくなり、無補強の試験体に対して UFC パネル挟込接着や UFC 袖壁および RC 袖壁増設を行う、および挟込パネル端部に目地部や増厚部を設けることで剛性が向上した。また、初期剛性の値としては、C-USJ が C-N の約 2 倍、C-USJ-UW および C-USJ-RCW では約 3 倍になっており、これらの試験体に行った補強方法が剛性向上に対して寄与が大きいことが確認された。

C-N および無損傷補強シリーズ試験体の最大耐力を表 4.3.2-1 に示す。括弧内の数字は C-N の最大耐力に対する各試験体の最大耐力の比を表している。補強試験体の最大耐力は無補強試験体に対して 1.33~1.89 倍となり、各種補強により大きく向上した。

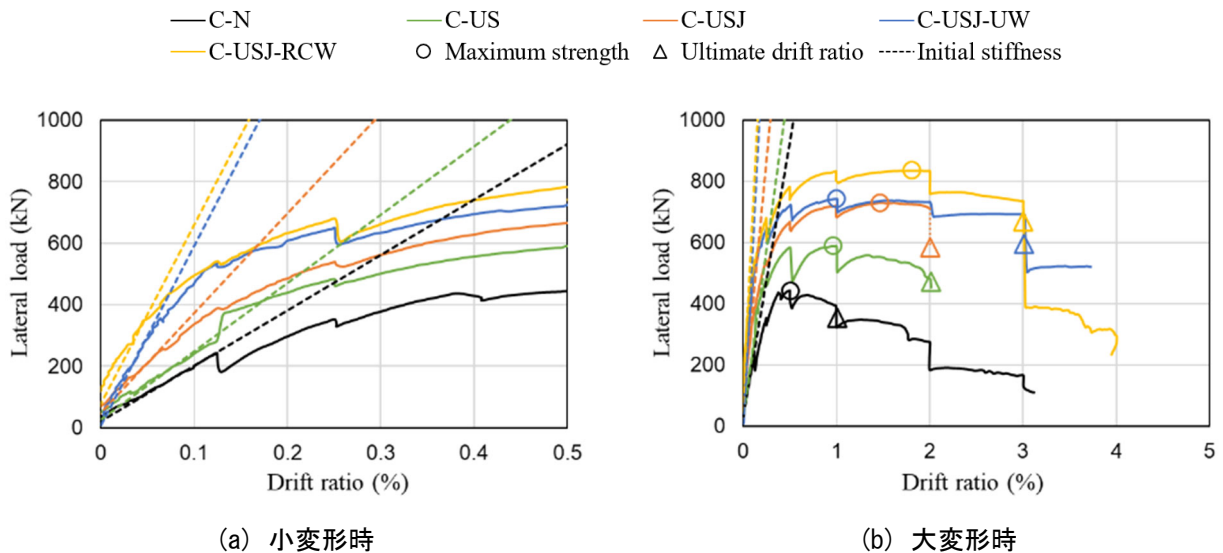


図 4.3.2-1 包絡線および初期剛性（無損傷補強シリーズ）

表 4.3.2-1 初期剛性および最大耐力（無損傷補強シリーズ）

	C-N	C-US	C-USJ	C-USJ-UW	C-USJ-RCW
初期剛性 (kN/mm)	241.5	295.0 (1.22)	432.8 (1.79)	779.9 (3.23)	787.8 (3.26)
最大耐力 (kN)	443.0	589.0 (1.33)	729.1 (1.65)	743.3 (1.68)	835.7 (1.89)

(2) 損傷後補強シリーズ

損傷後補強シリーズ試験体の水平荷重－変形角関係における正載荷時包絡線および初期剛性を図 4.3.2-2 および図 4.3.2-3 に示す。初期剛性は、一次載荷、二次載荷ともに、 $R=+0.03125\%$ サイクル 1 点目と $Q=Q_{\max}+1/3$ 時点の 2 点間の水平荷重の増分を同 2 点間での上下スタブ相対水平変位の増分で除すことで算出した。各試験体の初期剛性の値および二次載荷の値に対する一次載荷の値の比を表 4.3.2-2 に示す。なお、括弧内の値は C-USJ-M に対する比である。

C-US-M の初期剛性は C-USJ-M に対して 1.09 倍となった。二次載荷時の C-US-M のコンクリート圧縮強度が C-USJ-M の 1.18 倍 ($=48.1/40.7$) であったことを考慮すると、両試験体で初期剛性はほぼ同じもしくは C-US-M の方が若干小さいと考えられる。これも目地部の省略による影響であるとみられるが、パネル端部の増厚も含めて考慮すると柱への挟込パネルのみの補強では初期剛性への寄与は少なく、結果的に両試験体で初期剛性に大差がなかったと考えられる。また、C-USJ-UW-M および C-USJ-RCW-M では、初期剛性はそれぞれ C-USJ の 2.11 倍および 2.16 倍となり、袖壁補強による効果が確認できた。また、挟込パネル補強のみによる C-US-M および C-USJ-M では、一次載荷の 0.75 倍および 0.54 倍となり、無損傷の状態の値までは回復しなかった。一方で、RC 袖壁を増設した C-USJ-RCW-M では、一次載荷とほぼ同じ値を示し、UFC 袖壁を増設した C-USJ-UW-M では、二次載荷の初期剛性が一次載荷の値を若干上回った。

次に、表 4.3.2-2 に正側最大耐力の一次載荷と二次載荷の比較を示す。括弧内の数字は C-USJ-M に対する比を表している。C-US-M ではパネル端部の増厚や目地部が無いことで正側最大荷重は C-USJ-M の 0.91 倍となった。これは目地部が無いことで軸力に対するパネルの寄与が少なくなり、さらに既存 RC 柱の柱頭および柱脚でのパネルの曲げモーメントの寄与がなくなったため、特に既存 RC 柱の柱頭および柱脚の圧縮側で損傷が進んだためと考えられる。また、C-USJ-UW-M および C-USJ-RCW-M では、正側最大荷重はともに 1.20 倍となり、袖壁補強による効果がみられた。なお、UFC 袖壁と RC 袖壁で同程度の向上がみられたことから、袖壁の種類による最大荷重への影響は少ないと考えられる。また、二次載荷の最大耐力は一次載荷の 1.23～1.66 倍となり、各種補強により一次載荷から大きく向上した。

— C-US-M — C-USJ-M — C-USJ-UW-M — C-USJ-RCW-M Initial stiffness

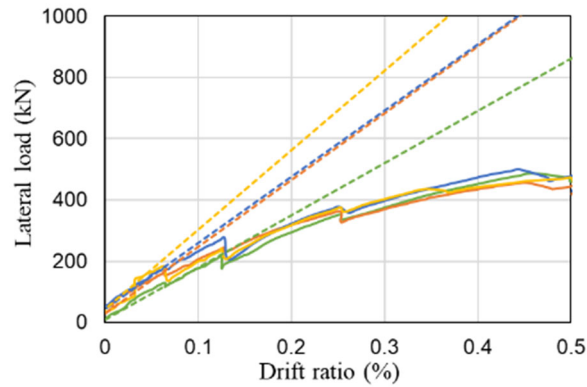
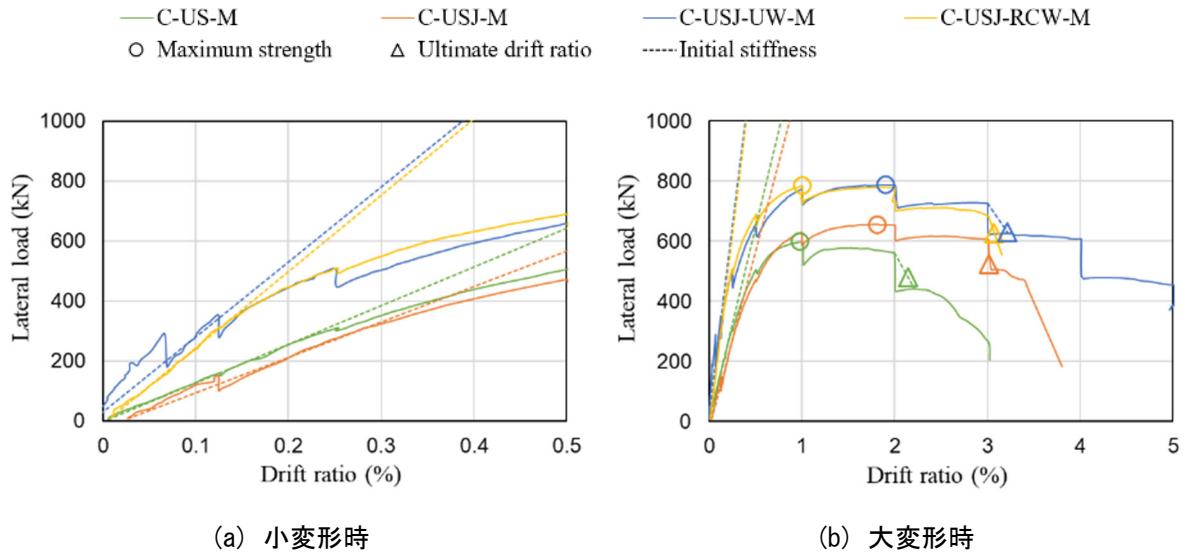


図 4.3.2-2 包絡線および初期剛性（損傷後補強シリーズ，一次载荷正载荷時）



(a) 小変形時

(b) 大変形時

図 4.3.2-3 包絡線および初期剛性（損傷後補強シリーズ，二次载荷正载荷時）

表 4.3.2-2 初期剛性および最大耐力の値（損傷後補強シリーズ）

		C-US-M	C-USJ-M	C-USJ-UW-M	C-USJ-RCW-M
初期剛性 (kN/mm)	一次	227.7	291.0	289.6	342.9
	二次	171.9 (1.09)	157.3	332.4 (2.11)	340.3 (2.16)
	二次/一次	0.75	0.54	1.15	0.99
最大耐力 (kN)	一次	488.3	456.8	499.5	472.8
	二次	599.0 (0.91)	655.1	788.3 (1.20)	784.6 (1.20)
	二次/一次	1.23	1.43	1.58	1.66

4.3.3 損傷状況

(1) C-N および無損傷補強シリーズ

C-N と無損傷補強シリーズ試験体について、各サイクルでの試験体写真、ひび割れ図、損傷状況をそれぞれ表 4.3.3-1～表 4.3.3-5 に示す。写真とひび割れ図は各サイクル 2 回目終了時のものである。ひび割れ図の黒線は長期軸力載荷時に生じていた初期ひび割れを、青線は正側載荷時に発生したひび割れを、赤線は負側載荷時に発生したひび割れをそれぞれ示している。また、斜線部はカバーコンクリートの剥離、交線部はコンクリートの剥落を表している。各試験体の載荷終了後の破壊性状を示す写真をそれぞれ図 4.3.3-1～図 4.3.3-5 に示す。

表 4.3.3-1 損傷状況 (C-N)

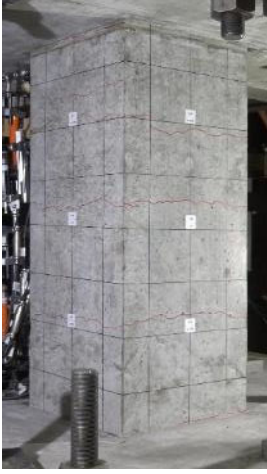
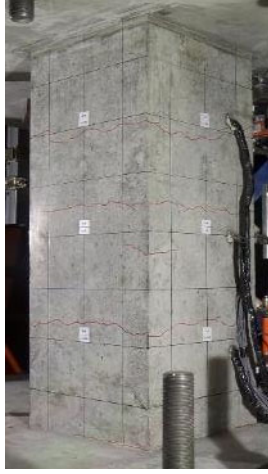
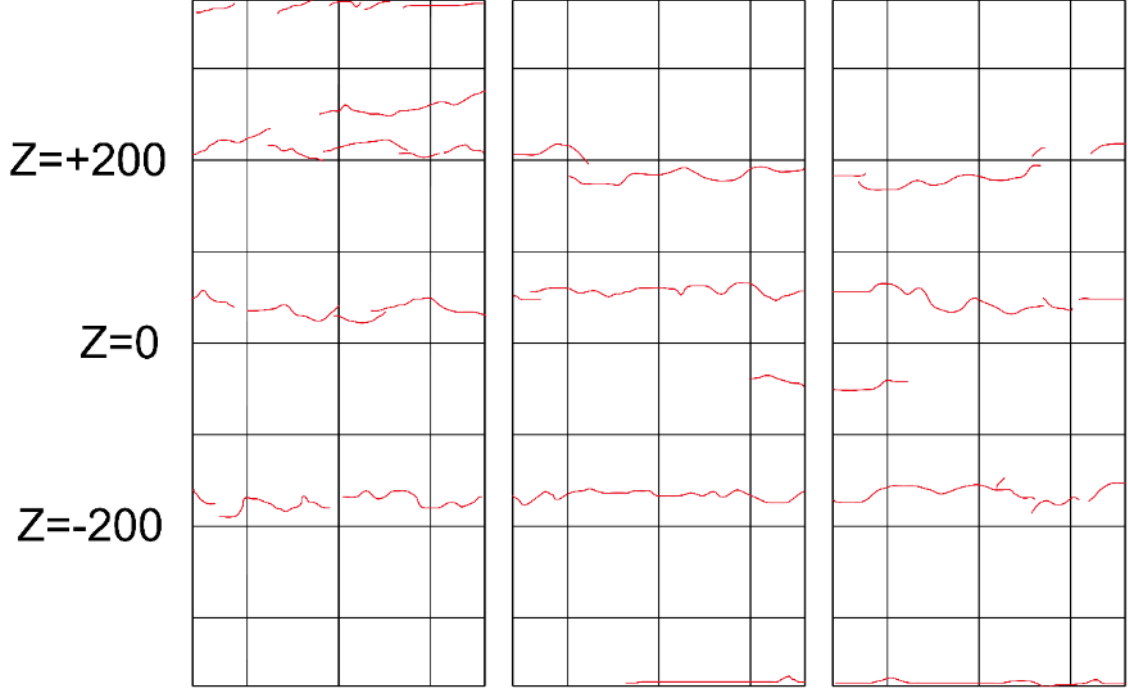
$R=0.03125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
特に変化なし	柱全体に曲げひび割れ発生
 <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> 北面 西面 南面 </div>	

表 4.3.3-1 損傷状況 (C-N) つづき

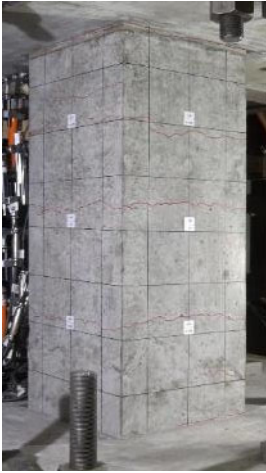
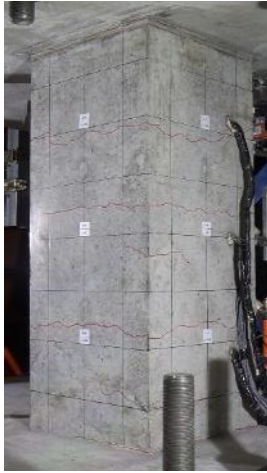
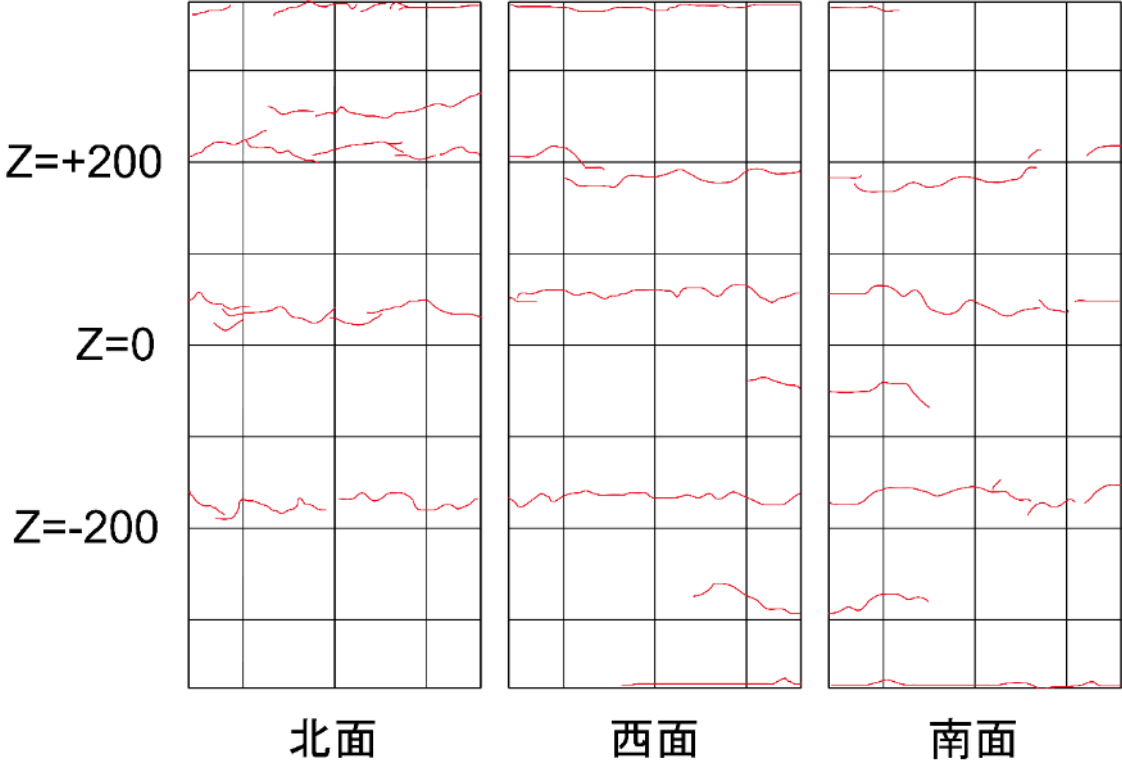
$R=0.0625\%$		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
特に変化なし	曲げひび割れ増加	
正側 2 回目	負側 2 回目	
特に変化なし	曲げひび割れがわずかに伸展	
		
北面	西面	南面

表 4.3.3-1 損傷状況 (C-N) つづき

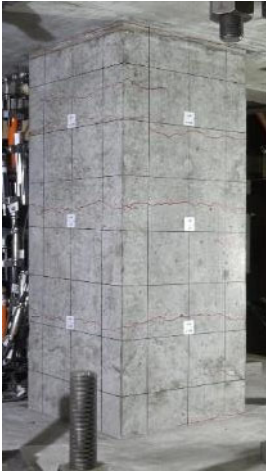
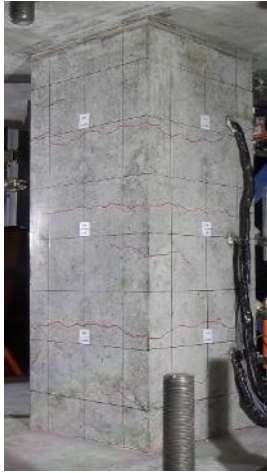
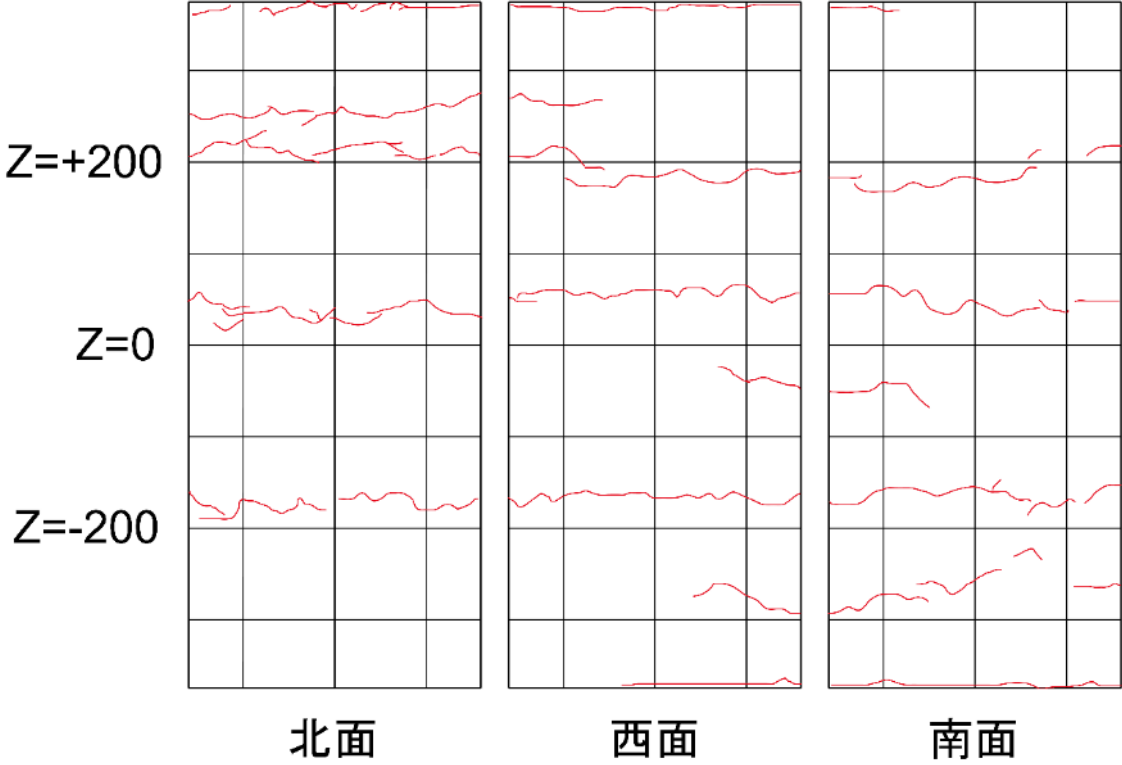
$R=0.125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
特に変化なし	曲げひび割れ伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
特に変化なし	曲げひび割れわずかに伸展
 <p style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> 北面 西面 南面 </p>	

表 4.3.3-1 損傷状況 (C-N) つづき

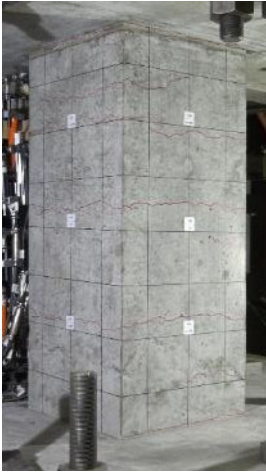
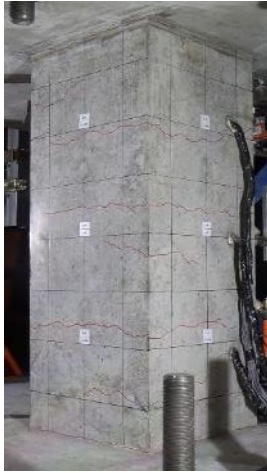
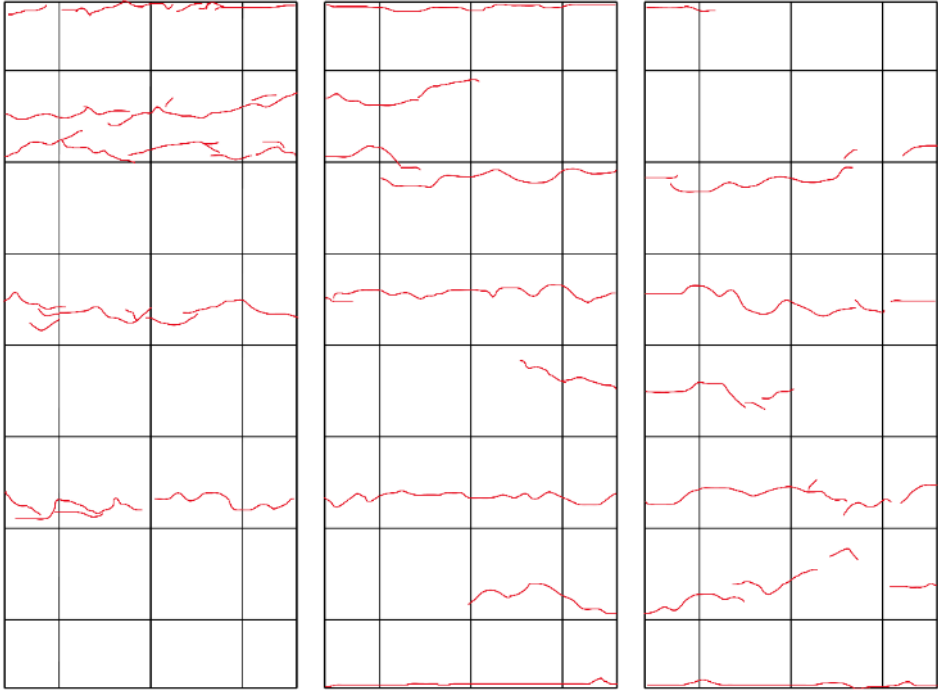
$R=0.25\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
特に変化なし	曲げひび割れがわずかに伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
特に変化なし	曲げひび割れがわずかに伸展
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面 西面 南面</p>

表 4.3.3-1 損傷状況 (C-N) つづき

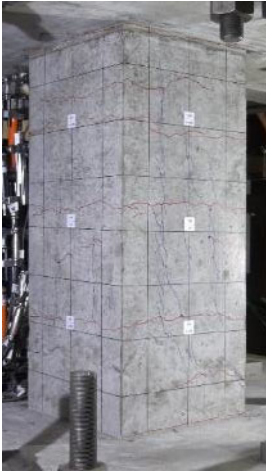
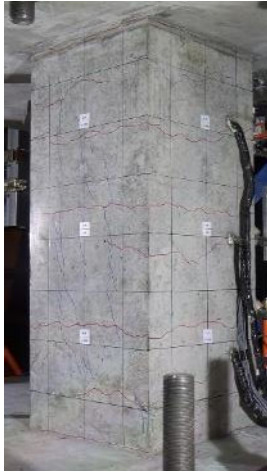
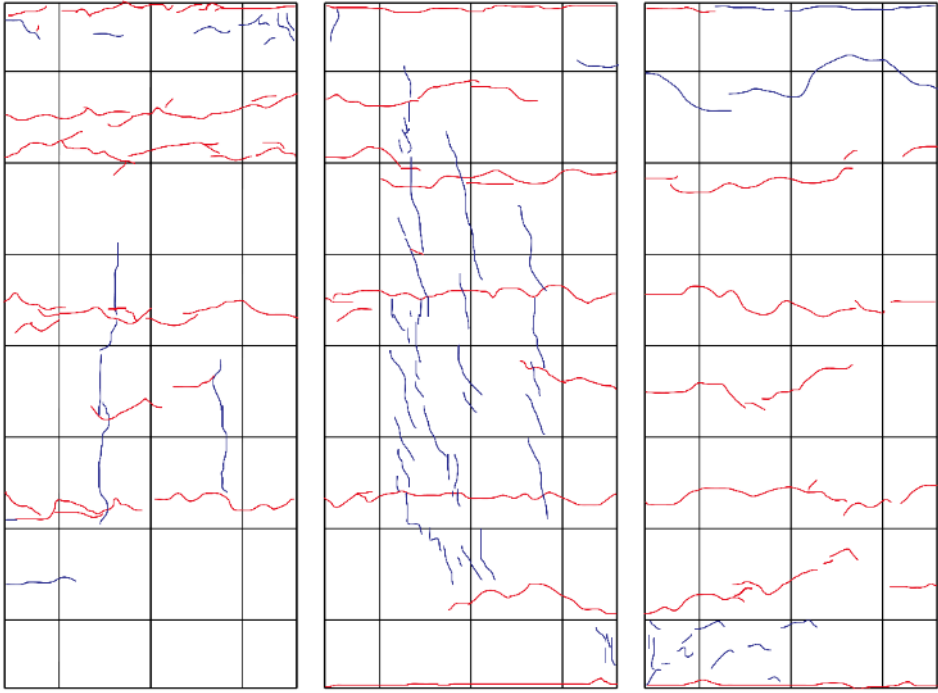
$R=0.5\%$		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
西面左側寄りにせん断ひび割れが発生 柱頭・柱脚に若干浮きが見られる 北面のみ主筋に沿った縦ひび割れが発生 南面上部に曲げひび割れが発生	曲げひび割れがわずかに伸展 ひび割れ幅も大きくなる	
正側 2 回目	負側 2 回目	
西面右側にもせん断ひび割れが発生	曲げひび割れが伸展	
		
北面	西面	南面

表 4.3.3-1 損傷状況 (C-N) つづき

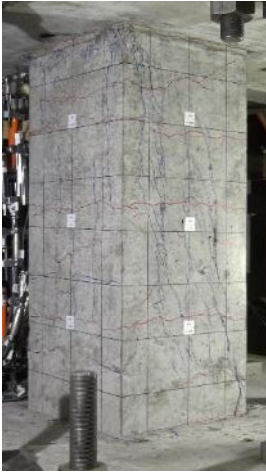
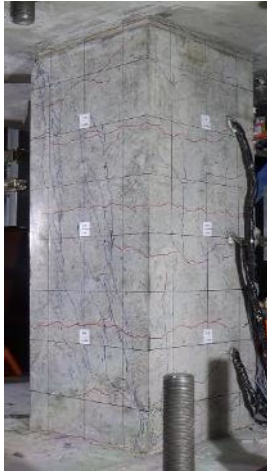
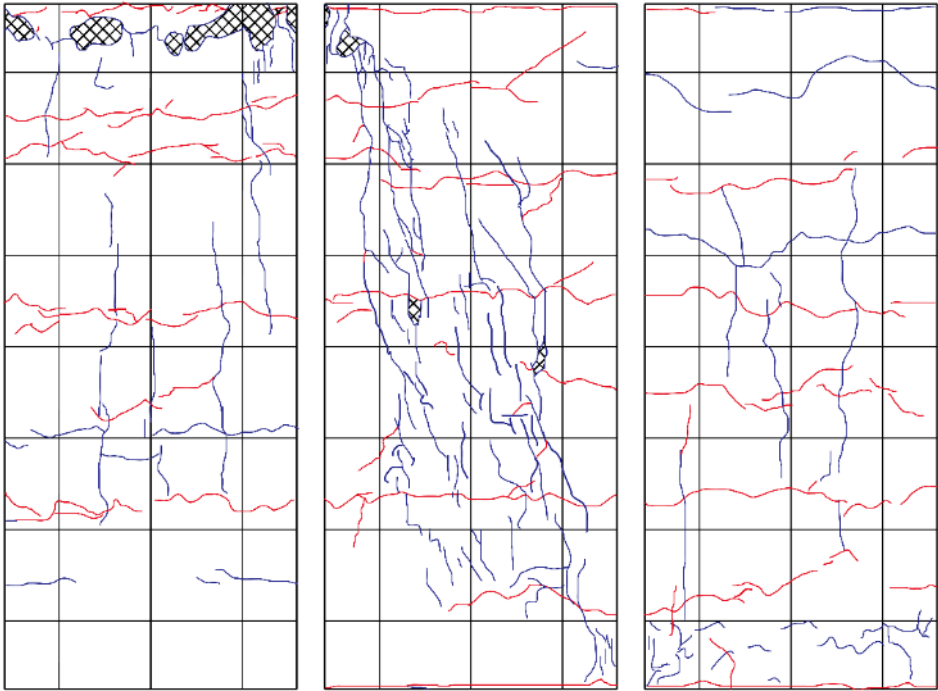
$R=1\%$		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
せん断ひび割れが多数増加 南面に主筋に沿った縦ひび割れが発生 北面の縦ひび割れが増加	曲げひび割れが伸展 ひび割れ幅も大きくなる	
正側 2 回目	負側 2 回目	
端部の圧壊が進行 せん断ひび割れの隙間が剥落	細かいひび割れがわずかに増加	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>		
北面	西面	南面

表 4.3.3-1 損傷状況 (C-N) つづき



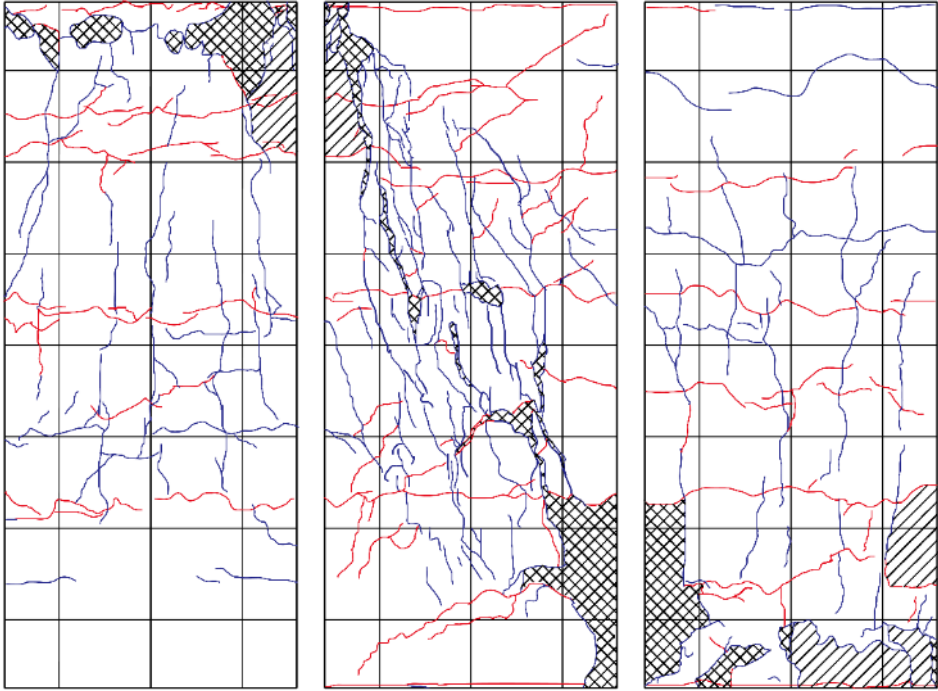
<i>R=2%</i>		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
全体的にひび割れ増加 西面の対角のせん断ひび割れが大きく開く	柱脚の角のコンクリートが剥落 全体的に細かいひび割れが増加	
正側 2 回目	負側 2 回目	
全体的に細かいひび割れが増加	細かいひび割れが増加 コンクリートの剥離、剥落が増加	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>		
北面	西面	南面

表 4.3.3-1 損傷状況 (C-N) つづき



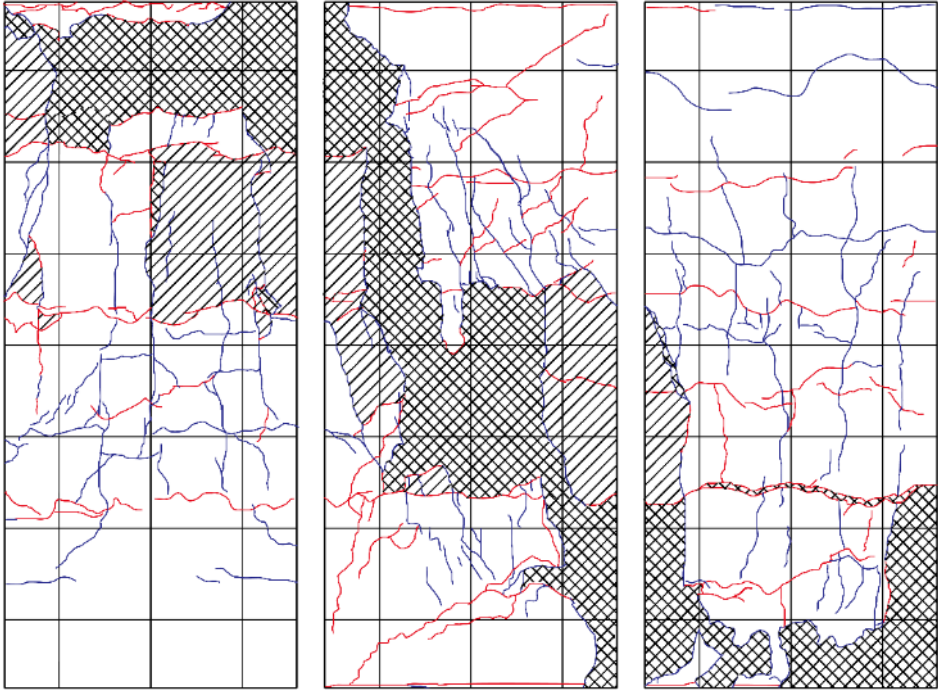


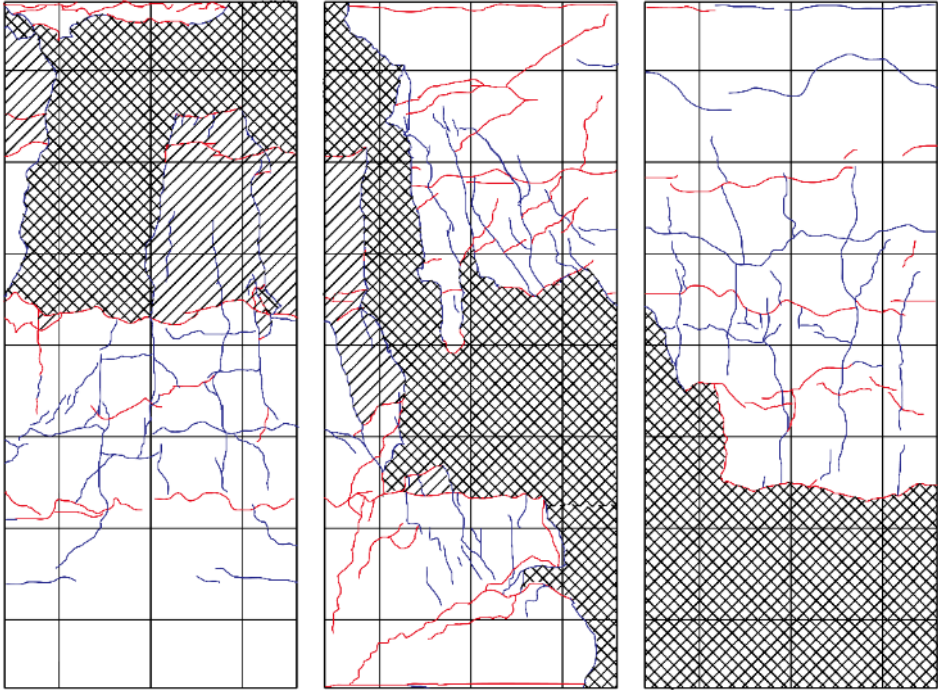
$R=3\%$		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
西面でコンクリートの剥離、剥落が顕著になる	広い範囲でカバーコンクリートが剥離、剥落	
正側 2 回目	負側 2 回目	
コンクリートの損傷がさらに進む ひび割れはあまり増加せず	カバーコンクリートが全体的にさらに剥落 北面柱頭側のカバーコンクリートが浮く	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>		
北面	西面	南面

表 4.3.3-1 損傷状況 (C-N) つづき

$R=4\%$		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
カバーコンクリートの剥落部分が広がる	載荷終了済み	
正側 2 回目	負側 2 回目	
載荷終了済み	載荷終了済み	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>		
北面	西面	南面



(a)剥離箇所除去後①



(b)剥離箇所除去後②



(c)北面柱頭主筋の座屈



(d)南面柱脚主筋の座屈



(e)正面中央主筋の座屈

図 4. 3. 3-1 最終破壊性状 (C-N)

表 4.3.3-2 損傷状況 (C-US)



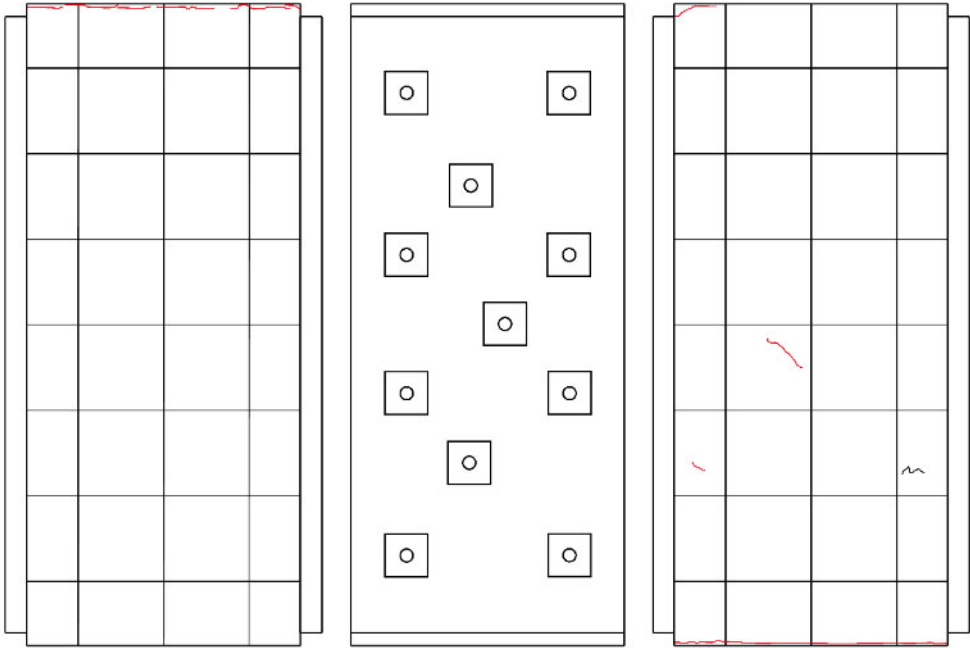
$R=0.03125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
特に変化なし	柱頭・柱脚に曲げひび割れ発生
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面</p> <p>西面</p> <p>南面</p>

表 4.3.3-2 損傷状況 (C-US) つづき



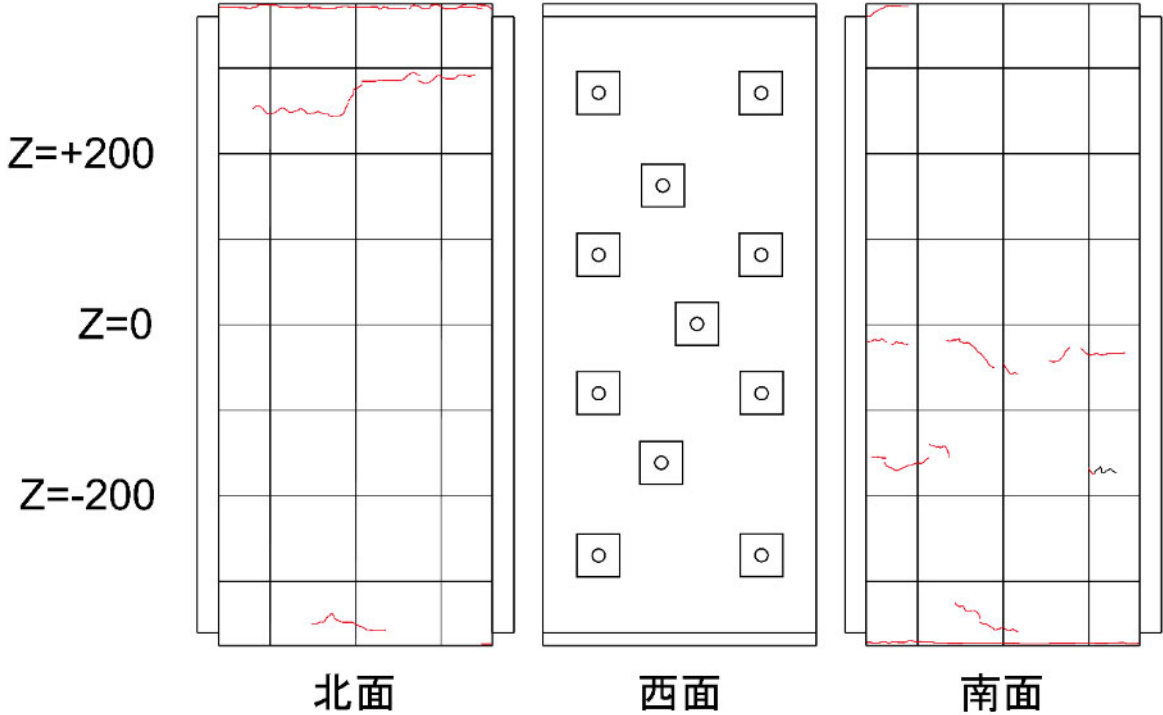
$R=0.0625\%$		
		
(北西面)	(南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目	
特に変化なし	曲げひび割れがわずかに増加, 伸展	
正側 2 回目	負側 2 回目	
特に変化なし	側面中段にも曲げひび割れが発生	
		
Z=+200		
Z=0		
Z=-200		
北面	西面	南面

表 4.3.3-2 損傷状況 (C-US) つづき



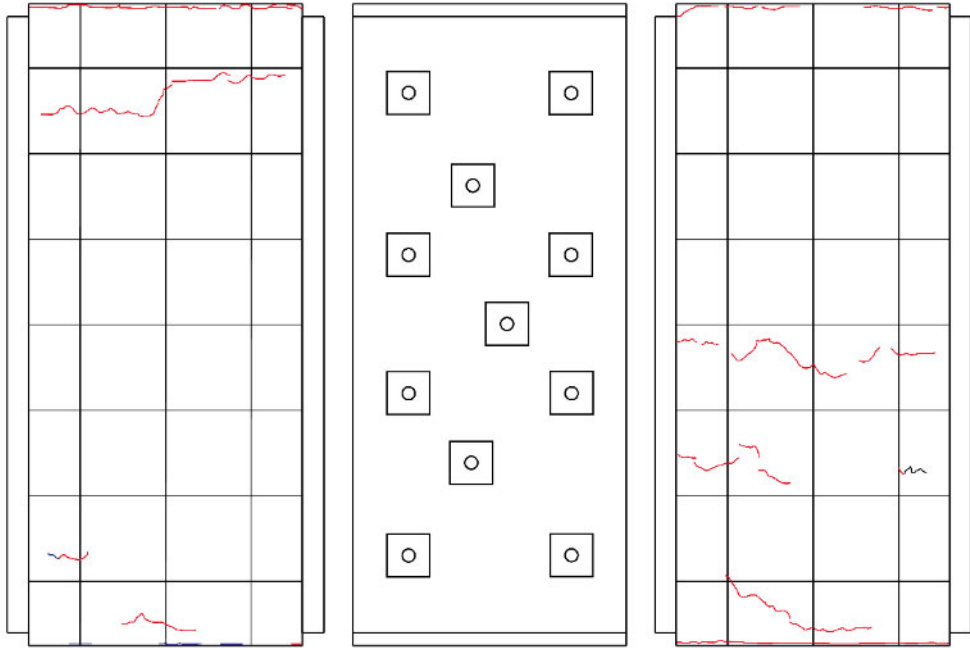
$R=0.125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
ほとんど変化なし	ほとんど変化なし
正側 2 回目	負側 2 回目
ほとんど変化なし	柱頭の曲げひび割れが側面同士で繋がる 曲げひび割れが伸展
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面</p> <p>西面</p> <p>南面</p>

表 4.3.3-2 損傷状況 (C-US) つづき



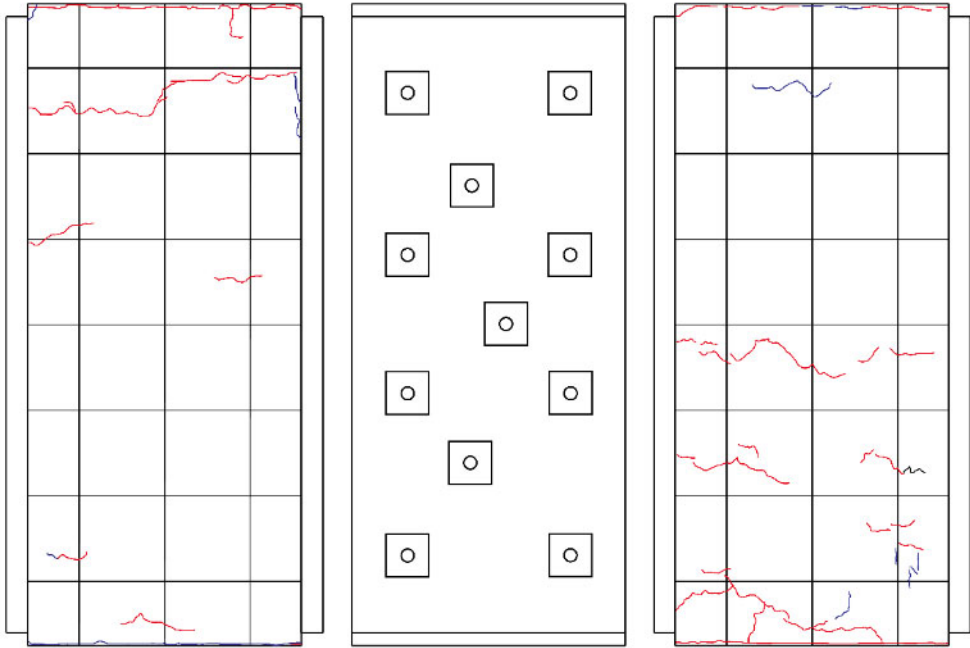
$R=0.25\%$		
		
(北西面)	(南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目	
側面の柱頭・柱脚付近に曲げひび割れや縦ひび割れが発生	曲げひび割れが増加, 伸展	
正側 2 回目	負側 2 回目	
ひび割れがわずかに増加	曲げひび割れが伸展	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>		
北面	西面	南面

表 4.3.3-2 損傷状況 (C-US) つづき



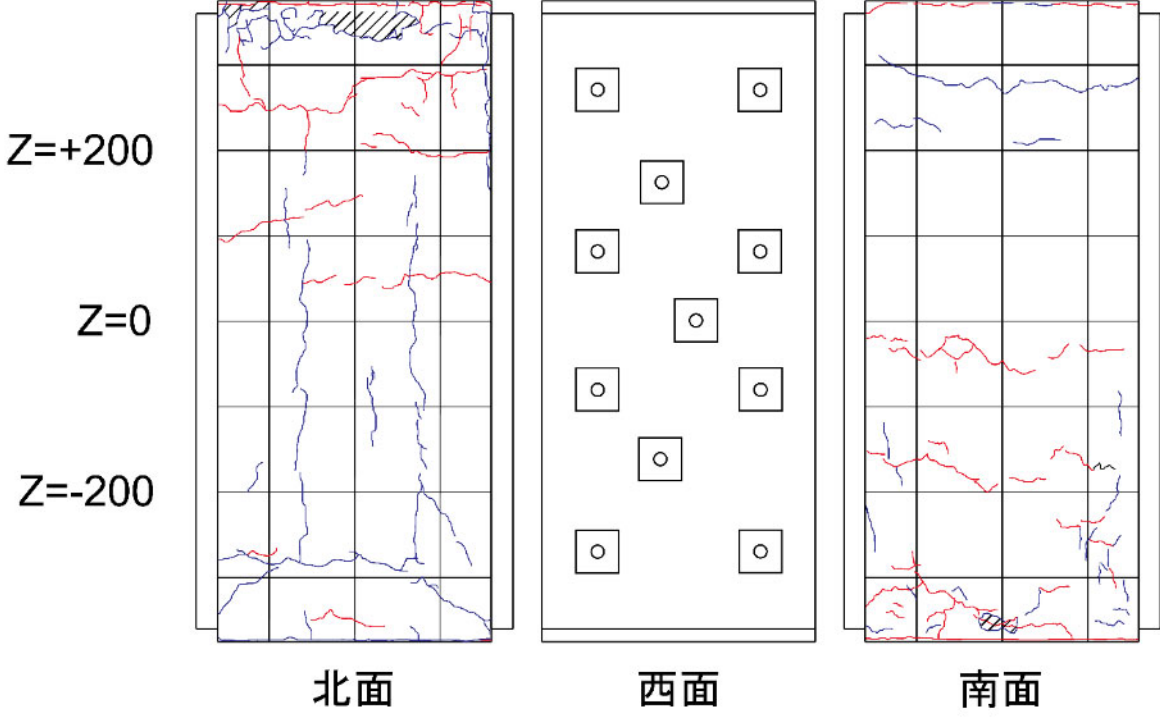
$R=0.5\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
曲げひび割れが増加 北面で主筋に沿った縦ひび割れも多く発生 北面パネル裏の縦ひび割れが伸展	端部の曲げひび割れが大きく開く 曲げひび割れが増加, 伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
側面の縦ひび割れが増加, 伸展	細かいひび割れが引張側で増加
 <p style="text-align: center;">北面 西面 南面</p>	

表 4.3.3-2 損傷状況 (C-US) つづき



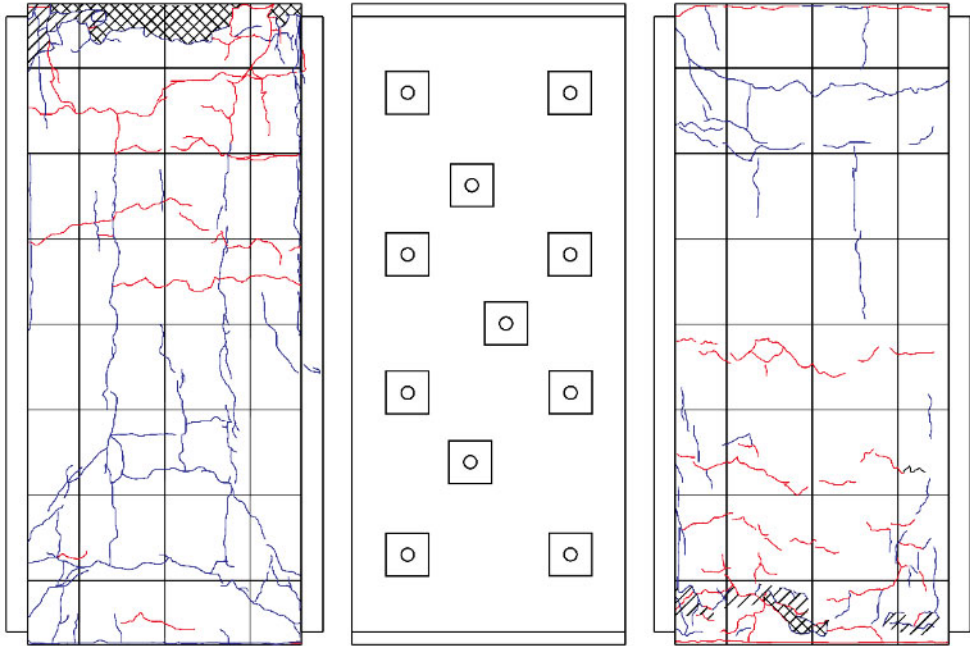
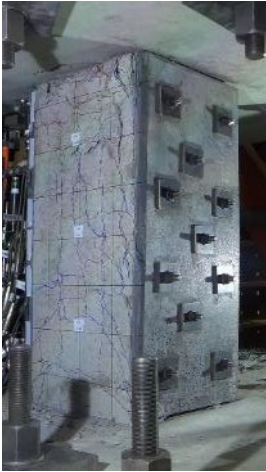

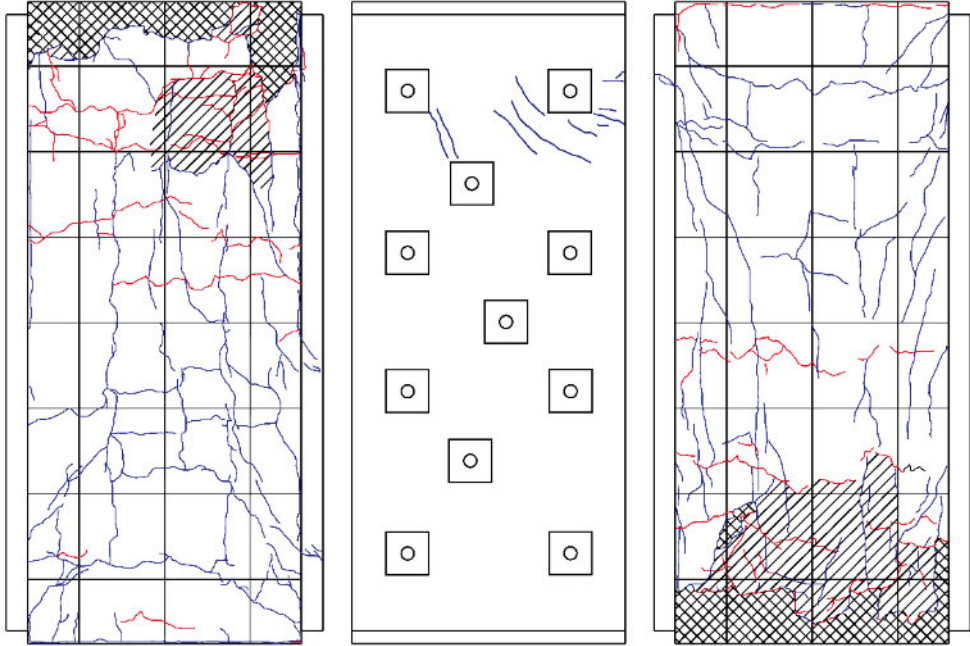
$R=1\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
端部のカバーコンクリートの浮き, 圧壊が進行 曲げひび割れが増加 縦ひび割れが増加, 伸展 北面のパネル裏の縦ひび割れが伸展	引張側の曲げひび割れが伸展 北面上部の主筋に沿った縦ひび割れが伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
全体的にひび割れ, 圧壊がわずかに増加	全体的にひび割れがわずかに増加
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面 西面 南面</p>

表 4.3.3-2 損傷状況 (C-US) つづき

<i>R=2%</i>		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
UFC パネルにひび割れが発生 側面の縦ひび割れが多数増加し、パネル裏のひび割れがパネルのひび割れに繋がる	細かいひび割れが増加 南面下部の剥落が顕著になる	
正側 2 回目	負側 2 回目	
コンクリートの剥離、剥落が増加	載荷終了済み	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> 北面 西面 南面 </p>	



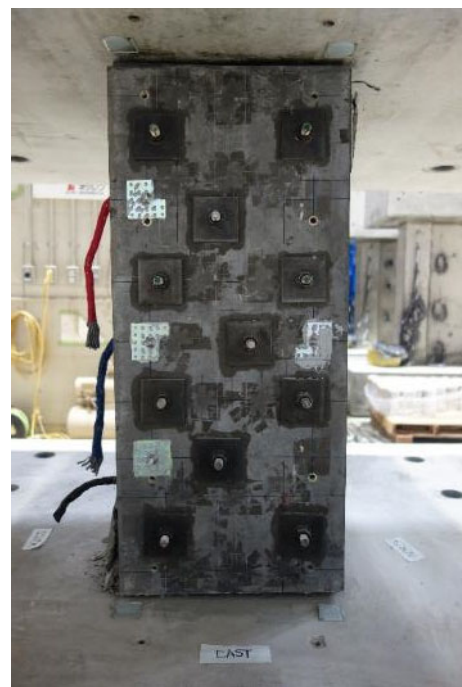
(a) 北面



(b) 南面



(c) 西面



(d) 東面

図 4. 3. 3-2 最終破壊性状 (C-US)

表 4.3.3-3 損傷状況 (C-USJ)



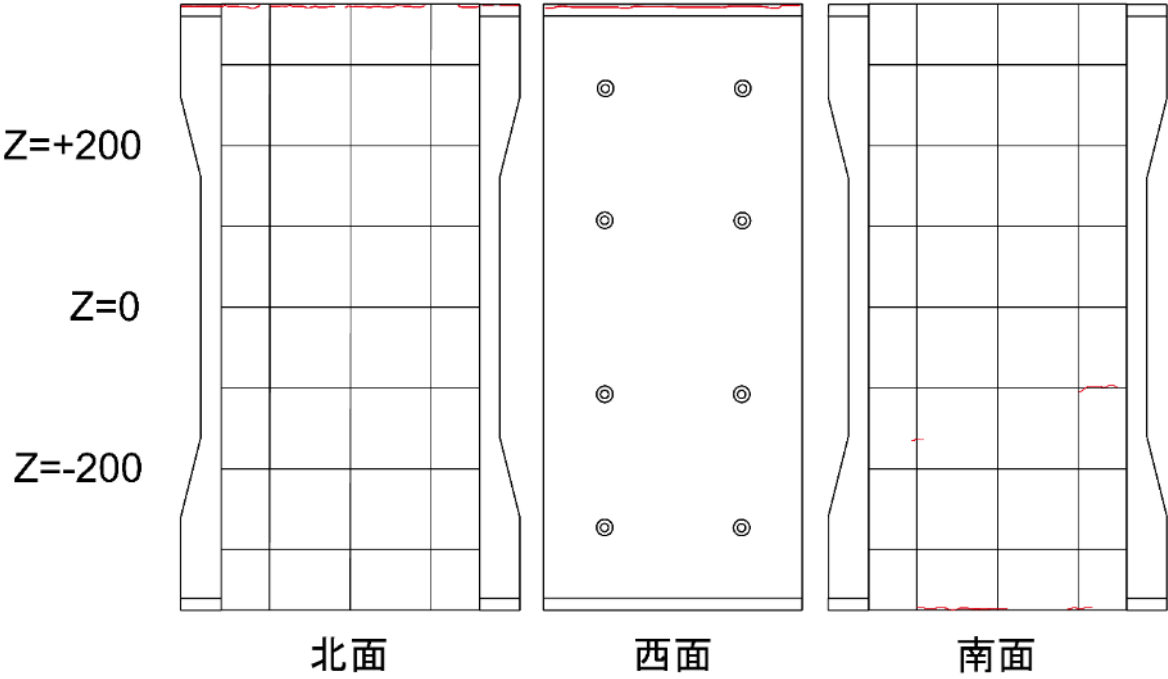
$R=0.03125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
特に変化なし	柱頭で曲げひび割れが発生 柱脚でもわずかに曲げひび割れが発生
 <p style="text-align: center;">北面 西面 南面</p>	

表 4.3.3-3 損傷状況 (C-USJ) つづき



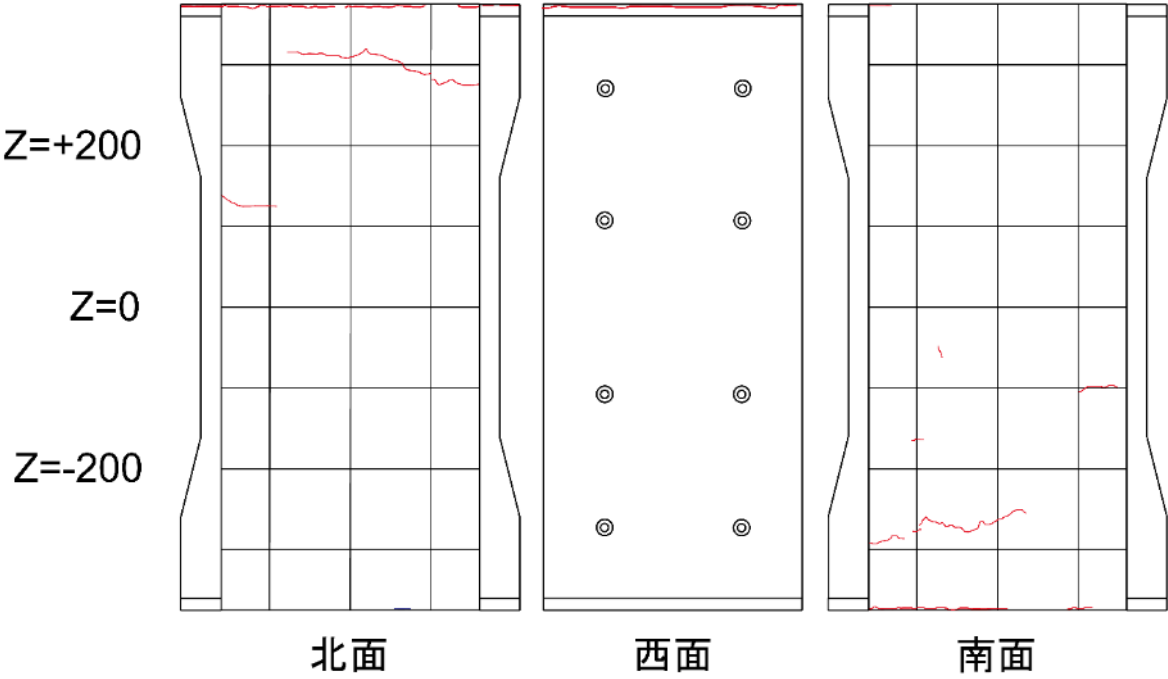
$R=0.0625\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
特に変化なし	北面で曲げひび割れが増加
正側 2 回目	負側 2 回目
ほぼ変化なし	曲げひび割れが増加, 伸展
 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> 北面 西面 南面 </p>	

表 4.3.3-3 損傷状況 (C-USJ) つづき



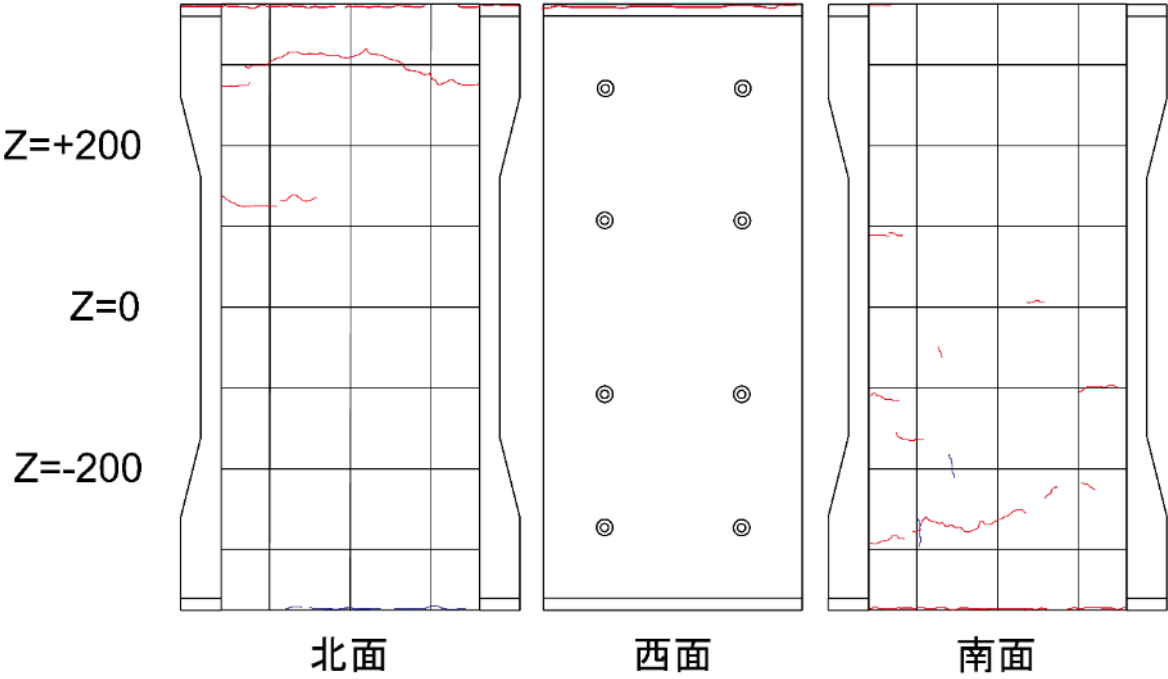
$R=0.125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
ひび割れがわずかに増加	曲げひび割れがわずかに増加, 伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
北面柱脚部の曲げひび割れが伸展	わずかに曲げひび割れが増加
 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> Z=+200 Z=0 Z=-200 </p> <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> 北面 西面 南面 </p>	

表 4.3.3-3 損傷状況 (C-USJ) つづき



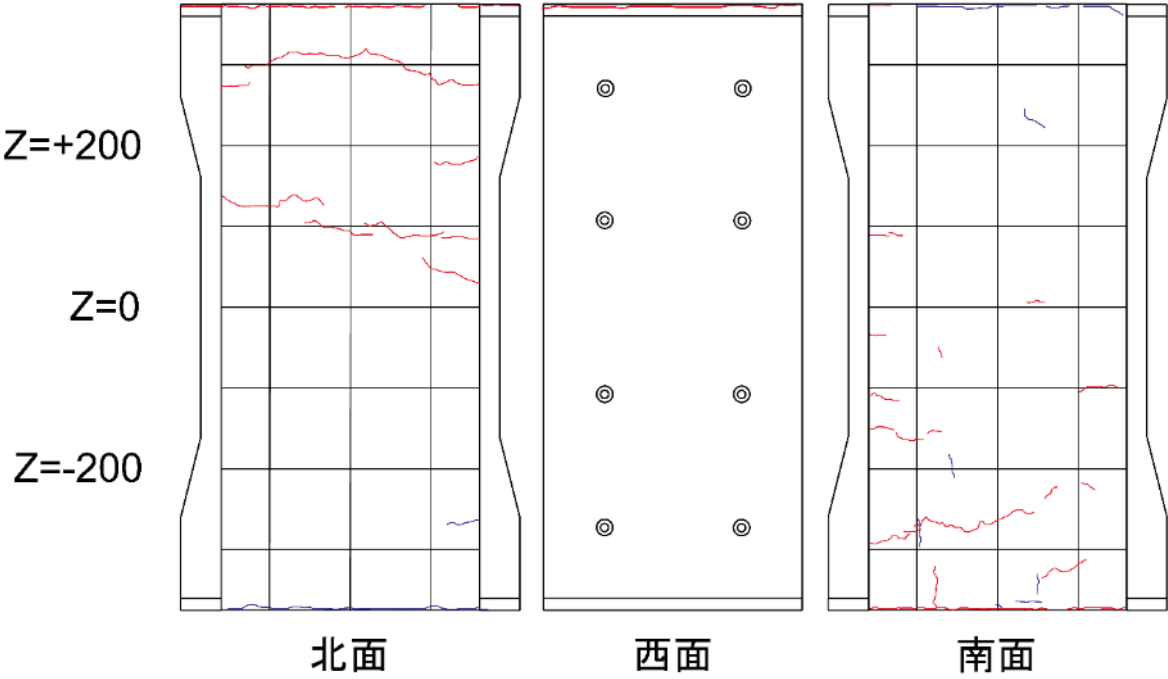
$R=0.25\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
側面で曲げひび割れが増加	曲げひび割れが増加, 伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
曲げひび割れがわずかに伸展	曲げひび割れが伸展
 <p style="text-align: center;">北面 西面 南面</p>	

