

## 第5章

柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

## 5.1 背景

本章では、2～4章で実施した柱部材単体の実験結果を参考に、1.1.3項の(2)で紹介した対象建築物の一部を模擬した架構試験体を作成して静的載荷実験を実施する。

2章及び3章では、対象建築物の柱部材単体を対象に、一次載荷により損傷を与えた後、UFC パネル補強を施し、再び載荷実験を行うことで、UFC パネル補強による補強、復旧効果を調べた。その結果、部材損傷度がV程度のように大きく損傷した場合は、UFC パネル補強による効果が見られず、一方で一次載荷において最大耐力を発揮する程度の変形を経験した試験体では、補強効果が確認できたと報告している。

また、4章では、2章の補強工法から構造詳細を改善した UFC パネル貼付工法として、UFC パネル挟込接着および UFC 片側袖壁を用いた補強工法を施した構造実験を実施し、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ことを報告している。

そこで本章では、対象建築物の下層2.5層を模擬した架構試験体を2体作成し、1体は2章及び3章のように一次載荷において最大耐力を発揮する程度の変形を経験させ、その後補強を施して実験を実施する。また、もう1体は比較のために1次載荷をせずに補強を施して実験を実施する。なお、この際の補強工法は、4章で有効性の確認できた UFC パネル挟込接着および UFC 片側袖壁補強を用いた補強工法を採用する。1層の補強効果を確認するためには、2層以上で破壊しないように補強を施す必要がある。そこで本実験では、ビニロン繊維入りモルタルを吹き付ける工法を用いて2層以上の壁に増打ち補強を行い、2階梁には UFC パネルにて貼付け補強を行った。

## 5.2 実験概要

### 5.2.1 試験体諸元

本実験では、無補強試験体の F1 および補強試験体の F1-R, F2-R の合計 3 体を用いて実験を実施した。無補強試験体 F1 は 1F 層間変形角  $\mu R_x=1.0\%$  までの載荷を実施した。載荷後、F1 試験体に補強を施した試験体が F1-R である。また、F2-R は事前に載荷せずに補強を施した試験体である。F1-R および F2-R の既存部は同じ日に打設を行った。また、それぞれの補強部についても同じ日に施工を実施した。試験体の相関関係を図 5.2.1-1 に示す。また、全試験体の既存部の配筋一覧表を表 5.2.1-1 に、配筋図を図 5.2.1-2～図 5.2.1-4 に示す。なお、補強部の詳細は 5.2.4 項に示す。

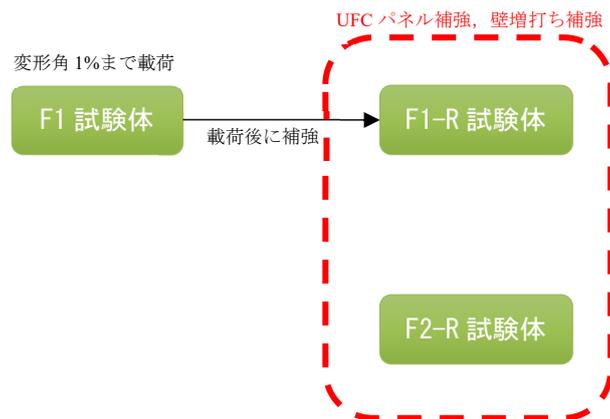


図 5.2.1-1 試験体相関図

表 5.2.1-1 配筋一覧 (単位 : mm)

試験体配筋一覧				
部材	断面サイズ	主筋	せん断補強筋	個数
1Fピロティ柱	320x320	12-D10 + 4-D5	□ D4@27	2
2F・3F柱	320x250	10-D10 + 4-D5	□ D4@27	2
2F・3F梁	100x200	4-D10 + 2-D4	□ D4@120	2
2F・3F壁	t50	D4@100シングル		2
2F床スラブ	t100	D4@100ダブル		1
2F直交梁	250x200	4-D19	□ D6@50	4
上スタブ	700x400	10-D25	□ D13@130	1
下スタブ	700x500	10-D25	□ D13@130	1
2F加カスタブ	300x200	6-D16	□ D6@50	2
柱定着プレート	320x320xt9			4
加カスタブプレート	300x200xt9			4

材料強度一覧	
コンクリート	実強度35N/mm <sup>2</sup>
鉄筋(D6以下)	SD295A
鉄筋(D10以上)	SD345
定着プレート	SS400相当

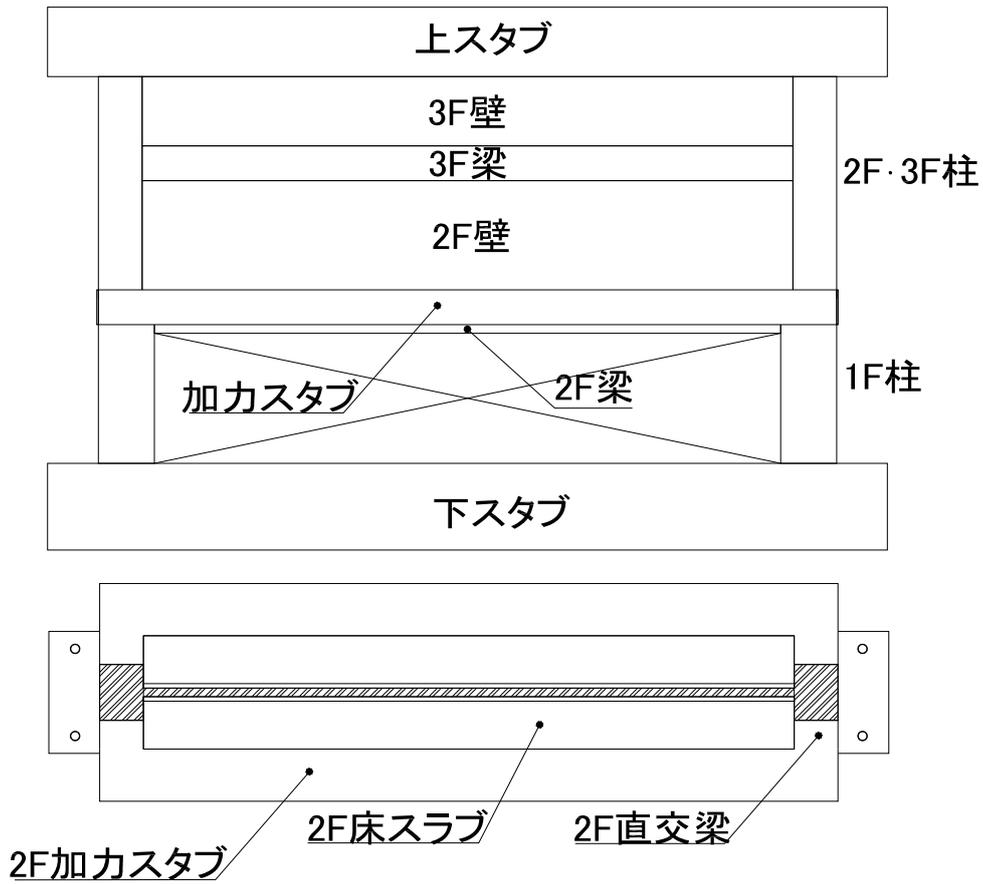


図 5.2.1-2 部材名称

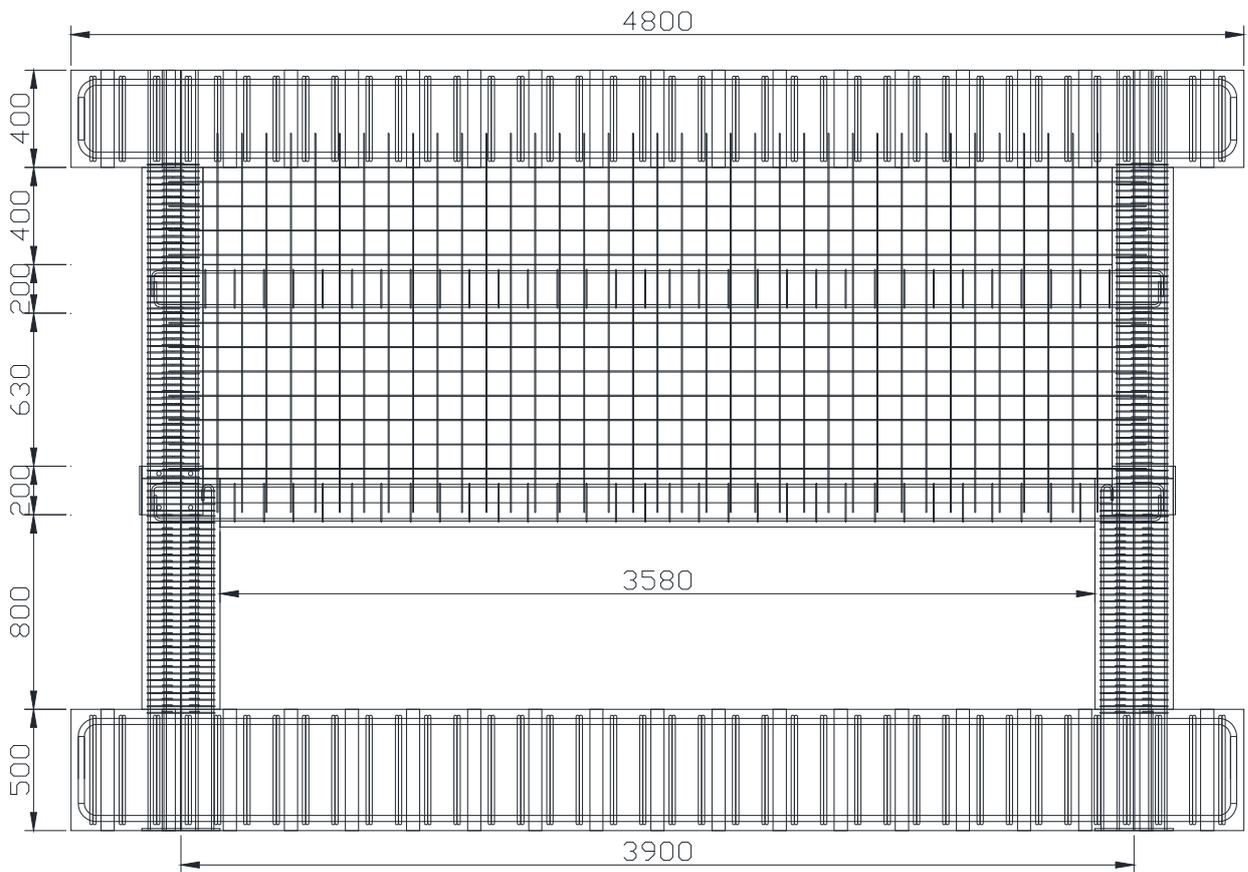


図 5.2.1-3 試験体配筋図 (単位 : mm)

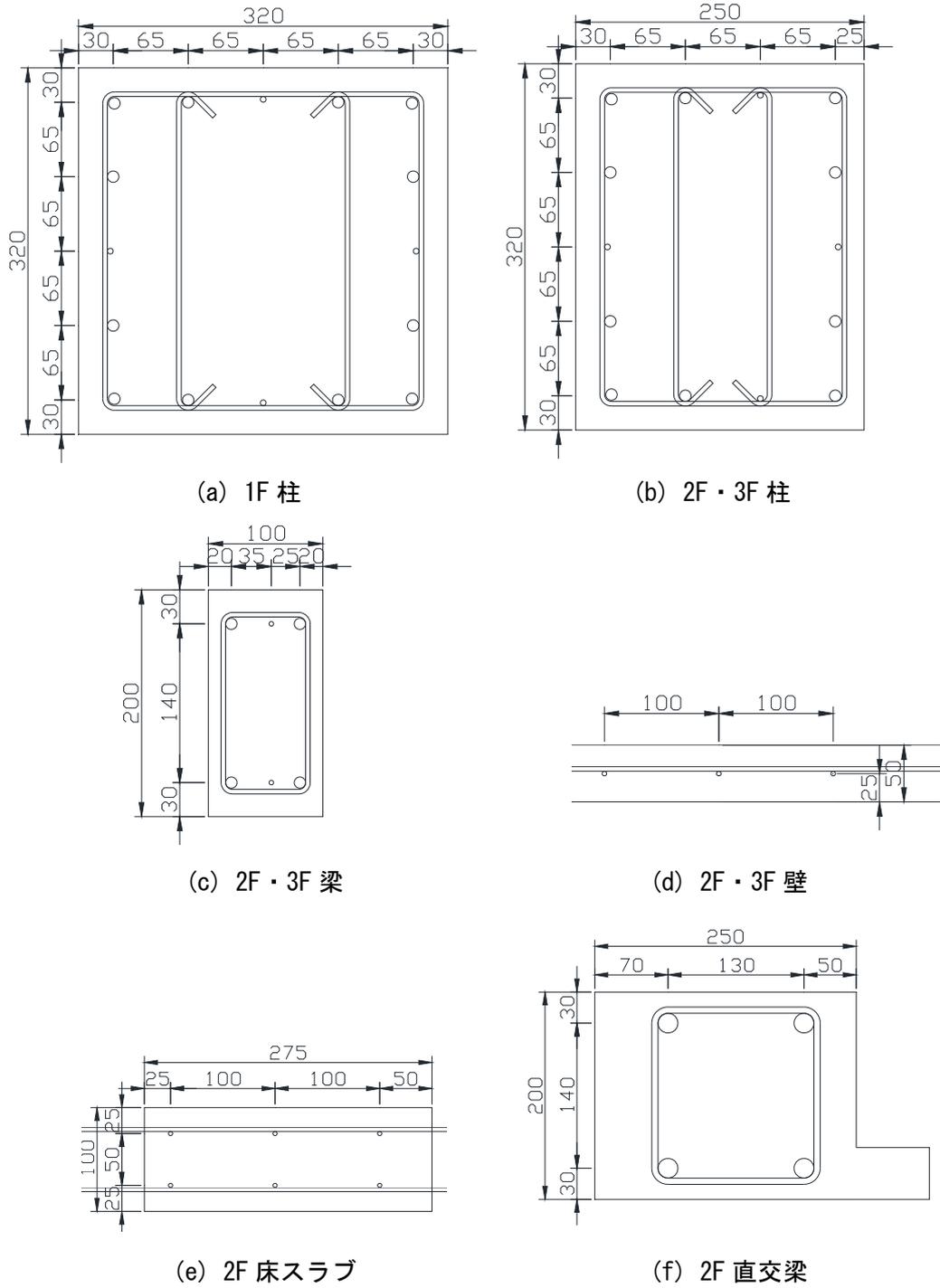


図 5.2.1-4 部材断面図 (単位 : mm)

第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

5.2.2 材料特性

各試験体の材料試験結果を表 5.2.2-1 に示す。

表 5.2.2-1 材料試験結果  
(a) コンクリート・モルタル・UFC

材料	位置	試験体	ヤング	圧縮	圧縮強	割裂引	曲げひび	曲げ
			係数 (GPa)	強度 (MPa)	度時歪 (%)	張強度 (MPa)	割れ強度 (MPa)	強度 (MPa)
コンクリート	2F3F柱, 2F3F壁, 3F梁, 上スタブ	F1	34.4	42.3	0.222	3.0	-	-
		F2-R	33.4	49.9	0.232	3.3	-	-
		F1-R	32.4	45.1	0.226	3.4	-	-
	1F柱, 2F梁, 2F床 スラブ, 直交梁, 加力スタブ	F1	29.9	38.4	0.225	3.1	-	-
		F2-R	31.0	49.0	0.231	3.3	-	-
		F1-R	45.6	45.8	0.156	3.5	-	-
	下スタブ	F1	33.6	49.4	0.243	3.2	-	-
		F2-R	34.5	60.2	0.260	3.3	-	-
		F1-R	37.0	59.2	0.242	3.4	-	-
無収縮 モルタル	UFCパネル 目地部	3週強度用	34.5	122.5	0.439	8.0	-	-
		F2-R	34.2	123.8	0.419	2.7	-	-
		F1-R	33.3	120.2	0.433	4.7	-	-
繊維 モルタル	2F壁	F2-R	32.0	54.9	0.244	2.6	-	-
		F1-R	34.9	53.8	0.214	4.1	-	-
	1次吹きつけ	F2-R	30.1	59.4	0.299	2.6	-	-
		F1-R	31.5	59.1	0.271	4.5	-	-
2F壁	F2-R	30.1	59.4	0.299	2.6	-	-	
2次吹きつけ	F1-R	31.5	59.1	0.271	4.5	-	-	
UFCパネル	補強パネル	F1-R,F2-R	52.4	191.0	-	-	20	49.6

(b) 鉄筋

	供試体名	鉄筋径	ヤング係数 ( $\times 10^3$ N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏歪 (%)	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	破断歪 (%)
既存部	D4	D4	186	362	0.429	503	20.2
	D5	D5	194	378	0.411	525	25.8
	D6	D6	196	364	0.399	526	18.2
	D10	D10	198	374	0.259	572	26.5
	D13	D13	197	385	0.204	547	25.1
	D16	D16	192	397	0.222	567	25.5
	D19	D19	192	380	0.230	576	22.7
	D25	D25	194	386	0.250	586	22.4
補強部	D6壁筋	D6	202	416	0.472	527	-
	φ5メッシュ筋	φ5	-	-	-	187	-
	D10あと施工アンカー	D10	200	362	0.186	503	-

(c) 接着剤

項目	試験方法	試験条件	単位	保証値	試験値
比重 (硬化物)	JIS K 7112 準拠	23℃	-	1.65~1.85	1.68
可使時間	温度上昇法	23℃	分	30以上	57
粘度 (混合物)	JIS K 6833 準拠	23℃	mPa・s	パテ状	パテ状
引張せん断強度	JIS K 6850 準拠	23℃	N/mm <sup>2</sup>	10以上	16.4
コンクリート接着強度	JIS A 6909 準拠 JIS板(JISA5371)	23℃	N/mm <sup>2</sup>	1.5以上	3.9
圧縮強度	JIS K 7181 準拠	23℃	N/mm <sup>2</sup>	50以上	75.2
圧縮弾性率	JIS K 7181 準拠	23℃	N/mm <sup>2</sup>	1.00 $\times 10^3$ 以上	4.38 $\times 10^3$

5.2.3 無補強試験体の設計

(1) 試験体の配筋設計

試験体の外形および配筋は、対象とした建築物を 1/3 スケールに変換して決定した。ただし、試験体の鉄筋比を、実大建築物の鉄筋比と全く同じにすることが出来ている訳ではない。配筋の考え方を表 5.2.3-1 に示す。表 5.2.3-1 中の配筋①は鉄筋比の値が実大建築物と異なっている。そこで、出来るだけ鉄筋比が同じになるように鉄筋を 2 種類使用した配筋案として②を表 5.2.3-1 に示す。さらに検討を進め、柱フープの間隔と鉄筋径のスケールが 1/3 になるように、配筋案③を採用した。また、2F 直交梁、2F 床スラブは今回破壊させないように、元設計の配筋を採用せず別途計算した。

表 5.2.3-1 配筋の考え方

主筋：SD345 せん断補強筋：SD295A	実大配筋	1/2配筋	1/3配筋 ①	1/3配筋 ②	1/3配筋 ③
1F柱主筋	16-D25	16-D13	16-D10	12-D10+4-D5	同左
鉄筋比 $pg=ag/(BD)$	0.90%	0.90%	1.11%	0.92%	同左
1F柱せん断補強筋	D13@80	D6@40	D5@40	同左	D4@27
鉄筋比 $ps=as/(Bx)$	0.33%	0.33%	0.34%	同左	0.33%
2F柱主筋	14-D25		14-D10	10-D10+4-D5	同左
鉄筋比 $pg=ag/(BD)$	1.00%		1.25%	1.00%	同左
2F柱せん断補強筋	D13@80		D5@40	同左	D4@27
鉄筋比 $ps=as/(Bx)$	0.33%		0.34%	同左	0.33%
梁主筋	3-D25		3-D10	2-D10+D4	同左
引張鉄筋比 $pt=at/(Bd)$	0.94%		1.26%	0.92%	同左
梁せん断補強筋	D10@200		D4@120	同左	同左
鉄筋比 $ps=as/(Bx)$	0.24%		0.23%	同左	同左
壁	D10@175 シングル		D4@100 シングル	同左	同左
鉄筋比 $pw=aw/(tx)$	0.27%		0.28%	同左	同左
2F直交梁主筋	8-D29 ほか		4-D19	同左	同左
2F直交梁せん断補強筋	D13@75 ほか		D6@50	同左	同左
2F床スラブスラブ筋	D10@200 ほか		D4@100 ダブル	同左	同左
2F加カスタブ主筋			6-D16	同左	同左
2F加カスタブせん断補強筋			D6@50	同左	同左

1) 梁主筋の定着長さの検討

梁主筋の定着について、元図面では図 5.2.3-1～図 5.2.3-3 鉄筋の必要定着長さのように配筋標準図によって決まっている。

(1) 鉄筋末端部の折曲げの形状（補強筋の余長はすべて4d以上）

折曲げ角度	180°	135°	90°
図			
鉄筋の余長	4d以上	6d以上	8d以上 (※4d以上)
曲げ内のり直径Rは……………SD30、SD35は4d以上 ※片持スラブ上部筋の先端			

図 5.2.3-1 標準フックの仕様

(3) 鉄筋の定着及び重ね継手の長さ

鉄筋の種類	コンクリートの設計基準強度の範囲 (kg/cm <sup>2</sup> )	定着の長さ			特別の定着及び重ね継手の長さ (L <sub>1</sub> )
		一般 (L <sub>2</sub> )	下端筋 (L <sub>3</sub> )		
			小梁	スラブ	
SD 30AB	210以上270未満	35 d (25 d)	25 d	10 d かつ	40 d (30 d)
SD 35	135以上210未満	40 d (30 d)	(15 d)	15cm以上	45 d (35 d)

[注] ( ) 内はフック付の場合を示す。

継手

1. 末端のフックは、定着および継手の長さには含まれない。
2. 継手位置は、応力の小さい位置に設けることを原則とする。
3. 直径の異なる材の継手は、細い方の材の継手長さとする。
4. 直径が28mm以上の場合は、重ね継手としてはならない。
5. 鉄筋径の差が5mmを超える場合は、圧接としてはならない。

図 5.2.3-2 鉄筋の必要定着長さ

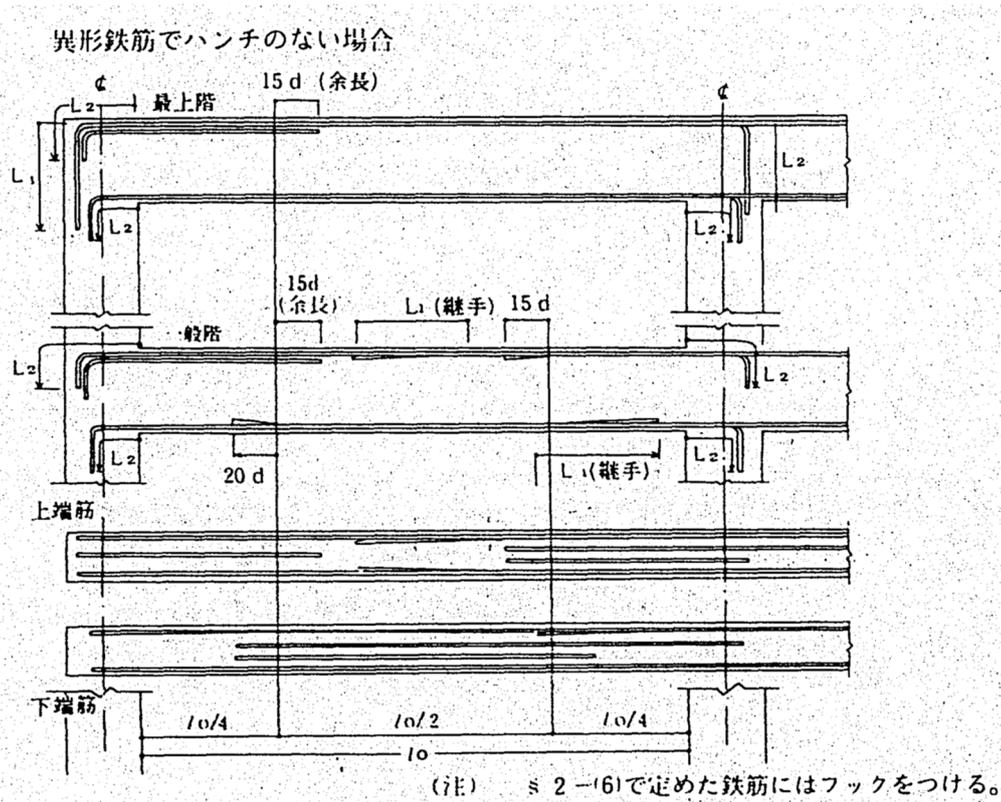


図 5.2.3-3 鉄筋の必要定着長さ

本研究では当時の設計をそのまま試験体に反映させるのではなく、今後のピロティ架構の設計法の確立を目的とするため、図 5.2.3-1～図 5.2.3-3 の配筋を採用しないこととする。現行の RC 規準 2018<sup>[5-1]</sup> の規定を満足し、かつ RC 規準 1991<sup>[5-2]</sup> の短期許容応力度を用いた定着長さも満足するように、図 5.2.3-4 に示すような配筋に決定した。

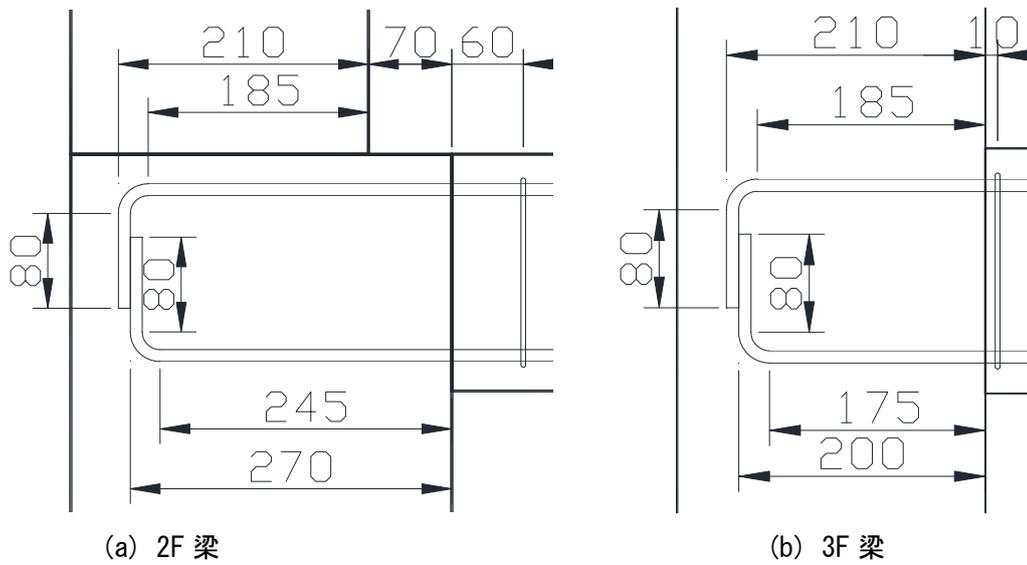


図 5.2.3-4 梁主筋の定着状況

RC 規準 2018<sup>[5-1]</sup>では定着として、下記の条件①～③を必要としている。表 5.2.3-2 に計算結果を示す。

- ① 水平投影長さ  $l_{dh}$  が、(式 5.2.3-1) による必要定着長さ  $l_{ab}$  以上となること。

$$l_{ab} = \alpha \frac{S \cdot \sigma_t \cdot d_b}{10 \cdot f_b} \quad (\text{式 5.2.3-1})$$

- ② 水平投影長さ  $l_{dh}$  が、柱せい  $D_c$  の  $3/4$  の長さ以上となること。  
 ③ 原則として、接合部パネルゾーンへ折り曲げること。

RC 規準 1991<sup>[5-2]</sup>では、定着起点からフック起点までの距離  $l$  が、(式 5.2.3-2) を満たす必要がある。表 5.2.3-3 に計算結果を示す。

$$l \geq \frac{\sigma_t \cdot a}{f_a \cdot \psi} \quad (\text{式 5.2.3-2})$$

第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

2) 壁筋およびスラブ筋の定着長さの検討

壁筋(D4)および床スラブ筋(D4)は、柱または梁に直線定着する。このときの必要定着長さは、梁主筋の定着長さと同様の検討を行い、直線定着で 140mm とすることとした。計算結果を表 5.2.3-2 および表 5.2.3-3 に示す。

表 5.2.3-2 RC 規準 2018 の検討結果

2018RC規準			3F梁上端	3F梁下端	2F梁上端	2F梁下端	壁筋	スラブ筋
柱せい	Dc	mm	240	240	240	320	-	-
柱せい×3/4	0.75Dc	mm	180	180	180	240	-	-
コンクリート設計基準強度	Fc	N/mm <sup>2</sup>	27	27	27	27	27	27
コア内定着	$\alpha$		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
必要定着長さの修正係数	S		0.7	0.7	0.7	0.7	1.25	1.0
仕口面の鉄筋応力度 (=降伏強度×1.25)	$\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	431	431	431	431	369	369
鉄筋の呼び名 (直径)	db	mm	10	10	10	10	4	4
付着割裂の基準となる強度	fb	N/mm <sup>2</sup>	1.575	1.575	1.575	1.575	1.575	1.575
必要定着長さ	lab	mm	192	192	192	192	117	94
水平投影長さ	ldh	mm	210	200	210	270	140	140
判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK

表 5.2.3-3 RC 規準 1991 の検討結果

1991RC規準			3F梁上端	3F梁下端	2F梁上端	2F梁下端	壁筋	スラブ筋
短期許容付着応力度	fa	N/mm <sup>2</sup>	2.38	2.38	2.38	2.38	2.38	2.38
仕口部への定着による割増係数			1.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0
鉄筋の断面積	a	mm <sup>2</sup>	71.33	71.33	71.33	71.33	14.05	14.1
フックの有無による低減係数			0.67	0.67	0.67	0.67	1.0	1.0
定着部の鉄筋応力度 (=降伏強度)	$\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	345	345	345	345	295	295
鉄筋の周長	$\psi$	mm	30	30	30	30	13	13
必要長さ		mm	153	153	153	153	134	134
定着起点からフック起点までの距離	l	mm	185	175	185	245	140	140
判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK

3) 2F 柱梁接合部の配筋

2F 柱梁接合部の配筋図を図 5.2.3-5 に示す。

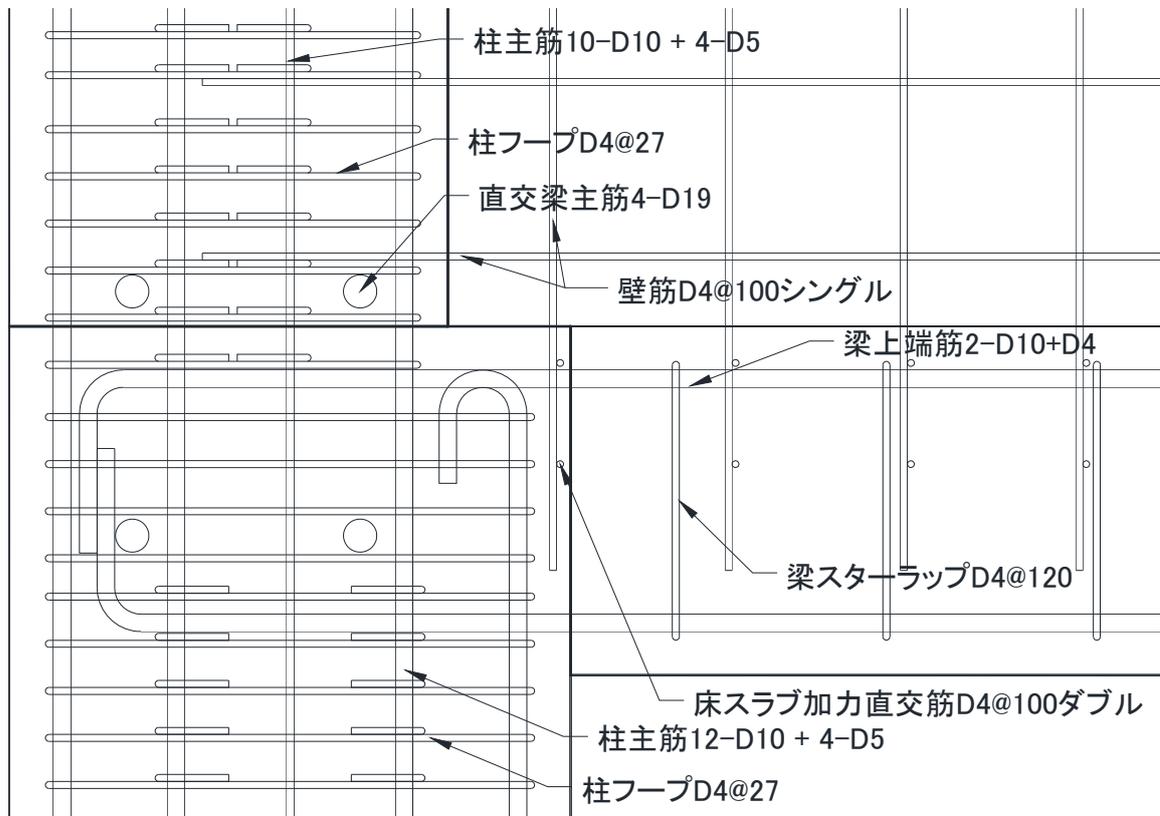


図 5.2.3-5 2F 柱梁接合部配筋図

4) 2F 直交梁, 2F 床スラブの検討

あと施工アンカーのせん断耐力の計算に倣って, (式 5.2.3-3)を用いてスラブ筋と直交梁主筋のせん断耐力を計算すると, 両鉄筋ともに, 鋼材の耐力で決まるせん断力  $Q_{a1}$  のほうが小さくなり, スラブ筋で 806kN, 直交梁主筋合計で 1777kN であった。

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2}) \quad (\text{式 5.2.3-3})$$

$$Q_{a1} = 0.7 \cdot m \sigma_y \cdot s \cdot a_e$$

$$Q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot s \cdot a_e$$

上記合計した場合, 2583kN (=806+1777) であり, 水平ジャッキの容量 2000kN よりも大きな値となり安全側に設計できているといえる。

(2) 各種構造関係基準との適合状況について

2020 年版構造関係技術基準解説書<sup>[5-3]</sup>では、付録 1-6.1 で「ピロティ階の層崩壊形を許容しない設計方針」が、付録 1-6.2 で「ピロティ階の層崩壊形及び全体崩壊形を許容する設計法」がそれぞれ示されている。本検討では、「ピロティ階の層崩壊形及び全体崩壊形を許容する設計法」で設計された場合を想定し、その適合状況を整理する。設計用応力に対する検討は実施せず、本設計法で求められている構造規定などへの適合状況を整理する。

1) ピロティ柱の構造特性係数に関する規定

2020 年版構造関係技術基準解説書<sup>[5-3]</sup>では、付録 1-6.2 の「(3.2) 構造特性係数  $D_s$  の設定」において、ピロティ階の構造特性係数を 0.4 以上とし、さらにピロティ柱が表 5.2.4-1 の部材の性能を満足する必要があるとしている。実験試験体の値も表 5.2.3-4 に示す。なお、表内の【】の数字は 5.2.2 節の材料試験値を用いた簡易計算（1F ピロティ柱のモーメント分布が逆対称曲げモーメント分布だと仮定して計算）による計算結果である。表 5.2.3-4 に示すように、一部不適合の箇所があるため、実験試験体は付録 1-6.2 の「ピロティ階の層崩壊形及び全体崩壊形を許容する設計法」ではなく、付録 1-6.1 の「ピロティ階の層崩壊形を許容しない設計方針」で設計を行う必要がある。

表 5.2.3-4 部材の性能

	規定	実験試験体	適合状況
破壊形式	曲げ破壊	せん断破壊	不適合
$h_0/D$	2.5以上*	2.34	不適合
$\sigma_0/F_c$	0.35以下**	【0.268】	適合
$p_t$	0.8%以下	0.44% (2段筋まで考慮)	適合
$\tau_u/F_c$	0.10以下	【0.085】	適合
ここで、 $h_0$ 柱の内のり高さ (mm) $D$ 柱せい (mm) $\sigma_0$ 崩壊メカニズム時の軸方向応力度 (N/(b×D)) (N/mm <sup>2</sup> ) $b$ 柱の幅 (mm) $F_c$ コンクリートの設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> ) $p_t$ 引張鉄筋比 $\tau_u$ 崩壊メカニズム時の平均せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			

\* 1階の柱において、全体曲げ崩壊形を形成することが明らかな場合は、 $h_0/D$  の代わりに  $2M/(Q \cdot D)$  を用いてよい。(M, Qはそれぞれ崩壊メカニズム時の柱の最大曲げモーメント及びせん断力)

\*\* (6)構造規定を満足することにより0.55に緩和することができる。

2) ピロティ柱のせん断設計

2020 年版構造関係技術基準解説書<sup>[5-3]</sup>では、付録 1-6.2 の「(4) せん断設計」において、ピロティ柱のせん断余裕度を 1.4 以上確保する必要があるとしているが、本実験の試験体ではピロティ柱のせん断破壊を想定しており、適合していない。

3) ピロティ柱の構造規定

2020 年版構造関係技術基準解説書<sup>[5-3]</sup>では、付録 1-6.2 の「(6) せん断設計構造規定」において、ピロティ柱の全ての主筋を中子筋で拘束する必要があるとしている。「ただし、断面内で隣り合う横補強筋の間隔がいずれも 200mm 以内となるように中子筋によって拘束する場合はこの限りではない。」と