表 4.3.3-3 損傷状況 (C-USJ) つづき



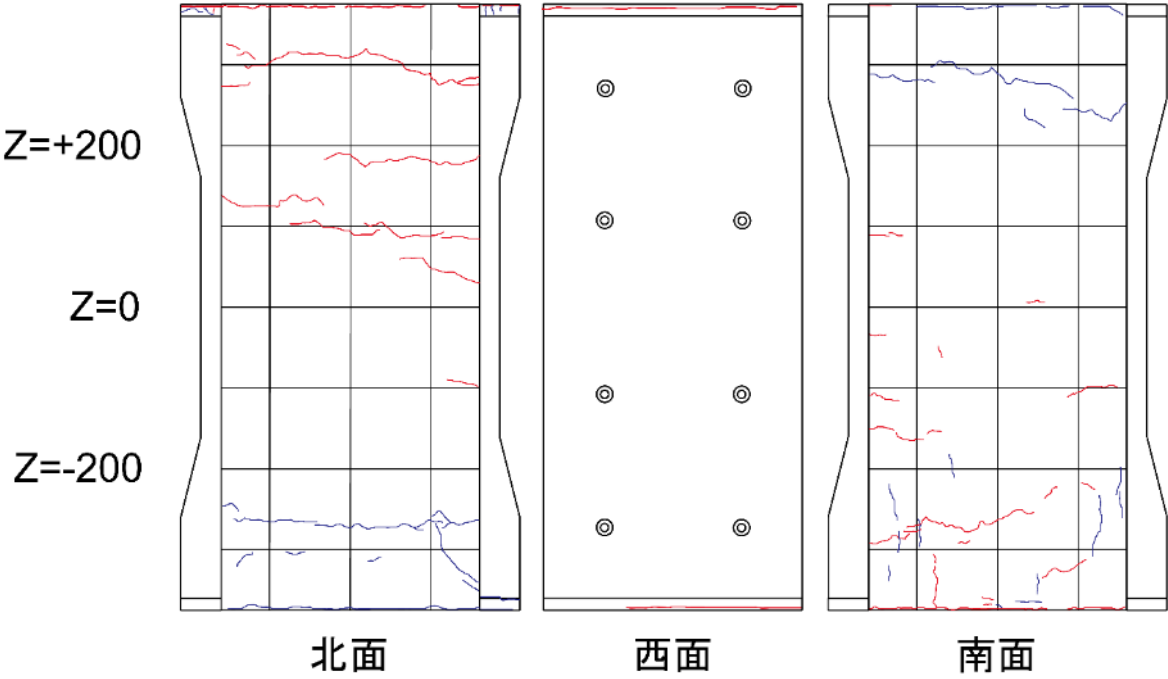
$R=0.5\%$	
 (北西面)	 (南西面)
正側 1 回目	負側 1 回目
柱頭・柱脚で曲げひび割れが増加 南面下部に縦ひび割れがわずかに発生	曲げひび割れが増加, 伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
曲げひび割れ, 縦ひび割れが伸展 柱頭目地にわずかに浮き発生	曲げひび割れがわずかに伸展
	

表 4.3.3-3 損傷状況 (C-USJ) つづき



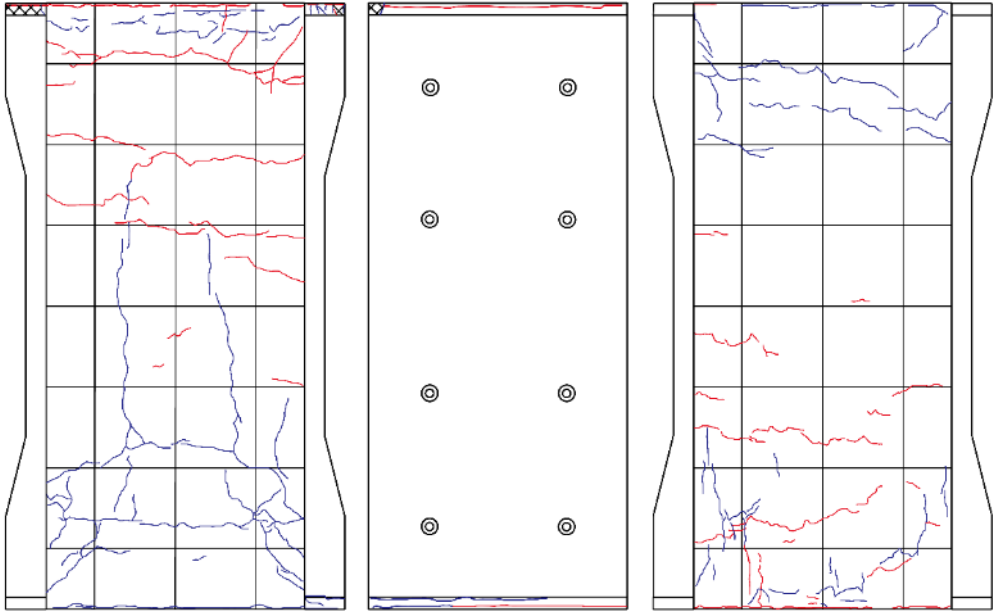
$R=1\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
曲げひび割れが増加, 伸展 主筋に沿った縦ひび割れが発生 目地の浮きが進行	曲げひび割れが伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
縦ひび割れ, 曲げひび割れが増加 目地の浮きもわずかに進行	曲げひび割れが伸展
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面 西面 南面</p>

表 4.3.3-3 損傷状況 (C-USJ) つづき



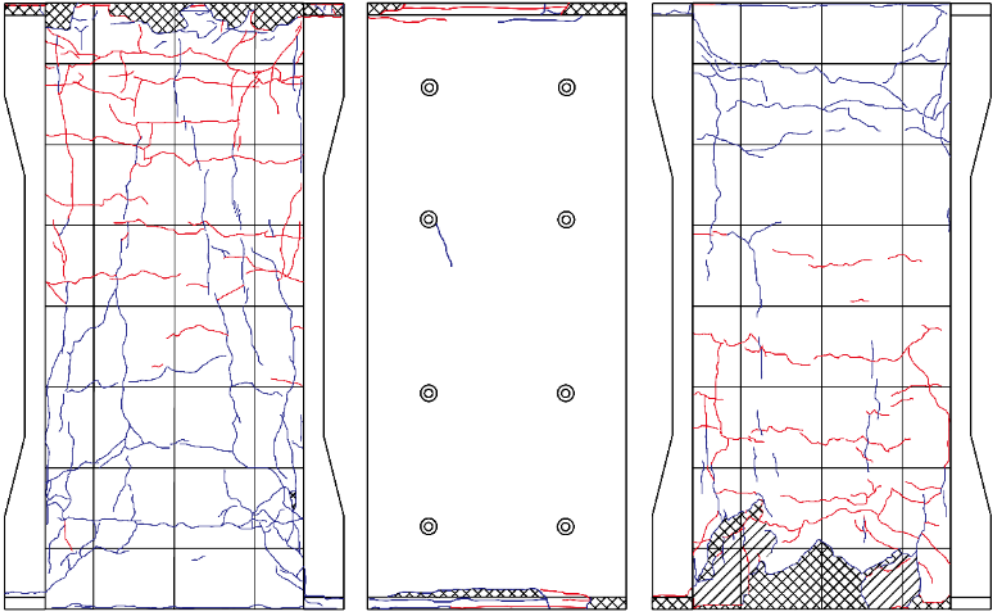


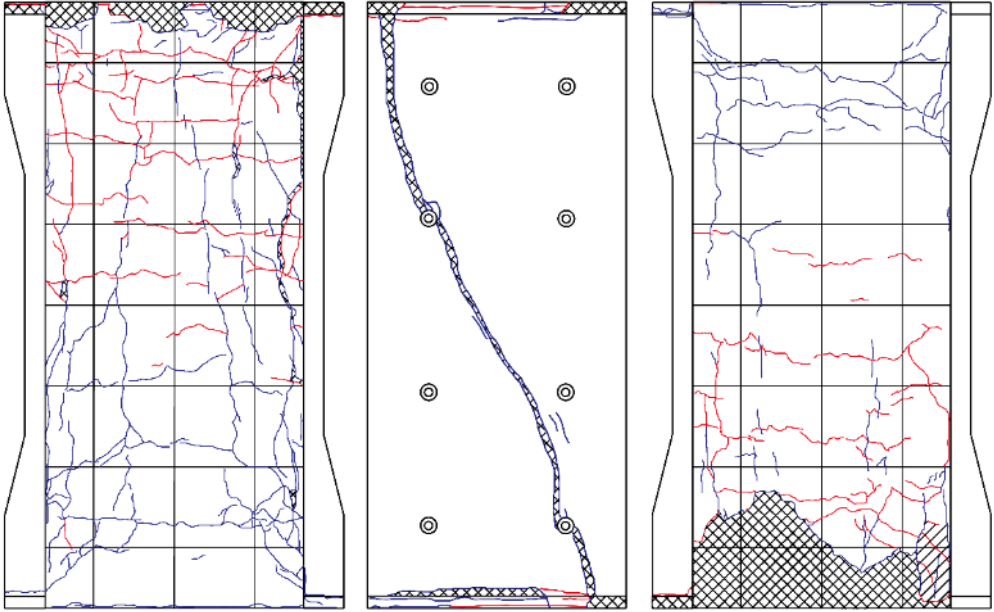
<i>R=2%</i>		
		
(北西面)	(南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目	
側面端部の浮きが進行, 縦ひび割れが増加 側面のパネル裏のひび割れが大幅に増加	曲げひび割れが増加 パネル裏の主筋に沿った縦ひび割れが伸展	
正側 2 回目	負側 2 回目	
目地モルタルの圧壊が進行, 縦ひび割れが増加 北面柱脚のパネル裏の縦ひび割れが拡幅 パネルにせん断ひび割れが発生	柱の中央高さ付近まで曲げひび割れが発生	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>		
北面	西面	南面

表 4.3.3-3 損傷状況 (C-USJ) つづき

<i>R=3%</i>		
		
(北西面)	(南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目	
パネルがせん断破壊 コンクリートの剥離, 剥落が増加	載荷終了済み	
正側 2 回目	負側 2 回目	
載荷終了済み	載荷終了済み	
Z=+200 Z=0 Z=-200		
北面	西面	南面



(a) 北面



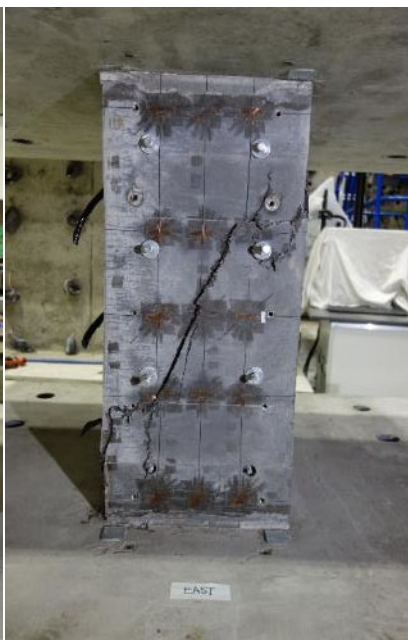
(b) 南面



(c) 正面柱頭目地部



(d) 西面



(e) 東面



(f) 正面柱脚目地部

図 4.3.3-3 最終破壊性状 (C-USJ)

表 4.3.3-4 損傷状況 (C-USJ-UW)


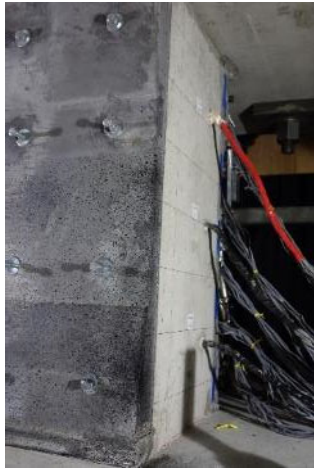
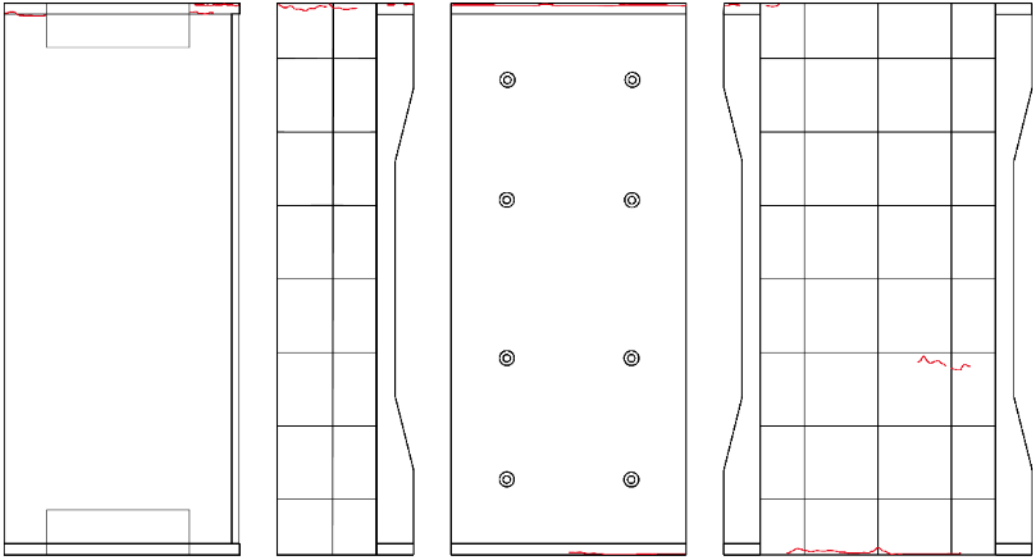
$R=0.03125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
特に変化なし	柱頭端部に袖壁から柱にかけての曲げひび割れが発生 柱脚端部にも曲げひび割れが発生
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面</p>

表 4.3.3-4 損傷状況 (C-USJ-UW) つづき



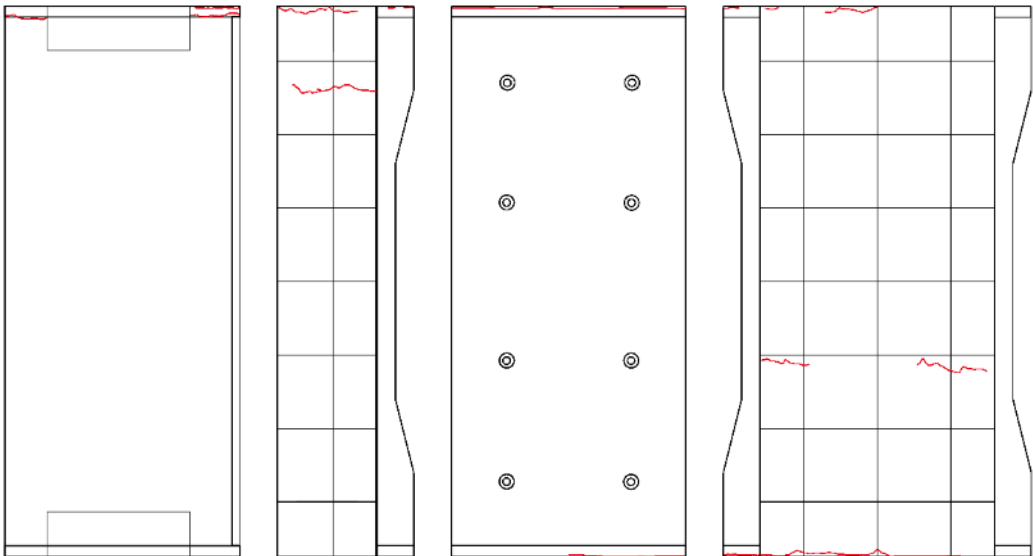
$R=0.0625\%$			
 (北西面)	 (南西面)		
正側 1 回目	負側 1 回目		
特に変化なし	曲げひび割れが増加		
正側 2 回目	負側 2 回目		
特に変化なし	曲げひび割れが伸展		
			
袖壁西面	柱北面	柱西面	柱南面

表 4.3.3-4 損傷状況 (C-USJ-UW) つづき



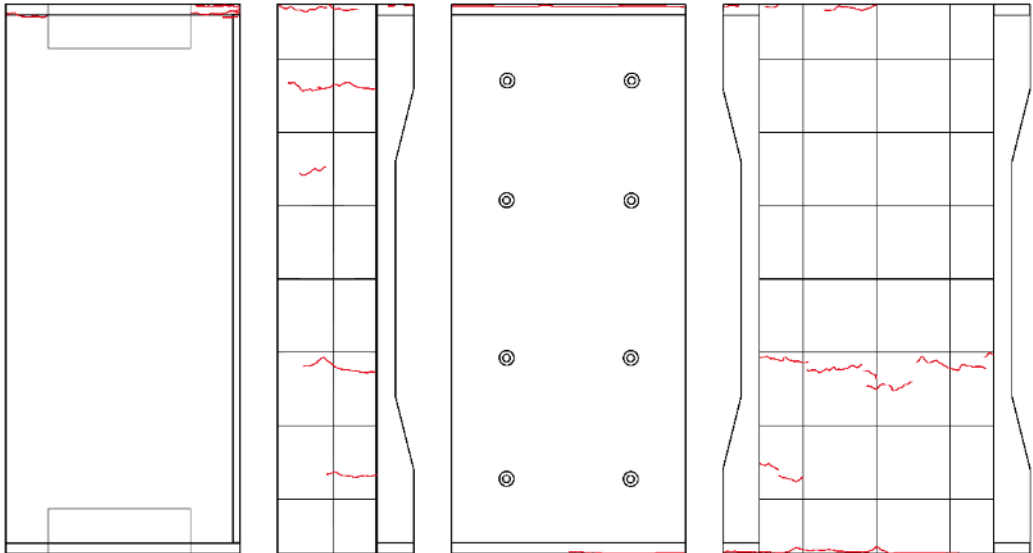
$R=0.125\%$			
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>		
正側 1 回目	負側 1 回目		
特に変化なし	曲げひび割れが増加, 伸展		
正側 2 回目	負側 2 回目		
特に変化なし	曲げひび割れが増加, 伸展		
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>			
袖壁西面	柱北面	柱西面	柱南面

表 4.3.3-4 損傷状況 (C-USJ-UW) つづき



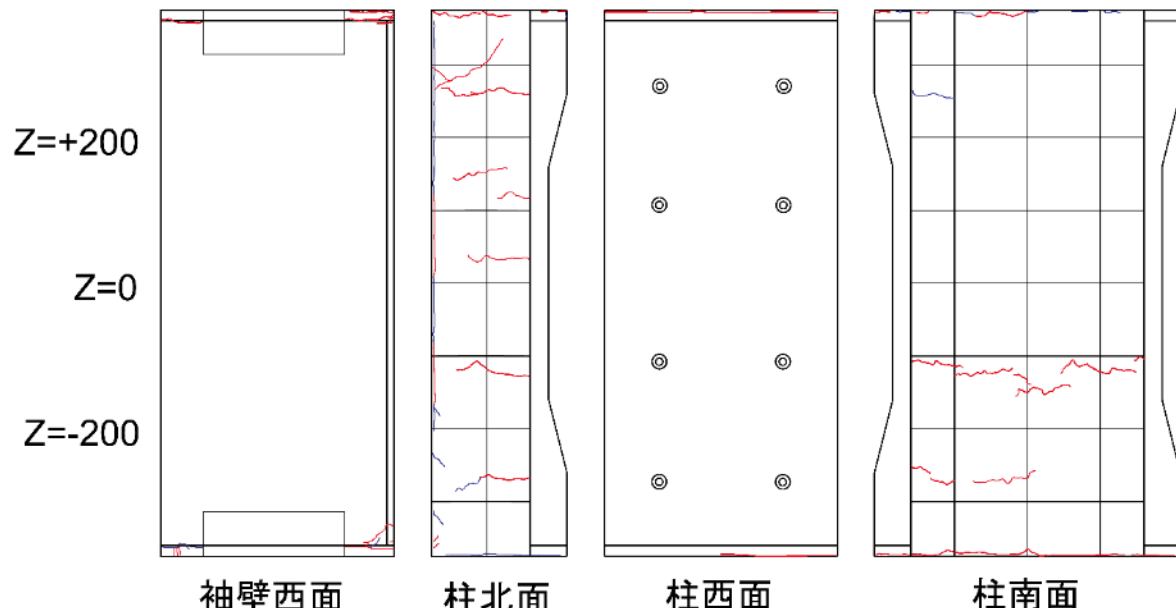
$R=0.25\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
袖壁脚部目地モルタル, 柱頭側面に浮きが発生 柱北面に斜めひび割れが発生	袖壁鉛直接合部に縦ひび割れが発生 曲げひび割れがわずかに伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
袖壁鉛直接合部の縦ひび割れが全長に伸展 端部の浮きが進行	曲げひび割れがわずかに伸展
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面</p>	

表 4.3.3-4 損傷状況 (C-USJ-UW) つづき



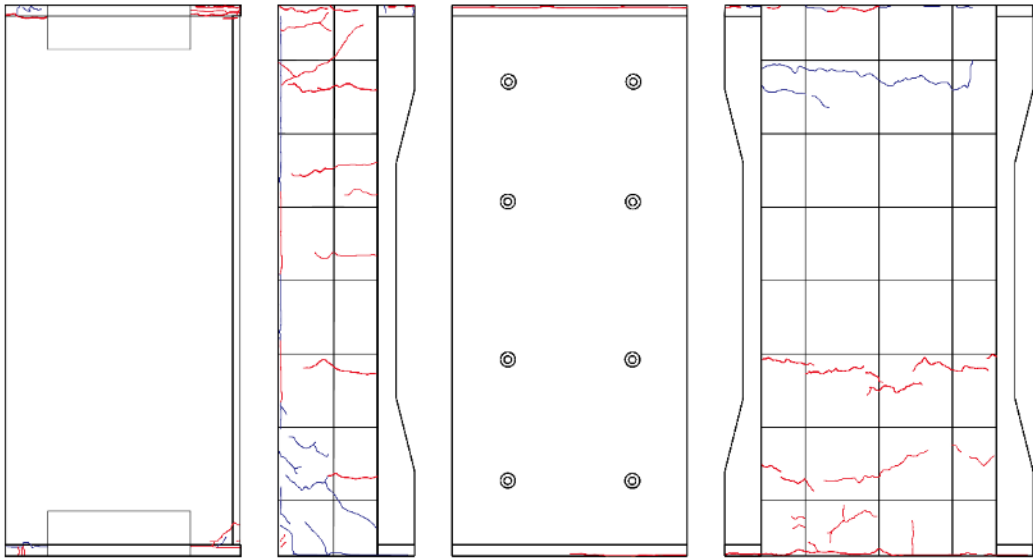
$R=0.5\%$			
 (北西面)	 (南西面)		
正側 1 回目	負側 1 回目		
柱北面柱脚部に斜めひび割れが増加 南面上部に曲げひび割れが発生 袖壁頂部, 柱頭の目地モルタルの圧壊が進行	曲げひび割れが伸展 袖壁頂部の目地モルタルの離間が進行		
正側 2 回目	負側 2 回目		
大きな変化なし	曲げひび割れが伸展		
			
袖壁西面	柱北面	柱西面	柱南面

表 4.3.3-4 損傷状況 (C-USJ-UW) つづき



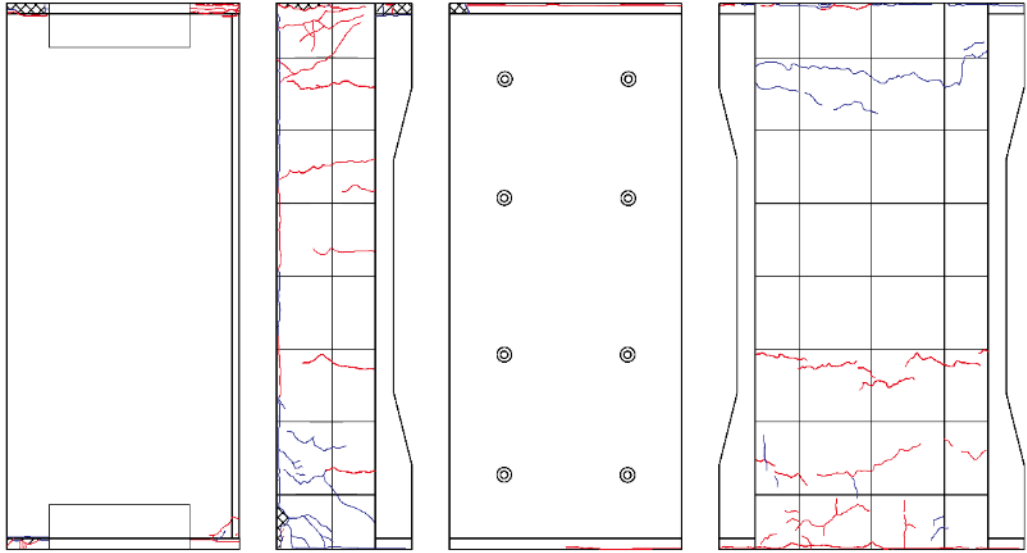
$R=1\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
袖壁頂部, 柱頭の目地の浮きが進行 柱北面の斜めひび割れが増加	袖壁と柱の離間が大きく拡大 曲げひび割れが増加, 伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
袖壁頂部モルタルの浮き増加 南面に縦ひび割れが発生 南面柱頭部の曲げひび割れが伸展	ひび割れの増加はほとんどなし
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面</p>	

表 4.3.3-4 損傷状況 (C-USJ-UW) つづき


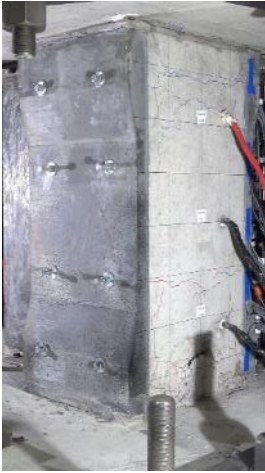
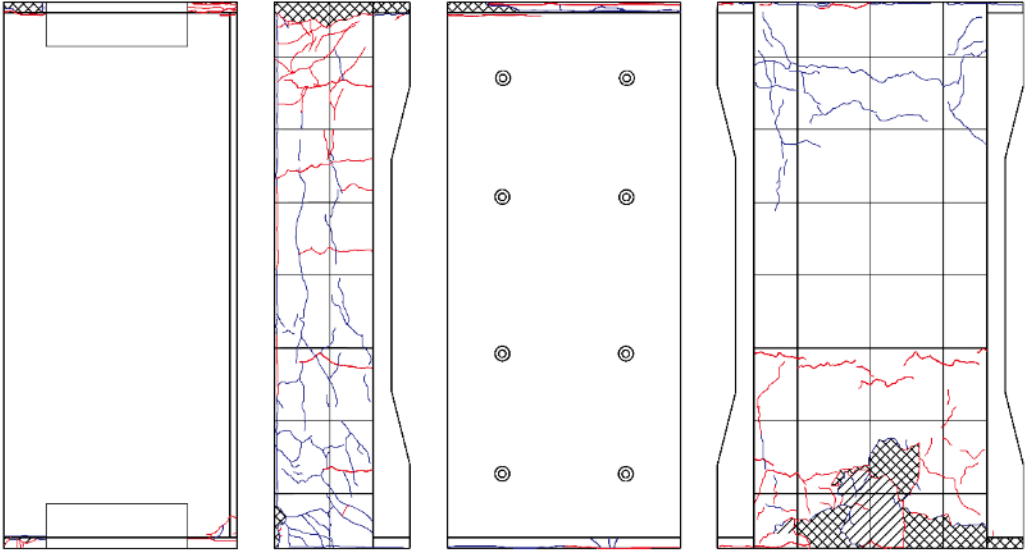
$R=2\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
目地の浮き, 圧壊が進行 柱北面下部や柱南面上部で主筋, 接着面に沿った縦ひび割れが多数発生	曲げひび割れ, 縦ひび割れが細かく増加, 伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
端部のコンクリートの浮き, 剥離が増加 側面の縦ひび割れが増加	細かいひび割れが増加 コンクリートの剥離, 剥落が増加
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面</p>

表 4.3.3-4 損傷状況 (C-USJ-UW) つづき



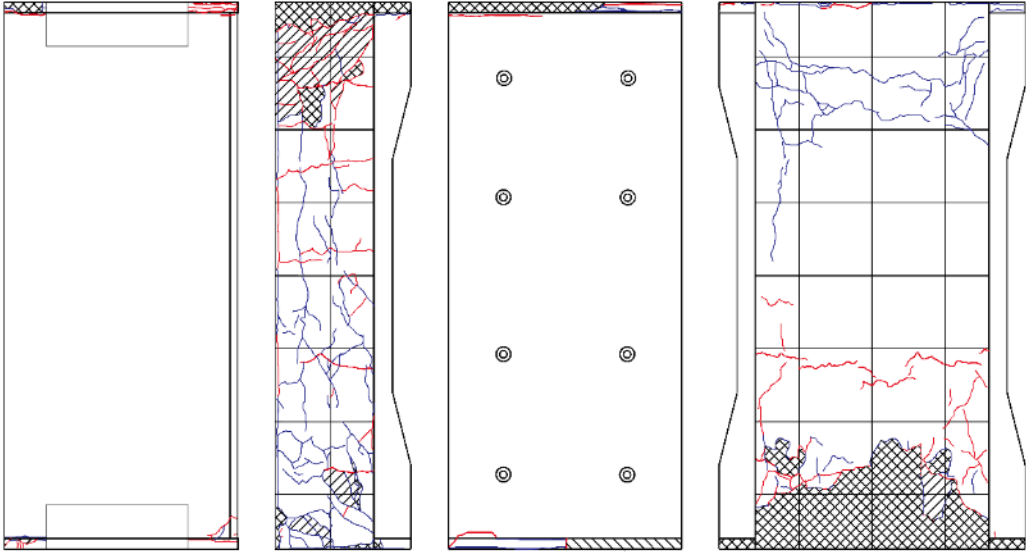


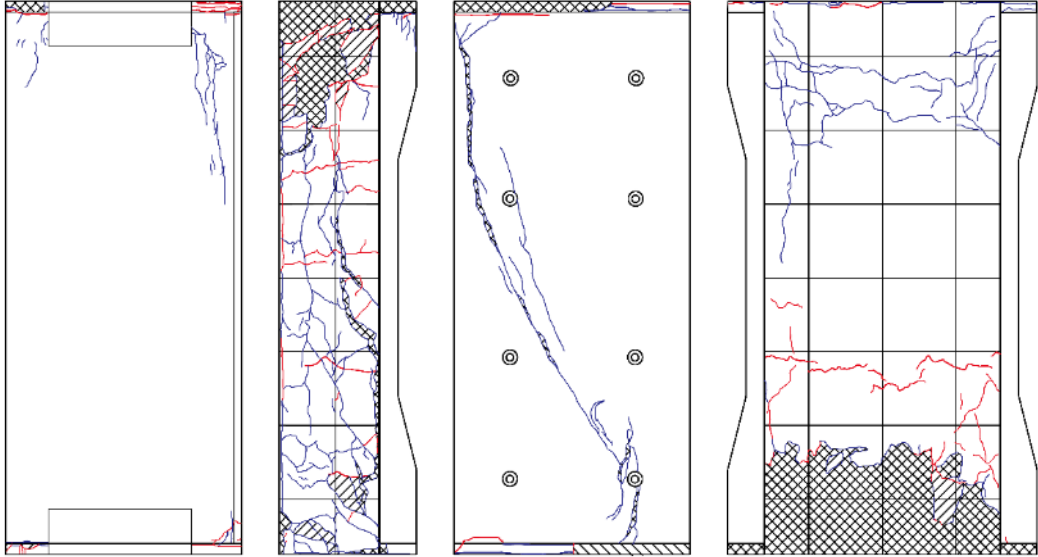
$R=3\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱脚部でコンクリートの剥離，剥落が増加 縦ひび割れが増加，北面柱頭の圧壊が進行	端部の離間がさらに大きくなる 引張側でひび割れが増加
正側 2 回目	負側 2 回目
柱頭・柱脚の圧壊がさらに進行 細かいひび割れが増加し，コンクリートの剥離， 剥落が増加	ごくわずかにひび割れが増加
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面</p>

表 4.3.3-4 損傷状況 (C-USJ-UW) つづき

$R=4\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
挟込パネルがせん断破壊した 袖壁パネルにも縦ひび割れが発生 コンクリートの剥落が広がる	載荷終了済み
正側 2 回目	負側 2 回目
載荷終了済み	載荷終了済み
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面</p>	



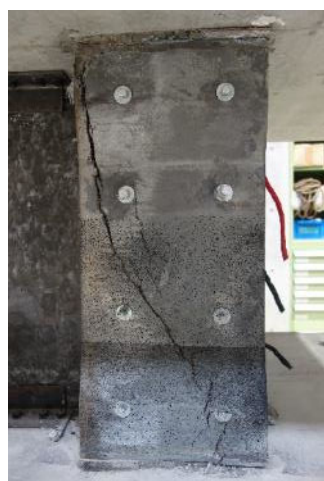
(a) 北面



(b) 南面



(c) 袖壁西面



(d) パネル西面



(e) パネル東面



(f) 北面および袖壁東面



(g) 南面柱脚部

図 4.3.3-4 最終破壊性状 (C-USJ-UW)



(h) 西面柱頭目地部



(i) 西面柱脚目地部



(j) 東面柱頭目地部



(k) 東面柱脚目地部



(l) 袖壁頂部目地部



(m) 袖壁脚部目地部

図 4.3.3-4 最終破壊性状 (C-USJ-UW) つづき

表 4.3.3-5 損傷状況 (C-USJ-RCW)



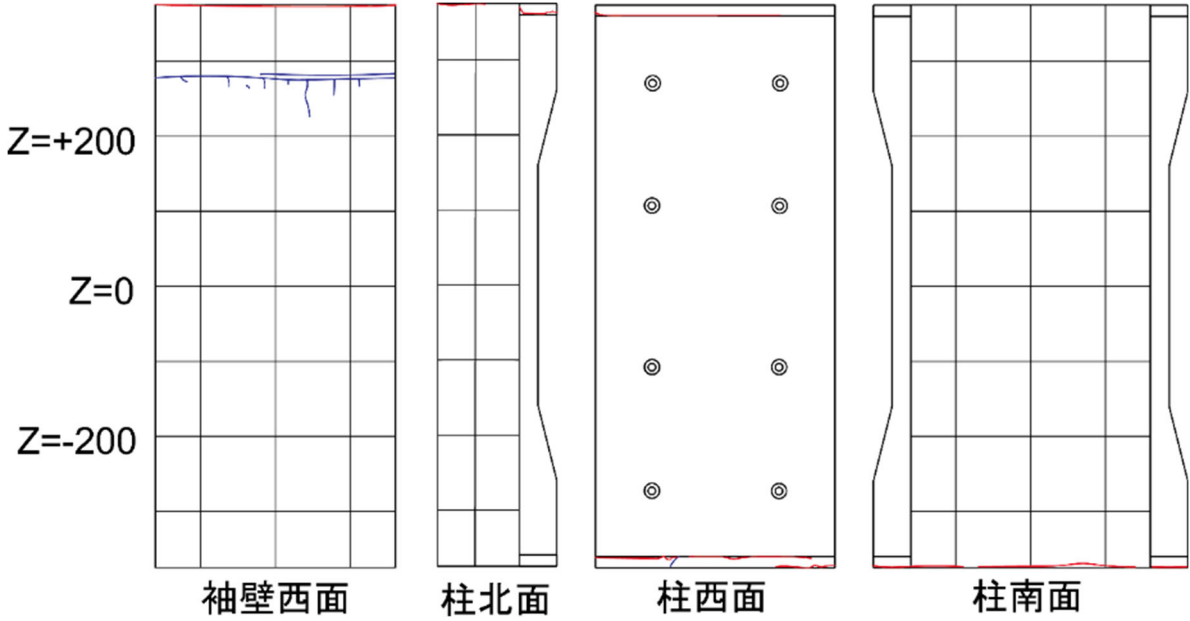
$R=0.03125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
袖壁のコンクリートと無水縮モルタルの境界にひび割れ発生	柱頭・柱脚に曲げひび割れ発生 袖壁頂部に離間発生
 <p style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> 袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面 </p>	

表 4.3.3-5 損傷状況 (C-USJ-RCW) つづき



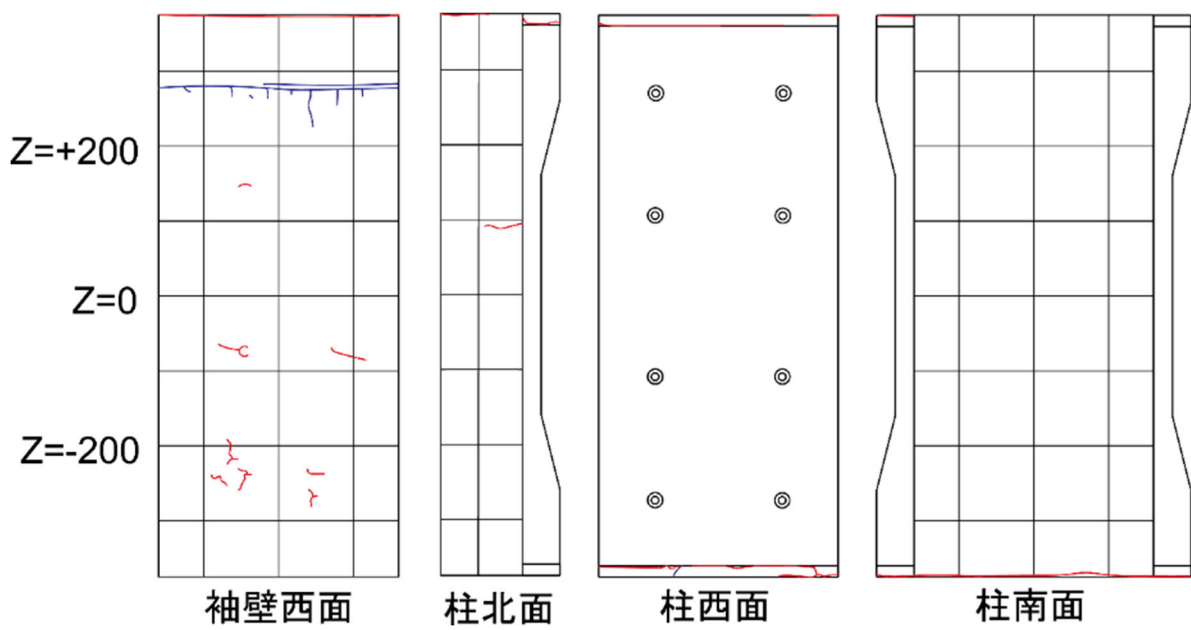
$R=0.0625\%$	
	
(北西面)	(南西面)
正側 1 回目	負側 1 回目
特に変化なし	柱北面で曲げひび割れが増加
正側 2 回目	負側 2 回目
特に変化なし	袖壁曲げひび割れが増加
	

表 4.3.3-5 損傷状況 (C-USJ-RCW) つづき



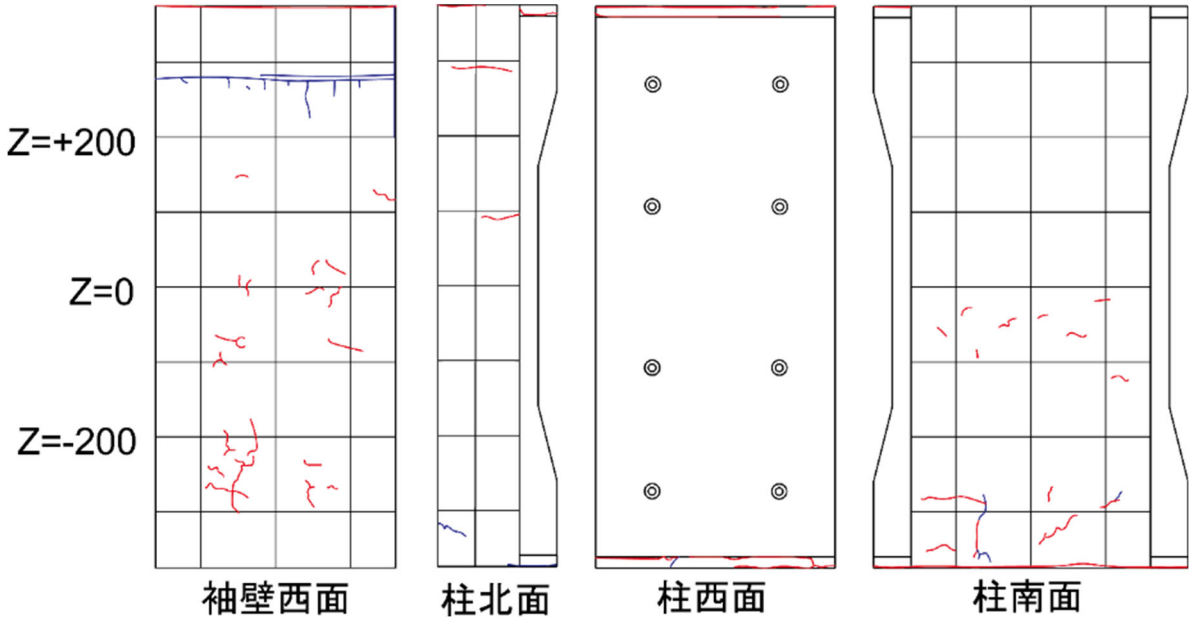
$R=0.125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱脚に細かく縦ひび割れが発生 袖壁に縦ひび割れ発生	曲げひび割れが増加, 伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
柱に曲げひび割れが増加, 伸展	わずかにひび割れが伸展
 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> 袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面 </p>	

表 4.3.3-5 損傷状況 (C-USJ-RCW) つづき



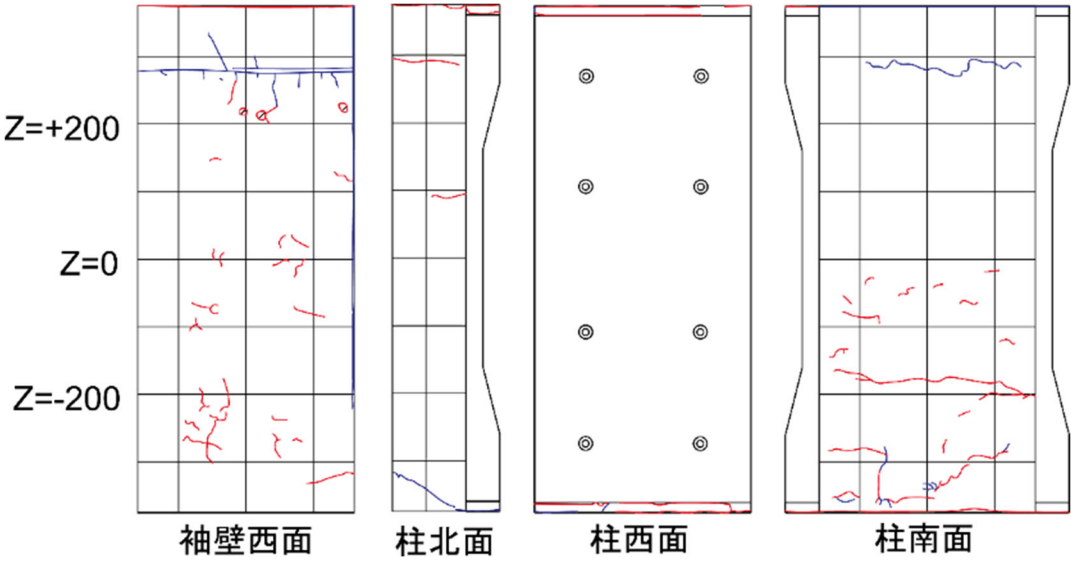
$R=0.25\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
曲げひび割れが増加, 伸展	曲げひび割れが増加, 伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
曲げひび割れがわずかに伸展	曲げひび割れがわずかに伸展
	

表 4.3.3-5 損傷状況 (C-USJ-RCW) つづき



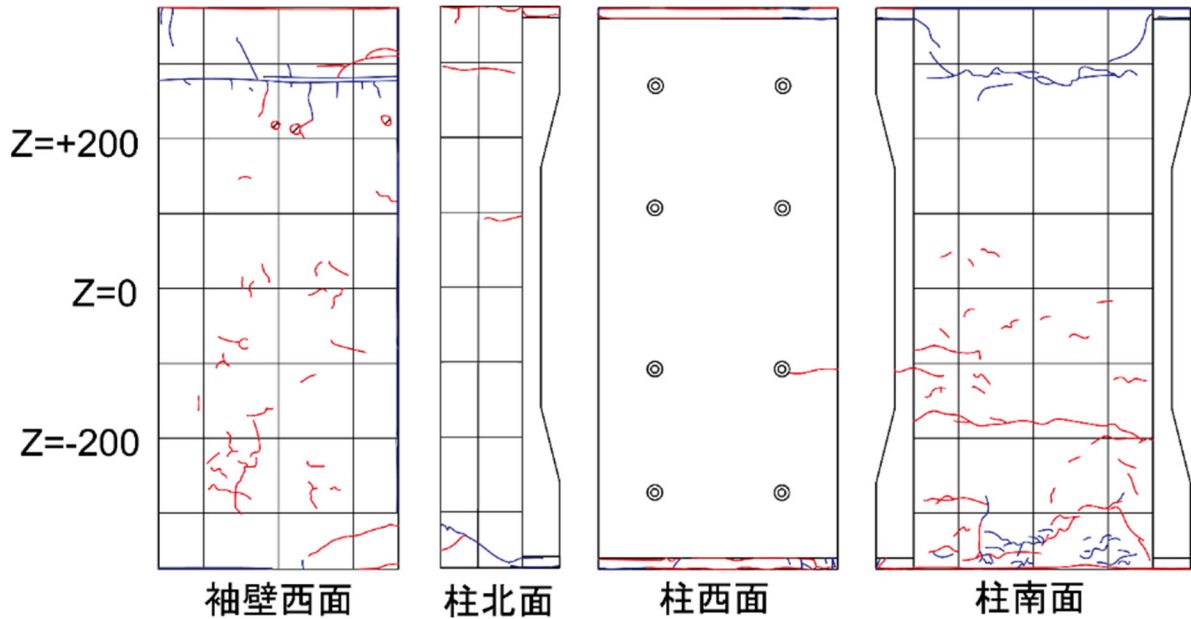
$R=0.5\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱頭・柱脚で曲げひび割れが増加 袖壁脚で曲げひび割れが増加	挟込パネルに横ひび割れ発生 柱脚で曲げひび割れが増加 袖壁で曲げひび割れが増加
正側 2 回目	負側 2 回目
曲げひび割れがわずかに伸展	曲げひび割れがわずかに伸展
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面</p>	

表 4.3.3-5 損傷状況 (C-USJ-RCW) つづき



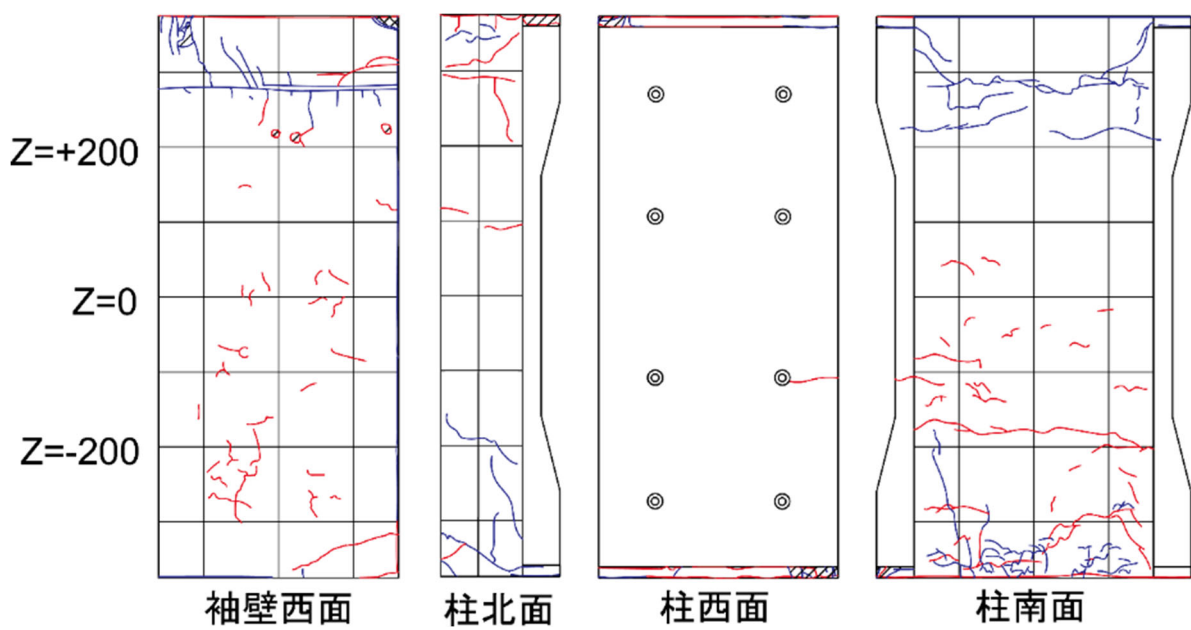
$R=1\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱脚目地にわずかに浮き発生 柱の曲げひび割れと縦ひび割れの増加 袖壁頭の亀裂が増加	曲げひび割れが増加, 伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
曲げひび割れの増加, 伸展 袖壁頭で圧壊発生 柱頭目地にわずかに浮き発生	柱の曲げひび割れが伸展
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面</p>	

表 4.3.3-5 損傷状況 (C-USJ-RCW) つづき

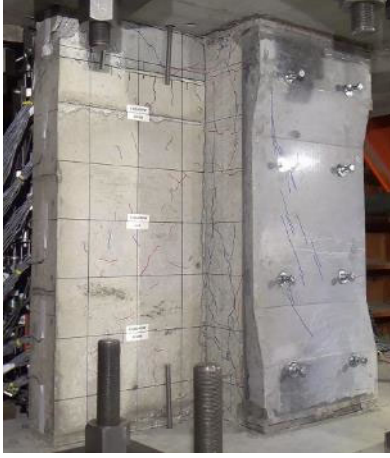

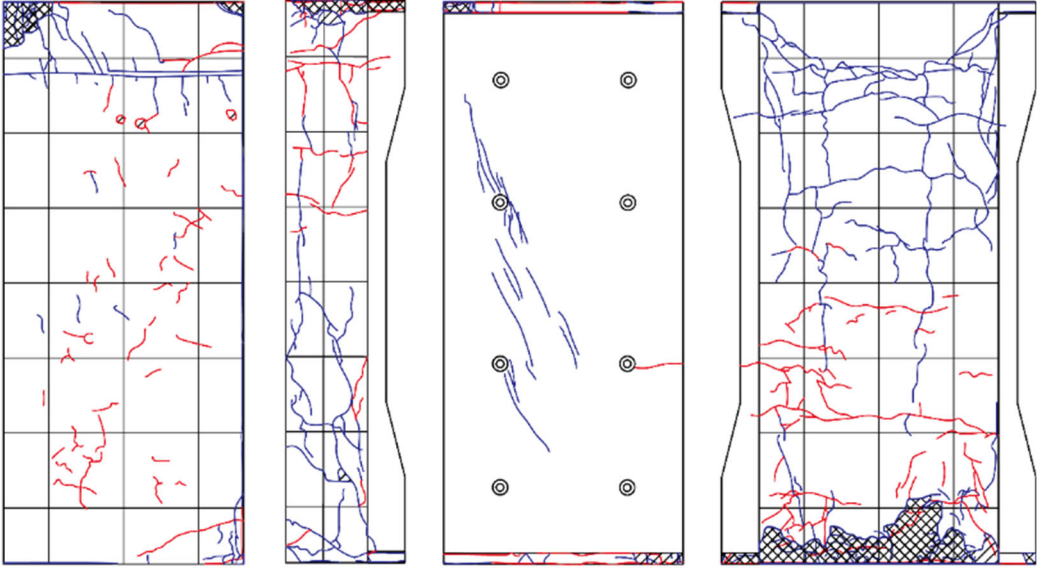
<i>R=2%</i>				
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>			
正側 1 回目	負側 1 回目			
挟込パネルにせん断ひび割れが発生 柱圧縮側の浮きが広範囲に発生 全体的に曲げひび割れが大幅に増加, 伸長 袖壁の圧壊増加	柱頭に浮きが発生 曲げひび割れが増加, 伸展 挟込パネルの北面上部に横ひび割れが発生			
正側 2 回目	負側 2 回目			
曲げひび割れと縦ひび割れが増加 柱脚の剥落発生と目地モルタルの圧壊が進行 挟込パネルのひび割れ伸展	柱の曲げひび割れが伸展			
Z=+200 Z=0 Z=-200				
	袖壁西面	柱北面	柱西面	柱南面

表 4.3.3-5 損傷状況 (C-USJ-RCW) つづき



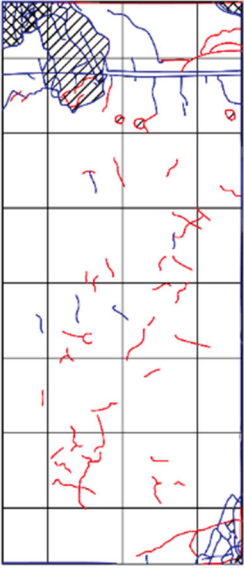
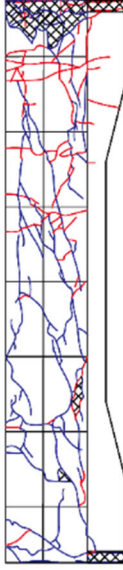
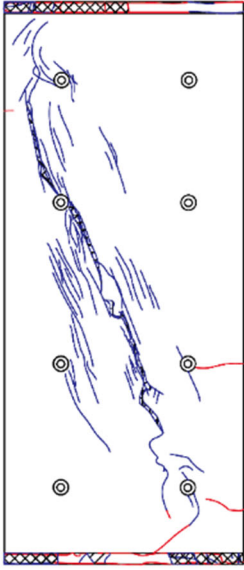
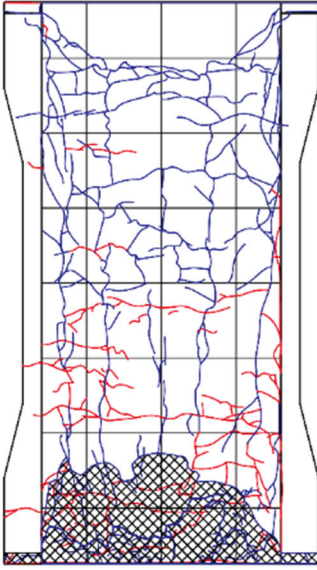


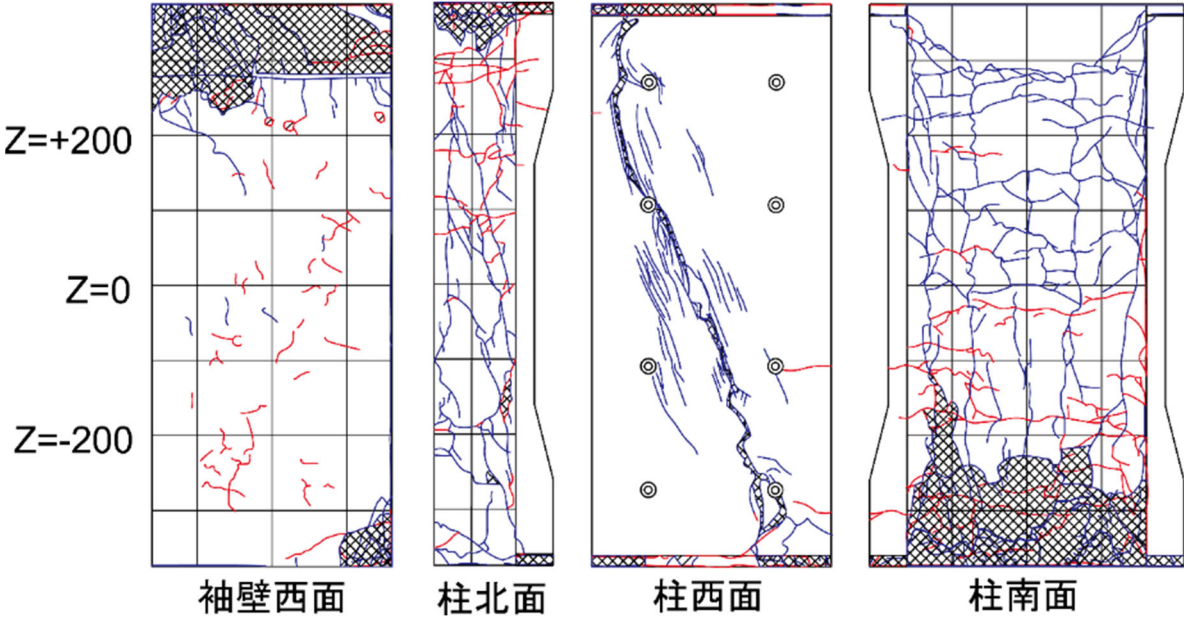
$R=3\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱頭・柱脚の剥落増加 挟込パネルのひび割れが増加，伸展 柱と袖壁の曲げひび割れの増加 柱の縦ひび割れが多く発生	曲げひび割れの増加，伸展 柱頭目地の損傷が激しくなる
正側 2 回目	負側 2 回目
挟込パネルせん断ひび割れが大幅に増加・伸展 柱脚の圧壊が進行 袖壁頭・袖壁脚の圧壊が進行	挟込パネルの上下部に横ひび割れが発生 柱パネル接着面に沿った縦ひび割れ増加
Z=+200 Z=0 Z=-200	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>袖壁西面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>柱北面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>柱西面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>柱南面</p> </div> </div>

表 4.3.3-5 損傷状況 (C-USJ-RCW) つづき

R=4% (正側 1 回目ピーク付近で載荷終了)	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
挟込パネルせん断ひび割れが大きく開く 袖壁頭・袖壁脚の圧壊がひどくなる	—
正側 2 回目	負側 2 回目
—	—
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面</p>	



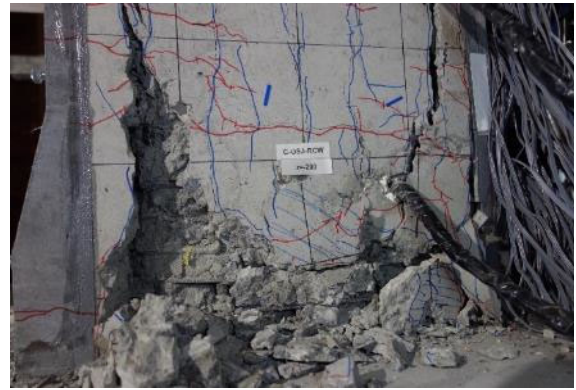
(a) 柱パネルせん断破壊



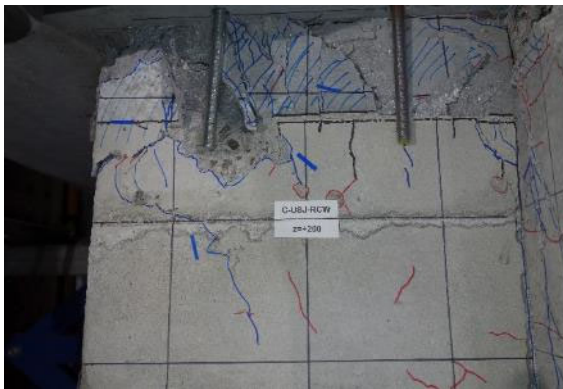
(b) 柱パネル界面の縦ひび割れ



(c) パネル界面の縦ひび割れ



(d) 柱脚コンクリート圧壊



(e) 袖壁頂部圧壊ひび割れ



(f) 袖壁脚部コンクリート圧壊

図 4.3.3-5 最終破壊性状 (C-USJ-RCW)

(2) 損傷後補強シリーズ

1) 一次載荷

損傷後補強シリーズの一次載荷での損傷状況は各試験体で大きな違いは見られなかったことから、一例として試験体 C-US-M の一次載荷における、各サイクルの試験体正面写真、ひび割れ図、損傷状況を表 4.3.3-6 に示す。正面写真、ひび割れ図は各サイクル 2 回目終了時に記録したものである。ひび割れ図の黒線は長期軸力導入直後に生じていた初期ひび割れを示しており、青線は正側載荷時に、赤線は負側載荷時に発生したひび割れを示している。また斜線部がコンクリートの剥離、交線部が剥落を示している。また各試験体の一次載荷終了後の損傷状況の写真を図 4.3.3-6 に示す。

表 4.3.3-6 損傷状況 (C-US-M 一次载荷)



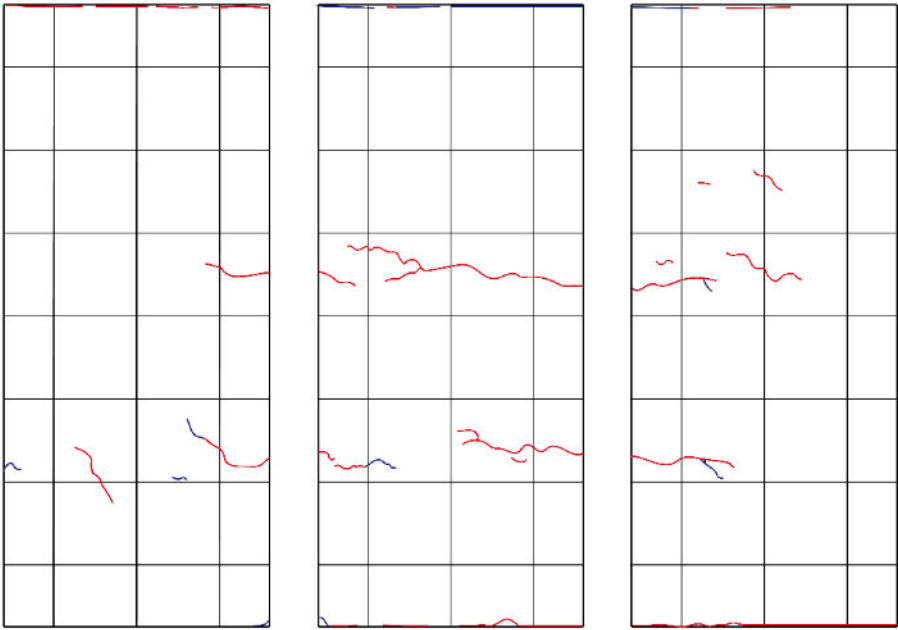
$R=0.03125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
特に変化なし	初期ひび割れが開き,そこから曲げひび割れが伸展
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面 西面 南面</p>

表 4.3.3-6 損傷状況 (C-US-M 一次載荷) (つづき)


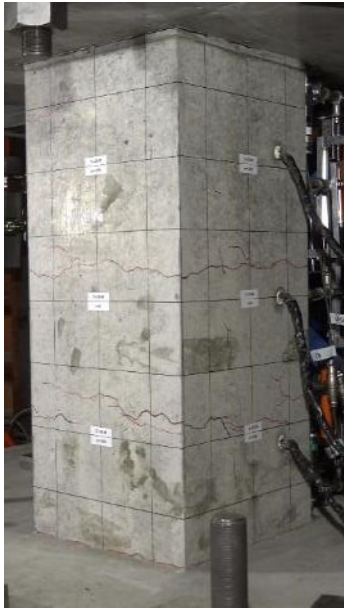
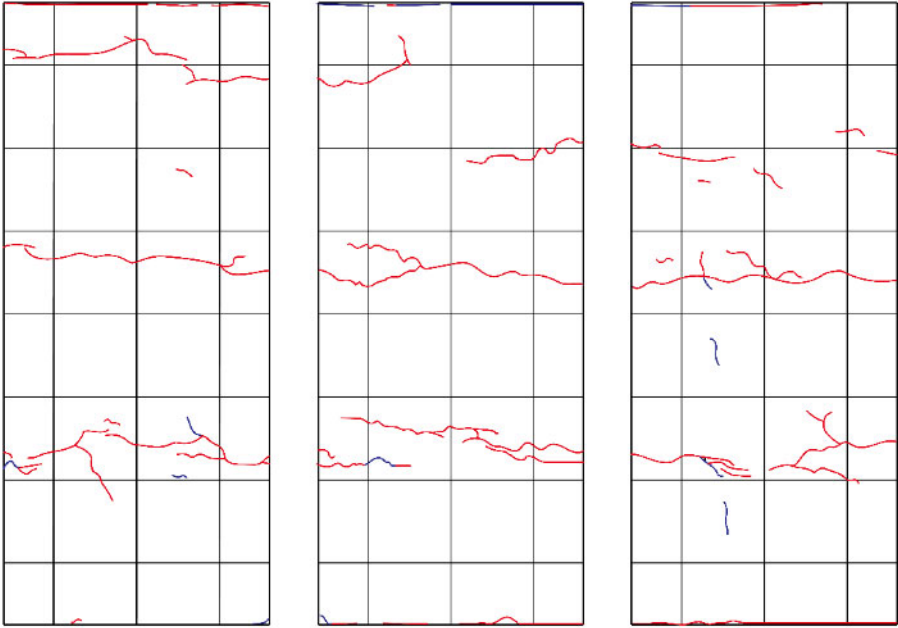
$R=0.0625\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
特に変化なし	全体的に曲げひび割れが増加・伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
特に変化なし	特に変化なし
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面 西面 南面</p>

表 4.3.3-6 損傷状況 (C-US-M 一次載荷) (つづき)


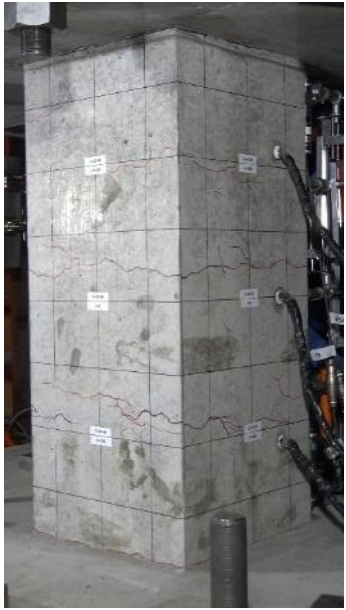
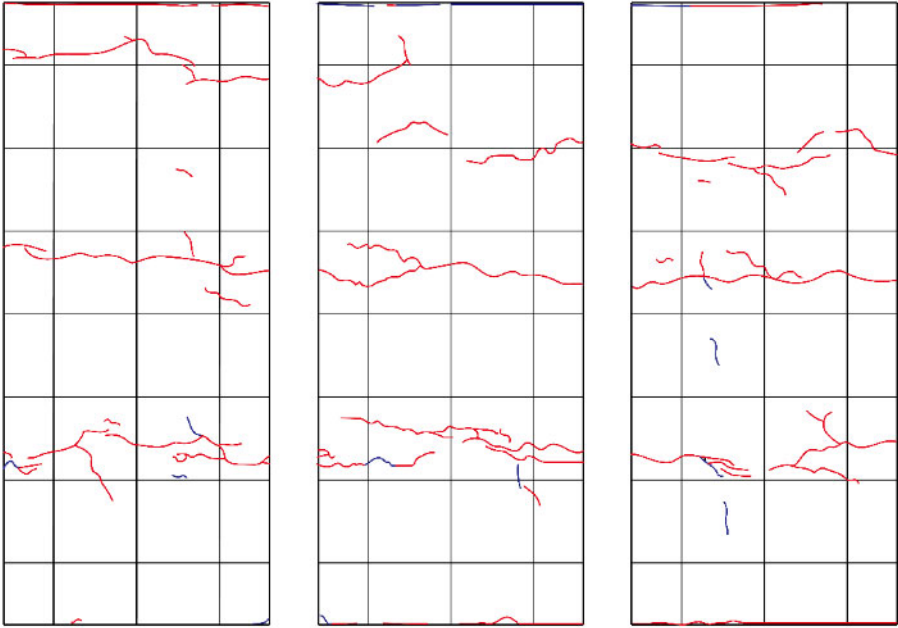
$R=0.125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
特に変化なし	曲げひび割れが伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
特に変化なし	曲げひび割れが若干伸展
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面 西面 南面</p>

表 4.3.3-6 損傷状況 (C-US-M 一次載荷) (つづき)


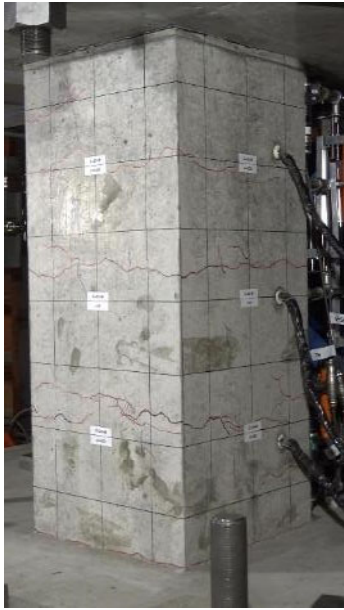
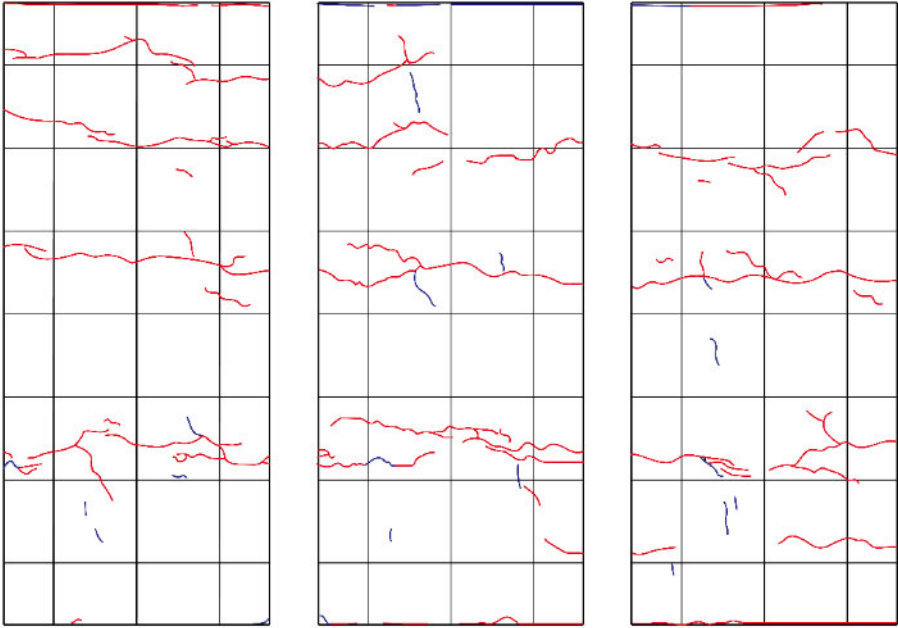

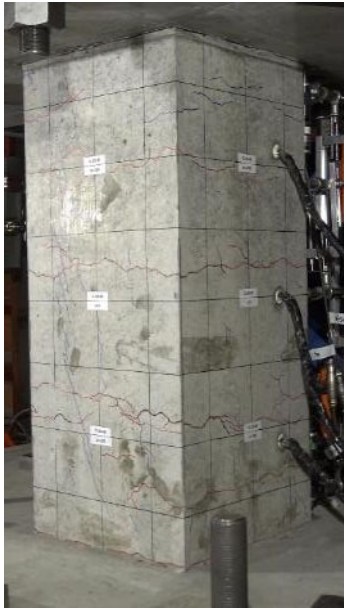
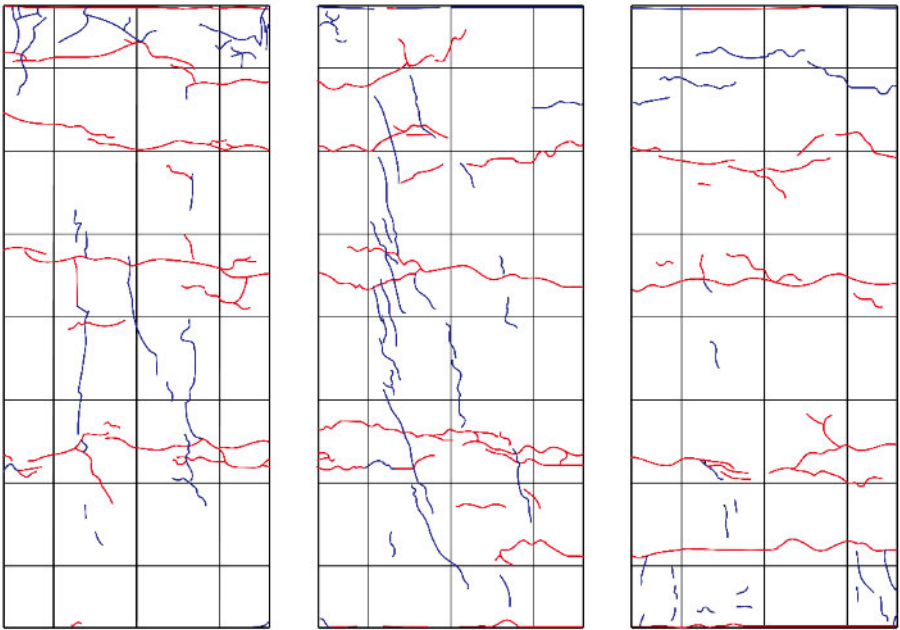
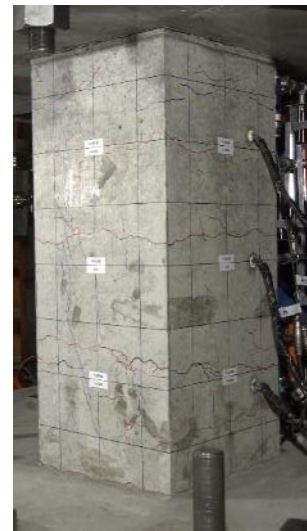
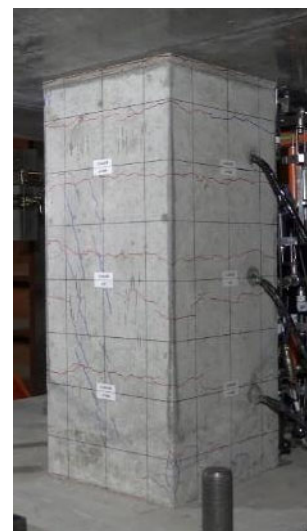
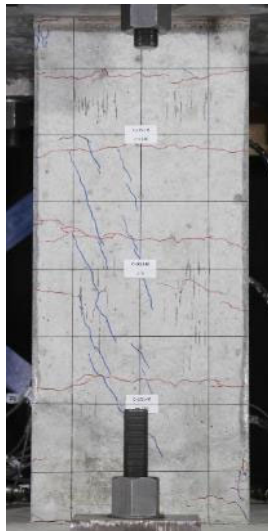
$R=0.25\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
わずかにせん断ひび割れが発生	曲げひび割れが若干伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
鉛直方向のひび割れがわずかに増加	曲げひび割れが若干伸展
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面 西面 南面</p>

表 4.3.3-6 損傷状況 (C-US-M 一次載荷) (つづき)

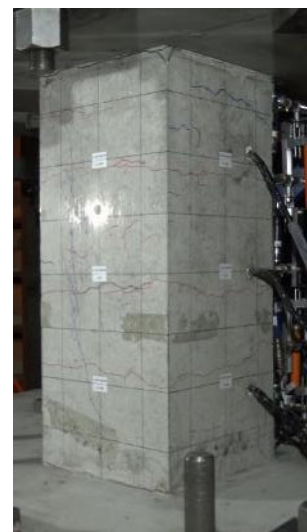
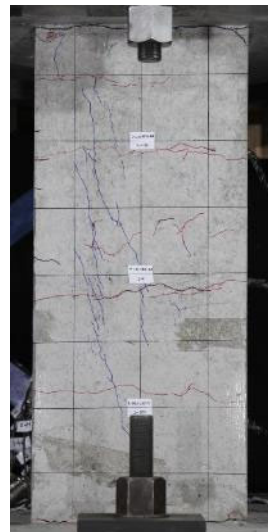
$R=0.5\%$		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
せん断ひび割れが多数発生し、大きく開いたものもあり 側面に曲げひび割れが発生し、端部には軽微な浮きも発生	曲げひび割れが若干伸展し、既存のひび割れが大きく開く	
正側 2 回目	負側 2 回目	
端部の浮きが若干増加	特に変化なし	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面 西面 南面</p>	



(a) C-US-M



(b) C-USJ-M



(c) C-USJ-UW-M

図 4.3.3-6 一次載荷終了時損傷状況



(d) C-USJ-RCW-M

図 4.3.3-6 一次載荷終了時損傷状況 (つづき)

2) 二次載荷

損傷後補強シリーズの各試験体の二次載荷における，各サイクルの試験体正面写真，ひび割れ図，損傷状況を表 4.3.3-7～表 4.3.3-10 に示す。正面写真，ひび割れ図は各サイクル 2 回目終了時に記録したものである。ひび割れ図の黒線は長期軸力導入直後に生じていた一次載荷時の残留ひび割れを示しており，青線は正側載荷時に，赤線は負側載荷時に発生したひび割れを示している。また斜線部がコンクリートおよびモルタルの剥離，交線部が剥落を示している。また各試験体の二次載荷終了後の最終破壊性状の写真を図 4.3.3-7～図 4.3.3-10 に示す。

表 4.3.3-7 損傷状況 (C-US-M)



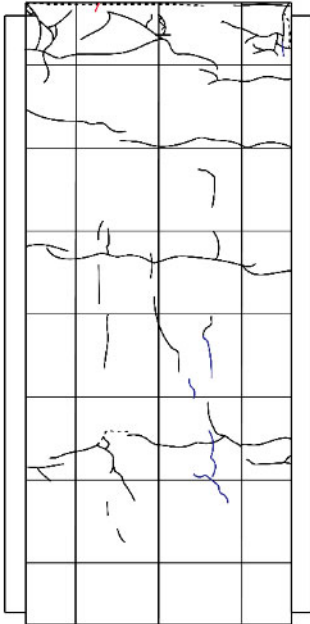
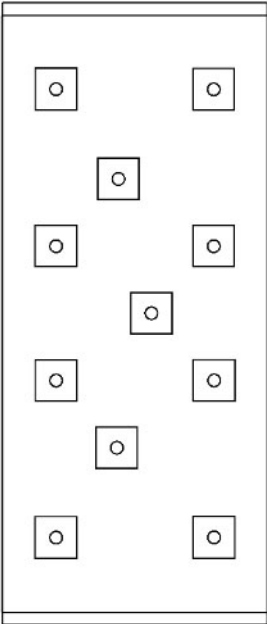
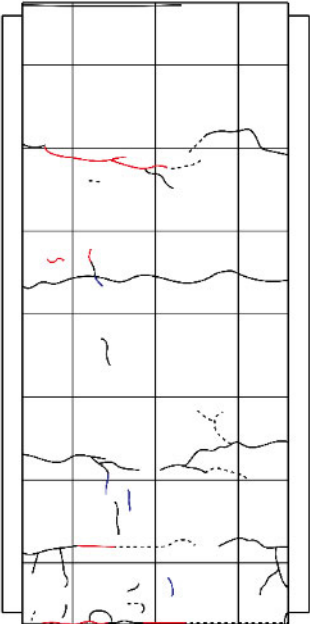
$R=0.03125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
一次載荷でのひび割れがわずかに開く	一次載荷でのひび割れがわずかに開く
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>北面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>西面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>南面</p> </div> </div>	

表 4.3.3-7 損傷状況 (C-US-M) (つづき)



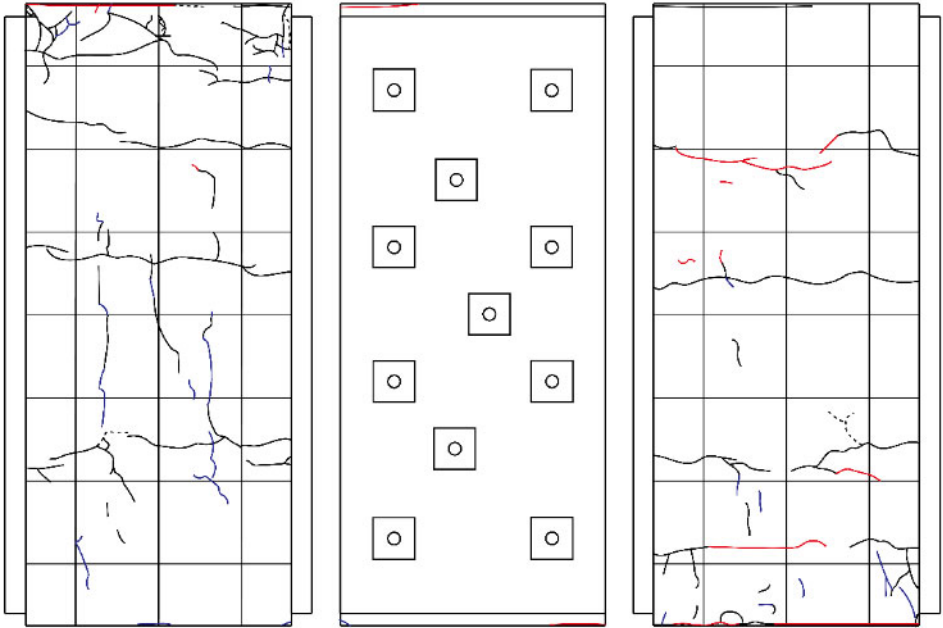
$R=0.0625\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
一次荷重でのひび割れがわずかに開く 曲げひび割れが若干伸展	特に変化なし
正側 2 回目	負側 2 回目
特に変化なし	特に変化なし
 <p style="text-align: center;">北面 西面 南面</p>	

表 4.3.3-7 損傷状況 (C-US-M) (つづき)



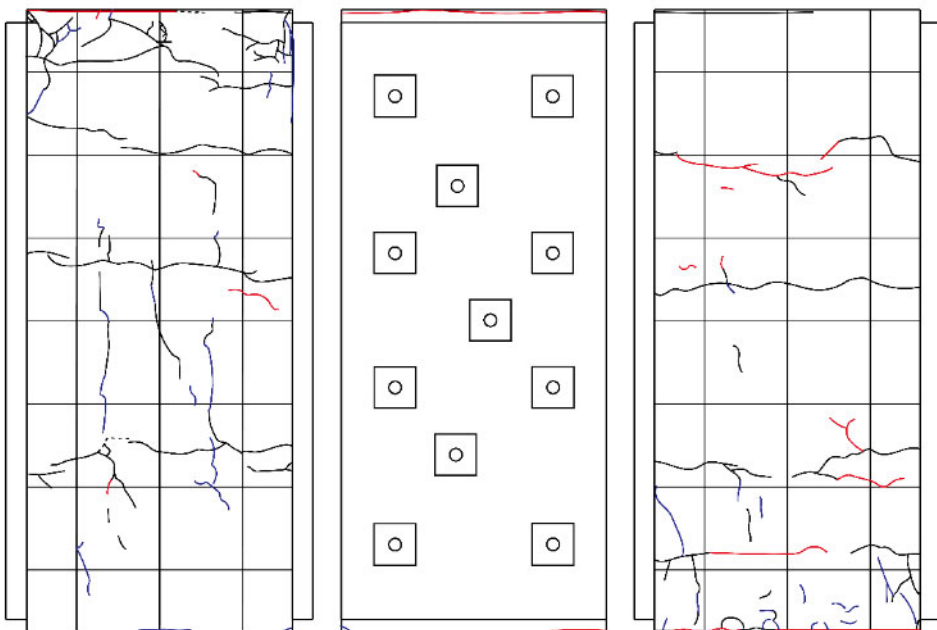
$R=0.125\%$		
		
(北西面)	(南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目	
柱頭柱脚の側面パネル界面に縦ひび割れ発生	特に変化なし	
正側 2 回目	負側 2 回目	
パネル界面の縦ひび割れが伸展	特に変化なし	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>		
北面	西面	南面

表 4.3.3-7 損傷状況 (C-US-M) (つづき)



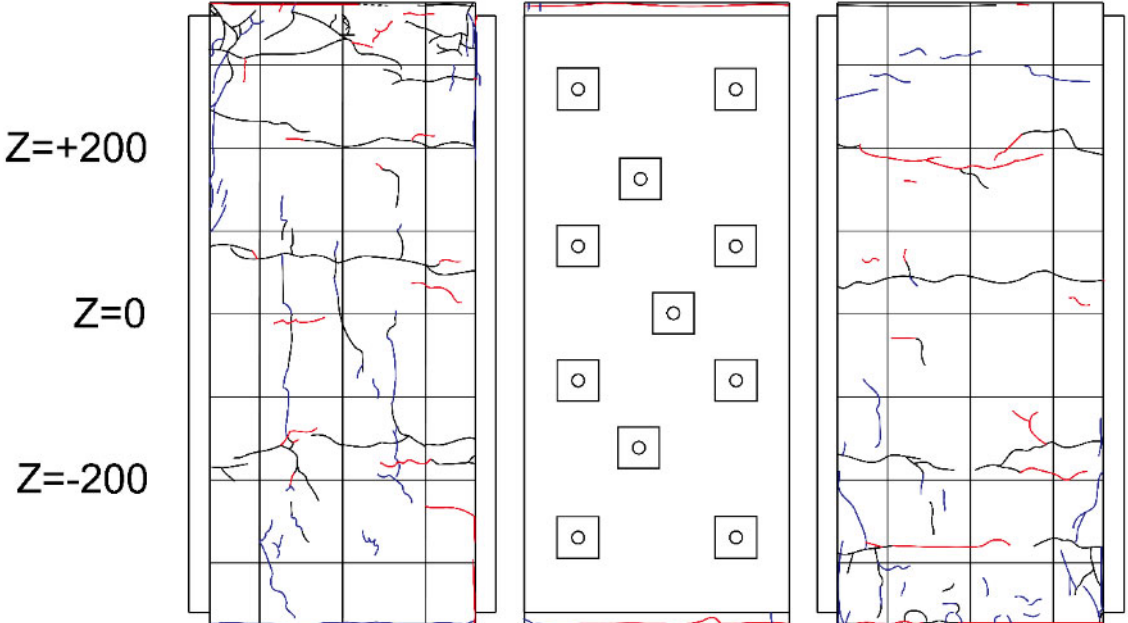
$R=0.25\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
パネル界面の縦ひび割れが増加・伸展 圧壊による軽微な浮き発生	パネル接着材を横切るようなひび割れ発生
正側 2 回目	負側 2 回目
パネル界面の縦ひび割れが増加・伸展 柱正面の上下端部にも縦ひび割れ発生	曲げひび割れが若干伸展
 <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>北面 西面 南面</p>	

表 4.3.3-7 損傷状況 (C-US-M) (つづき)



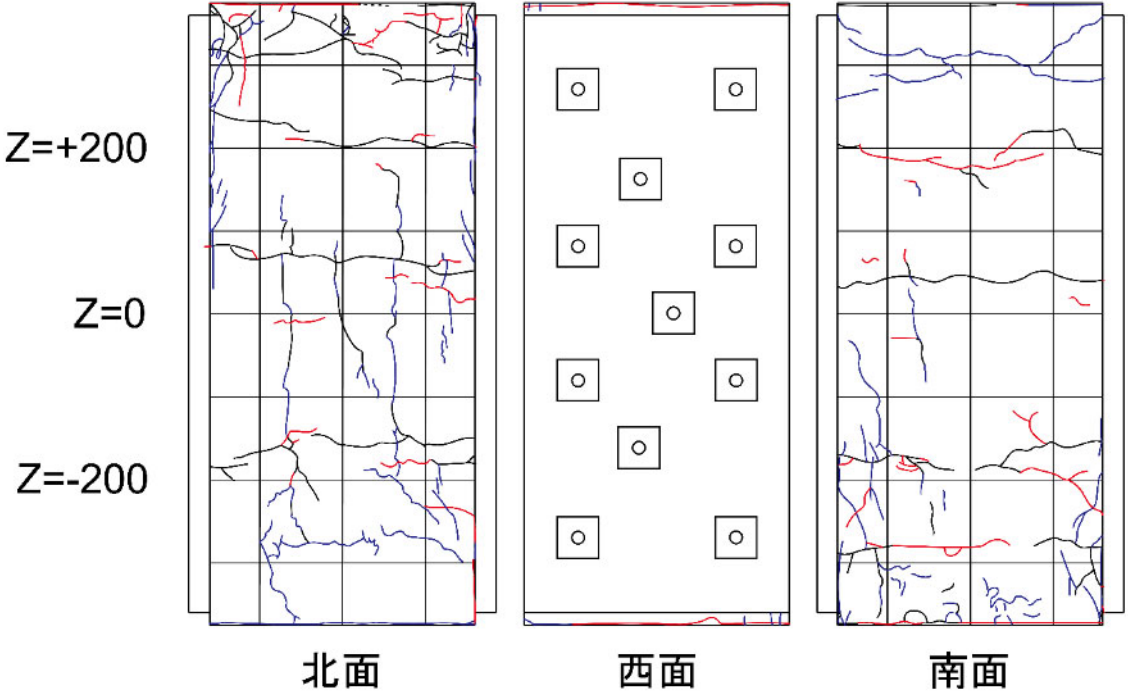
$R=0.5\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
引張側の曲げひび割れ増加 パネル界面の縦ひび割れが増加・伸展	柱頭の縦ひび割れ増加
正側 2 回目	負側 2 回目
圧縮側の浮きが伸展 柱脚パネル界面の縦ひび割れが増加	わずかに曲げひび割れが伸展
 <p style="text-align: center;">北面 西面 南面</p>	

表 4.3.3-7 損傷状況 (C-US-M) (つづき)



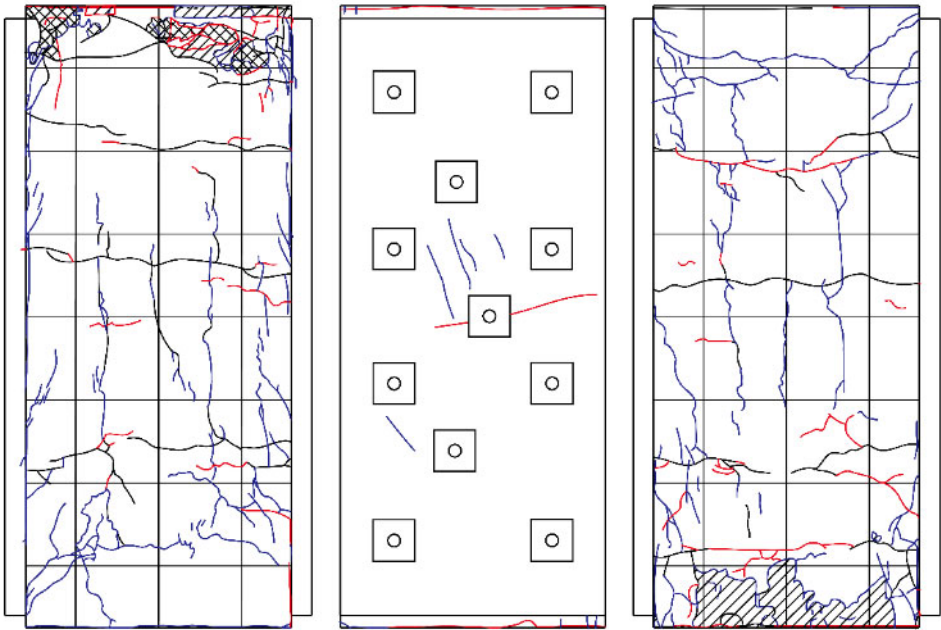
$R=1\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
引張側パネル界面から斜めひび割れが発生 圧縮側の浮きが広範囲に発生 パネルにせん断ひび割れが発生	パネル中央に水平ひび割れが発生
正側 2 回目	負側 2 回目
パネルせん断ひび割れが伸展 パネル界面からの斜めひび割れが増加・伸展	特に変化なし
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面 西面 南面</p>

表 4.3.3-7 損傷状況 (C-US-M) (つづき)



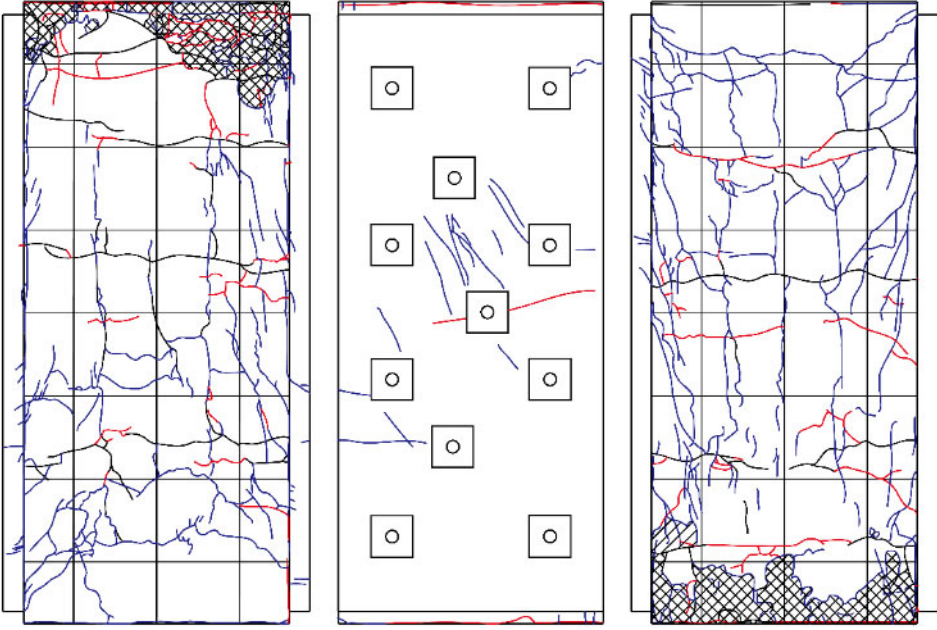


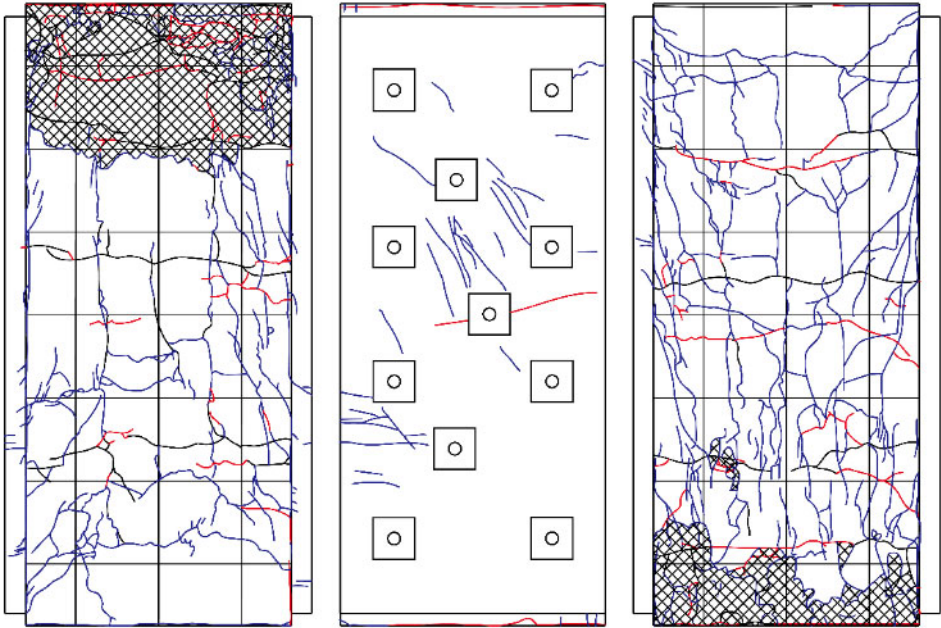
$R=2\%$		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
圧壊による浮きがさらに拡大 パネルせん断ひび割れが増加 柱側面中段に曲げひび割れが発生	曲げひび割れが増加し、大きく開く	
正側 2 回目	負側 2 回目	
柱側面のひび割れが細かく増加・伸展	特に変化なし	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面 西面 南面</p>	

表 4.3.3-7 損傷状況 (C-US-M) (つづき)

$R=3\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
側面圧縮域で主筋が座屈し、カバーコンクリートが広範囲に剥がれる パネルせん断ひび割れが増加 パネル界面のひび割れが大きく開く	載荷終了済み
正側 2 回目	負側 2 回目
載荷終了済み	載荷終了済み
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面 西面 南面</p>



(a) パネル損傷状況



(b) パネル界面ひび割れ



(c) 柱脚圧縮側コンクリート圧壊



(d) 柱頭圧縮側の主筋座屈



(e) 主筋座屈部分のカバーコンクリートの孕み

表 4.3.3-7 最終破壊性状 (C-US-M)

表 4.3.3-8 損傷状況 (C-USJ-M)

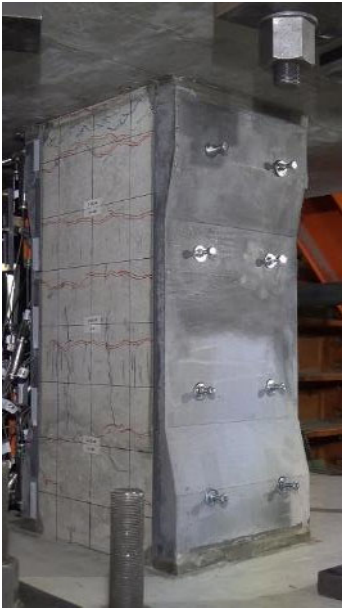

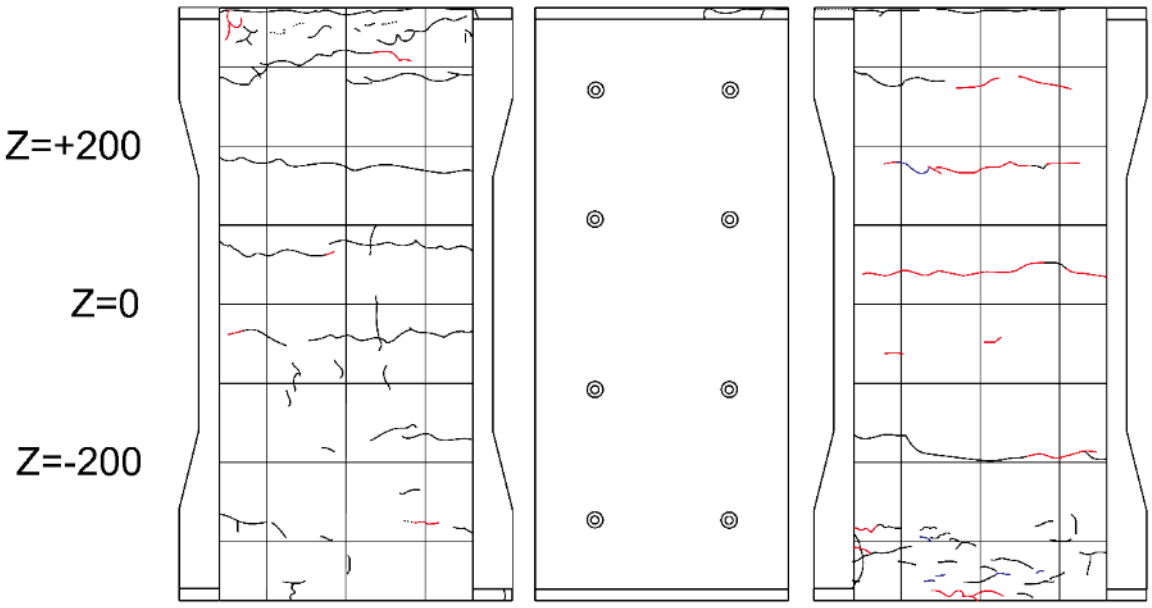
$R=0.03125\%$		
		
(北西面)	(南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目	
一次載荷での曲げひび割れがわずかに開く	一次載荷での曲げひび割れが開く	
		
北面	西面	南面

表 4.3.3-8 損傷状況 (C-USJ-M) (つづき)

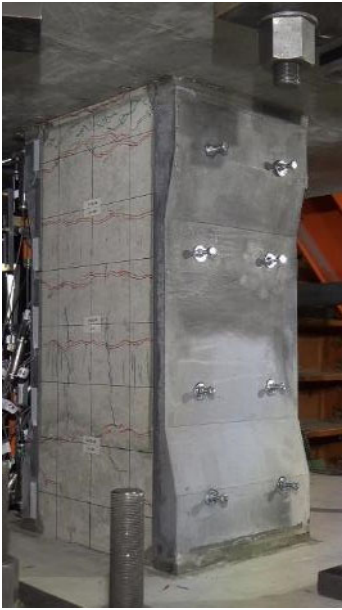

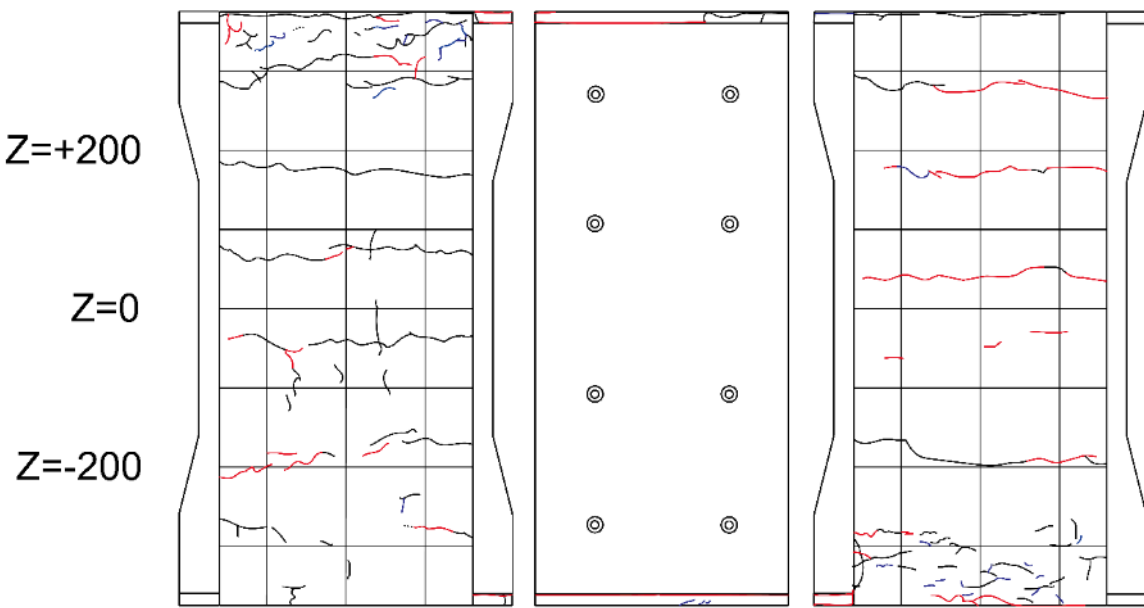
$R=0.0625\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
一次載荷での柱頭圧縮側のコンクリートの浮きによるひび割れ発生	一次載荷での曲げひび割れが開く
正側 2 回目	負側 2 回目
一次載荷での柱頭柱脚圧縮側のコンクリートの浮きによるひび割れ発生	一次載荷での曲げひび割れが開く
 <p style="text-align: center;">北面 西面 南面</p>	

表 4.3.3-8 損傷状況 (C-USJ-M) (つづき)

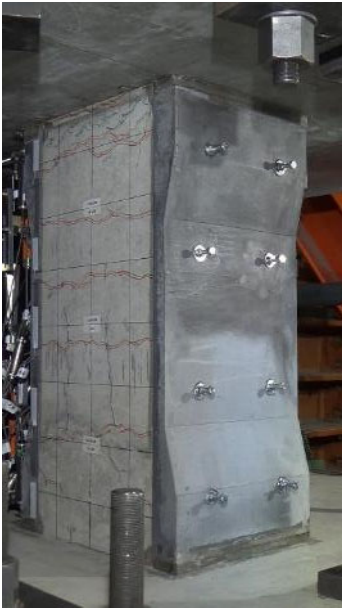

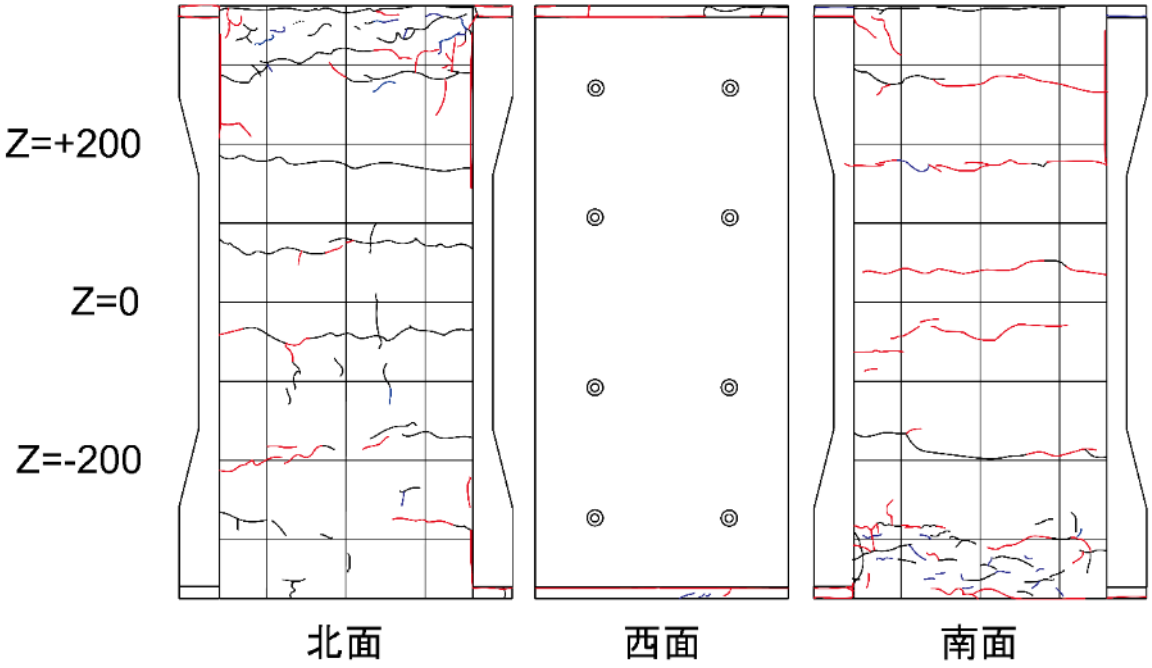
$R=0.125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
特に変化なし	パネル界面にわずかに縦ひび割れ発生
正側 2 回目	負側 2 回目
特に変化なし	細かく曲げひび割れ増加
 <p style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> 北面 西面 南面 </p>	

表 4.3.3-8 損傷状況 (C-USJ-M) (つづき)

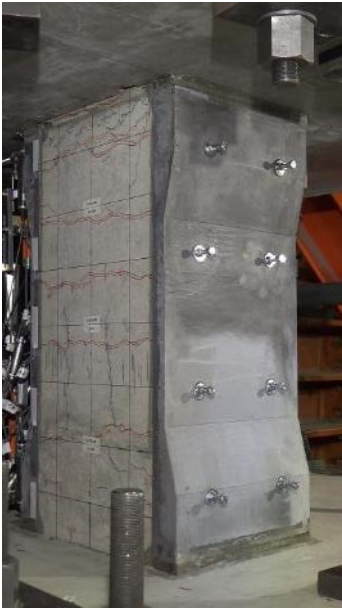

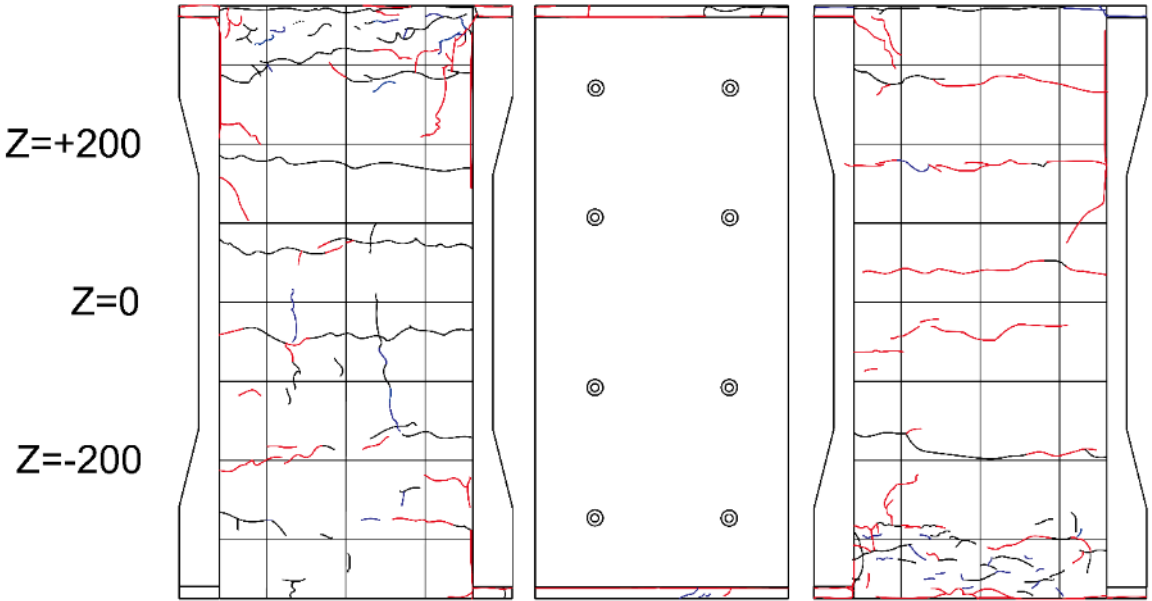
$R=0.25\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
一次載荷での側面中央の縦ひび割れが開く	パネル界面の縦ひび割れが伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
特に変化なし	パネル界面の縦ひび割れがわずかに伸展
 <p style="text-align: left; margin-left: 100px;">Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p style="text-align: center; margin-top: 20px;">北面 西面 南面</p>	

表 4.3.3-8 損傷状況 (C-USJ-M) (つづき)

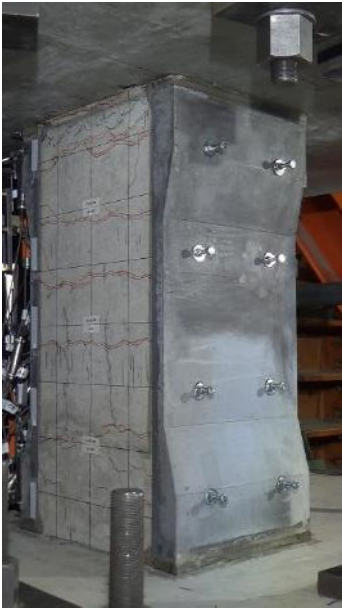

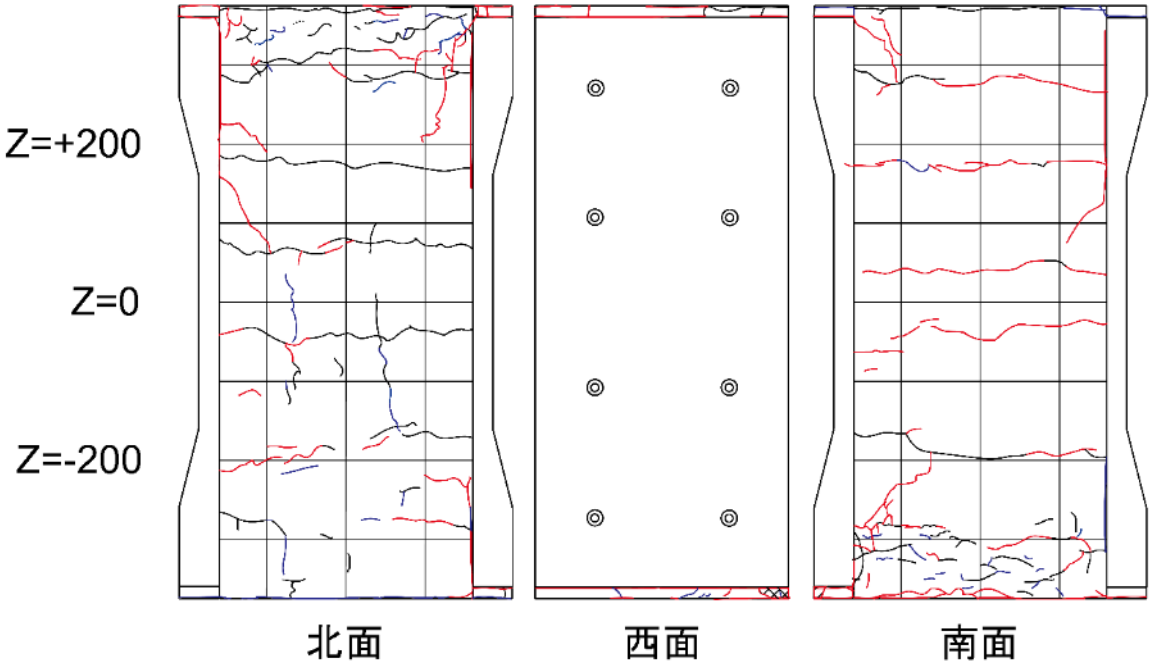
$R=0.5\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱側面の浮きが若干進行	目地の離間が大きくなる
正側 2 回目	負側 2 回目
特に変化なし	特に変化なし
 <p style="text-align: center;">北面 西面 南面</p>	

表 4.3.3-8 損傷状況 (C-USJ-M) (つづき)

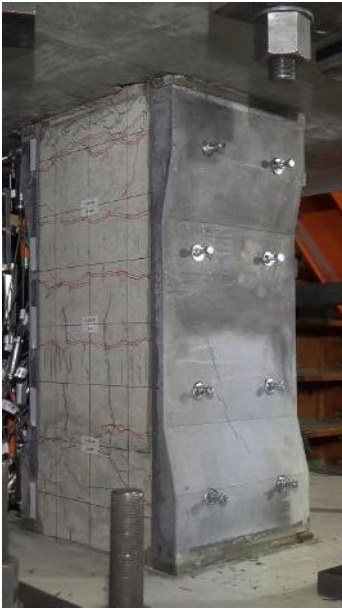

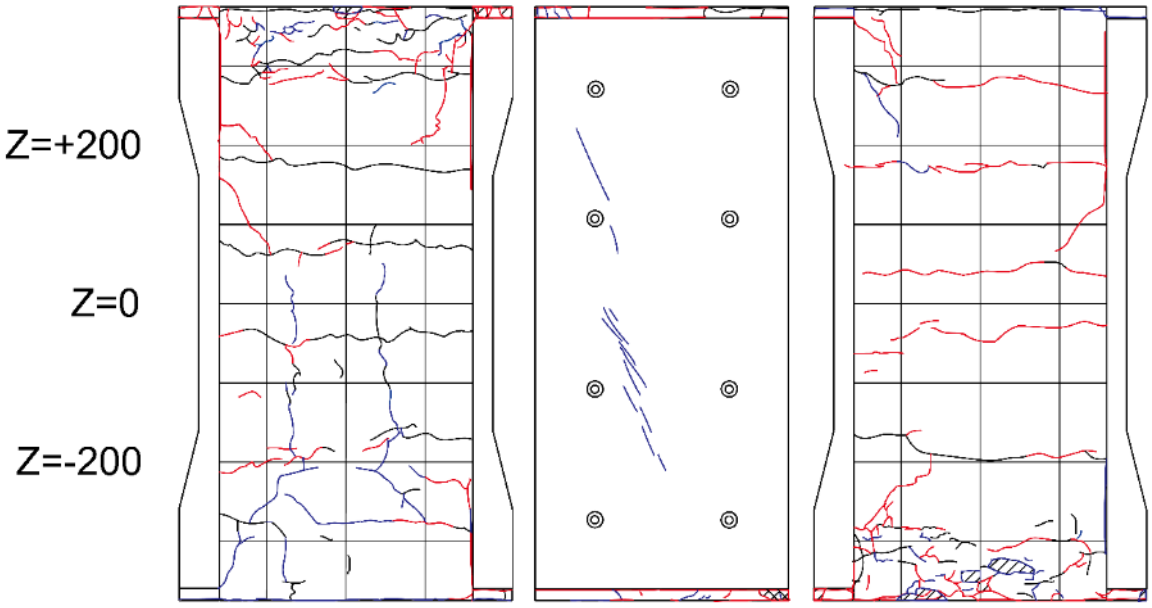
$R=1\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱頭柱脚のパネル界面から斜めひび割れが発生	正側で圧縮を受けるコンクリートおよびモルタルの表面が剥離
正側 2 回目	負側 2 回目
パネルにせん断ひび割れが発生	特に変化なし
 <p style="text-align: center;">北面 西面 南面</p>	

表 4.3.3-8 損傷状況 (C-USJ-M) (つづき)



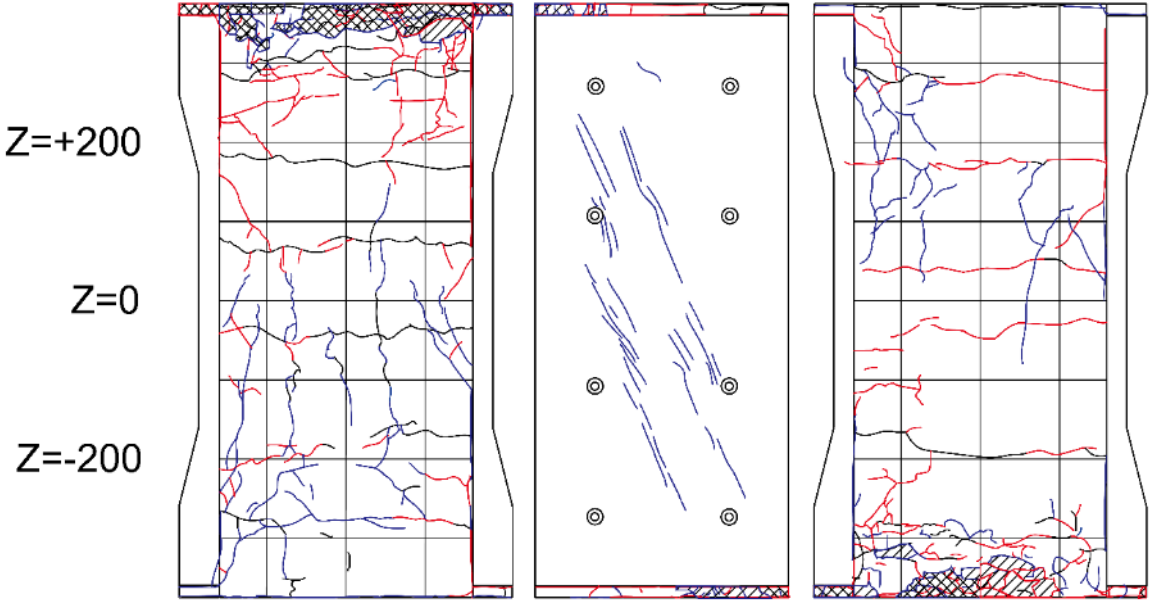
<i>R=2%</i>	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱頭柱脚圧縮側コンクリートの浮き・剥離が進展，側面縦ひび割れが伸展 パネルせん断ひび割れが増加・伸展	既存柱端部に曲げひび割れが増加 側面縦ひび割れが伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
1 回目と同様 引張側パネル界面に細かいひび割れ増加	パネル界面の縦ひび割れが増加・伸展
 <p style="text-align: center;">北面 西面 南面</p>	

表 4.3.3-8 損傷状況 (C-USJ-M) (つづき)



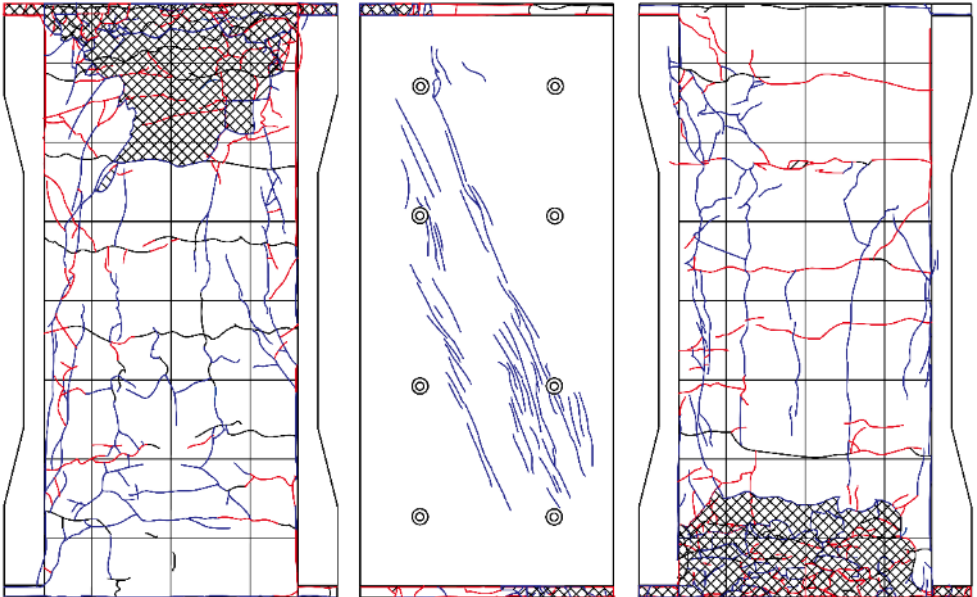


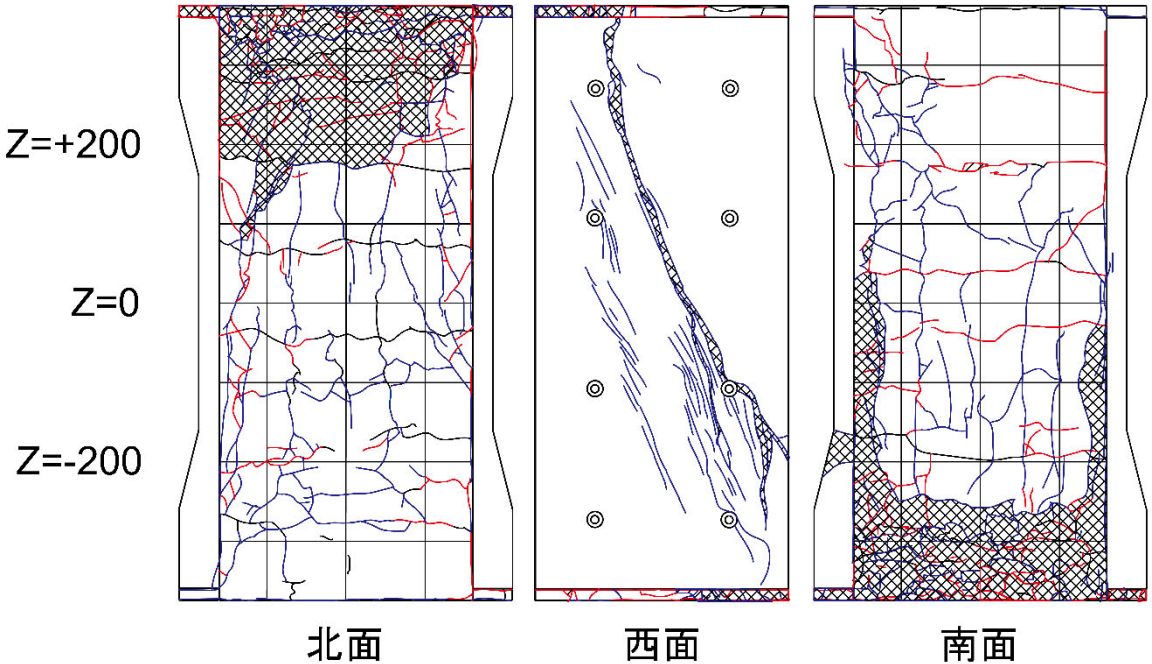
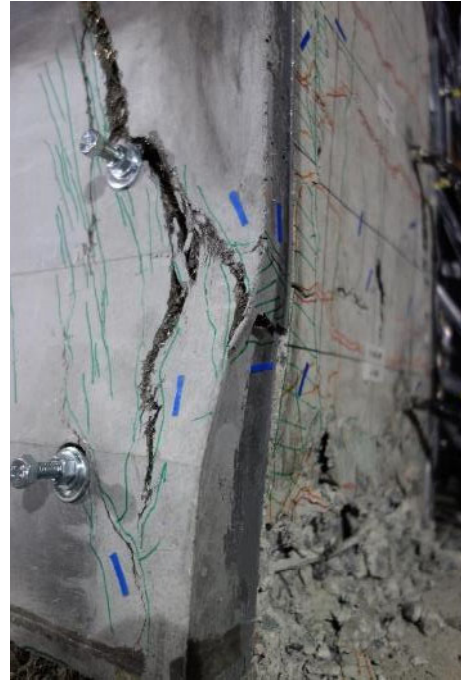
$R=3\%$		
		
(北西面)	(南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目	
目地モルタルの圧壊が顕著になる パネルせん断ひび割れが増加・伸展	側面縦ひび割れが細かく増加・伸展	
正側 2 回目	負側 2 回目	
柱頭柱脚圧縮側で主筋座屈が発生, カバーコンクリートが大きく盛り上がる パネルせん断ひび割れが大きく開く	主筋座屈部分のカバーコンクリートが剥落 パネル界面の縦ひび割れが伸展	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>		
北面	西面	南面

表 4.3.3-8 損傷状況 (C-USJ-M) (つづき)

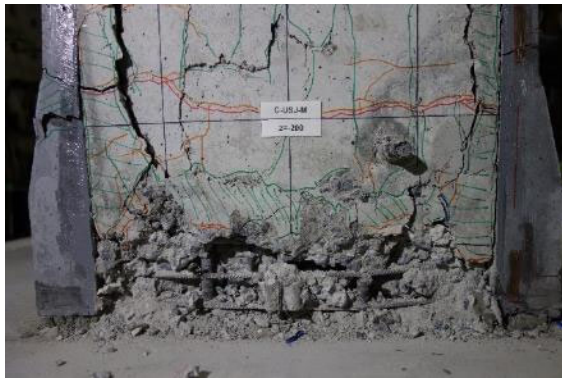
$R=4\%$ ($R=3.4\%$ 付近で載荷終了)	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
$R=3.4\%$ 付近でパネルせん断破壊が発生し、 載荷終了	—
正側 2 回目	負側 2 回目
—	—
 <p style="text-align: center;">北面 西面 南面</p>	



(a) パネルせん断破壊



(b) パネル赤丸部



(c) 柱脚圧縮側主筋座屈



(d) 柱頭圧縮側主筋座屈



(e) パネル界面縦ひび割れ



(f) パネル界面縦ひび割れおよび柱側面曲げひび割れ

図 4.3.3-8 最終破壊性状 (C-USJ-M)

表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M)



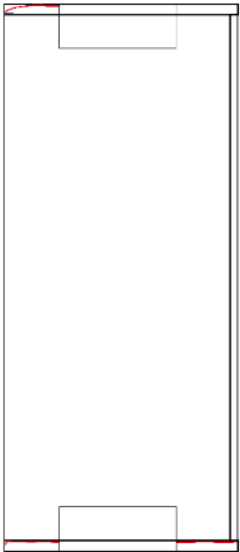
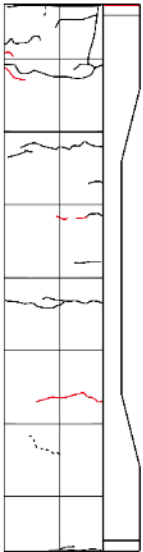
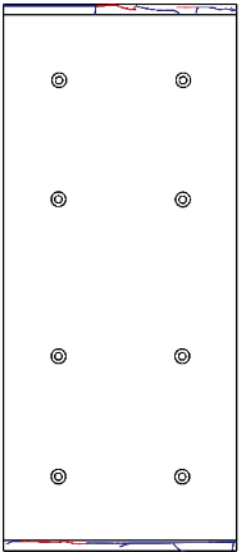
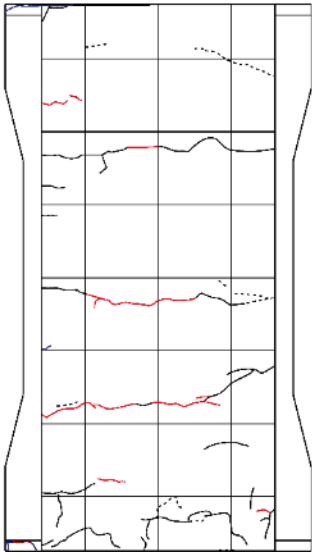
$R=0.03125\%$	
	
(北西面)	(南西面)
正側 1 回目	負側 1 回目
柱目地水平ひび割れ (離間) 発生	柱および袖壁目地の離間が発生・伸展
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-start;"> <div style="text-align: center;">  <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>袖壁西面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>柱北面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>柱西面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>柱南面</p> </div> </div>	

表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M) (つづき)



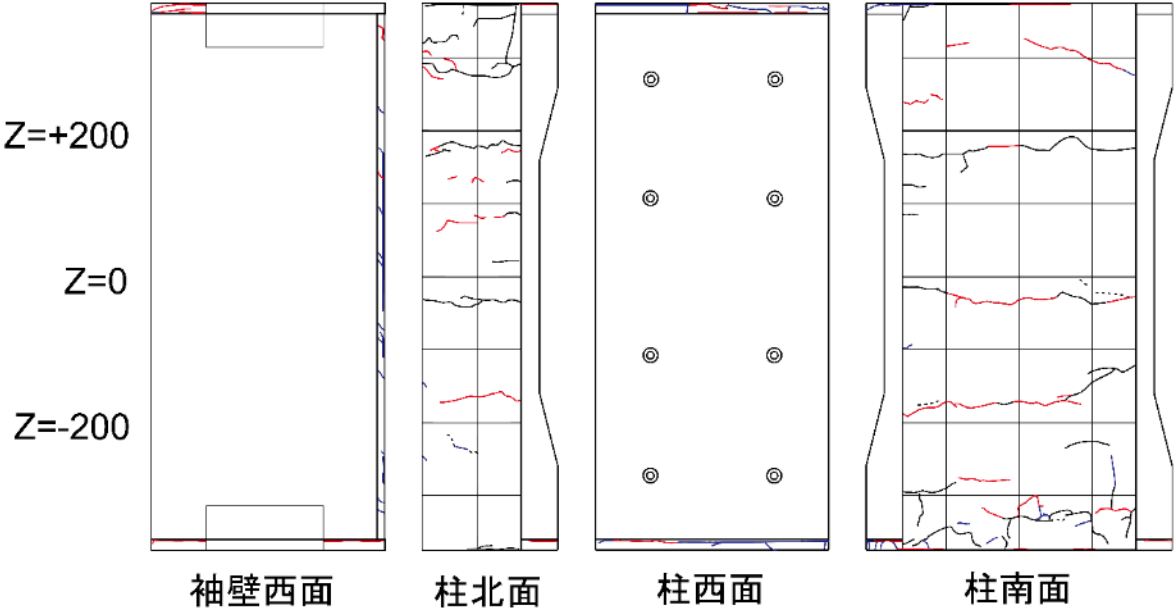
$R=0.0625\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
圧縮側柱脚の縦ひび割れ増加 柱と袖壁間の接着材 (これ以降縦目地とする) に 斜めひび割れ発生	一次載荷での曲げひび割れが開く
正側 2 回目	負側 2 回目
圧縮側柱脚の縦ひび割れ増加 縦目地の斜めひび割れが広範囲に増加	曲げひび割れが若干伸展
 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> 袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面 </p>	

表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M) (つづき)



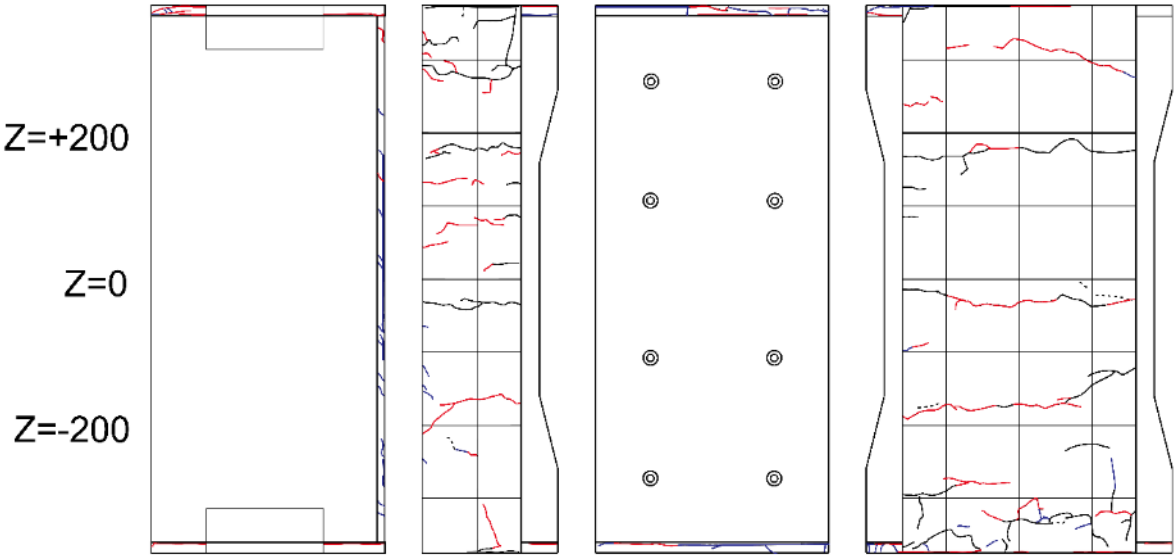
$R=0.125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
縦目地に細かく斜めひび割れ増加し、柱界面に縦ひび割れが発生	一次載荷での曲げひび割れが開き、若干伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
側面柱脚コンクリートにわずかに浮き発生	特に変化なし
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面</p>	

表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M) (つづき)



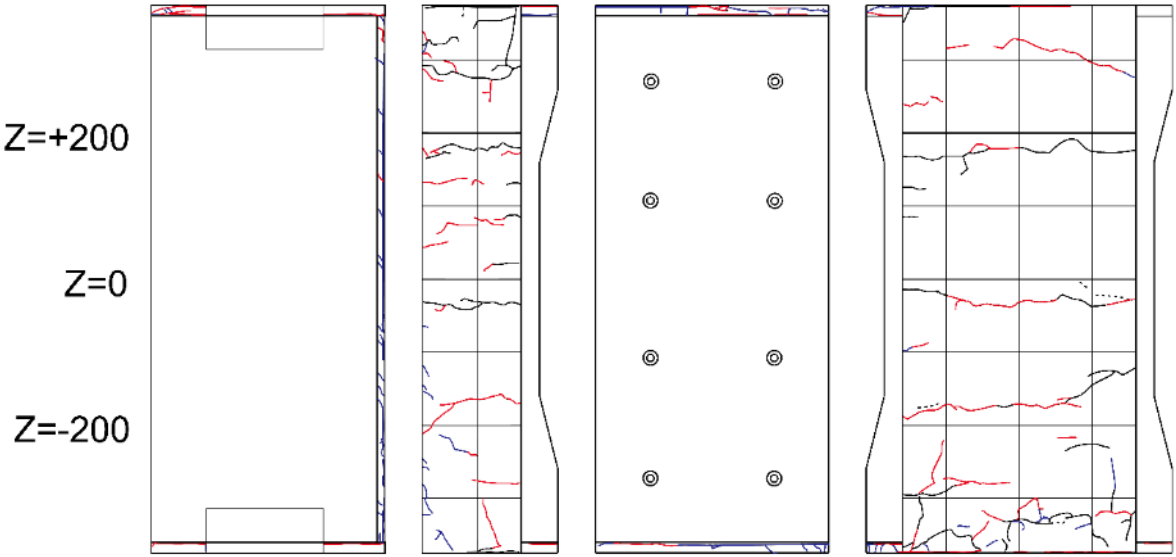
$R=0.25\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
縦目地の柱界面の縦ひび割れ伸展	曲げひび割れが若干増加
正側 2 回目	負側 2 回目
柱および袖壁の目地に縦ひび割れ発生 縦目地の縦ひび割れ伸展	特に変化なし
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面</p>	

表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M) (つづき)