表 5.2.3-5 枠梁の面積や最小径の規定 計算結果

項目	
設計用せん断力QD	670 kN
必要な壁板の最小壁厚さt'	23.4 mm
壁板の短辺の長さs	3720 mm
必要な枠梁の面積	43555 mm <sup>2</sup>
試験体の枠梁の面積	20000 mm <sup>2</sup>
判定	不適合
必要な枠梁の最小径	170 mm
試験体の枠梁の最小径	100 mm
判定	不適合

2) RC 規準 2018 の壁縦筋や枠梁の設計法 (pp.340-341) に対して

日本建築学会の RC 規準 2018<sup>[5-1]</sup>の解説 pp.340-341 に示されている壁縦筋や枠梁の設計法が表 5.2.3-6 のように示されている。本試験体において、検討結果を以下に示す。

表 5.2.3-6 RC 規準の解説の設計方法

	短期	終局
RC 規準 2018 p.340 ~	<p>「耐震壁の基礎梁や下階が柱となる耐震壁の最下階の枠梁では、杭あるいは下階への曲げモーメントとせん断力の伝達を可能にするため、十分な剛性、強度、梁せいを確保する必要がある。」</p> <p>「終局強度による検討を行わない場合は、次の2項を目安に算定する。</p> <p>(a) 下枠梁には、上部耐震壁のせん断力の一定割合(例えば 1/2 程度)の引張軸力が生じると考える。</p> <p>(b) 下枠梁の端部の曲げモーメントは、下階引張側柱の柱頭曲げモーメント <math>M_1</math> と等しいと考える。」</p>	<p>「耐震壁の基礎梁や下階が柱となる耐震壁の最下階の枠梁では、杭あるいは下階への曲げモーメントとせん断力の伝達を可能にするため、十分な剛性、強度、梁せいを確保する必要がある。」</p> <p><u>終局強度による検討</u></p>
	<p>解説図 19.35 下階が柱となる耐震壁の下枠梁の応力伝達機構</p>	

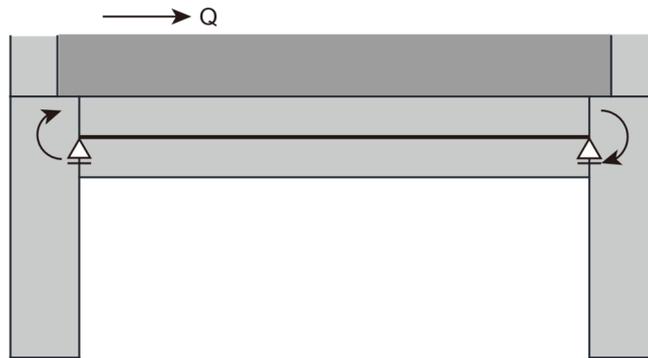


図 5.2.3-6 枠梁の応力計算用のモデル化のイメージ（梁端位置を支持点とした単純梁）

枠梁に作用する軸力

せん断応力度が均等であると考え、図 5.2.3-7 のように概算できる。

枠梁に作用するせん断力とモーメント

等分布荷重（ $\tau - p_w \sigma_{wy}$ ）による  $Q, M$  と、両側端部の曲げモーメント（＝両側柱の柱頭部曲げモーメント）とその勾配  $Q$  が作用する。

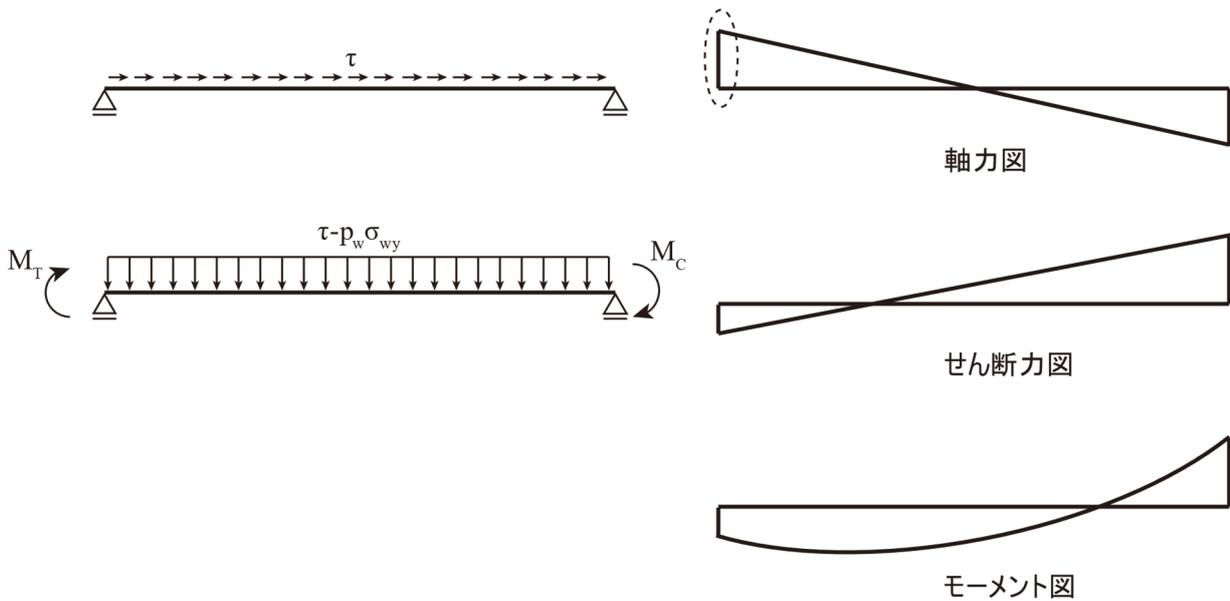


図 5.2.3-7 応力図

表 5.2.3-7 枠梁の設計用応力（端部）

	T 端	C 端
軸力 (引張が正)	$\frac{(\tau \cdot t_w \cdot L_b)}{2} < \frac{Q}{2}$	$-\frac{(\tau \cdot t_w \cdot L_b)}{2} > -\frac{Q}{2}$
せん断力	$-\frac{(\tau - p_w \sigma_{wy}) \cdot t \cdot L_b}{2} + \frac{M_c + M_T}{L_b}$	$\frac{(\tau - p_w \sigma_{wy}) \cdot t \cdot L_b}{2} + \frac{M_c + M_T}{L_b}$
曲げモーメント (上端引張が正)	$-M_T$	$M_c$

RC 規準 2018 の方法 短期のチェック

※ 計算に必要となる下記数値は、実験結果検証のため仮定する。

2 階壁の短期せん断力  $Q$  ・ ・ 2 階壁の短期許容せん断力  $Q_a$

1 階柱の軸力 ・ ・ 2 階壁のせん断力による転倒モーメントの影響を考慮

1 階柱柱頭の曲げモーメント ・ ・ 1 階柱の許容曲げモーメント

短期許容せん断力

$$Q_a = \max(Q_1, Q_2) = \max(250.0, 405.3) = 405.3k$$

$$\tau = \frac{Q_a}{A} = 2.27 \text{ N/mm}^2$$

1 階柱の変動軸力

$$N_c = N + \Delta N = 587.5kN + 365.2kN = 961.7 \text{ kN}$$

$$N_T = N - \Delta N = 587.5kN - 365.2kN = 213.3 \text{ kN}$$

1 階柱の短期許容曲げモーメント

$$M_c = 71.6 \text{ kNm} \quad M_T = 49.7 \text{ kNm}$$

枠梁に作用する分布荷重

$$\omega = \tau - p_w f_s = 2.21 - 0.82 = 1.44 \text{ N/mm}^2$$

表 5.2.3-8 計算結果一覧

	T 端	C 端		T 端	C 端
軸力 (引張が正)	202.7kN	-202.7 kN	許容軸力	<b>92.0 kN</b>	
せん断力	-94.6 kN	162.4 kN	許容せん断力	<b>18.4 kN</b>	<b>18.4kN</b>
曲げモーメント (上端引張が正)	-49.7 kNm	71.6 kNm	許容曲げ モーメント	<b>NG</b>	<b>10.3 kNm</b>

よって、いずれの場合も NG となることが確認される。

## 5.2.4 補強方法

### (1) 補強試験体の設計方針

補強試験体で使用した補強工法は、4章で有効性の確認できた UFC パネル挟込接着および UFC 片側袖壁補強を用いた補強工法を採用した。また、1層の補強効果を確認するためには、2層以上で破壊しないように補強を施す必要がある。そこで本実験では、ビニロン繊維入りモルタルを吹き付ける工法を用いて2層以上の壁に増打ち補強を行い、2階梁には UFC パネルにて貼付け補強を行った。補強の概要を図 5.2.4-1 に示す。

4章で有効性の確認できた UFC パネル挟込接着および UFC 片側袖壁補強を用いた補強工法を用いた場合、補強試験体は無補強試験体の 1.68 倍、損傷後補強試験体は無補強試験体の 1.58 倍の耐力であった。そこで、2層以上の耐力壁はこれを十分に超える耐力として壁厚を 50mm から 80mm 増厚して 130mm に、壁筋も既存の D4@100 に加えて D6@100 の配筋を施した。また、2階梁には UFC パネルを貼付けて、梁端部の圧壊を防ぐ補強を施した。

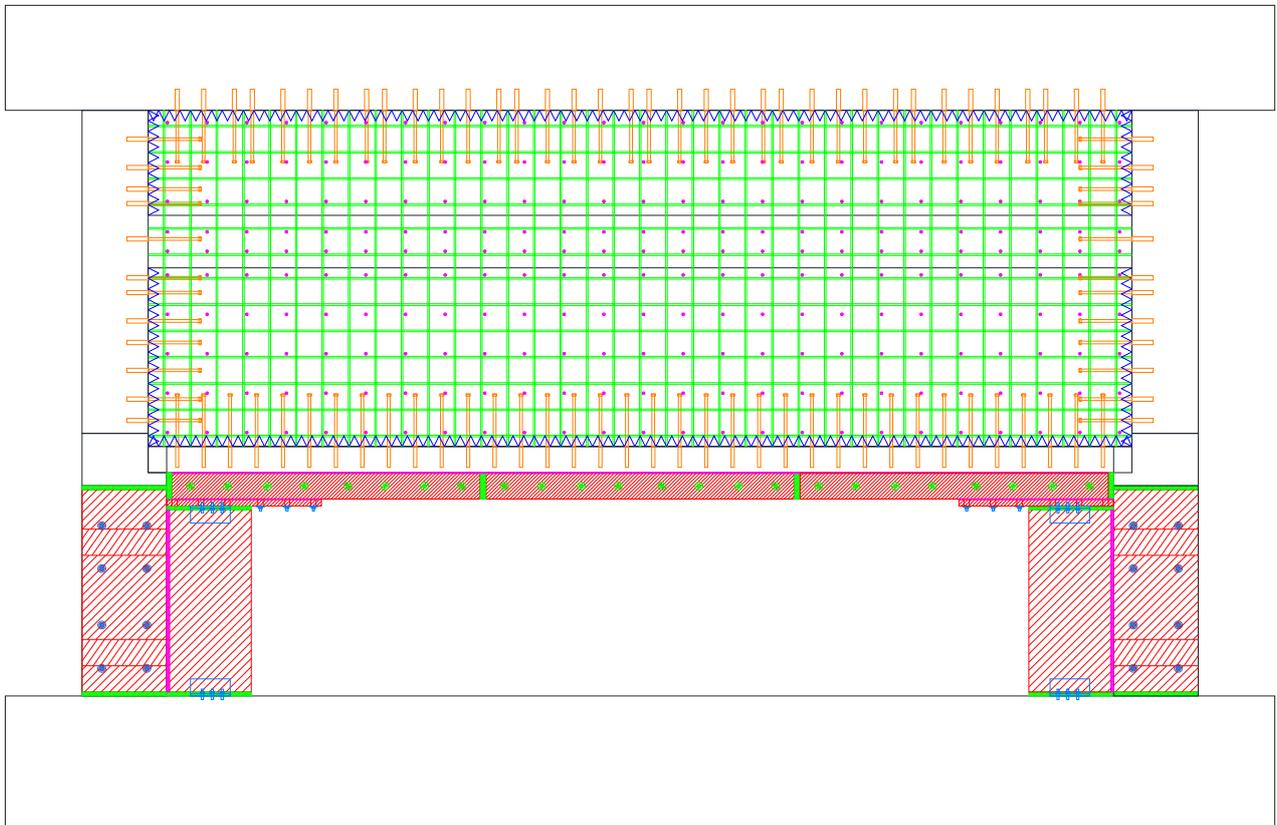


図 5.2.4-1 補強計画概要

(2) 補強試験体の補強詳細図

図 5.2.4-2 にピロティ柱の補強例として、北側ピロティ柱の補強詳細図を示す。図 5.2.4-2 に示すように M8 用、埋込深さ 30mm の金属製アンカーを柱にあと施工し、それを用いて UFC パネル（端部厚さ 50mm，中央厚さ 25mm）を挟み込むように接着材で貼付ける。また，厚さ 50mm の UFC パネルを袖壁補強として柱の南側に接着材で貼付けた。なお，袖壁破壊時の転倒を防ぐ目的として，L 字アングルを袖壁の上下に設置した。この L 字アングルは袖壁面から 2mm 離して袖壁と接しないように設置した。

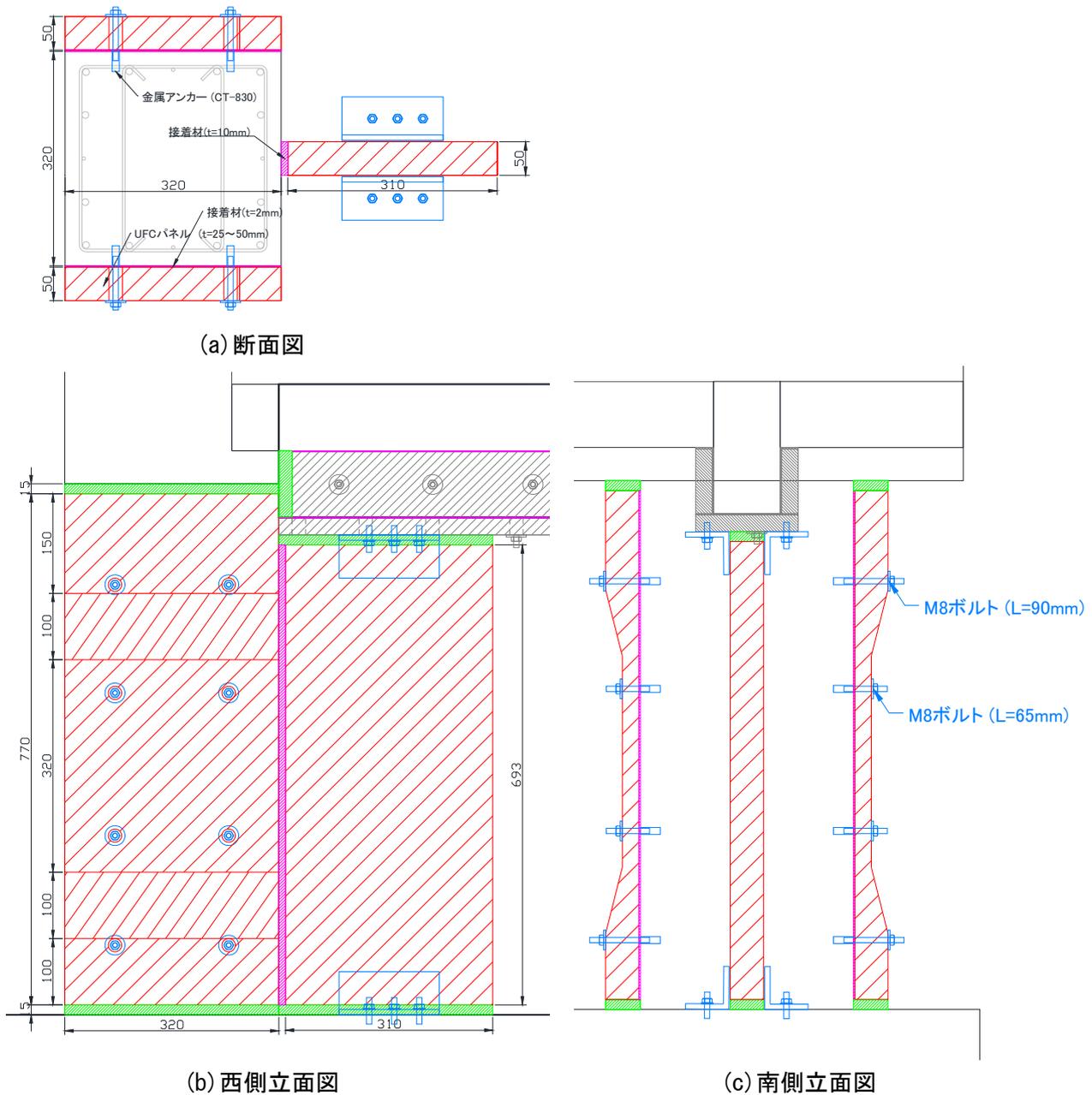


図 5.2.4-2 北側ピロティ柱の補強詳細図

第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験

図5.2.4-3に2層以上の耐力壁の補強詳細図を示す。今回の耐力壁の増打ち補強は2階と3階の下部部分をまとめて増打ちした。スタブ、枠柱、2階床スラブに、耐力壁四周のあと施工アンカー(D10ナット付き, 埋込長さ80mm, 増打ち部定着長さ200mm, 穿孔径 $\phi 13$ )をあと施工した。また, 壁の縦横筋(D6@100), スパイラル筋(4 $\phi$ -@40(SWM-B), 直径 $\phi 40$ ), 直交方向のシアコネクタ(接着系アンカー(穿孔コアドリル, 接着剤注入方式), D6ナット付き, 埋込長さ36mm, 増打ち部定着長さ48mm)を配した後に, ビニロン繊維入りモルタルを80mm吹き付けた。

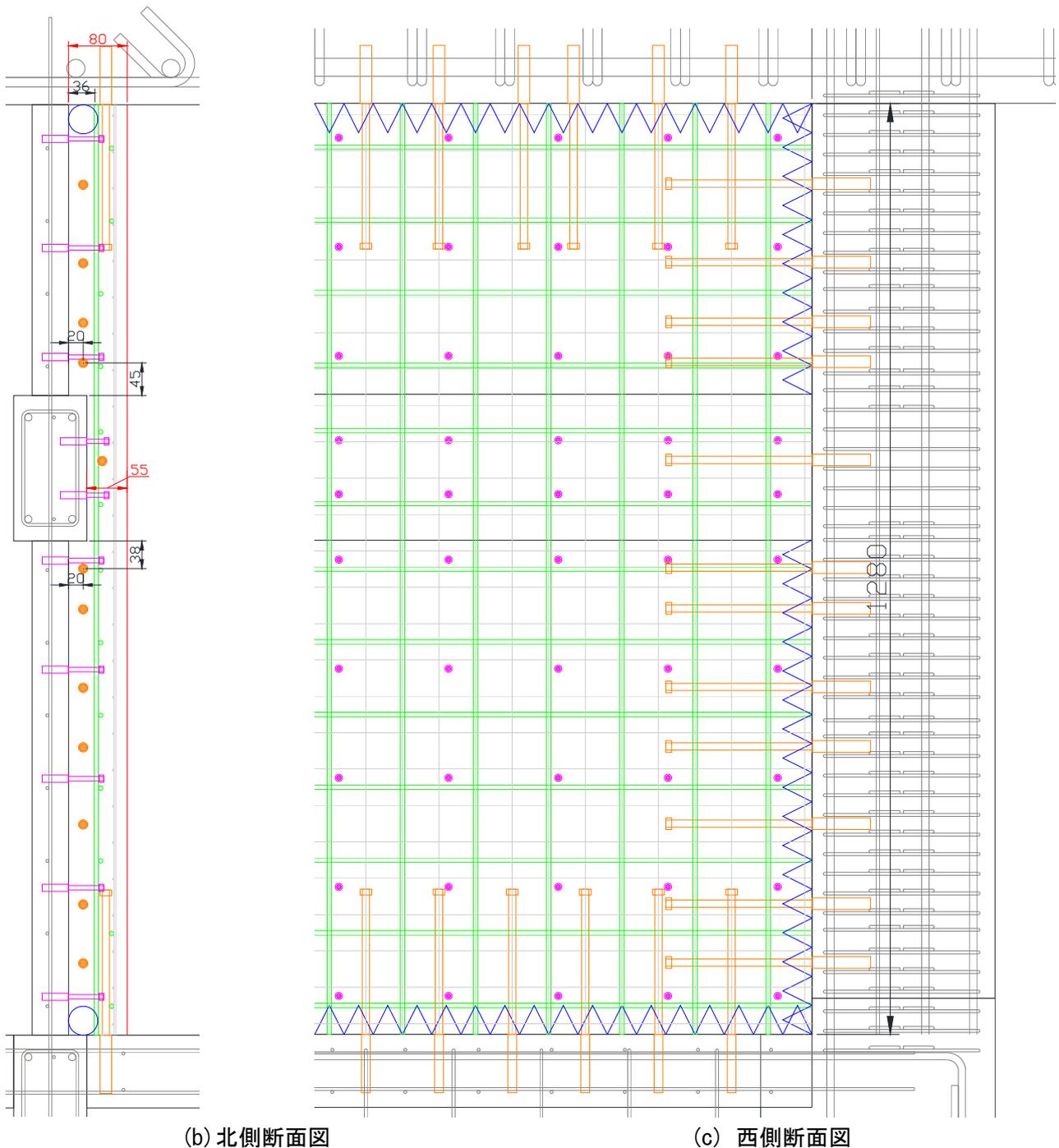
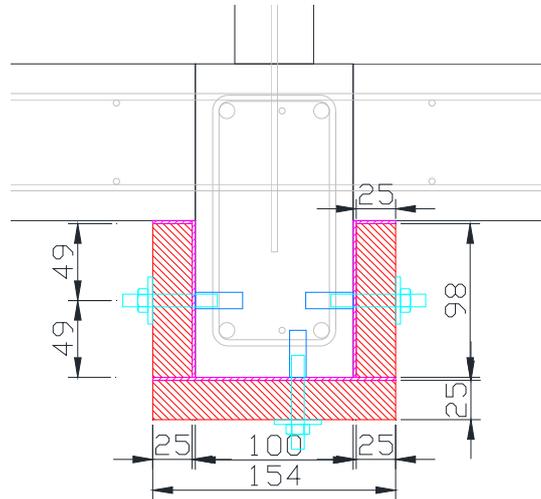
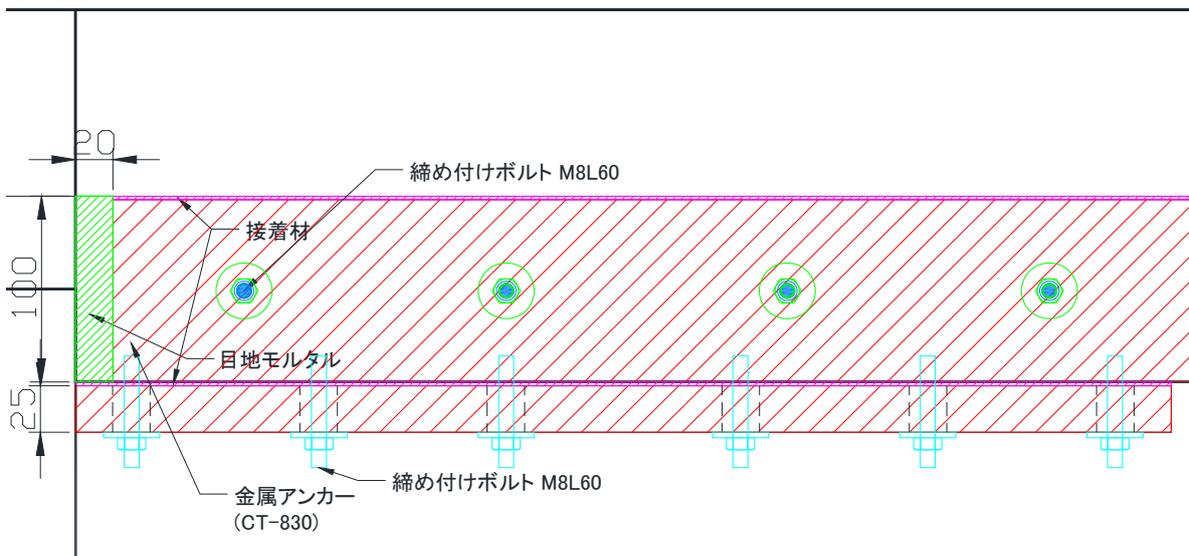


図5.2.4-3 2層以上の耐力壁の補強詳細図

図 5.2.4-4 に 2 階梁の補強詳細図を示す。2 階梁の剛性と耐力を増加することを目的に、東西面に UFC パネルを貼付けた。また、梁端部の圧壊を防ぐために、梁の下端に UFC パネルを貼付けた。図 5.2.4-2 に示すように M8 用、埋込深さ 30mm の金属製アンカーを梁にあと施工し、締め付け用ボルトを用いて UFC パネルを貼付けた。なお、梁下面の締め付け用ボルトはピロティ柱の袖壁補強時に邪魔となるため、梁の UFC パネルを設置した後は撤去した。



(a) 断面図



(b) 西側立面図

図 5.2.4-4 2 階梁の補強詳細図

(3) 補強試験体の施工状況

補強試験体の F1-R, F2-R に対し以下のような補強を行った。補強の方法についての説明を示す。なお、F1-R は一次荷重を実施したため、壁、柱、梁などにひび割れが生じていたが、ひび割れ補修は実施しなかった。

●壁

補強状態を図 5.2.4-1 に示す。

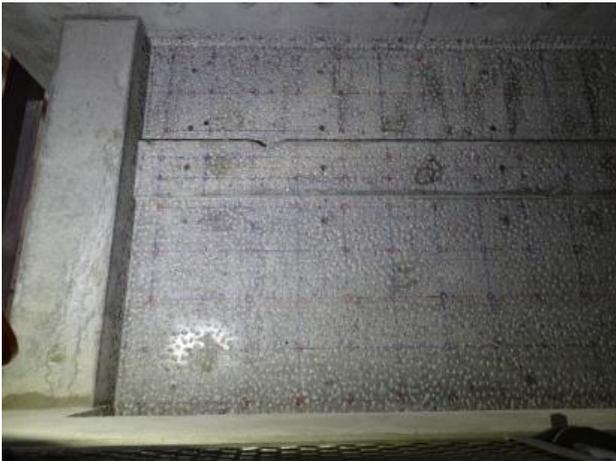
- ①作業用の足場の設置。(a)
- ②試験体の壁面に目荒らしを行う。(b)
- ③アンカー施工位置に墨出しをし穿孔する。(c)
- ④孔内、壁の清掃を行う。
- ⑤あと施工アンカーへひずみゲージ貼り付け、マーキングを行う。(d)
- ⑥あと施工アンカーの設置を行う。(e)
- ⑦ひずみゲージ配線取り回しや後片付けを行う。
- ⑧2階壁筋、スパイラル筋の配筋を行う。
- ⑨ワイヤーメッシュを施工。この際重ねは 100mm 程度とした。(f)
- ⑩吹付面にプライマーとしてユニレックスを塗布。
- ⑪一次吹付。(g)
- ⑫二次吹付。
- ⑬表面仕上げを行う。定木刷り、小手均し、金ごて押さえを実施。
- ⑭4 日間養生する。



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)

図 5.2.4-5 壁補強

●UFC パネル

補強状態を図 5.2.4-2 に示す。

①1F 柱, 2F 梁の UFC パネル接着面の目荒らし作業。(a)

②接着施工用ボルトのためのあと施工アンカーの穿孔。その際柱のあと施工アンカー, および梁下面のあと施工アンカーが一部, 鉄筋に干渉し, アンカーが計画よりも 10mm 程度埋込長さが足りず外に露出することになったが, UFC パネル厚さ以内には収まることからパネル接着施工時には問題無いため, そのままとした。なお, 接着施工用ボルトは実験時には緩めて力を負担させない計画としている。(b)

③2F 梁の UFC パネルを貼り付け。その後接着施工用ボルトは緩めたが, 脱落防止用に存置した。(c)

④1F 柱と袖壁の UFC パネルを貼り付け。その後接着施工用ボルトは緩めたが, 脱落防止用に存置した。(d)

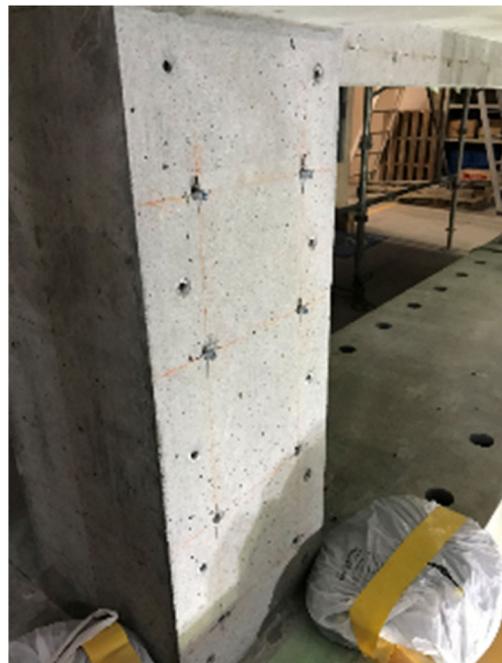
⑤1F の目地型枠を取り付け, 仮止めし位置を決めた後, シールにて隙間を塞ぐ。(e)

⑥目地モルタルを打設。(f)

⑦ビニールシートで養生し, ビニールシート内に投光器を設置。(g)



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)

図 5. 2. 4-6 UFC 補強

### 5.2.5 荷重方法

図 5.2.5-1 に荷重装置図を示す。上段の水平ジャッキによる水平力を  $P_{h1,2}$ 、下段の水平ジャッキによるものを  $P_{h3}$  とすると、1 層の層せん断力  $Q_1$  及び 2 層の層せん断力  $Q_2$  は (式 5.2.5-1) で表すことができる。

$$Q_1 = P_{h1} + P_{h2} + P_{h3} \quad Q_2 = P_{h1} + P_{h2} \quad (\text{式 5.2.5-1})$$

無補強試験体 F1 は、加力梁に鉛直ジャッキを取付け、試験体に一定の長期軸力作用させながら水平方向に荷重する。長期軸力は 1F ピロティ柱の断面積に対して軸力比 0.15 と考え、無補強試験体においては、軸力ジャッキ 4 本の合計が 1180kN (=320mm×320mm×38.4N/mm<sup>2</sup>×0.15×柱 2 本) とする。また、水平ジャッキにより試験体に水平力を作用させるが、鉛直ジャッキにより曲げ戻しを用いて、仮定の荷重点が実際に水平ジャッキ取付いている場所よりも高くなるようにコントロールしながら荷重を行う。なお、仮定の荷重点は想定した建物高さの 1/2 に加力点があるように試験体の下スタブ上面から 4400mm の高さとした。元の建築物では対象構面の隣が 1F にも耐力壁のある連層耐力壁構面であった。このことから、元の建築物の対象構面には、隣り合う連層耐力壁構面から 2F 床スラブと 2F 直交梁を介してせん断力が伝わっていたと考えられる。そこで、試験体の 2F スラブ高さ (試験体の下スタブ上面から 900mm の高さ) に取り付けられた下段の水平ジャッキによって、試験体に上段の水平ジャッキとは逆向きの水平力 ( $P_{h3} = -0.35Q_2$ ) を作用させた。水平力は変位制御による正負交番漸増振幅荷重を行い、荷重は 1 層層間変形角  $R_1$  による制御とし、 $R_1 = 1/6400(\text{rad})$ 、 $R_1 = 1/3200(\text{rad})$  を 1 サイクル行い、その後  $R_1 = 1/1600$ 、 $1/800$ 、 $1/400$ 、 $1/200$  (rad) をそれぞれ 2 サイクルずつ行った。その後  $R_1 = 1/100(\text{rad})$  の正側 1 サイクル目で耐力低下したため、負側  $R_1 = 1/100(\text{rad})$  を実施したあと実験を終了した。

補強試験体では、長期軸力として 1505kN (=320mm×320mm×49.0N/mm<sup>2</sup>×0.15×柱 2 本) を荷重した。また、鉛直ジャッキによる曲げ戻しにより、想定した建物高さの 1/2 に加力点があるように試験体の下スタブ上面から 4400mm の高さに仮定の荷重点高さを設定した。F1 試験体では、下段の水平ジャッキによって、上段の水平ジャッキとは逆向きの力を作用させたが、F2-R 試験体及び F1-R 試験体では、試験体の剛性が増加するため隣り合う連層耐力壁構面へのせん断力の伝達がなくなると考え、下段の水平ジャッキによる引き戻しを行わなかった ( $P_{h3} = 0$ )。荷重は正負交番荷重で 1 層層間変形角  $R_1$  による制御とし、 $R_1 = 1/3200(\text{rad})$  を 1 サイクル行い、その後  $R_1 = 1/1600$ 、 $1/800$ 、 $1/400$ 、 $1/200$ 、 $1/100$ 、 $1/50(\text{rad})$  をそれぞれ 2 サイクル、 $1/33(\text{rad})$  を 1 サイクル行った。

なお、本実験で用いる変形角は (式 5.2.5-2) で定義する。

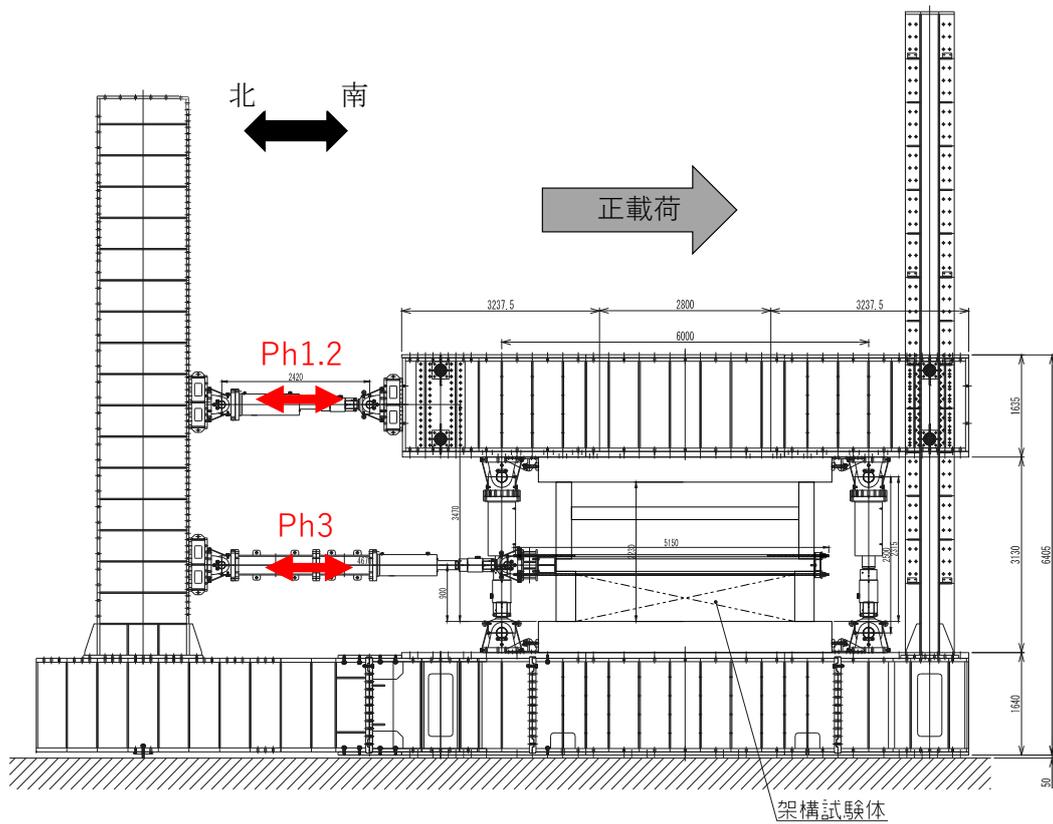
$$R_1 = \frac{\delta_1}{850} \quad R_2 = \frac{\delta_2 - \delta_1}{1380} \quad (\text{式 5.2.5-2})$$

$R_1$  : 1 層層間変形角 (rad)

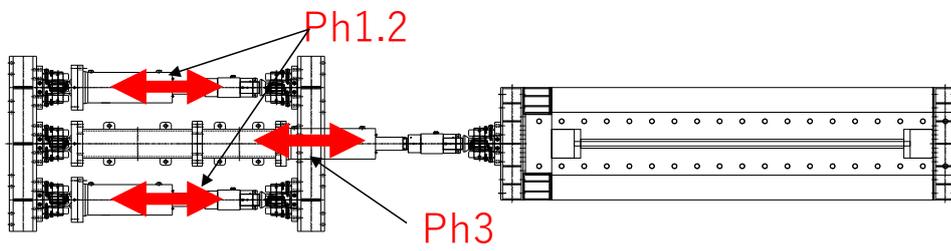
$R_2$  : 上層層間変形角 (rad)

$\delta_1$  : 1 層の水平変形 (mm) で、変位計 Ch5 と Ch6 の平均値とする (配置位置は図 5.2.6-1 参照)。

$\delta_2$  : 上層の水平変形 (mm) で、変位計 Ch177 の値とする (配置位置は図 5.2.6-1 参照)。



(a) 西側立面図



(b) 平面図

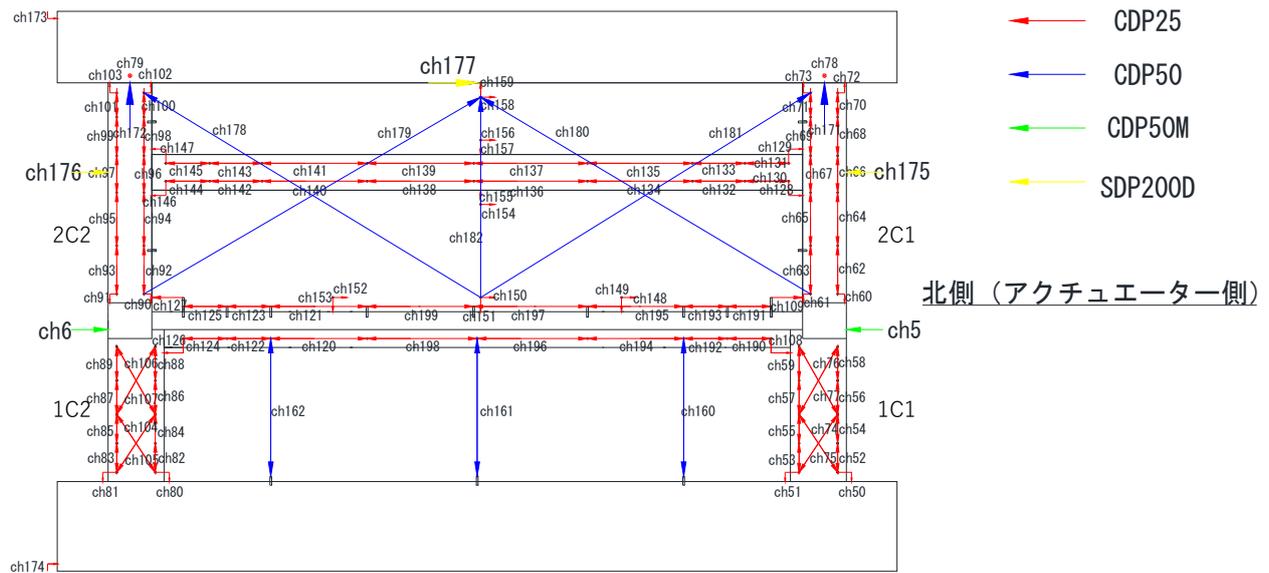
図 5.2.5-1 载荷装置図(単位 : mm)

5.2.6 計測方法

本研究では変位計，歪ゲージ，OHP,高解像度写真計測を使用して計測を行った。

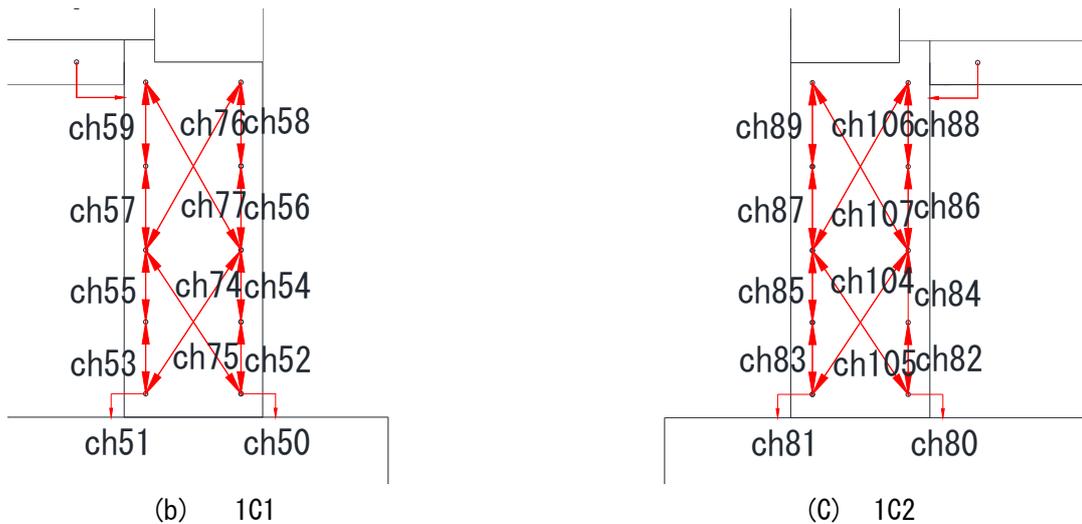
(1) 変位計

$\delta_1$  (変位計 Ch5 と Ch6 の平均値) を 850 で除した値を  $R_1$ ,  $\delta_2$  (Ch177 の値) から  $\delta_1$  を減じて 1380 で除した値を  $R_2$  とする。また柱試験区間内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、曲げ変位とせん断変形を算出した。無補強試験体における全体変位計の取り付け位置を図 5.2.6-1 に、補修及び補強試験体における全体変位計の取り付け位置を図 5.2.6-2 に示す。ただし、変位計の取り付け位置の図は背面（東面）の図である。



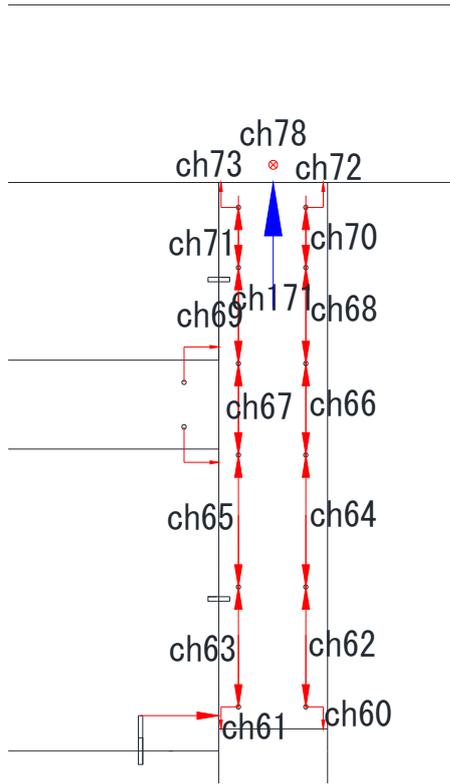
変位計位置図 (東面)

(a) 全体

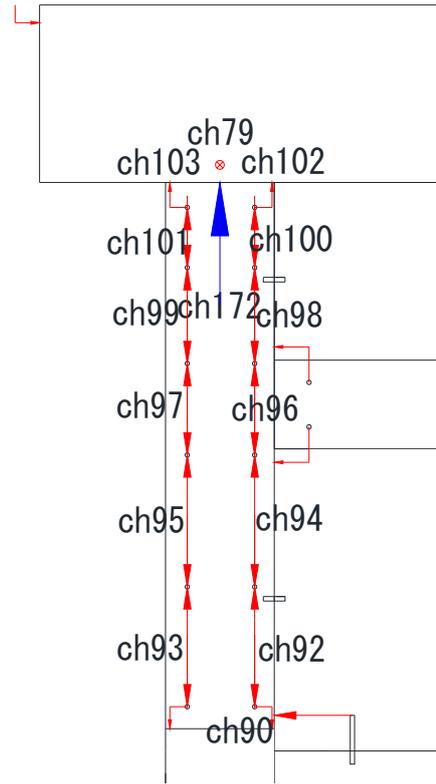


(b) 1C1

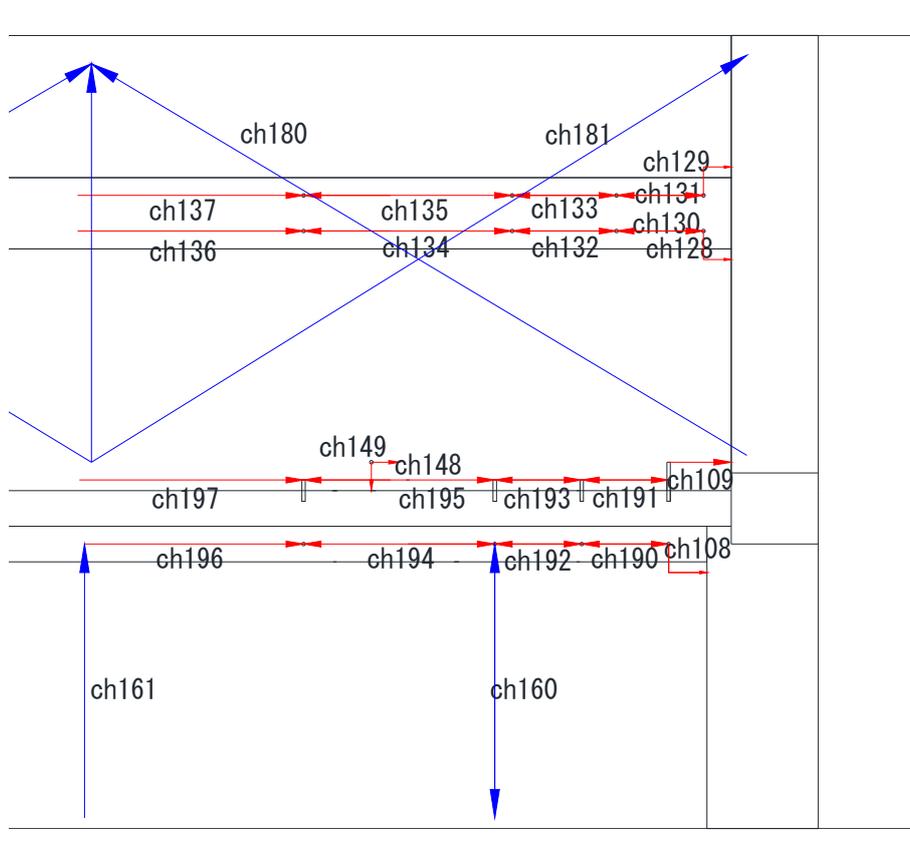
(c) 1C2



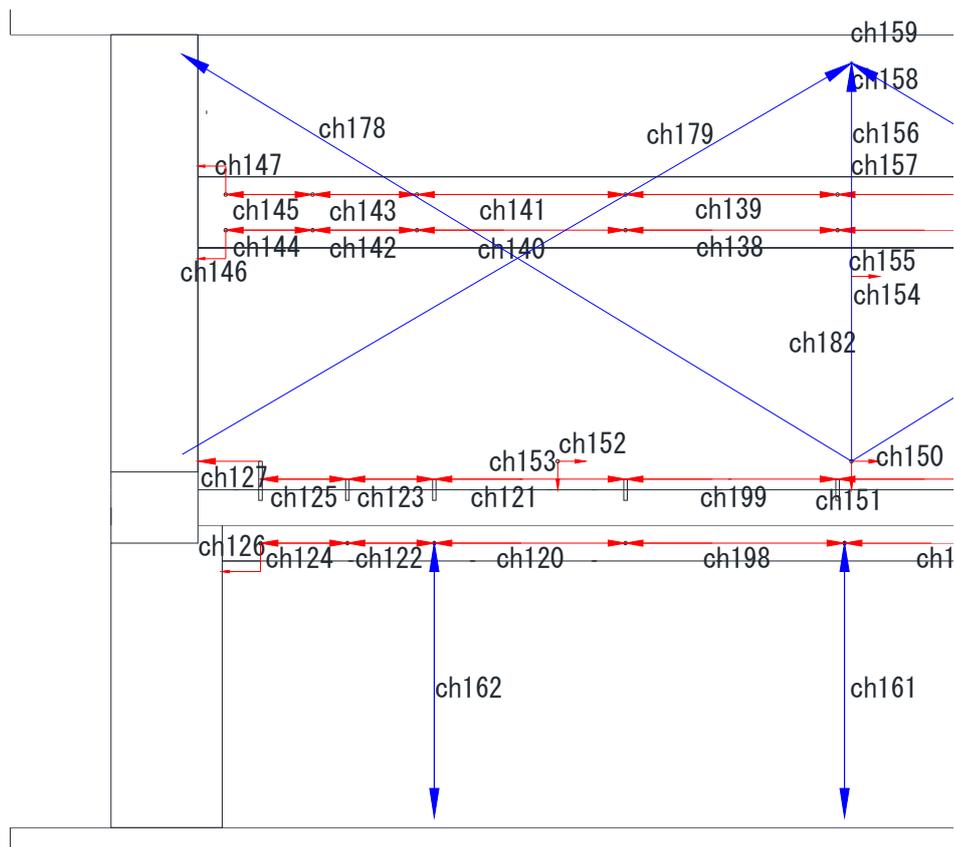
(d) 2C1



(e) 2C2



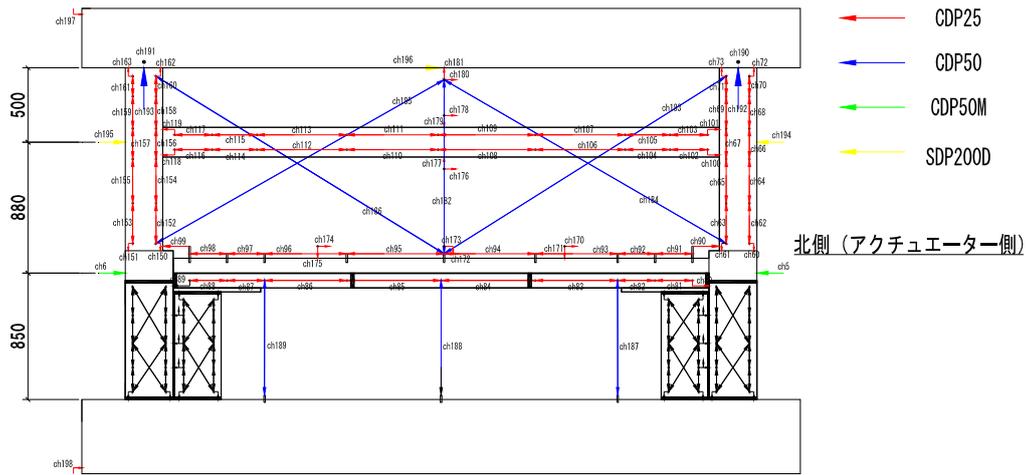
(f) 北壁



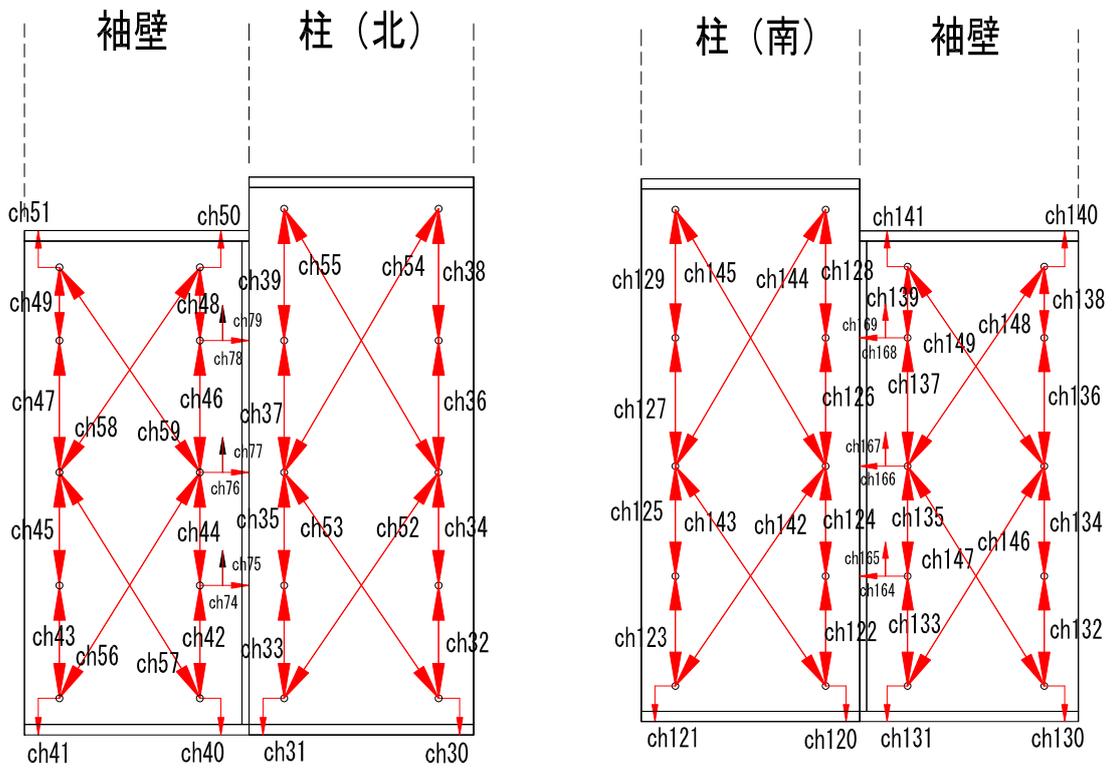
(g) 南壁

図 5. 2. 6-1 無補強試験体変位計取り付け位置図

第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

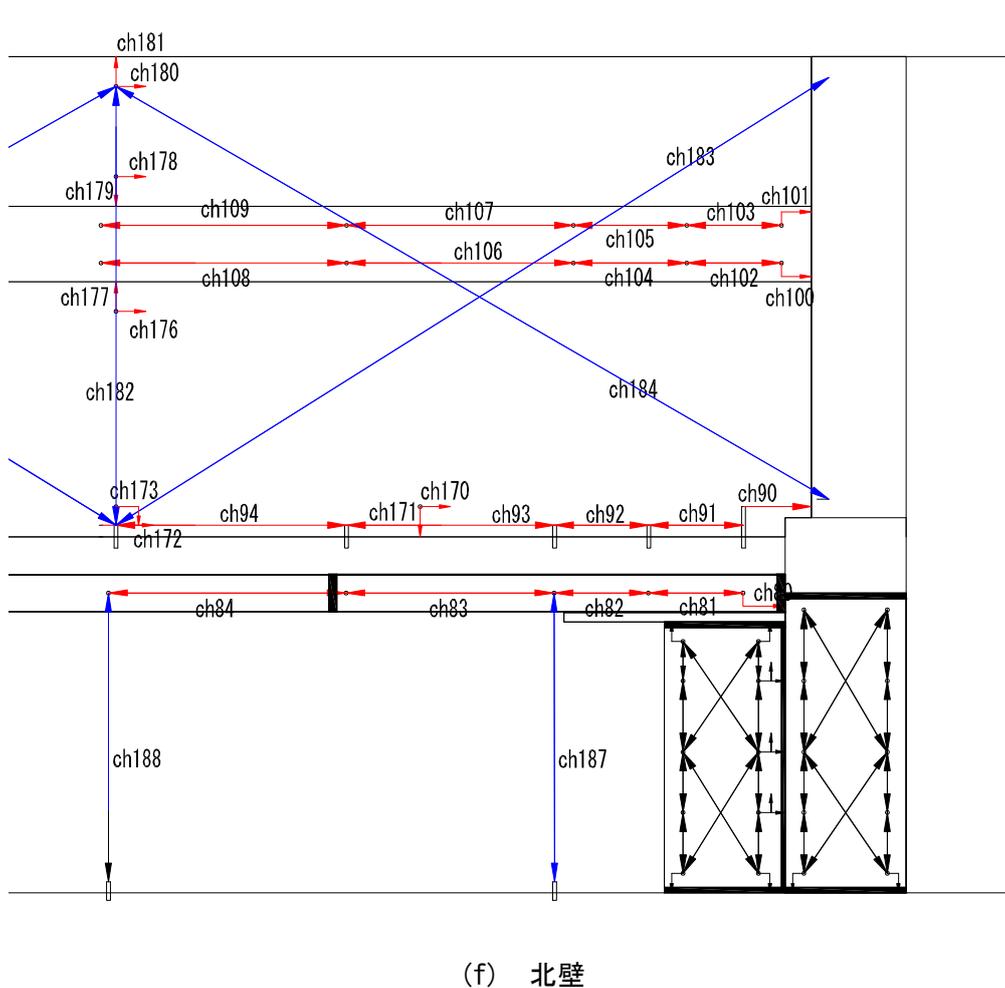
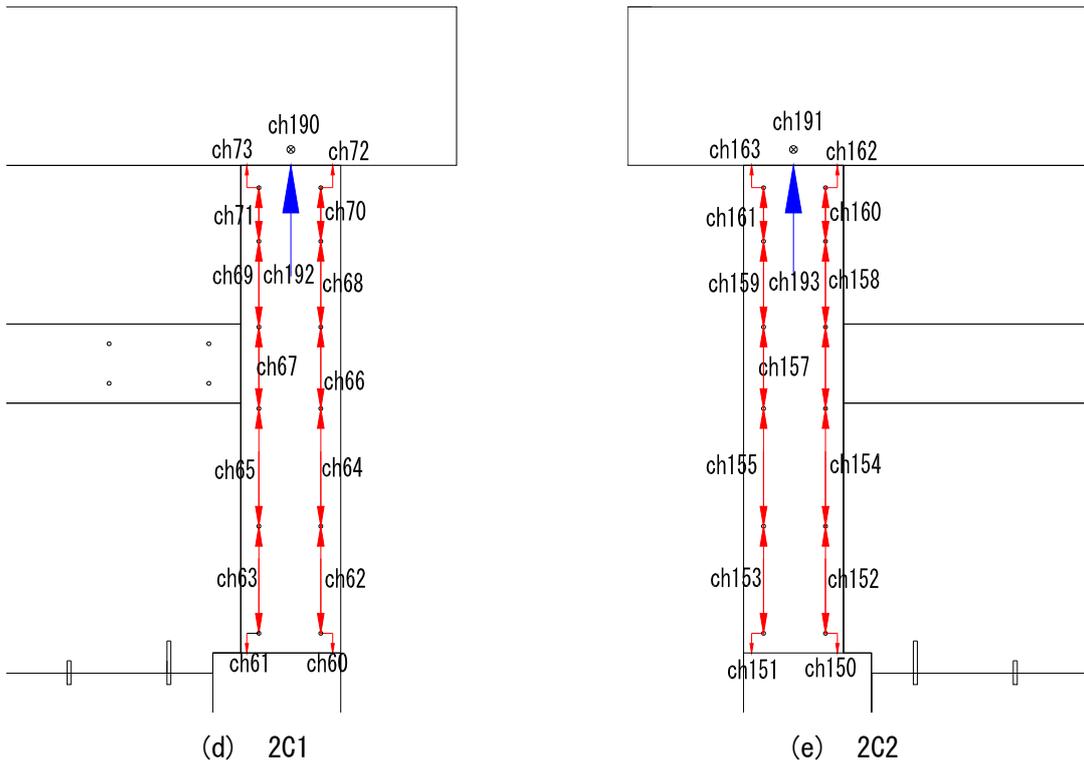


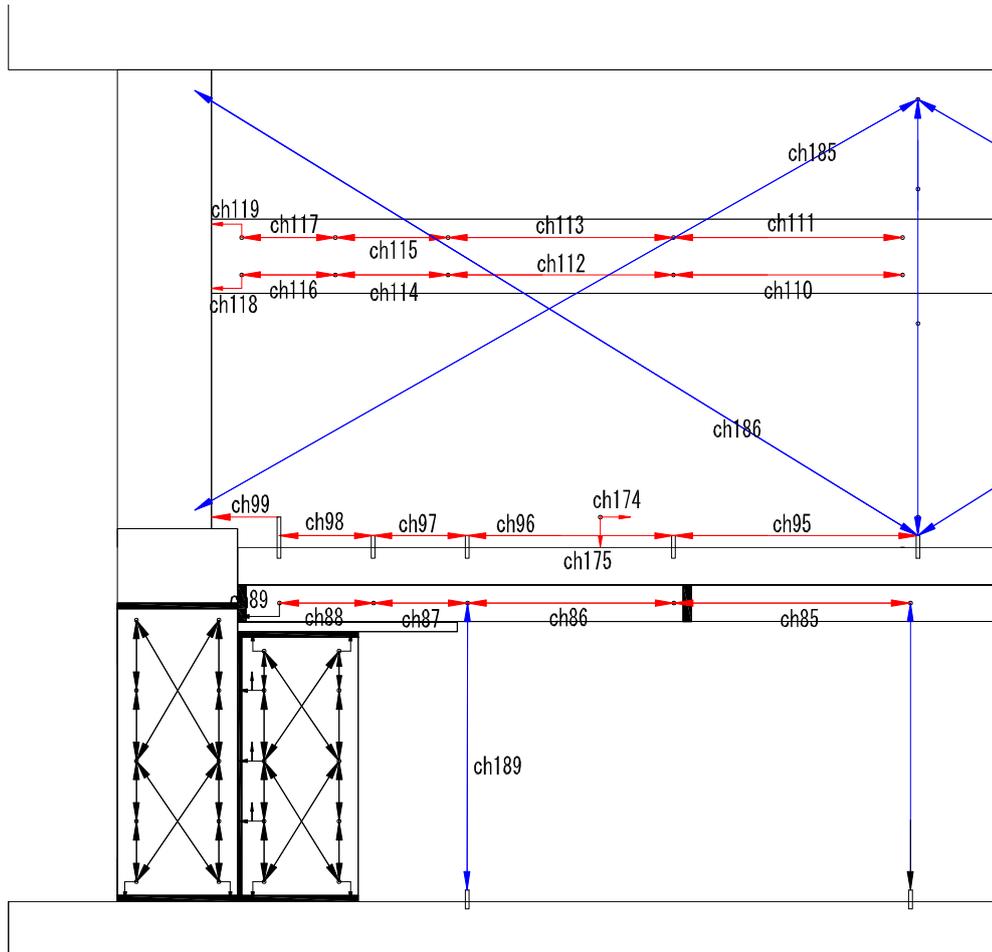
(a) 全体



(b) 1C1

(c) 1C2



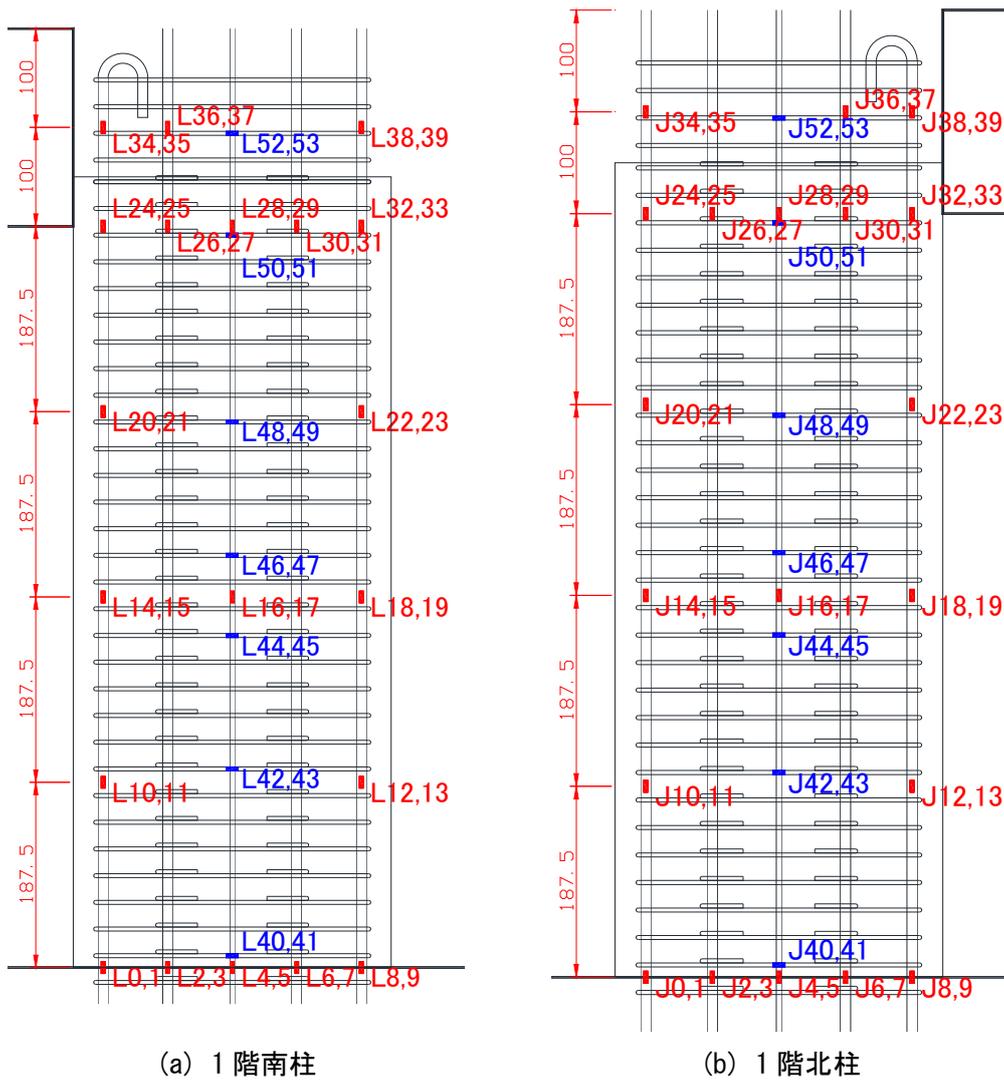


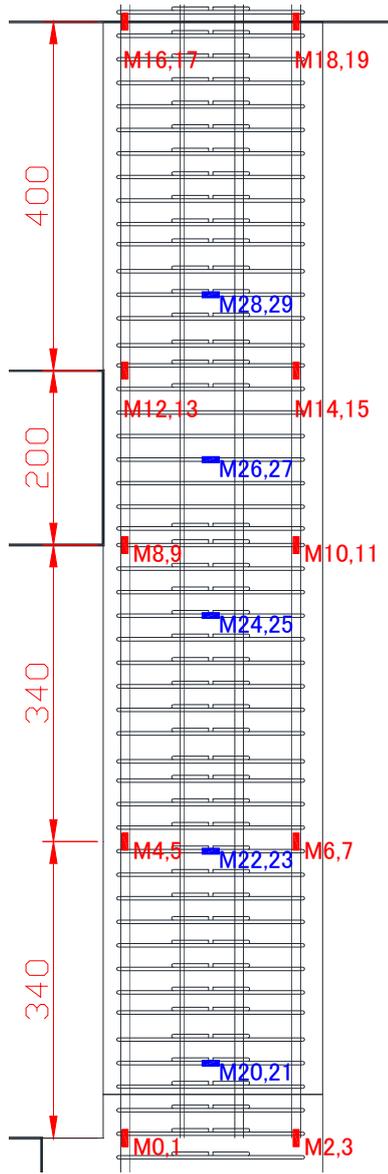
(g) 南壁

図 5. 2. 6-2 補修及び補強試験体変位計取り付け位置図

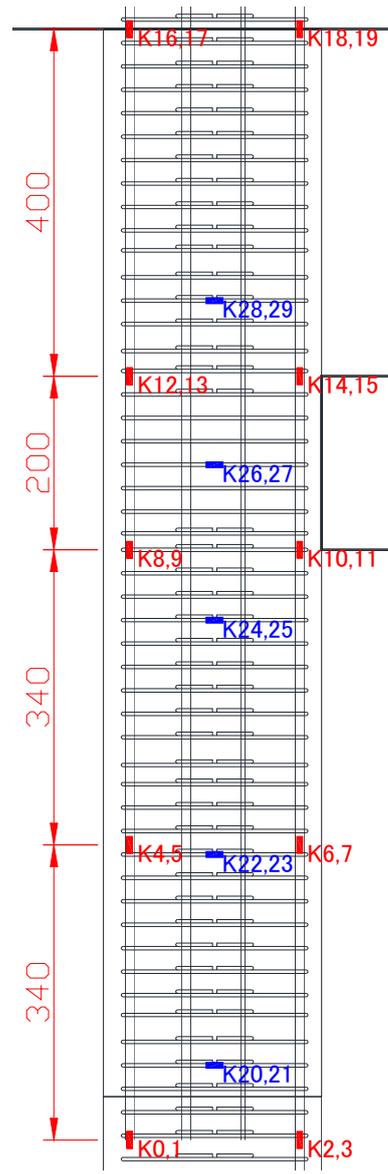
(2) ひずみ

無補強試験体及び補強試験体の無補強部部分の鉄筋に貼付したひずみゲージ貼り付け位置図を図 5.2.6-3 に、補強試験体の補強部の鉄筋に貼付したひずみゲージ貼り付け位置図を図 5.2.6-4 に示す。また、無補強試験体のコンクリート表面に貼付したひずみゲージ貼り付け位置図を図 5.2.6-5 に、補強試験体のコンクリート表面または UFC パネル表面に貼付したひずみゲージ貼り付け位置図を図 5.2.6-6 に示す。



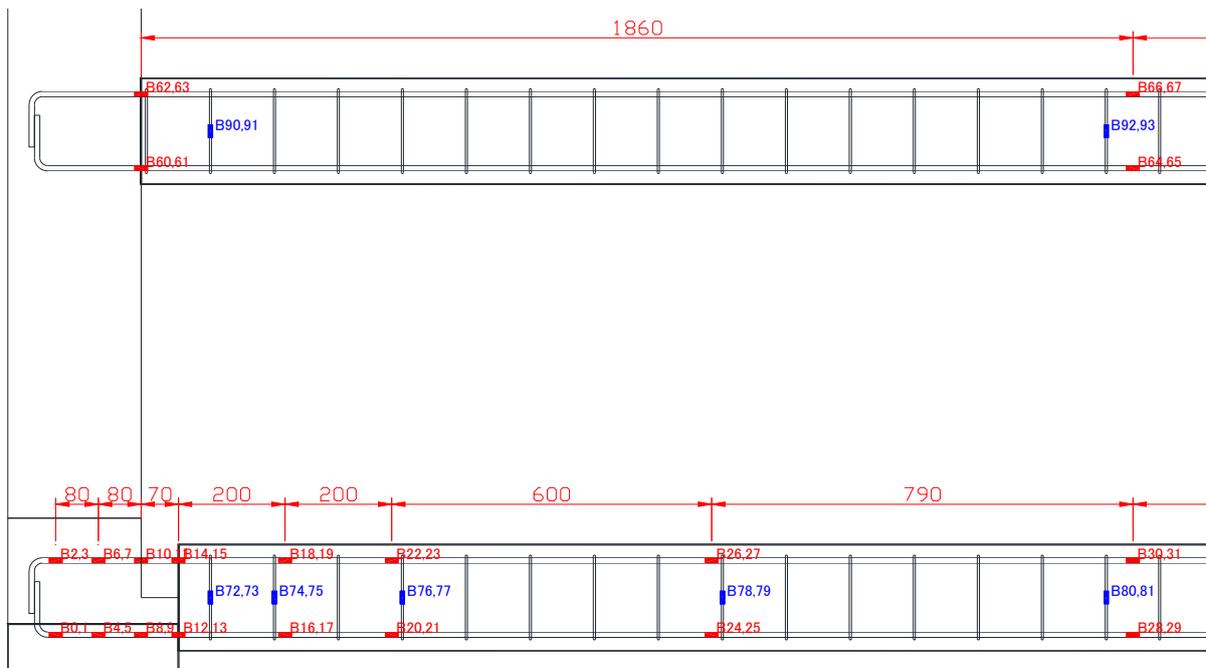


(c) 2階南柱

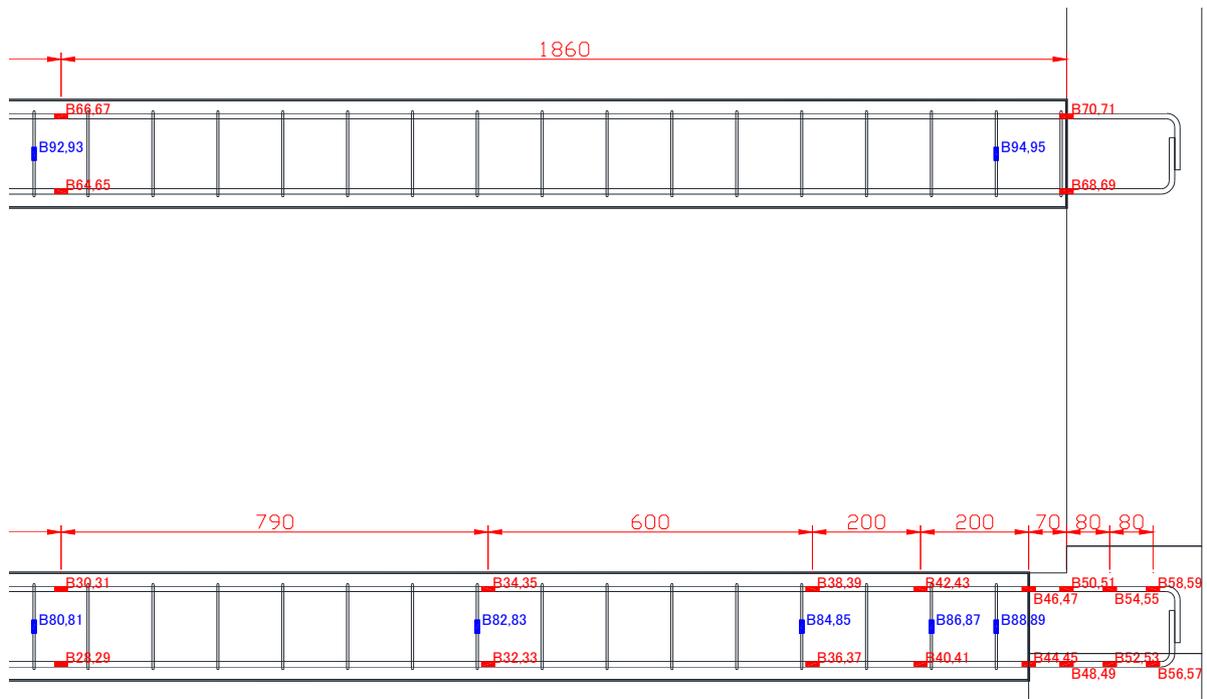


(d) 2階北柱

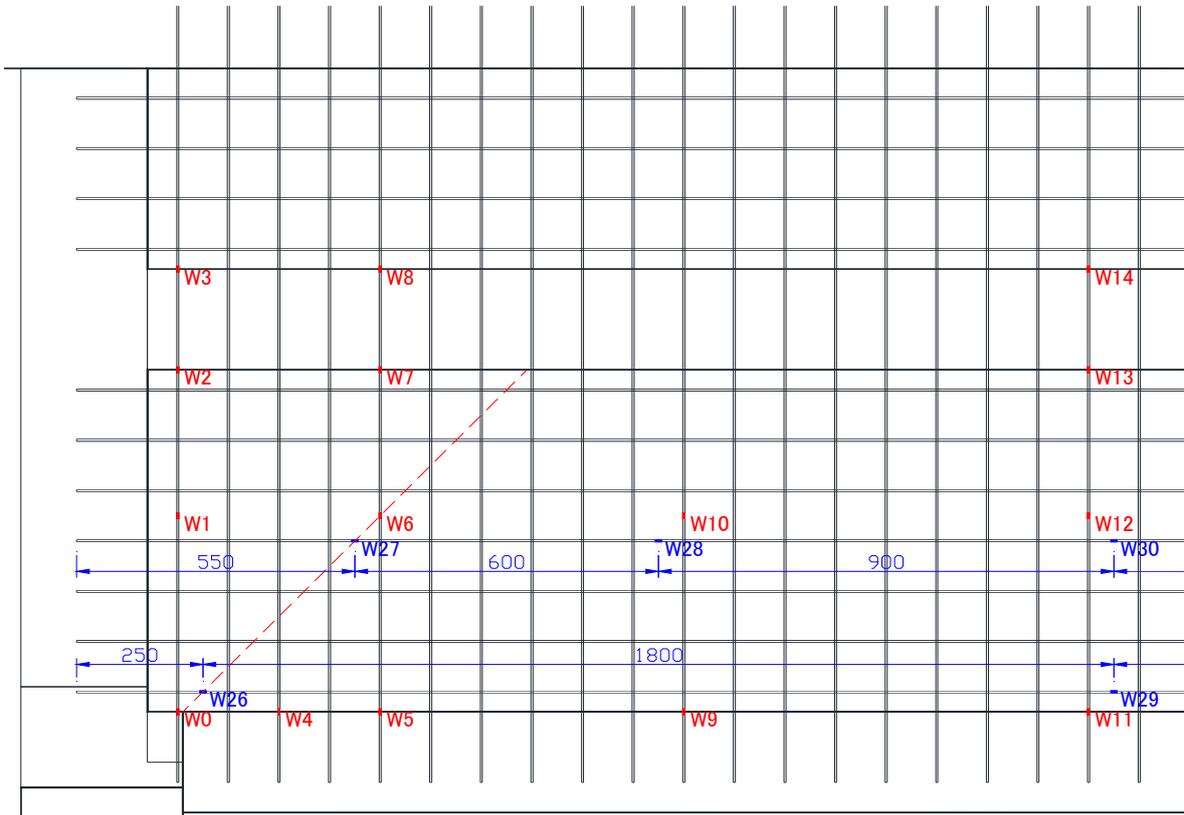
第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