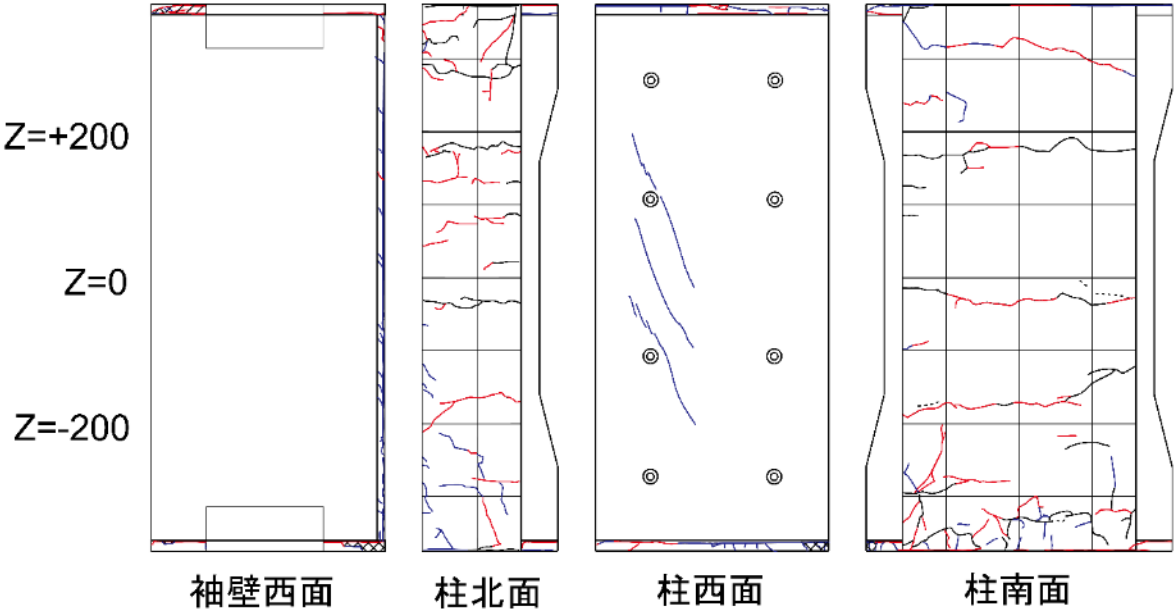
$R=0.5\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱パネルにせん断ひび割れが発生 柱脚目地および縦目地の縦ひび割れ増加	側面引張側の縦ひび割れ増加
正側 2 回目	負側 2 回目
柱パネルせん断ひび割れが細かく増加・伸展 側面圧縮側の縦ひび割れ増加	特に変化なし
 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> 袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面 </p>	

表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M) (つづき)



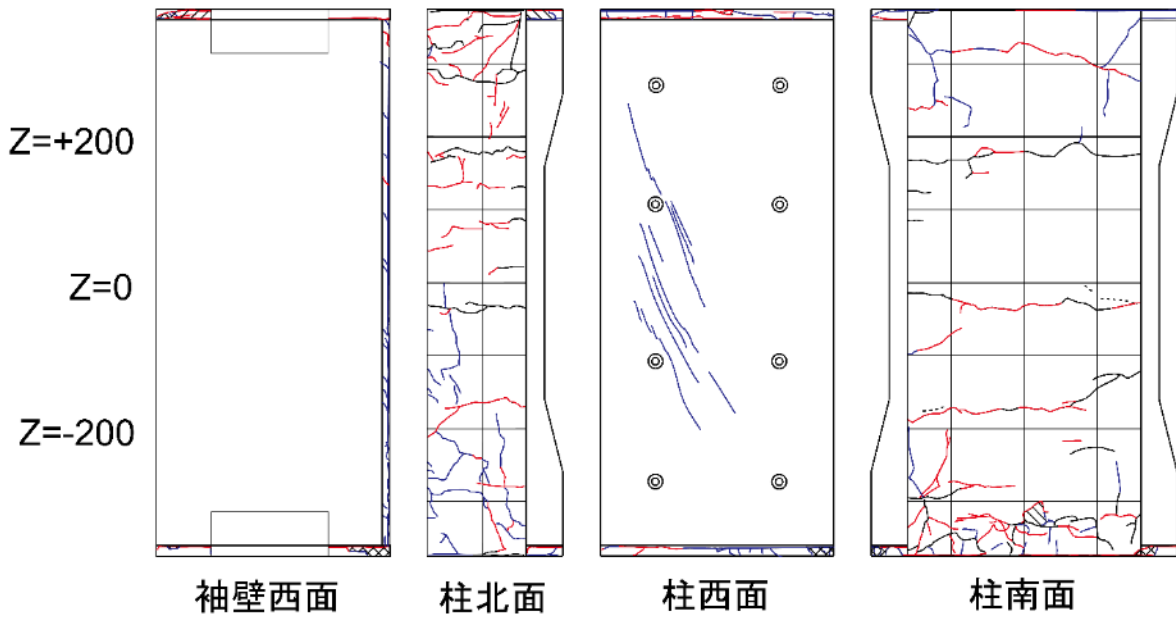
$R=1\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
側面引張側の曲げひび割れ伸展 柱および袖壁の目地圧壊が進行 柱パネルせん断ひび割れが増加・伸展	曲げひび割れが細かく増加・伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
柱パネルせん断ひび割れが増加・伸展 柱パネルの接着面付近の縦ひび割れ増加	特に変化なし
 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> 袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面 </p>	

表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M) (つづき)



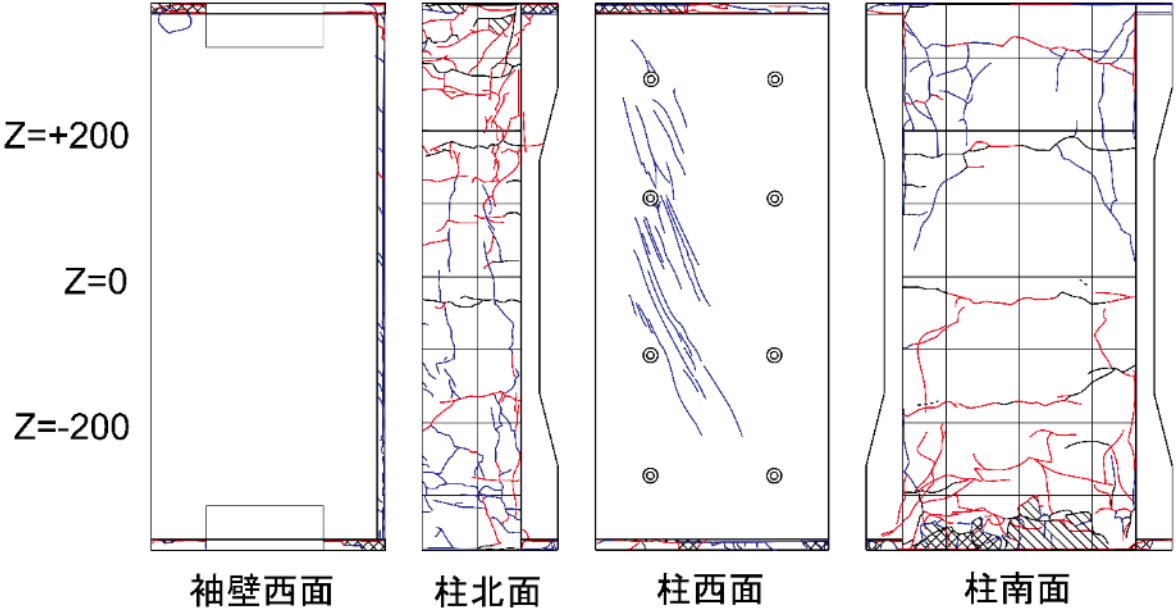
<i>R=2%</i>	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
目地および縦目地が大きく離間 柱側面圧縮側および目地の圧壊進行 柱パネル接着面に沿った縦ひび割れ増加	目地の離間がかなり大きくなる 柱パネル接着面に沿う縦ひび割れ増加・伸展 袖壁パネル頂部にわずかに縦ひび割れ発生
正側 2 回目	負側 2 回目
柱パネル接着面に沿った縦ひび割れ増加 袖壁パネル頂部圧縮側の表面に浮き発生	曲げひび割れや柱パネル接着面に沿った縦ひび割れが細かく伸展
 <p style="text-align: center;"> 袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面 </p>	

表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M) (つづき)



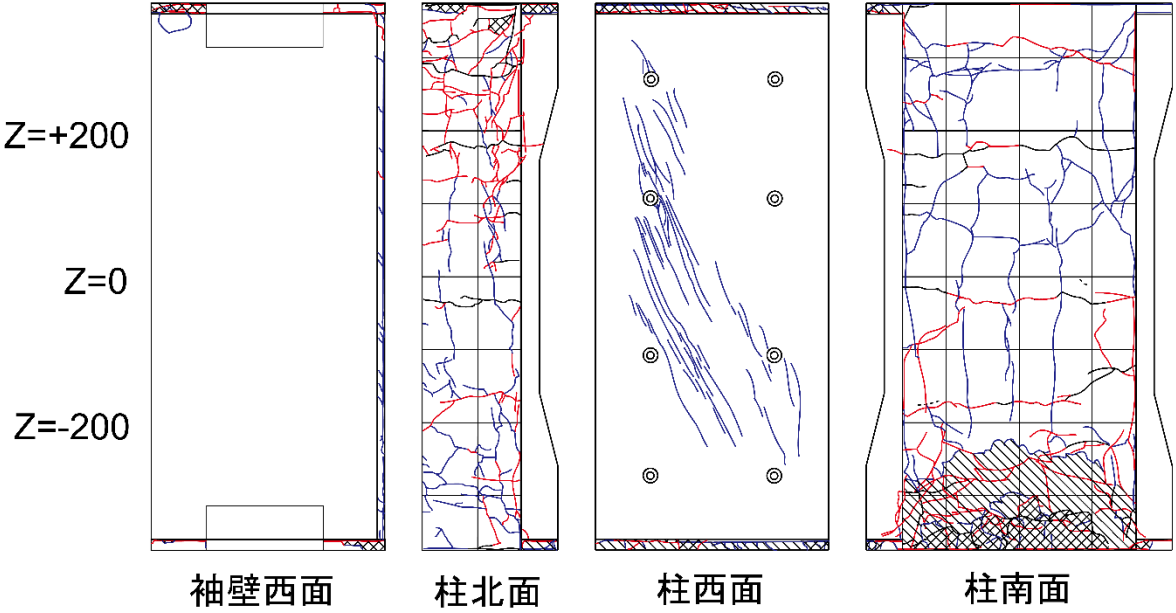
<i>R=3%</i>	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
目地および柱側面の圧壊が進行 柱パネル接着面付近縦ひび割れが大幅に伸展 柱パネルせん断ひび割れが大幅に増加・伸展	側面曲げひび割れが大きく開く 側面引張側で細かくひび割れ増加・伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
柱脚圧縮側で主筋が座屈し, カバーコンクリートが押し出される	主筋座屈により押し出されたコンクリートが剥落
 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> 袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面 </p>	

表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M) (つづき)



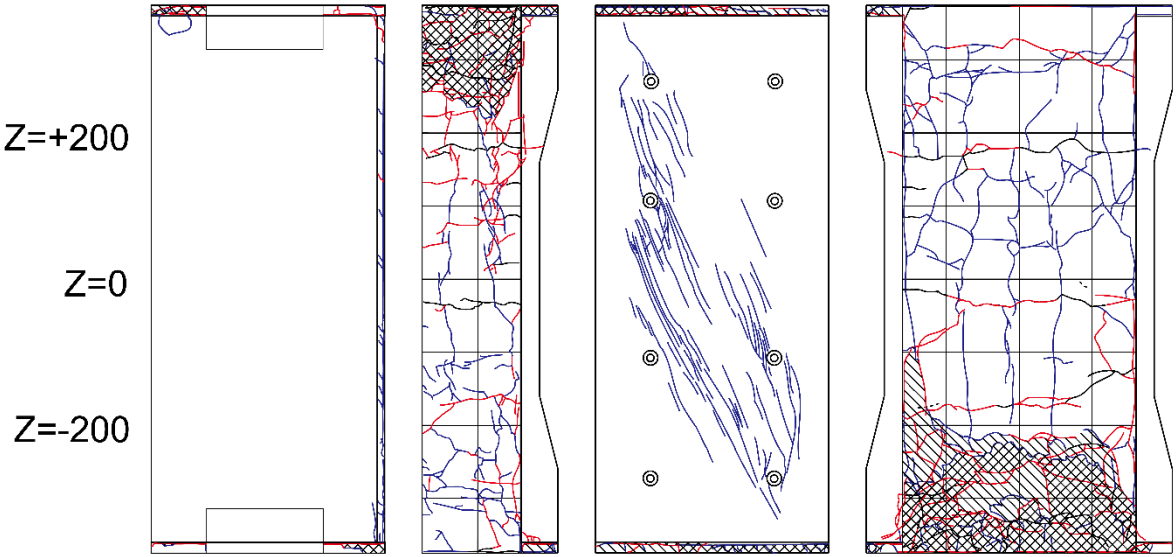
$R=4\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
目地モルタルの圧壊が進行	全体的に細かくひび割れが増加・伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
柱パネルせん断ひび割れが大きく開く 柱頭圧縮側でも主筋座屈	全体的に細かくひび割れが増加・伸展
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面</p>	

表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M) (つづき)



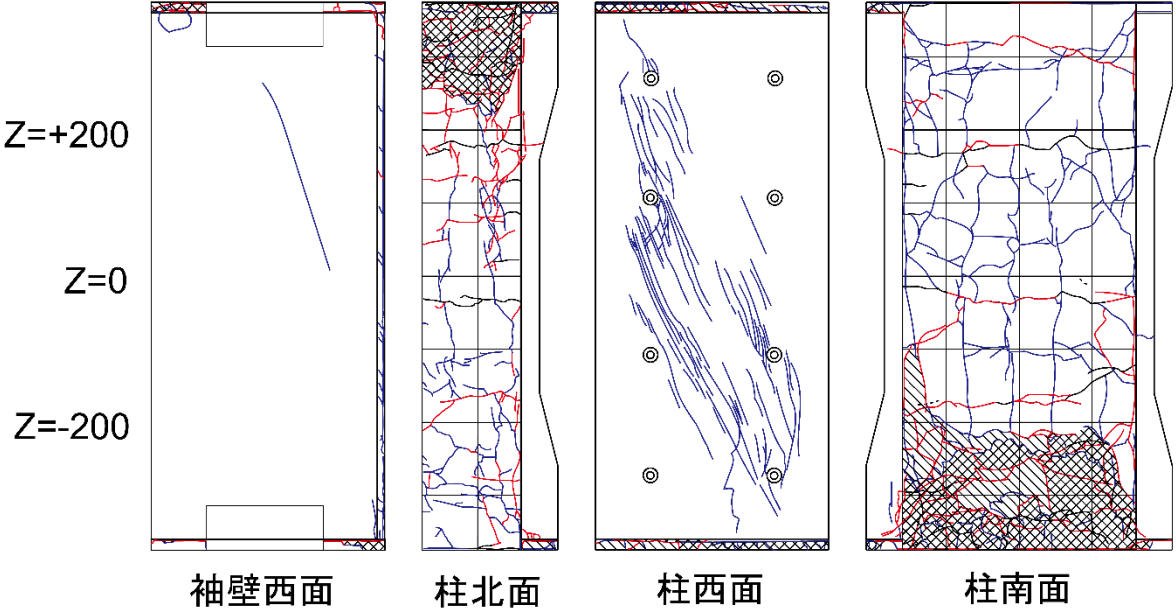


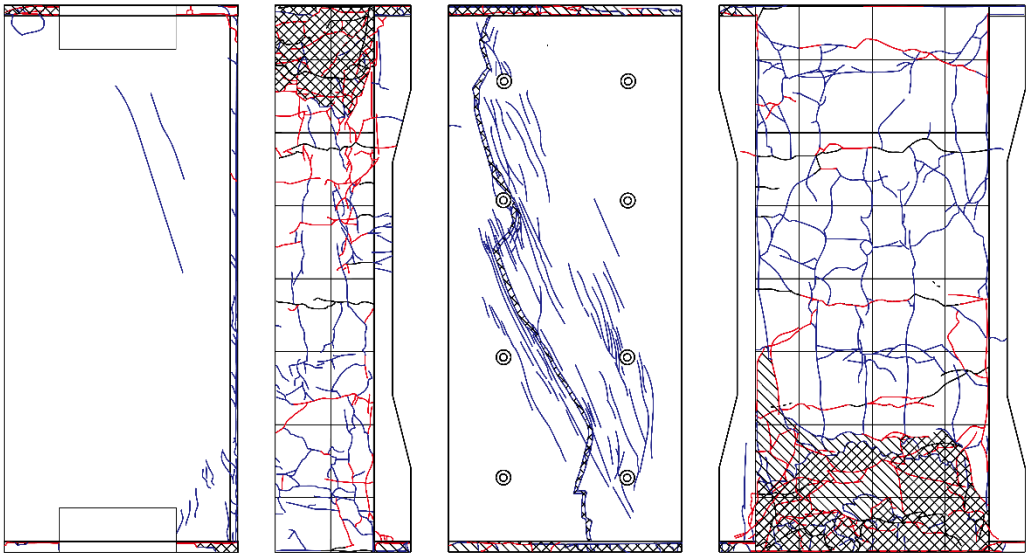
プッシュオーバー ($R=5\%$ 付近)	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
$R=5\%$ 付近 袖壁パネルせん断ひび割れ発生 柱パネルせん断ひび割れが大きく開く	
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面</p>	

表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M) (つづき)

プッシュオーバー ($R=5.8\%$ 荷終了時付近)			
			
(北西面)	(南西面)		
$R=5.8\%$ 荷終了時付近 袖壁パネルのせん断ひび割れが大きく開く 目地モルタルが完全に潰れる			
Z=+200 Z=0 Z=-200			
袖壁西面	柱北面	柱西面	柱南面



(a) 柱パネルせん断破壊



(b) 袖壁パネルせん断ひび割れ



(c) 柱下目地モルタル圧壊



(d) 袖壁目地モルタル圧壊



(e) 柱脚柱主筋座屈およびコンクリート剥落



(f) 柱頭柱主筋座屈

図 4.3.3-9 最終破壊性状 (C-USJ-UW-M)



(f) 柱パネル接着面縦ひび割れ

図 4. 3. 3-9 最終破壊性状 (C-USJ-UW-M) (つづき)

表 4.3.3-10 損傷状況 (C-USJ-RCW-M)



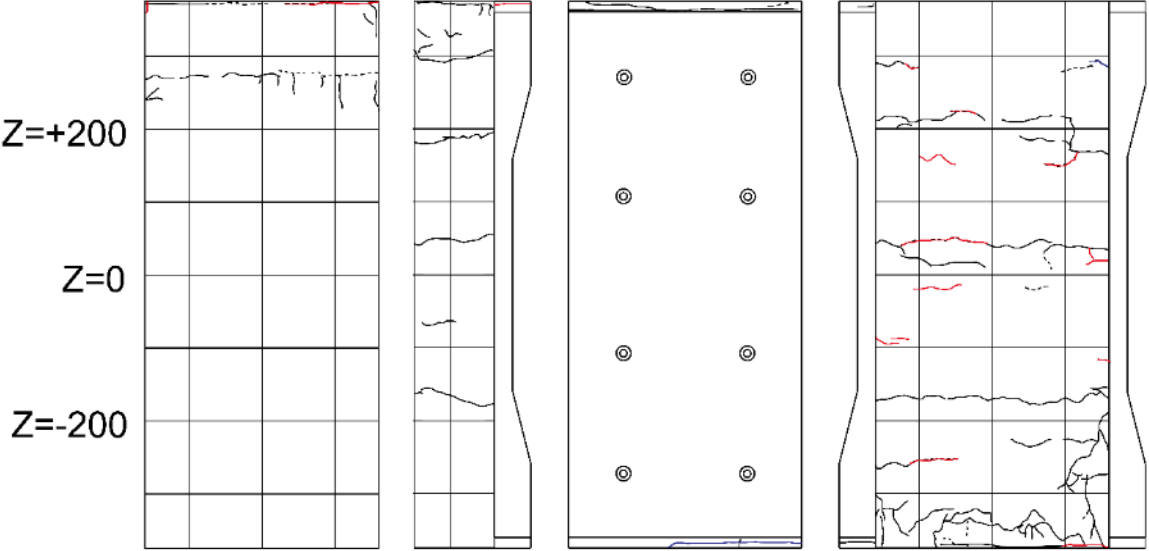
$R=0.03125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
一次載荷での曲げひび割れがわずかに開く	一次載荷での曲げひび割れが開く 袖壁頂部に離間発生
 <p style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> 袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面 </p>	

表 4.3.3-10 損傷状況 (C-USJ-RCW-M) (つづき)



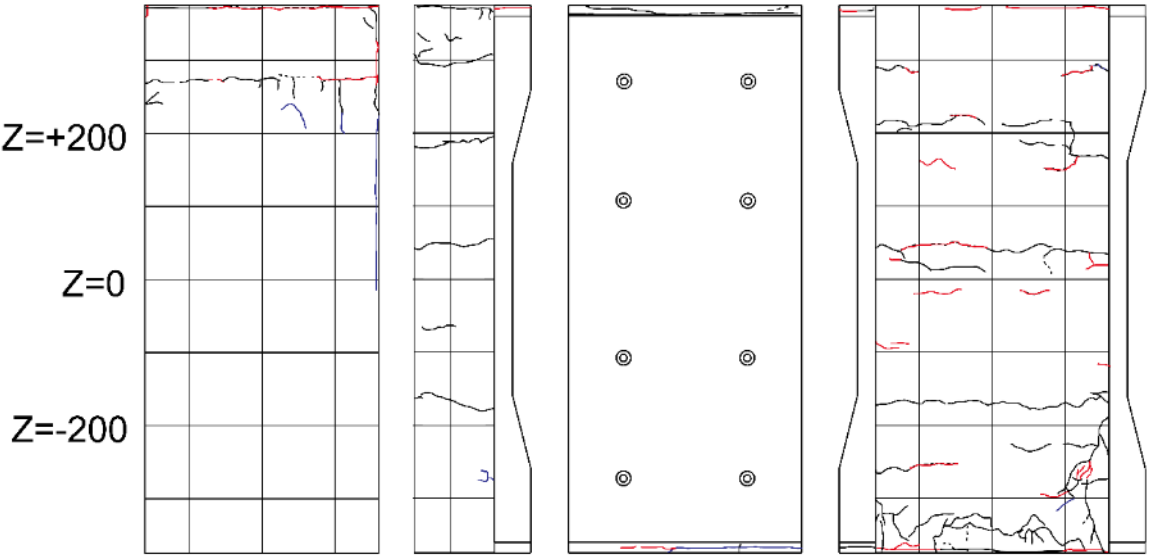
$R=0.0625\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
細かくひび割れが伸展	曲げひび割れが伸展 袖壁頂部の離間が伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
特に変化なし	わずかにひび割れが伸展
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面</p>	

表 4.3.3-10 損傷状況 (C-USJ-RCW-M) (つづき)



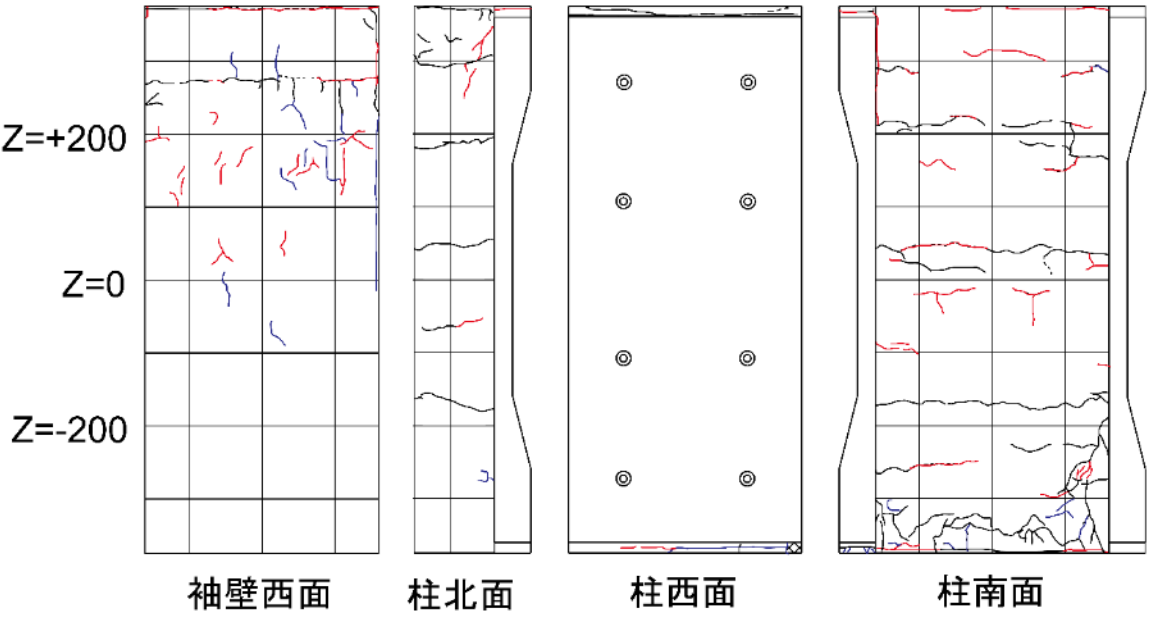
$R=0.125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
袖壁上部にひび割れ発生 柱脚目地に縦ひび割れ発生	柱パネル接着面沿いに縦ひび割れ発生 袖壁頂部のひび割れ増加
正側 2 回目	負側 2 回目
わずかにひび割れ増加	曲げひび割れがわずかに伸展 袖壁頂部に細かくひび割れ増加
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面</p>	

表 4.3.3-10 損傷状況 (C-USJ-RCW-M) (つづき)



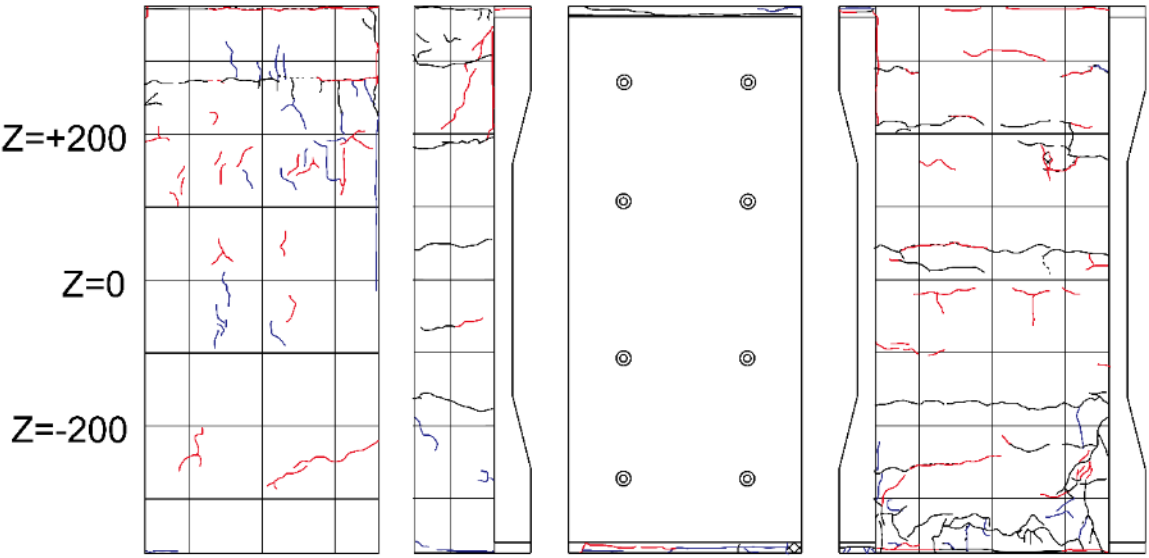
$R=0.25\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱脚に柱パネル接着面沿いの縦ひび割れ発生 袖壁頂部縦ひび割れ増加	曲げひび割れおよび袖壁の細かいひび割れがわずかに増加・伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
袖壁頂部モルタルとコンクリートの界面付近に縦ひび割れ増加	全体的にわずかに曲げひび割れ増加
 <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面</p>	

表 4.3.3-10 損傷状況 (C-USJ-RCW-M) (つづき)



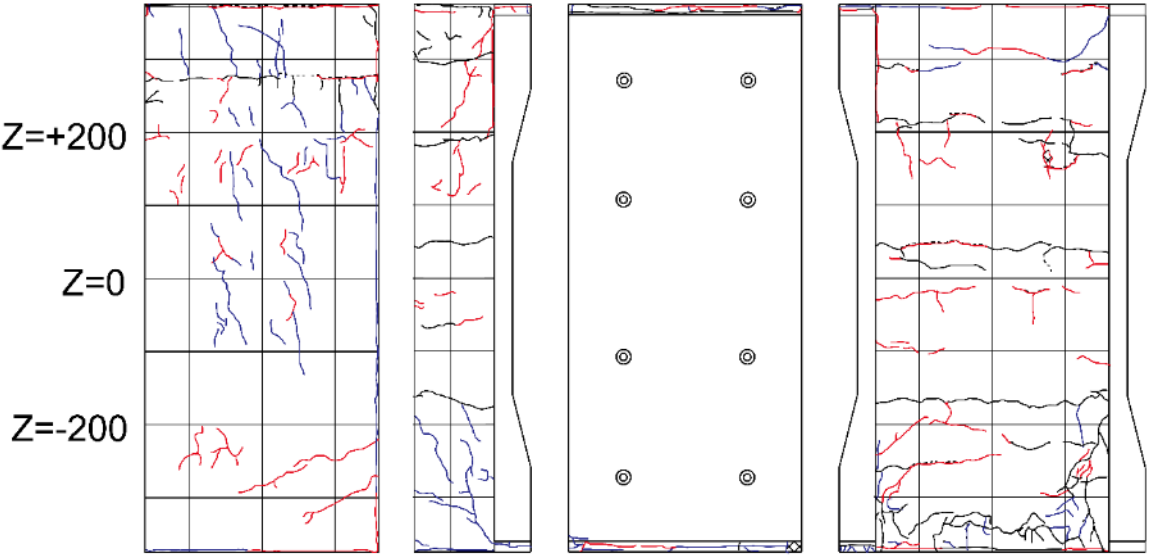
$R=0.5\%$			
			
(北西面)	(南西面)		
正側 1 回目	負側 1 回目		
柱側面の曲げひび割れ伸展 袖壁にせん断ひび割れが発生	柱目地および袖壁頂部の離間が大きくなる 柱側面パネル界面から斜めひび割れ発生 袖壁脚部に斜めひび割れ発生		
正側 2 回目	負側 2 回目		
袖壁せん断ひび割れがわずかに伸展	全体的に細かくひび割れ伸展		
			
袖壁西面	柱北面	柱西面	柱南面

表 4.3.3-10 損傷状況 (C-USJ-RCW-M) (つづき)



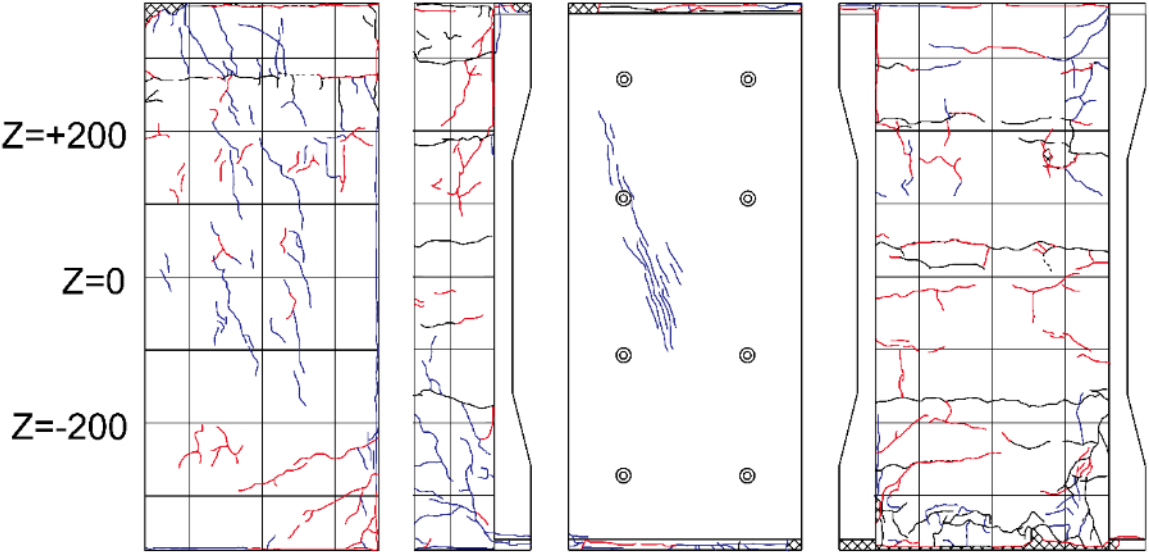
$R=1\%$			
			
(北西面)	(南西面)		
正側 1 回目	負側 1 回目		
袖壁頂部モルタルが圧壊し、縦ひび割れ増加 袖壁せん断ひび割れ増加・伸展 柱目地モルタル圧壊進行	袖壁脚部斜めひび割れが伸展 柱パネル界面の縦ひび割れおよび斜めひび割れが若干増加・伸展		
正側 2 回目	負側 2 回目		
袖壁頂部脚部の圧壊による縦ひび割れ増加 柱パネルにせん断ひび割れが発生	細かくひび割れが増加		
			
袖壁西面	柱北面	柱西面	柱南面

表 4.3.3-10 損傷状況 (C-USJ-RCW-M) (つづき)



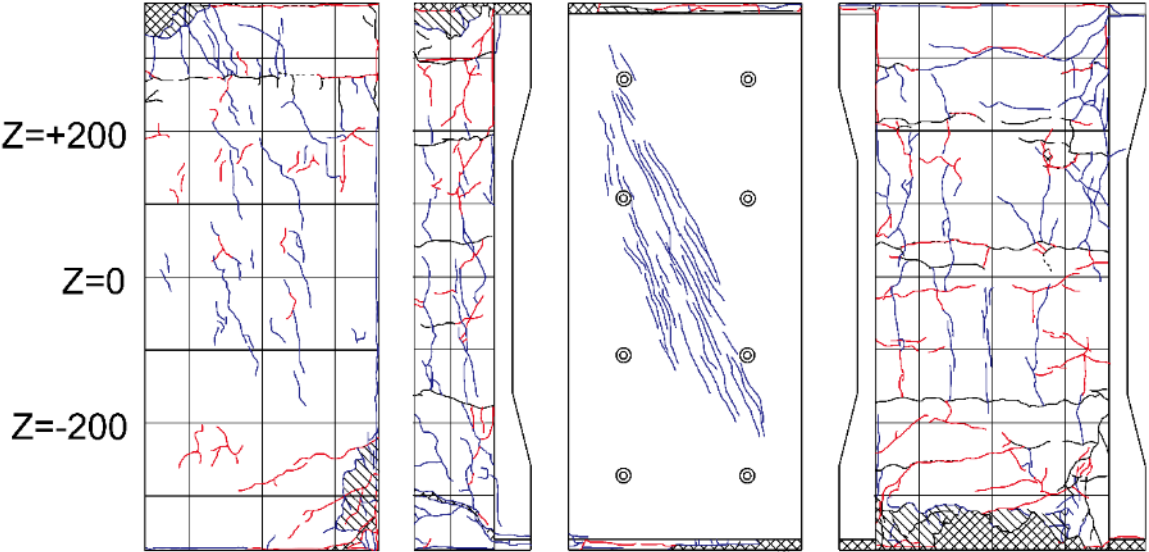


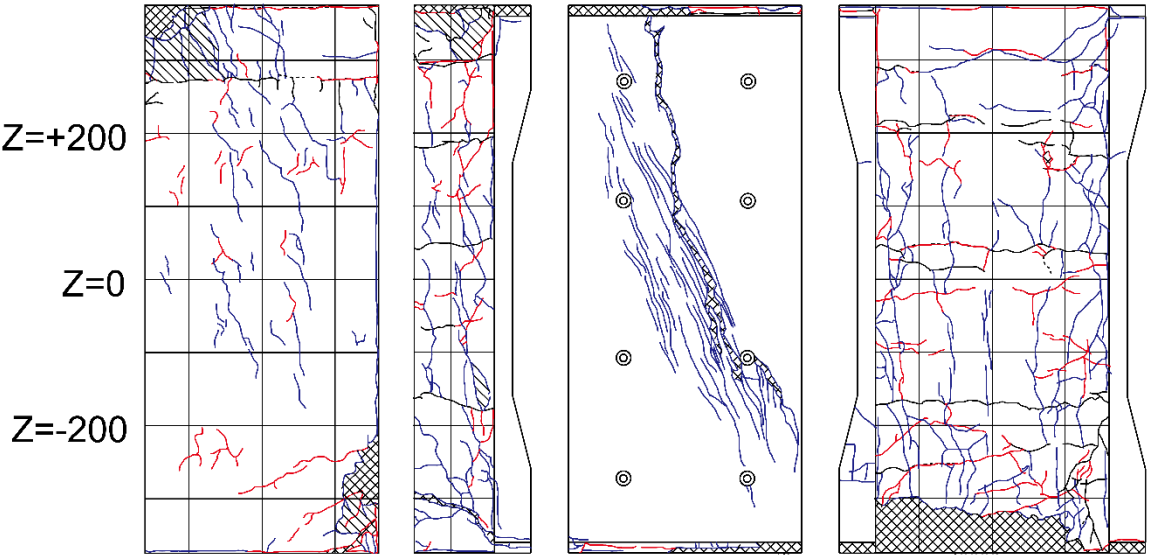
<i>R=2%</i>	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱目地および袖壁頂部脚部の圧壊が進行 柱パネル界面のひび割れが増加・伸展 柱パネルのせん断ひび割れが増加・伸展	柱および袖壁の上下端部の離間が大きく開く 柱パネル界面のひび割れが増加・伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
柱側面全面に縦ひび割れ増加 袖壁圧縮縁の圧壊進行	細かくひび割れが増加
 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> 袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面 </p>	

表 4.3.3-10 損傷状況 (C-USJ-RCW-M) (つづき)

R=3% (正側 1 回目ピーク付近で載荷終了)	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
袖壁せん断ひび割れが増加 柱パネル界面の縦ひび割れが増加・伸展	—
正側 2 回目	負側 2 回目
—	—
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面 柱北面 柱西面 柱南面</p>	



(a) 柱パネルせん断破壊



(b) 柱パネル界面の縦ひび割れ



(c) パネル界面の縦および斜めひび割れ



(d) 柱脚コンクリート圧壊



(e) 袖壁頂部圧壊およびせん断ひび割れ



(f) 袖壁脚部コンクリート圧壊

図 4.3.3-10 最終破壊性状 (C-USJ-RCW-M)

4.3.4 変形分離

(1) C-N および無損傷補強シリーズ

C-N および無損傷補強シリーズの UFC パネルおよび RC 袖壁について、各サイクル1回目ピーク時に計測された柱や UFC パネルの変形を曲げ変形とせん断変形に分け、その割合を算定した。得られた結果を図 4.3.4-1 に示す。図中には、上下スタブ相対水平変位計から計測した全体変位を併せて示す。なお、C-N では柱の変形を、それ以外では UFC パネルの変形を算定していることに注意が必要である。また、C-USJ-UW および C-USJ-RCW の袖壁パネルでは正載荷時に負の値の曲げ変形が確認されたが、図 4.3.4-1 の正載荷時のグラフではせん断変形を 100%として表記した。

C-N：正載荷時にはせん断ひび割れが発生した R=+0.5%サイクルからせん断変形の割合が増加し始め、R=+1%サイクルではせん断変形が全体変形の 50%を上回った。負載荷時には正載荷時と比較して曲げ変形が支配的であった。

C-US：正載荷時には変形角が大きくなるにつれて、R=+0.03125%サイクルではほぼ 100%を占めていたせん断変形の割合が減少していき、主筋に沿った縦ひび割れが確認された R=+0.5%サイクルでは曲げ変形が全体変形の 50%を超えた。負載荷時には曲げ変形が支配的であった。

C-USJ：正載荷時、負載荷時ともに曲げ変形がやや支配的であり、変形角が大きくなることによる割合の変動は小さかった。

C-USJ-UW 挟込パネル：正載荷時には R=+0.25%サイクルまではせん断変形の割合が 50%程度で保たれていたが、初めて正載荷時に大きな曲げひび割れが発生した R=+0.5%サイクルから、曲げ変形の割合が 60%を超えて増加し続けた。負載荷時には C-USJ 挟込パネルと同様の変形割合が見られた

C-USJ-UW 袖壁パネル：正載荷時には R=+0.125%サイクルまではせん断変形が支配的であったが、袖壁鉛直接合部にひび割れが発生し、袖壁パネルと柱の一体性が失われ始めたと考えられる R=+0.5%サイクルからは曲げ変形が支配的になった。負載荷時には概ねせん断変形が支配的であった。

C-USJ-RCW 挟込パネル：正載荷時には変形角が大きくなるにつれて、せん断変形の割合が減少していき、初めて正載荷時に大きな曲げひび割れが発生した R=+0.25%サイクルでは曲げ変形が全体変形の 50%を超えた。負載荷時には、小変形時では支配的であったせん断変形の割合が、変形角が大きくなるにつれて減少し、R=-0.5%サイクル以降は曲げ変形の割合が 60%前後になった。

C-USJ-RCW 袖壁パネル：正載荷時には小変形時では 40%程度であった曲げ変形の割合が、変形角が大きくなるにつれて増加し、最終的には曲げ変形が支配的になった。負載荷時には C-USJ-RCW 挟込パネルと同様の変形割合が見られた。

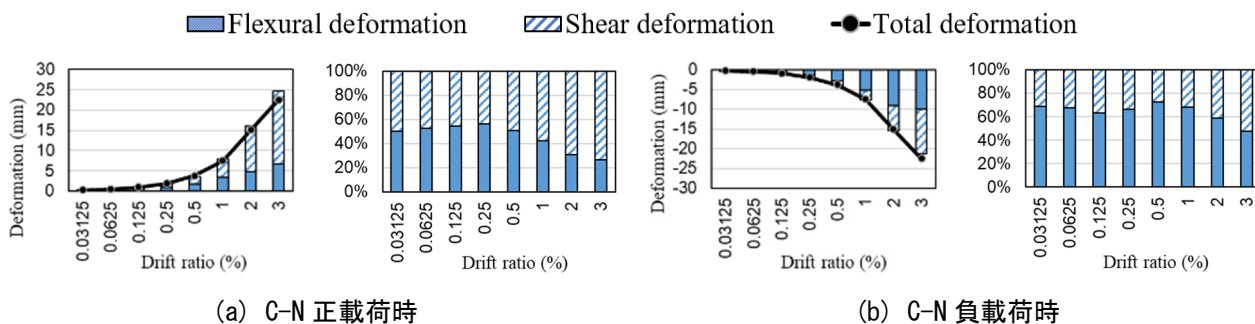


図 4.3.4-1 変形分離 (C-N および無損傷補強シリーズ)

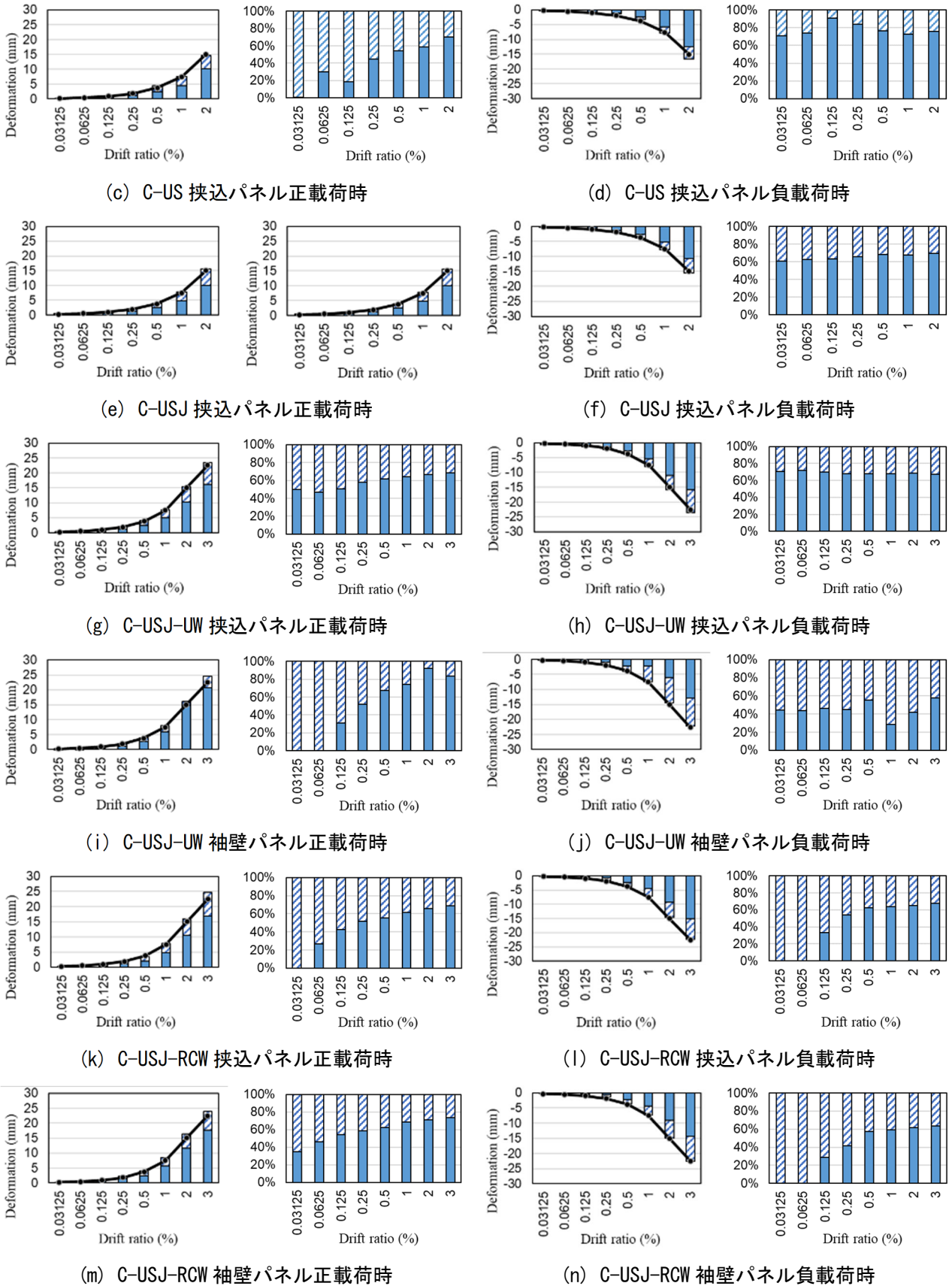


図 4.3.4-1 変形分離 (C-N および無損傷補強シリーズ) (つづき)

(2) 損傷後補強シリーズ

損傷後補強シリーズの UFC パネルおよび RC 袖壁について、各サイクル 1 回目ピーク時に計測された変形を曲げ変形とせん断変形に分け、その割合を算定した。得られた結果を図 4.3.4-2 に示す。変形角ごとの変位の値を示したグラフには、上下スタブ相対水平変位計から計測した全体変位を併せて示す。また、C-USJ-UW-M の柱挟込パネルでは負荷荷時に正の値の曲げ変形が確認されたサイクルが、C-USJ-RCW-M の柱挟込パネルでは正載荷時に負の値の曲げ変形が確認されたサイクルがあったが、図中ではせん断変形を 100%として表記した。

C-US-M：正載荷時についても負載荷時についても曲げ変形がやや支配的であった。ただし、正載荷時については、変形角が大きくなるにつれて若干曲げ変形の割合が増えていったが、終始曲げ変形が 60～70%を占めていた。一方、負載荷時については、 $R=-0.125\%$ サイクルまでは曲げ変形が 80～90%を占めていたが、 $R=-0.25\%$ サイクルは 60%に減少し、その後再び若干増加した。

C-USJ-M：正載荷時についても負載荷時についても曲げ変形がやや支配的であった。ただし、正載荷時については、 $R=+0.03125\%$ サイクルで 80%程度占めていた曲げ変形の割合が $R=+0.5\%$ サイクルまでに 60%程度まで減少し、 $R=+1\%$ サイクルにせん断ひび割れが発生した後再び若干増加した。一方、負載荷時については、終始曲げ変形が 70%前後を占めていた。

C-USJ-UW-M 挟込パネル：正載荷時については曲げ変形が支配的であり、C-USJ-M と同様の挙動を示した。一方、負載荷時については、小変形時にはほぼ 100%を占めていたせん断変形の割合が、変形角が大きくなるにつれて減少し、せん断ひび割れが発生した $R=+0.5\%$ サイクルには曲げ変形の割合が 60%程度になり、その後 80%程度まで増加し続けた。

C-USJ-UW-M 袖壁パネル：正載荷時については小変形時にはほぼ 40%であった曲げ変形の割合が、変形角が大きくなるにつれて増加し、せん断ひび割れが発生した $R=+0.5\%$ サイクルには 70%程度になり、曲げ変形がやや支配的になった。一方、負載荷時については、小変形時には 80%以上を占めていたせん断変形の割合が、変形角が大きくなるにつれて減少し、最終的には曲げ変形が 80%程度を占めた。

C-USJ-RCW-M 挟込パネル：正載荷時については負の値の曲げ変形が確認された $R=+0.03125\%$ サイクルを除き、曲げ変形が 60%前後を占め、終始支配的であった。一方、負載荷時については、小変形時には支配的であったせん断変形の割合が、変形角が大きくなるにつれて減少し、 $R=-0.5\%$ サイクル以降は曲げ変形の割合が 60%前後になった。

C-USJ-RCW-M 袖壁パネル：正載荷時については小変形時には 30%程度であった曲げ変形の割合が、変形角が大きくなるにつれて増加し、最終的には曲げ変形が支配的になった。負載荷時についても、 $R=+0.03125\%$ サイクルで 20%であった曲げ変形の割合が、 $R=+0.125\%$ サイクルには 60%までに増加し、その後は曲げ変形が支配的になった。

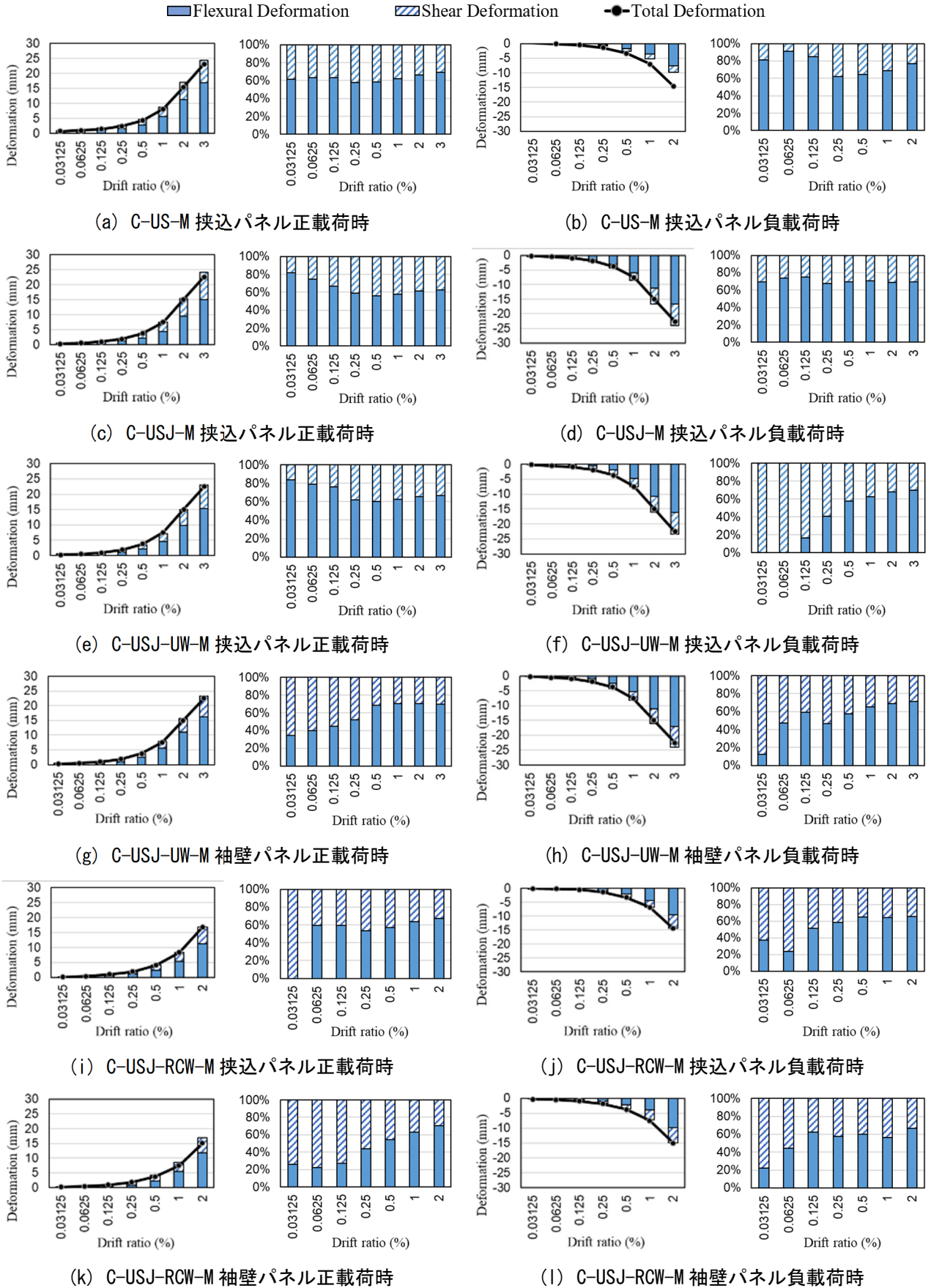


図 4.3.4-2 変形分離 (損傷後補強シリーズ)

4.3.5 曲率分布

(1) C-N および無損傷補強シリーズ

C-N, C-US 挟込パネル, C-USJ 挟込パネル, C-USJ-UW 挟込パネル, C-USJ-UW 袖壁パネル, C-USJ-RCW 挟込パネル, USJ-RCW 袖壁の各サイクル 1 回目ピーク時の曲率を, 4 つに分けた柱計測区間または袖壁計測区間ごとに算定した。柱やパネルの各計測区間には鉛直方向の変位計を南北に 2 つ取り付けており, 曲率は 2 つの変位計から測定された変位の差を変位計間の距離と計測区間長さで除することで算出した。なお, 引張を正としたときの北側の変位が南側の変位より大きいときの曲率を正とした。得られた結果を図 4.3.5-1~図 4.3.5-7 に示す。

いずれの試験体, パネルにおいても変形角が大きくなるにつれて曲率が主に端部の計測区間で大きくなったが, C-N の中央の 2 つの計測区間について, R=1.0%サイクルまでのほぼ 0 に近い曲率と比べ, R=2.0%サイクルでは柱中央部でのせん断破壊の進行に伴う変形により曲率が著しく大きくなることが確認された。一方で, C-N 以外の試験体のパネルについては, 中心の計測区間での曲率の増大が C-N と比べて抑えられていた。また, 逆対称曲げ形式の载荷により, 全ての試験体およびパネルで, 正载荷時には上部の試験区間で負の曲率, 下部の試験区間で正の曲率が, 負载荷時には符号が反対の曲率が見られたが, C-USJ-UW および C-USJ-RCW では柱部分と袖壁がともに逆対称曲げの変形状態にあったことから, 柱と袖壁が一体ではなく別々に変形していたことがうかがえる。

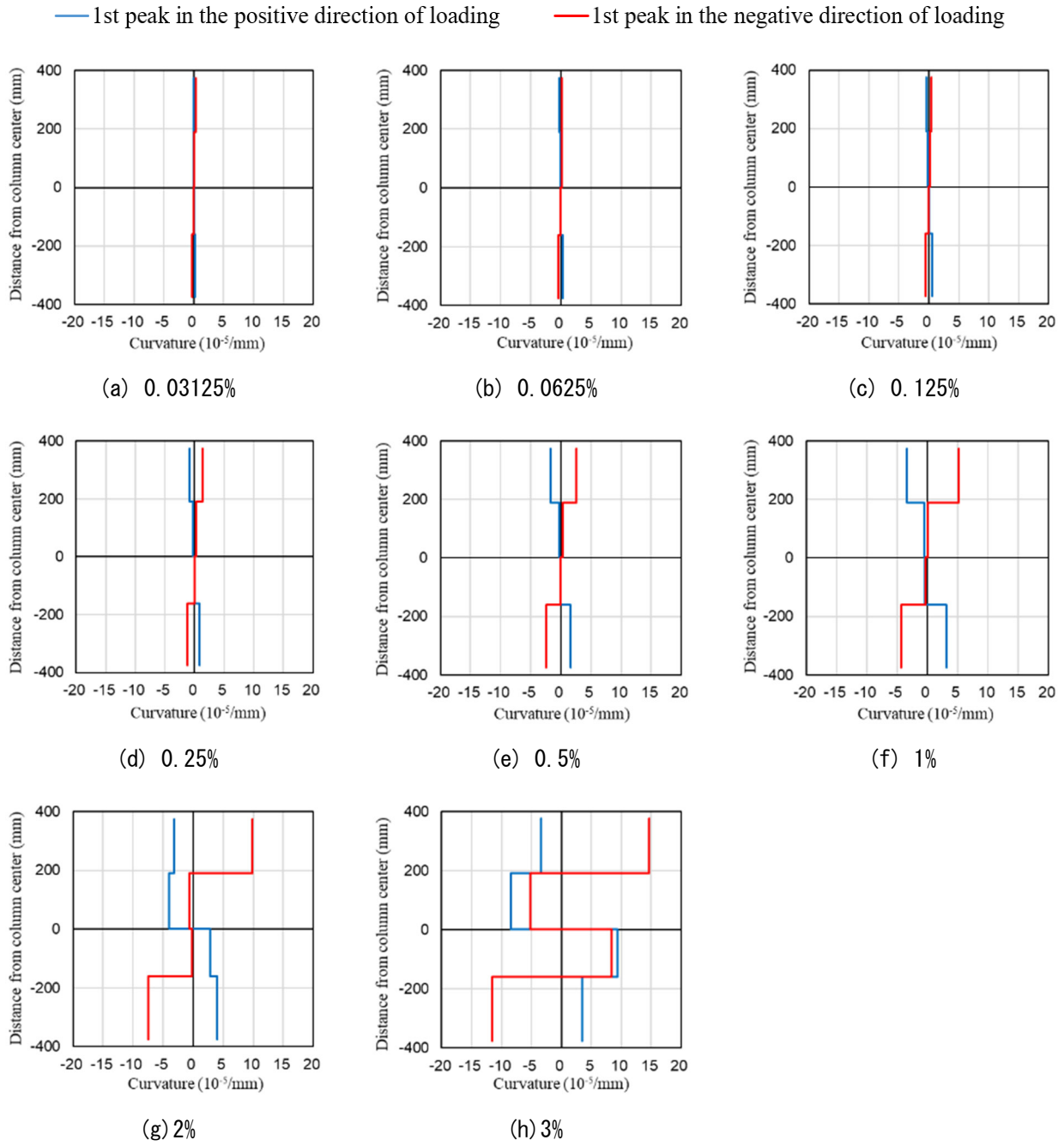


図 4.3.5-1 曲率分布 (C-N)

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

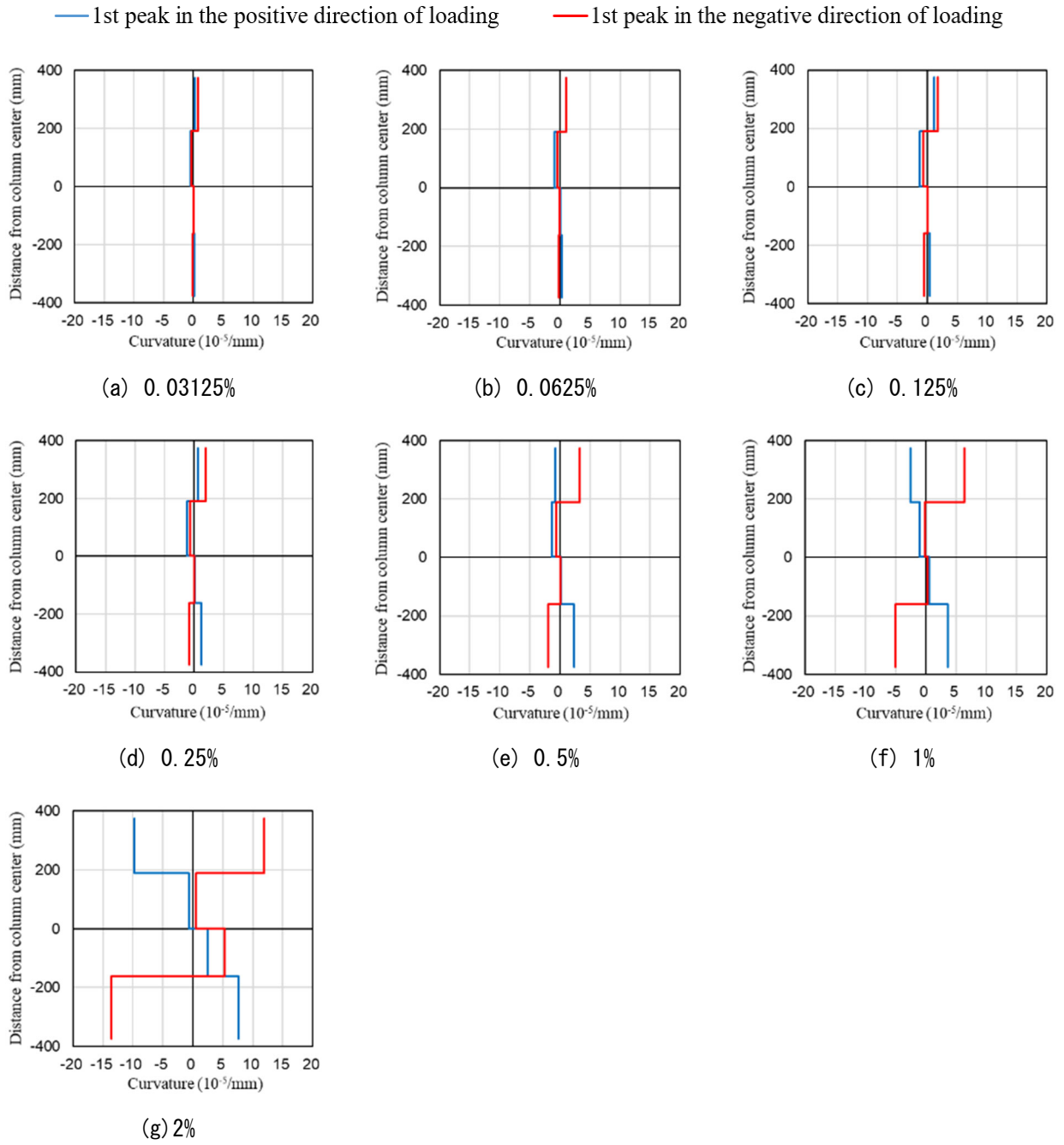


図 4.3.5-2 曲率分布 (C-US 挟込パネル)

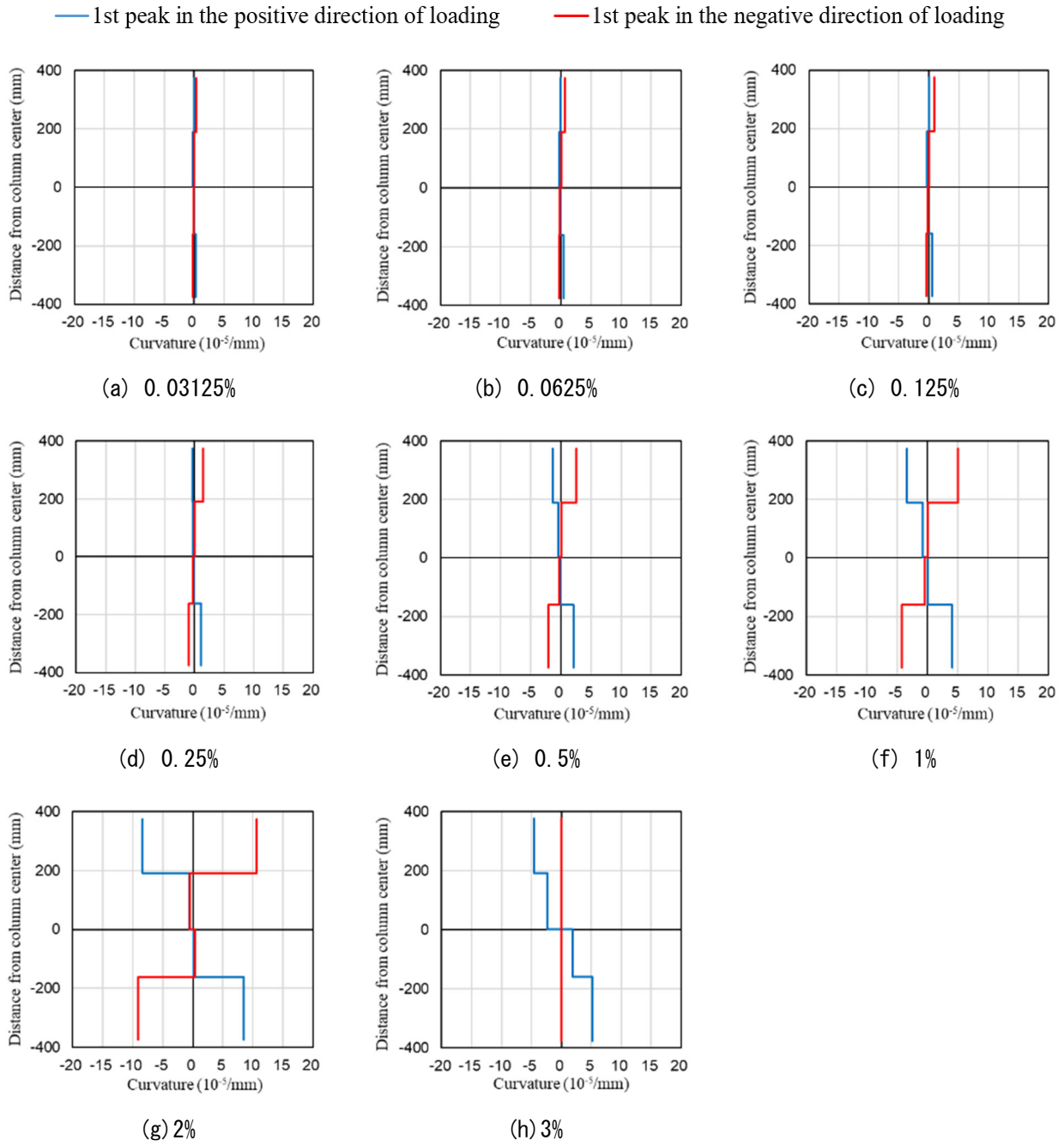


図 4.3.5-3 曲率分布 (C-USJ 挟込パネル)

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

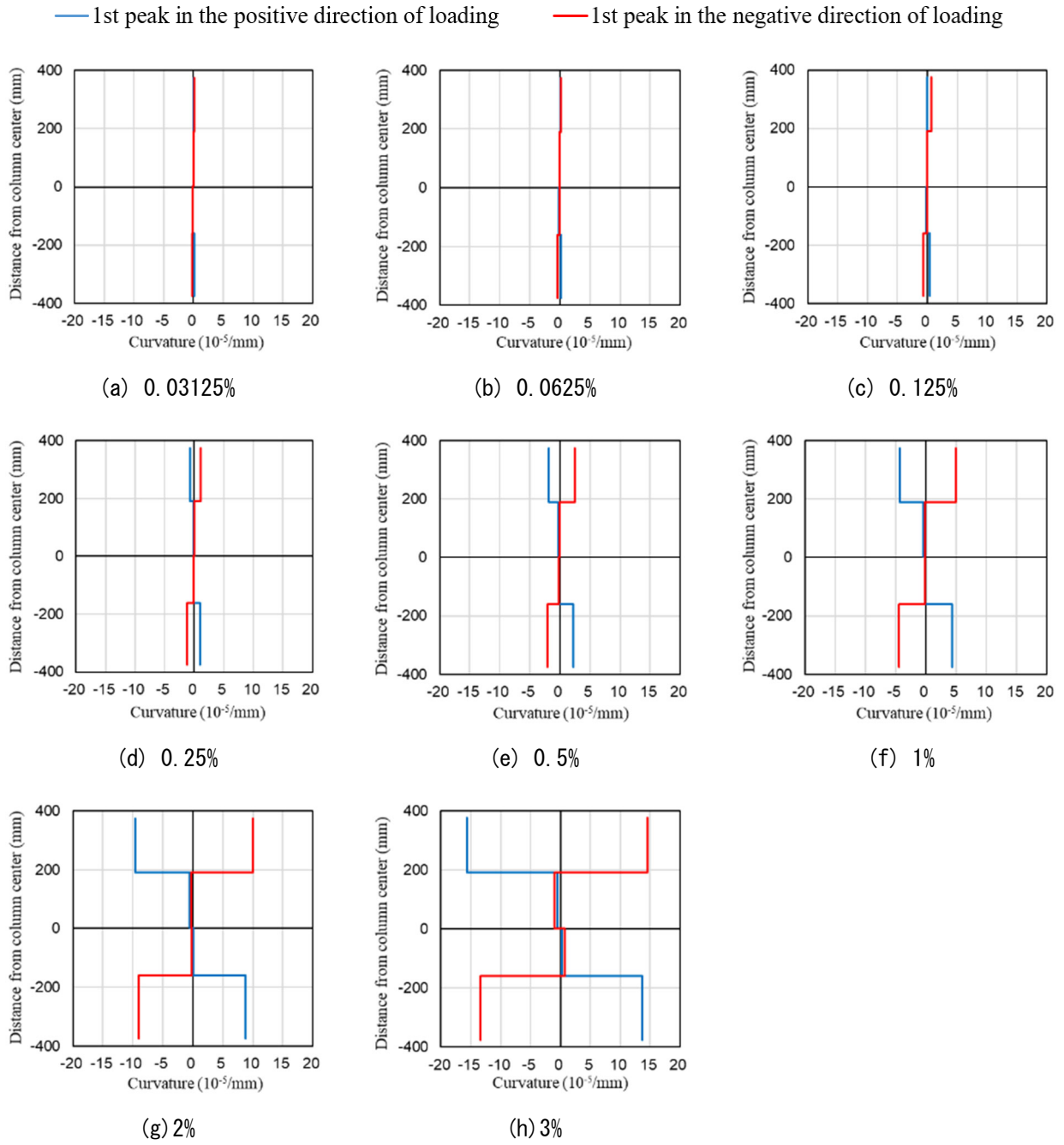


図 4.3.5-4 曲率分布 (C-USJ-UW 挟込パネル)