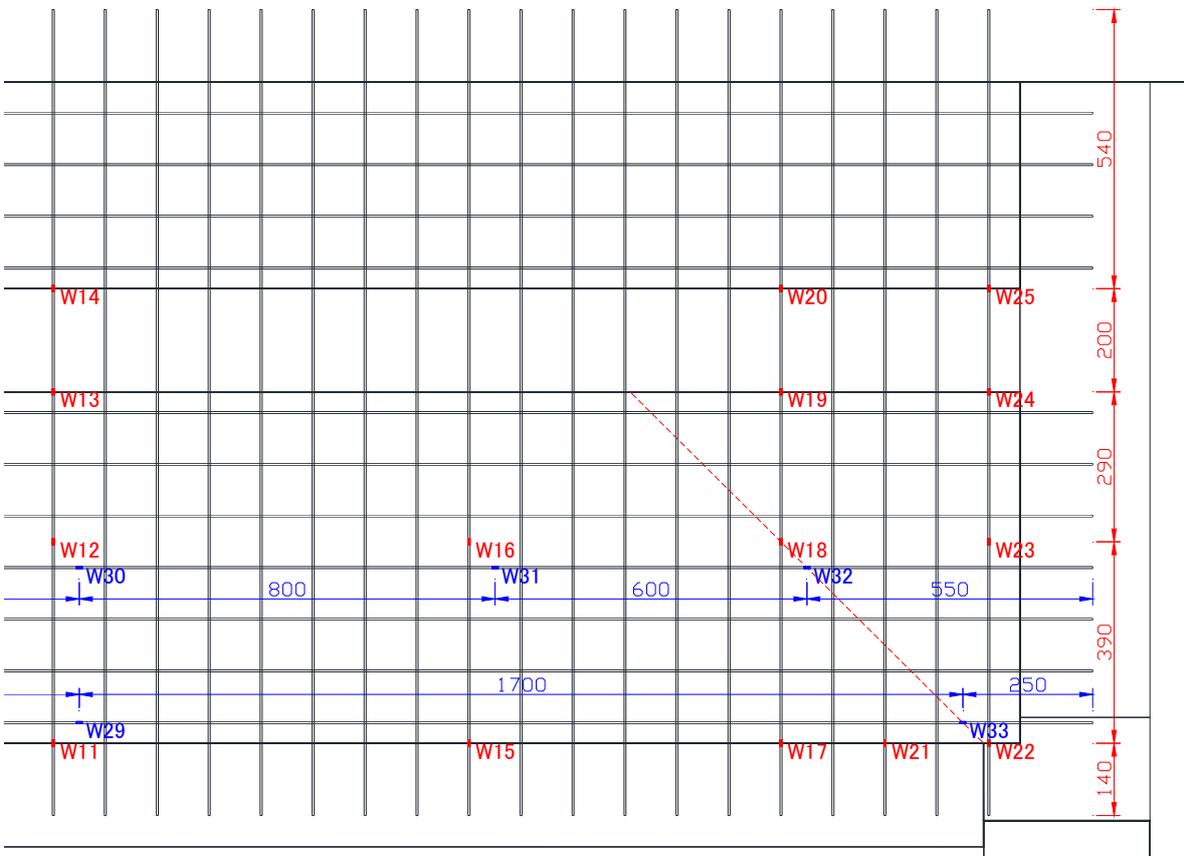
(e) 2.3階梁 北側



(f) 2.3階梁 南側

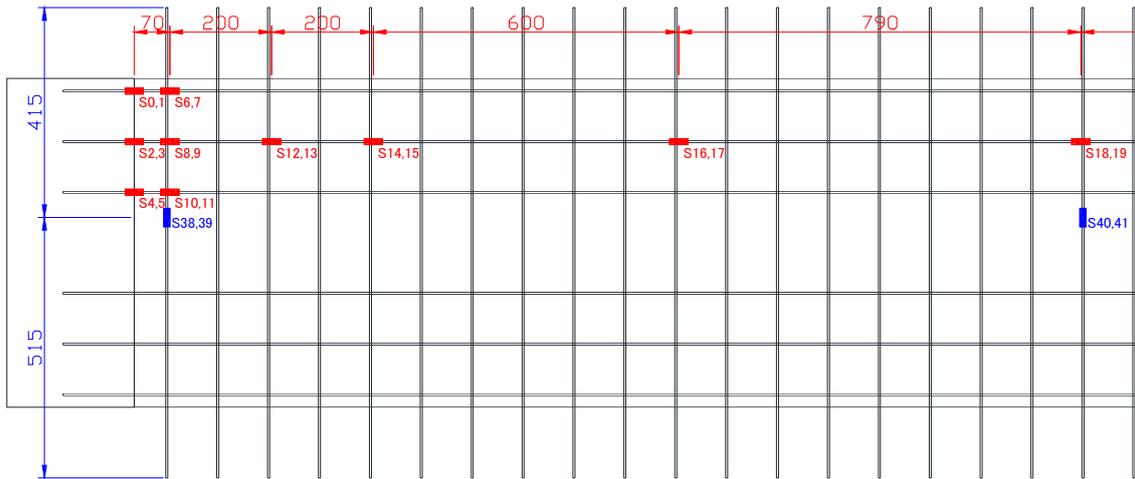


(g) 壁 北側

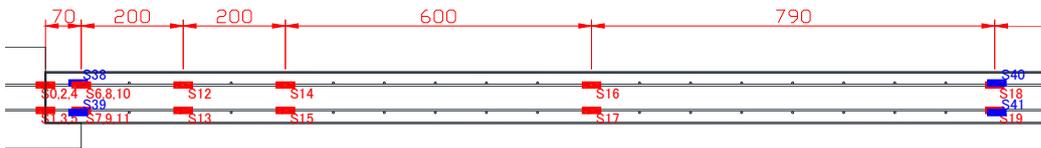


(h) 壁 南側

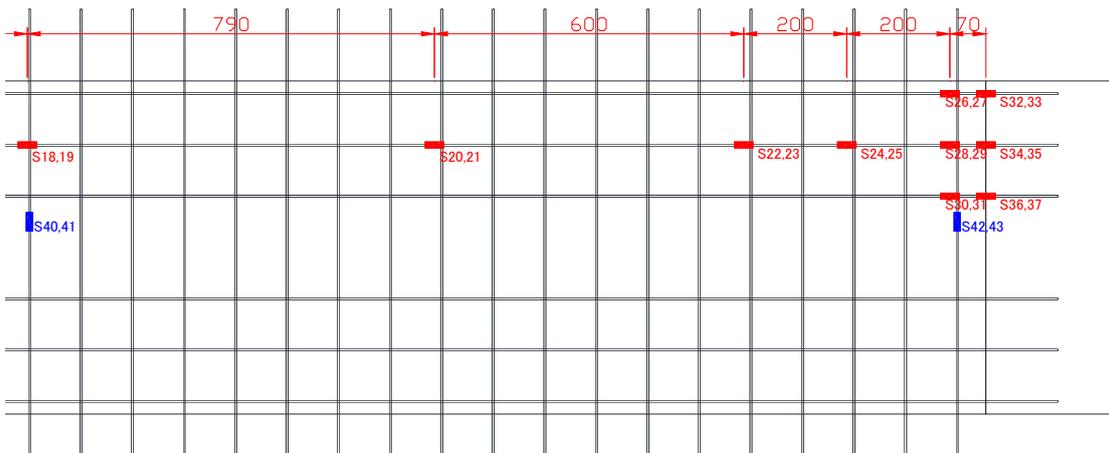
第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



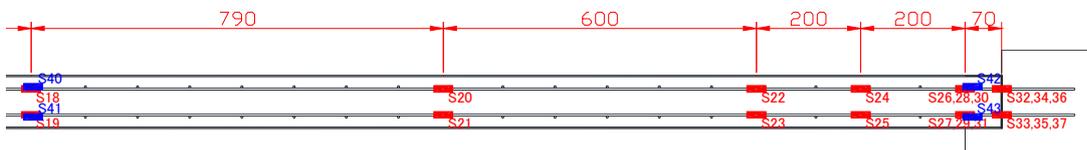
(i) 床スラブ 上から見た平面図 (北側)



(j) 床スラブ 西側断面図 (北側)

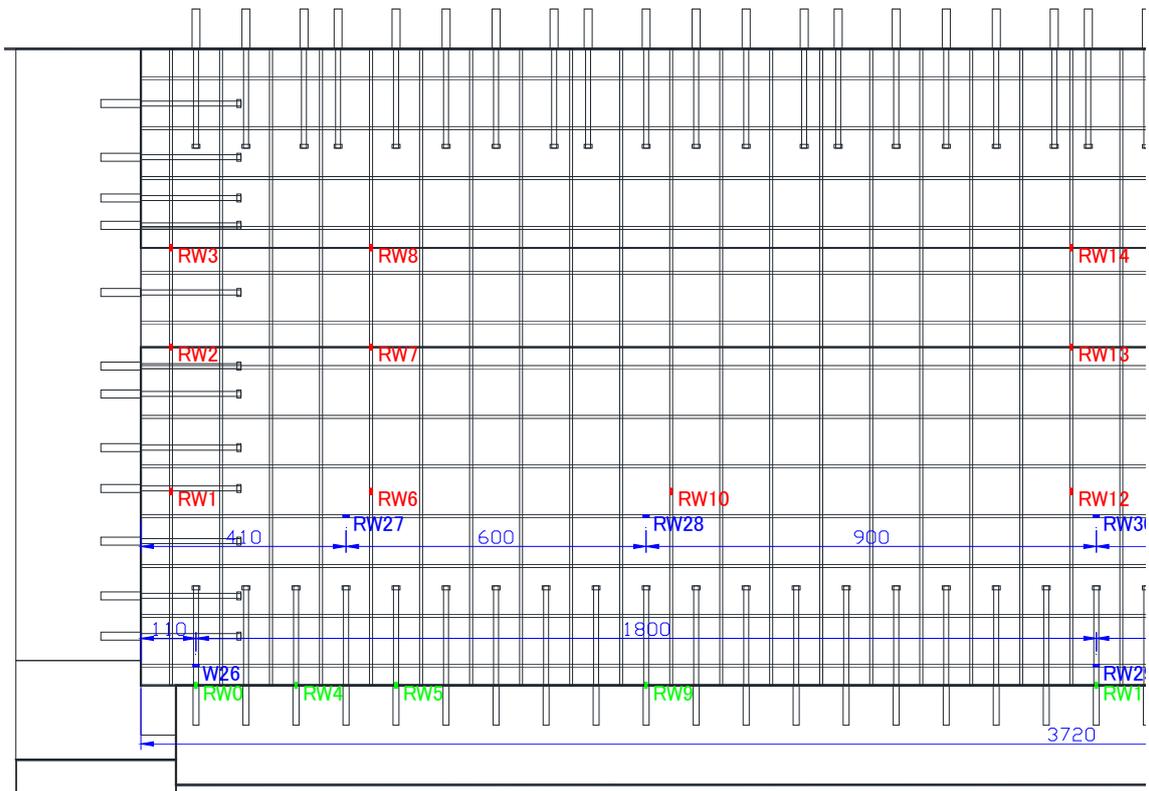


(k) 床スラブ 上から見た平面図 (南側)

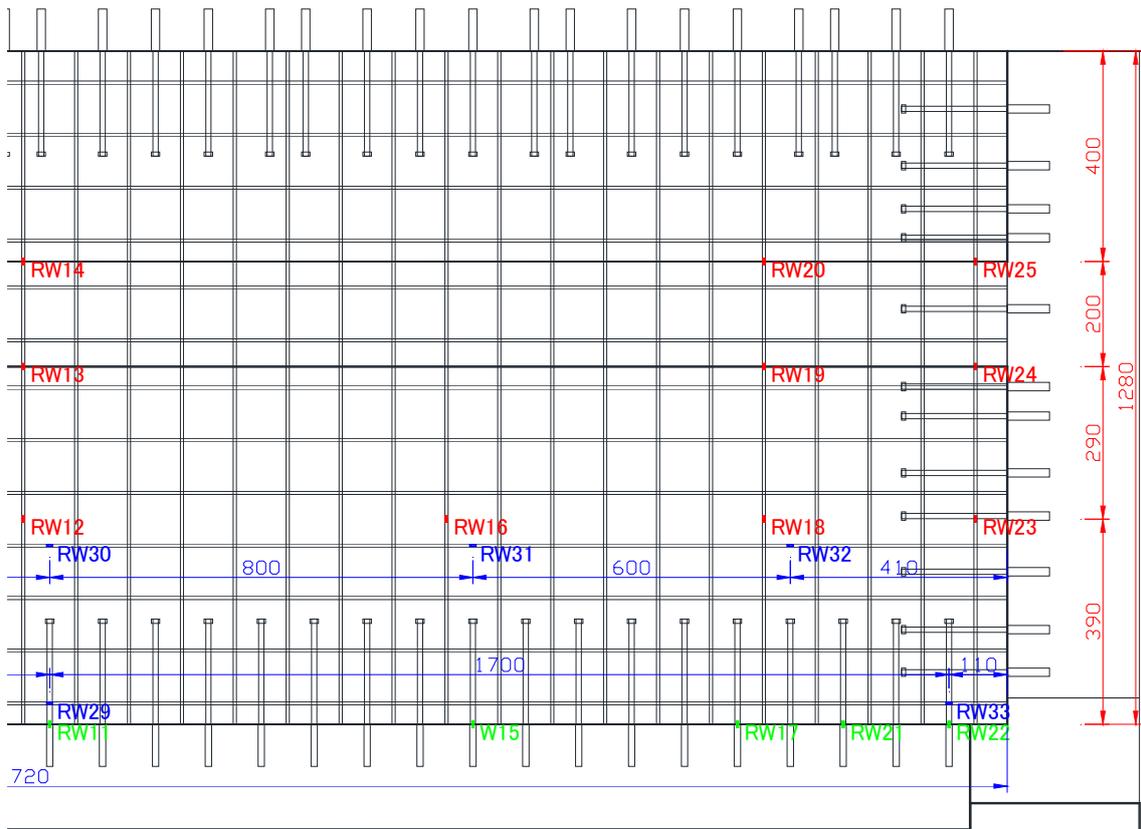


(l) 床スラブ 西側断面図 (南側)

図 5.2.6-3 無補強試験体ひずみゲージ貼り付け位置図(mm)

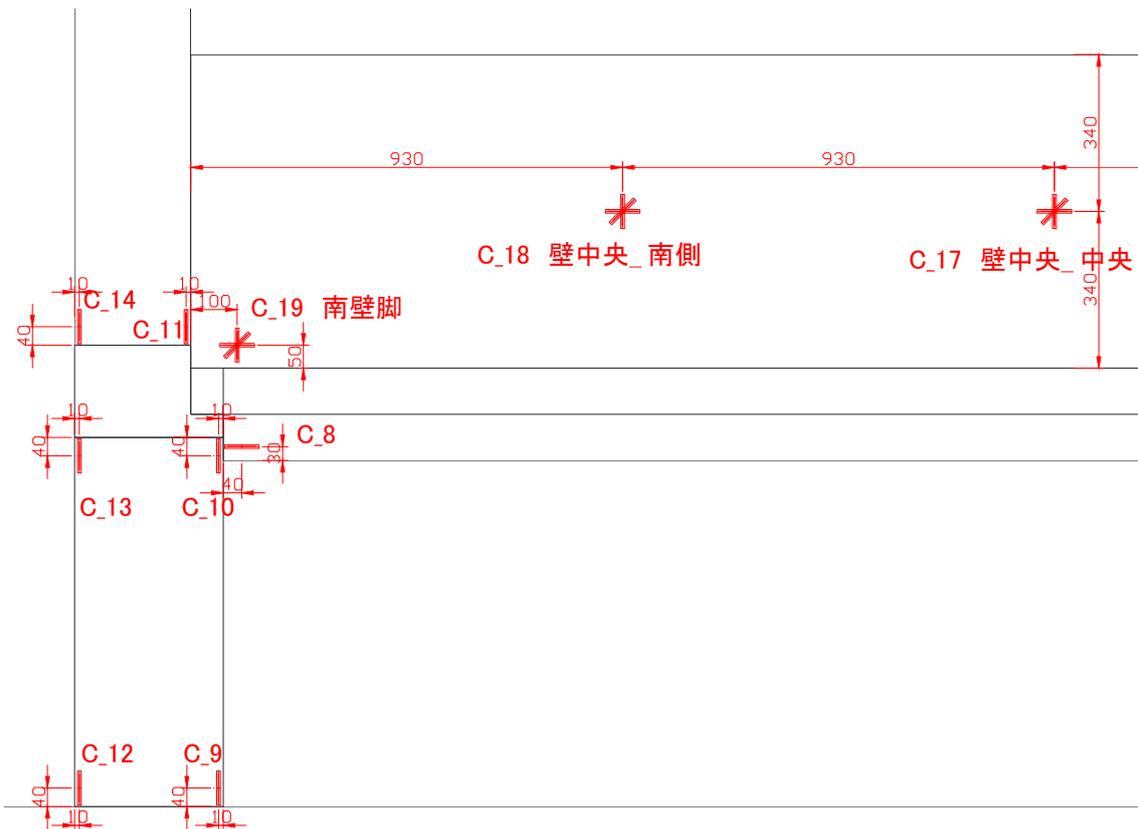


(a) 増打ち部 北側

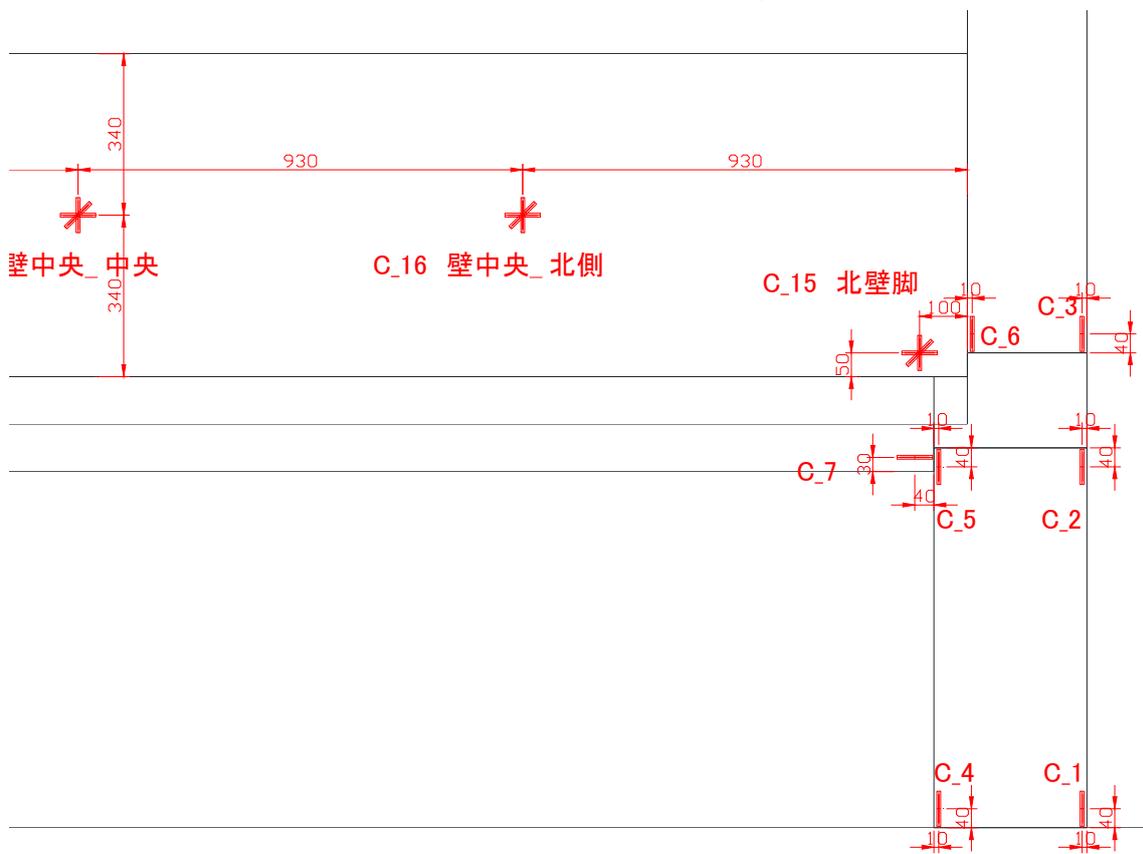


(b) 増打ち部 南側

図 5.2.6-4 補強試験体ひずみゲージ貼り付け位置図 (mm)

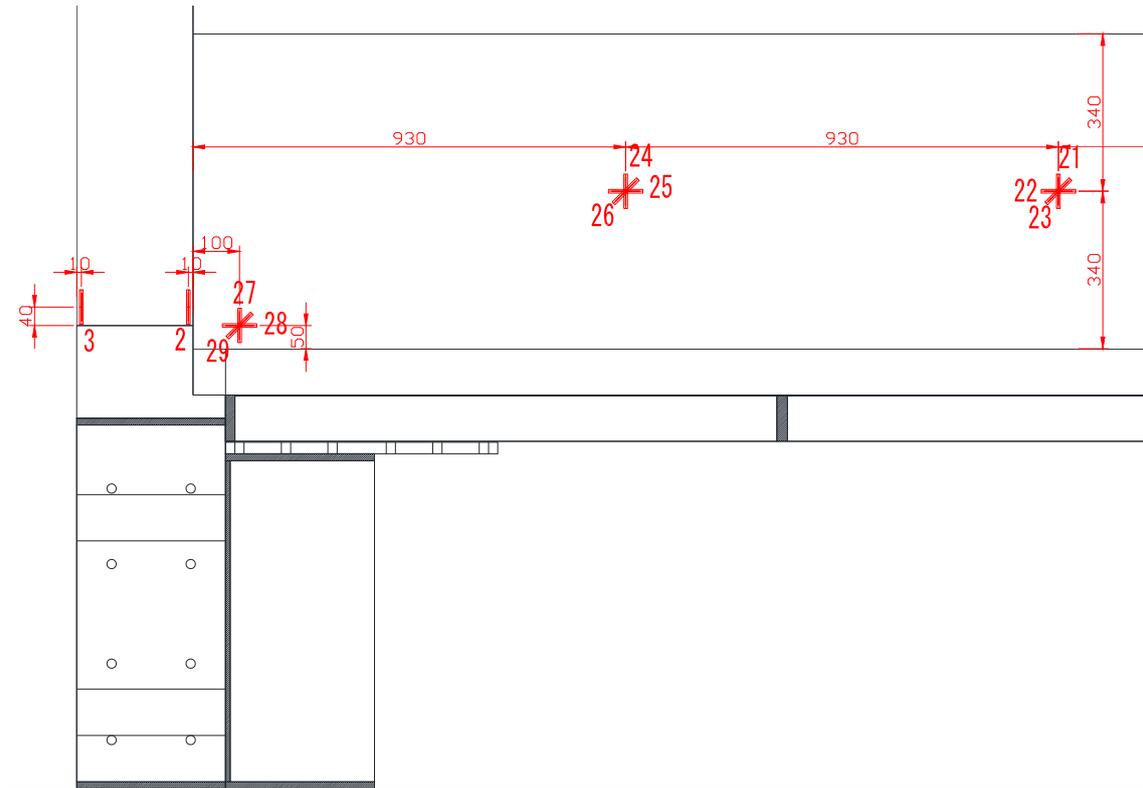


(a) コンクリート西面 北側

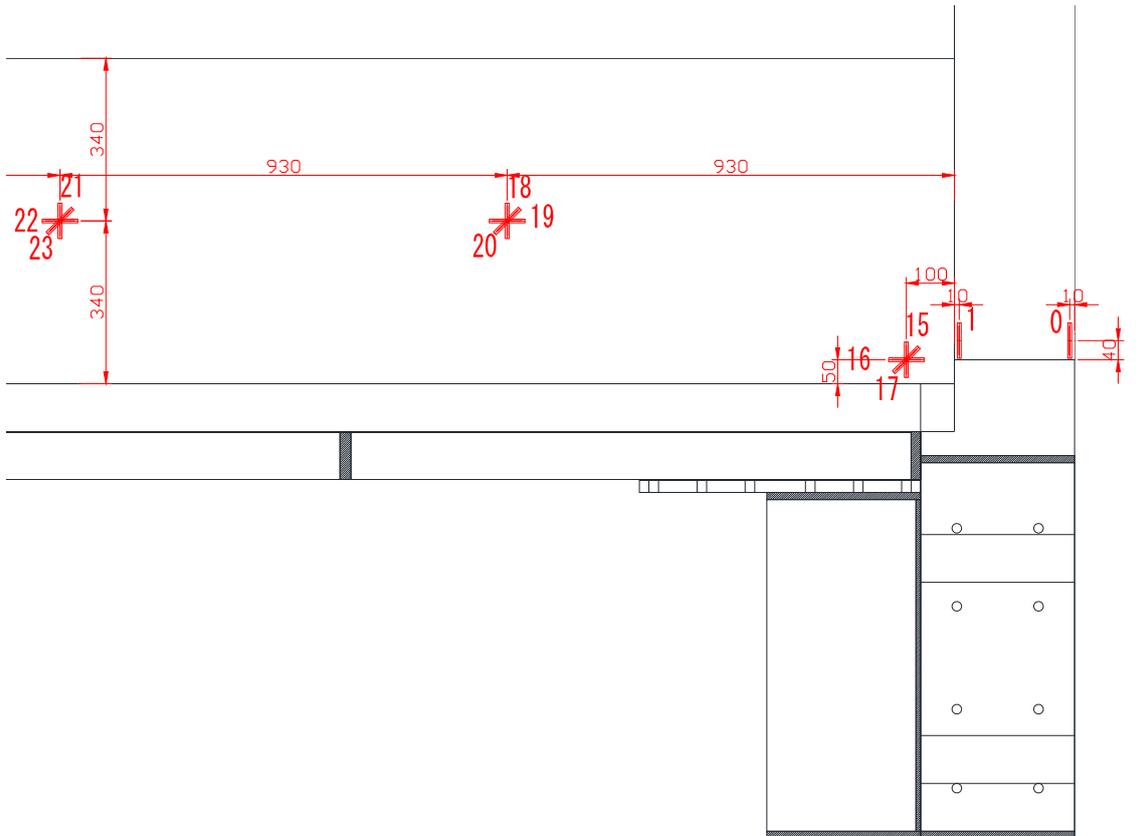


(b) コンクリート西面 南側

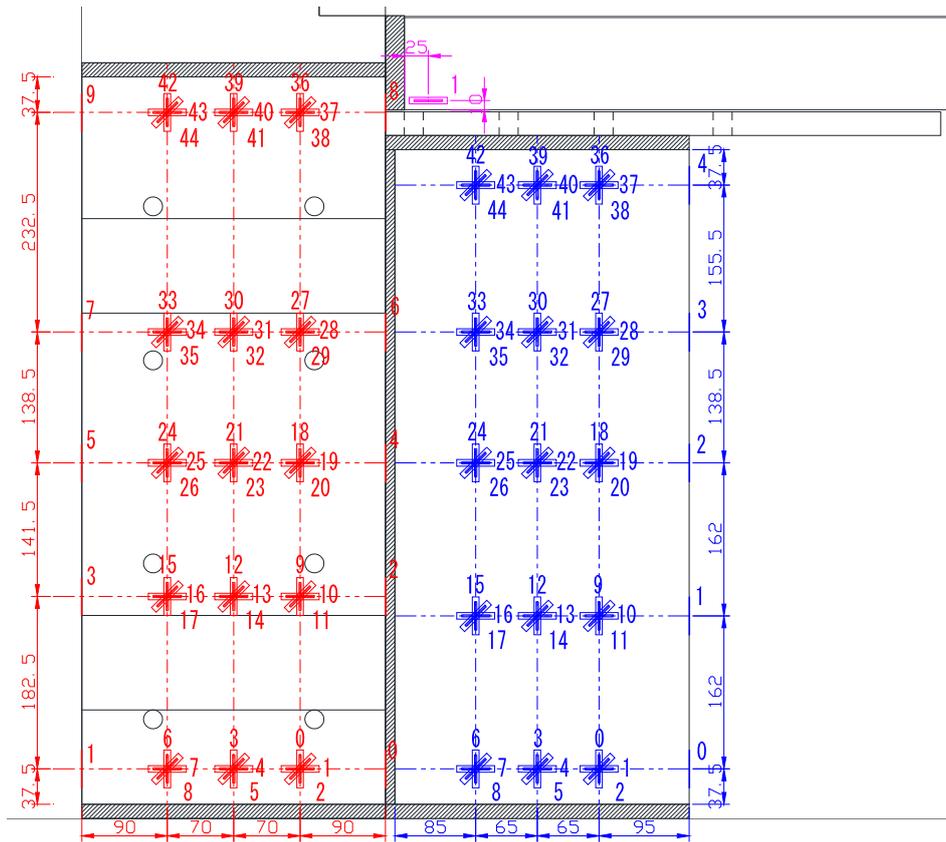
図 5. 2. 6-5 無補強試験体コンクリートひずみゲージ貼り付け位置図 (mm)



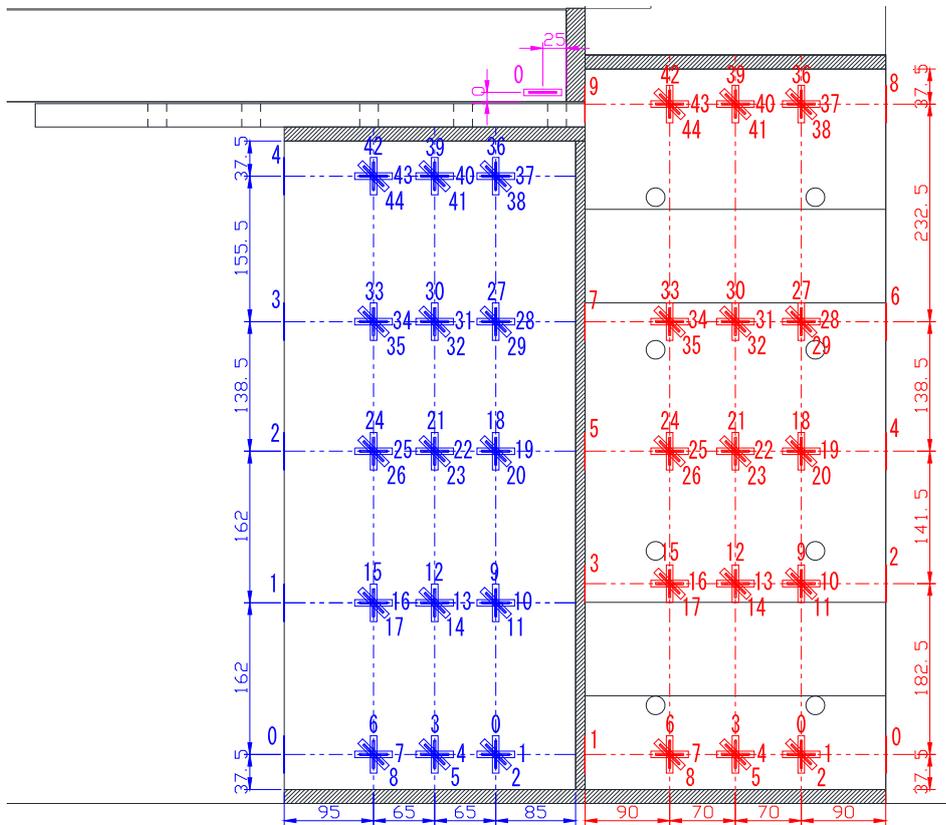
(a) コンクリート西面 北側



(b) コンクリート西面 南側



(c) UFC パネル西面 北側



(d) UFC パネル西面 南側

図 5.2.6-6 補強試験体コンクリートひずみゲージ貼り付け位置図 (mm)

### (3) ひび割れ

損傷計測を行うにあたり、人の目による目視計測のほかに、高解像度写真計測を行ったが、人の目視計測に関しては、試験体正面と幅面で計測方法が異なる。本実験では時間の都合上、すべてのサイクルで上記全ての計測を行うことはできないため、以下に示すように試験体正面と試験体幅面でそれぞれ初期計測・簡易計測・通常計測・詳細計測を表に示すサイクルにてそれぞれ行い、計測順は基本的に「目視計測」の順に行う。表 5.2.6-1 に架構試験体計測手順を示す。

また、ピロティ柱において、載荷開始直後 ( $R1=1/3200(\text{rad})$ ) は、細かに載荷を中断し初曲げひび割れが入っているか確認を行い、初ひび割れが発生した step 数を記録する（正載荷及び負載荷ピーク時それぞれ）。

以下に計測の種類ごとの作業手順を示す。

#### ・☆：初期計測

- ① 長期軸力加力後、試験体幅面に入っている一次加力の際のひび割れを黒マジックでなぞる。
- ② 定点写真撮影を行う。
- ③ 高解像度写真計測を行う。その際、高解像度カメラの位置を撮影して記録する。

#### ・△：簡易計測（定点写真，高解像度写真計測）

- (1) 試験体北面・西面の損傷がない箇所にそれぞれクラックスケールを張り付ける。
- (2) 高解像度写真計測を行う。
- (3) 試験体に貼り付けたクラックスケールをはがす。

#### ・○：通常計測

- 1) 正載荷ピーク時・負載荷ピーク時

- ① 定点写真撮影を行う。

##### 1. 試験体（柱正面+2F 壁端）計測

- ① 人の目視により柱に発生している最大曲げひび割れ 1 箇所・最大せん断ひび割れ 2 箇所・最大縦ひび割れ 3 箇所（縦ひび割れが入らない場合は、最大曲げひび割れ 3 箇所・最大せん断ひび割れ 3 箇所）以上のひび割れ幅計測を行い、計測を行った箇所とシール（黒）先端が一致するよう目印をつける。正負載荷で 6 カ所以上のひび割れが確定したらその際、シール（黒）はそのまま残して同じ位置のひび割れ幅を計測する。その後の載荷で最大ひび割れ箇所が異なる場合は、色の違うシールを貼り替える。

##### 2. 試験体（柱幅面+壁端以外の 2F 壁部+ピロティ梁）計測

- ① 試験体に発生したひびを赤マジックでなぞり、浮き・剥落は緑マジックで囲むようになぞる。
- ② 人の目視により試験体に発生している最大曲げひび割れ 1 箇所・最大せん断ひび割れ 2 箇所・最大縦ひび割れ 3 箇所（縦ひび割れが入らない場合は、最大曲げひび割れ 3 箇所・最大せん断ひび割れ 3 箇所）以上のひび割れ幅計測を行い、計測を行った箇所にシールで目印をつける。その際、前回計測を行った最大ひび割れ箇所と場所が異なる場合は、シールを貼り替える。

##### 3. 全体計測（試験体正面計測，試験体幅面計測終了後）

- ① 後々撮影したサイクルタイミングが分かるように、撮影前に変形角が映されているモニターの撮影を行い、+印の目印及びグリッド線に合わせて近写で試験体正面及び幅面のスナップ写真を撮影す

る。

- ② 北面，西面の損傷がない箇所にそれぞれクラックスケールを張り付ける。
- ③ 高解像度写真計測を行う。
- ④ 試験体に貼り付けたクラックスケールをはがす。

正載荷除荷時（試験体幅面，試験体正面共通）

- ① 定点写真撮影を行う。
- ① ピーク時に計測を行った最大曲げひび割れ 1 箇所・最大せん断ひび割れ 2 箇所・最大縦ひび割れ 3 箇所（縦ひび割れが入らない場合は，最大曲げひび割れ 3 箇所・最大せん断ひび割れ 3 箇所）以上のひび割れ幅計測を行う。
- ② 北面，西面の損傷がない箇所にそれぞれクラックスケールを張り付ける。
- ③ 高解像度写真計測を行う。
- ④ 試験体に貼り付けたクラックスケールをはがす。

・◎：詳細計測(負載荷除荷時のみ)

- ① 定点写真撮影を行う。

#### 1. 試験体正面

- ① 目印に合わせて限定された箇所に OHP シートを当て，ひび割れを OHP シートに転写する。その際，前のサイクルで OHP シートに記載されていたひび割れが閉じたり，浮きによってひびがなくなった場合などは，アセトンを用いて不要な線を消し，転写が終了した OHP シートは順次スキャンして記録する。
- ② ピーク時に計測を行った最大曲げひび割れ 1 箇所・最大せん断ひび割れ 2 箇所・最大縦ひび割れ 3 箇所（縦ひび割れが入らない場合は，最大曲げひび割れ 3 箇所・最大せん断ひび割れ 3 箇所）以上のひび割れ幅計測を行う。

#### 2. 試験体幅面

- ① ピーク時に計測を行った最大曲げひび割れ 1 箇所・最大せん断ひび割れ 2 箇所・最大縦ひび割れ 3 箇所（縦ひび割れが入らない場合は，最大曲げひび割れ 3 箇所・最大せん断ひび割れ 3 箇所）以上のひび割れ幅計測を行う。
- ② 試験体に浮き・剥落が発生している場合，浮き・剥落箇所を OHP を用いて転写し，計測を行ったグリッド番号を記録しておく。

#### 3. 全体計測（試験体正面計測，試験体幅面計測終了後）

- ① 北面，西面の損傷がない箇所にそれぞれクラックスケールを張り付ける。
- ② 高解像度写真計測を行う。
- ③ 試験体に貼り付けたクラックスケールをはがす。

OHP はノート PC にファイルを移動してチェックする。スナップ写真も同様にチェックする。（適宜決定）

表 5.2.6-1 架構試験体計測手順

変形角	サイクル数	載荷方向	計測種類	各計測実施タイミング	
				目視計測	高解像度写真
0			☆ (初期ひび, 高解像)	★	●
1/3200	1	正載荷	△+初ひび割れ確認	-	
		除荷	△		
		負載荷	△+初ひび割れ確認		
		除荷	△		
1/1600	1	正載荷	△	-	
		除荷			
		負載荷			
		除荷			
	2	正載荷	○	●	
		除荷			
1/800	1	正載荷	△	-	●
		除荷			
		負載荷			
		除荷			
	2	正載荷	○	●	
		除荷			
1/400	1	正載荷	△	-	
		除荷			
		負載荷			
		除荷			
	2	正載荷	○	●	
		除荷			
1/200	1	正載荷	△	-	
		除荷			
		負載荷			
		除荷			
	2	正載荷	○	●	
		除荷			
1/100	1	正載荷	△	-	●
		除荷			
		負載荷			
		除荷			
	2	正載荷	○	●	
		除荷			
1/100	2	正載荷	○	●	
		除荷			
		負載荷			
		除荷			

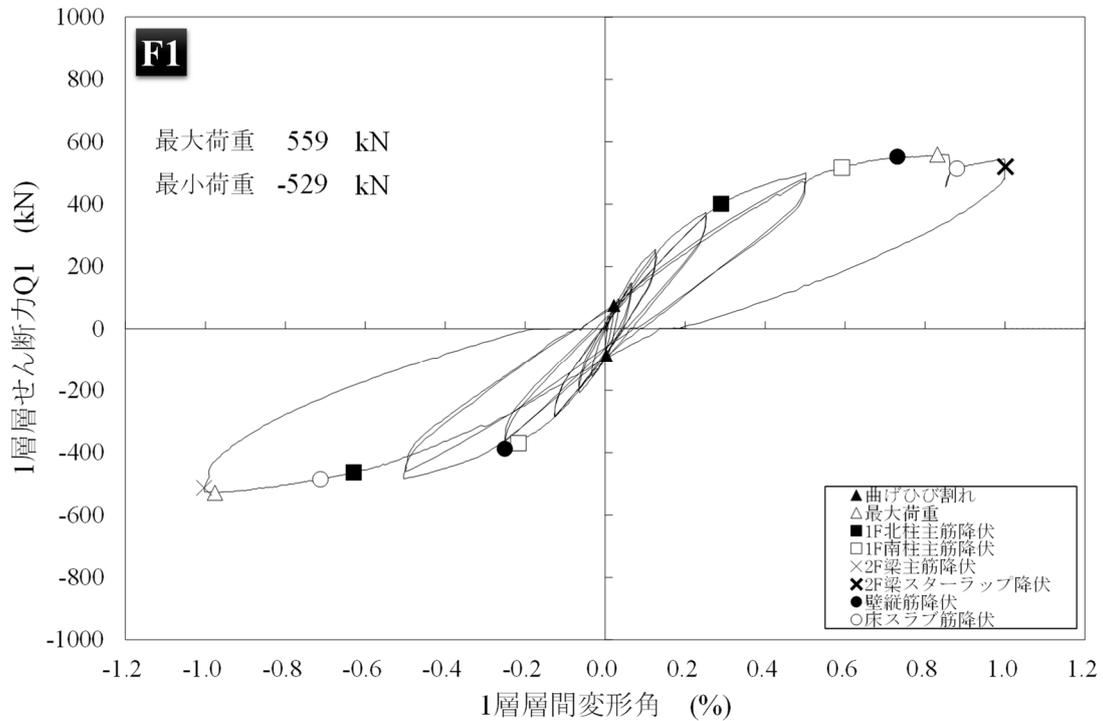
### 5.3 実験結果

#### 5.3.1 無補強試験体 (F1)

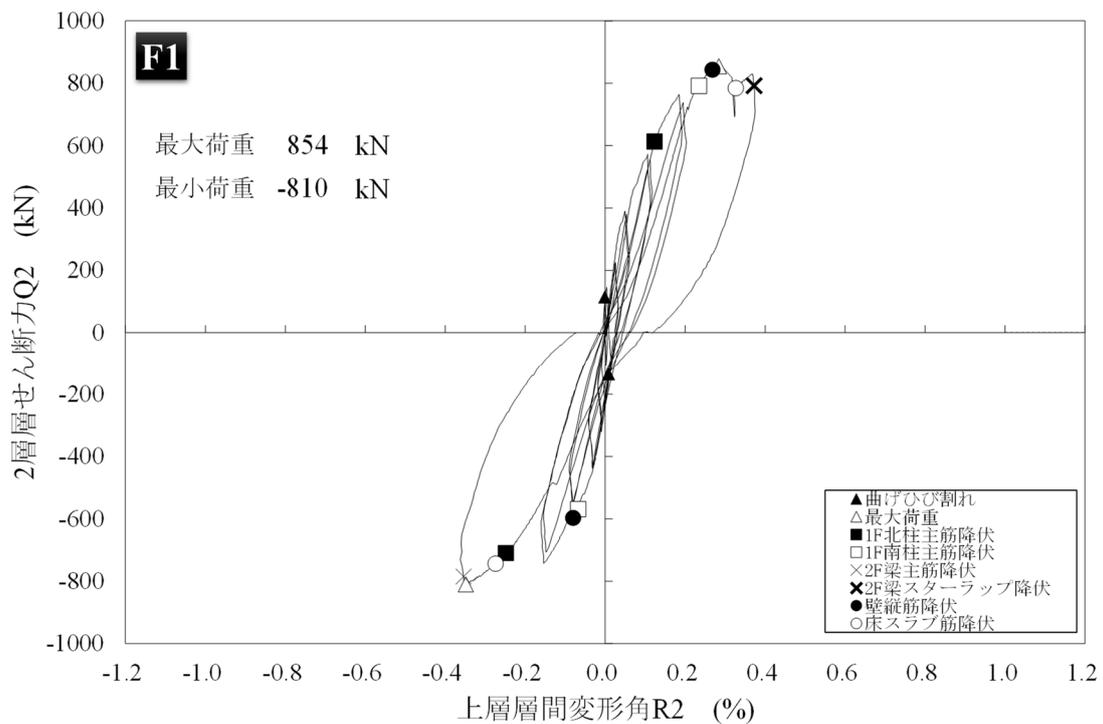
##### (1) 荷重変形関係

##### (a) 上層 せん断力—層間変形角関係

図 5.3.1-1 に 1F の層せん断力—層間変形角関係を示す。また、表 5.3.1-1 に特性点一覧を示す。



(a) 1層 せん断力—層間変形角関係



(a) 上層 せん断力—層間変形角関係

図 5.3.1-1 荷重変形関係

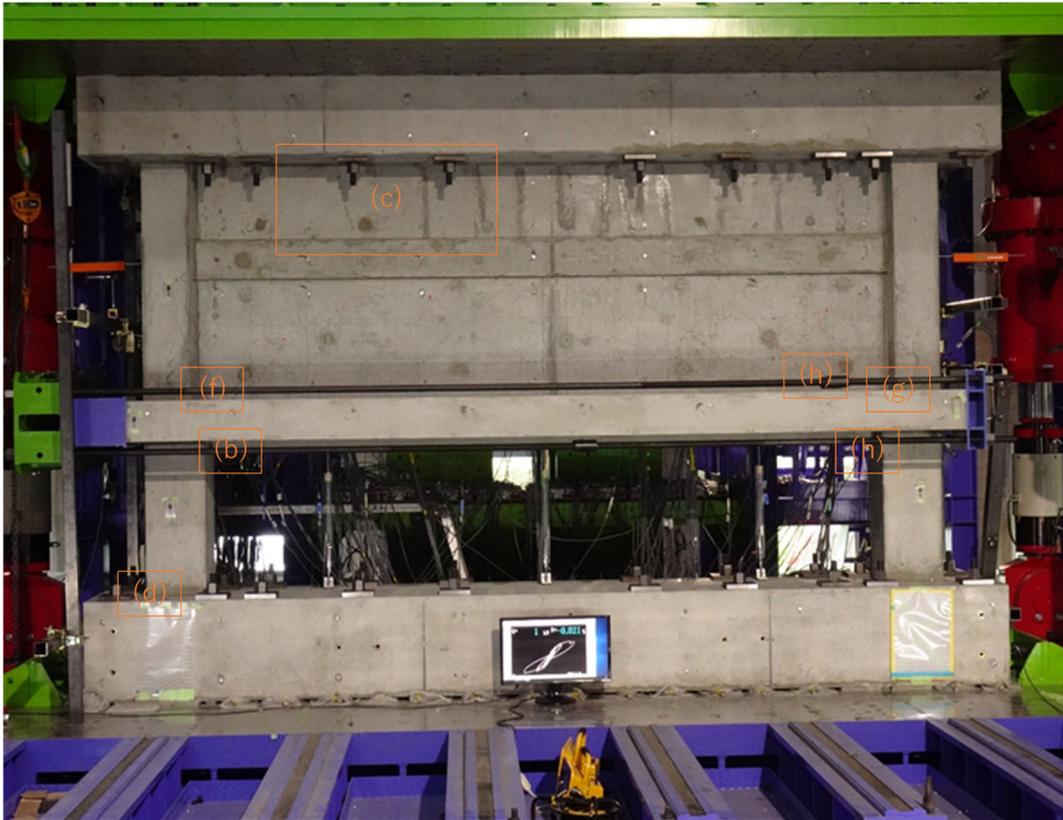
表 5.3.1-1 特性点一覧

F1	正側		負側	
	変形角R1 (%)	荷重Q1 (kN)	変形角R1 (%)	荷重Q1 (kN)
曲げひび割れ	0.022	75	0.003	-87
最大荷重	0.83	559	-0.98	-529
1F北柱主筋降伏	0.29	401	-0.63	-464
1F北柱フープ降伏	-	-	-	-
2F北柱主筋降伏	-	-	-	-
3F北柱主筋降伏	-	-	-	-
2F北柱フープ降伏	-	-	-	-
3F北柱フープ降伏	-	-	-	-
2F梁主筋降伏	-	-	-1.00	-513
2F梁スターラップ降伏	1.00	520	-	-
3F梁主筋降伏	-	-	-	-
3F梁スターラップ降伏	-	-	-	-
1F南柱主筋降伏	0.59	517	-0.22	-370
1F南柱フープ降伏	-	-	-	-
2F南柱主筋降伏	-	-	-	-
3F南柱主筋降伏	-	-	-	-
2F南柱フープ降伏	-	-	-	-
3F南柱フープ降伏	-	-	-	-
壁縦筋降伏	0.73	552	-0.25	-388
壁横筋降伏	-	-	-	-
床スラブ筋降伏	0.88	514	-0.71	-486

(2) 破壊経過

以下に破壊性状を示す。括弧内は図 5.3.1-2 における参照番号とする。

- 水平力 75kN,  $R1=0.044\%$ 時 1C1 脚部にて初ひび割れ発生。(曲げひび 0.05mm)
- $R1=1/3200$  の 1 サイクル目正側ピークで曲げひび割れが 0.1mm となった。
- 水平力 87kN,  $R1=-0.006\%$ 時梁下部 (右) にて初ひび割れ発生。(0.05mm)
- $R1=1/3200$  の 1 サイクル目負側ピークで 1C2 柱脚部に曲げひび割れ (0.05mm) 発生。除荷で閉じた。
- $R1=1/1600$  の 1 サイクル目正側ピークにて 1C1 脚部に曲げひび割れ (0.1mm) 発生。除荷で 0.05mm となった。負側ピークにて 1C2 脚部に曲げひび割れ (0.1mm) 発生。除荷で閉じた。幅面にもひび割れ発生。2 サイクル目正側ピークにて壁右端部にせん断ひび割れ発生。負側ピークにて壁左端部にせん断ひび割れ発生。梁にもせん断ひび割れ発生。
- $R1=1/800$  の 1 サイクル目正側ピークにて柱ひびが進展した。圧縮側である 1C2 に縦ひび割れ発生。
- $R1=1/400$  の 1 サイクル目正側ピークにて壁のせん断ひび割れ増加。1C1 の柱頭真ん中にひび発生。
- 1 サイクル目負側ピークにて 1C2 のひびに損傷が集中した。2 サイクル目正側ピークにて、左の柱梁接合部に損傷 (ひび割れ) 発生。(b) 3 階耐震壁にひび割れ発生。(c)
- $R1=1/200$  の 1 サイクル目正側ピークにて 1C1, 1C2 の曲げひび割れ, 壁のせん断ひび割れ増加。
- 2 サイクル目正側ピークにて 1C1 西側及び北側柱脚部にてコンクリートの剥落発生。(d、e) 南側スラブにひび割れ発生。(f) 2 サイクル目負側ピークにて北側スラブにひび割れ発生。(g)
- $R1=1/100$  の 1 サイクル目正側ピークにて梁端破壊。(h) 2C1 にひび割れ発生。壁とスラブの境界に損傷発生。(i) 荷重変形関係にて、やや耐力低下を確認した。



(a) 試験体実験終了時状況



(b) 北側柱梁接合部の損傷



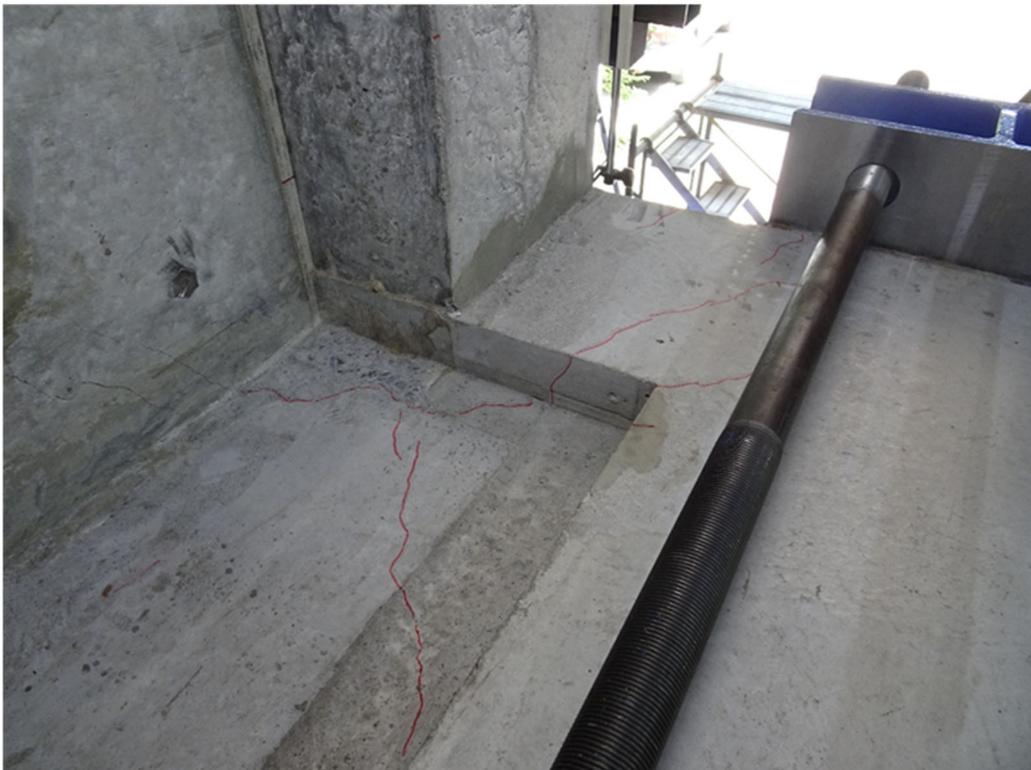
(c) 3 階耐震壁ひび割れ



(d) 1C1 西側 (正面) 柱脚部コンクリート剥落



(e) 北側柱脚部コンクリート剥落



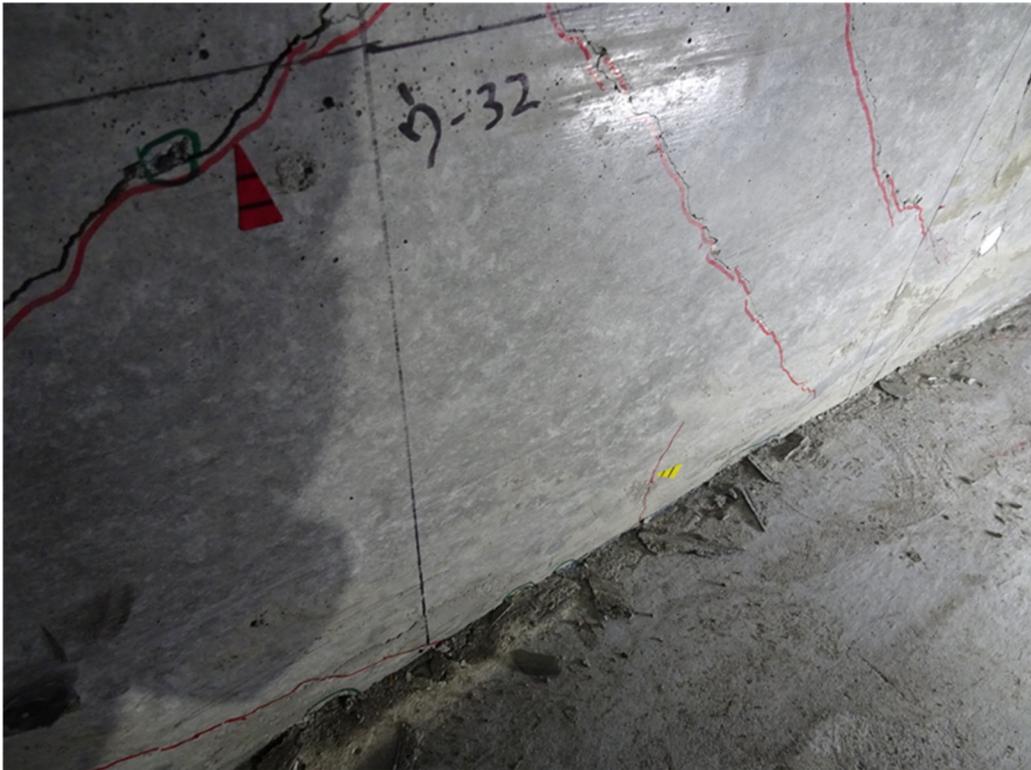
(f) 北側スラブひび割れ



(g) 南側スラブひび割れ



(h) 梁端部の破壊



(i) 壁とスラブの境界に損傷

図 5.3.1-2 損傷状況

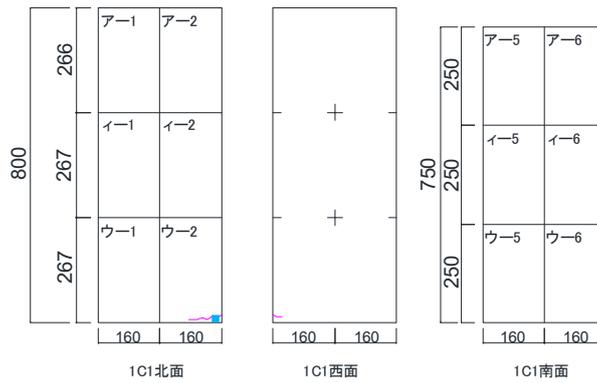
(3) ひび割れ図と最大ひび割れ幅推移

1) ひび割れ図

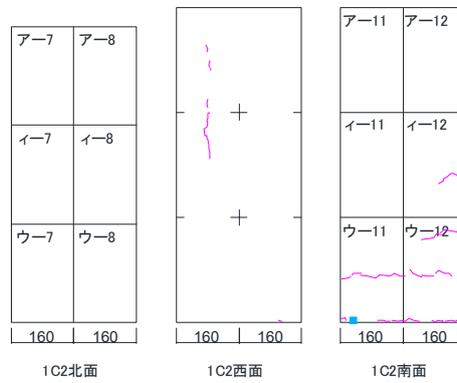
以下に本実験で得られたひび割れ図と正面写真を示す。各面で計測したひび割れのうち、曲げ、せん断、たてそれぞれに対して最大のものを計測した地点のプロットを行った。

- ...せん断ひび割れ計測地点
- ...曲げひび割れ計測地点
- ▲ ...たてひび割れ計測地点

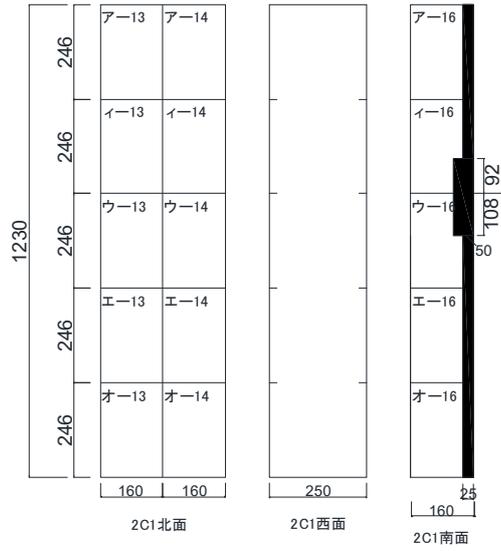
●1/1600



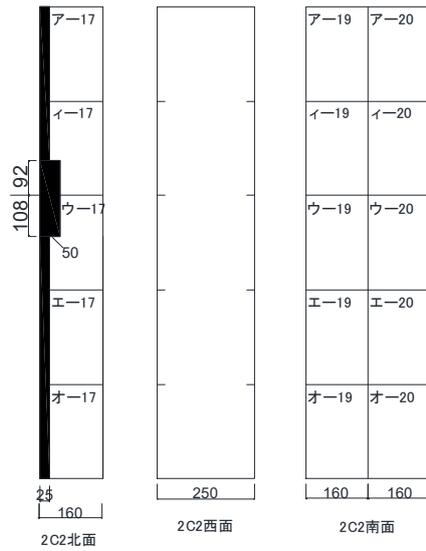
(a) 1C1 ひび割れ図



(b) 1C2 ひび割れ図

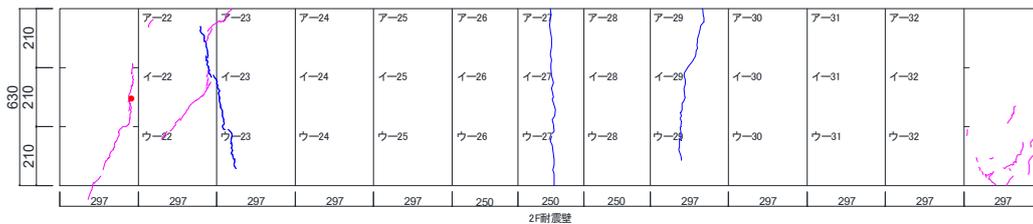


(C) 2C1 ひび割れ図



(d) 2C2 ひび割れ図

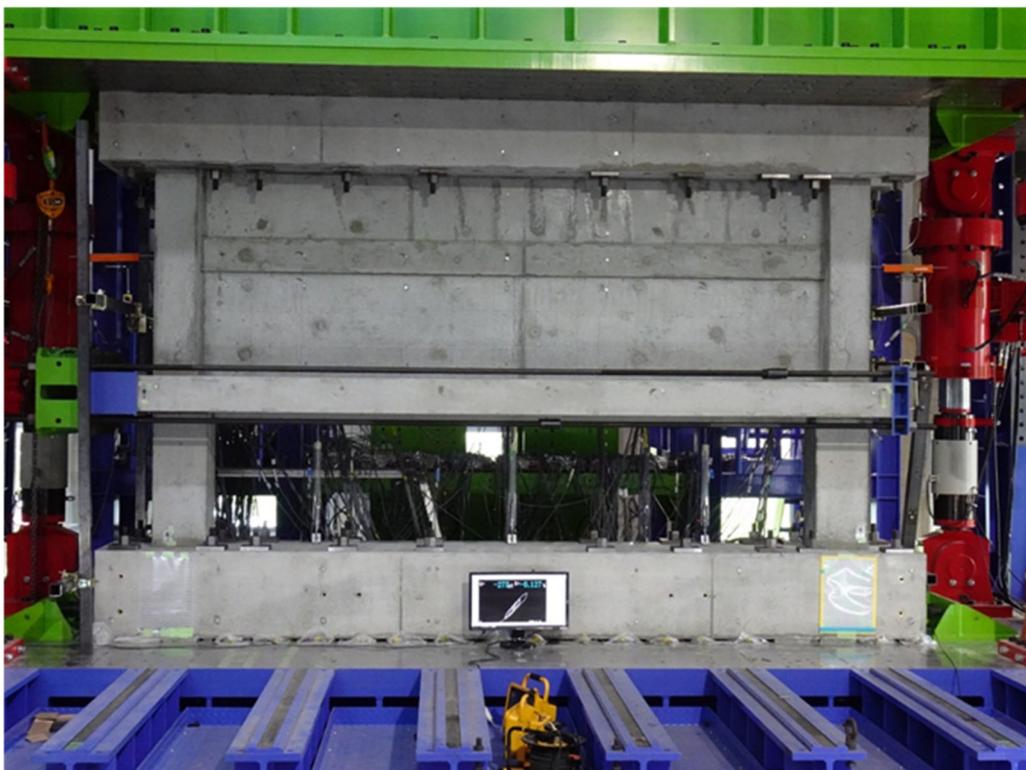
第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



(e) 壁ひび割れ図



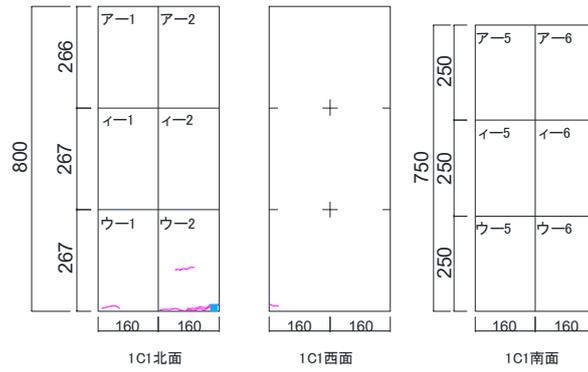
(f) ピロティ梁ひび割れ図



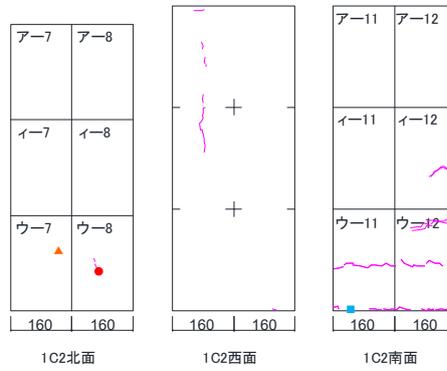
(g) 全体写真

図 5.3.1-3 損傷状況

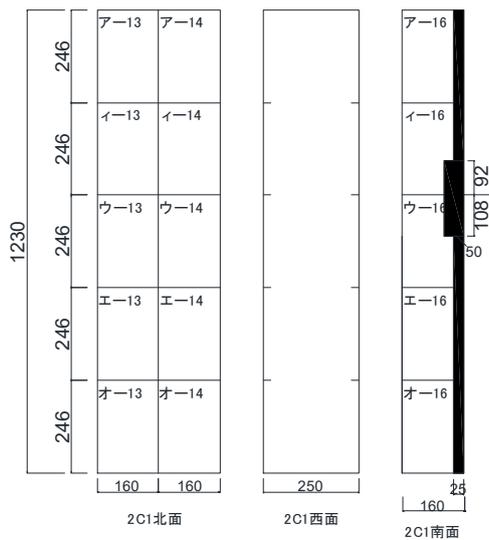
●1/800



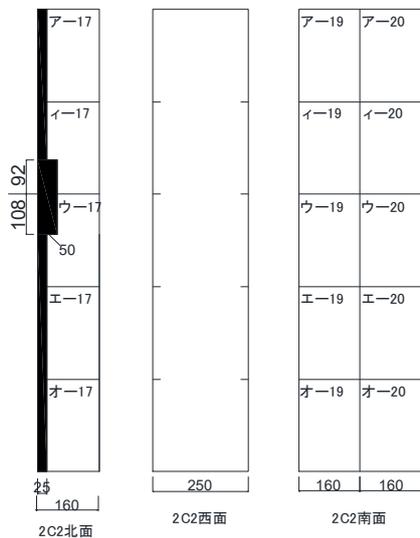
(a) 1C1 ひび割れ図



(b) 1C2 ひび割れ図

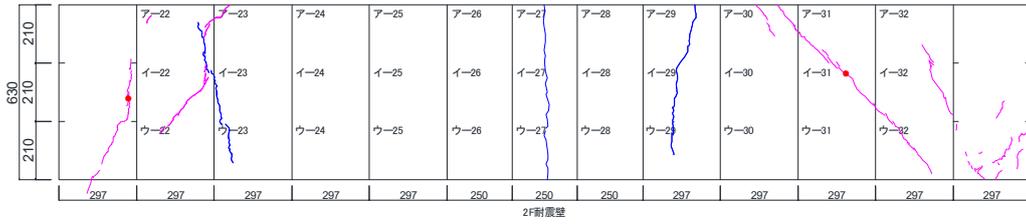


(C) 2C1 ひび割れ図



(d) 2C2 ひび割れ図

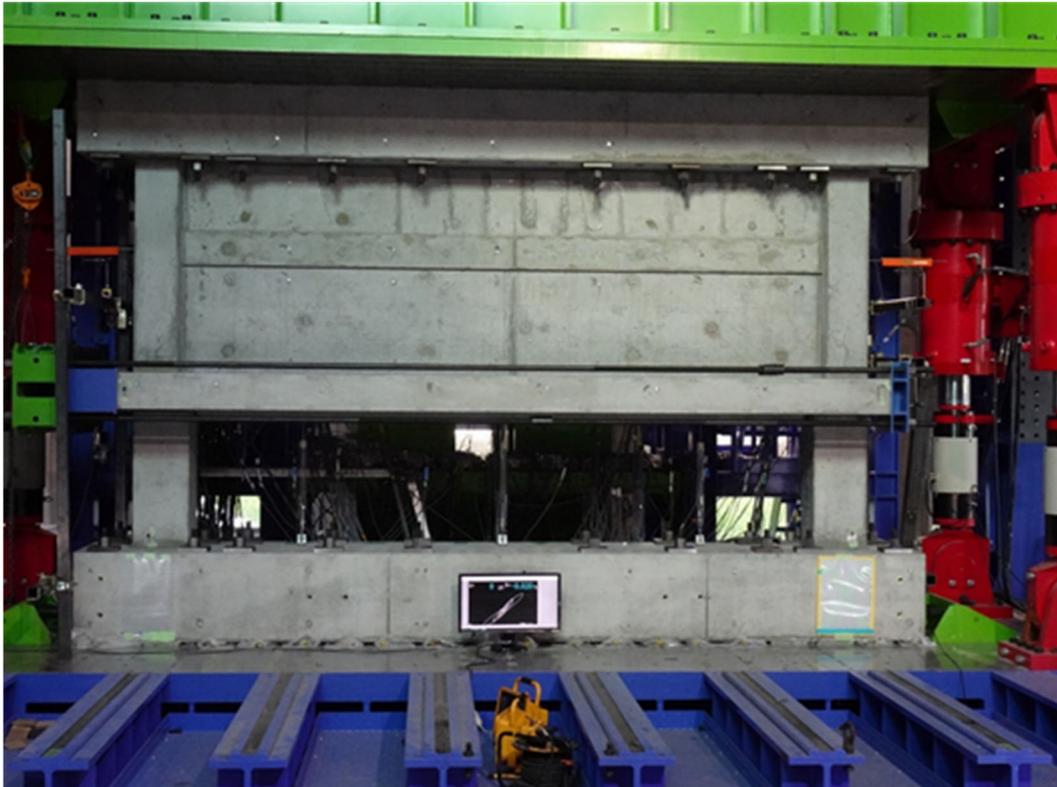
第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験