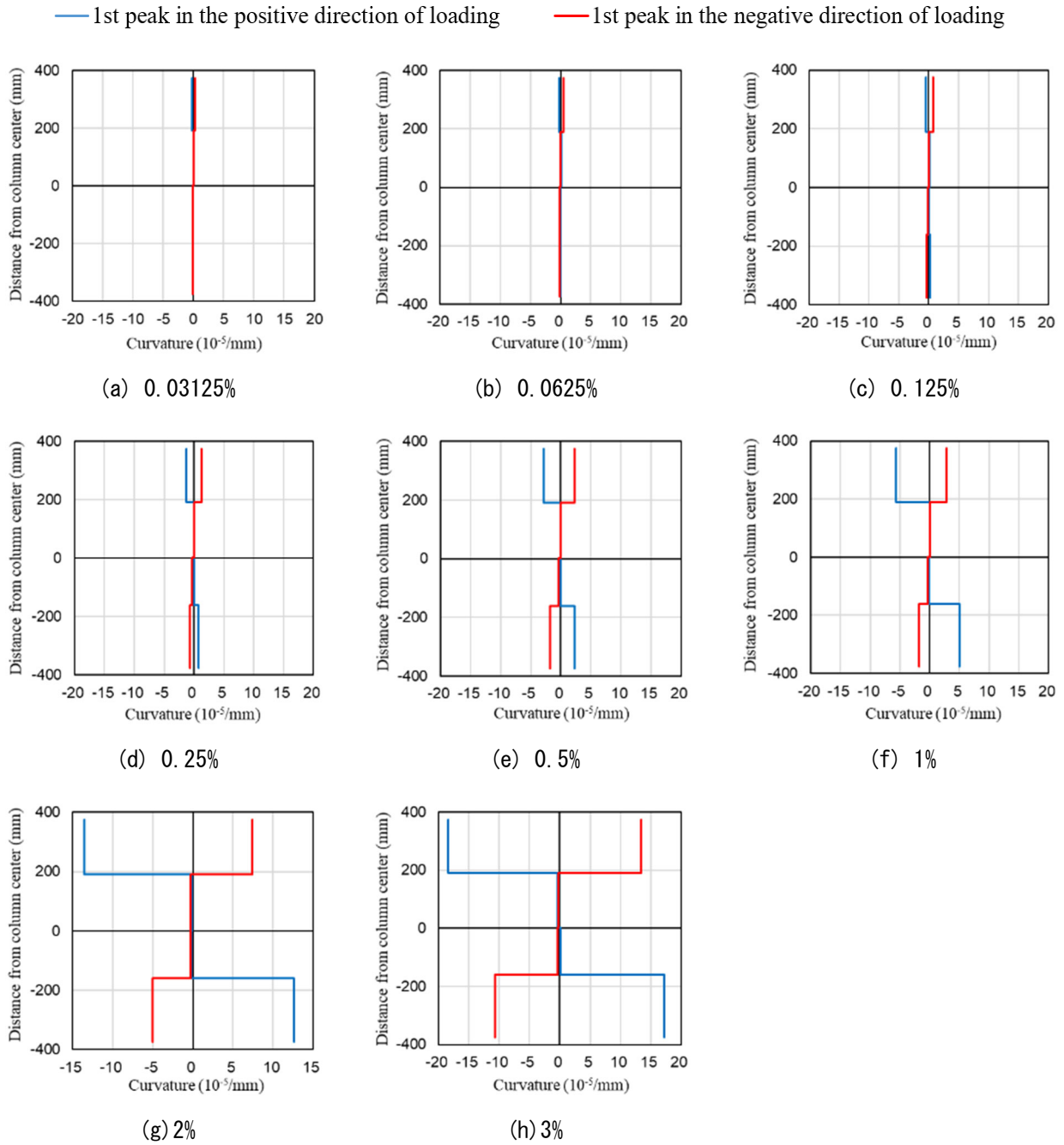


図 4.3.5-5 曲率分布 (C-USJ-UW 袖壁パネル)

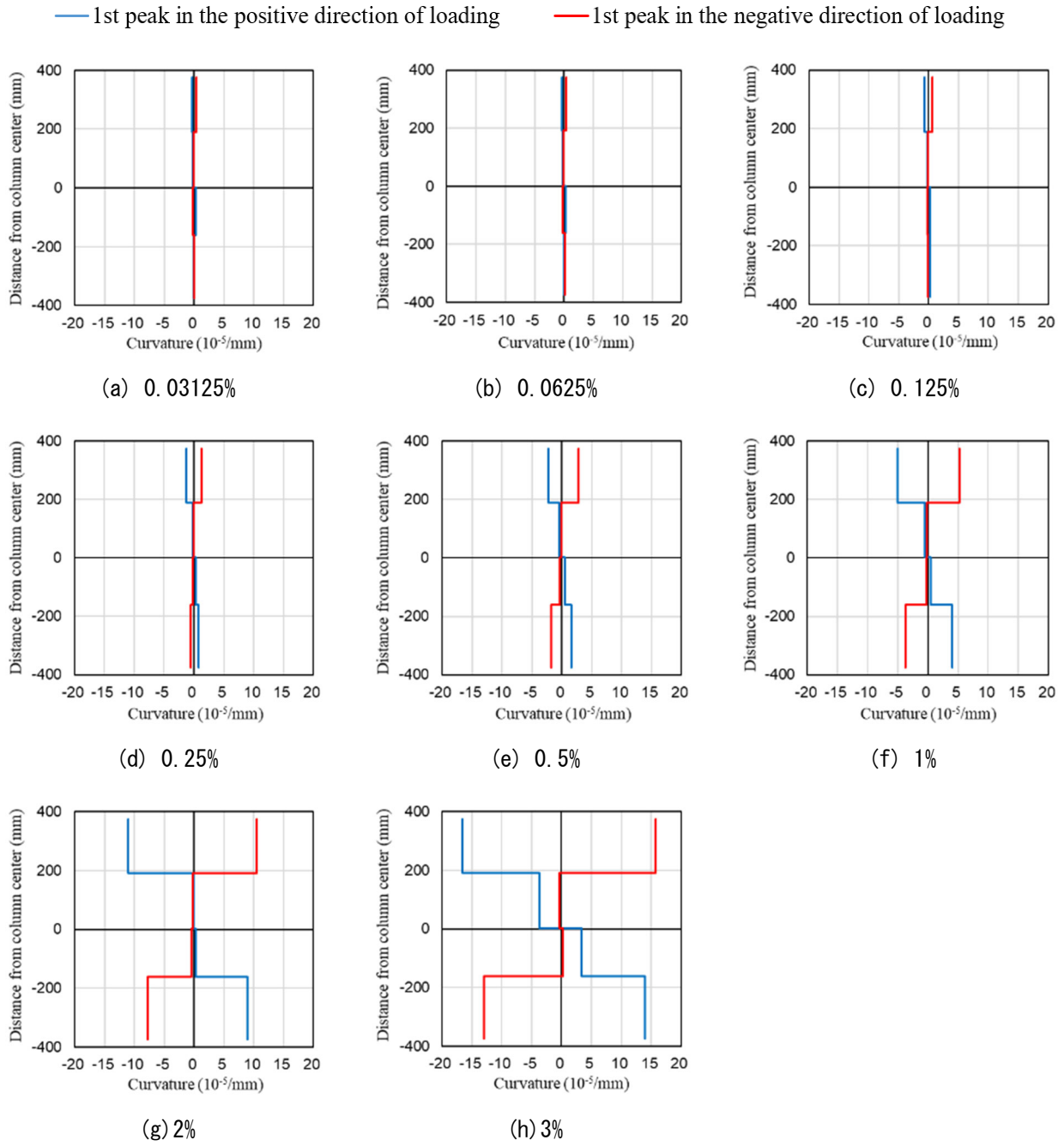


図 4.3.5-6 曲率分布 (C-USJ-RCW 挟込パネル)

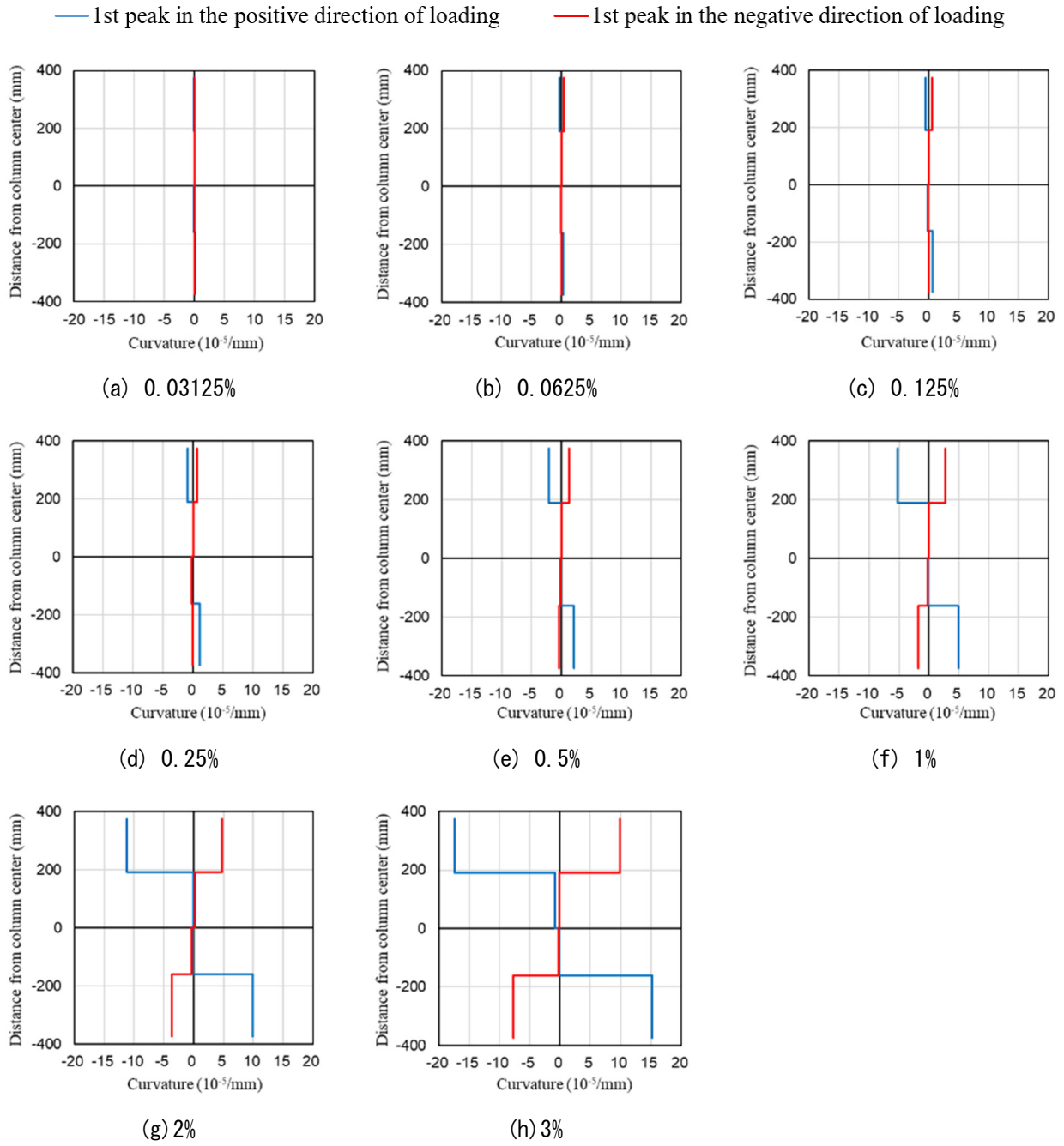


図 4.3.5-7 曲率分布 (C-USJ-RCW 袖壁)

(2) 損傷後補強シリーズ

各サイクル1回目ピーク時の曲率を、柱および袖壁をそれぞれ鉛直方向に4つに分けた計測区間ごとに算定した。各計測区間には鉛直方向の変位計を南北にそれぞれ2つ取り付けており、曲率は2つの変位計から測定された変位の差を変位計間の距離と計測区間長さで除することで算出した。なお、引張を正としたときの北側の変位が南側の変位より大きいときの曲率を正とした。得られた結果を図 4.3.5-8～図 4.3.5-13 に示す。

無損傷補強試験体と同様、いずれの試験体においても変形角が大きくなるにつれて曲率が主に端部の計測区間で大きくなった。逆対称曲げ形式の载荷により、全ての試験体で、正载荷時には上部の試験区間で負の曲率、下部の試験区間で正の曲率が、負载荷時には符号が反対の曲率が見られたが、C-USJ-UW-M および C-USJ-RCW-M では柱部分と袖壁がともに逆対称曲げの変形状態にあったことから、柱と袖壁が一体ではなく別々に変形していたと考えられる。

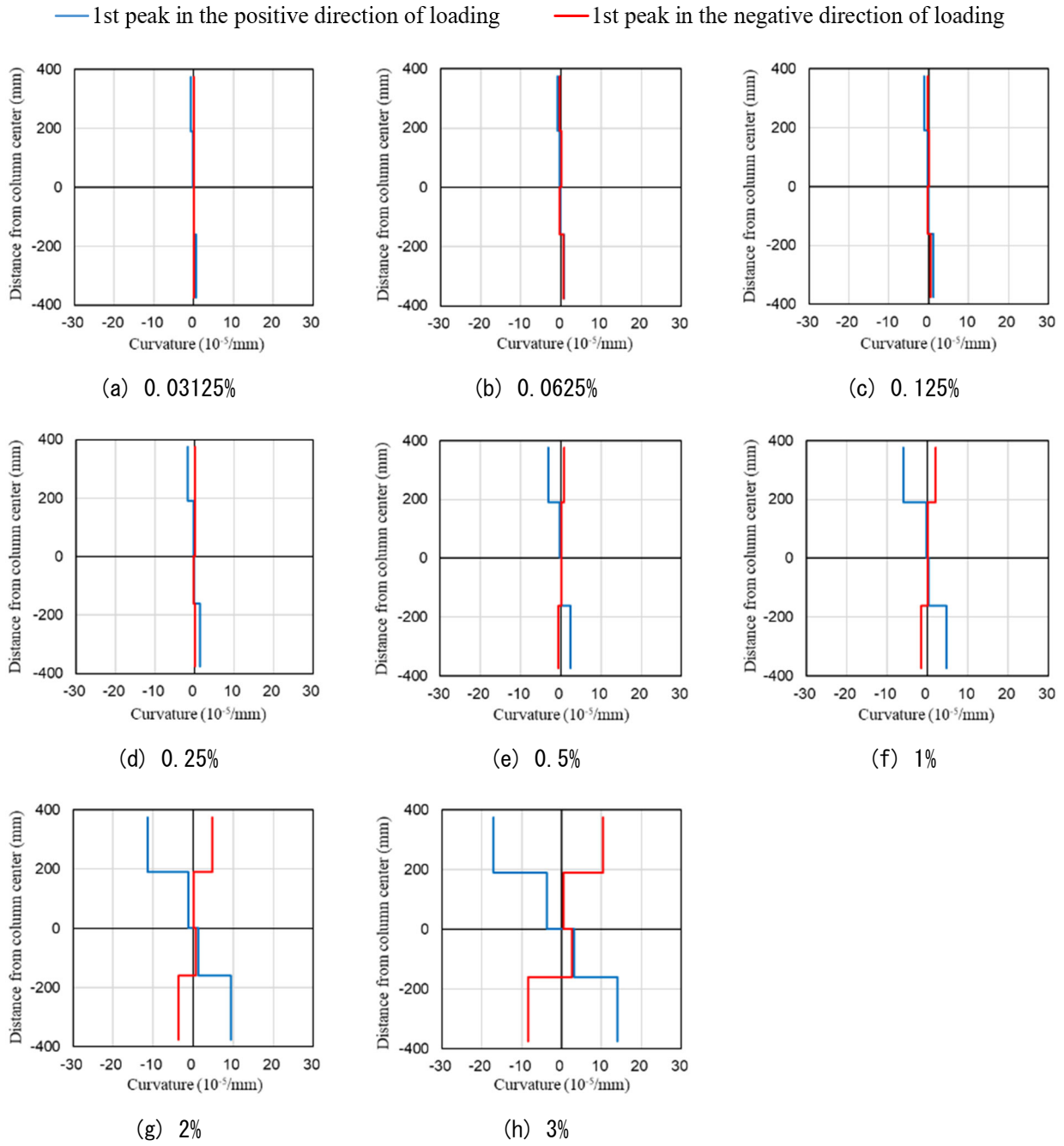


図 4.3.5-8 曲率分布 (C-US-M 挟込パネル)

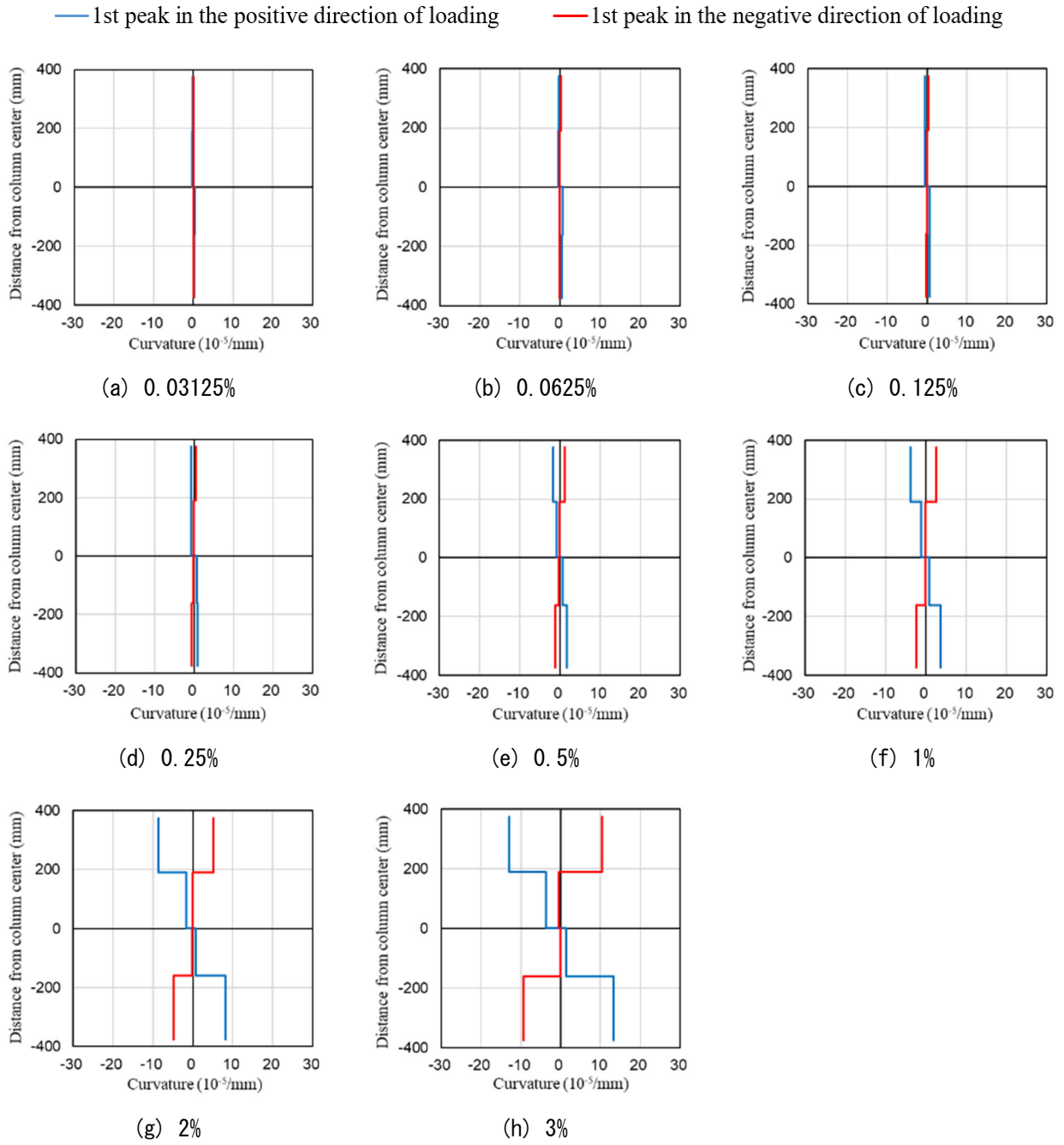


図 4.3.5-9 曲率分布 (G-USJ-M 挟込パネル)

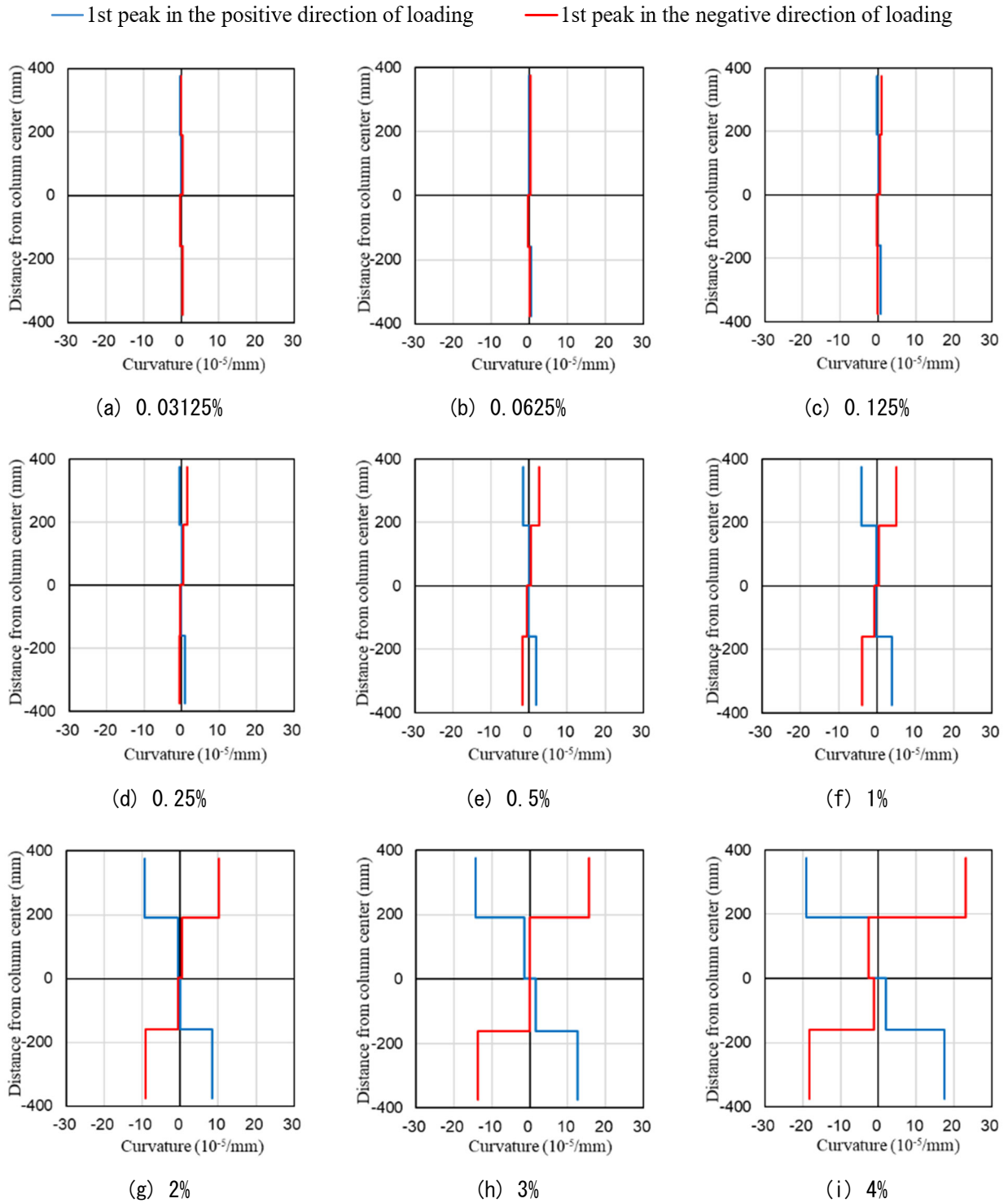


図 4.3.5-10 曲率分布 (C-USJ-UW-M 挟込パネル)

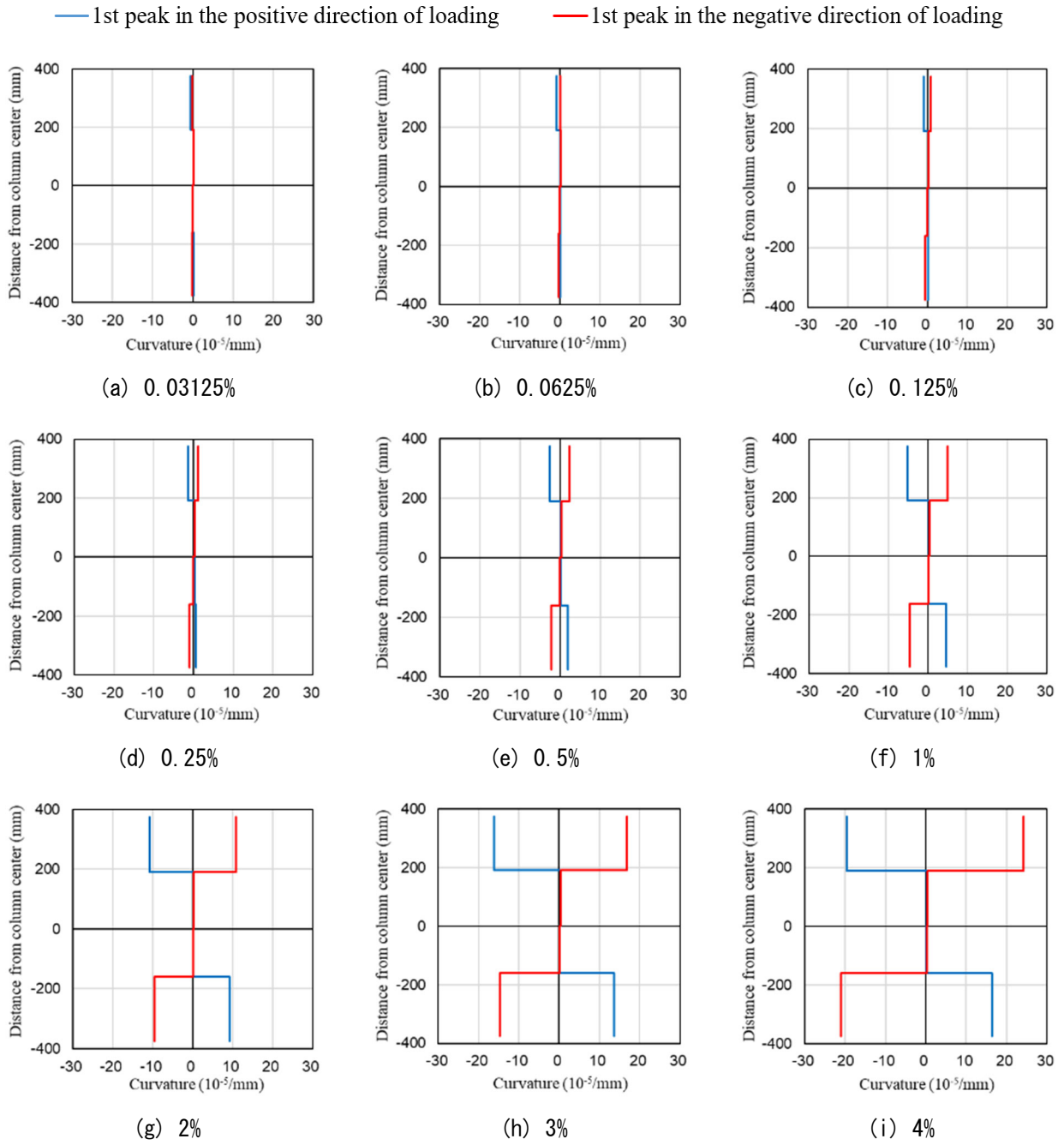


図 4.3.5-11 曲率分布 (C-USJ-UW-M 袖壁パネル)

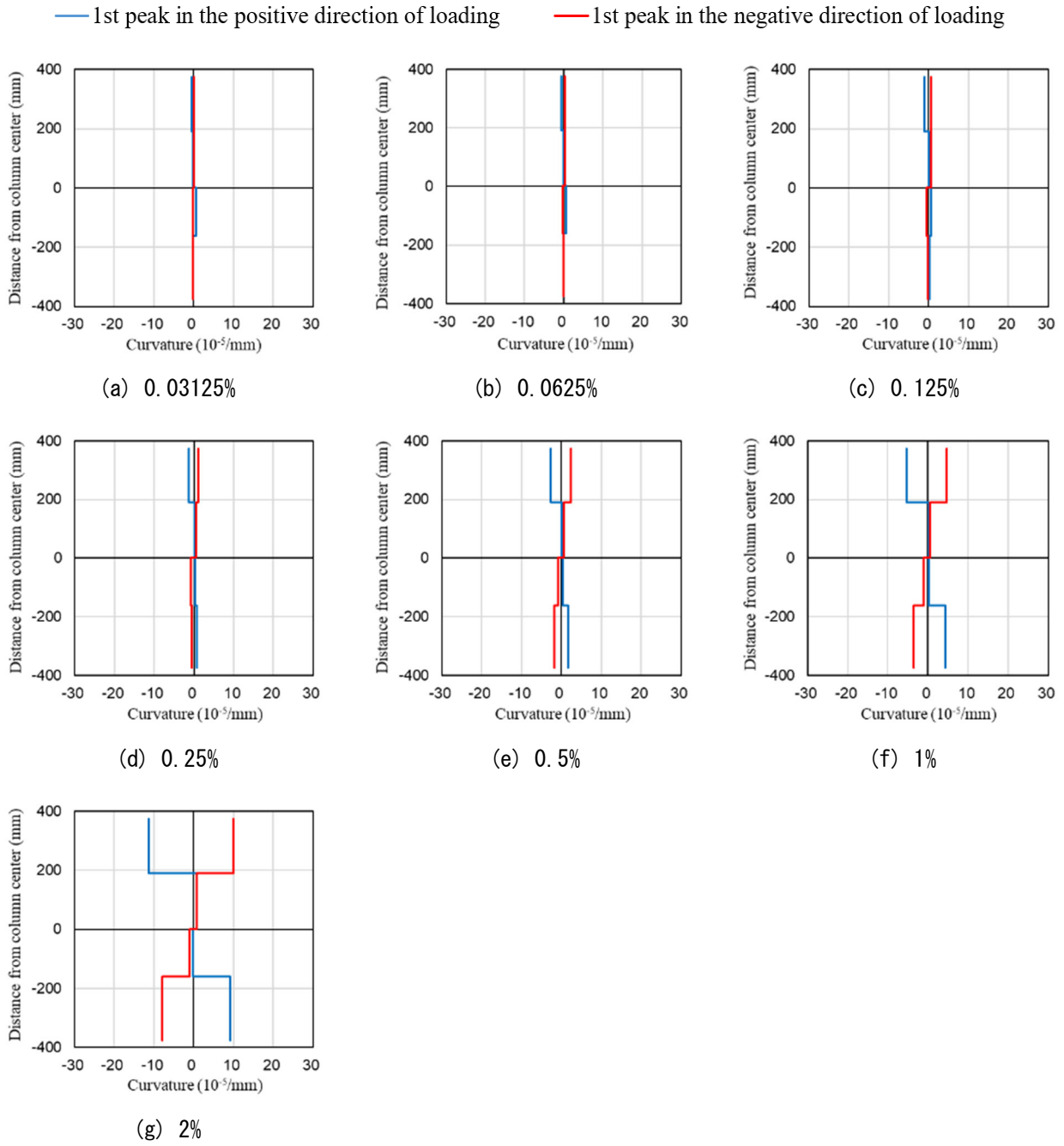


図 4.3.5-12 曲率分布 (C-USJ-RCW-M 挟込パネル)

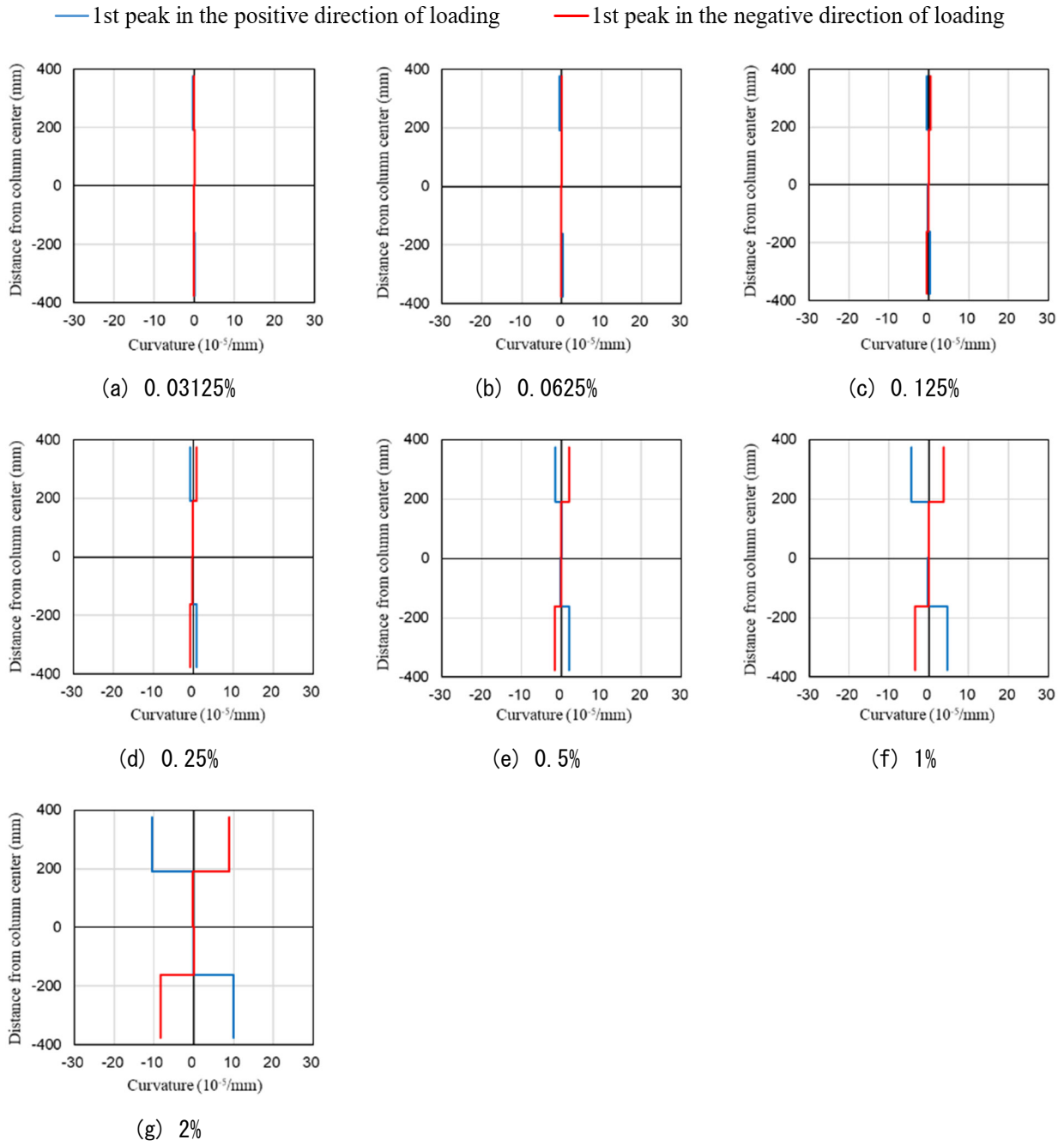


図 4.3.5-13 曲率分布 (C-USJ-RCW-M 袖壁)

4.3.6 柱端部および UFC 目地部鉛直変位

(1) C-N および無損傷補強シリーズ

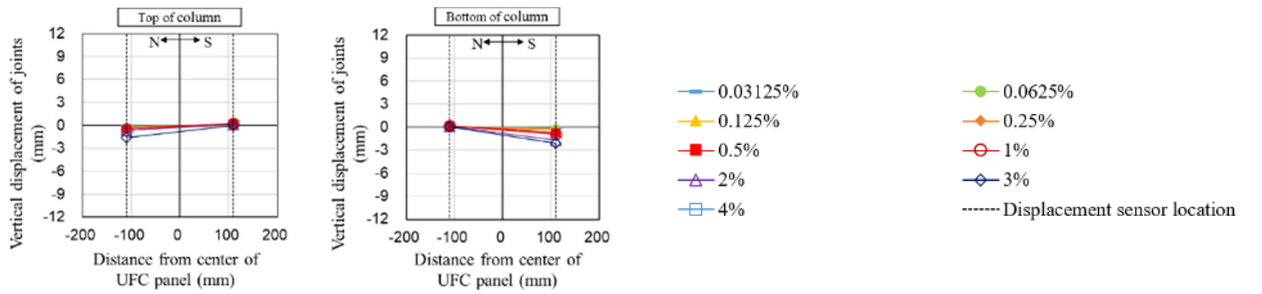
C-N, C-US 挟込パネル, C-USJ 挟込パネル, C-USJ-UW 挟込パネルおよび袖壁パネル, C-USJ-RCW 挟込パネルおよび袖壁の, 各サイクル 1 回目ピーク時における柱端部または UFC パネル目地部鉛直変位を図 4.3.6-1, 図 4.3.6-2 に示す。鉛直変位の計測は, せい方向については柱またはパネル両端部から 50mm, 柱またはパネル中心から 110mm の位置で, 高さ方向については上下スタブから 52.5mm の範囲で行っており, 引張を正としている。なお, C-USJ-UW 袖壁パネルおよび C-USJ-RCW 袖壁のせい方向の計測のみ, パネル両端部から北側は 50mm, 南側は 60mm, パネル中心から北側は 105mm, 南側は 95mm の位置で行っている。また, 正載荷時における UFC パネルまたは柱の中立軸深さを図 4.3.6-3 に示す。中立軸深さは柱頭, 柱脚それぞれにおいて, 圧縮縁から図 4.3.6-1, 図 4.3.6-2 における鉛直変位が 0 になる位置までとし, 図 4.3.6-3 には柱頭および柱脚で求めた中立軸の値の平均値を, 実強度を用いた耐力計算 (後述) で得られた中立軸深さと併せて示す。

正載荷時について, C-N ではいずれのサイクルにおいても断面の大部分が圧縮となり, 中立軸深さが 200mm より小さくなることもなかった一方で, C-US 挟込パネルでは, 変形角が大きくなるにつれて中立軸深さが減少し, $R=+0.5\%$ で曲げ終局耐力算定時の中立軸深さを下回った。C-USJ 挟込パネルは C-US 挟込パネルと似た鉛直変位になったが, 断面の大部分が引張になり, かつ中立軸深さが曲げ終局耐力算定時の中立軸深さを下回るサイクルも $R=+0.5\%$ 以降見られた。C-USJ-UW 挟込パネルと袖壁パネルは, ともに $R=+2\%$ 以降の引張の鉛直変位が著しく大きくなり, 中立軸深さも 100mm 程度に小さくなった。

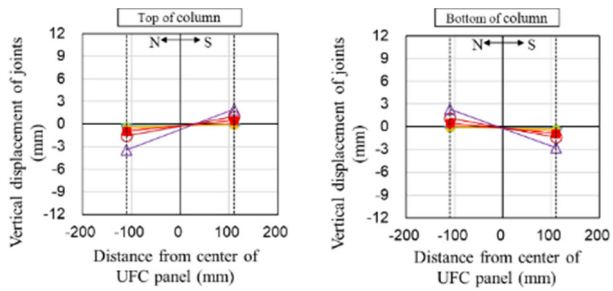
負載荷時について, 全ての試験体およびパネルでほぼ全てのサイクルにおいて, 全断面が引張となった。変形角が大きくなるにつれて引張変位は大きくなり, C-USJ-UW の挟込パネルと袖壁パネルでは, $R=-3\%$ サイクルで 10mm に近い引張変位が確認された。

いずれの試験体およびパネルでも, 変形角が大きくなるにつれて中立軸深さは耐力算定時の値に近づいていったが, 目地を有するパネルでは, 中立軸深さが最も小さくなった点は曲げ終局耐力算定時の中立軸深さよりも, せん断終局耐力算定時の中立軸深さにより近づいた。

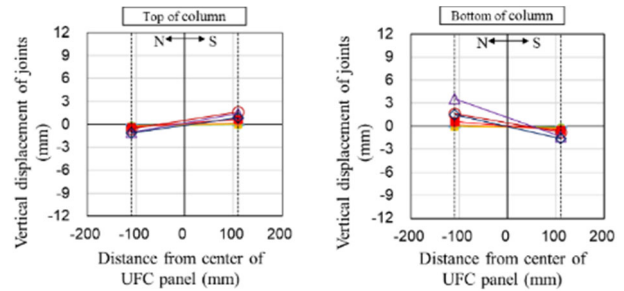
第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



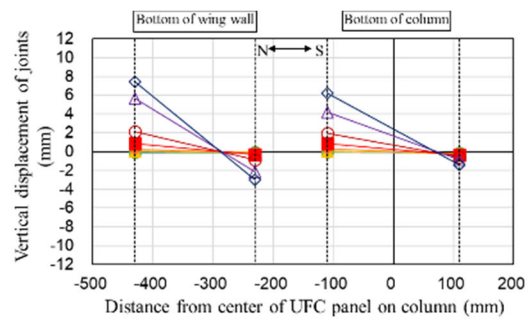
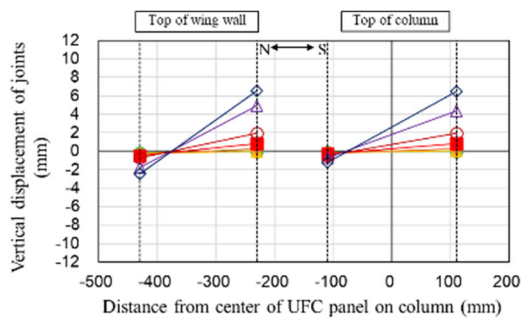
(a) C-N



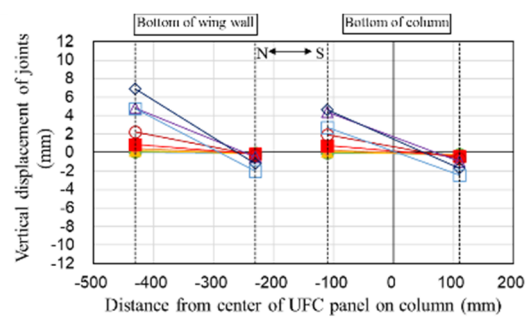
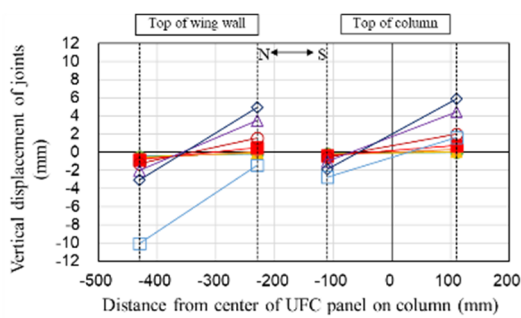
(b) C-US 挟込パネル



(c) C-USJ 挟込パネル

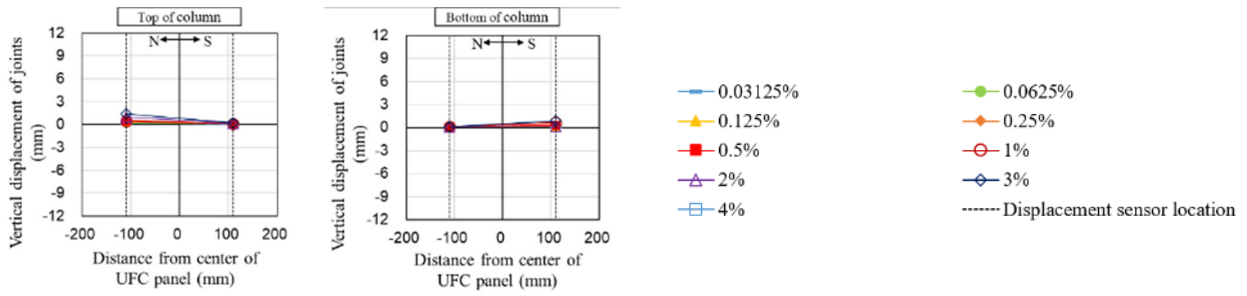


(d) C-USJ-UW 挟込パネルおよび袖壁パネル

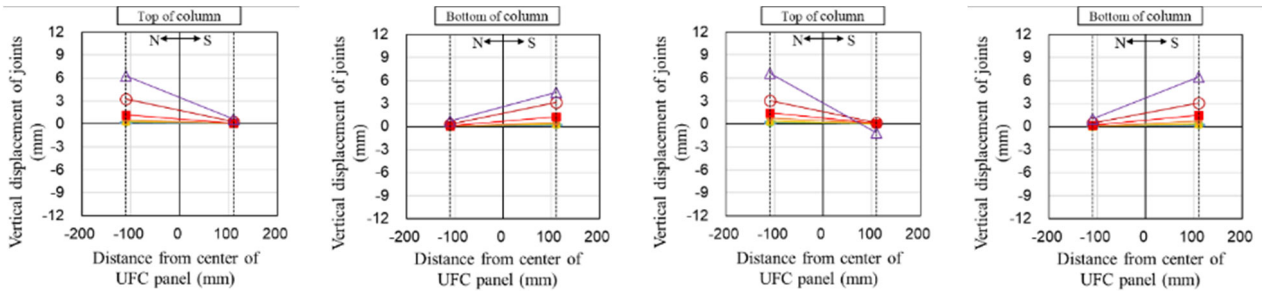


(e) C-USJ-RCW 挟込パネルおよび袖壁

図 4.3.6-1 目地部鉛直変位（正載荷時）

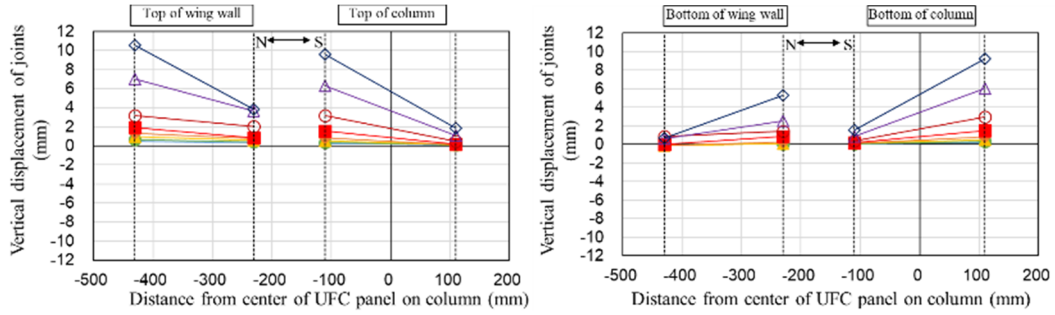


(a) C-N

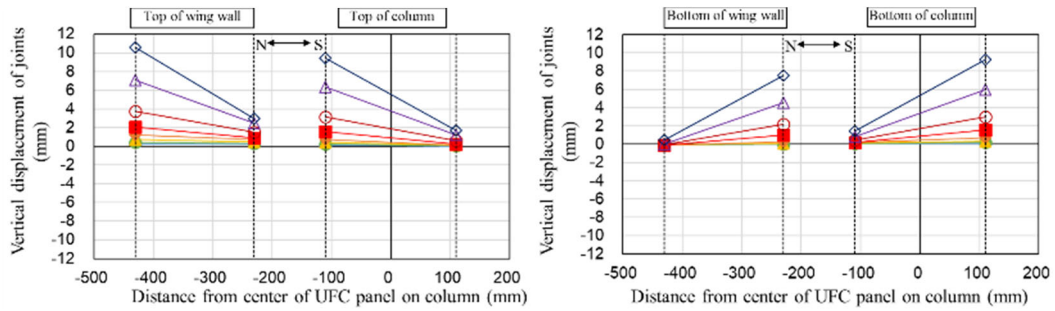


(b) C-US 挟込パネル

(c) C-USJ 挟込パネル



(d) C-USJ-UW 挟込パネルおよび袖壁パネル

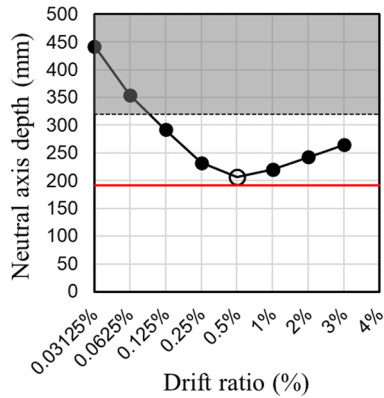


(e) C-USJ-RCW 挟込パネルおよび袖壁パネル

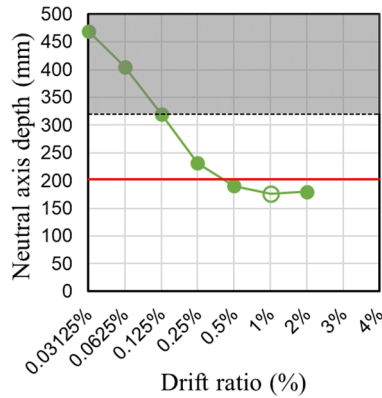
図 4.3.6-2 目地部鉛直変位（負荷荷時）

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

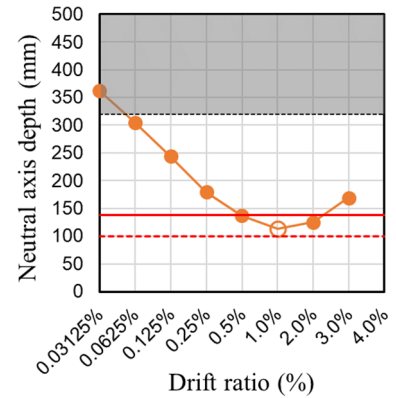
○ At the maximum strength of specimen ----- Cross-section line of specimen
 — Neutral axis depth obtained by calculating ultimate flexural strength - - - - Neutral axis depth obtained by calculating ultimate shear strength



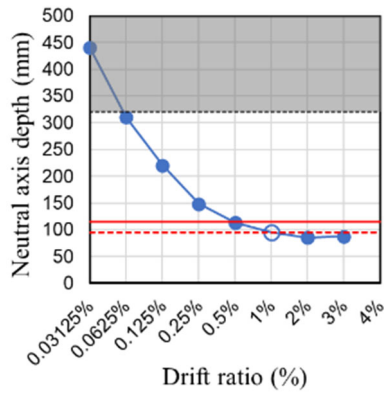
(a) C-N



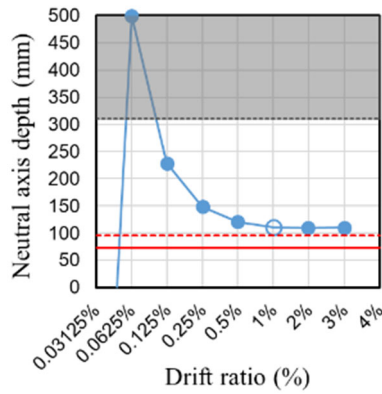
(b) C-US 挟込パネル



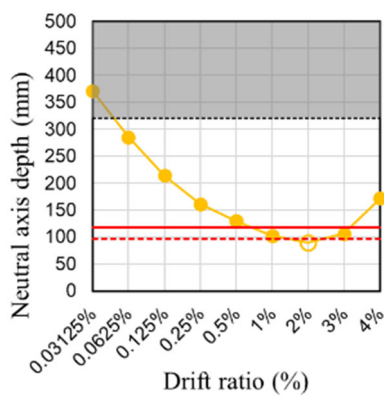
(c) C-USJ 挟込パネル



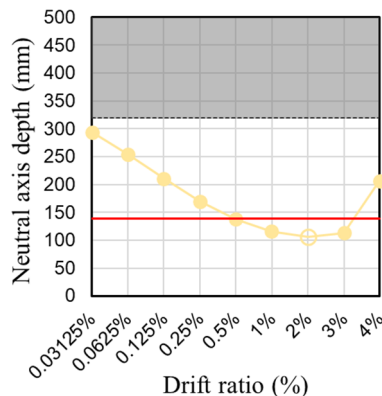
(d) C-USJ-UW 挟込パネル



(e) C-USJ-UW 袖壁パネル



(f) C-USJ-RCW 挟込パネル



(g) C-USJ-RCW 袖壁パネル

	曲げ終局	せん断終局
C-N	断面解析	-
C-US 挟込	断面解析	-
C-USJ 挟込	断面解析 (目地モルタル考慮)	アーチ機構
C-USJ-UW 挟込	断面解析 (目地モルタル考慮)	アーチ機構
C-USJ-UW 袖壁	柱材軸回り曲げモーメント (目地破壊時)	アーチ機構

(h) 用いた耐力算定方法

図 4.3.6-3 正載荷時の中立軸深さ

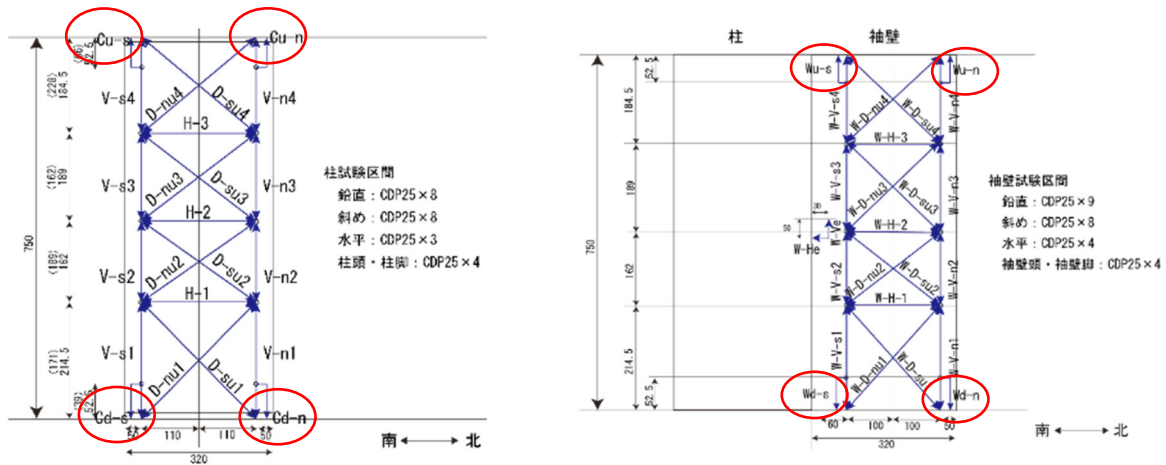
(2) 損傷後補強シリーズ

各試験体について、各サイクル1回目ピーク時における目地部鉛直変位を図4.3.6-5と図4.3.6-6に示す。鉛直変位の計測は、図4.3.6-4の赤丸で示した変位計を用い、スタブに対する変位を計測した。なお、引張を正としている。また、正載荷時における UFC パネルおよび RC 袖壁の中立軸深さを図4.3.6-7に示す。中立軸深さは柱頭、柱脚それぞれにおいて、圧縮縁から図4.3.6-5、図4.3.6-6における鉛直変位が0になる位置までとし、図中には柱頭および柱脚で求めた中立軸の値の平均値と、実強度を用いた耐力計算(後述)で得られた中立軸深さを併せて示す。また、最大荷重を記録したサイクルは、白抜きで示す。

正載荷時について、すべての試験体で小変形時には断面の大部分が圧縮となっていたが、 $R=+1\%$ サイクル以降で圧縮縁と反対側では引張変位が著しく大きくなった。これは正載荷時でも圧縮縁と反対側では上下の目地部が離間したためと考えられる。また、C-USJ-UW-M 袖壁パネルおよび C-USJ-RCW-M 袖壁では、柱挟込パネルの変位と同様の値を示していたことから、柱部分と袖壁部分が独立して挙動していたことが考えられる。

負載荷時について、すべての試験体で全サイクルにおいて全断面が引張となった。変形角が大きくなるにつれて引張変位は大きくなり、C-USJ-UW-M の挟込パネルと袖壁パネルでは、 $R=-3\%$ サイクル以降では引張縁側で10mm前後の引張変位が確認された。

また、すべての試験体で、変形角が大きくなるにつれて中立軸深さは曲げ耐力あるいはせん断耐力算定時の値に近づき、各試験体の最大荷重を記録したサイクルには曲げ耐力算定時の計算値とほぼ一致した。



(a) 柱試験区間および挟込 UFC パネル

(b) 袖壁 UFC パネルおよび RC 袖壁

図 4.3.6-4 変位計取り付け位置 (東面) (単位: mm)

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

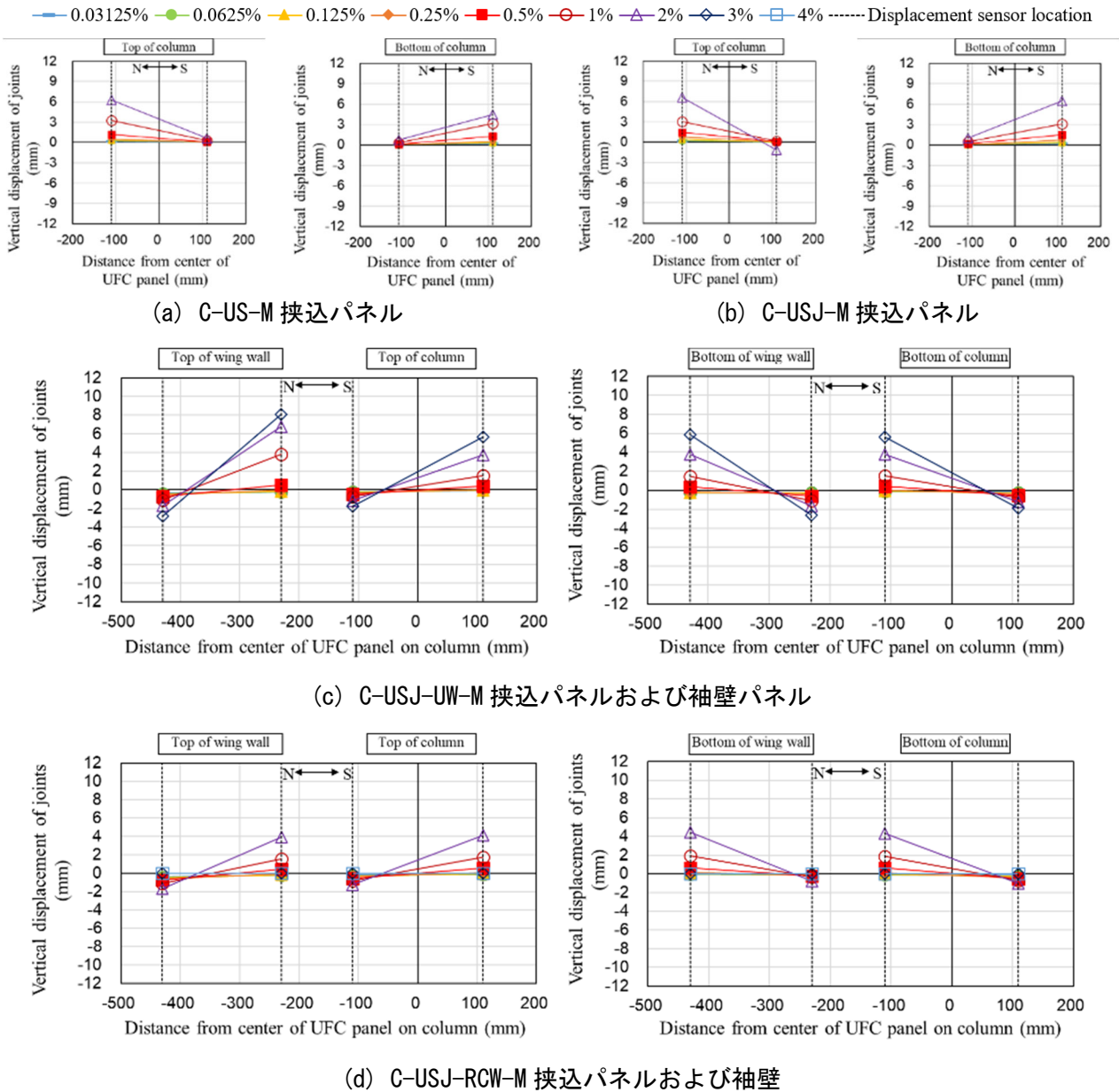
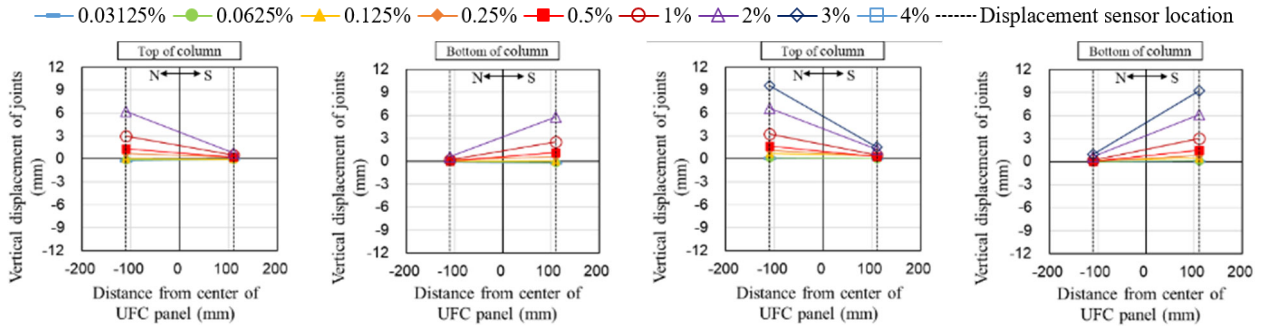
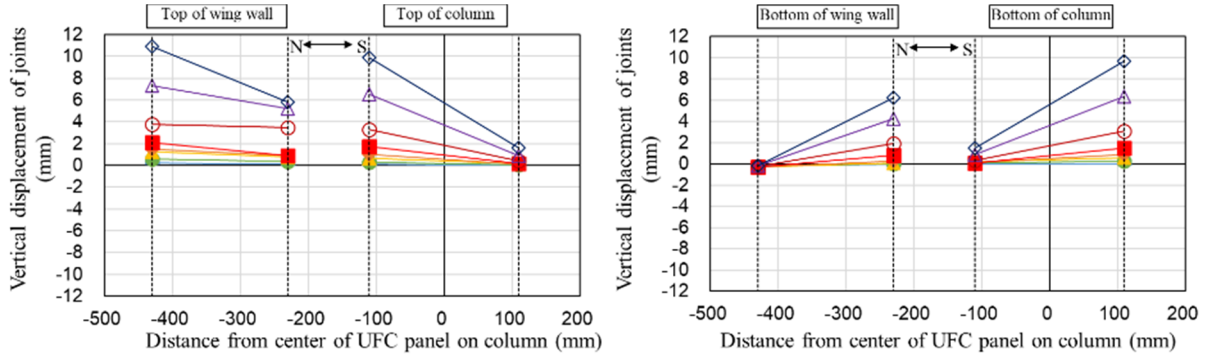


図 4.3.6-5 目地部鉛直変位（正載荷時）

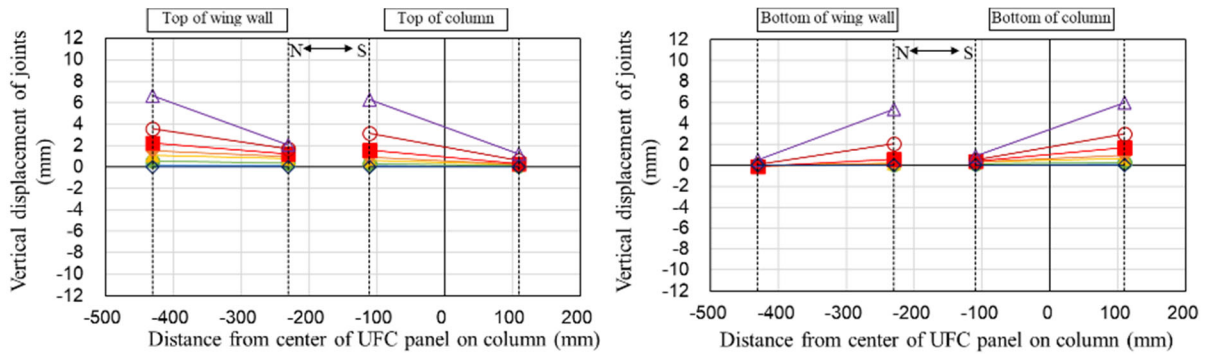


(a) C-US-M 挟込パネル

(b) C-USJ-M 挟込パネル



(c) C-USJ-UW-M 挟込パネルおよび袖壁パネル

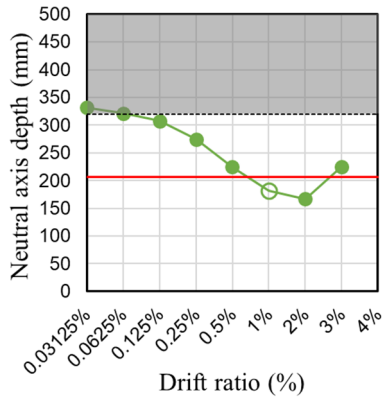


(d) C-USJ-RCW-M 挟込パネルおよび袖壁

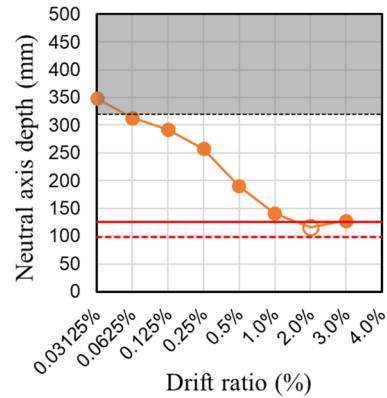
図 4.3.6-6 目地部鉛直変位 (負荷荷時)

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

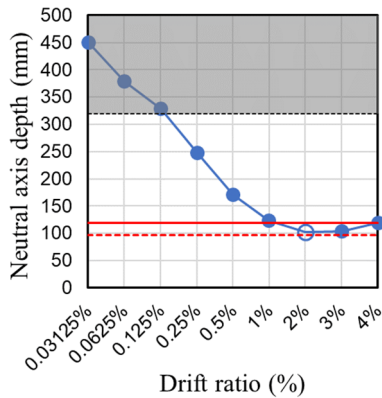
○ At the maximum strength of specimen ----- Cross-section line of specimen
 — Neutral axis depth obtained by calculating ultimate flexural strength - - - - - Neutral axis depth obtained by calculating ultimate shear strength