(e) 壁ひび割れ図



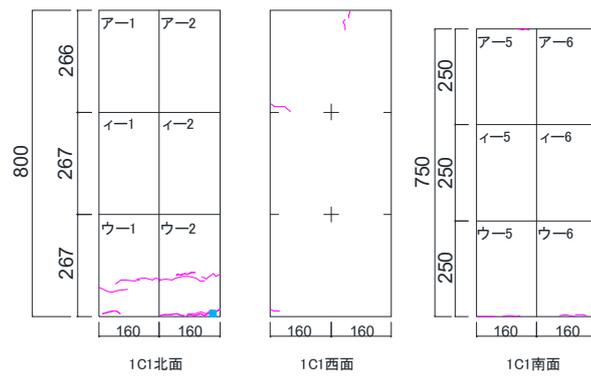
(f) ピロティ梁ひび割れ図



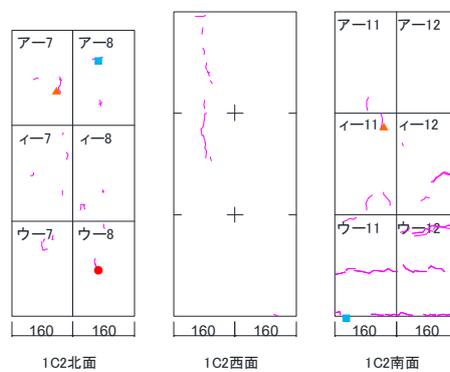
(g) 全体写真

図 5.3.1-4 損傷状況

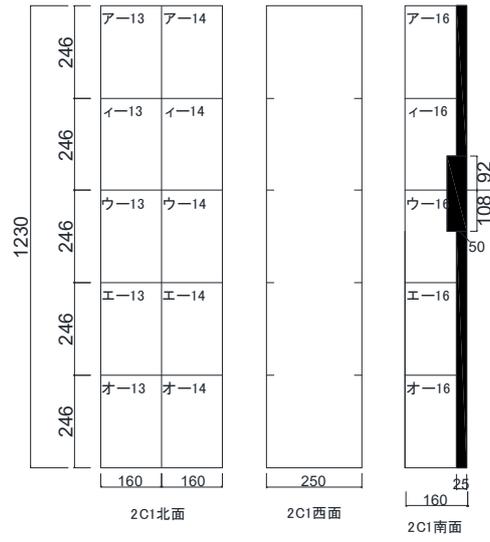
●1/400



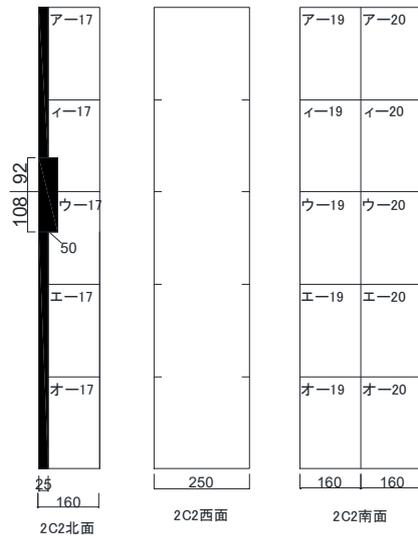
(a) 1C1 ひび割れ図



(b) 1C2 ひび割れ図

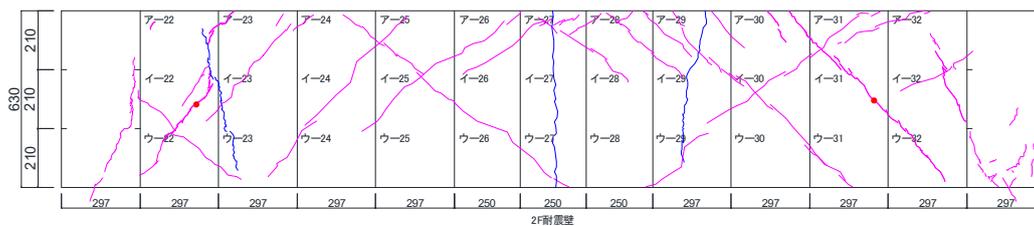


(C) 2C1 ひび割れ図

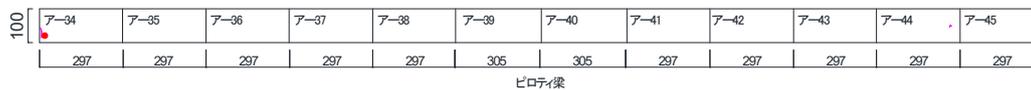


(d) 2C2 ひび割れ図

第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



(e) 壁ひび割れ図



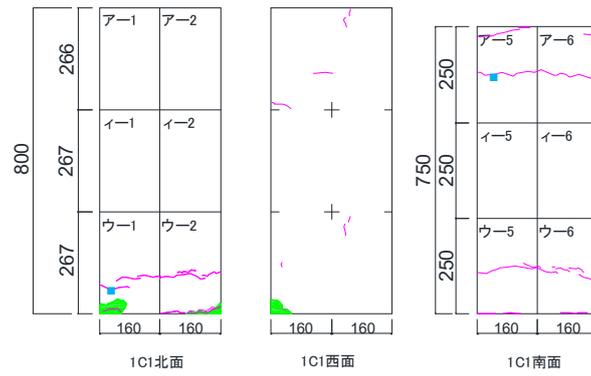
(f) ピロティ梁ひび割れ図



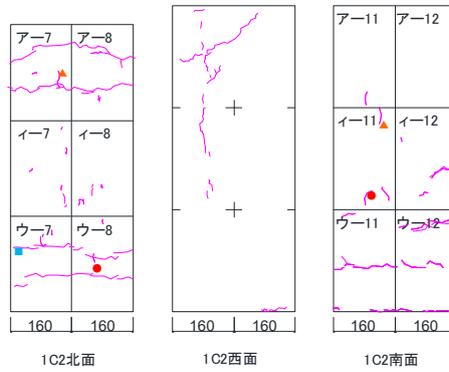
(g) 全体写真

図 5.3.1-5 損傷状況

●1/200

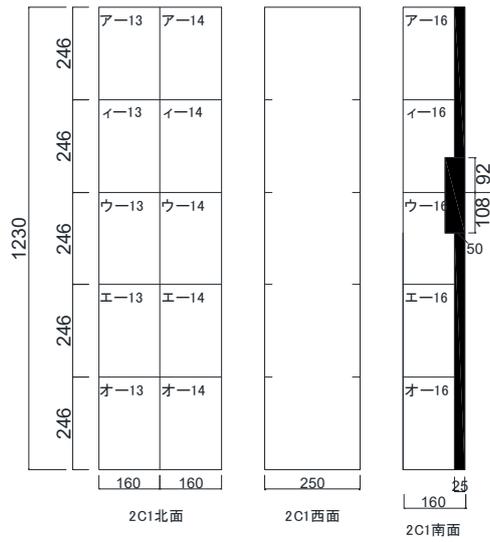


(a) 1C1 ひび割れ図

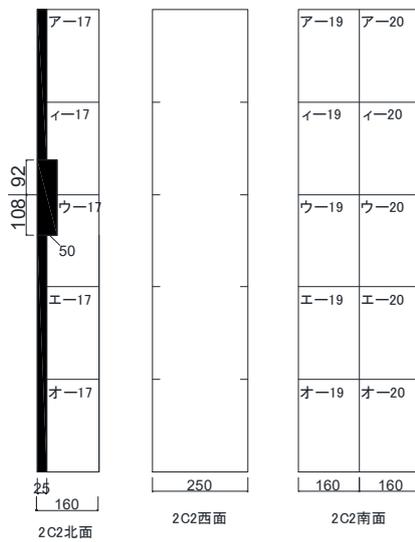


(b) 1C2 ひび割れ図

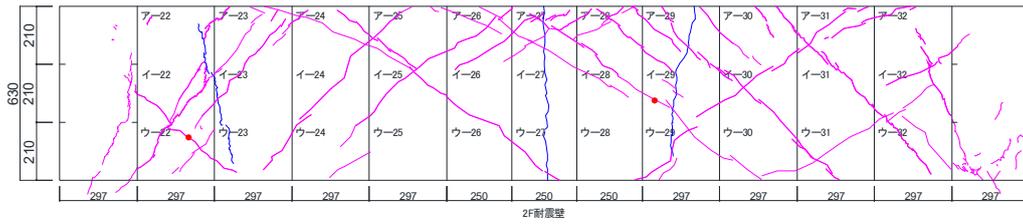
第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験



(C) 2C1 ひび割れ図



(d) 2C2 ひび割れ図



(e) 壁ひび割れ図



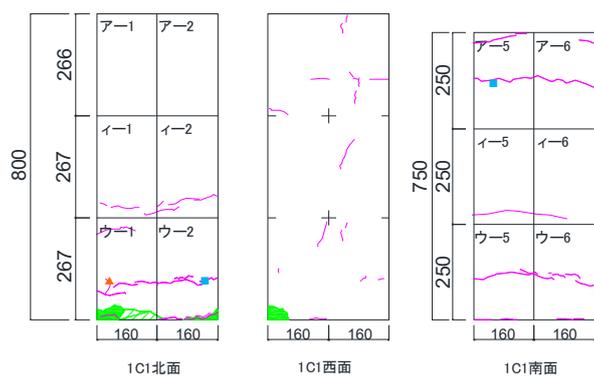
(f) ピロティ梁ひび割れ図



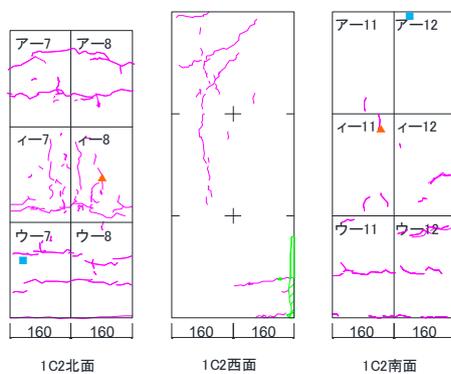
(g) 全体写真

図 5.3.1-6 損傷状況

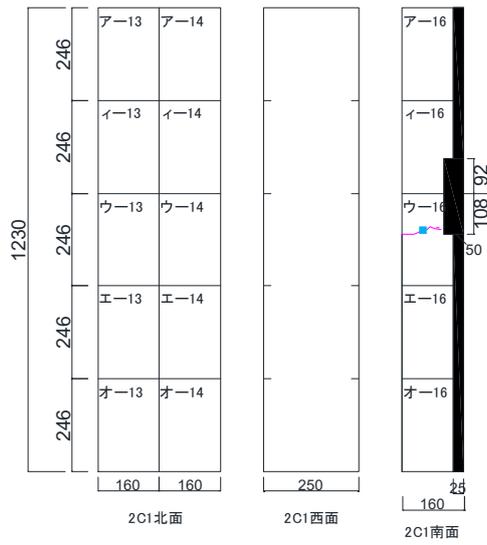
●1/100



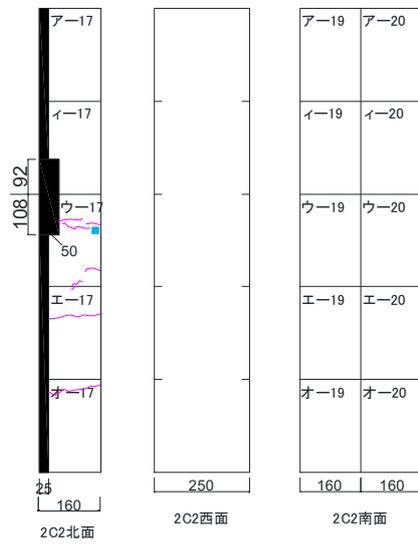
(a) 1C1 ひび割れ図



(b) 1C2 ひび割れ図

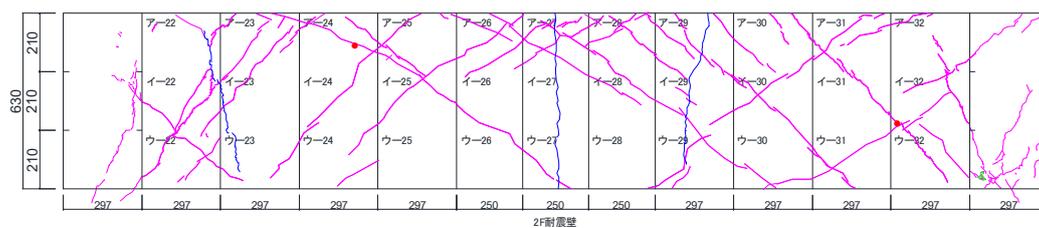


(C) 2C1 ひび割れ図

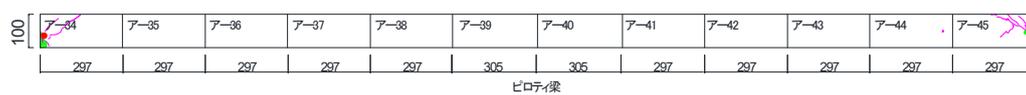


(d) 2C2 ひび割れ図

第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



(g) 全体写真

図 5.3.1-7 損傷状況

2) 最大ひび割れ幅推移

表 5.3.1-2, 図 5.3.1-8 に, 最大ひび割れ幅推移を示す。

表 5.3.1-2 最大ひび割れ幅推移

(a) 正側 1C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C1正面)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	0.05	0.20
		除荷時	-	-	-	0.00	0.10
	曲げ	ピーク	0.10	0.15	0.40	0.30	0.75
		除荷時	0.00	0.05	0.05	0.00	0.05
	たて	ピーク	-	-	-	0.05	0.05
		除荷時	-	-	-	0.00	0.00

(b) 負側 1C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C1正面)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	0.05	0.15
		除荷時	-	-	-	0.00	0.00
	曲げ	ピーク	-	-	0.05	0.05	0.15
		除荷時	-	-	0.05	0.00	0.00
	たて	ピーク	-	-	0.05	0.05	0.05
		除荷時	-	-	0.00	0.00	0.00

(c) 正側 1C1 北

最大ひび割れ幅推移 (1C1北)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	0.10	0.10	0.25	0.25	0.85
		除荷時	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05
	たて	ピーク	-	-	-	-	0.05
		除荷時	-	-	-	-	0.05

(d) 負側 1C1 北

最大ひび割れ幅推移 (1C1北)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	0.05	0.00	0.00
		除荷時	-	-	0.00	0.00	0.00
	たて	ピーク	-	-	-	-	0.00
		除荷時	-	-	-	-	0.00

(e) 正側 1C1 南

最大ひび割れ幅推移 (1C1南)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	0.15	0.30
		除荷時	-	-	-	0.00	0.00
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(f) 負側 1C1 南

最大ひび割れ幅推移 (1C1南)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	0.10	0.10	0.25
		除荷時	-	-	0.00	0.00	0.00
	たて	ピーク	-	-	-	-	0.00
		除荷時	-	-	-	-	0.00

(g) 正側 1C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C2正面)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	0.05	-	-	0.20
		除荷時	-	0.05	-	-	0.05
	曲げ	ピーク	-	0.00	0.10	0.10	0.20
		除荷時	-	0.00	0.10	0.00	0.05
	たて	ピーク	-	-	0.05	0.05	0.10
		除荷時	-	-	0.05	0.05	0.05

(h) 負側 1C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C2正面)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	0.05	0.05	-	0.10	0.15
		除荷時	0.00	0.05	-	0.05	0.05
	曲げ	ピーク	0.15	0.15	0.30	0.35	0.75
		除荷時	0.05	0.05	0.00	0.05	0.10
	たて	ピーク	-	-	0.05	0.05	0.05
		除荷時	-	-	0.05	0.05	0.05

(i) 正側 1C2 北

最大ひび割れ幅推移 (1C2北)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	0.00	0.00	0.00	-
		除荷時	-	0.00	0.00	0.00	-
	曲げ	ピーク	-	-	0.05	0.15	0.20
		除荷時	-	-	0.05	0.00	0.00
	たて	ピーク	-	0.00	0.05	0.05	0.05
		除荷時	-	0.00	0.05	0.05	0.05

(j) 負側 1C2 北

最大ひび割れ幅推移 (1C2北)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	0.05	0.05	-	-
		除荷時	-	0.00	0.05	-	-
	曲げ	ピーク	-	0.05	0.05	0.15	0.20
		除荷時	-	0.05	0.05	0.00	0.00
	たて	ピーク	-	0.05	0.05	0.05	0.05
		除荷時	-	0.00	0.05	0.05	0.05

(k) 正側 1C2 南

最大ひび割れ幅推移 (1C2南)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	0.10	0.15	0.15	0.15
		除荷時	-	0.00	0.15	0.15	0.00
	たて	ピーク	-	-	0.05	0.05	0.05
		除荷時	-	-	0.05	0.05	0.05

(l) 負側 102 南

最大ひび割れ幅推移 (1C2南)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	0.20	1.35	0.65	1.10
		除荷時	-	0.00	0.00	剥がれ	0.15
	たて	ピーク	-	0.05	0.00	0.05	0.05
		除荷時	-	0.05	0.00	0.00	0.05

(m) 正側 2C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C1正面)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	0.10
		除荷時	-	-	-	-	0.00
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(n) 負側 2C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C1正面)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	0.00
		除荷時	-	-	-	-	0.00
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(o) 正側 2C1 北

最大ひび割れ幅推移 (2C1北)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(p) 負側 2C1 北

最大ひび割れ幅推移 (2C1北)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(q) 正側 2C1 南

最大ひび割れ幅推移 (2C1南)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	0.15
		除荷時	-	-	-	-	0.05
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(r) 負側 2C1 南

最大ひび割れ幅推移 (2C1南)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	0.00
		除荷時	-	-	-	-	0.00
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(s) 正側 2C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C2正面)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(t) 負側 2C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C2正面)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(u) 正側 2C2 北

最大ひび割れ幅推移 (2C2北)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(v) 負側 2C2 北

最大ひび割れ幅推移 (2C2北)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	0.15
		除荷時	-	-	-	-	0.00
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(w) 正側 2C2 南

最大ひび割れ幅推移 (2C2南)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	0.05
		除荷時	-	-	-	-	0.00
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(x) 負側 2C2 南

最大ひび割れ幅推移 (2C2南)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	0.00
		除荷時	-	-	-	-	0.00
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(y) 正側 壁左

最大ひび割れ幅推移 (壁左)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	0.05	0.30	0.45	1.80
		除荷時	-	0.05	0.30	0.20	0.65
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(z) 負側 壁左

最大ひび割れ幅推移 (壁左)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	0.15	0.20	0.35	0.85	0.70
		除荷時	0.10	0.10	0.20	0.35	0.35
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(ab) 正側 壁右

最大ひび割れ幅推移 (壁右)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	0.20	0.25	0.60	0.80	1.00
		除荷時	0.20	0.20	0.30	0.35	0.65
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(ac) 負側 壁右

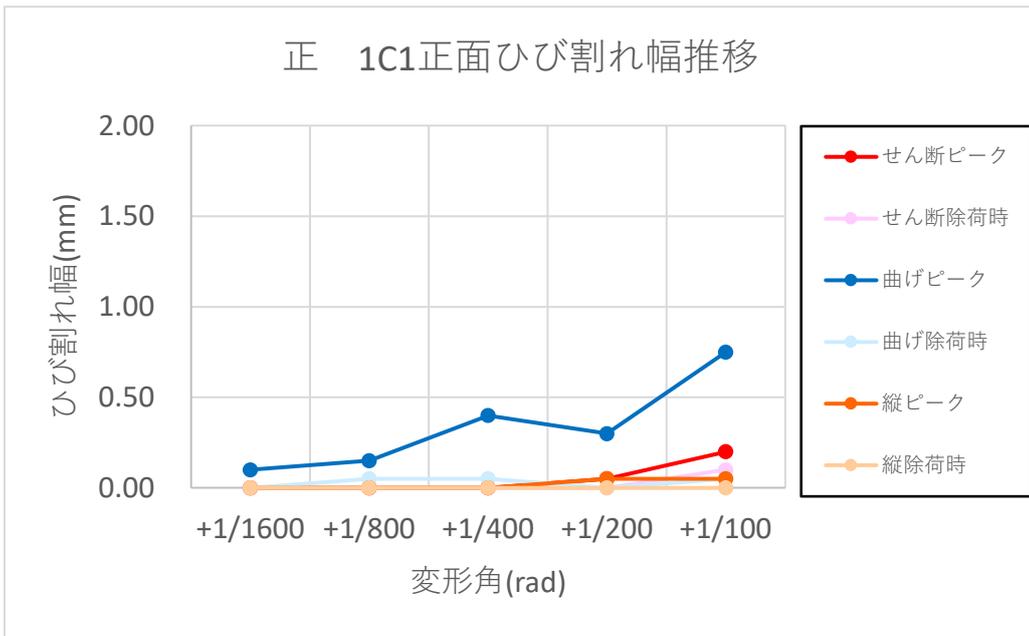
最大ひび割れ幅推移 (壁右)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	0.20	0.20	0.40	0.80	0.95
		除荷時	0.25	0.15	0.10	0.40	0.25
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	0.10
		除荷時	-	-	-	-	0.00

(ad) 正側 ピロティ梁

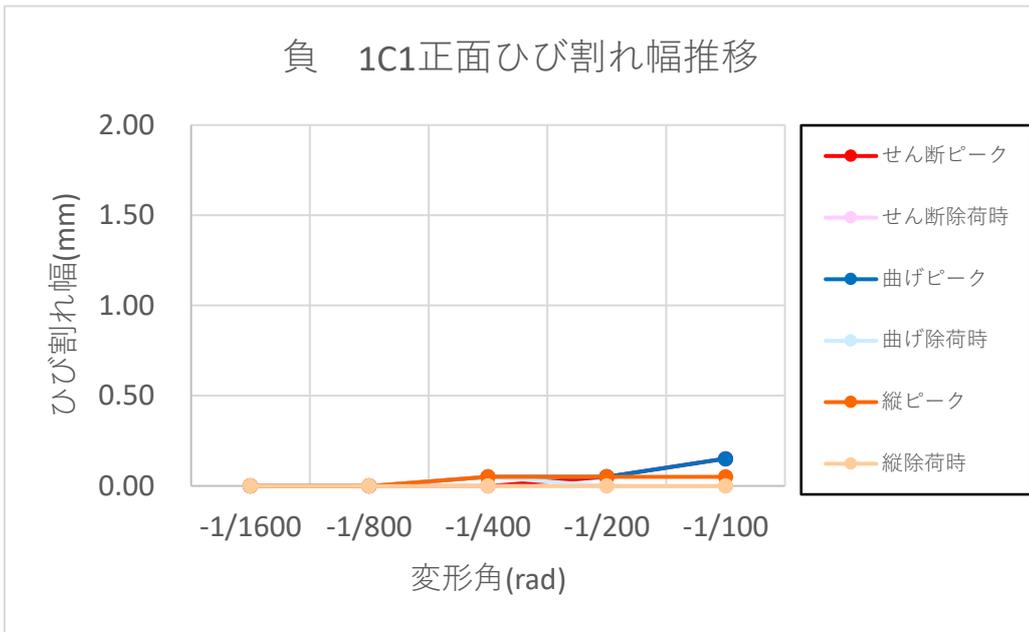
最大ひび割れ幅推移 (ピロティ梁)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	0.15	0.45	0.50	0.55
		除荷時	-	0.00	0.15	0.10	0.10
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(ae) 負側 ピロティ梁

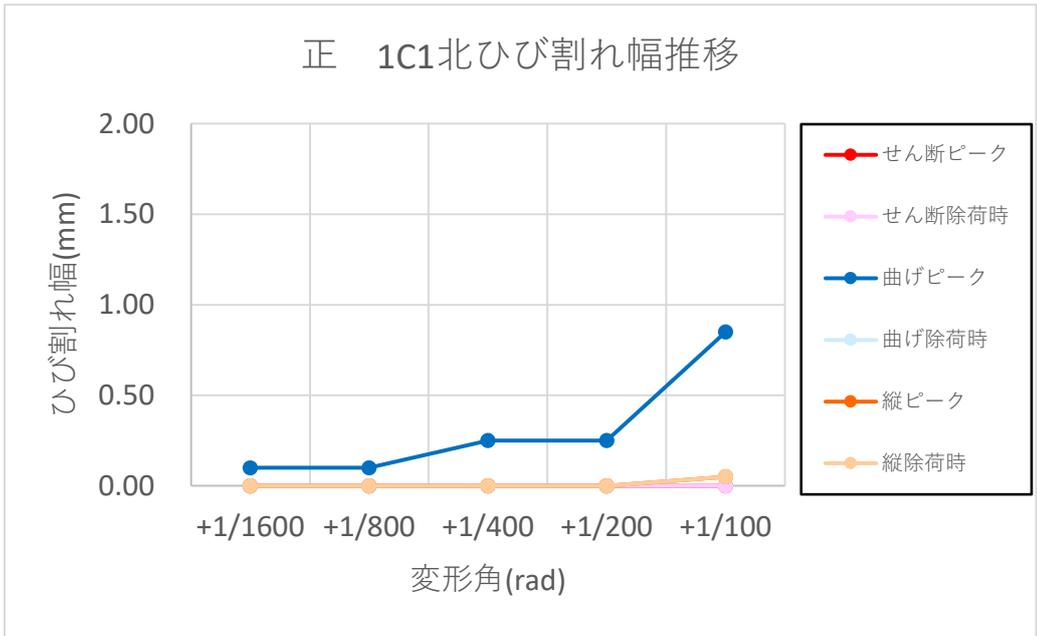
最大ひび割れ幅推移 (ピロティ梁)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	0.10	-	-	0.10	0.15
		除荷時	0.00	-	-	0.05	0.10
	曲げ	ピーク	0.15	-	-	-	-
		除荷時	0.10	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-