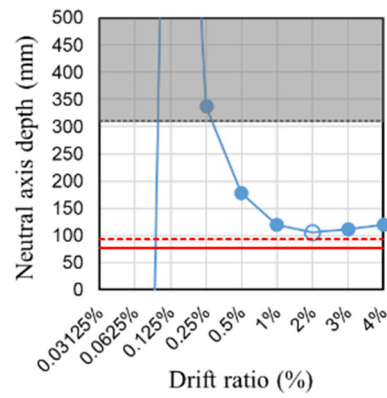
(a) C-US-M 挟込パネル



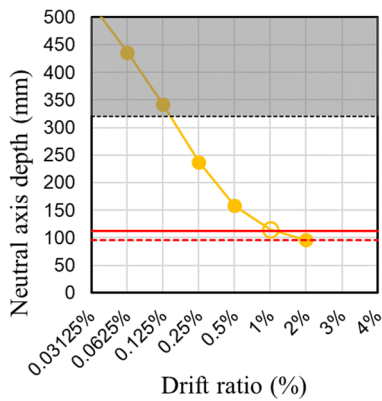
(b) C-USJ-M 挟込パネル



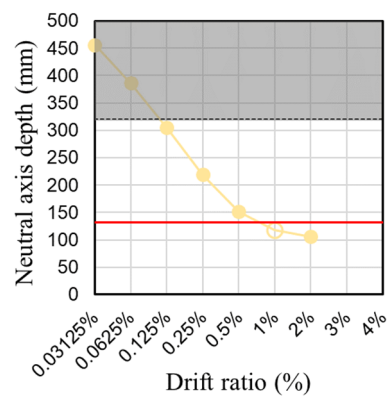
(c) C-USJ-UW-M 挟込パネル



(d) C-USJ-UW-M 袖壁パネル



(e) C-USJ-RCW-M 挟込パネル



(f) C-USJ-RCW-MRC 袖壁

図 4.3.6-7 正載荷時の中立軸深さ

4.3.7 最大主応力, 最小主応力

(1) 算定方法

各ゲージ位置における応力については、二軸応力下での強度の変動や繰り返し载荷による履歴特性を考慮するため、有限要素解析を用いて算定した。解析ソフトには、FINAL/V11[4.3-1]を用いた。図 4.3.7-1 のように、1mm×1mm の四辺形要素を XY 平面上で一要素のみモデル化し、各節点の拘束条件を表 4.3.7-1 および表 4.3.7-2 のように設定した。なお、三軸ゲージが貼付された箇所は図 4.3.7-2 中の挟込パネルの n, c, s および袖壁の n, c, s, se, 一軸ゲージが貼付された箇所は図 4.3.7-2 中の挟込パネルの ne, se および袖壁の ne である。

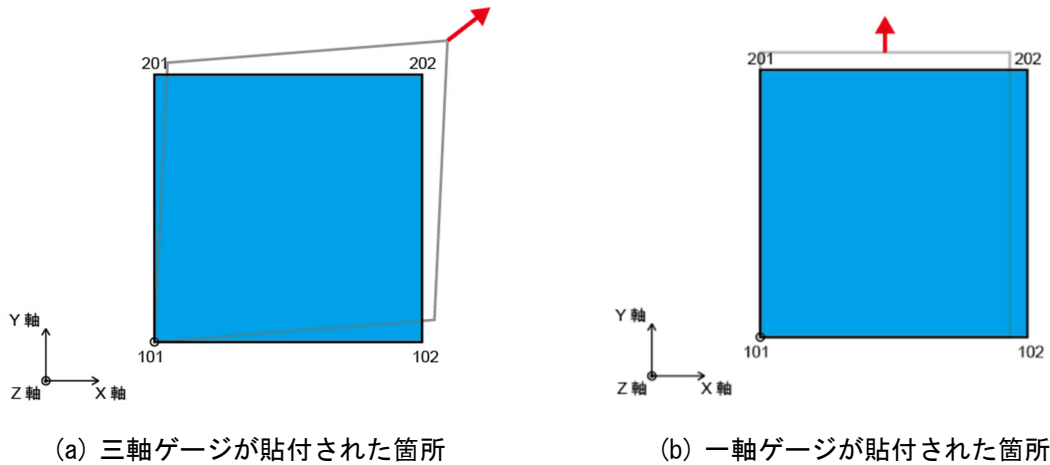


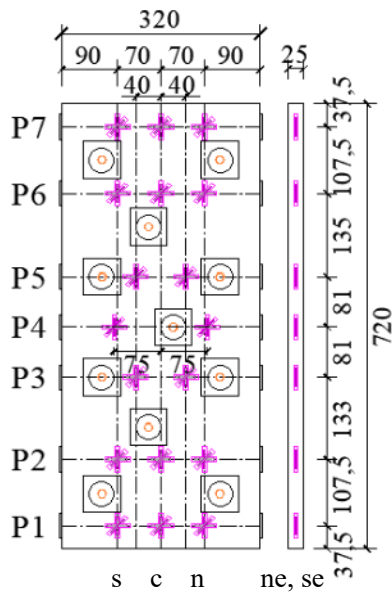
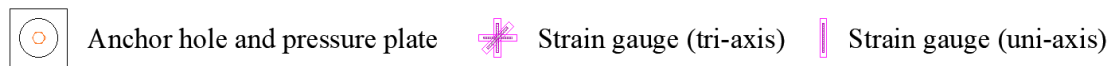
図 4.3.7-1 モデル化概要

表 4.3.7-1 節点の拘束条件（三軸ゲージが貼付された箇所）

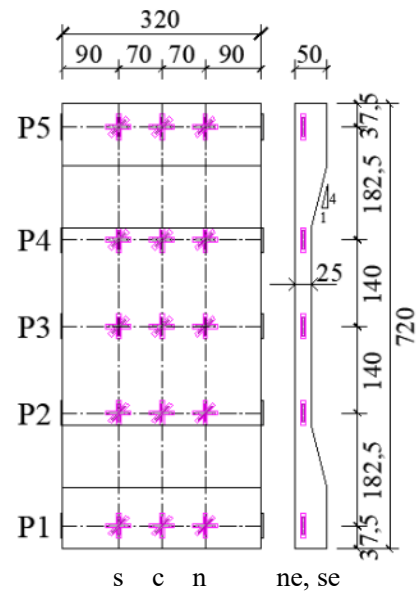
節点番号	並進			回転		
	X 方向	Y 方向	Z 方向	X 方向	Y 方向	Z 方向
101	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束	自由
102, 201, 202	自由	自由	拘束	拘束	拘束	自由

表 4.3.7-2 節点の拘束条件（一軸ゲージが貼付された箇所）

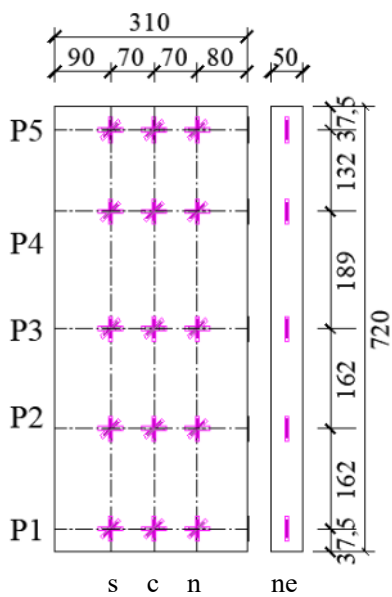
節点番号	並進			回転		
	X 方向	Y 方向	Z 方向	X 方向	Y 方向	Z 方向
101	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束	自由
201	拘束	自由	拘束	拘束	拘束	自由
102, 202	自由	自由	拘束	拘束	拘束	自由



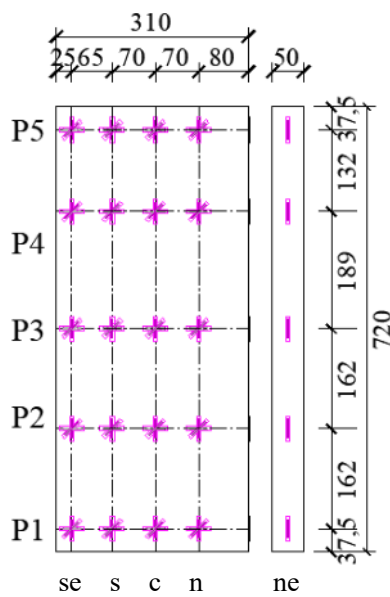
(a) 挟込パネル (C-US および C-US-M)



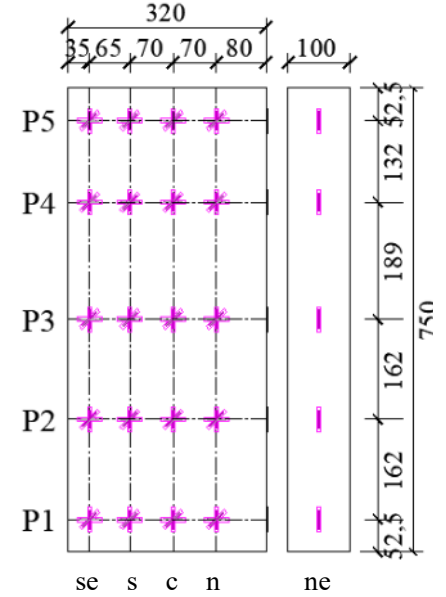
(b) 挟込パネル (C-US および C-US-M 以外)



(c) 袖壁パネル (C-USJ-UW)



(d) 袖壁パネル (C-USJ-UW-M)



(e) RC 袖壁

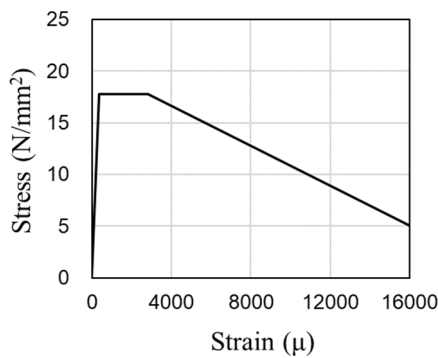
図 4.3.7-2 ひずみゲージ取り付け位置 (単位 : mm)

材料モデルはコンクリート材料を用い、各材料構成則は表 4.3.7-3 のように設定した。圧縮応力-ひずみ曲線の上昇域は線形モデル、軟化域は修正 Ahmad モデルとした。テンションスティフニング特性はユーザー定義とし、文献[4.3-2]を参考に図 4.3.7-3 のようなトリリニアで定義した。また、ひび割れ後のせん断伝達特性は Al-Mahaidi モデル、繰返し応力下の履歴特性は曲線モデル (長沼・大久保モデル) とした。なお、ヤング係数、圧縮強度、曲げ強度は材料試験結果の値を用いた。

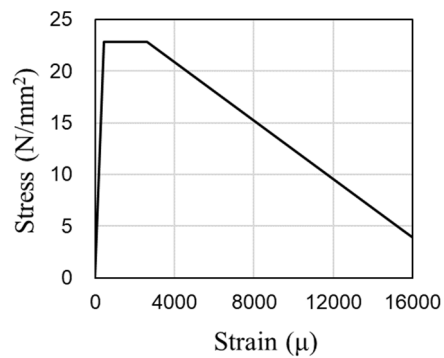
表 4.3.7-3 UFC の材料構成則

圧縮応力-ひずみ曲線	上昇域	線形モデル
	軟化域	修正 Ahmad モデル
圧縮破壊条件 (二軸応力下)		二軸圧縮 : Kupfer-Gerstle の提案 引張-圧縮 : Darwin-Pecknold の提案 二軸引張 : 主応力 \geq 一軸引張強度
テンションスティフニング特性		ユーザー定義*
ひび割れ後のせん断伝達特性		Al-Mahaidi モデル
繰返し応力下の履歴特性		曲線モデル (長沼・大久保モデル)

*UFC 指針[4.3-2]



(a) 無損傷補強試験体 (C-USJ-RCW 以外)



(b) C-USJ-RCW および損傷後補強試験体

図 4.3.7-3 UFC のテンションスティフニング特性

このモデルを用いて、各節点に強制変位を入力して解析を行った。節点強制変位は、三軸ゲージを貼付した箇所では、ゲージから得られた水平ひずみ ε_h 、鉛直ひずみ ε_v および (式 4.3.7-1) より算出したせん断ひずみ γ を用いて、図 4.3.7-4 のように算出した。なお、一軸ゲージを貼付した箇所では、水平ひずみ ε_h のみ入力した。

$$\gamma = (\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}) \sin 2\varphi_p \quad \text{(式 4.3.7-1)}$$

ここで

ε_{max} : 最大主ひずみ

ε_{min} : 最小主ひずみ

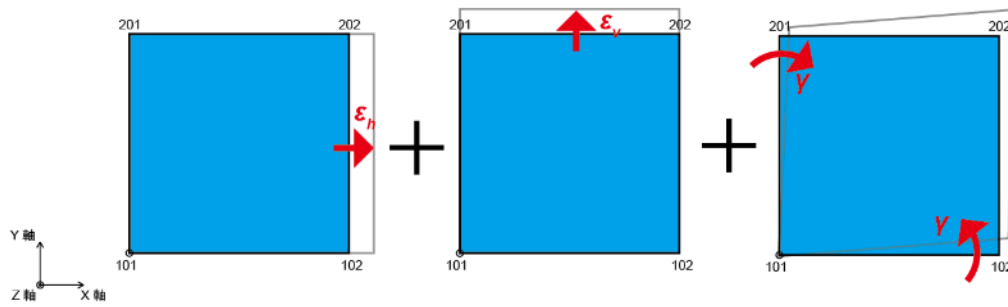


図 4.3.7-4 節点強制変位（三軸ゲージを貼付した箇所）

(2) 算定結果

1) 無損傷補強シリーズ

無損傷補強試験体の UFC パネルについて、各サイクル 1 回目ピーク時の最大主応力、最小主応力およびパネル両側面の鉛直応力を図 4.3.7-5～図 4.3.7-8 に示す。図中破線が最大主応力、実線が最小主応力、赤線が圧縮、青線が引張を示す。

C-USJ の挟込パネル、C-USJ-UW の挟込パネルおよび袖壁パネルでは、変形角が大きくなるにつれて、最小主応力の大きさおよび最小主応力方向の鉛直方向に対する角度の増加が確認でき、それに伴い、圧縮ストラットが形成されている様子が見られる。C-US の挟込パネルでも同様の傾向は見られるが、目地が無いことで、パネル上下端部の最小主応力の鉛直方向成分、パネル上下端部の鉛直圧縮応力が他のパネルと比べて小さい。さらに、パネルに設けられた貫通孔の影響で圧縮応力の伝達が妨げられることもあり、最小主応力が引張となっていた箇所が見られるなど、圧縮ストラットが形成されにくい状態であったことが確認できる。

C-USJ の挟込パネルでは、パネル上下端部の最小主応力の大きさがパネル中央高さ付近に比べ著しく小さかった。同様の傾向は C-USJ-UW の挟込パネルでも見られ、パネル厚さの違いにより増厚部と一般部で応力の大きさが違っていることが確認できる。

なお、C-US の挟込パネルおよび C-USJ の挟込パネルでは $R=+1\%$ 、C-USJ-UW の挟込パネルでは $R=+2\%$ で、一部の計測点において最大主ひずみ ϵ_{max} が、UFC 引張強度を UFC ヤング係数で除した値 σ_T/E_{ufc} を上回った。

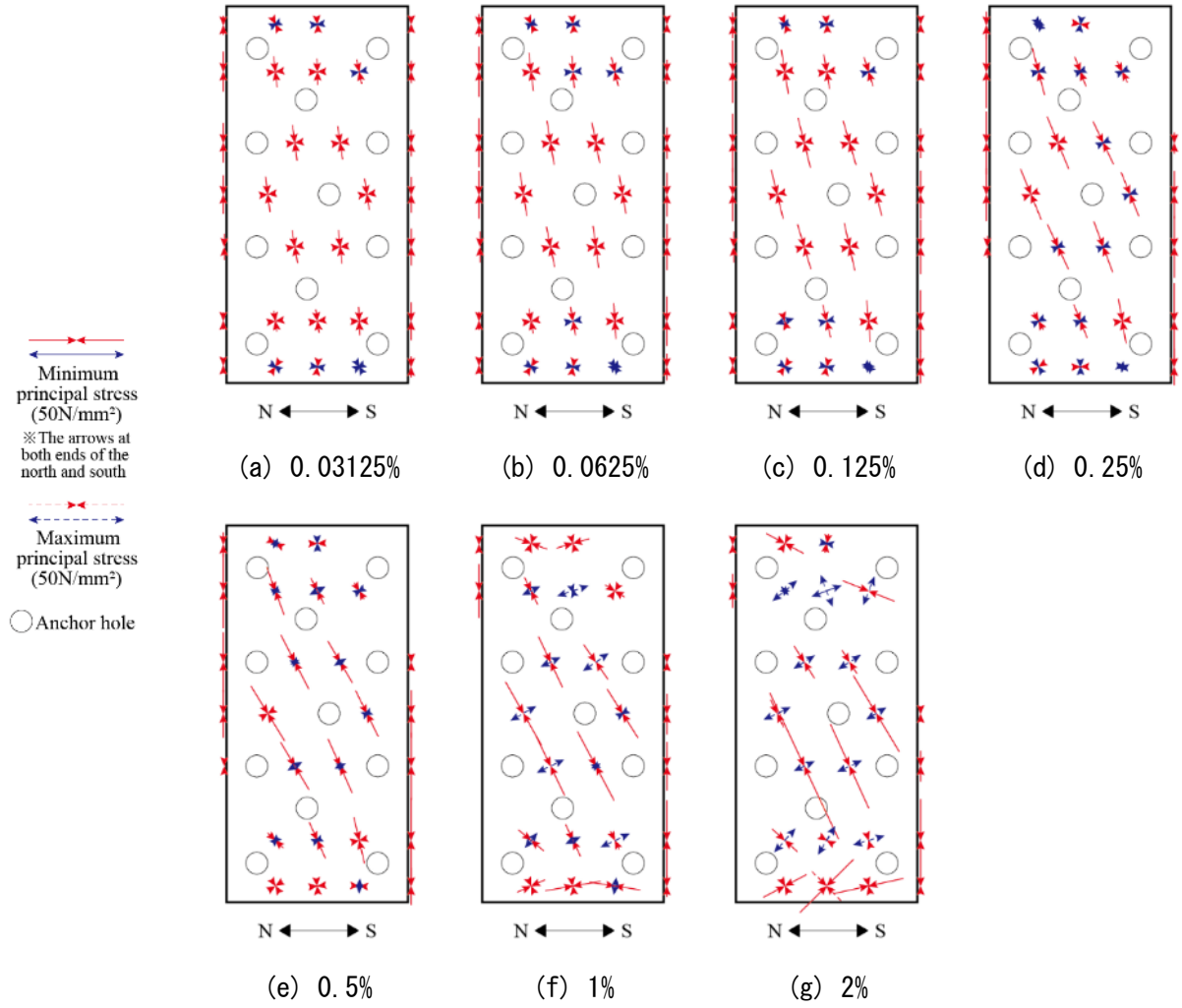


図 4.3.7-5 最大主応力・最小主応力図 (C-US)

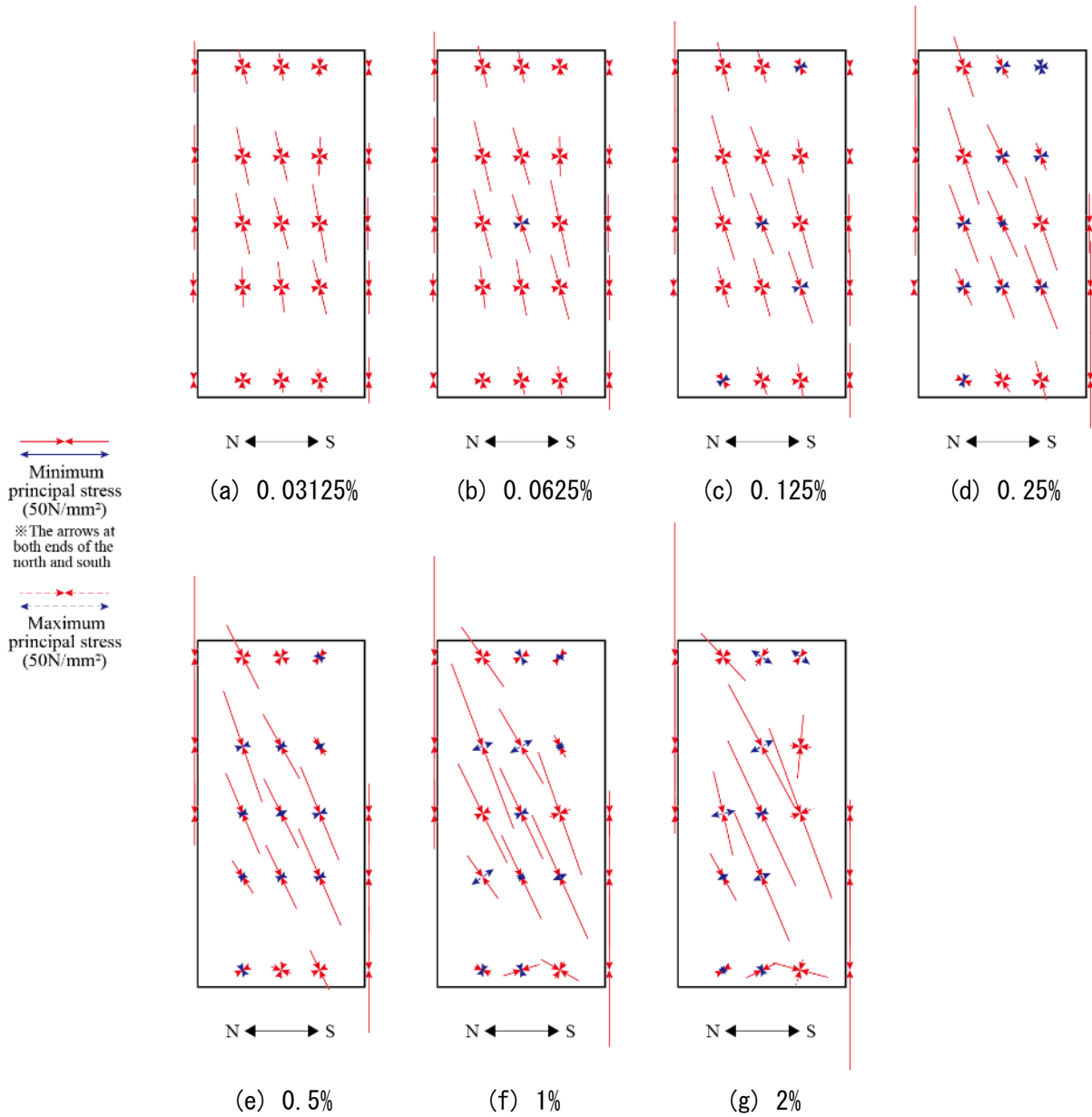


図 4.3.7-6 最大主応力・最小主応力图 (C-USJ)

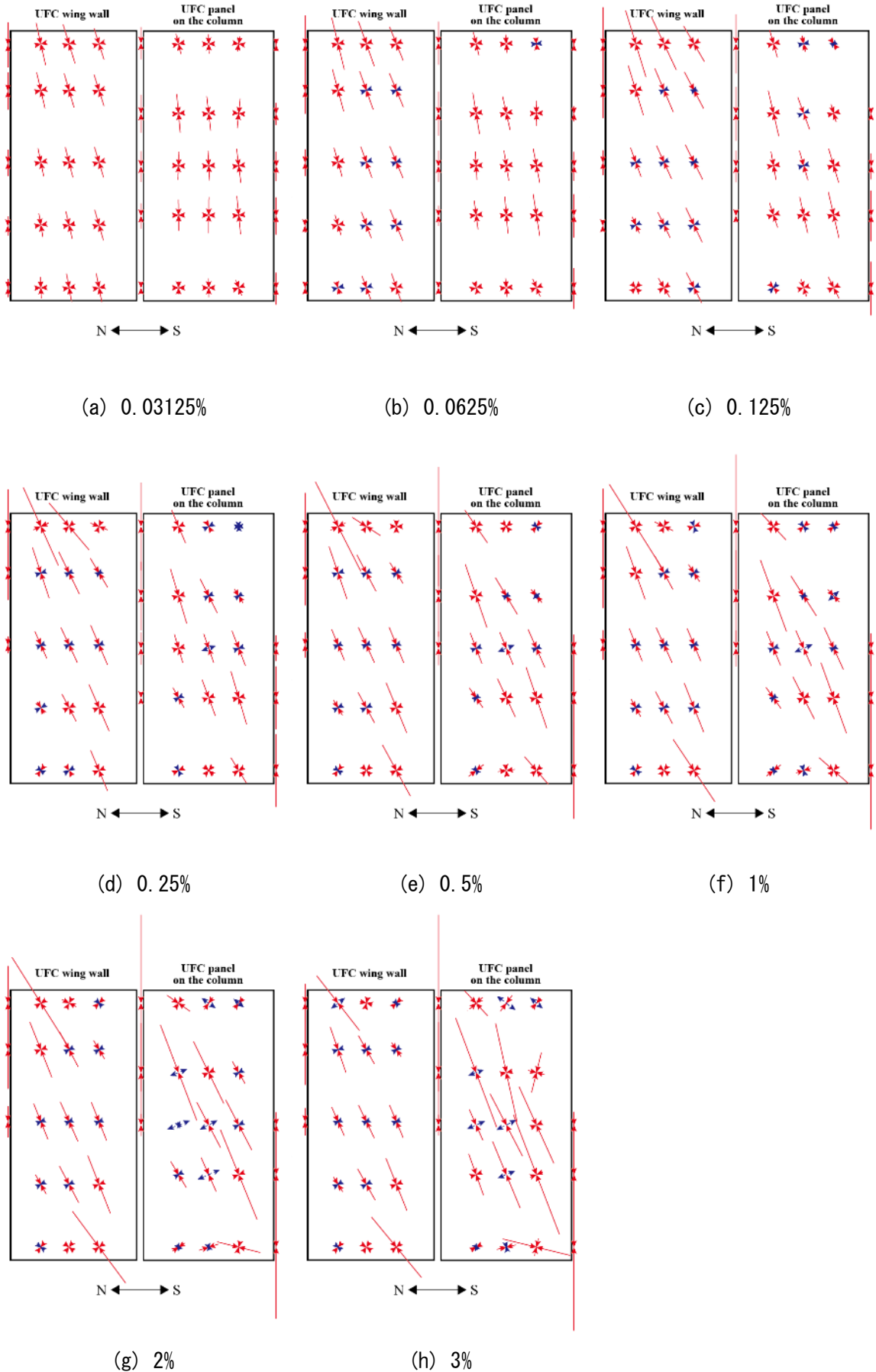


図 4.3.7-7 最大主応力・最小主応力图 (C-USJ-UW)

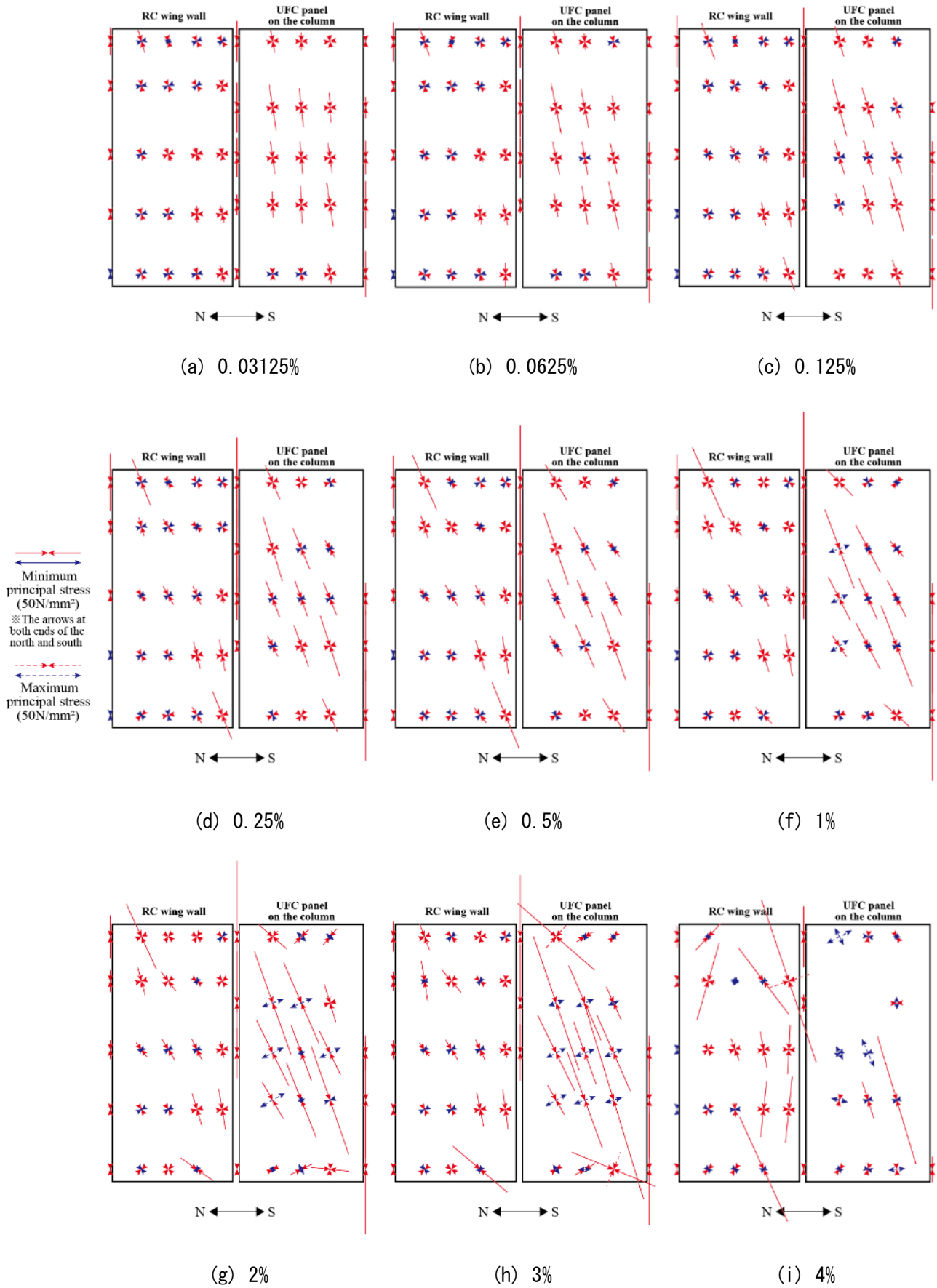


図 4.3.7-8 最大主応力・最小主応力図 (C-USJ-RCW)

2) 損傷後補強シリーズ

図 4.3.7-9～図 4.3.7-12 に各試験体の各サイクル正側 1 回目ピーク時の最大主応力と最小主応力を併せて示す。図中破線が最大主応力，実線が最小主応力，赤線が圧縮，青線が引張を示す。

C-USJ-M 挟込パネル，C-USJ-UW-M 挟込パネルおよび袖壁パネル，C-USJ-RCW-M 挟込パネルでは，変形角が大きくなるにつれて，最小主応力が大きくなり，圧縮ストラットが形成されている様子が見られる。C-USJ-UW-M では，挟込パネルと袖壁パネルで別々にストラットが形成されており，個々が独立して挙動していたことが分かる。また，C-USJ-M 挟込パネルでも中央 5 断面では同様の傾向は見られるが，目地部の省略により最小主応力の大きさが他のパネルと比べて小さくなっており，上下端部の 2 断面では主応力は比較的小さかった。

C-USJ-M，C-USJ-UW-M，C-USJ-RCW-M ではすべての挟込パネルで，パネル上下端部の最小主応力の大きさが中央 3 断面と比較して小さくなっており，パネル厚さの違いにより増厚部で応力が軽減されていると考えられる。

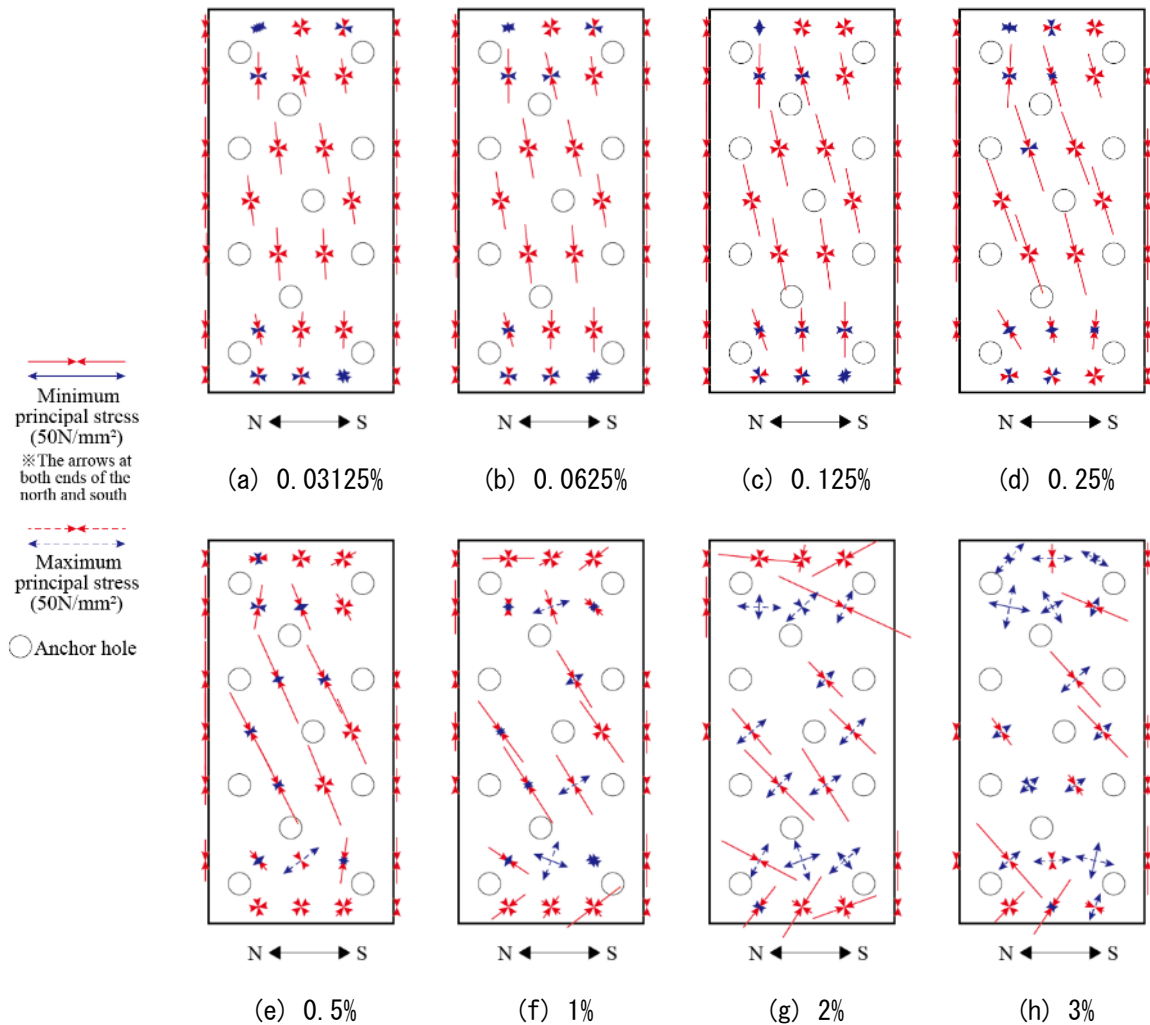


図 4.3.7-9 最大主応力・最小主応力図 (C-US-M)

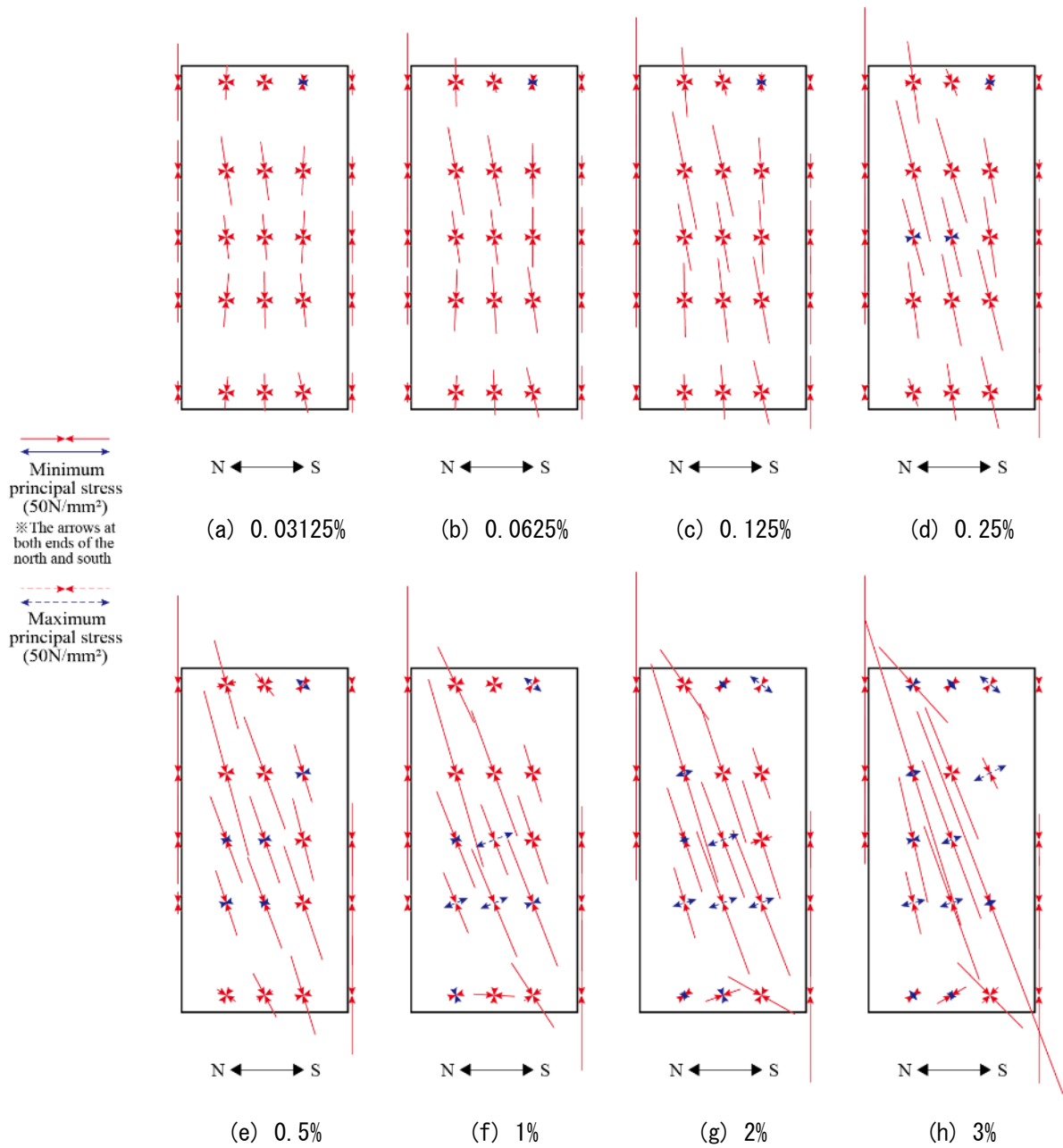
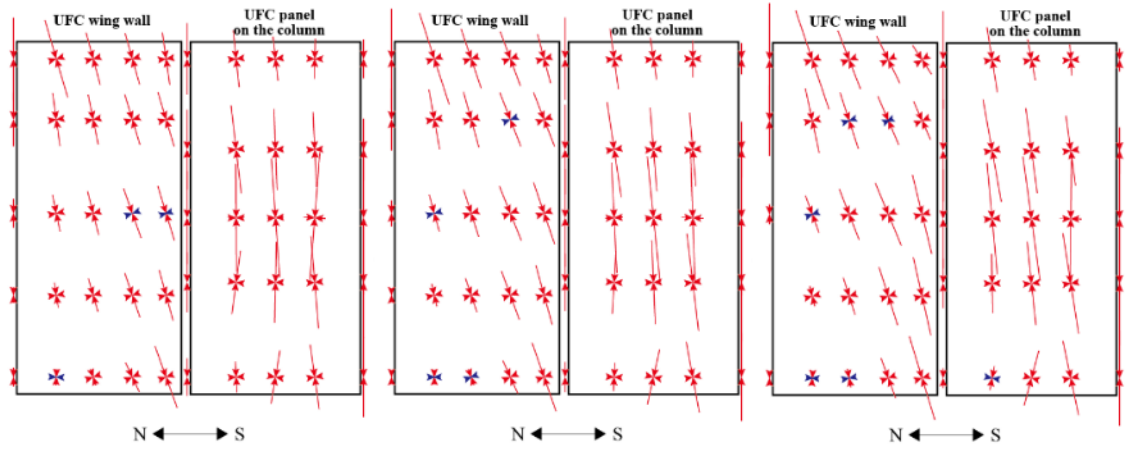


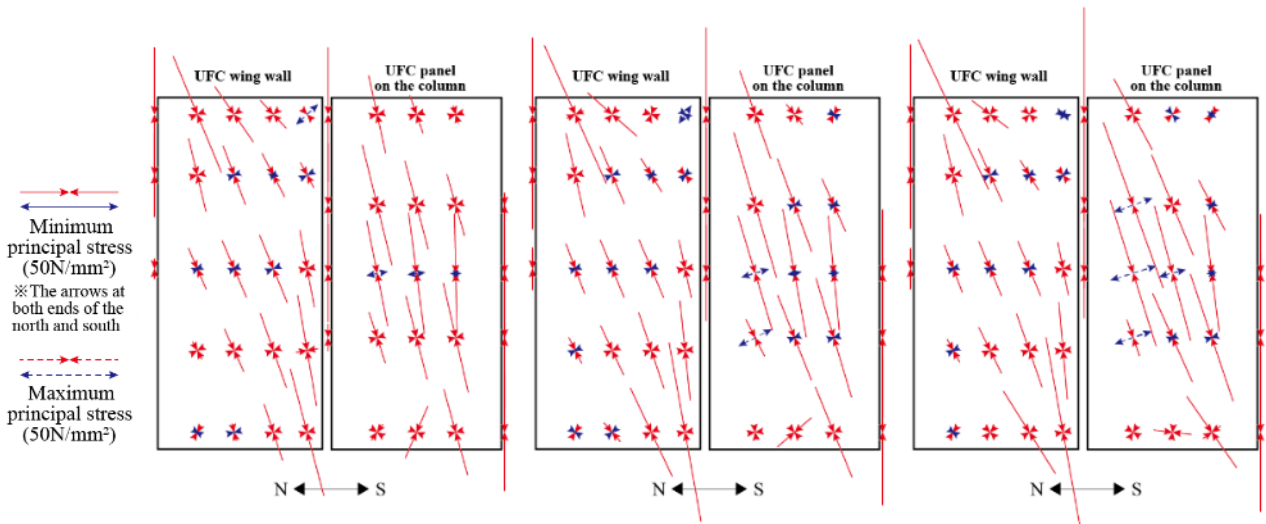
図 4.3.7-10 最大主応力・最小主応力图 (C-USJ-M)



(a) 0.03125%

(b) 0.0625%

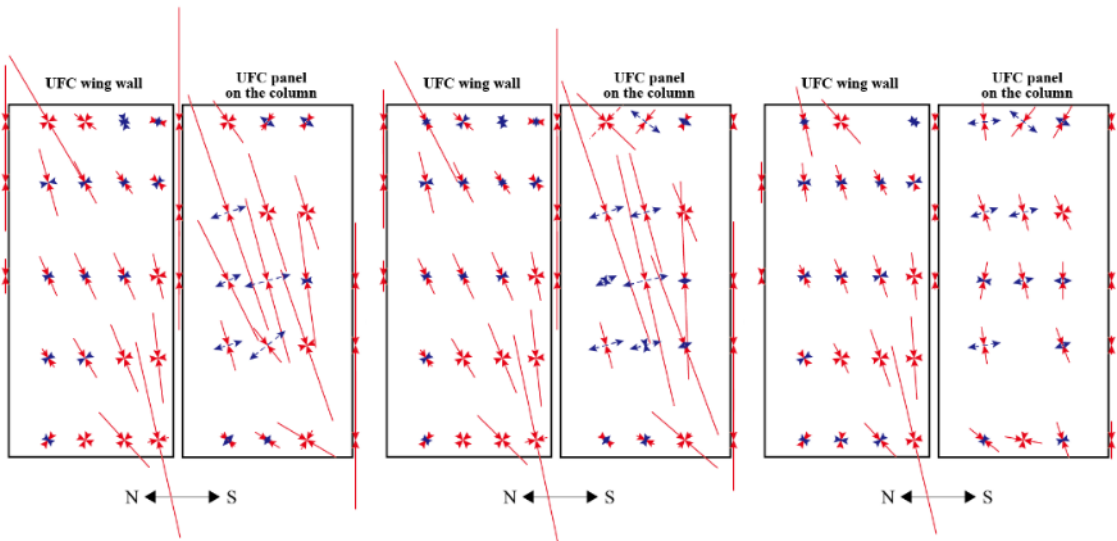
(c) 0.125%



(d) 0.25%

(e) 0.5%

(f) 1%



(g) 2%

(h) 3%

(i) 4%

図 4.3.7-11 最大主応力・最小主応力図 (C-USJ-UW-M)

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

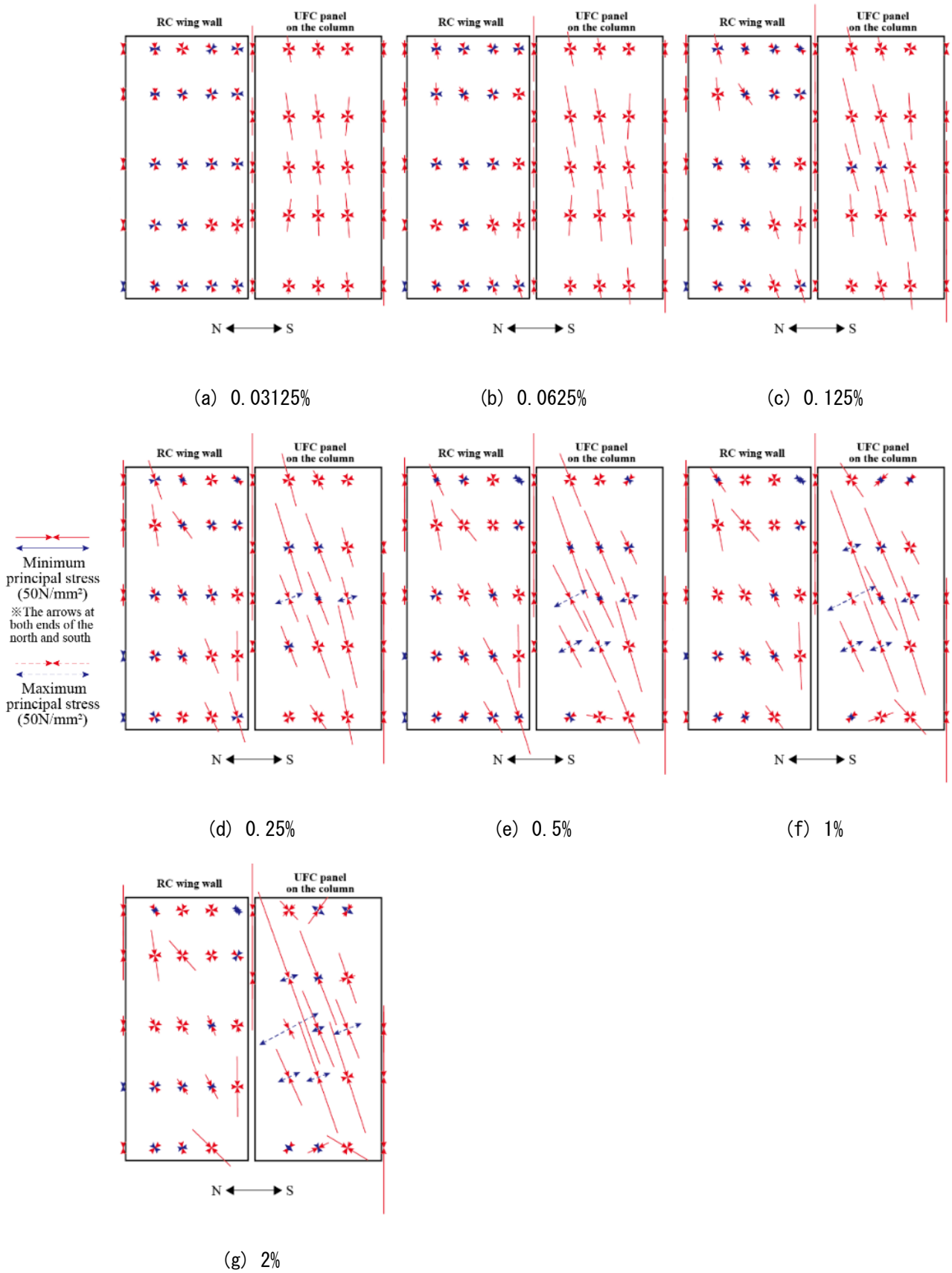


図 4.3.7-12 最大主応力・最小主応力図 (C-USJ-RCW-M)

4.3.8 負担軸力, せん断力

(1) 算定方法

各 UFC パネル, 袖壁の負担軸力 N_p およびせん断力 Q_p は, 各ひずみゲージを貼り付けた断面において部材高さ方向鉛直応力分布および幅方向せん断応力分布の面積に補強部材の厚さを乗じて算出した。鉛直応力分布およびせん断応力分布については, ひずみゲージから得られたひずみ値を用いて各ゲージ位置における応力を算出し, 図 4.3.8-1 のように仮定した。なお, 軸力は圧縮を正とし, せん断力は試験体全体のせん断力と同じ方向となるように符号を決めた。また, 柱側の袖壁側面にはゲージを貼付できなかったため, 軸力の算定にあたっては線形補完により側面の軸応力を算定した。せん断力の算定にあたってはパネルおよび袖壁の両側面のせん断応力を 0 になることを踏まえて, ひずみゲージを貼付した 3 点およびパネル両端部 2 点の計 5 点を結ぶ各断面におけるせん断応力分布を考えた。また, 各断面において, 隣り合った二つのゲージが計測できていない場合および圧縮縁のゲージが計測できていない場合には算出不能とし, それ以外でゲージが計測できていない場合には両隣のゲージの計測値から線形補完して参考値として算出した。

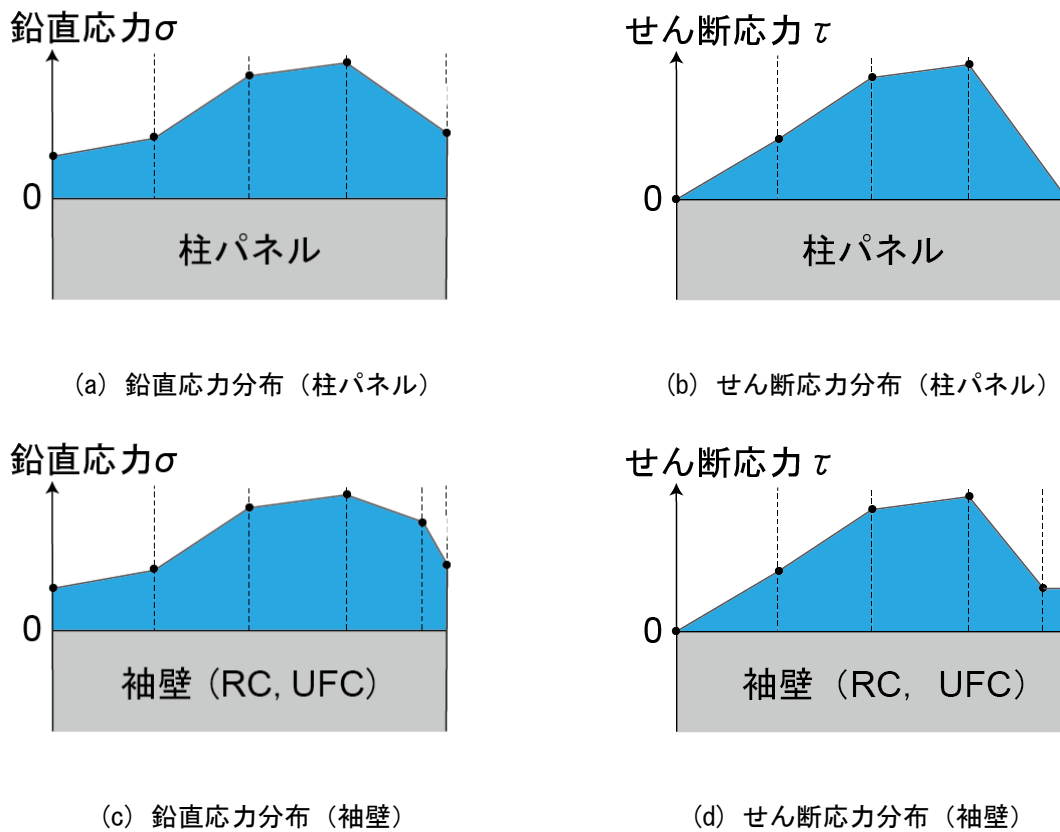


図 4.3.8-1 応力分布

また, RC 袖壁の負担軸力 N_p およびせん断力 Q_p は, 各ひずみゲージを貼り付けた断面において部材高さ方向鉛直応力分布および幅方向せん断応力分布 (図 4.3.8-1) の面積に RC 袖壁の厚さを乗じて算出した。高さ方向鉛直応力 σ_P は, (式 4.3.8-1) ~ (式 4.3.8-3) で算出した最大主応力 σ_{max} , 最小主応力 σ_{min} , 主応力方向までの角度 ϕ_P を用いて, 以下の (式 4.3.8-6) により, 幅方向せん断応力 τ_P は, 以下の (式 4.3.8-7) により算出した。頂部の無収縮モルタルにおける断面についてもコンクリートと同様に上述の方法で算出した。なお, 軸力は圧縮を正とし, せん断力は試験体全体のせん断力と同じ方向となるように符号を決めた。また, 柱側の袖壁側面にはゲージを貼付できなかったため, 軸力の算定に

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

あたっては線形補完により側面の軸応力を算定した。せん断力の算定にあたってはパネルおよび袖壁の両側面のせん断応力を 0 になることを踏まえて、ひずみゲージを貼付した 3 点およびパネル両端部 2 点の計 5 点を結ぶ各断面におけるせん断応力分布を考えた。また、各断面において、隣り合った二つのゲージが計測できていない場合および圧縮縁のゲージが計測できていない場合には算出不能とし、それ以外でゲージが計測できていない場合には両隣のゲージの計測値から線形補完して参考値として算出した。

$$\sigma_{max} = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_{max} + \nu\varepsilon_{min}) \quad (\text{式 4.3.8-1})$$

$$\sigma_{min} = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_{min} + \nu\varepsilon_{max}) \quad (\text{式 4.3.8-2})$$

$$\phi_p = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left\{ \frac{2\varepsilon_d - (\varepsilon_h + \varepsilon_v)}{\varepsilon_h + \varepsilon_v} \right\} \quad (\text{式 4.3.8-3})$$

$$\varepsilon_{max} = \frac{1}{2} \left[\varepsilon_h + \varepsilon_v + \sqrt{2 \left\{ (\varepsilon_h - \varepsilon_d)^2 + (\varepsilon_v - \varepsilon_d)^2 \right\}} \right] \quad (\text{式 4.3.8-4})$$

$$\varepsilon_{min} = \frac{1}{2} \left[\varepsilon_h + \varepsilon_v - \sqrt{2 \left\{ (\varepsilon_h - \varepsilon_d)^2 + (\varepsilon_v - \varepsilon_d)^2 \right\}} \right] \quad (\text{式 4.3.8-5})$$

$$\sigma_p = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} - \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2} \cos 2\phi_p \quad (\text{式 4.3.8-6})$$

$$\tau_p = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2} \sin 2\phi_p \quad (\text{式 4.3.8-7})$$

ここで

ε_h : パネル幅方向のひずみ

ε_v : パネル高さ方向のひずみ

ε_d : パネル幅方向から反時計回りに 45°回転した方向のひずみ

E : コンクリートおよび頂部モルタルのヤング係数 (N/mm²)

ν : コンクリートおよび頂部モルタルのポアソン比

(2) 負担軸力

1) 無損傷補強シリーズ

各 UFC パネルの各サイクル 1 回目ピーク時におけるパネル負担軸力を図 4.3.8-2, 図 4.3.8-3 に示す。また、表 4.3.8-1 には、各サイクルにおいて算出したパネル負担軸力 N_p の全断面およびパネル中央高さ付近の 3 断面 (C-US 挟込パネル: P3~P5, それ以外のパネル: P2~P4) の平均値を示す。さらに、UFC のヤング係数比 n をパネル断面積 (一般部厚さを用いる) に乗じたパネルの等価断面積 nA_{us} , nA_{uw} および柱断面積 A_c の比で、実験におけるピーク変形時の軸力を分配して算出した、各パネルの負担軸力計算値も表中に示す。ただし、両隣のゲージの計測値から線形補完して参考値として算出した場合には、図中では塗りつぶしのない点として示す。また、RC 袖壁については、弾性を仮定して応力を算出しているため、最大主応力および最小主応力が引張強度や圧縮強度を超えていた場合には、参考値として塗りつぶしのない点として示す。

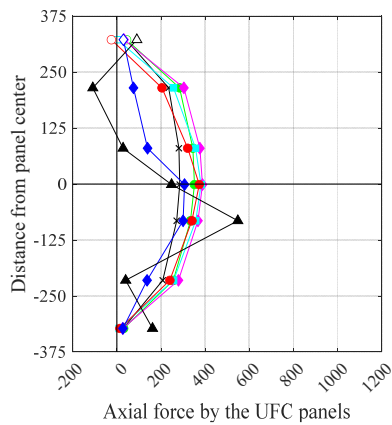
高さ方向の分布の違いについて、ほとんどのパネルで変形角が小さいときは軸力の値の高さごとの変

化が緩やかだが、 $R=\pm 1\%$ 以降では、パネル端部やパネル接着接合部の損傷の影響で軸力の値の高さごとの変化が激しくなり、分布がばらつく傾向が見られる。特に、C-US 挟込パネルでは、ひずみゲージを貼付した断面に存在する貫通孔の影響を鉛直応力分布に反映できていないため、この傾向が強いと考えられる。

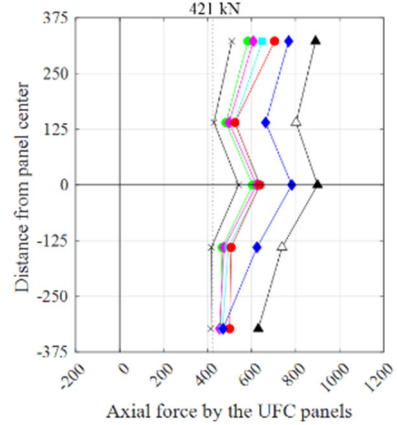
正載荷時においては、C-US 挟込パネルのパネル端部での負担軸力が、その他のパネルに比べて著しく小さくなり、目地が無いことによる高さ方向の分布の違いが見られた。C-USJ-UW 袖壁パネルおよび C-USJ-RCW 袖壁では、頂部から脚部にかけて負担軸力が同程度となっており、正載荷時には柱と袖壁パネルの接合面を介して鉛直方向力は柱にほとんど伝達されていなかったと考えられる。負担軸力の平均値については、いずれのパネルも計算値と同等もしくはそれ以上の軸力を負担していた。C-USJ-UW 袖壁パネルでは計算値に近い軸力を安定して負担していた一方で、目地を有する C-USJ, C-USJ-UW, C-USJ-RCW の挟込パネルでは、変形角が大きくなるにつれて負担軸力も増加し、最終サイクル時には計算値を大きく上回った。一方で、C-US では $R=+0.125\%$ 以降負担軸力が減少した。負載荷時においては、いずれのパネルもパネル上下端部での引張軸力負担は著しく小さかった。C-USJ-UW 袖壁パネルや C-USJ-RCW 袖壁ではほとんど引張軸力を負担していなかった。

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

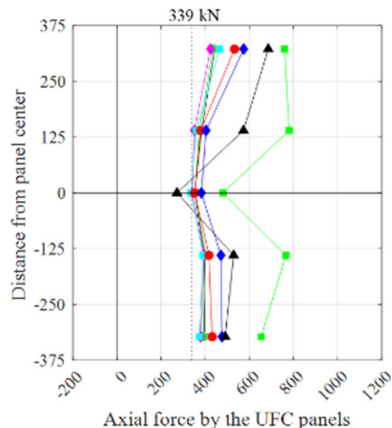
—●— 0.03125% —◆— 0.0625% —◇— 0.125% —◇— 0.25% —●— 0.5% —◆— 1% —▲— 2% —■— 3% —◇— 4% - - - Approximate value



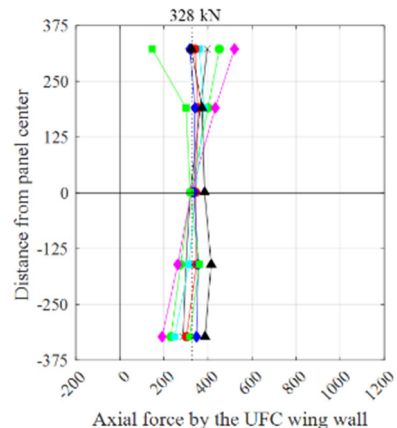
(a) C-US 挟込パネル



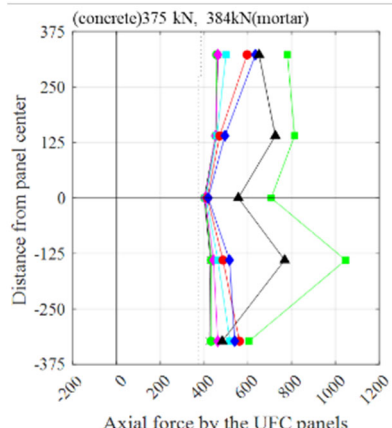
(b) C-USJ 挟込パネル



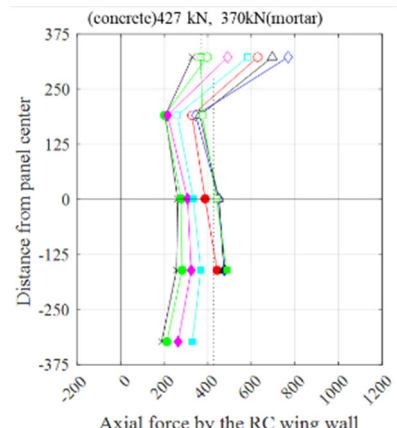
(c) C-USJ-UW 挟込パネル



(d) C-USJ-UW 袖壁パネル



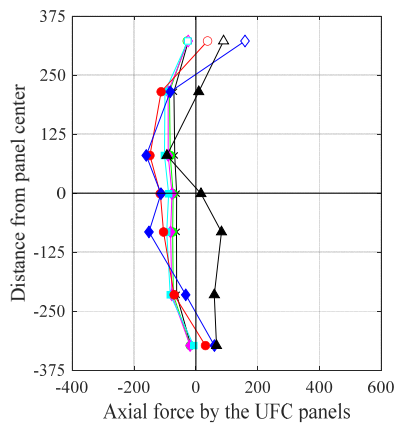
(e) C-USJ-RCW 挟込パネル



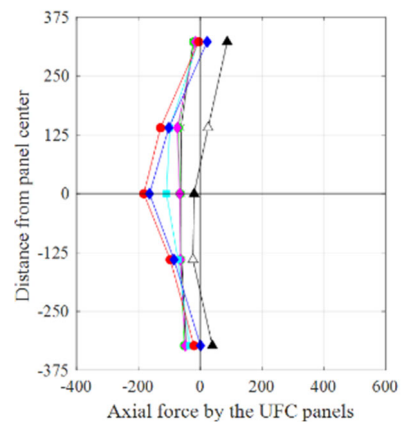
(f) C-USJ-RCW 袖壁パネル

図 4.3.8-2 パネル負担軸力 (正載荷時)

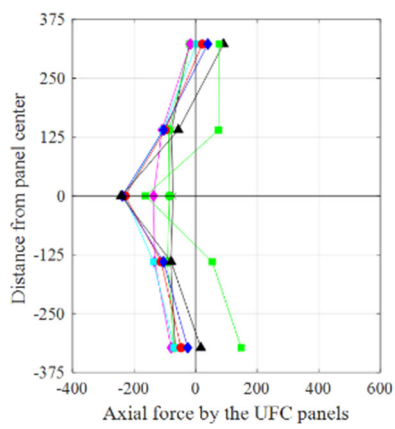
—●— 0.03125% —*— 0.0625% —×— 0.125% —◀— 0.25% —●— 0.5% —◆— 1% —▲— 2% —■— 3% —▶— 4% - - - Approximate value



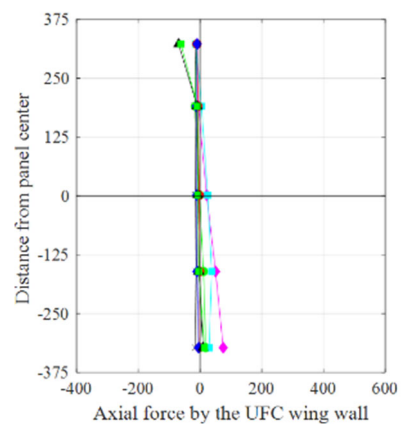
(a) C-US 挟込パネル



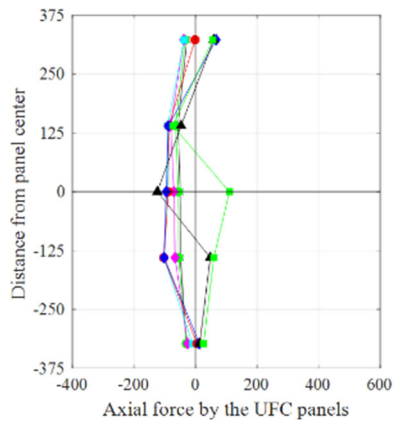
(b) C-USJ 挟込パネル



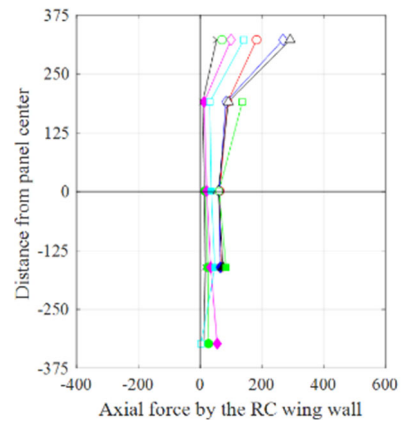
(c) C-USJ-UW 挟込パネル



(d) C-USJ-UW 袖壁パネル



(e) C-USJ-RCW 挟込パネル



(f) C-USJ-RCW 袖壁パネル

図 4.3.8-3 パネル負担軸力 (負荷荷時)

表 4.3.8-1 パネル負担軸力（全断面およびパネル中央高さ付近3断面の平均値）

パネル	パネル負担軸力(kN)		変形角(%)							
			0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2	3
C-US 挟込	正載荷時	全断面	193	235	253	232	210	145	144	-
		中央	256	314	343	322	296	191	151	-
		計算値	0							
	負載荷時	全断面	-52	-62	-66	-71	-69	-46	33	-
		中央	-65	-78	-83	-93	-110	-108	15	-
	C-USJ 挟込	正載荷時	全断面	462	519	531	555	575	662	792
中央			462	518	532	552	556	690	813	-
計算値			421							
負載荷時		全断面	-50	-54	-53	-64	-86	-65	22	-
		中央	-61	-66	-68	-93	-136	-116	-6	-
C-USJ-UW 挟込		正載荷時	全断面	395	391	378	385	423	462	510
	中央		378	376	363	362	383	419	458	676
	計算値		339							
	負載荷時	全断面	-64	-70	-95	-108	-93	-86	-54	38
		中央	-77	-87	-126	-157	-146	-148	-125	-11
	C-USJ-UW 袖壁	正載荷時	全断面	334	336	346	330	338	340	377
中央			328	332	340	347	349	344	391	327
計算値			328							
負載荷時		全断面	-14	0	26	17	-4	-9	-16	-13
		中央	-14	-2	22	23	-3	-11	-7	-6
C-USJ-RCW 挟込		正載荷時	全断面	434	436	445	469	506	521	637
	中央		428	431	433	443	457	476	683	856
	計算値		(Concrete) 375, (Mortar) 384							
	負載荷時	全断面	-42	-48	-56	-66	-55	-41	-10	36
		中央	-52	-58	-72	-94	-92	-95	-41	32
	C-USJ-RCW 袖壁	正載荷時	全断面	248	274	320	375	-	-	-
中央			241	254	282	320	386	424	430	434
計算値			(Concrete) 427, (Mortar) 370							
負載荷時		全断面	21	30	45	52	-	-	-	-
		中央	13	17	23	38	73	70	75	94

2) 損傷後補強シリーズ

各 UFC パネルの各サイクル1回目ピーク時におけるパネル負担軸力を図 4.3.8-4, 図 4.3.8-5 に示す。また, 表 4.3.8-2 には, 各サイクルにおいて算出したパネル負担軸力 N_p の全断面およびパネル中央高さ付近の 3 断面 (C-US-M 挟込パネル: P3~P5, それ以外のパネル: P2~P4) の平均値を示す。さらに, UFC のヤング係数比 n をパネル断面積 (一般部厚さを用いる) に乗じたパネルの等価断面積 nA_{us} , nA_{uw} および柱断面積 A_c の比で, 実験におけるピーク変形時の軸力を分配して算出した, 各パネルの負担軸力計算値も表中に示す。ただし, 両隣のゲージの計測値から線形補完して参考値として算出した場合には, 図中では塗りつぶしのない点として示す。また, RC 袖壁については, 弾性を仮定して応力を算出しているため, 最大主応力および最小主応力が引張強度や圧縮強度を超えていた場合には, 参考値として塗りつぶしのない点として示す。