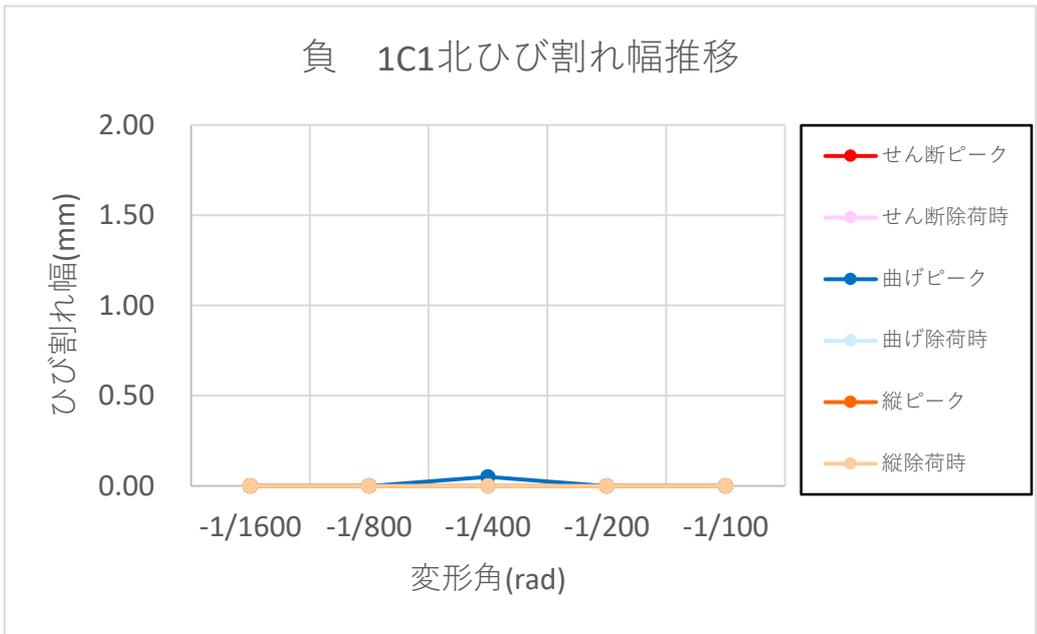
(a) 正側 1C1 正面



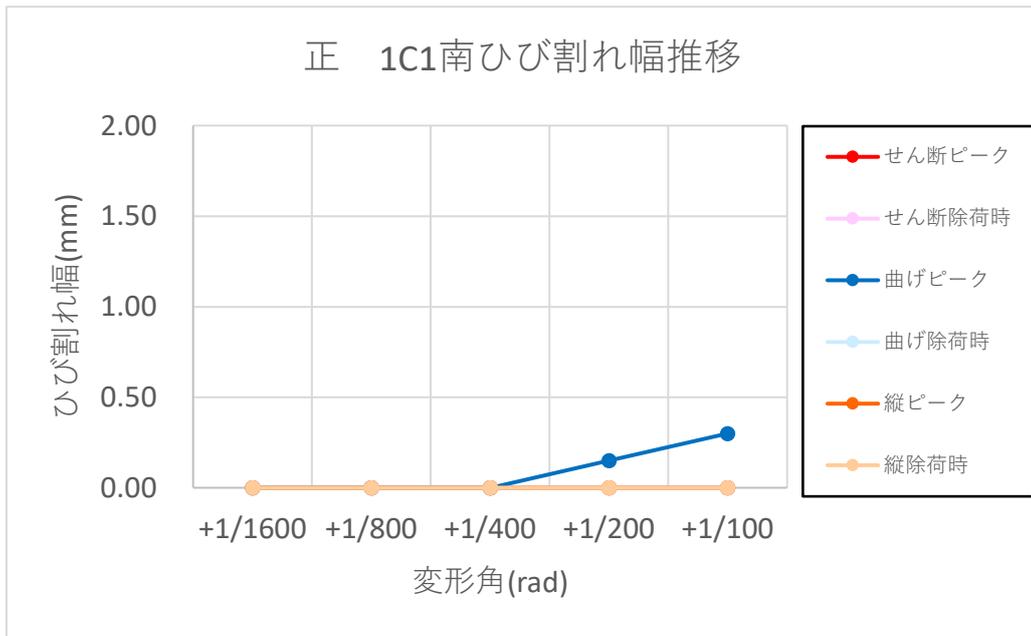
(b) 負側 1C1 正面



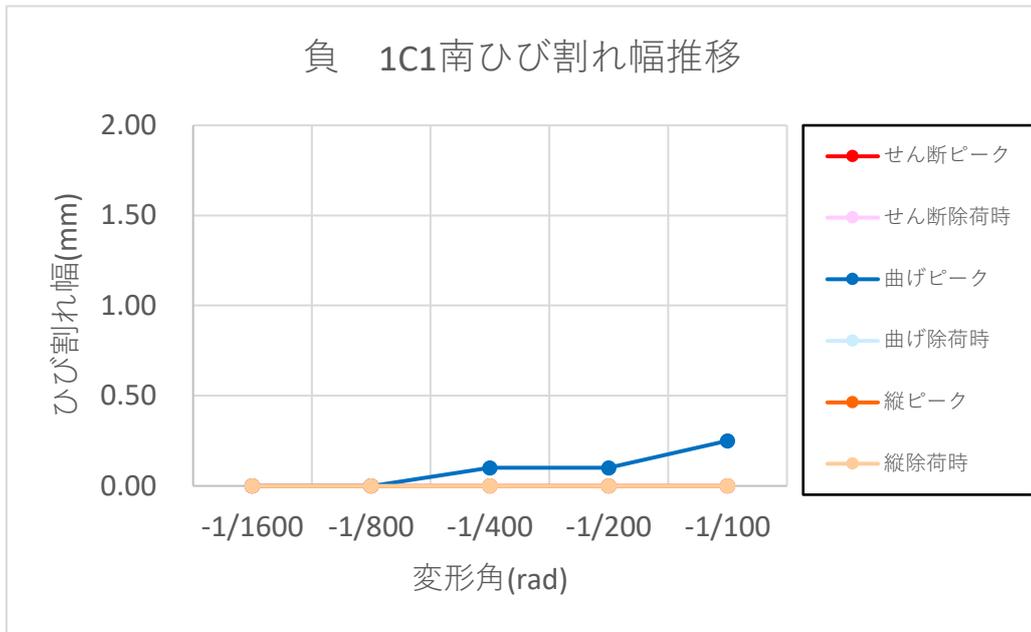
(C) 正側 1C1 北



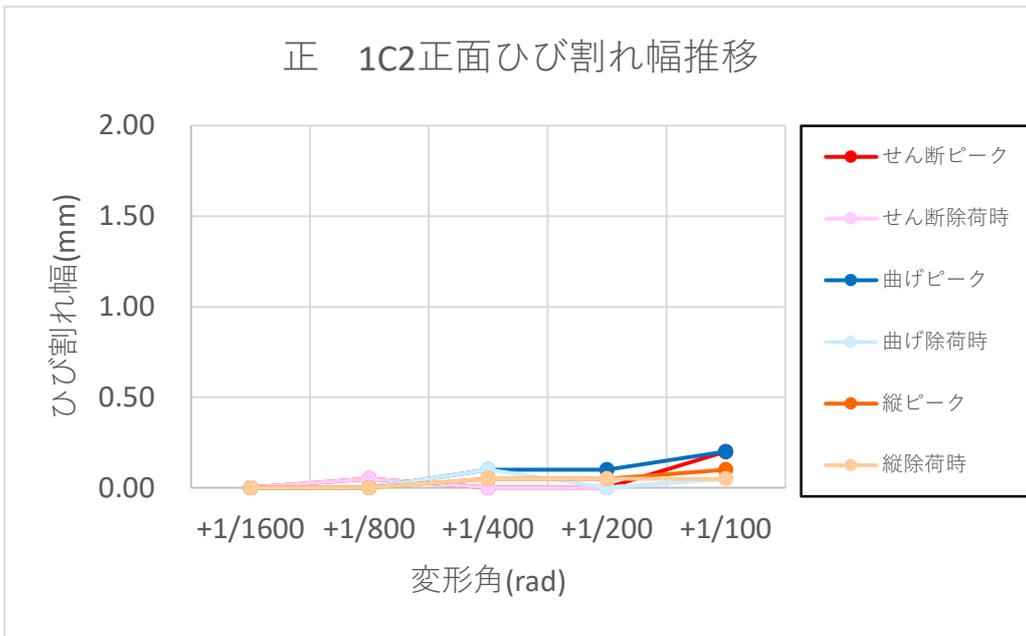
(d) 負側 1C1 北



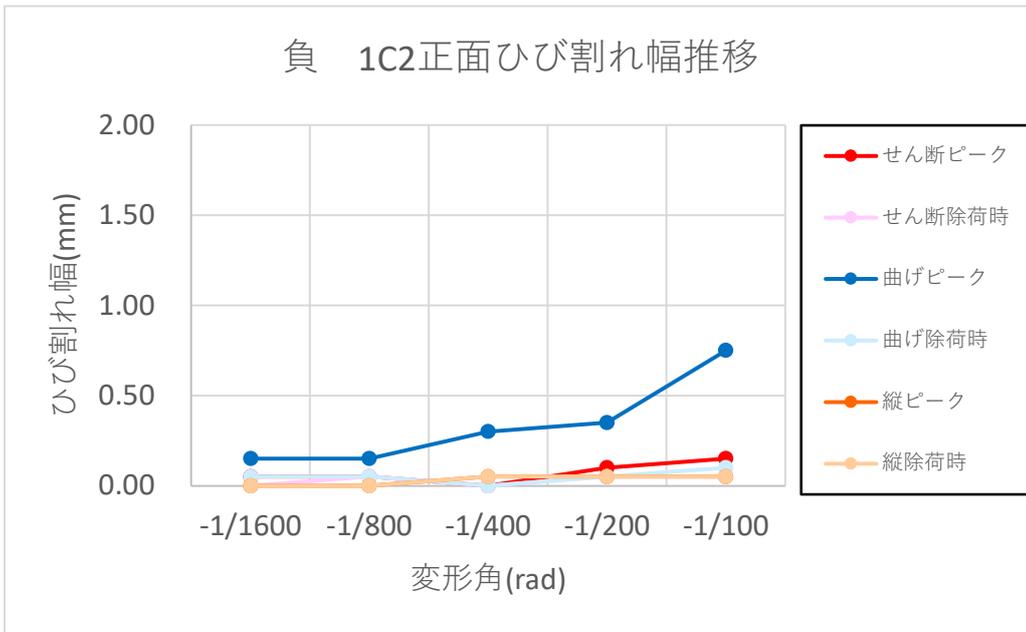
(e) 正側 1C1 南



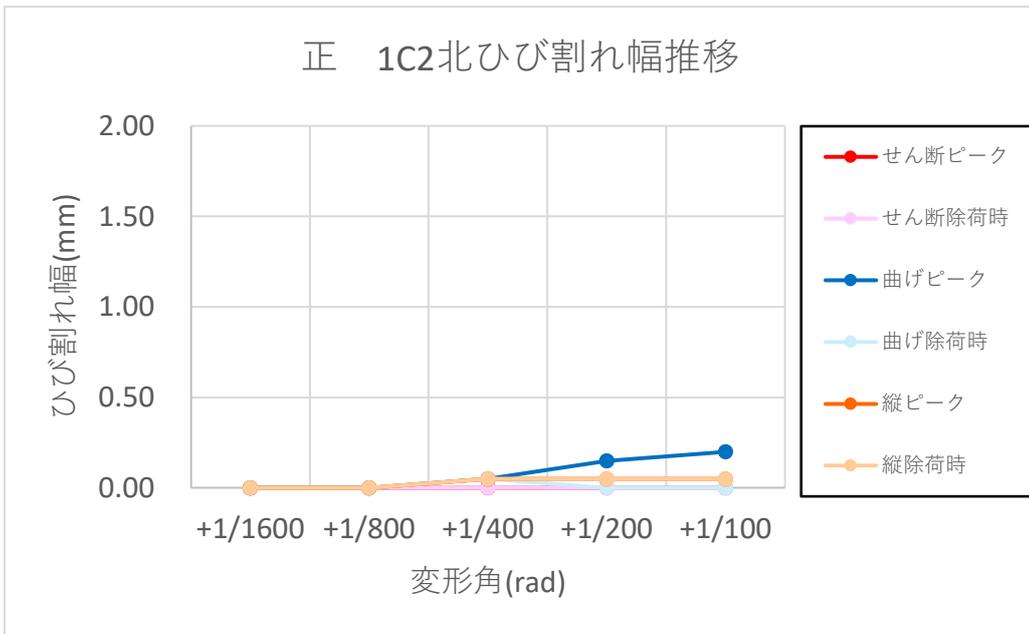
(f) 負側 1C1 南



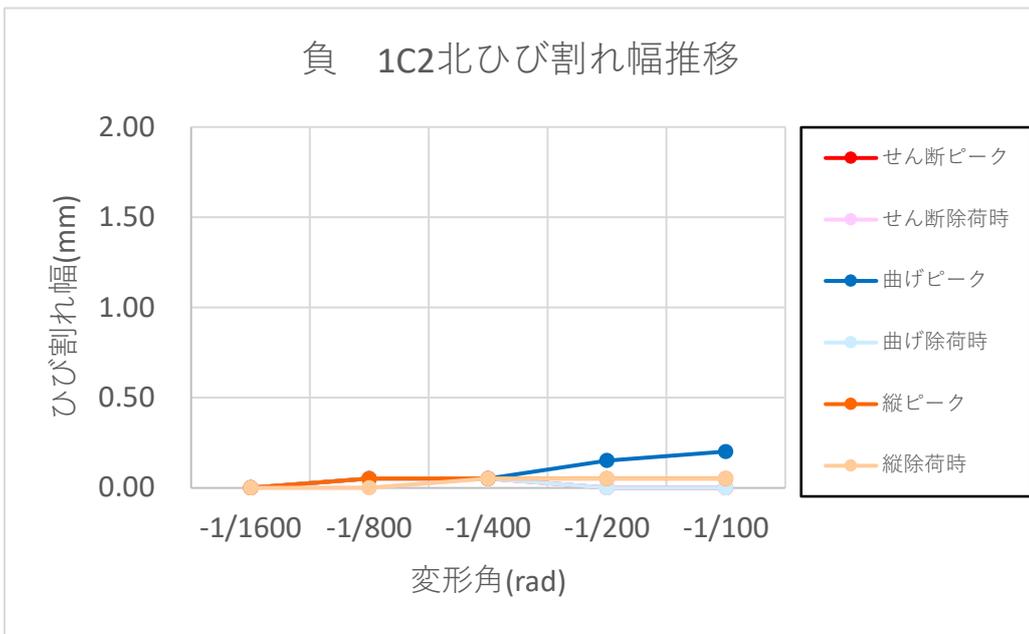
(g) 正側 1C2 正面



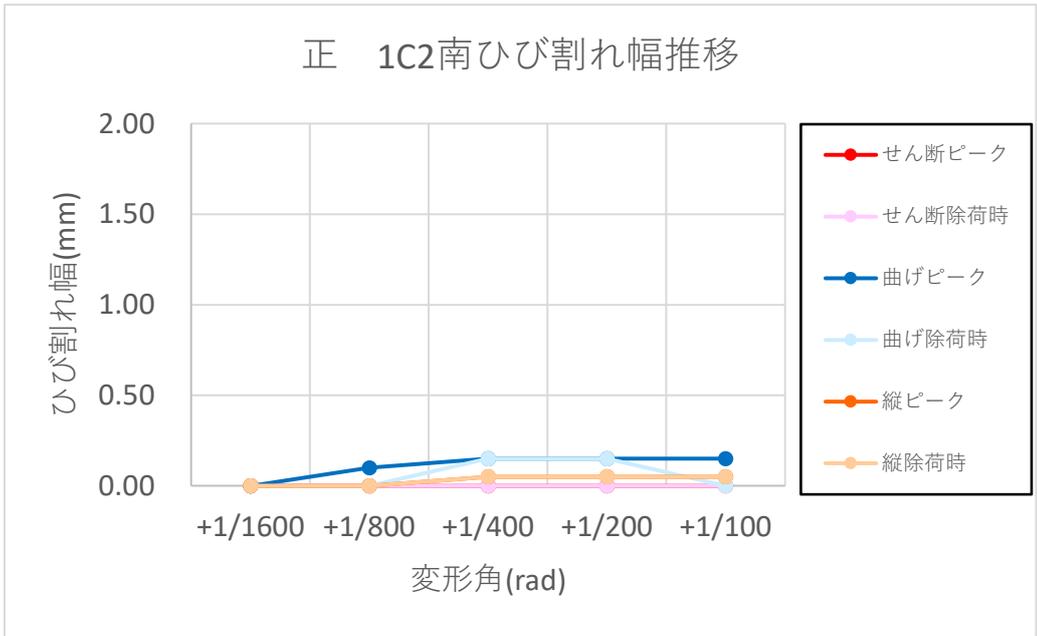
(h) 負側 1C2 正面



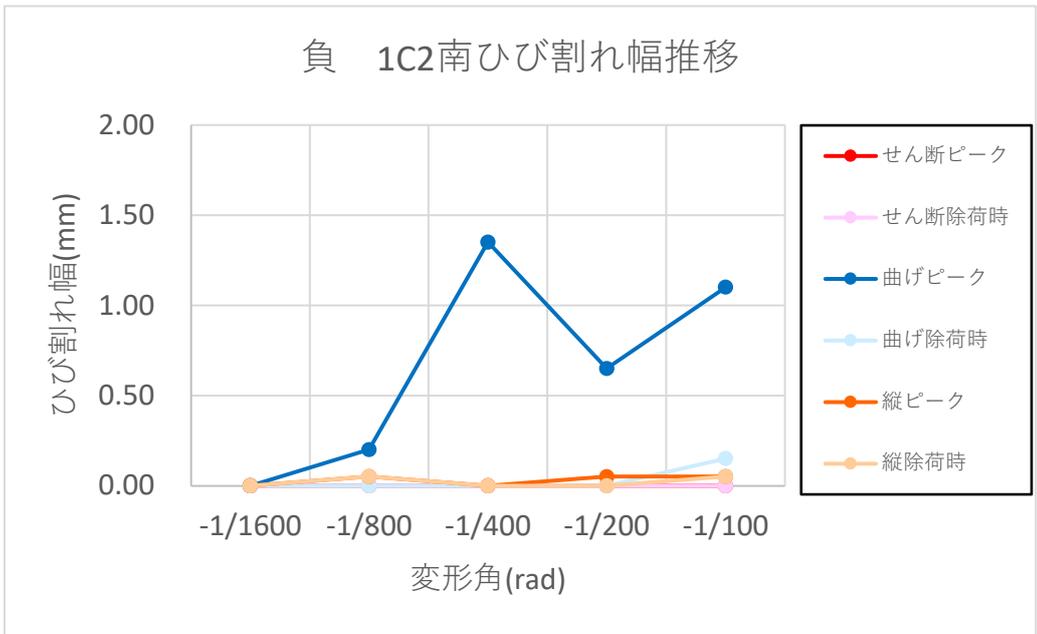
(i) 正側 1C2 北



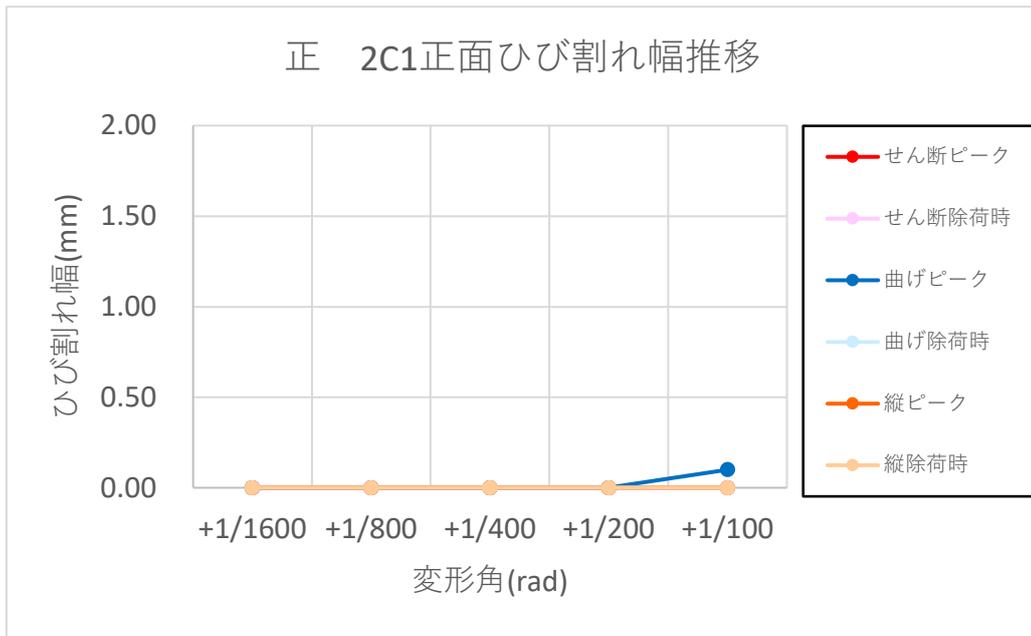
(j) 負側 1C2 北



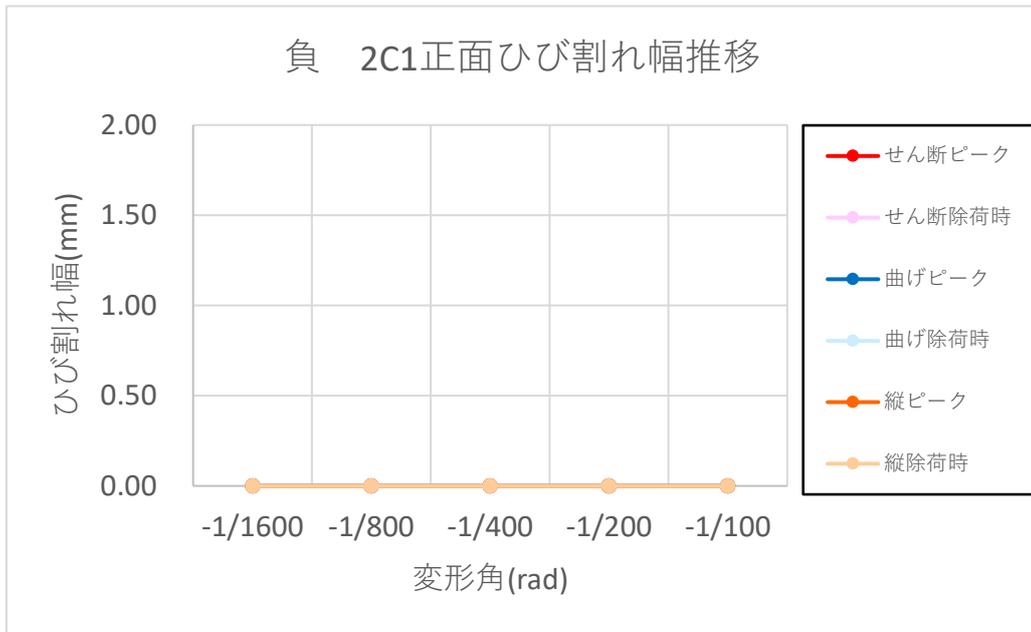
(k) 正側 1C2 南



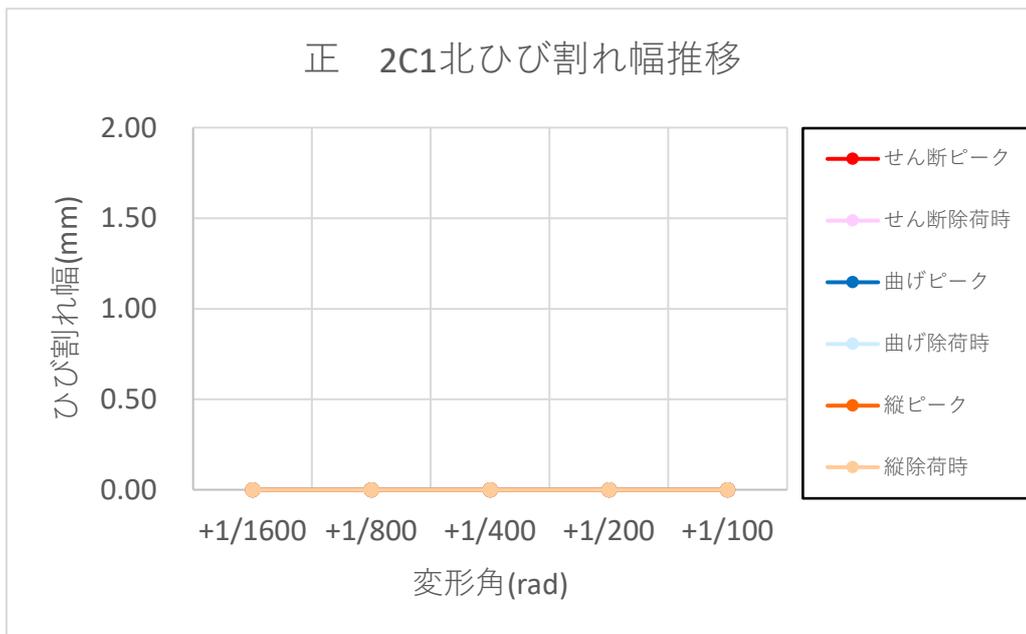
(l) 負側 1C2 南



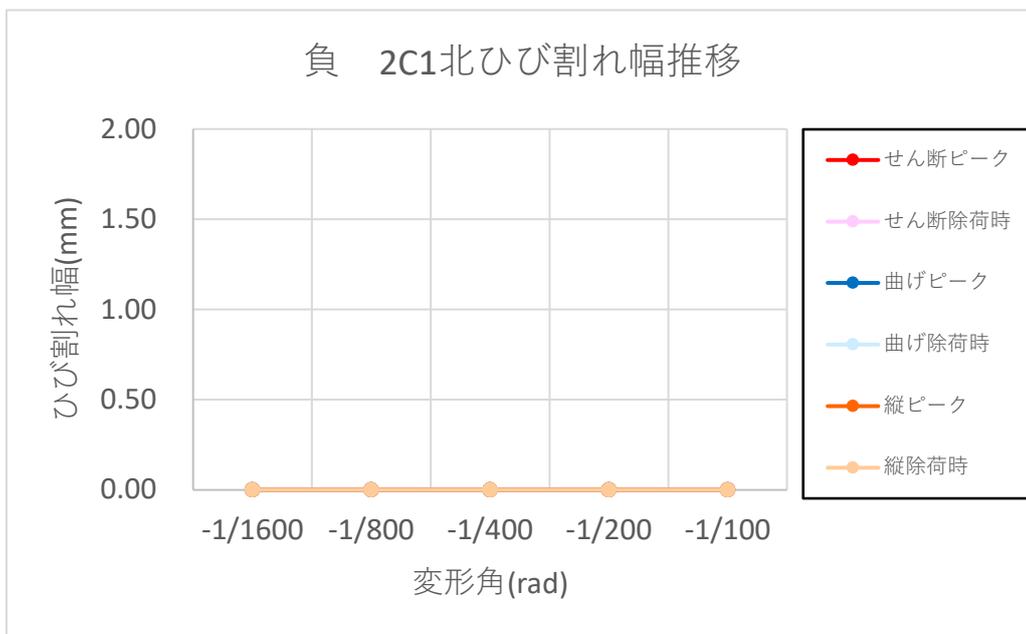
(m) 正側 2C1 正面



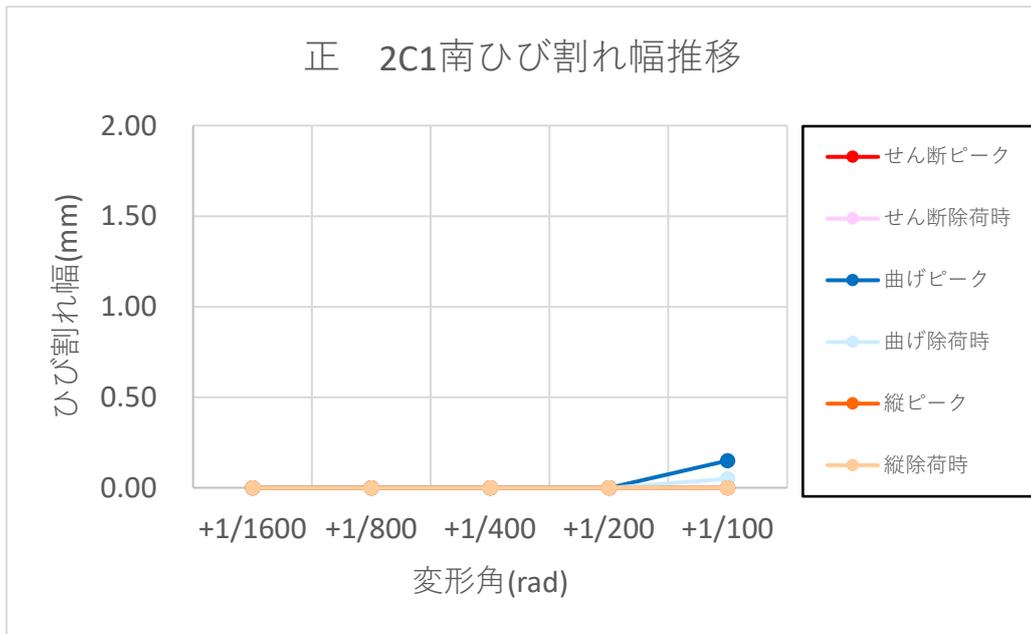
(n) 負側 2C1 正面



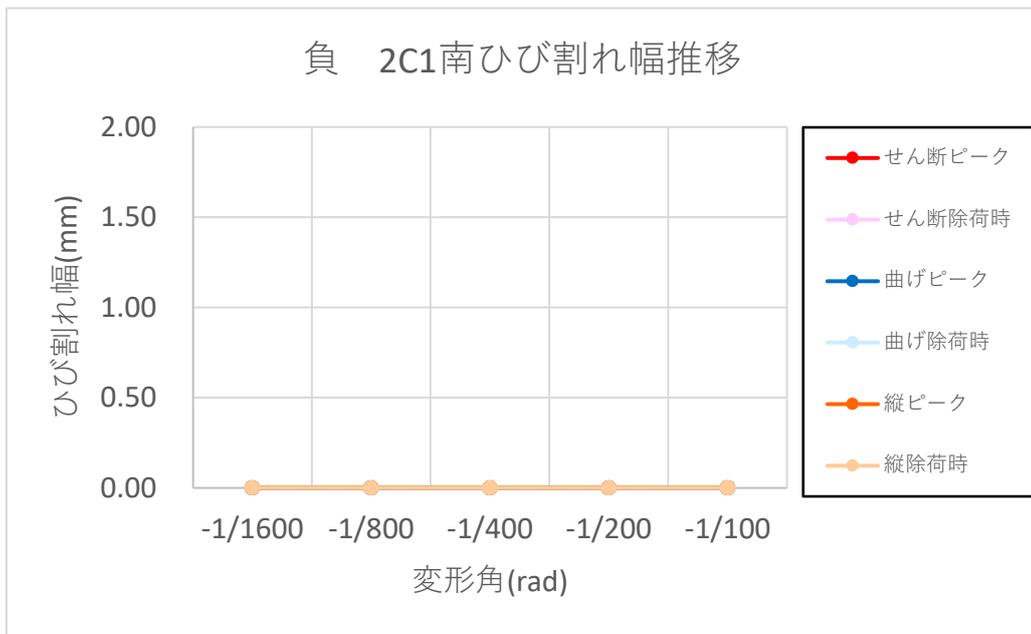
(o) 正側 2C1 北



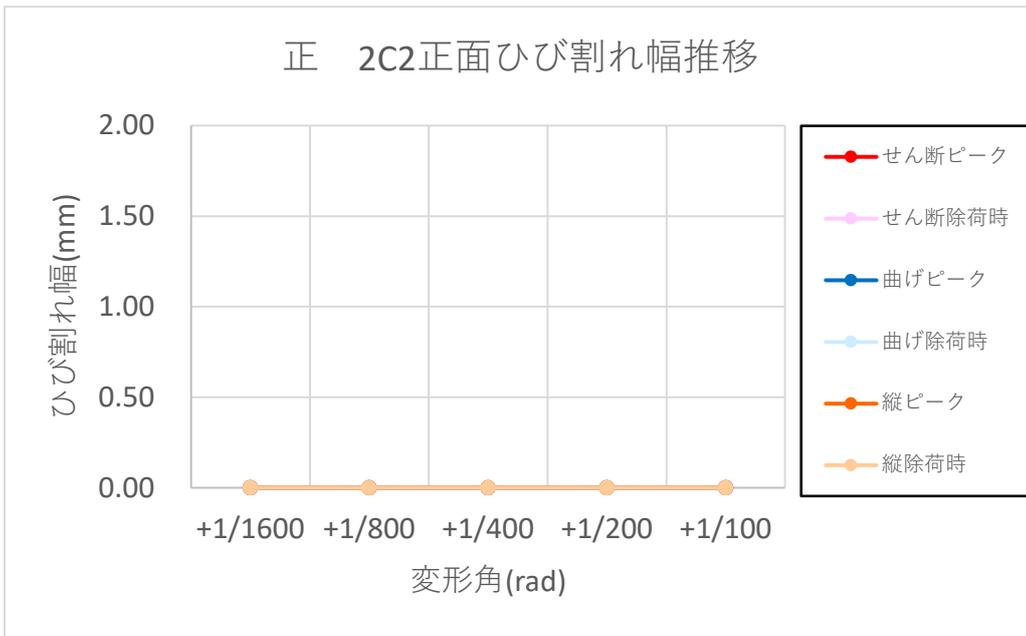
(p) 負側 2C1 北



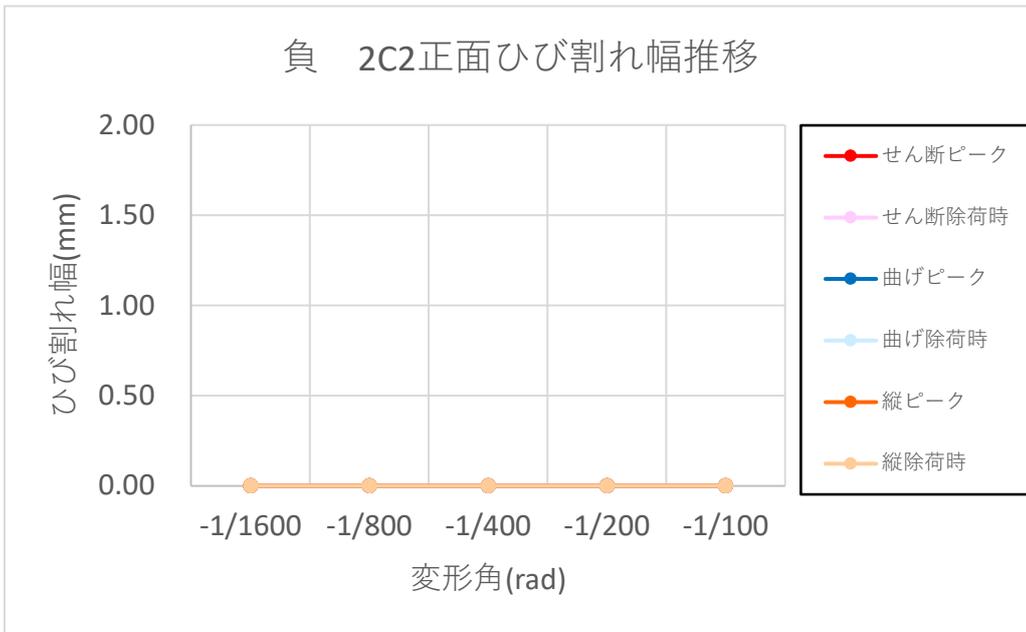
(q) 正側 2C1 南



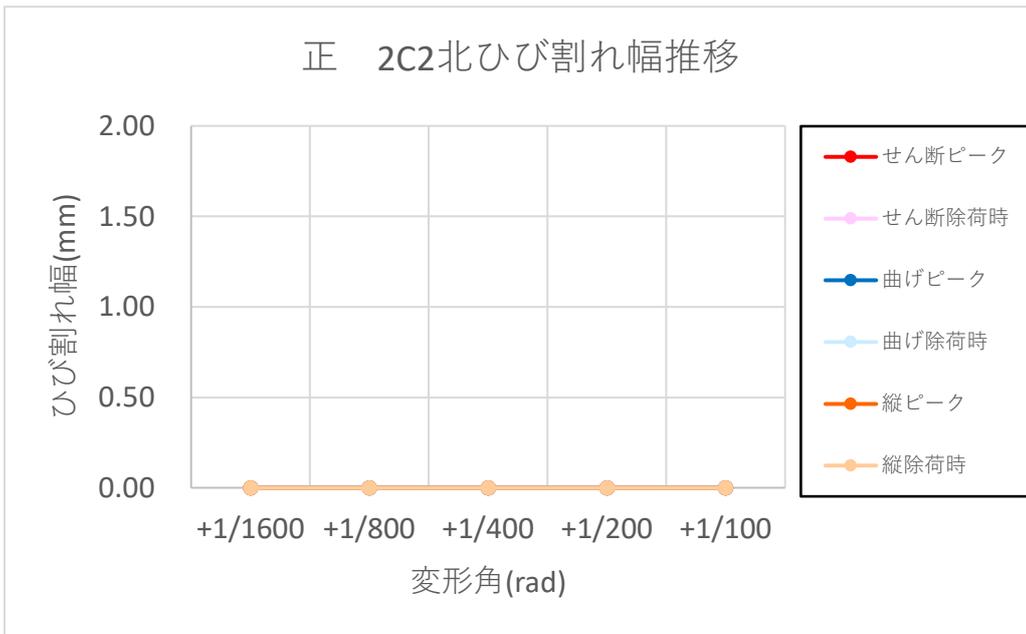
(r) 負側 2C1 南



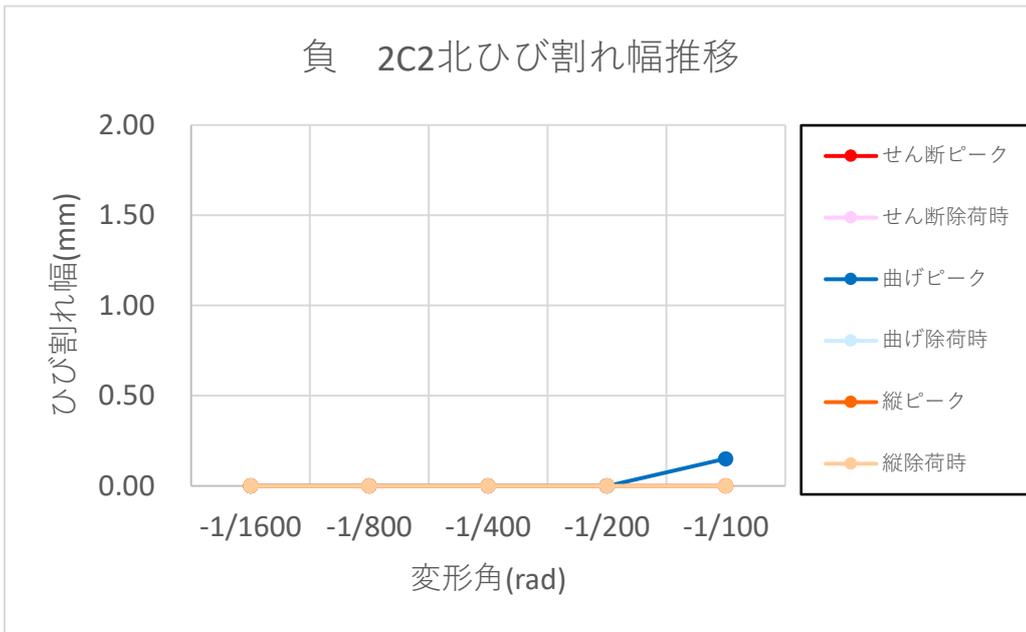
(s) 正側 2C2 正面



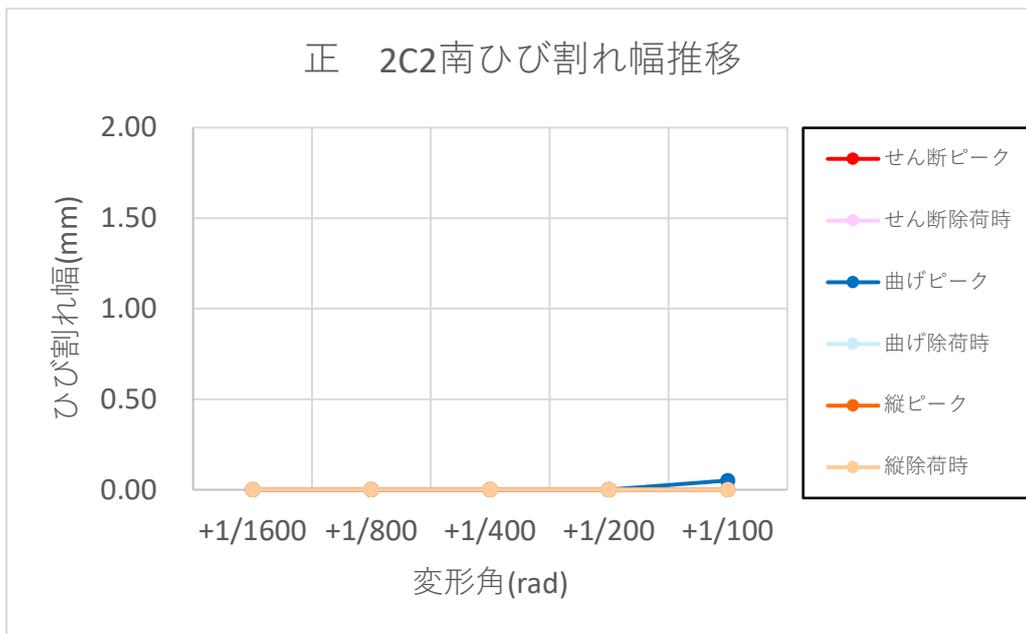
(t) 負側 2C2 正面



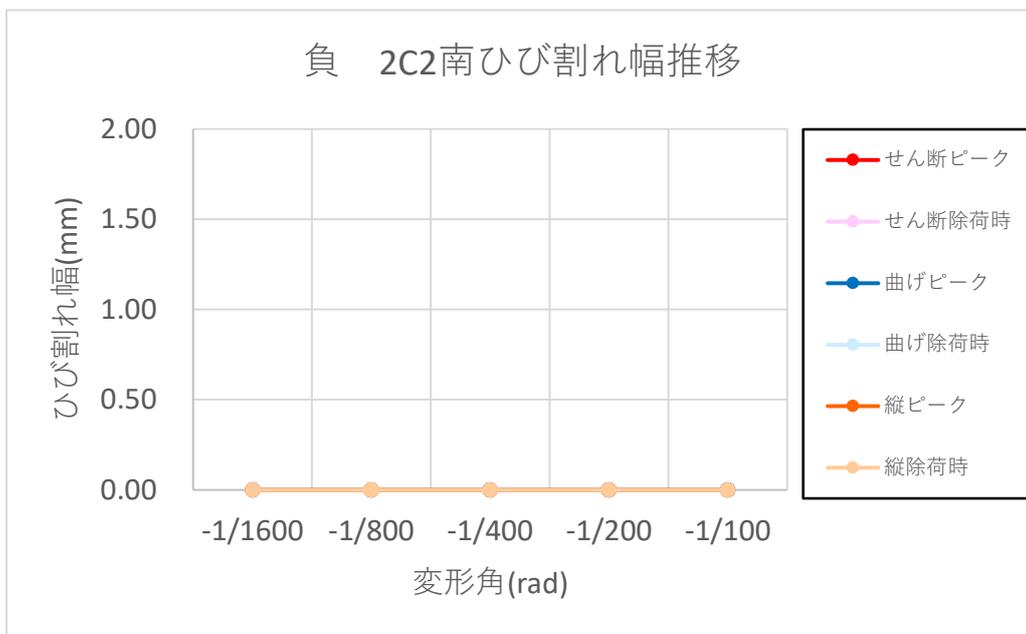
(u) 正側 2C2 北



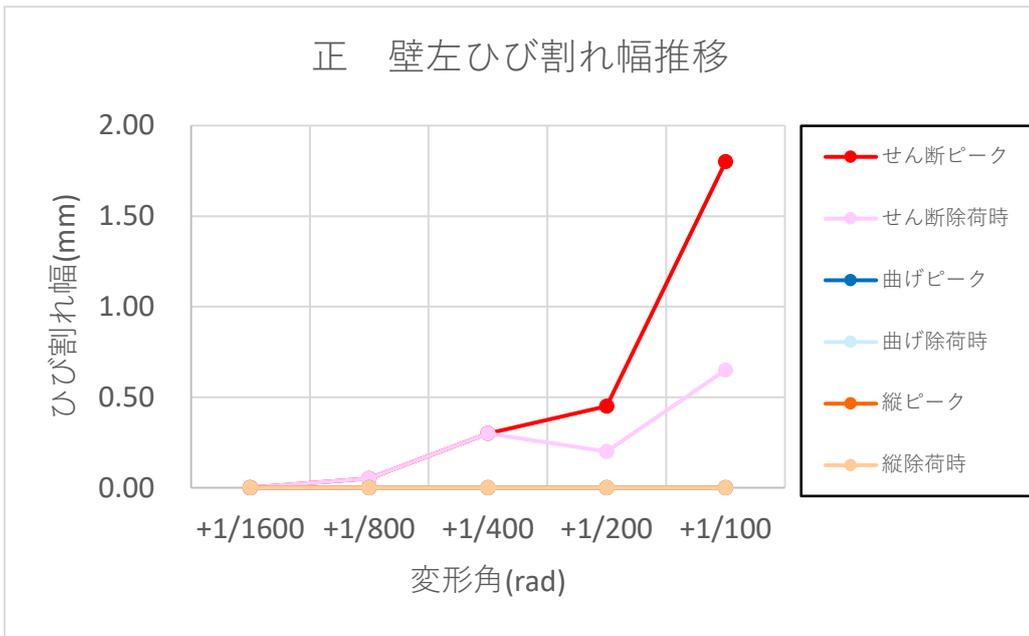
(v) 負側 2C2 北



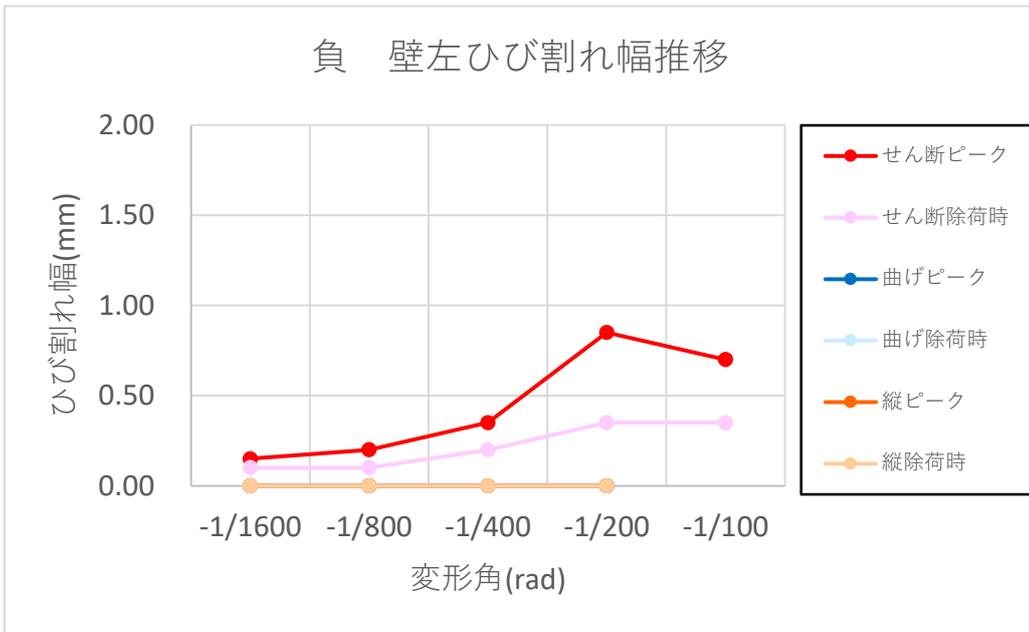
(w) 正側 2C2 南



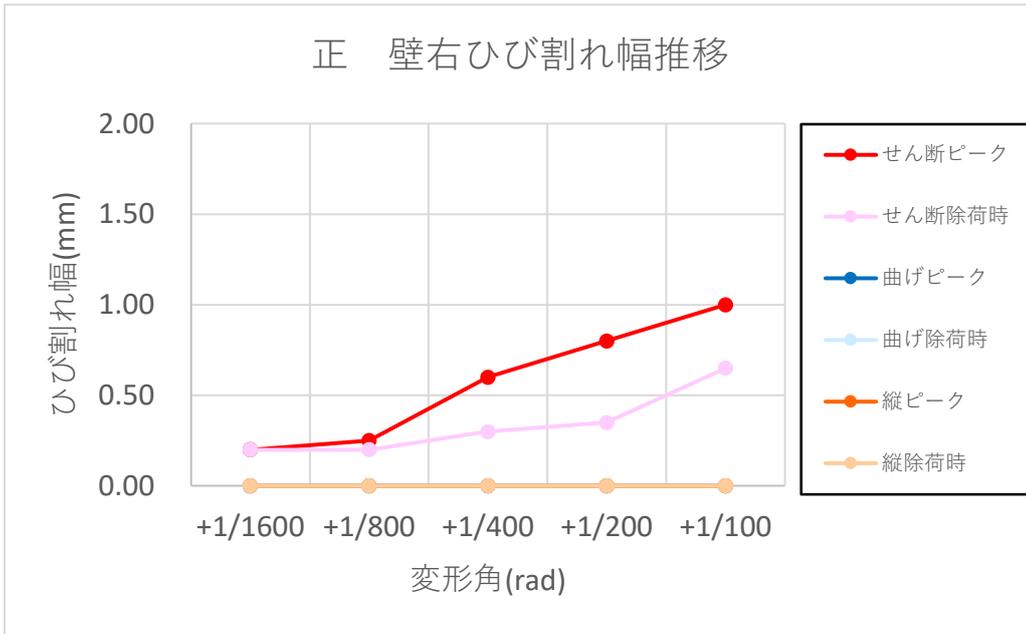
(x) 負側 2C2 南



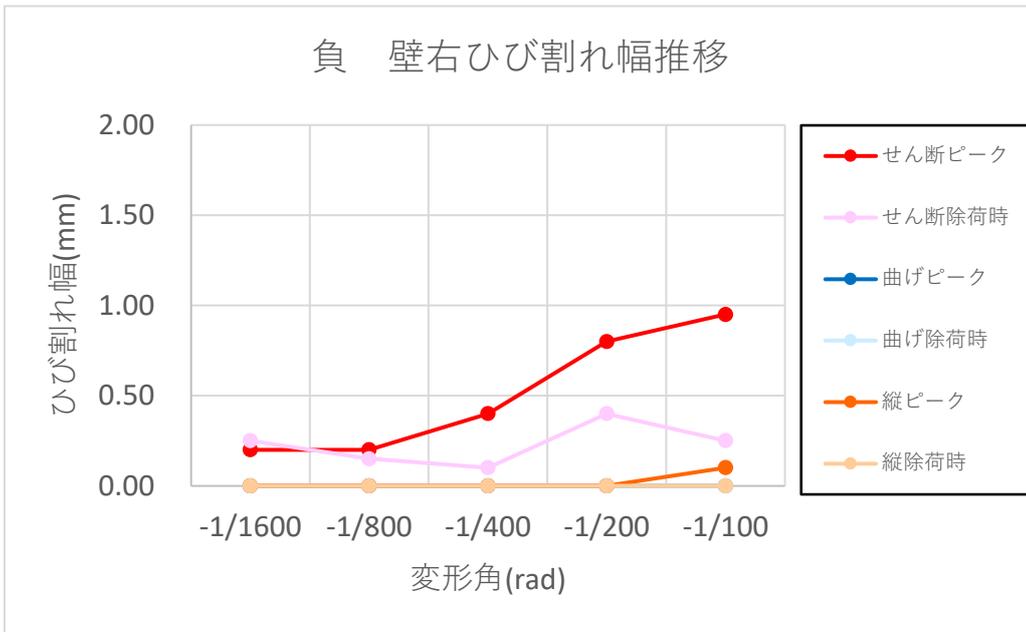
(y) 正側 壁左



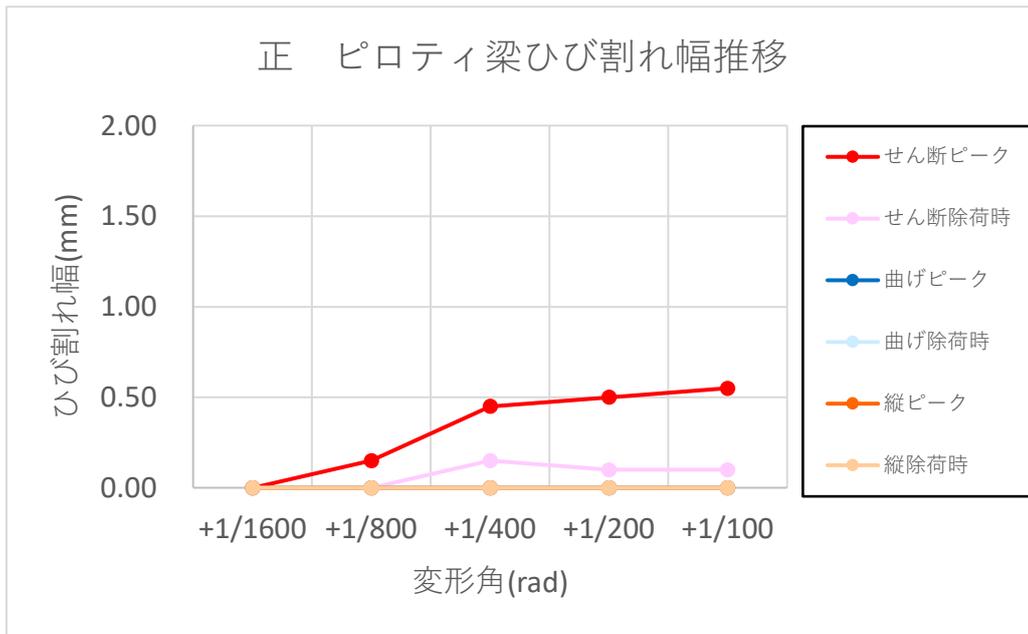
(z) 負側 壁左



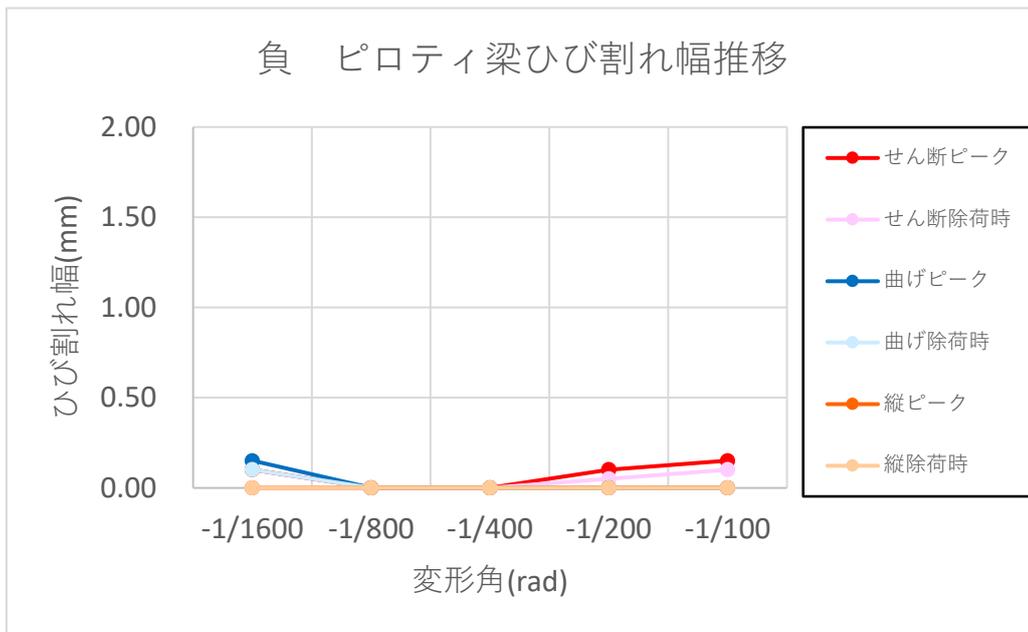
(ab) 正側 壁右



(ac) 負側 壁右



(ad) 正側 ピロティ梁



(ae) 負側 ピロティ梁

図 5.3.1-8 ひび割れ幅推移

(4) 鉄筋降伏状況

各鉄筋の降伏状況の一覧を表 5.3.1-3 に示す。降伏した鉄筋の荷重-ひずみ関係を図 5.3.1-9～図 5.3.1-13 に示す。

表 5.3.1-3 および図 5.3.1-13 に示すように、-1/400①サイクル 1 回目には、1F 南柱の柱脚が引張降伏した。同サイクルでは壁縦筋の降伏（ひずみゲージ W16）が見られたが、図 5.3.1-9 を見ると小さなひずみで滑り始めたような挙動が見られることから、ひずみゲージ W16 を通るひび割れによる局所的なひずみが計測されたものと思われる。