全補強部材で, 負荷荷時では負担軸力と負担せん断力はともに全サイクルで著しく小さかった。負荷荷時での補強部材の寄与は少ないと考えられるため, 以下では正載荷時についてのみ述べる。

C-US-M 挟込パネル: 正載荷時では, 全サイクルでパネル端部での負担軸力およびせん断力が他のパネルや袖壁と比較して著しく小さくなり, 目地部がないことによる影響がみられた。負担軸力については, $R=+0.25\%$ までは変形角が大きくなるにつれて増加したが, その後は徐々に減少した。これは, $R=+0.25\%$ 以降でパネルと柱の界面に沿った縦ひび割れが大きく増加・伸展したことが原因だと考えられる。

C-USJ-M 挟込パネル: 正載荷時では, 負担軸力については, 全サイクルで計算値を超えていたが, 計算値は前述したとおり既存 RC 柱を弾性として軸剛性により算定しているため, 損傷を考慮できていないからと考えられる。また, 概ね変形角が大きくなるにつれて増加したが, $R=+2\%$ 以降でパネル端部で減少したが, これは目地モルタルの圧壊が大きく進展したことが原因であると考えられる。

C-USJ-UW-M 挟込パネル: 正載荷時では, 負担軸力については, 全サイクルで計算値を超えており, 損傷を考慮できていない影響がここでもみられた。ただし, C-USJ-M ほど各サイクル間で大きな差はなく, 全サイクルで安定して軸力を負担していた。また, 中央の断面で特に大きな軸力を負担していた。 $R=+2\%$ 以降では, 目地モルタルの圧壊によりパネル端部で減少した。

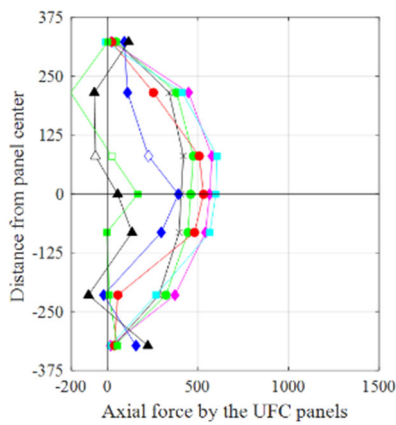
C-USJ-UW-M 袖壁パネル: 正載荷時では, 負担軸力については, 変形角が大きくなるにつれて増加したが, $R=+2\%$ 以降で減少した。また, 上部断面ほど負担軸力が大きい傾向がみられ, 下に行くほど柱との間に設けた接着材を介して軸力が柱に伝達されていると考えられる。負担軸力が $R=+2\%$ 以降で減少したのはともに, 目地モルタルの圧壊, パネル頂部圧縮側の表面の浮き, および柱と袖壁パネル間の離間による一体性の低下が原因と考えられる。

C-USJ-RCW-M 挟込パネル: 正載荷時では, 負担軸力については, 全サイクルで計算値を超えており, 損傷を考慮できていない影響がここでもみられた。また, 概ね全断面で変形角が大きくなるにつれて増加したが, 中央の断面では, パネルにせん断ひび割れが発生した $R=+1\%$ 以降で減少した。

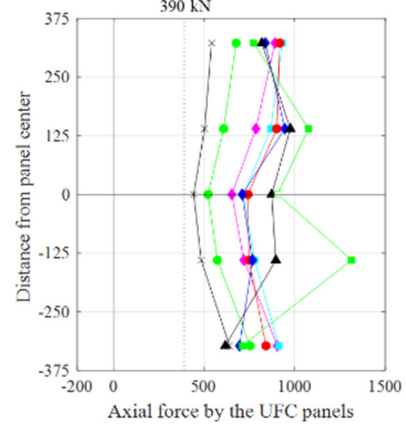
C-USJ-RCW-M RC 袖壁: 正載荷時では, 負担軸力については, 変形角が大きくなるにつれて増加したが, $R=+1\%$ 以降で減少した。これは頂部モルタル圧縮側の圧壊が原因であると考えられる。また, UFC 袖壁と比較すると全断面で同程度の軸力を負担しており, 柱との接面での軸力の伝達はほとんどないと考えられる。ただし, コンクリート部分と頂部のモルタル部分での負担軸力の違いは見られなかった。

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

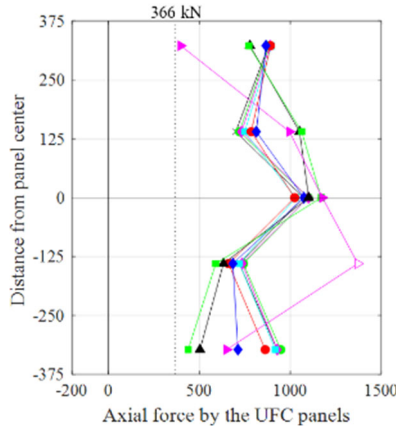
—●— 0.03125% —◆— 0.0625% —◇— 0.125% —◇— 0.25% —●— 0.5% —◆— 1% —▲— 2% —■— 3% —◇— 4% - - - Approximate value



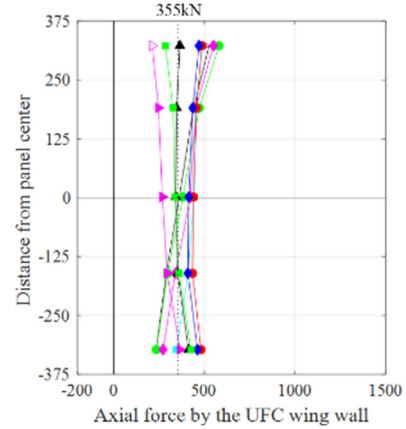
(a) C-US-M 挟込パネル



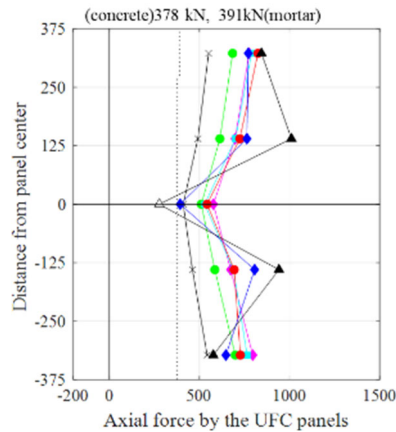
(b) C-USJ-M 挟込パネル



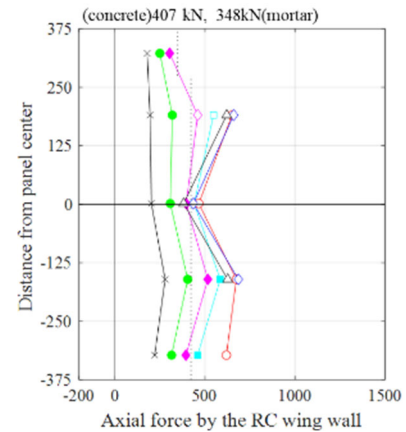
(c) C-USJ-UW-M 挟込パネル



(d) C-USJ-UW-M 袖壁パネル



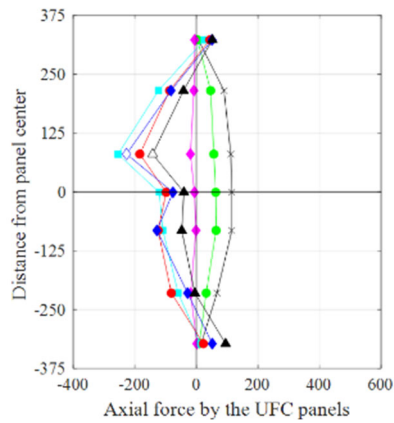
(e) C-USJ-RCW-M 挟込パネル



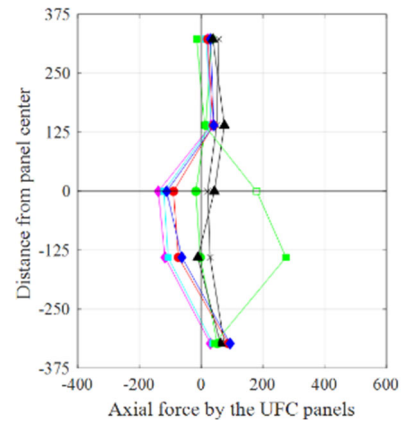
(f) C-USJ-RCW-M 袖壁

図 4.3.8-4 正載荷時負担軸力

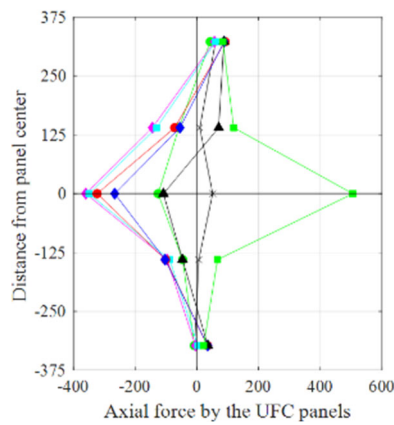
—●— 0.03125% —◆— 0.0625% —◇— 0.125% —□— 0.25% —●— 0.5% —◆— 1% —▲— 2% —■— 3% —◇— 4% - - - Approximate value



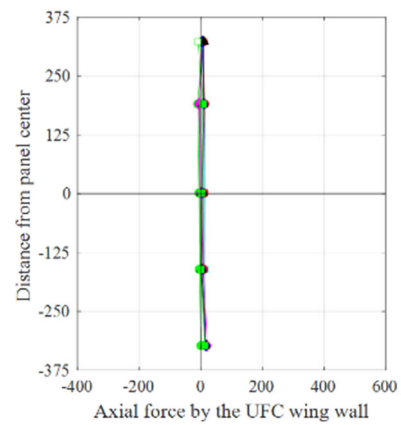
(a) C-US-M 挟込パネル



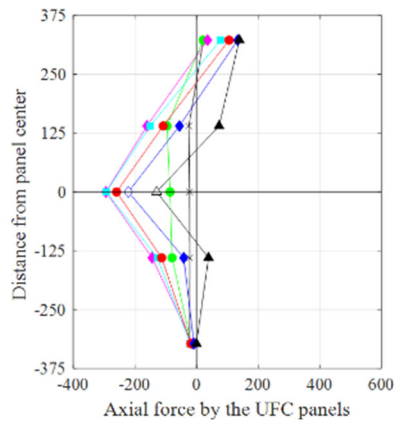
(b) C-USJ-M 挟込パネル



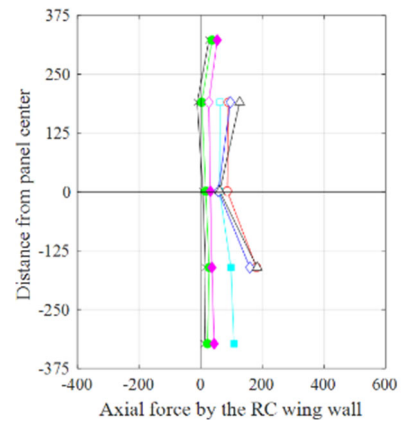
(c) C-USJ-UW-M 挟込パネル



(d) C-USJ-UW-M 袖壁パネル



(e) C-USJ-RCW-M 挟込パネル



(f) C-USJ-RCW-M 袖壁

図 4.3.8-5 負荷荷時負担軸力

表 4.3.8-2 パネル負担軸力（全断面およびパネル中央高さ付近3断面の平均値）

パネル	パネル負担軸力(kN)		変形角(%)								
			0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2	3	4
C-US-M 挟込	正載荷時	全断面	277	310	364	351	270	180	41	8	-
		中央	370	417	501	490	366	201	-10	-1	-
		計算値	0								
	負載荷時	全断面	75	39	-8	-89	-72	-63	-18	-	-
		中央	100	52	-11	-133	-115	-108	-55	-	-
C-USJ-M 挟込	正載荷時	全断面	522	627	791	842	830	791	836	956	-
		中央	477	568	720	789	797	808	915	1099	-
		計算値	390								
	負載荷時	全断面	47	16	-34	-28	-3	-2	42	99	-
		中央	34	-2	-74	-65	-41	-44	36	155	-
C-USJ- UW-M 挟込	正載荷時	全断面	860	879	877	862	844	830	813	807	918
		中央	831	854	856	832	823	857	928	941	1181
		計算値	366								
	負載荷時	全断面	24	-39	-110	-101	-74	-60	8	160	-
		中央	22	-77	-200	-190	-165	-141	-28	231	-
C-USJ- UW-M 袖壁	正載荷時	全断面	371	394	408	429	460	439	364	348	278
		中央	364	384	406	436	444	420	348	342	271
		計算値	355								
	負載荷時	全断面	0	-3	6	12	11	8	8	3	0
		中央	-1	-6	1	13	10	6	5	4	-1
C-USJ- RCW-M 挟込	正載荷時	全断面	491	618	704	694	702	676	730	-	-
		中央	454	570	649	639	653	654	743	-	-
		計算値	(Concrete) 378, (Mortar) 391								
	負載荷時	全断面	-14	-51	-115	-103	-79	-39	24	-	-
		中央	-23	-87	-200	-190	-160	-106	-6	-	-
C-USJ- RCW-M 袖壁	正載荷時	全断面	215	318	414	-	-	-	-	-	-
		中央	225	343	457	524	596	593	543	-	-
		計算値	(Concrete) 407, (Mortar) 348								
	負載荷時	全断面	10	21	39	-	-	-	-	-	-
		中央	4	16	32	74	119	105	124	-	-

(2) せん断力

1) 無損傷補強シリーズ

各 UFC パネルの各サイクル1回目ピーク時におけるパネル負担せん断力を図 4.3.8-6, 図 4.3.8-7 に示す。また, 表 4.3.8-3 には, 各サイクルにおいて算出したパネル負担せん断力 Q_p の全断面およびパネル中央高さ付近の 3 断面 (C-US 挟込パネル: P3~P5, それ以外のパネル: P2~P4) の平均値を示す。さらに, UFC の終局せん断強度を 12MPa として断面積を乗じて算出した負担せん断力略算値を併せて示す。なお, 両隣のゲージの計測値から線形補完して参考値として算出した場合には, 図中では塗りつぶしのない点として示す。また, RC 袖壁については, 弾性を仮定して応力を算出しているため, 最大主応力および最小主応力が引張強度や圧縮強度を超えていた場合には, 参考値として塗りつぶしのない点として示す。

負担軸力と同様, 高さ方向の分布の違いについて, ほとんどのパネルで変形角が小さいときはせん断力の値の高さごとの変化が緩やかだが, $R=\pm 1\%$ 以降, パネル端部やパネル接着接合部の損傷の影響でせん断力の値の高さごとの変化が激しくなり, 特に C-US 挟込パネルで分布がばらつく傾向が見られる。

正載荷時においては, C-US 挟込パネルでは, パネル上下端部の負担せん断力がいずれのサイクルでもほぼ 0kN となり, 目地が無いことによる高さ方向の分布の違いが見られた。いずれのパネルにおいても変形が増大するにつれて負担せん断力は増加し, またパネル中央高さ付近の 3 断面での負担せん断力の変動は少なかった一方で, 目地を有する C-USJ, C-USJ-UW, C-USJ-RCW の挟込パネルでは, $R=+1\%$ 以降パネル上下端部の負担せん断力がパネル中央高さ付近と比べ著しく小さくなった。これは, 目地の損傷が進行することで目地を介したせん断力の伝達がなくなり, C-US 挟込パネルと同様の負担せん断力の分布になるからだと考えられる。

負載荷時においては, いずれのパネルでも中央高さ付近では載荷方向のせん断力をほとんど負担していないことが確認されたが, いずれの挟込パネルでも $R=-1\sim 3\%$ にかけて試験体全体の載荷方向と反対方向のせん断力が 100~150kN 程度パネル上下端部で確認された。

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

—●— 0.03125%
 —*— 0.0625%
 —x— 0.125%
 —◀— 0.25%
 —●— 0.5%
 —◆— 1%
 —▲— 2%
 —■— 3%
 —◀— 4%
 - - - Approximate value

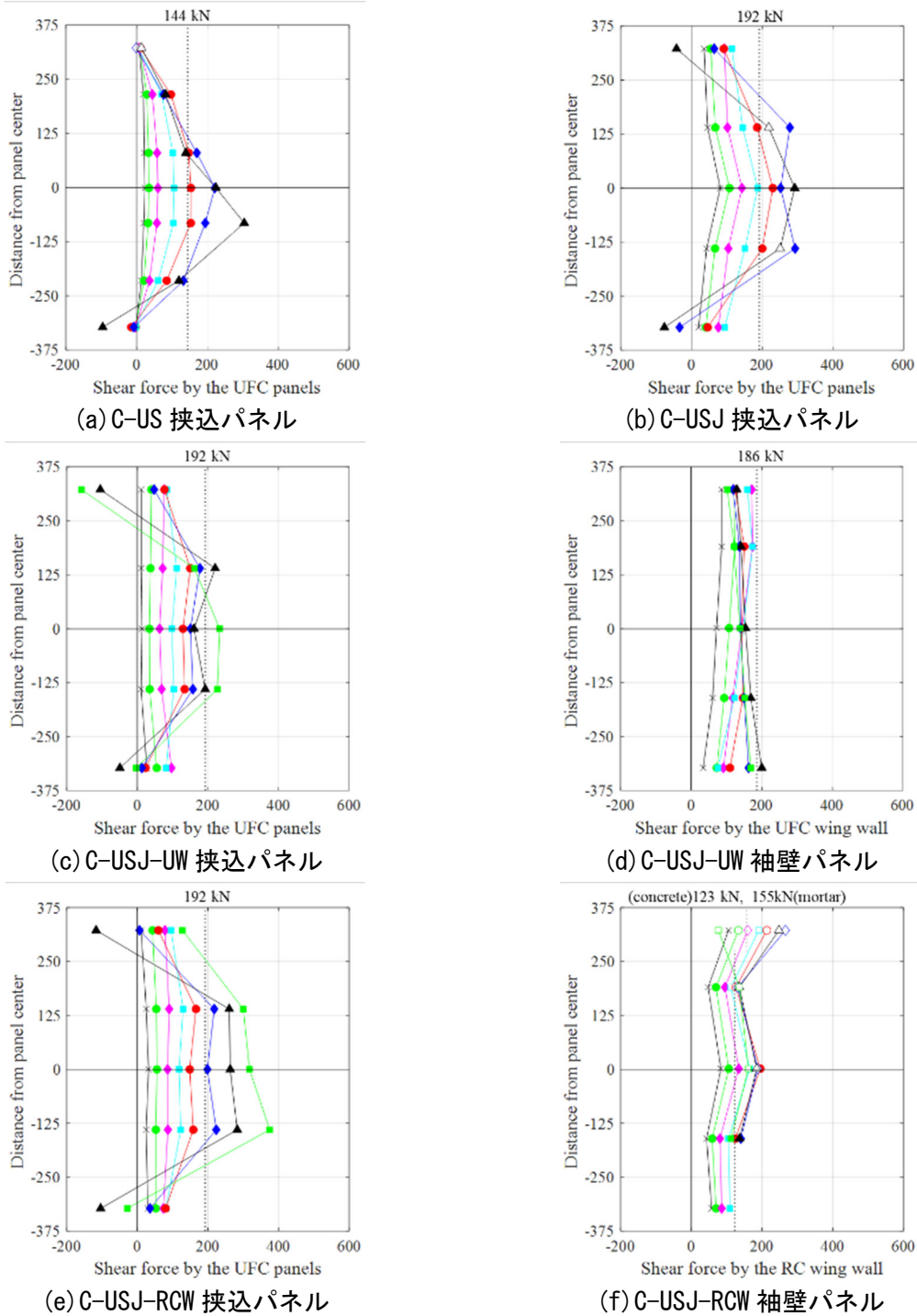
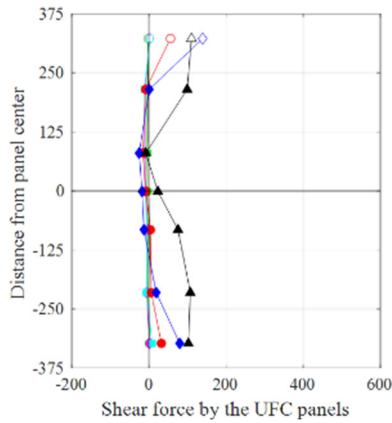
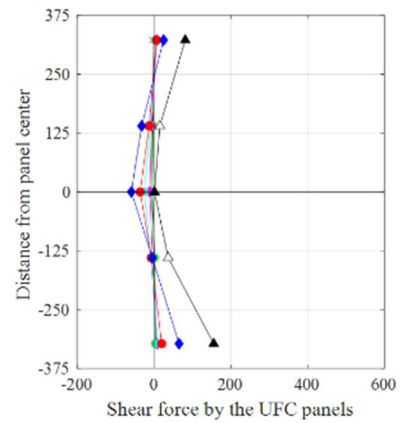


図 4.3.8-6 パネル負担せん断力 (正載荷時)

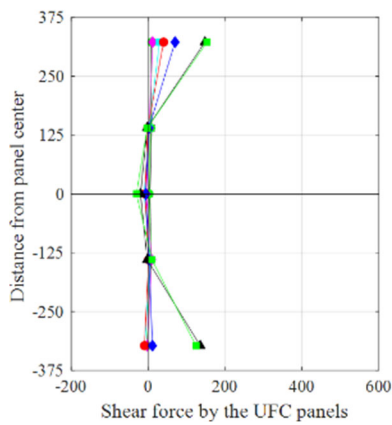
—●— 0.03125% —◆— 0.0625% —◇— 0.125% —△— 0.25% —●— 0.5% —◆— 1% —▲— 2% —■— 3% —◇— 4% - - - Approximate value



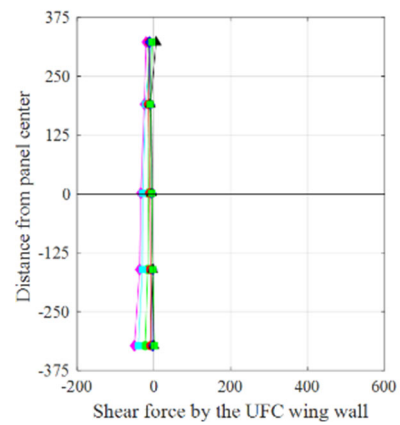
(a) C-US 挟込パネル



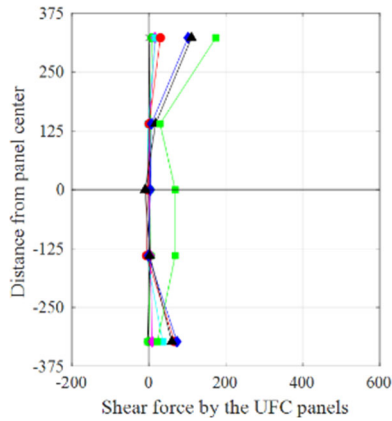
(b) C-USJ 挟込パネル



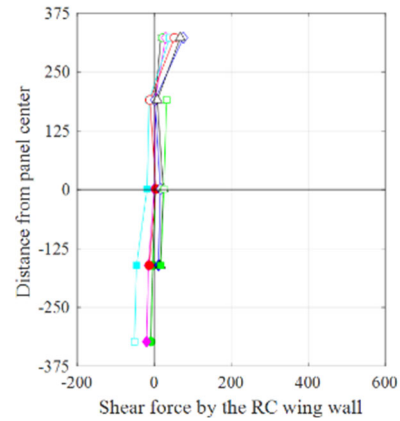
(c) C-USJ-UW 挟込パネル



(d) C-USJ-UW 袖壁パネル



(e) C-USJ-RCW 挟込パネル



(f) C-USJ-RCW 袖壁パネル

図 4.3.8-7 パネル負担せん断力（負荷荷時）

表 4.3.8-3 パネル負担せん断力（全断面およびパネル中央高さ付近3断面の平均値）

パネル	パネル負担せん断力 (kN)		変形角(%)							
			0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2	3
C-US 挟込	正載荷時	全断面	15	22	37	64	90	112	112	-
		中央	20	30	51	89	127	159	174	-
		計算値	144							
	負載荷時	全断面	-1	-3	-5	-5	10	26	73	-
		中央	-1	-4	-8	-9	-4	-7	60	-
C-USJ 挟込	正載荷時	全断面	45	67	104	138	151	171	129	-
		中央	57	81	116	161	205	275	254	-
		計算値	192							
	負載荷時	全断面	-1	0	-1	-6	-6	-1	58	-
		中央	-1	-4	-7	-14	-18	-31	18	-
C-USJ-UW 挟込	正載荷時	全断面	15	40	75	96	103	109	84	92
		中央	12	35	68	104	138	162	191	207
		計算値	192							
	負載荷時	全断面	5	5	3	4	5	16	52	51
		中央	7	5	2	-1	-3	-1	-8	-8
C-USJ-UW 袖壁	正載荷時	全断面	68	104	140	136	135	142	159	137
		中央	73	108	145	148	147	142	155	137
		計算値	186							
	負載荷時	全断面	-8	-17	-34	-26	-11	-7	-3	-5
		中央	-5	-14	-32	-27	-11	-6	-6	-6
C-USJ-RCW 挟込	正載荷時	全断面	25	51	83	110	123	136	117	219
		中央	27	54	88	124	158	213	269	331
		計算値	192							
	負載荷時	全断面	1	4	6	9	18	37	36	73
		中央	2	4	2	-3	-3	3	4	56
C-USJ-RCW 袖壁	正載荷時	全断面	67	87	111	136	-	-	-	-
		中央	58	78	103	127	149	153	152	136
		計算値	(Concrete) 123, (Mortar) 155							
	負載荷時	全断面	2	4	-1	-18	-	-	-	-
		中央	0	1	-4	-26	-7	10	16	25

2) 損傷後補強シリーズ

各 UFC パネルの各サイクル1回目ピーク時におけるパネル負担せん断力を図 4.3.8-8, 図 4.3.8-9 に示す。また, 表 4.3.8-4 には, 各サイクルにおいて算出したパネル負担せん断力 Q_p の全断面およびパネル中央高さ付近の3断面 (C-US-M 挟込パネル: P3~P5, それ以外のパネル: P2~P4) の平均値を示す。さらに, UFC の終局せん断強度を 12MPa として断面積を乗じて算出した負担せん断力略算値を併せて示す。なお, 両隣のゲージの計測値から線形補完して参考値として算出した場合には, 図中では塗りつぶしのない点として示す。また, RC 袖壁については, 弾性を仮定して応力を算出しているため, 最大主応力および最小主応力が引張強度や圧縮強度を超えていた場合には, 参考値として塗りつぶしのない点として示す。

C-US-M 挟込パネル: 正載荷時では, 全サイクルでパネル端部でのせん断力が他のパネルや袖壁と比較して著しく小さくなり, 目地部がないことによる影響がみられた。負担せん断力については, $R=+0.5\%$ までは変形角が大きくなるにつれて増加したが, その後は減少した断面がみられた。これは, $R=+1\%$ でパネルにせん断ひび割れが発生し, その後増加・伸展したことが原因だと考えられ, せん断ひび割れが生じた断面で負担せん断力が小さくなった。

C-USJ-M 挟込パネル: 正載荷時では, 負担せん断力については, 中央3断面では変形角が大きくなるにつれて増加したが, 端部の2断面では $R=+1\%$ 以降で減少した。これは, 軸力と同様に, 目地モルタルの圧壊が原因であると考えられる。

C-USJ-UW-M 挟込パネル: 正載荷時では, 負担せん断力については, 変形角が大きくなるにつれて増加したが, 上端の断面では $R=+1\%$ 以降で, 中央の断面では $R=+3\%$ 以降で減少した。

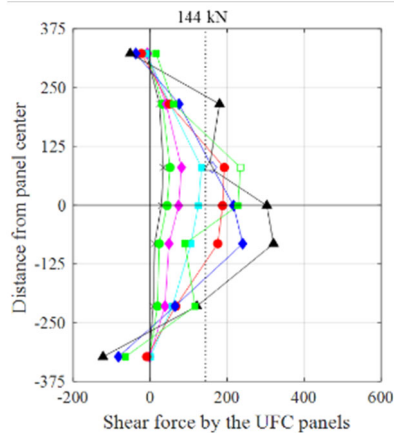
C-USJ-UW-M 袖壁パネル: 正載荷時では, 負担せん断力については, 全サイクルで計算値を下回ったが, 変形角が大きくなるにつれて増加し, $R=+2\%$ 以降で減少した。せん断力に関しても, 上部断面ほど, 特に一番上の断面で大きくなっており, 接着材を介して柱へせん断力が伝達されていることが伺える。せん断力が $R=+2\%$ 以降で減少したのはともに, 目地モルタルの圧壊, パネル頂部圧縮側の表面の浮き, および柱と袖壁パネル間の離間による一体性の低下が原因と考えられる。

C-USJ-RCW-M 挟込パネル: 正載荷時では, 負担せん断力については, 中央3断面では概ね変形角が大きくなるにつれて増加したが, 端部の2断面では $R=+0.5\%$ 以降で減少した。

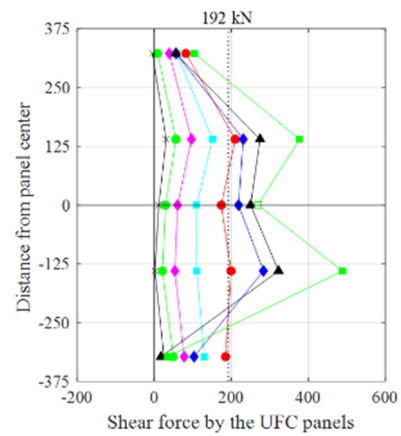
C-USJ-RCW-MRC 袖壁: 正載荷時では, 負担せん断力についても, 軸力と同様に, 変形角が大きくなるにつれて増加したが, $R=+1\%$ 以降で減少した。これは頂部モルタル圧縮側の圧壊が原因であると考えられる。ただし, コンクリート部分と頂部のモルタル部分でのせん断力の違いは見られなかった。

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

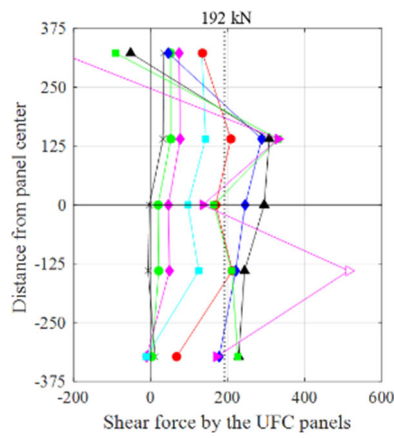
—●— 0.03125% —◆— 0.0625% —◇— 0.125% —□— 0.25% —●— 0.5% —◆— 1% —▲— 2% —■— 3% —◇— 4% - - - Approximate value



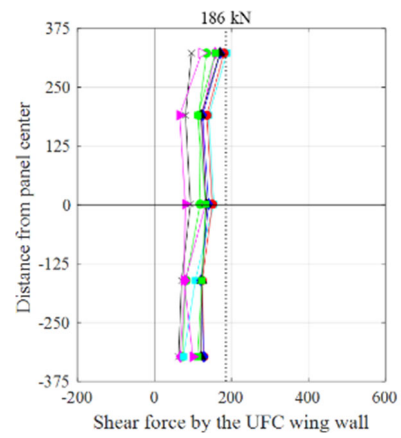
(a) 挟込パネル (G-US-M)



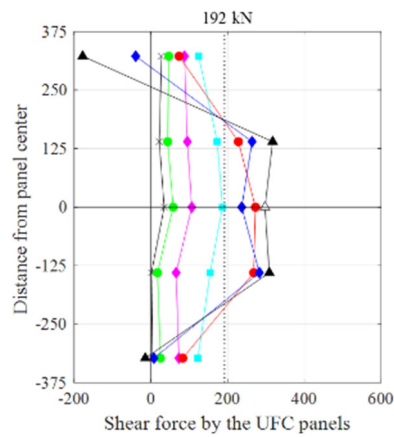
(b) 挟込パネル (G-USJ-M)



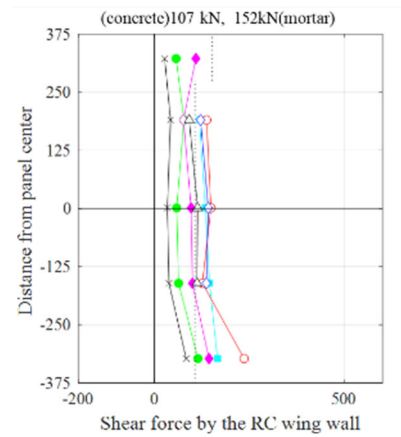
(c) 挟込パネル (G-USJ-UW-M)



(d) 袖壁パネル (G-USJ-UW-M)



(e) 挟込パネル (G-USJ-RCW-M)

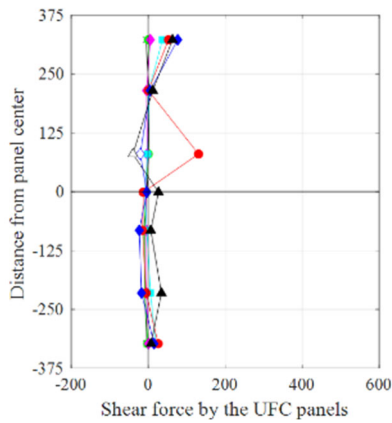


(f) RC 袖壁 (C-USJ-RCW-M)

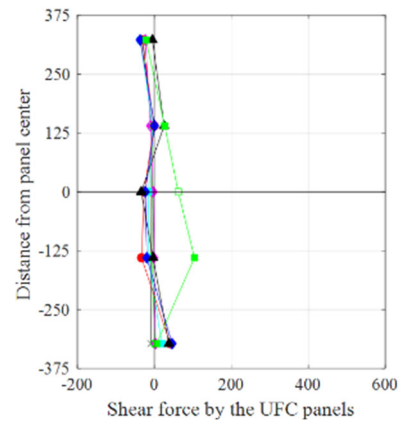
図 4.3.8-8 正載荷時負担せん断力

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

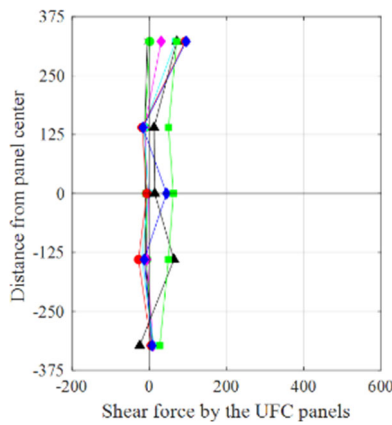
—●— 0.03125% —◆— 0.0625% —×— 0.125% —◀— 0.25% —●— 0.5% —◆— 1% —▲— 2% —■— 3% —▶— 4% - - - Approximate value



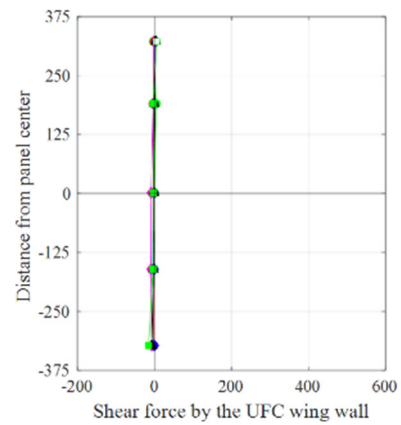
(a) 挟込パネル (C-US-M)



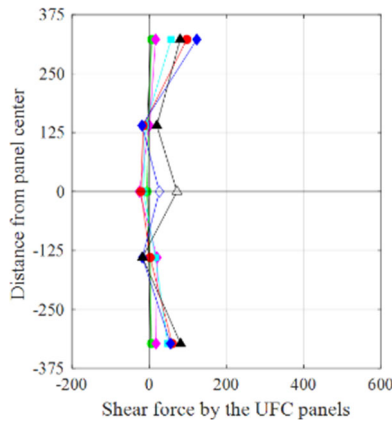
(b) 挟込パネル (C-USJ-M)



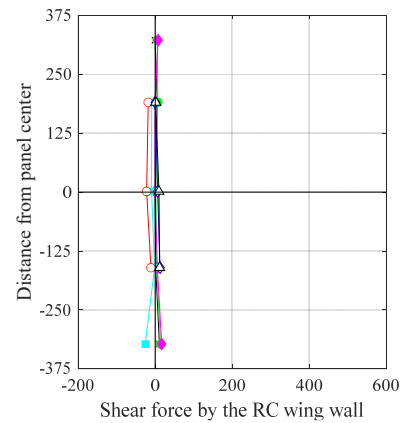
(c) 挟込パネル (C-USJ-UW-M)



(d) 袖壁パネル (C-USJ-UW-M)



(e) 挟込パネル (C-USJ-RCW-M)



(f) RC 袖壁 (C-USJ-RCW-M)

図 4.3.8-9 負荷荷時負担せん断力

表 4.3.8-4 パネル負担せん断力（全断面およびパネル中央高さ付近3断面の平均値）

パネル	パネル負担せん断 (kN)		変形角(%)								
			0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2	3	4
C-US-M 挟込	正載荷時	全断面	14	23	39	66	92	91	129	97	-
		中央	21	34	57	95	134	152	216	146	-
		計算値	144								
	負載荷時	全断面	-4	-4	-2	7	25	5	16	-	-
		中央	-4	-5	-4	-1	20	-12	8	-	-
C-USJ-M 挟込	正載荷時	全断面	13	33	65	112	170	179	184	255	-
		中央	15	35	70	124	195	244	283	379	-
		計算値	192								
	負載荷時	全断面	-12	-10	-7	-10	-10	-7	4	36	-
		中央	-7	-6	-5	-12	-20	-14	-4	64	-
C-USJ- UW-M 挟込	正載荷時	全断面	14	30	47	97	158	196	205	168	184
		中央	8	31	57	121	196	251	282	235	327
		計算値	192								
	負載荷時	全断面	-6	-3	4	9	9	24	27	52	-
		中央	-10	-8	-7	-12	-17	5	30	54	-
C-USJ- UW-M 袖壁	正載荷時	全断面	81	105	113	133	144	137	134	128	89
		中央	82	105	113	134	137	129	127	123	74
		計算値	186								
	負載荷時	全断面	0	0	-6	-2	-2	0	-1	-4	-
		中央	1	1	-7	-4	-2	-1	-1	-3	-
C-USJ- RCW-M 挟込	正載荷時	全断面	18	38	86	152	185	150	146	-	-
		中央	19	40	89	171	256	261	308	-	-
		計算値	192								
	負載荷時	全断面	-1	1	6	19	24	34	47	-	-
		中央	-3	-2	-2	-3	-11	-3	25	-	-
C-USJ- RCW-M 袖壁	正載荷時	全断面	45	74	105					-	-
		中央	38	67	91	133	137	133	106	-	-
		計算値	(Concrete) 107, (Mortar) 152								
	負載荷時	全断面	3	6	6	-	-	-	-	-	-
		中央	2	4	1	-7	-17	6	7	-	-

(3) せん断力-変形角関係

1) 無損傷補強シリーズ

各 UFC パネルのパネル負担せん断力-変形角関係を図 4.3.8-10 に示す。パネル負担せん断力はパネル中央高さ付近 3 断面での平均値を、全計測点において算出した。また、図 4.3.8-10 には、UFC パネルひび割れ発生点 (図中×) を併せて示す。UFC パネルひび割れ発生点は、パネルに貼り付けたひずみゲージの値が、UFC 引張強度を UFC ヤング係数で除した値 σ_T/E_{ufc} を上回る点として判定した。

正載荷時における UFC パネルの最大負担せん断力は、C-US 挟込パネルでは $Q_{pmax^+}=200.1\text{kN}$ (変形角 $R_{pmax^+}=1.288\%$)、C-USJ 挟込パネルでは $Q_{pmax^+}=273.4\text{kN}$ (変形角 $R_{pmax^+}=1.000\%$)、C-USJ-UW 挟込パネルでは $Q_{pmax^+}=195.4\text{kN}$ (変形角 $R_{pmax^+}=1.763\%$)、C-USJ-UW 袖壁パネルでは $Q_{pmax^+}=183.9\text{kN}$ (変形角 $R_{pmax^+}=0.253\%$) であった。C-USJ-UW では、挟込パネルと袖壁パネルで負担せん断力が最大となる変形角が大きく異なっていることが確認できる。また、負載荷時におけるパネル負担せん断力は C-USJ-UW 袖壁パネル以外で正の値が確認されており、載荷方向とは逆方向のせん断力が見られた。

また、図 4.3.8-11 に、パネル負担せん断力のパネル中央高さ付近 3 断面での平均値の、せん断力-変形角関係における正載荷時包絡線を C-N を除く試験体ごとに示す。併せて、図 4.3.8-12 に、既存柱とパネルの負担せん断力の割合の推移を示す。

C-US では、パネル負担割合としては $R=+0.5\%$ 以降は 30~40%程度を保っていた一方で、C-USJ では、小変形時から破壊に至るまで 30~40%程度を安定して保っていた。C-USJ-UW では、小変形時には袖壁パネルが挟込パネルよりも負担割合が大きかったが、 $R=+0.25\%$ 付近で挟込パネルの負担割合の方が大きくなり、破壊に至るまでその関係が保たれていた。挟込パネルと袖壁パネルを合わせたパネル負担割合は 35~45%程度と、C-US 挟込パネルや C-USJ 挟込パネルよりも高い割合であった。

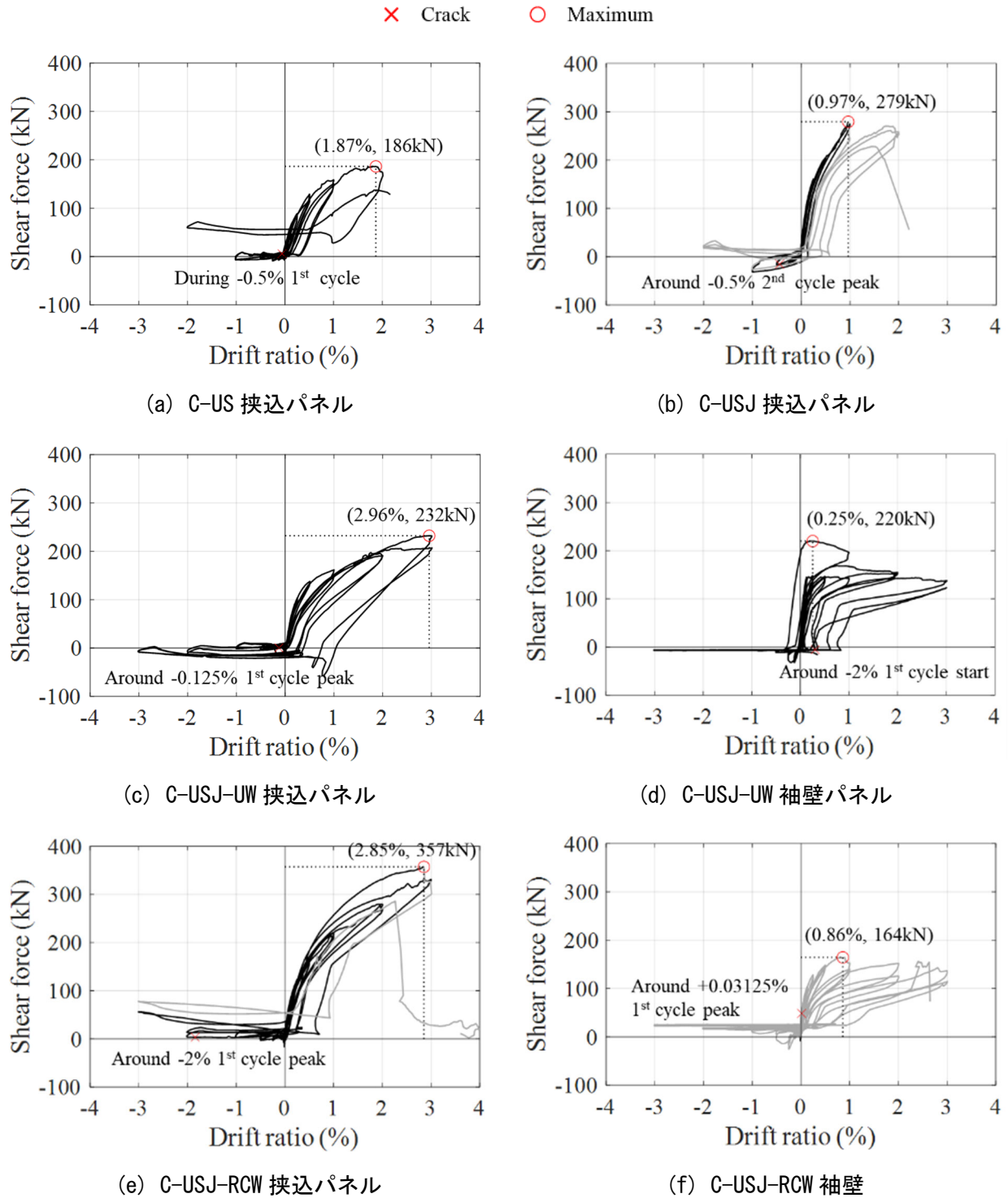


図 4.3.8-10 パネル負担せん断力—変形角関係

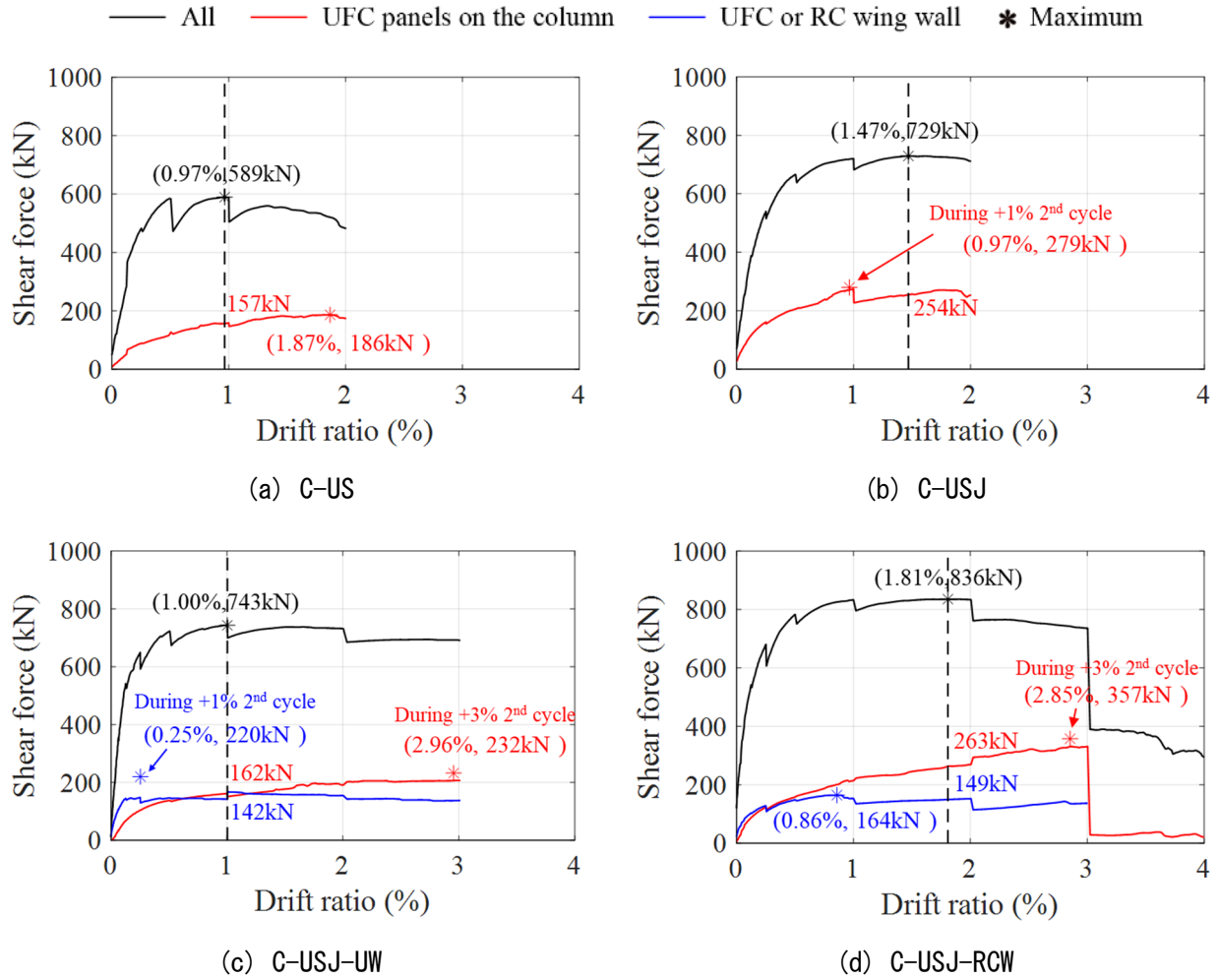


図 4.3.8-11 セン断力—変形角関係とパネルの負担せん断力の推移

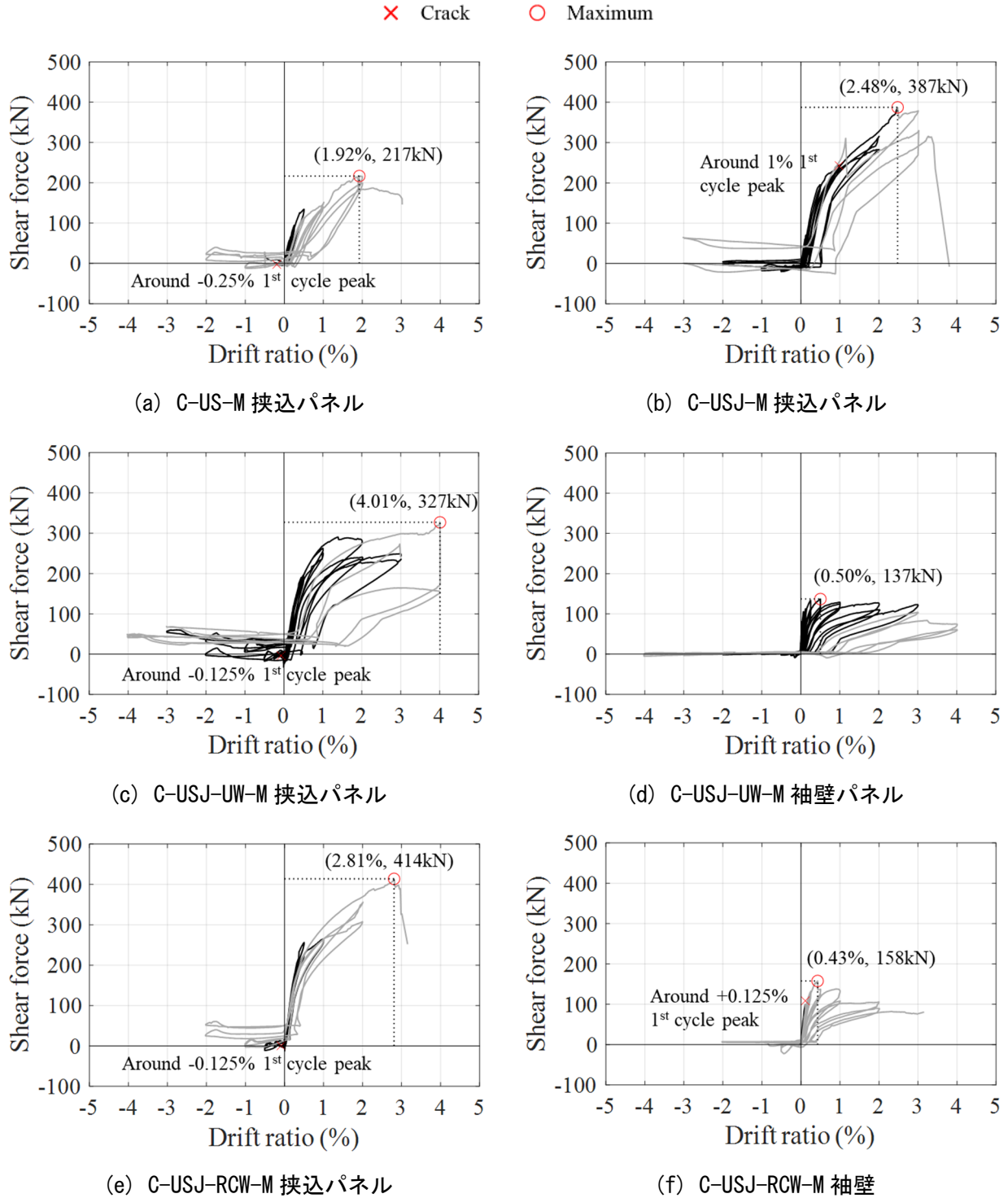


図 4.3.8-13 パネル負担せん断力—変形角関係

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

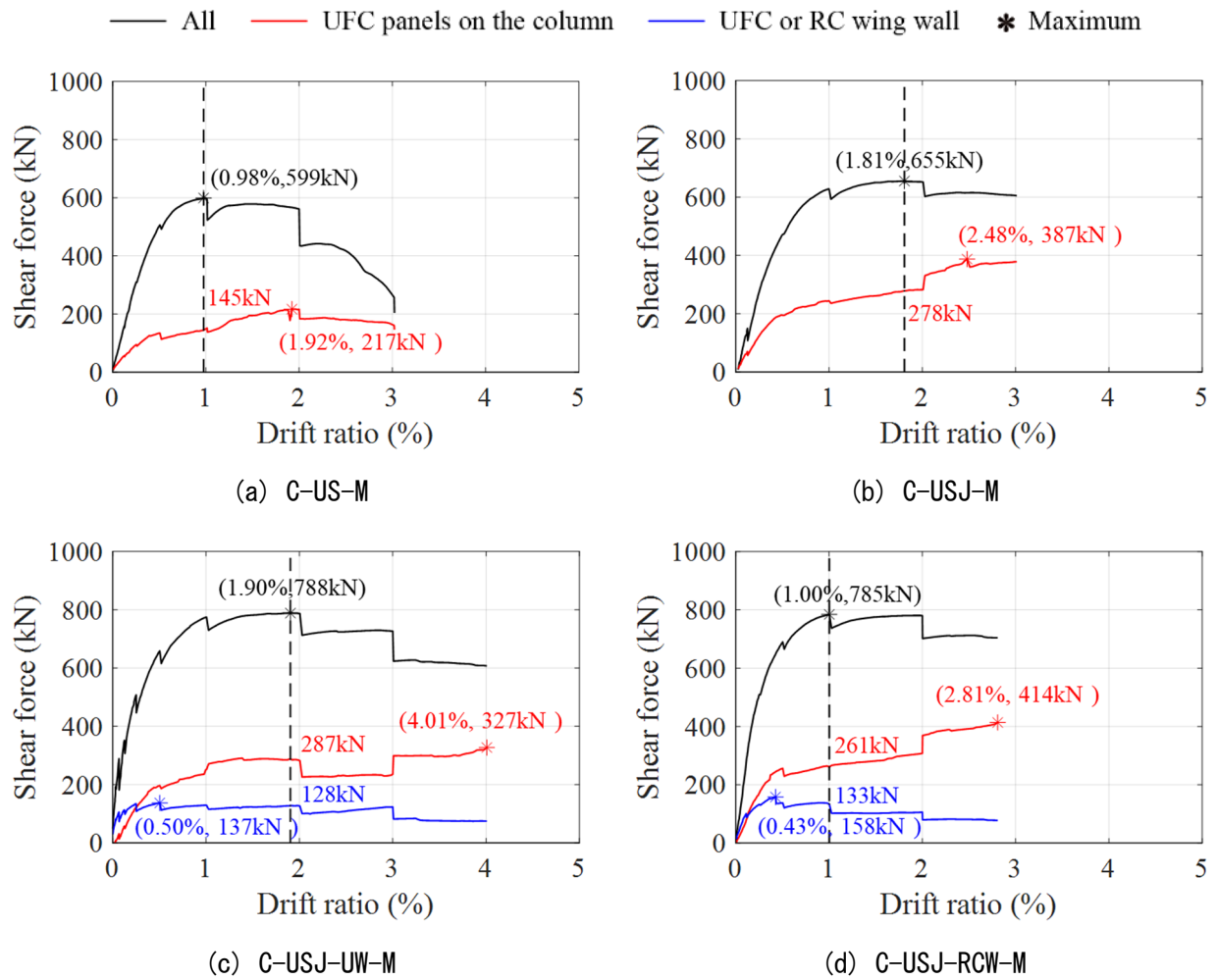


図 4.3.8-14 せん断力—変形角関係とパネルの負担せん断力の推移

4.3.9 既存 RC 柱の軸剛性

各試験体の一次荷重開始前、一次荷重終了後および二次荷重開始前における、既存 RC 柱の軸剛性を算出し、これらを比較することにより一次荷重による損傷の影響を検討する。軸剛性は、長期軸力荷重時に既存 RC 柱が負担した軸応力を、軸力荷重前後の軸ひずみの差で除すことで算出した。

既存 RC 柱の負担軸力は、一次荷重開始前および終了後については長期軸力荷重時および最終サイクル終了後の長期軸力除荷時に各試験体に作用している全軸力とし、二次荷重開始前については長期軸力荷重時の全軸力から 4.3.8 項で算出した柱挟込パネルおよび袖壁の負担軸力を差し引くことで算出した。なお、C-US-M では P1～P7、その他の試験体では P1～P5 の各断面 (図 4.3.9-1) についてそれぞれ算出した。

軸ひずみは、一次荷重開始前および終了後については変位計を用いて算出し、二次荷重開始前については変位計に加えてパネルおよび袖壁に貼付したひずみゲージから得られた鉛直ひずみを用いて算出した。

変位計を用いた方法では、鉛直変位計 (図 4.3.9-2 中、V-s1～V-s4, V-n1～V-n4) を取り付けた 4 区間 (下から区間 V1～V4 とする) のそれぞれにおいて変位の平均値を計測長さで除すことで軸ひずみを算出した。加えて、全区間の平均軸ひずみも算出した。なお、C-US-M を除く試験体では二次荷重開始時には、図 4.3.9-3(a) に示すように、区間 V-1 および V-4 で剛性の異なる UFC と無収縮モルタルが軸力に対して変形していることを考慮して、図 4.3.9-3(b) のような直列ばねの考え方で (式 4.3.9-1) により UFC 部分の軸変位を算出した。なお、コンクリートと UFC は一体となって挙動していると仮定して、同じひずみが生じていると考えた。C-US-M では、目地部が無いことを考慮して、区間 V-1 では下端部目地変位 (Cd-s と Cd-n の平均値) を差し引いて、区間 V-4 では上端部目地変位 (Cu-s と Cu-n の平均値) を差し引いて、軸ひずみを算出した。また、計測区間長さについても、上下端の目地部変位計の計測区間長さ (区間 V-1 では Cd-s および Cd-n の長さ、区間 V-4 では Cu-s および Cu-n の長さ) を差し引いた。

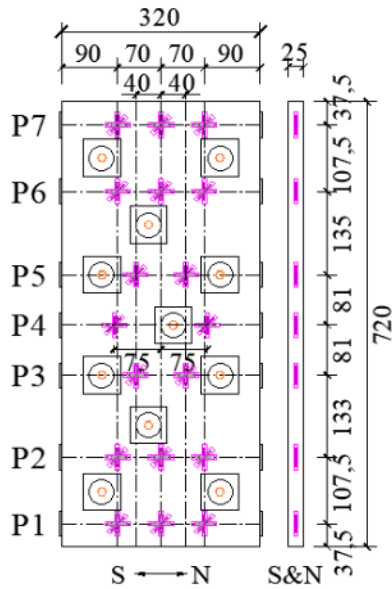
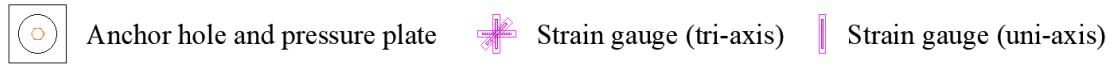
一方、ひずみゲージを用いた方法では、コンクリートと UFC は一体となって挙動していると仮定して、ひずみゲージを貼付した各断面におけるパネル表面の鉛直ひずみ ε_v の平均値を既存 RC 柱の軸ひずみとした。ひずみゲージは図 4.3.9-2 に示すように、高さ方向に C-US-M では 7 断面 (P1～P7)、それ以外の試験体では 5 断面 (P1～P5) で貼付しており、軸剛性はひずみゲージを貼付した各断面でそれぞれ算出した。加えて、全断面の平均値も算出した。

なお、既存 RC 柱の負担軸力の算出にあたって用いた柱パネルおよび袖壁の負担軸力には、変位計を用いた方法では各区間にあるひずみゲージの断面における負担軸力の平均値を用いた。各計測区間で負担軸力の算出に用いた断面を表 4.3.9-1 に示す。また、ひずみゲージを用いた方法では同じ断面で算出した負担軸力の平均値を用いた。

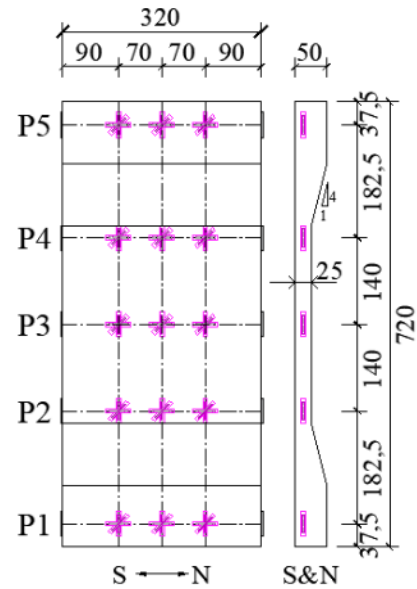
これらの方法で算出した軸剛性を表 4.3.9-2～表 4.3.9-9 に示す。なお、C-US-M 二次荷重では目地部がなく、上下端の区間で中央部の区間と著しく異なる値を示したため、変位計を用いた場合の全体の軸剛性は区間 V-2 と V-3 の合計を、ひずみゲージを用いた場合の平均値は P2～P6 を用いた。また、表中には比較のため、一次荷重および二次荷重時の (式 4.3.9-2) で算出した既存 RC 柱の弾性軸剛性の値も併せて示す。

一次荷重開始前の軸剛性は、C-US-M では弾性軸剛性の 1.60 倍とかなり大きくなったが、その他の試験体では 0.87～1.17 倍となり、弾性軸剛性と概ね同程度の値となった。また、二次荷重開始前の軸剛性も、変位計による値に対するひずみゲージによる値の比は、C-US-M では 1.65 とかなり大きくなっ

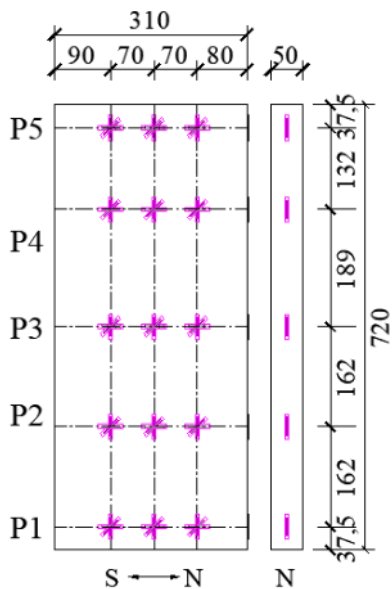
たが、その他の試験体では 0.71~1.16 となり、2つの方法で算出した値が比較的近い値となった。これより、変位計による一次荷重開始前の値に対する二次荷重開始前の値を算定すると、C-US-M では 0.17、その他の試験体では 0.29~0.34 となり、一次荷重により既存 RC 柱の軸剛性が約 1/5~1/3 に低下したことが分かる。



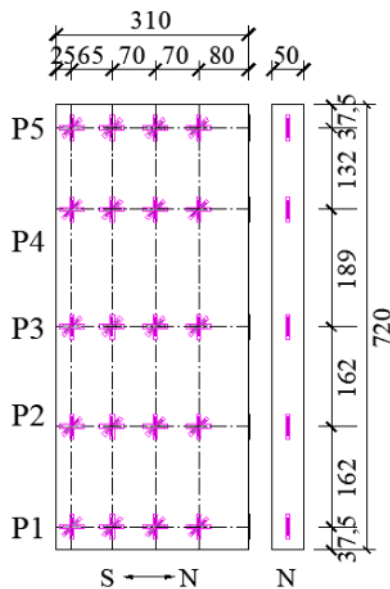
(a) 挟込パネル (C-US および C-US-M)



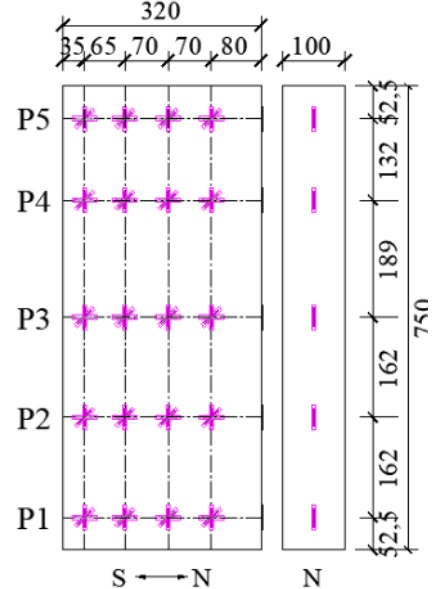
(b) 挟込パネル (C-US および C-US-M 以外)



(c) 袖壁パネル (C-USJ-UW)



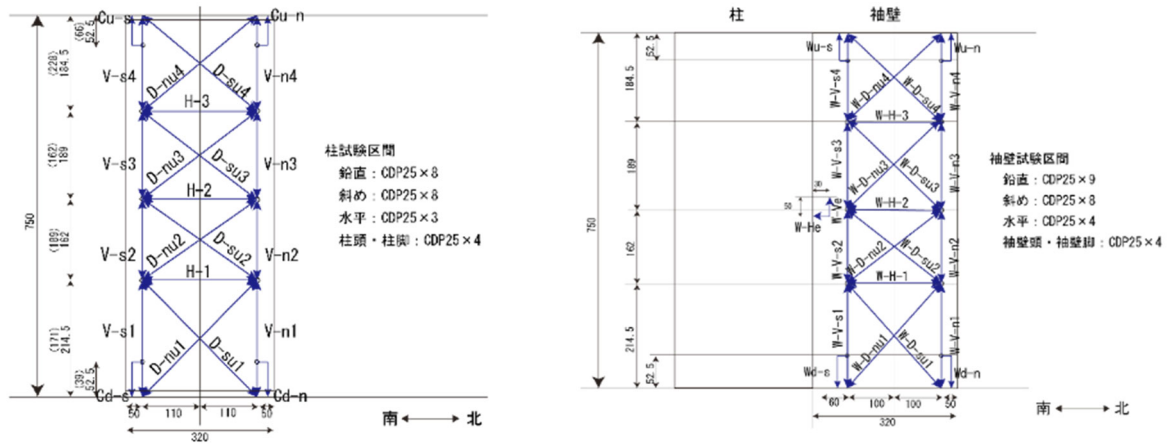
(d) 袖壁パネル (C-USJ-UW-M)



(e) RC 袖壁

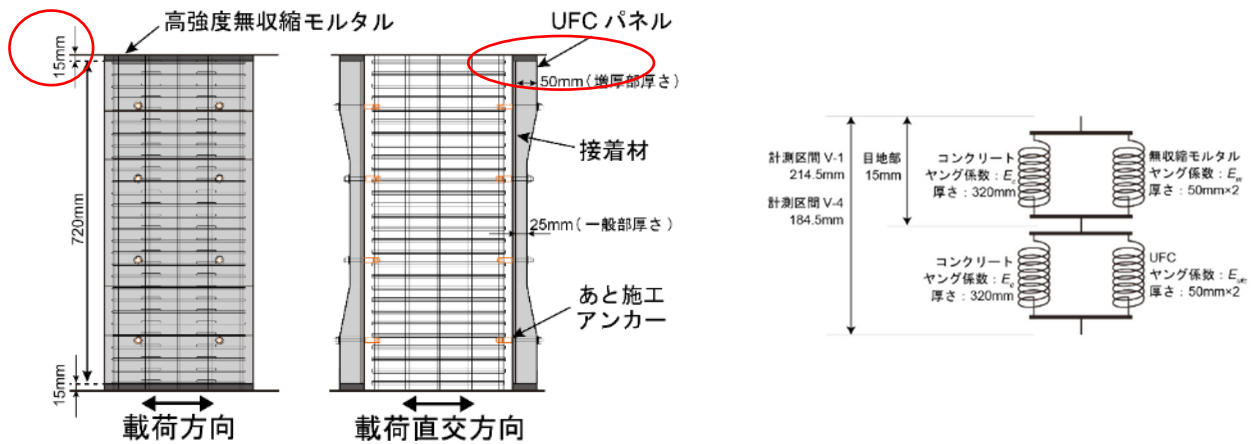
図 4.3.9-1 ひずみゲージ取り付け位置 (単位 : mm)

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



(a) 柱試験区間および挟込 UFC パネル (b) 袖壁 UFC パネルおよび RC 袖壁

図 4.3.9-2 変位計取り付け位置 (東面) (単位: mm)



(a) パネル上下端部の目地モルタル (b) 直列ばねの模式図

図 4.3.9-3 区間 V-1 および V-4 の軸ひずみの算出

$$\varepsilon = \frac{d}{L} \times \frac{E_c \times (L-h) \times D + E_{ufc} \times (L-h) \times 2t_{ufc}}{E_c \times L \times D + E_{ufc} \times (L-h) \times 2t_{ufc} + E_m \times (L-h) \times 2t_m} \quad (式 4.3.9-1)$$

ここで

ε : 軸ひずみ

L: 計測区間の長さ (V-1: 214.5mm, V-4: 184.5mm)

d: 計測区間の変位 (mm) (V-1: V-s1 と V-s1 の平均値, V-4: V-s4 と V-s4 の平均値)

D: 既存 RC 柱のせい (mm)

h: 目地部高さ (15mm)

t_{ufc} : UFC パネル増厚部厚さ (50mm)

t_m : 目地モルタル厚さ (50mm)

E_{ufc} : UFC のヤング係数

E_m : 目地モルタルのヤング係数

$$k_{ce} = E_c \times A_c + E_s \times A_s \quad (\text{式 4.3.9-2})$$

ここで

k_{ce} : 既存 RC 柱の弾性軸剛性 (kN)

E_c : 柱コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

A_c : 主筋断面積を除いた柱コンクリートの断面積 (mm²)

E_s : 柱コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

A_s : 主筋断面積 (mm²)

表 4.3.9-1 既存 RC 柱の負担軸力の算出に用いるひずみゲージ断面

試験体	計測区間			
	V-1	V-2	V-3	V-4
C-US-M	P1, P2	P3, P4	P4, P5	P6, P7
C-USJ-M	P1	P2, P3	P3, P4	P5
C-USJ-UW-M				
C-USJ-RCW-M				

表 4.3.9-2 C-US-M 既存 RC 柱の軸剛性（変位計を用いる方法）

	軸剛性 (×10 ⁶ kN/1)					
	V-1	V-2	V-3	V-4	全体	弾性軸剛性
一次荷重開始時	4.26	3.28	4.17	-49.5	4.96 (1.60) ^{*1}	3.09
一次荷重終了時	1.67	3.05	2.13	184	2.69	
二次荷重開始時	-0.28	0.82	0.89	17.5	0.85 ^{*2} (0.17) ^{*3}	3.08

*1 括弧内は弾性軸剛性に対する比を示す

*2 区間 V-2 と V-3 の合計を用いた

*3 括弧内は一次荷重開始時の値に対する比を示す

表 4.3.9-3 C-US-M 既存 RC 柱の軸剛性（ひずみゲージを用いる方法）

	軸剛性 (×10 ⁶ kN/1)								弾性軸剛性
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	平均値 (P2~P6)	
二次荷重開始時	13.0	1.98	1.23	1.14	1.11	1.54	10.5	1.40 (1.65) [*]	3.08

* 括弧内は変位計を用いる方法の二次荷重開始時に対する比を示す

表 4.3.9-4 C-USJ-M 既存 RC 柱の軸剛性 (変位計を用いる方法)

	軸剛性 (×10 ⁶ kN/l)					
	V-1	V-2	V-3	V-4	全体	弾性軸剛性
一次荷重開始時	1.10	10.7	2.07	5.18	2.53 (0.87)* ₁	2.92
一次荷重終了時	7.96	3.79	1.33	1.11	1.27	
二次荷重開始時	0.77	0.59	0.53	3.70	0.79 (0.31)* ₂	2.92

*1 括弧内は弾性軸剛性に対する比を示す

*2 括弧内は一次荷重開始時の値に対する比を示す

表 4.3.9-5 C-USJ-M 既存 RC 柱の軸剛性 (ひずみゲージを用いる方法)

	軸剛性 (×10 ⁶ kN/l)						
	P1	P2	P3	P4	P5	平均値	弾性軸剛性
二次荷重開始時	0.64	0.62	0.71	0.65	1.18	0.76 (0.96)*	2.92

* 括弧内は変位計を用いる方法の二次荷重開始時に対する比を示す

表 4.3.9-6 C-USJ-UW-M 既存 RC 柱の軸剛性 (変位計を用いる方法)

	軸剛性 (×10 ⁶ kN/l)					
	V-1	V-2	V-3	V-4	全体	弾性軸剛性
一次荷重開始時	2.81	3.94	3.03	6.95	3.63 (1.17)* ₁	3.10
一次荷重終了時	6.72	1.58	1.57	4.00	2.49	
二次荷重開始時	0.63	0.79	2.11	1.45	1.04 (0.29)* ₂	3.09

*1 括弧内は弾性軸剛性に対する比を示す

*2 括弧内は一次荷重開始時の値に対する比を示す

表 4.3.9-7 C-USJ-UW-M 既存 RC 柱の軸剛性 (ひずみゲージを用いる方法)

	軸剛性 (×10 ⁶ kN/l)						
	P1	P2	P3	P4	P5	平均値	弾性軸剛性
二次荷重開始時	0.95	0.77	0.89	0.75	1.13	0.74 (0.71)*	3.09

* 括弧内は変位計を用いる方法の二次荷重開始時に対する比を示す

表 4.3.9-8 C-USJ-RCW-M 既存 RC 柱の軸剛性 (変位計を用いる方法)

	軸剛性 (×10 ⁶ kN/l)					
	V-1	V-2	V-3	V-4	全体	弾性軸剛性
一次荷重開始時	3.97	4.00	3.50	1.88	3.04 (0.99) ^{*1}	3.08
一次荷重終了時	1.36	2.17	2.99	0.80	1.43	
二次荷重開始時	1.20	0.37	0.85	0.70	1.03 (0.34) ^{*2}	3.15

*1 括弧内は弾性軸剛性に対する比を示す

*2 括弧内は一次荷重開始時の値に対する比を示す

表 4.3.9-9 C-USJ-RCW-M 既存 RC 柱の軸剛性 (ひずみゲージを用いる方法)

	軸剛性 (×10 ⁶ kN/l)						
	P1	P2	P3	P4	P5	平均値	弾性軸剛性
二次荷重開始時	1.43	0.90	1.14	0.86	1.65	1.19 (1.16) [*]	3.15

* 括弧内は変位計を用いる方法の二次荷重開始時に対する比を示す

4.3.10 まとめ

本実験では、ピロティ柱に対する補強方法の検証のため、2016年熊本地震で被害を受けたピロティ柱を模擬した縮尺1/3の原試験体に対して、UFCパネルの柱への挟込接着補強、UFCまたはRCの片側袖壁補強を施し、ピロティ架構を想定した変動軸力下での逆対称正負交番載荷実験を行った。補強前に受けた損傷が補強効果に及ぼす影響を検証するため、一次載荷により $R=0.5\%$ まで載荷して損傷を与えた試験体に対する補強も行った。以下にその結果をまとめる。

履歴性状および損傷性状

- 原試験体で無補強の C-N は、 $R=0.5\%$ サイクル 1 回目ピーク時に最大耐力を記録した後、 $R=1\%$ サイクルで負担せん断力が最大耐力の 80% を下回り、 $R=4\%$ 付近で軸力を支持できなくなった。破壊性状は対象とした実際の柱と同様に対角線状の破壊領域が生じてせん断破壊し、主筋の座屈も確認された。
- UFC 挟込パネル補強を施し、端部にモルタル目地が無い C-US および C-US-M は、いずれも $R=1.0\%$ サイクル 1 回目ピーク付近で最大耐力を記録した。その後、無損傷補強の C-US は $R=+2\%$ サイクル 2 回目の載荷途中に、損傷後補強の C-US-M は $R=+3\%$ サイクル 1 回目の載荷途中に耐力が大幅に低下して軸力を保持できなくなった。
- UFC 挟込パネル補強を施し、パネル端部を増厚してモルタル目地を配した C-USJ および C-USJ-M は、いずれも $R=+2\%$ サイクル 1 回目で最大耐力を記録した。その後、無損傷補強の C-USJ は $R=+3\%$ サイクル 1 回目の載荷途中に、損傷後補強の C-USJ-M は $R=+4\%$ サイクル 1 回目の載荷途中に耐力が大幅に低下して軸力を保持できなくなった。
- UFC 挟込パネル補強および UFC 袖壁補強を施した C-USJ-UW および C-USJ-UW-M は、それぞれ $R=+1\%$ サイクル 1 回目ピーク時および $R=+2\%$ サイクル 1 回目ピーク付近で正側の最大耐力を記録した。その後はいずれも安定して軸力、せん断力を保持し、C-USJ-UW は $R=+4\%$ サイクル 1 回目の載荷途中に挟込パネルにせん断ひび割れが発生して耐力が大きく低下したのちに挟込パネルのせん断破壊を伴い軸崩壊したため載荷を終了した。C-USJ-UW-M は $R=4.0\%$ サイクルまで繰り返し載荷を行った後、単調押切載荷を行い、挟込パネルのせん断ひび割れの拡大、袖壁パネルのせん断ひび割れ発生を伴って、水平荷重が大きく低下したものの、 $R=+6.0\%$ 付近でも軸力を保持した。
- UFC 挟込パネル補強および RC 袖壁補強を施した C-USJ-RCW および C-USJ-RCW-M は、それぞれ $R=+2\%$ サイクル 1 回目および $R=+1\%$ サイクル 1 回目で最大耐力を示した。その後、いずれも徐々に耐力低下し、C-USJ-RCW は $R=+4\%$ サイクル 1 回目の載荷途中に大幅に耐力低下して載荷を終了した。C-USJ-RCW-M は $R=+3\%$ サイクル 1 回目ピーク直前で挟込パネルがせん断破壊を伴って、水平荷重が大幅に低下し、軸力を保持できなくなり載荷を終了した。

初期剛性、最大耐力

- 無損傷補強シリーズでは、C-N、C-US、C-USJ、C-USJ-UW、C-USJ-RCW の順に初期剛性が大きくなった。初期剛性の値は、C-USJ が C-N の約 2 倍、C-USJ-UW および C-USJ-RCW では約 3 倍となり、上下スタブから UFC パネルや袖壁に直接応力が伝達できる補強方法が剛性向上に対して寄与が大きい結果となった。また、補強試験体の最大耐力は無補強試験体に対して 1.33~1.89 倍となり、各種補強により大きく向上した。
- 損傷後補強シリーズでは、C-USJ-M、C-US-M の二次載荷における初期剛性が同程度で一次載荷の

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

初期剛性を大きく下回った。一方、C-USJ-UW-M、C-USJ-RCW-M の二次载荷における初期剛性が同程度で一次载荷の初期剛性の約 2 倍程度となり、袖壁増設の効果が大きいことが示された。二次载荷の最大耐力は一次载荷の 1.23~1.66 倍となり、補強により一次载荷から大きく向上した。袖壁増設の効果は、C-USJ-UW-M、C-USJ-RCW-M とともに、C-USJ-M に対して、最大耐力で 1.2 倍となり、UFC 袖壁と RC 袖壁で同程度の向上効果がみられた。

変形分離

- ・ 無補強の C-N ではせん断ひび割れの発生に伴って、せん断変形の占める割合が増加し、R=+1%サイクルでは全体変形の 50%を超えた。
- ・ 補強試験体の挟込パネルでは、パネル端部の離間に変形が集中したことで曲げ変形がせん断変形をやや上回る傾向を示した。増設袖壁については、小変形時にはせん断変形が支配的であったが、柱との一体性が失われた後は曲げ変形が支配的となる傾向を示した。

曲率分布

- ・ いずれの試験体、パネルにおいても変形角が大きくなるにつれて曲率が主に端部の計測区間で大きくなったが、C-N の中央の 2 つの計測区間では、柱中央部でのせん断破壊が進行した R=2.0%サイクル以降は曲率が著しく大きくなった。
- ・ C-N 以外の試験体のパネルについては、中心の計測区間での曲率の増大が C-N と比べて抑えられていた。また、袖壁補強の試験体では柱部分と袖壁がともに逆対称曲げの変形状態となり、柱と袖壁が別々に挙動していたことがうかがえる。

柱端部および UFC 目地部鉛直変位

- ・ 正载荷時について、C-N ではいずれのサイクルにおいても断面の大部分が圧縮となり、中立軸深さが 200mm より小さくなることもなかった。補強試験体についても、すべての試験体で小変形時には断面の大部分が圧縮となっていたが、R=+1~2%サイクル以降で圧縮縁と反対側では引張変位が著しく大きくなった。これは正载荷時でも圧縮縁と反対側では上下の目地部が離間したためと考えられる。袖壁補強試験体の袖壁では、柱挟込パネルの変位と同様の値を示していたことから、柱部分と袖壁部分が独立して挙動していたことが考えられる。
- ・ 負载荷時では、全ての試験体およびパネルでほぼ全てのサイクルにおいて、全断面が引張となった。また、変形角が大きくなるにつれて引張変位は大きくなった。
- ・ いずれの試験体およびパネルでも、変形角が大きくなるにつれて中立軸深さは耐力算定時の値に近付いていった。

最大主応力、最小主応力

- ・ 端部に目地を有する挟込パネルや袖壁パネルでは、変形角の増大に伴って、最小主応力の大きさや最小主応力方向の材軸となす角が増加し、圧縮ストラットが形成される様子が確認できた。また、挟込パネルの上下端部の増厚された箇所では、中央の 3 断面に比べて最大主応力が小さくなっており、増厚による応力の緩和がみられた。
- ・ 端部に目地を持たない C-US および C-US-M の挟込パネルでは、パネル上下端部の最小主応力が他の試験体の挟込パネルと比べて小さかった。また、パネルに設けられた貫通孔の影響で圧縮応力の

伝達が妨げられ、場所によって最小主応力が引張になるなど、圧縮ストラットが形成されにくい状態であったと考えられる。

パネル負担軸力

- ・ 高さ方向の分布の違いについて、ほとんどのパネルで変形角が小さいときは軸力の値の高さごとの変化が緩やかだが、 $R=\pm 1\%$ 以降では、パネル端部やパネル接着接合部の損傷の影響で軸力の値の高さごとの変化が激しくなり、分布がばらつく傾向が見られる。特に、C-US 挟込パネルでは、ひずみゲージを貼付した断面に存在する貫通孔の影響を鉛直応力分布に反映できていないため、この傾向が強いと考えられる。
- ・ 正載荷時においては、C-US 挟込パネルのパネル端部での負担軸力が、その他のパネルに比べて著しく小さくなり、目地が無いことによる高さ方向の分布の違いが見られた。また、袖壁では、頂部から脚部にかけて負担軸力が同程度となっており、正載荷時には柱と袖壁パネルの接合面を介して鉛直方向力は柱にほとんど伝達されていなかったと考えられる。
- ・ 正載荷時の負担軸力の平均値は、いずれのパネルも計算値と同等もしくはそれ以上であった。袖壁パネルでは計算値に近い軸力を安定して負担していた一方、目地を有する挟込パネルでは、変形角が大きくなるにつれて負担軸力も増加し、最終サイクル時には計算値を大きく上回ったが、いずれも目地モルタルの圧壊に伴って端部での負担軸力が低下する傾向が見られた。一方で、端部に目地が無い試験体では $R=+0.125\% \sim +0.25\%$ 以降は負担軸力が減少した。
- ・ 負載荷時においては、いずれのパネルもパネル上下端部での引張軸力負担は著しく小さかった。袖壁ではほとんど引張軸力を負担していなかった。

パネル負担せん断力

- ・ 負担軸力と同様、高さ方向の分布の違いについて、ほとんどのパネルで変形角が小さいときはせん断力の値の高さごとの変化が緩やかだが、 $R=\pm 1\%$ 以降、パネル端部やパネル接着接合部の損傷の影響でせん断力の値の高さごとの変化が激しくなり、特に目地の無い挟込パネルで分布がばらつく傾向が見られる。
- ・ 正載荷時では、目地の無い挟込パネルのパネル上下端部の負担せん断力がいずれのサイクルでもほぼ 0kN となり、目地が無いことによる高さ方向の分布の違いが見られた。また、いずれのパネルにおいても変形が増大するにつれて負担せん断力は増加し、またパネル中央高さ付近の 3 断面での負担せん断力の変動は少なかった一方で、目地を有する挟込パネルでは、 $R=+1\%$ 以降パネル上下端部の負担せん断力がパネル中央高さ付近と比べ著しく小さくなった。これは、目地の損傷が進行することで目地を介したせん断力の伝達がなくなり、目地の無い挟込パネルに近い状況となったものと考えられる。
- ・ 負載荷時では、いずれのパネルでも中央高さ付近では載荷方向のせん断力をほとんど負担していなかったが、 $R=-1 \sim -3\%$ にかけて載荷方向と逆方向のせん断力がパネル上下端部で確認された。

既存 RC 柱の軸剛性

- ・ 一次載荷開始前の軸力載荷時において変位計の計測値を用いて得られた RC 柱試験体の軸剛性は、C-US-M では弾性軸剛性の 1.60 倍となったが、他の試験体では 0.87~1.17 倍となり、弾性軸剛性と概ね同程度の値となった。また、二次載荷開始前の既存 RC 柱部分の軸剛性も、変位計による値

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

に対するひずみゲージによる値の比は、C-US-M では 1.65 となったが、他の試験体では 0.71～1.16 となり、2つの方法で算出した値が比較的近い値となった。

- ・ 変位計の計測値による一次荷重開始前の RC 柱試験体の軸剛性に対する二次荷重開始前の既存 RC 柱部分の軸剛性の比は、C-US-M では 0.17、その他の試験体では 0.29～0.34 となり、一次荷重で生じた損傷によって既存 RC 柱の軸剛性が約 1/5～1/3 に低下した。

参考文献 (4.3 節)

[4.3-1] 伊藤忠テクノソリューションズ (株) : FINAL/V11

[4.3-2] 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), 2008

4.4 有限要素解析

4.4.1 はじめに

本節では、FINAL/v11[4.4-1]を用いて本研究の試験体のうち、C-USJ-M に対して有限要素解析を行い、主に水平荷重－変形角関係、破壊性状について実験結果を追跡した。

4.4.2 モデル化概要

C-USJ-M の解析モデル概形を図 4.4.2-1 に、断面詳細を図 4.4.2-2 に示す。解析モデルは、面外方向の対称性を利用し柱試験区間および上下スタブを載荷直交方向に分割した半分の断面のみをモデル化し、切断面の載荷直交方向の変位を拘束した。原試験体コンクリート、UFC、目地モルタルは六面体要素、柱主筋および帯筋は線材（トラス）要素を用いてモデル化した。UFC パネルの接着に用いた接着材は 8 節点フィルム要素でモデル化した。また、目地モルタルと上下スタブ間にもフィルム要素を挿入し、ひび割れ接合要素とすることで目地部の離間を再現し、当該面が接触している時のみ応力伝達が行われるものとした。軸力および水平力は上スタブ頂部の柱重心位置（図 4.4.2-1(a)の赤丸）に節点荷重として作用させ、加力点周辺の要素には十分な剛性を与えた。また、下スタブ下端のコンクリートおよび主筋の全節点は完全固定とした。解析は 4.2.5 項の経路に沿うように軸力と水平力を制御し、上下スタブの平行を保つように行った。

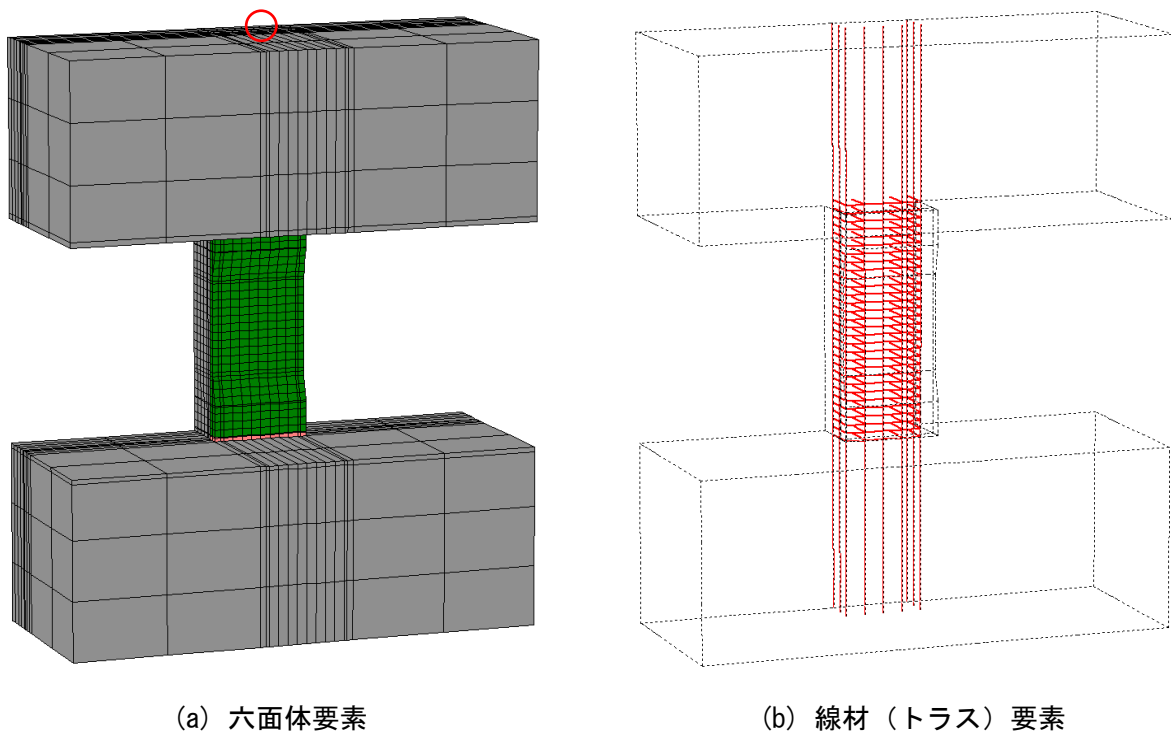
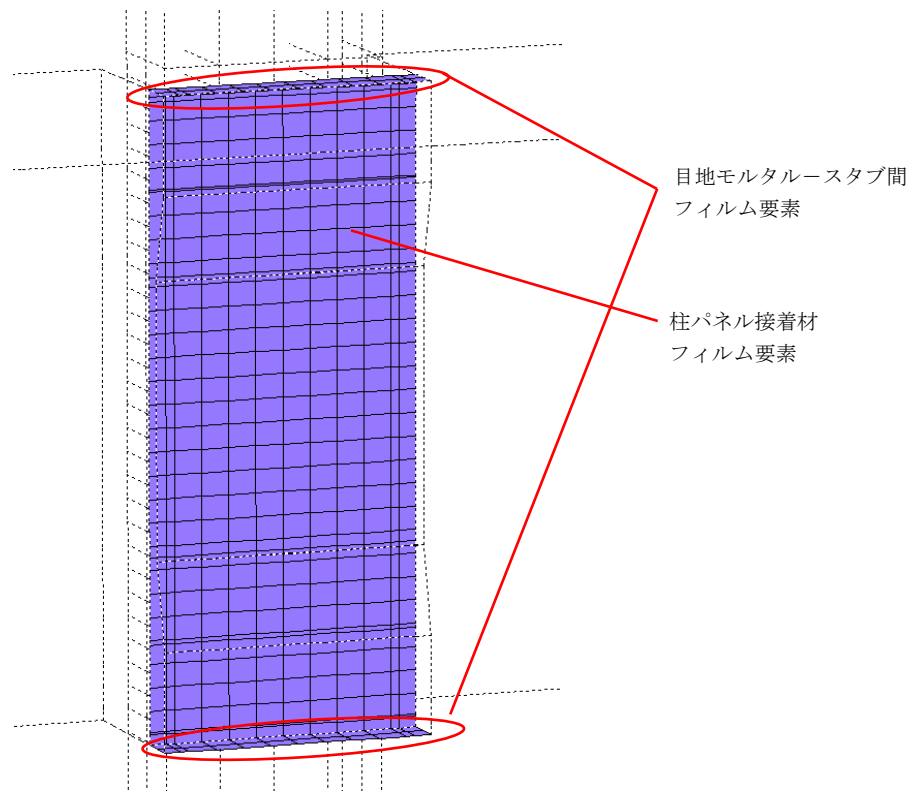


図 4.4.2-1 解析モデル概形 (C-USJ-M)



(c) フィルム要素

図 4.4.2-1 解析モデル概形 (C-USJ-M)

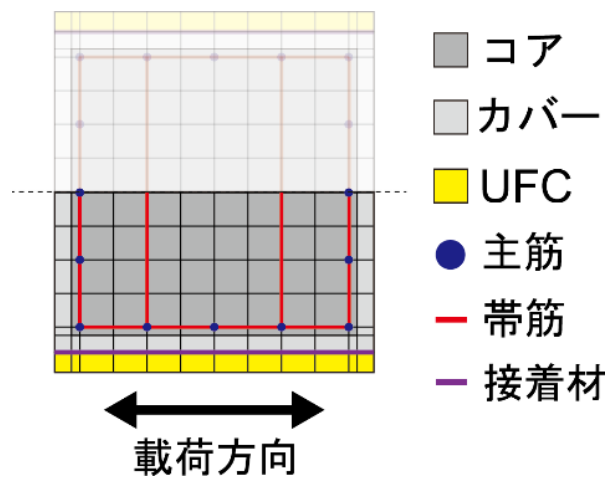


図 4.4.2-2 解析モデル断面詳細 (C-USJ-M)

4.4.3 材料構成則

(1) コンクリート, UFC, 目地モルタル

各材料の材料特性は、4.2.4 項で示した材料試験結果を用いた。ただし、コンクリートの引張強度 f_t は文献[4.4-2]を参考にコンクリート圧縮強度 f'_c から (式 4.4.3-1) を用いて、UFC の引張強度 f_{tUFC} は文献[4.4-3]を参考に UFC 曲げ強度 f_{bUFC} から (式 4.4.3-2) を用いて、目地モルタルの引張強度 f_{tM} は文献[4.4-4]を参考にモルタル圧縮強度 f'_{cM} から (式 4.4.3-3) により算出した。

$$f_t = 0.33\sqrt{f'_c} \quad \text{(式 4.4.3-1)}$$

$$f_{UFC} = (f_{bUFC} - 1.54) / 2.59 \quad (\text{式 4.4.3-2})$$

$$f_{tM} = 1.40 \left(\frac{f'_{cM}}{10} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (\text{式 4.4.3-3})$$

試験区間内コンクリート、UFC、目地モルタルに使用した材料構成則を表 4.4.3-1 に示す。コンクリートはスタブと柱試験区間で分けてモデル化し、スタブは弾性とした。圧縮応力-ひずみ曲線には、修正 Ahmad モデル[4.4-5]を用いたが、上昇域については UFC および目地モルタルでは線形モデルを、軟化域についてはカバーコンクリートでは中村・桧貝モデル[4.4-6]を用い、カバーコンクリートの圧壊による解析の不安定化を防止した。三軸応力下の圧縮破壊条件は、畑中らの係数[4.4-5]を用いた Ottosen の 4 パラメータモデルとした。テンションスティフニング特性には、コアコンクリートでは拘束効果を考慮するため長沼・山口のモデル[4.4-7]を用い、カバーコンクリートおよび目地モルタルでは鉄筋が配筋されていないことを考慮して引張強度以降は引張応力を負担しない cut off モデルを用いた。また、UFC ではユーザー定義としたが、詳しくは後述する。ひび割れ後のせん断伝達特性には、コアコンクリートでは長沼の提案モデル[4.4-8]を採用し、カバーコンクリート、UFC および目地モルタルに関しては Al-Mahaidi モデル[4.4-9]を採用した。また、正負交番の繰り返し載荷を行うため、繰り返し応力下の履歴特性に長沼・大久保による曲線モデル[4.4-10]を用いた。

表 4.4.3-1 材料構成則 (コンクリート, UFC, 目地モルタル)

		コンクリート		UFC	目地モルタル
		カバー	コア		
圧縮応力-ひずみ曲線	上昇域	修正 Ahmad モデル		線形モデル	
	軟化域	中村・桧貝	修正 Ahmad モデル		
圧縮破壊条件		Ottosen の 4 パラメータモデル (畑中らの係数)			
テンションスティフニング特性		cut off モデル	長沼・山口のモデル	ユーザー定義	cut off モデル
ひび割れ後のせん断伝達特性		Al-Mahaidi モデル	長沼の提案モデル	Al-Mahaidi モデル	
繰り返し応力下の履歴特性		曲線モデル (長沼・大久保のモデル)			

UFC のテンションスティフニング特性については、文献[4.4-3]に基づき、図 4.4.3-1 に示すようなトリリニアで設定した。ヤング係数は圧縮側と同値と仮定し、線形で引張強度に至るように第 1 点を決定した。ひび割れ発生後については一定応力を保持できる開口変位を 0.5mm、応力が 0 となる開口変位を 4.3mm として、それらを以下の (式 4.4.3-4) で算定される等価検長 L_{eq} [4.4-3] で除すことで第 2 点、第 3 点を決定した。

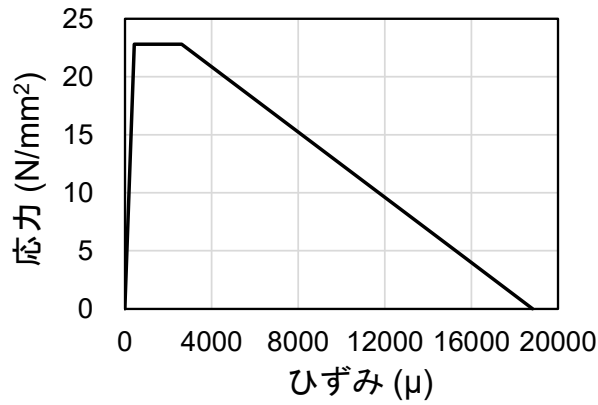


図 4.4.3-1 UFC のテンションスティフニング特性

$$L_{eq} = 0.8 \left\{ 1 - 1 / (1.05 + 6h/l_{ch})^4 \right\} h \quad (式 4.4.3-4)$$

ここで

h : 桁高さ (UFC パネル幅 320mm とした)

l_{ch} : 特性長さ (= $G_F E_c / f_t^2 = 1.06 \times 10^4 \text{mm}$)

G_F : 破壊エネルギー (= 27.17 N/mm)

E_c : UFC ヤング係数

f_t : UFC 引張強度

(2) 鉄筋

鉄筋の応力-ひずみ関係は降伏点を折れ点とするバイリニアモデルとし、降伏後剛性は材料試験結果に基づき初期剛性の 1/100 (主筋 D10) および 1/50 (主筋 D5 および帯筋 D4) とした。各鉄筋のモデルを図 4.4.3-2 に示し、材料試験結果も併せて示す。また、繰り返し応力下の履歴特性には修正 Menegotto-Pinto モデル[4.4-11]を採用した。

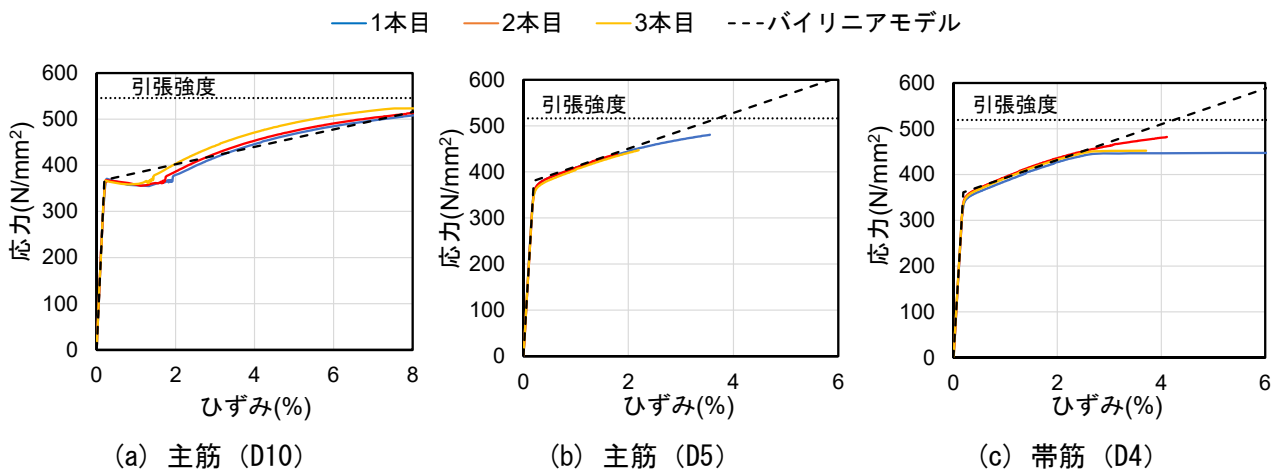


図 4.4.3-2 鉄筋の応力-ひずみ関係モデル

(3) 接着材

UFC パネルの接着に用いた接着材の応力-変形関係は、用いた接着材の試験成績書の値を用いて図

4.4.3-3 のようにバイリニアモデルで設定した。ただし、引張強度には試験成績書におけるコンクリート接着強度を用い、接着強度以降は引張応力を負担しないものとした。また、せん断弾性係数 G は接着材の圧縮弾性率 E およびポアソン比 ν を用いて (式 4.4.3-5) から算出し、 ν は文献[4.4-12]および[4.4-13]を参考に 0.33 とした。接着材の厚さは本実験における実際の接着材厚さとし、実験ではワッシャーにより厚さ管理したことを踏まえて、2mm とした。

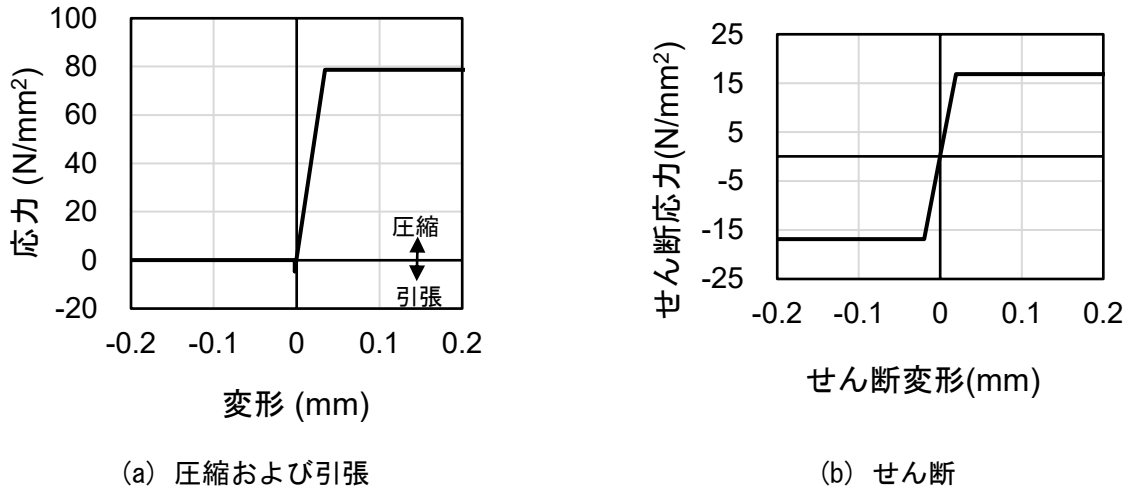


図 4.4.3-3 接着材の応力-変形関係モデル

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{(式 4.4.3-5)}$$

(4) その他

前述の通り、目地モルタル-上下スタブ間のフィルム要素については、ひび割れ接合要素としてひび割れ接触時のみせん断伝達が行われることとした。また、モルタルの引張強度と比較するとスタブコンクリートの引張強度の方が小さいことから、引張応力がコンクリートの引張強度に達した時点でひび割れが発生するとした。せん断特性については、圧縮力が作用した場合に摩擦力としてせん断力を保持すると考え、摩擦係数 0.5 としてモデル化した。

また、一次載荷時において補強部分 (UFC, 目地モルタル, 接着材, モルタル-スタブ間フィルム要素) をダミー要素として除き、二次載荷時にこれを出現させることで実験を再現した。なお、各材料強度は、一次載荷と二次載荷で大きくは変わらなかったため、二次載荷時の強度を用いた。

4.4.4 解析結果および実験結果との比較

(1) 水平荷重-変形角関係

上述のモデルを用いた解析の結果および実験結果から得られた水平荷重-変形角関係を図 4.4.4-1 に示す。図中の解析結果では、上述の荷重を与えた節点における載荷方向変位を試験区間高さで除したものを変形角、同方向の荷重の 2 倍を水平荷重とした。表 4.4.4-1 に解析における最大荷重と実験結果との比較を示す。

一次載荷においては、正載荷時および負載荷時ともに最大荷重、最大荷重を記録した変形角および剛性については実験結果を精度よく評価できた。

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

二次載荷においては、正載荷時の剛性および荷重については 1% サイクルまで実験結果を精度よく評価できた。ただし、正載荷時 1% サイクルでは実験での荷重には達せず、2% サイクルでは解析値が実験値を大きく下回り、最大荷重を記録したサイクルが実験とは異なった。また、負載荷時における剛性や耐力については解析値が実験値を過大評価していた。なお、1% サイクル負側 2 回目ピーク以降の除荷開始直後には変形角が負側に増加し、解析が不安定化したことが伺える。

正載荷時における解析結果と実験結果の最大荷重を比較すると、実験値/解析値が一次載荷では 1.03、二次載荷では 1.06 となり、最大荷重を示したサイクルは異なるものの、概ね精度よく評価することができた。一方、負載荷時においては、一次載荷および二次載荷ともに解析値が実験値を過大評価した。

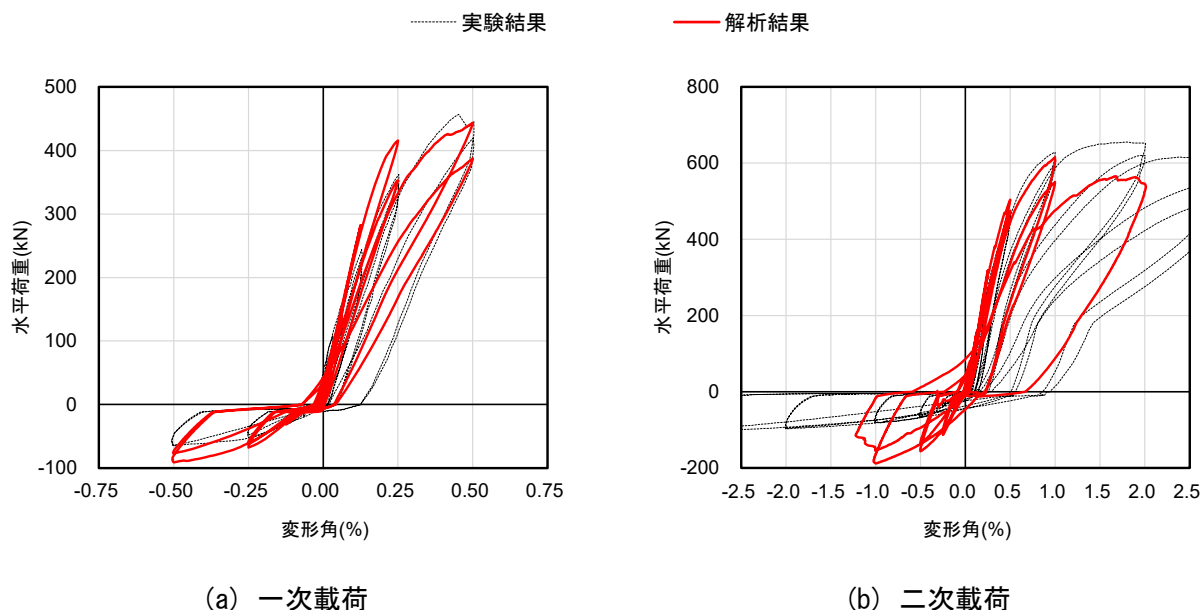


図 4.4.4-1 解析結果と実験結果の比較 (C-USJ-M)

表 4.4.4-1 最大荷重の比較 (C-USJ-M)

		実験値 (kN)	解析値 (kN)	実験値 / 解析値
一次載荷	正側	456.8	443.6	1.03
	負側	-65.0	-91.1	0.71
二次載荷	正側	655.1	615.2	1.06
	負側	-103.8	-188.4	0.55

(2) 損傷状況

図 4.4.4-2 に一次載荷時 0.5% サイクルにおける解析および実験での損傷状況の比較、図 4.4.4-3、図 4.4.4-4 に二次載荷時 1% サイクルおよび 2% サイクルにおける解析および実験での損傷状況の比較を示す。なお、一次載荷では原試験体（既存 RC 柱）の正面に発生したひび割れを、二次載荷では補強後の UFC パネル表面に発生したひび割れを示している。

一次載荷では、実験で見られた細かく分散したせん断ひび割れが解析でも見られた。ただし、解析では実験で見られたよりもかなり多くのひび割れが全面で確認された。

二次載荷では、解析でも実験と同じ1%サイクルで UFC パネルにせん断ひび割れが発生した。また、実験では柱脚の目地モルタルで浮きが発生しているのに対し、解析では上端の目地モルタルで軟化が進んでおり、位置の違いはあるものの損傷の程度としては概ね一致していると考えられる。2%サイクルにおいてもパネルのせん断ひび割れや目地モルタルについては概ね実験での損傷状況を再現できていると考えられる。ただし、既存 RC 柱頭柱脚の損傷状況については、解析において比較的進んでいるように見受けられる。これを踏まえ、図 4.4.4-5 に既存 RC 柱の柱頭の損傷状況の比較を示す。(a)より一次載荷時点ですでに解析において既存 RC 柱の柱頭の圧縮軟化が進んでおり、その影響で二次載荷 0.5% サイクル以降で既存 RC 柱の柱頭において圧縮軟化経験要素が増えている。実験での損傷状況と比較すると、解析では曲げによる損傷が大きいと考えられる。また、解析では UFC パネル端部に実験で見られない縦ひび割れが発生していた。

これらより、解析結果では細かなひび割れの発生状況や既存 RC 柱などの損傷状況等において実験結果と若干の違いは見られるが、せん断ひび割れの発生や目地モルタルの損傷状況等は再現できていると考えられる。

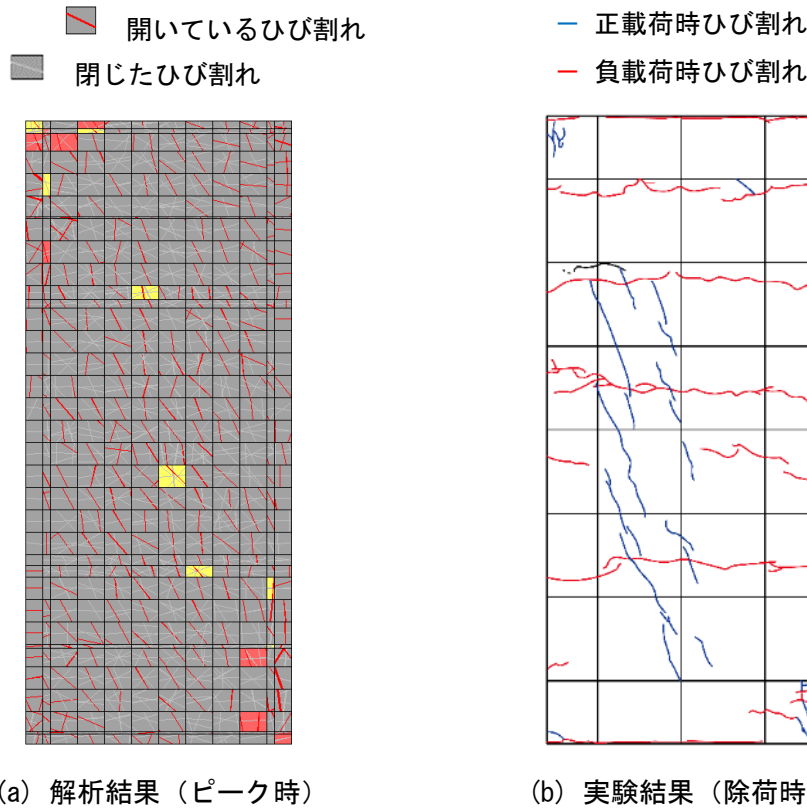


図 4.4.4-2 損傷状況の比較 (一次載荷 0.5%サイクル正側 2 回目)

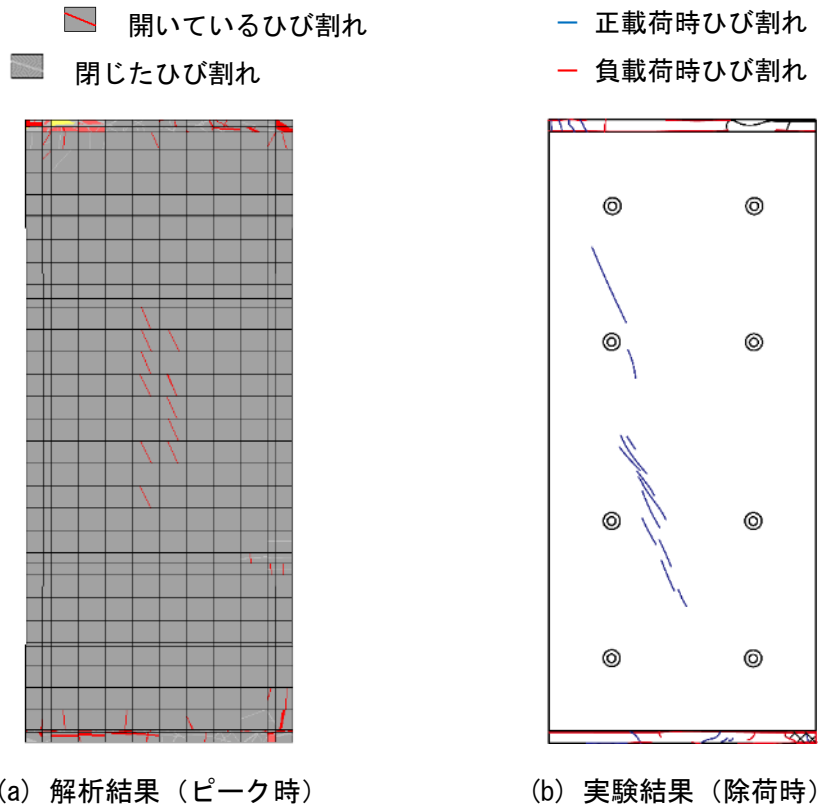


図 4.4.4-3 損傷状況の比較 (二次載荷 1% サイクル正側 2 回目)

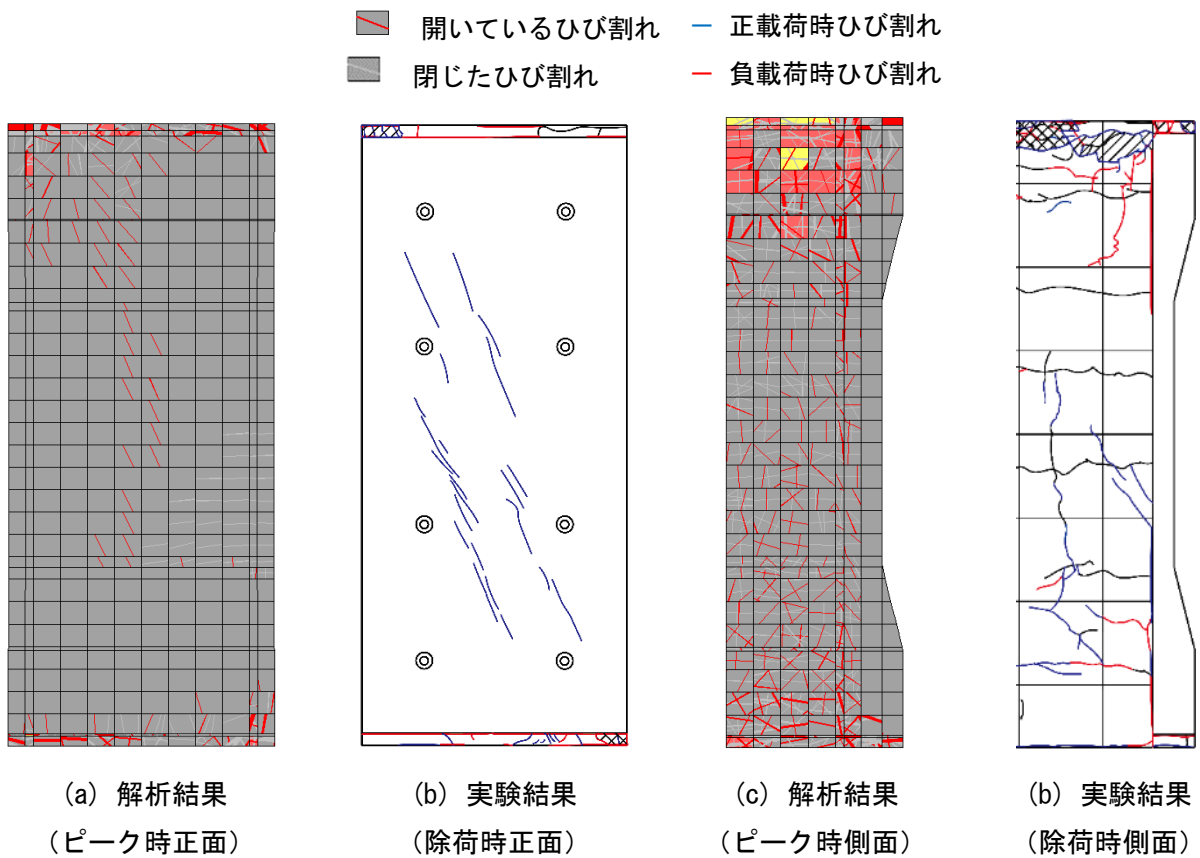


図 4.4.4-4 損傷状況の比較 (二次載荷 2% サイクル正側 1 回目)

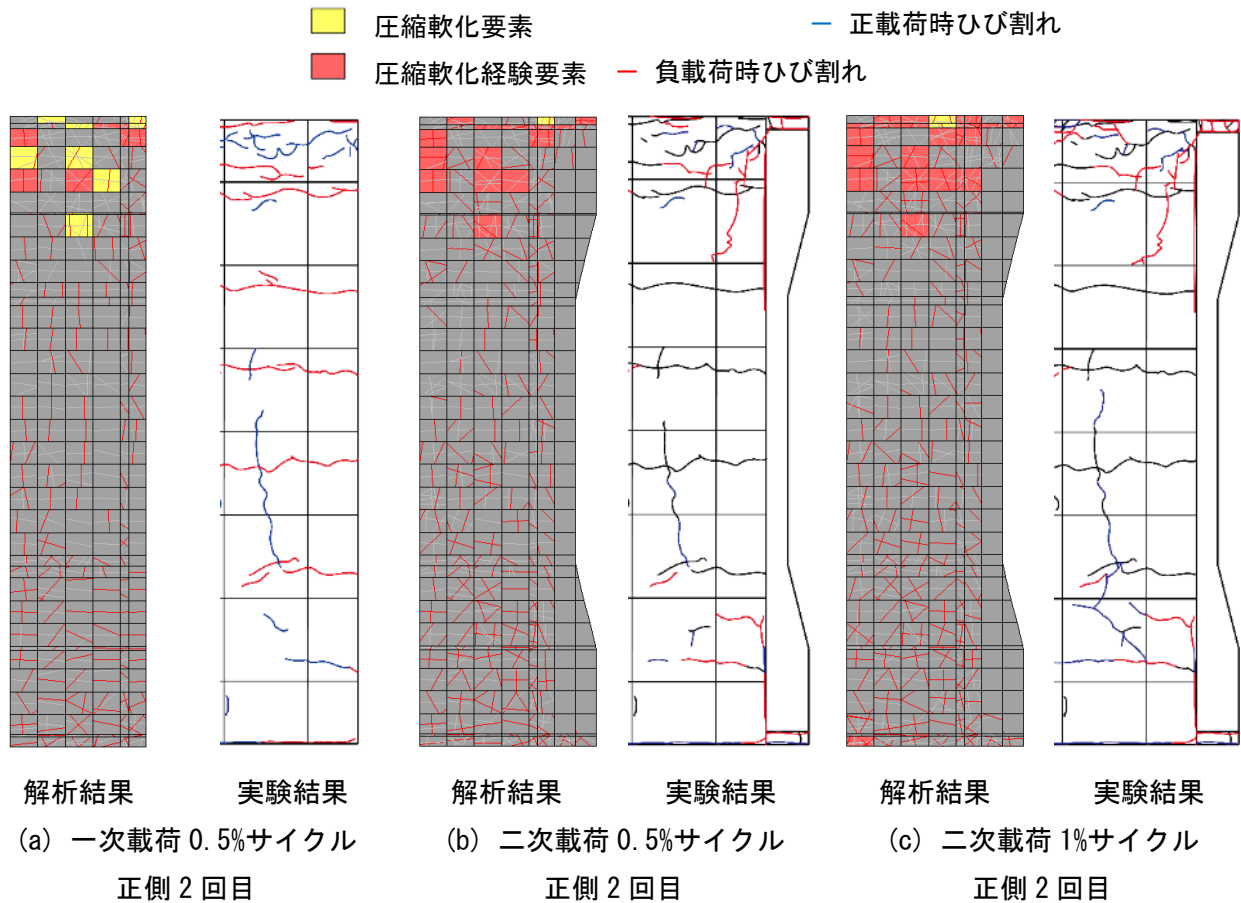


図 4.4.4-5 既存 RC 柱柱頭の損傷状況の比較

4.4.5 まとめ

一次載荷については、正載荷時および負載荷時ともに最大荷重、最大荷重を記録した変形角および剛性については実験結果を精度よく評価できた。ただし、一次載荷終了時点で、実験と比較して既存 RC 柱の柱頭および柱脚での圧縮軟化が進んでいた。

二次載荷においては、正載荷時の剛性および荷重については 1%サイクルまで実験結果を精度よく評価できた。ただし、正載荷時 1%サイクルでは実験での荷重には達せず、2%サイクルでは目地モルタルの圧縮軟化により解析値が実験値を大きく下回り、最大荷重を記録したサイクルが実験とは異なった。また、負載荷時における剛性や耐力については解析値が実験値を過大評価していた。

参考文献 (4.4 節)

- [4.4-1] 伊藤忠テクノソリューションズ (株) : FINAL/V11
- [4.4-2] ACI committee 318 : Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19), 2019
- [4.4-3] 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), 2008
- [4.4-4] 國本拓也ほか : グラウト材の力学的性能と破壊エネルギーの実験的評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.2, pp.673-678, 2008
- [4.4-5] 長沼一洋 : 三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 474 号, pp.163-170, 1995.8
- [4.4-6] H.NAKAMURA, T.HIGAI : COMPRESSIVE FRACTURE ENERGY AND FRACTURE ZONE LENGTH OF CONCRETE, SEMINAR ON POST-PEAK BEHAVIOR OF RC STRUCTURES SUBJECTED TO SEISMIC LOAD, JCI-C51E, VOL.2, PP.259-272, 1999.10
- [4.4-7] 長沼一洋, 山口恒雄 : 面内せん断応力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.649-650,1990.10
- [4.4-8] 長沼一洋 : 平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究 (その 1), 日本建築学会構造系論文報告集, 第 421 号, pp.39-48, 1991.3
- [4.4-9] Al-Mahaidi, R.S.H. : Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep. of Structural Engineering, Cornell Univ., Jan. 1979
- [4.4-10] 長沼一洋, 大久保雅章 : 繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 536 号, pp.135-142, 2000.10
- [4.4-11] Ciampi, V, et al. : Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, Nov. 1982
- [4.4-12] 若島久男ほか : 可塑剤を含むエポキシ樹脂の疲労き裂伝ば (ふん囲気と繰返し速度の影響), 材料, 第 25 巻, 第 271 号, pp.370-374, 1976
- [4.4-13] 久保内昌敏ほか : じん性を変えた柱型用エポキシ樹脂の耐熱衝撃性評価, 材料, 第 41 巻, 第 463 号, pp.516-522, 1992.4

4.5 耐力計算に関する考察

本節では、4.2.3 項の試験体設計で用いた曲げ終局耐力およびせん断終局耐力の評価式による計算値と実験結果との比較を行う。

4.5.1 無損傷補強試験体

無損傷補強試験体について、4.2.3 項に示した方法で曲げ終局耐力およびせん断終局耐力を算定した結果を表 4.5.1-1 に示す。表中には、各試験体の最大耐力および最大耐力時の補強部材の負担せん断力を実験値として併せて示す。また、括弧内の数値は各試験体の耐力計算値の最小値に対する実験値の比である。

挟込パネル補強のみとした C-US と C-USJ は、いずれも曲げ終局耐力の方が小さく、実験の最大耐力時に挟込パネルにひび割れが発生せず、パネル端部の離間が顕著となった曲げ主体の挙動と整合する。なお、表に示す通り、計算値が実験値を 9~14%小さく評価した。なお、C-US の接着接合部破壊時耐力は、386kN (パネル全断面積有効)、327kN (帯筋による断面欠損を考慮) であり、挟み込みパネルのせん断力負担に対して 2 倍以上の余裕度があった。袖壁補強も実施した C-USJ-UW も、挟込パネルで補強された柱と UFC 袖壁ともに曲げ終局耐力の方が小さく、実験の最大耐力時に補強部材にせん断ひび割れは発生せず、前述の 2 体同様に曲げ主体の挙動を示した点と概ね整合した。実験値/計算値は、試験体全体で 1.06、補強柱と袖壁についてはそれぞれ 1.02 および 1.28 となり、袖壁についてはやや低めの評価となったが、概ね良好な精度で評価できた。一方、C-USJ-RCW は、挟込パネルで補強された柱は曲げ終局耐力の方が小さかったが、実験の最大耐力時に挟込パネルにせん断ひび割れが生じたものの、パネル端部が大きく離間して補強柱としては曲げ降伏したと考えられる。RC 袖壁については、せん断終局耐力と曲げ終局耐力がほぼ同じ値となり、実験では壁頭端の一部が圧壊していた。試験体全体、補強柱、袖壁のいずれについても、C-USJ-UW と同程度の精度で最大耐力を評価できた。

表 4.5.1-1 無損傷補強試験体の耐力計算結果

C-US	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		断面解析			
柱+挟込パネル	589	504 (1.17)		543	
挟込パネル	157	-		144	
C-USJ	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	729	710	663 (1.10)	670	
挟込パネル	254	-	-	305	
C-USJ-UW	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	601	622	587 (1.02)	637	
挟込パネル	162	-	-	297	
UFC 袖壁	142	パネル破壊	目地破壊	パネル破壊	目地破壊
		118	114 (1.28)	280	233
合計	743	701 (1.06)			
C-USJ-RCW	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	687	681	650 (1.06)	667	
挟込パネル	263	-	-	297	
RC 袖壁	149	123		122 (1.22)	
合計	836	772 (1.08)			

4.5.2 損傷後補強試験体

損傷後補強試験体については、一次載荷における損傷の影響も考慮して耐力の算定を行う。

(1) 一次載荷の損傷を無視した場合

一次載荷の損傷を無視し、4.5.1 項と同様に、4.2.3 項に示した方法で曲げ終局耐力およびせん断終局耐力を算定した。結果を表 4.5.2-1 に示す。表中には、各試験体の最大耐力および最大耐力時の補強部材の負担せん断力を実験値として併せて示している。また、各試験体の耐力計算値の最小値に対する実験値の比を括弧内に示す。無損傷補強試験体に比べて、袖壁の実験値/計算値がやや低下したものの、それ以外の実験値/計算値はごくわずかに低下した程度であり、概ね良好な精度で予測できたと言える。

表 4.5.2-1 損傷後補強試験体の耐力計算結果（一次載荷損傷無視）

C-US-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		断面解析			
柱+挟込パネル	599	516 (1.16)		552	
挟込パネル	145	-		144	
C-USJ- M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	655	652	612 (1.07)	633	
挟込パネル	278	-	-	298	
C-USJ-UW- M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	660	660	628 (1.05)	654	
挟込パネル	287	-	-	296	
UFC 袖壁	128	パネル破壊	目地破壊	パネル破壊	目地破壊
		126	122 (1.05)	279	243
合計	788	751 (1.05)			
C-USJ-RCW- M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	652	686	653 (1.00)	670	
挟込パネル	261	-	-	297	
RC 袖壁	133	119 (1.12)		119 (1.12)	
合計	785	772 (1.02)			

(2) 一次載荷の損傷を考慮した場合

一次載荷における損傷の影響は、柱耐力低減係数 η を用いて、既存柱の耐力を低減することとする。なお、(式 4.5.2-1) に示すように、既存柱のせん断耐力に柱耐力低減係数 η を乗じる。

$$Q_{su} = \eta \times cQ_{su} + usQ_{su} + wQ_{su} \tag{式 4.5.2-1}$$

ここで

cQ_{su} : 既存 RC 柱せん断終局耐力

usQ_{su} : 柱挟込パネルせん断終局耐力

wQ_{su} : 袖壁部分せん断終局耐力

1) 既存 RC 柱の耐力比より η を算出した場合

無損傷試験体 C-N において、最大耐力に対する変形角 0.5% サイクルにおける最大耐力の比は 0.97 (=428.0/443.0) であった。この値を η として用いた場合の耐力計算結果を表 4.5.2-2 に示す。 η が 0.97 と 1 に近いことから、せん断終局耐力の低下が小さく、いずれの試験体でも柱+挟込パネルが曲げ終局耐力で決定したため、実験値/計算値の比は(1)一次載荷の損傷を無視した場合と変化は無かった。

表 4.5.2-2 損傷後補強試験体の耐力計算結果 (一次載荷損傷考慮 : $\eta=0.97$)

C-US- M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		断面解析			
柱+挟込パネル	599	516 (1.16)		538	
挟込パネル	145	-		144	
C-USJ-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	655	652	612 (1.07)	622	
挟込パネル	278	-	-	298	
C-USJ-UW-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	660	660	628 (1.05)	642	
挟込パネル	287	-	-	296	
UFC 袖壁	128	パネル破壊	目地破壊	パネル破壊	目地破壊
		126	122 (1.05)	279	243
合計	788	751 (1.05)			
C-USJ-RCW-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	652	686	653 (1.00)	657	
挟込パネル	261	-	-	297	
RC 袖壁	133	119 (1.12)		119 (1.12)	
合計	785	772 (1.02)			

2) 既存 RC 柱の履歴曲線から η を算出した場合

C-N の履歴曲線において、終局変形までの全エネルギー吸収量に対する変形角 0.5% サイクル終了時の残存エネルギー吸収量の比は 0.88 であった。この値を η として用いた場合の耐力計算結果を表 4.5.2-3 に示す。1) よりも η が小さくなったことで、いずれの試験体でも柱+挟込パネルがせん断終局耐力で決定し、実験値/計算値が低下し、無損傷補強試験体の実験値/計算値とほぼ同等となった。

表 4.5.2-3 損傷後補強試験体の耐力計算結果（一次載荷損傷考慮： $\eta=0.88$ ）

C-US-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		断面解析			
柱+挟込パネル	599	516		503 (1.19)	
挟込パネル	145	-		144	
C-USJ-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	655	652	612	593 (1.10)	
挟込パネル	278	-	-	298	
C-USJ-UW-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	660	660	628	611 (1.08)	
挟込パネル	287	-	-	296	
UFC 袖壁	128	パネル破壊	目地破壊	パネル破壊	目地破壊
		126	122 (1.05)	279	243
合計	788	733 (1.07)			
C-USJ-RCW-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	652	686	653	625 (1.04)	
挟込パネル	261	-	-	297	
RC 袖壁	133	119 (1.12)		119 (1.12)	
合計	785	744 (1.06)			

3) 部材損傷度に基づき η を算出した場合

η の決定に被災度区分判定基準における損傷度判定の考え方をを用いる。各試験体の一次載荷では変形角 0.25% サイクルまたは 0.5% サイクルで最大耐力を発揮していたことから、変形角 0.5% サイクル終了時の状態を損傷度 III とした。ここで対象とした柱は、建設年代および部材の形状から「曲げせん断柱」に分類されることから、被災度区分判定基準によれば $\eta=0.4$ となる。 $\eta=0.4$ を用いた場合の耐力計算結果を表 4.5.2-4 に示す。いずれの試験体においても、柱+挟込パネルのせん断終局耐力が大幅に低減され、実験値/計算値が 1.39~1.95 となり大幅に過小評価する結果となった。

表 4.5.2-4 損傷後補強試験体の耐力計算結果（一次載荷損傷考慮： $\eta=0.4$ ）

C-US-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		断面解析			
柱+挟込パネル	599	516		307 (1.95)	
挟込パネル	145	-		144	
C-USJ-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	655	652	612	432 (1.52)	
挟込パネル	278	-	-	298	
C-USJ-UW-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	660	660	628	439 (1.50)	
挟込パネル	287	-	-	296	
UFC 袖壁	128	パネル破壊	目地破壊	パネル破壊	目地破壊
		126	122 (1.05)	279	243
合計	788	561 (1.40)			
C-USJ-RCW-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	652	686	653	446 (1.46)	
挟込パネル	261	-	-	297	
RC 袖壁	133	119 (1.12)		119 (1.12)	
合計	785	565 (1.39)			

4.5.3 まとめ

本節では、4.2.3 項の試験体設計で用いた評価式による計算値と実験結果との比較を行った。無損傷補強試験体に対して、実験値/計算値が 1.06~1.17 となり良好な精度で評価できた。損傷後補強試験体に対して、一次載荷における損傷の影響を無視して無損傷補強試験体と同様に評価すると、実験値/計算値は 1.02~1.16 とわずかに低下したものの良好な程度で評価できた。また、一次載荷における損傷の影響について、既存柱のせん断終局耐力に柱耐力低減係数 η を乗じることで考慮した場合、 η を最大耐力に対する変形角 0.5% サイクルにおける最大耐力の比とすると計算値は変化せず、終局変形までの全エネルギー吸収量に対する変形角 0.5% サイクル終了時の残存エネルギー吸収量の比とすると、無損傷

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

補強試験体と同等の実験値／計算値となった。一方，被災度区分判定基準の損傷度判定の考え方によって η を決定した場合，実験値を大幅に過小評価する結果となった。

4.6 まとめ

本章では、RC 造ピロティ柱を対象に UFC パネル挟込接着および UFC または RC 片側袖壁補強を用いた補強工法について、縮小試験体を用いた載荷実験による構造性能および補強効果の検証、有限要素解析を用いた挙動予測、補強前の損傷を考慮した最大耐力評価を行った。

4.2 節、4.3 節では、縮小試験体を用いた載荷実験の概要および結果について述べた。2 章、3 章で示した実験では、UFC 挟込パネル端部の応力集中によって比較的早期に損傷が進行した点を踏まえて、パネル端部を増厚するとともに、UFC または RC の片側袖壁補強を併用する方法についても検討を行った。その結果、初期剛性、最大耐力、変形性能ともに良好な結果が得られ、補強の効果を確認できた。その他、変形性状、パネルの応力状態および負担応力などについて考察を行った。

4.4 節では、三次元有限要素解析を用いて、損傷後補強試験体の UFC 挟込パネル補強前後の挙動予測を行った。補強前の一次載荷については、最大耐力、最大耐力時変形角を精度よく評価できたものの、補強後の二次載荷においては変形角 1%までは実験結果を良好に追跡できたものの、それ以降の予測精度については課題を残した。

4.5 節では、実験の試験体設計で用いた評価式による計算値と実験結果を比較し、無損傷補強試験体、損傷後補強試験体のそれぞれに対して計算結果の精度評価を行った。損傷後補強試験体については、既存柱のせん断終局耐力に柱耐力低減係数 η を乗じることで考慮し、 η は最大経験サイクルの耐力残存比、エネルギー吸収量の残存比、被災度区分判定基準の損傷度判定に準拠、の 3 つの方法で決定した。その結果、無損傷補強試験体、損傷後補強試験体で η を最大経験サイクルの耐力残存比、エネルギー吸収量の残存比で決定した場合については良好な精度で評価できたのに対して、損傷後補強試験体で被災度区分判定基準の損傷度判定に準拠して求めた η を用いた場合には実験値を大幅に過小評価した。

謝辞

本報告は「吉田遥夏：RC 造ピロティ柱に対する UFC パネル補強－袖壁増設および挟込接着補強に関する実験的検討－，京都大学卒業論文，2021.3」および「石原滯：RC 造ピロティ柱に対する UFC パネル補強－損傷試験体に対する袖壁増設および挟込接着補強－，京都大学大学院修士論文，2022.3」を再編集したものである。また、本報告の作成にあたっては、京都大学・Sua Lim 氏の協力があった。ここに関係各位に謝意を示します。