その後±1/200①サイクルでは、1F 北柱および 1F 南柱の柱脚の引張降伏が進展した。

+1/100①サイクル 1 回目では、1F 北柱だけでなく 1F 南柱の柱脚の引張降伏が見られた後、いくつかの壁の縦筋の引張降伏が見られた。特に W9 および W11 は、正側で耐力低下が発生した付近で大きく滑った挙動が見られた（図 5.3.1-10）。-1/100①サイクル 1 回目では、1F 南柱だけでなく 1F 北柱の柱脚の引張降伏が見られた後、いくつかの壁の縦筋の引張降伏が見られた。

設計時に想定した、柱のせん断破壊または軸方向ひび割れを伴う破壊は見られず、せん断補強筋の降伏も見られなかった。また、事前の検討では反曲点が柱の中央にあると考えていたが、実験では柱脚しか主筋が降伏しておらず、反曲点が柱の中央より上にあることがわかった。

表 5.3.1-3 鉄筋の降伏状況一覧

CH	ゲージ名	コメント	引張降伏				圧縮降伏			
			STEP	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)	STEP	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
CH459	S_L09	1F南柱主筋_柱脚負引	814	-1/400①	-370	-0.217	1480	+1/100①	545	0.984
CH458	S_L08	1F南柱主筋_柱脚負引	817	-1/400①	-378	-0.235	1416	+1/100①	553	0.749
CH381	S_W16	壁縦筋	821	-1/400①	-388	-0.251	none	-	-	-
CH201	S_J01	1F北柱主筋_柱脚正引	992	+1/200①	401	0.29	none	-	-	-
CH200	S_J00	1F北柱主筋_柱脚正引	996	+1/200①	418	0.315	1719	-1/100①	-516	-0.882
CH202	S_J02	1F北柱主筋	1000	+1/200①	433	0.338	none	-	-	-
CH203	S_J03	1F北柱主筋	1002	+1/200①	439	0.35	none	-	-	-
CH205	S_J05	1F北柱主筋	1004	+1/200①	445	0.364	none	-	-	-
CH204	S_J04	1F北柱主筋	1007	+1/200①	456	0.385	none	-	-	-
CH457	S_L07	1F南柱主筋	1084	-1/200①	-408	-0.309	none	-	-	-
CH456	S_L06	1F南柱主筋	1086	-1/200①	-418	-0.324	none	-	-	-
CH455	S_L05	1F南柱主筋	1091	-1/200①	-433	-0.356	none	-	-	-
CH454	S_L04	1F南柱主筋	1095	-1/200①	-441	-0.376	none	-	-	-
CH451	S_L01	1F南柱主筋	1385	+1/100①	517	0.592	none	-	-	-
CH450	S_L00	1F南柱主筋	1400	+1/100①	539	0.666	none	-	-	-
CH206	S_J06	1F北柱主筋	1401	+1/100①	541	0.674	none	-	-	-
CH207	S_J07	1F北柱主筋	1406	+1/100①	544	0.698	none	-	-	-
CH320	S_W0	壁縦筋	1413	+1/100①	552	0.731	1707	-1/100①	-510	-0.823
CH452	S_L02	1F南柱主筋	1414	+1/100①	550	0.737	none	-	-	-
CH374	S_W9	壁縦筋	1439	+1/100①	539	0.861	none	-	-	-
CH376	S_W11	壁縦筋	1439	+1/100①	539	0.861	none	-	-	-
CH585	S_S30	床スラブ筋	1457	+1/100①	514	0.88	none	-	-	-
CH453	S_L03	1F南柱主筋	1460	+1/100①	520	0.894	none	-	-	-
CH574	S_W21	壁縦筋	1474	+1/100①	536	0.953	none	-	-	-
CH561	S_B87	2F梁スターラップ	1484	+1/100①	520	1.001	none	-	-	-
CH380	S_W15	壁縦筋	1604	-1/100①	-186	-0.117	none	-	-	-
CH208	S_J08	1F北柱主筋	1666	-1/100①	-464	-0.629	none	-	-	-
CH342	S_S11	床スラブ筋	1683	-1/100①	-486	-0.712	none	-	-	-
CH324	S_W4	壁縦筋	1685	-1/100①	-488	-0.722	none	-	-	-
CH571	S_W18	壁縦筋	1689	-1/100①	-490	-0.743	none	-	-	-
CH209	S_J09	1F北柱主筋	1709	-1/100①	-512	-0.834	none	-	-	-
CH463	S_L13	1F南柱主筋	1727	-1/100①	-523	-0.922	none	-	-	-
CH555	S_B57	2F梁主筋	1744	-1/100①	-513	-1.003	none	-	-	-

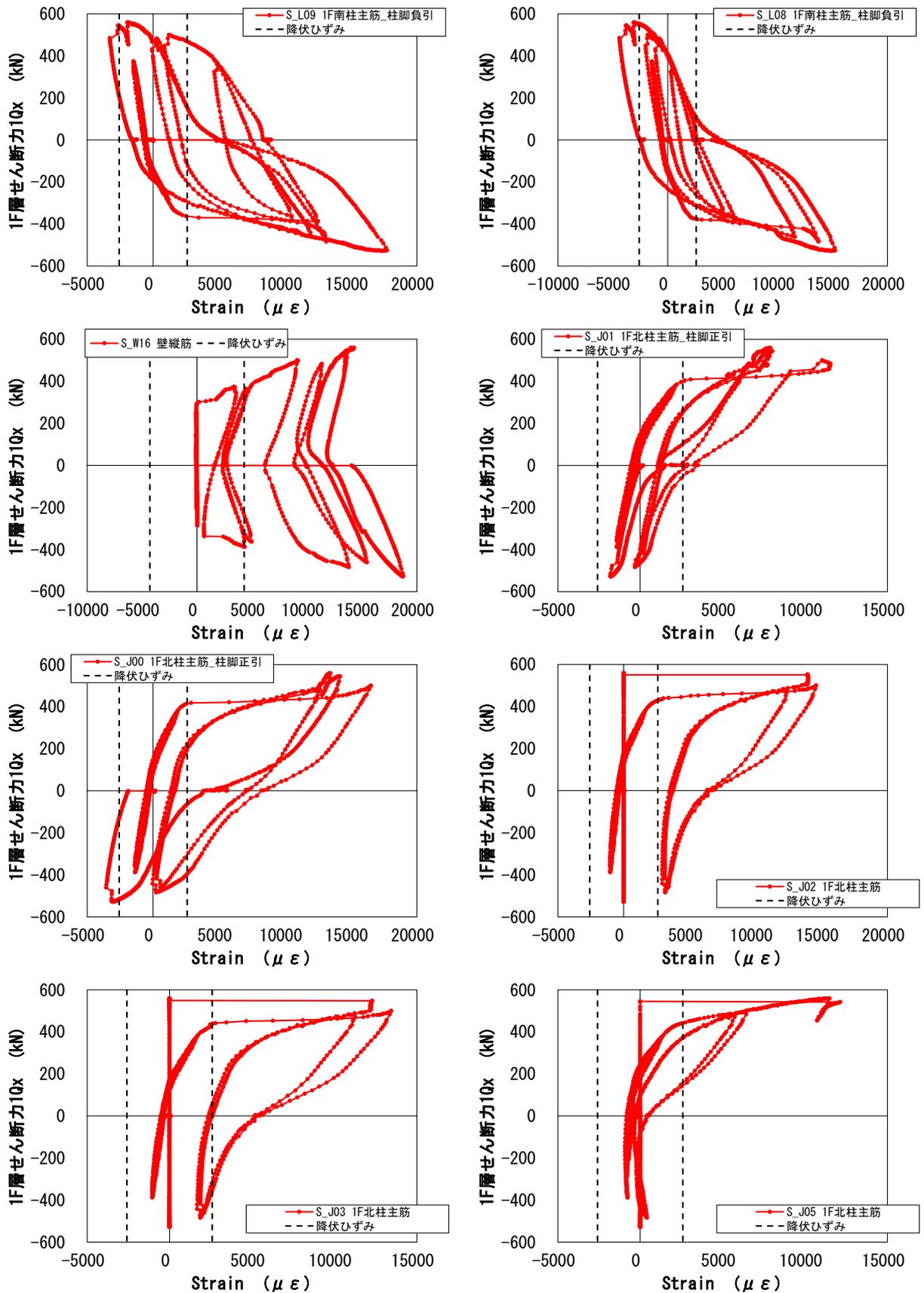


図 5.3.1-9 鉄筋降伏状況

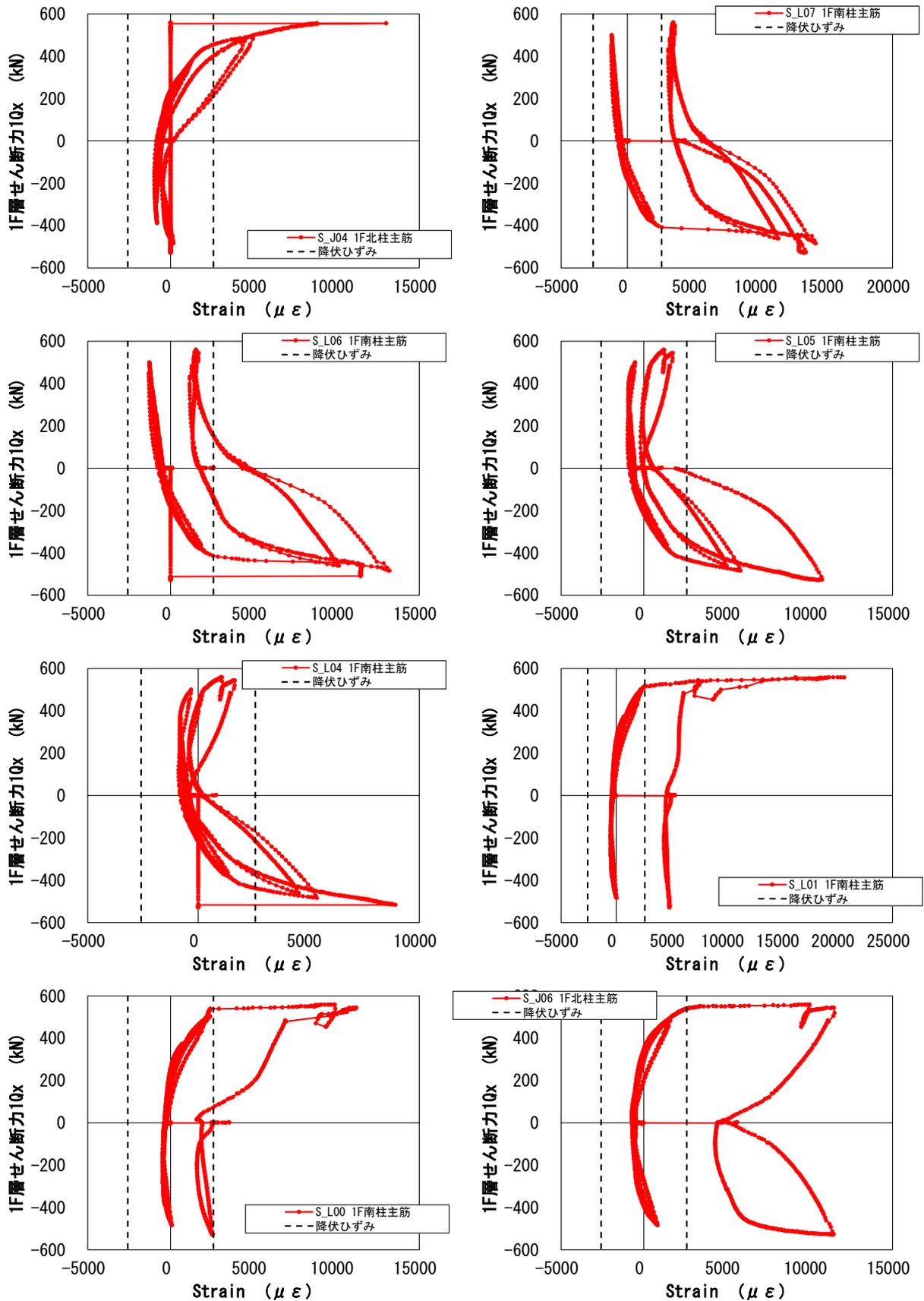


図 5. 3. 1-10 鉄筋降伏状況

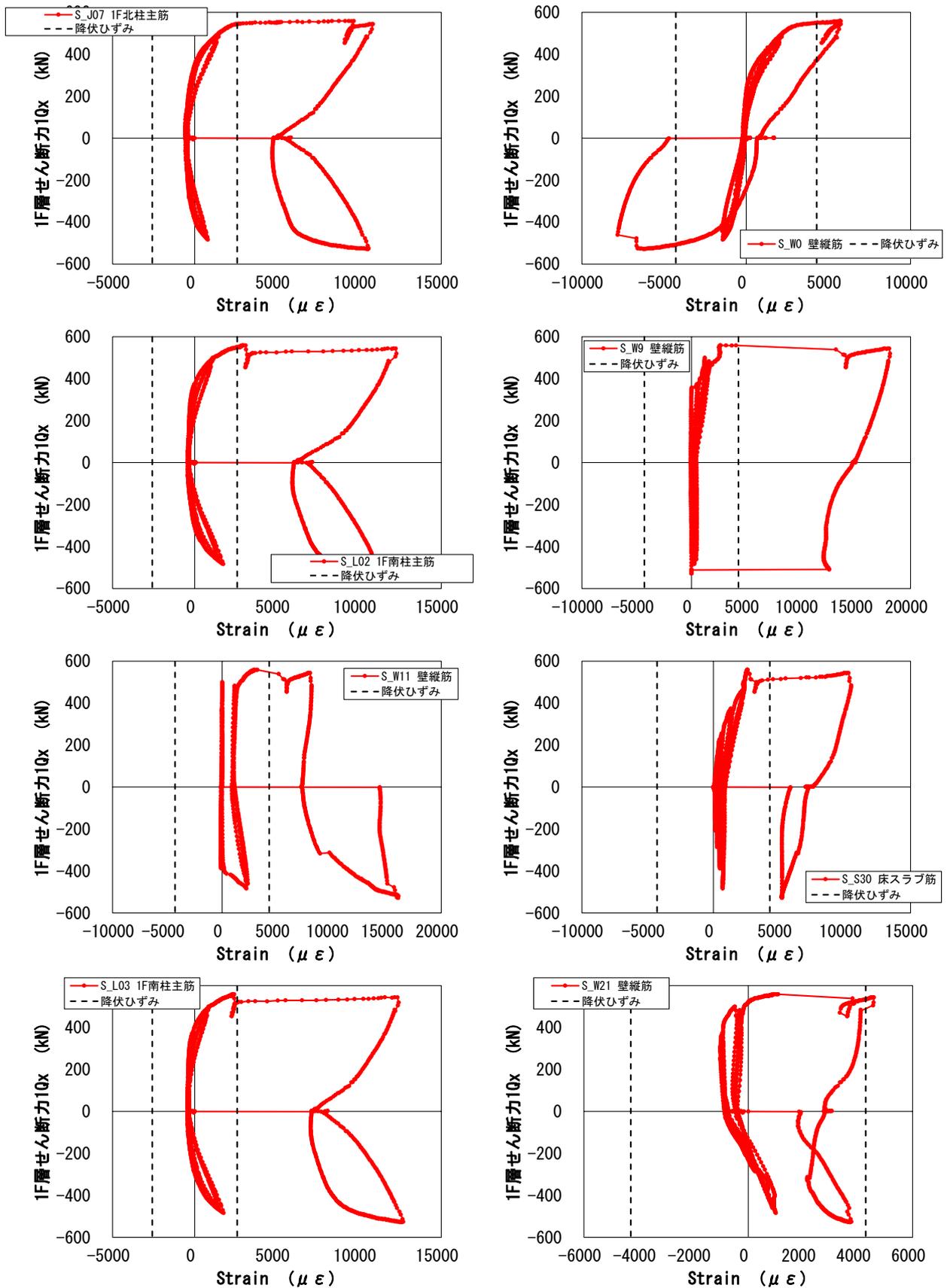


図 5. 3. 1-11 鉄筋降伏状況

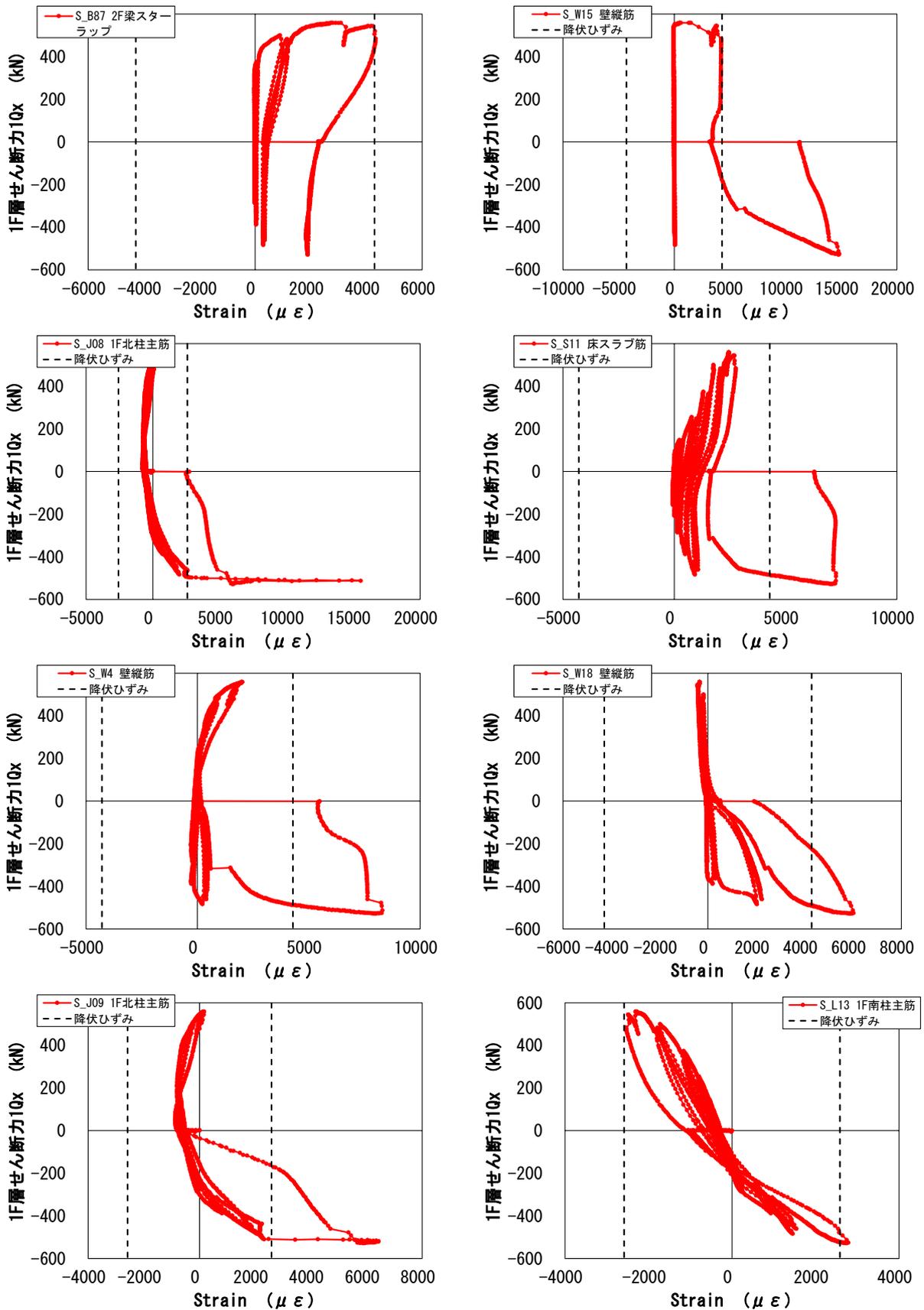


図 5. 3. 1-12 鉄筋降伏状況

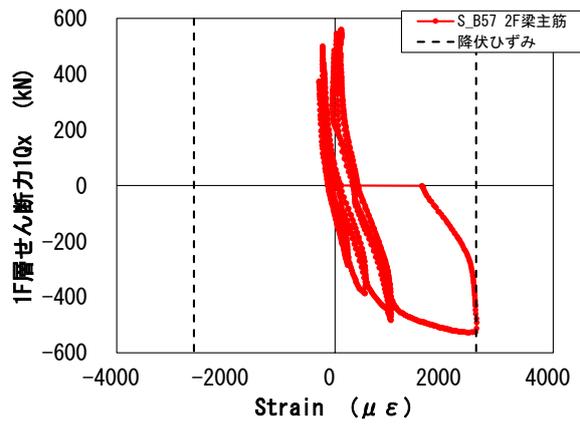


図 5. 3. 1-13 鉄筋降伏状況

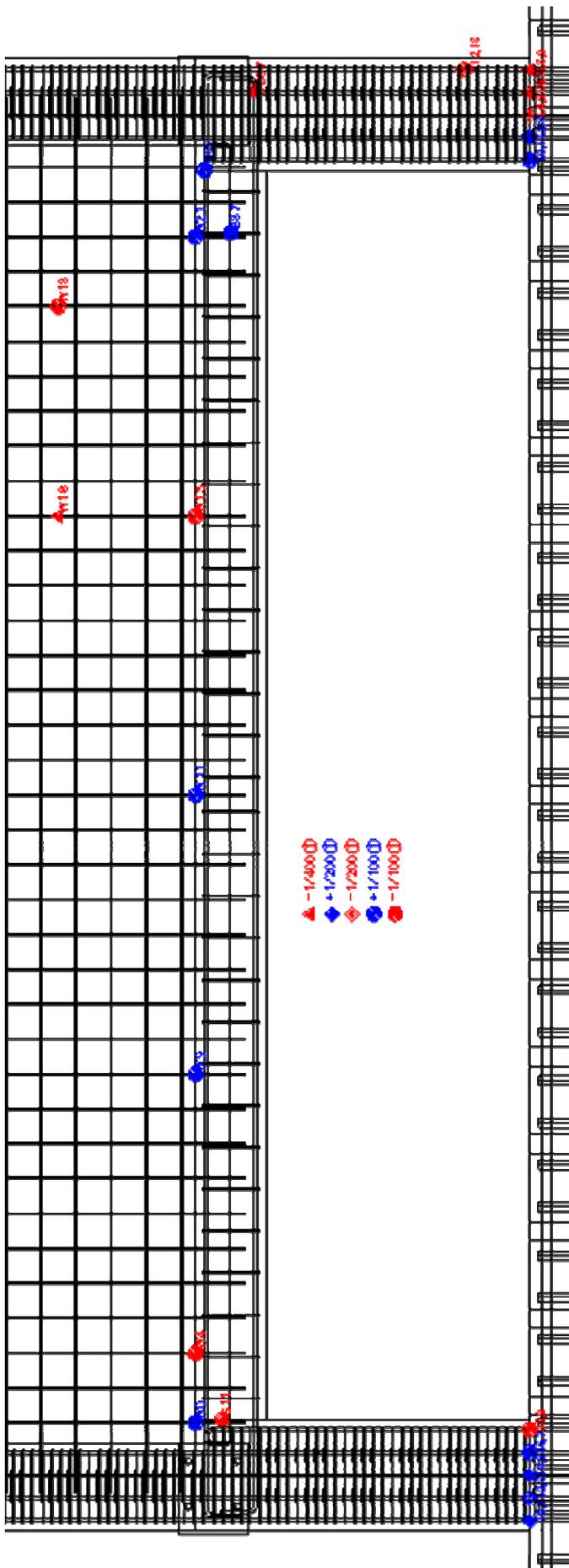


図 5.3.1-14 鉄筋降伏位置

(5) コンクリートゲージ

試験体のコンクリート表面に貼付したひずみゲージの計測結果を図 5.3.1-15 および図 5.3.1-16 に示す。ひずみゲージの記号と位置は、5.2.6 章を参照のこと。+1/100rad サイクル1回目では、試験体の耐力低下が確認され、その後の+1/100rad ピーク時に北側 2F 梁端部の圧壊が確認された。これに対応するのが、図 5.3.1-16 の 2F 梁の北側危険断面位置付近に貼付した C\_8 のひずみゲージのグラフである。しかし、+1/100 サイクル1回目の途中で急に反転し引張ひずみが増加しており、コンクリートの圧壊点をひずみゲージの値から決めることは難しかった。

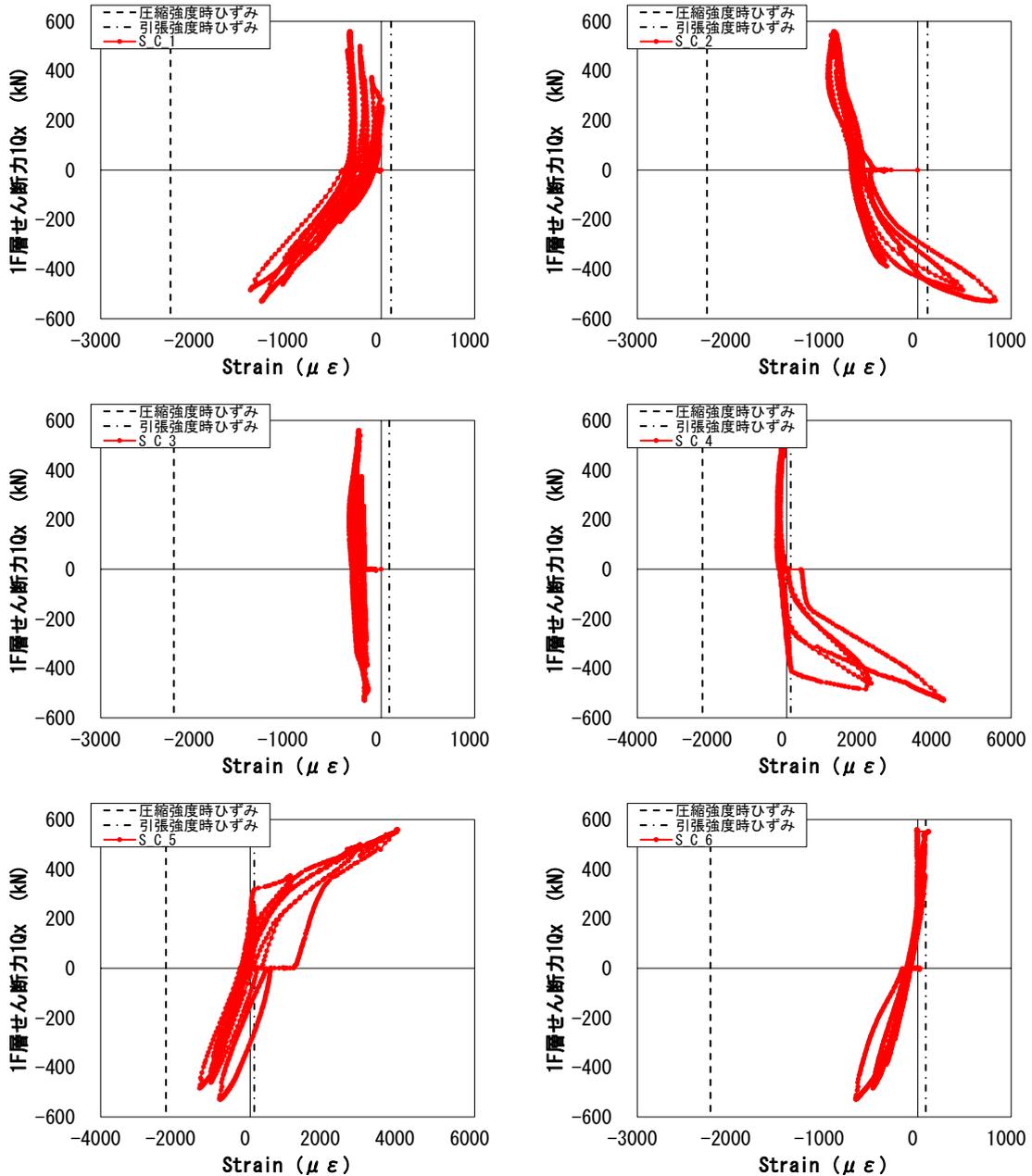


図 5.3.1-15 コンクリートひずみゲージ

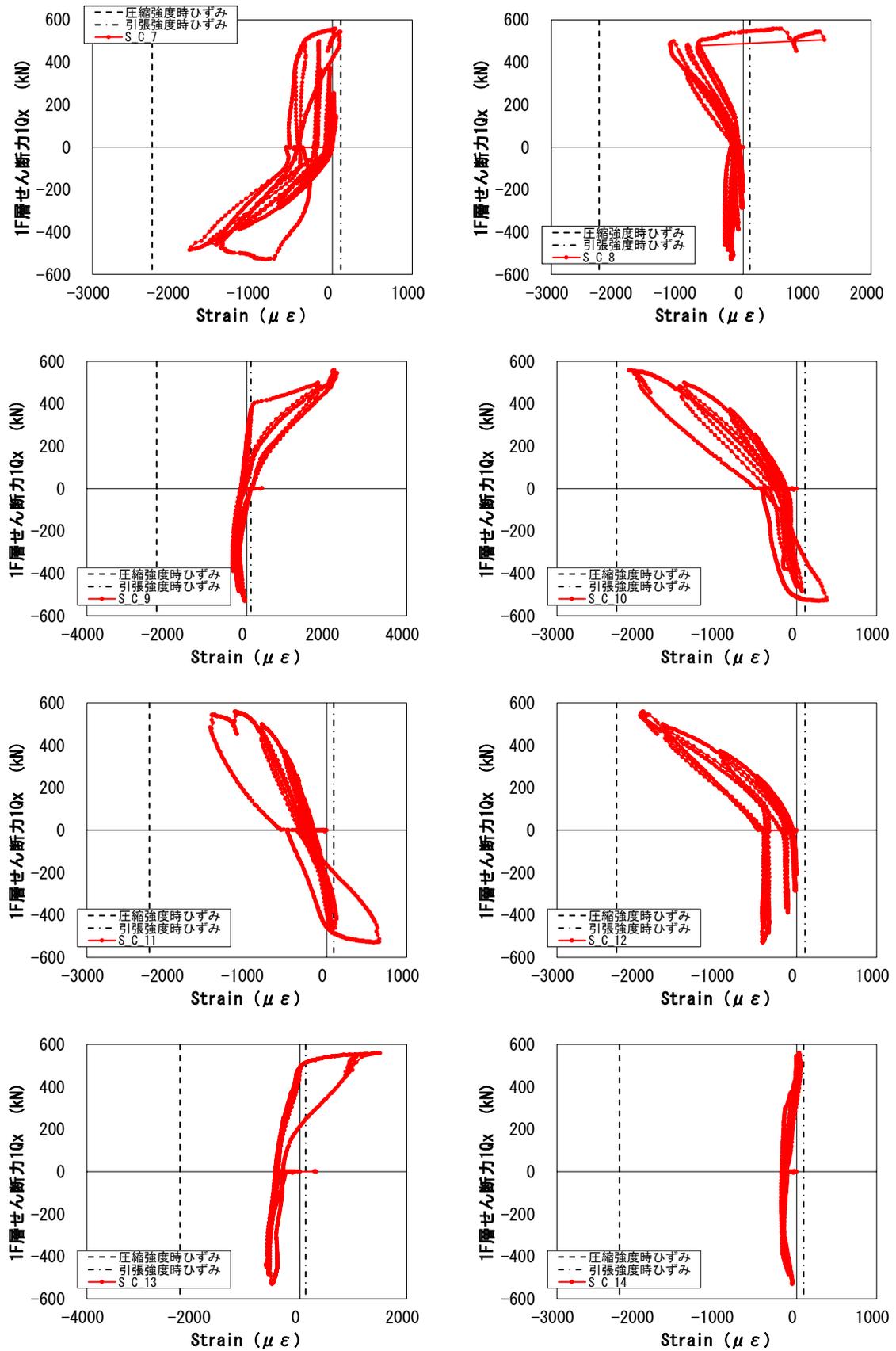


図 5.3.1-16 コンクリートひずみゲージ

試験体の 2F 壁のコンクリート表面に貼付したひずみゲージの計測結果を図 5.3.1-17 に示す。合計 5 箇所のひずみゲージの記号と位置は、5.2.6 節参照のこと。これらのひずみゲージは 3 軸に貼付したため、ロゼット解析を行った。図 5.3.1-18 ではロゼット解析により、最大主応力および最小主応力を計算しコンクリート圧縮強度  $\sigma_B$  で除して無次元化した。なお、コンクリートのヤング係数は材料試験 (5.2.2 節参照) による 1/3 割線剛性を、ポアソン比は 1/6 として計算した。

図 5.3.1-17 に示すように、壁脚の C\_15 および C\_19 では、最大主応力も圧縮となり 2 軸圧縮応力状態になっている。この場合材料試験による圧縮強度時ひずみを超えてもコンクリートは圧壊しないと考えられる。そこで、モール・クーロンの破壊基準を用いてコンクリートの破壊を判定する。図 5.3.1-17 には、クーロンの破壊基準を主応力表示させた線を点線で示す。C\_17 および C\_18 は引張側で破壊 (= コンクリートのひび割れ) しているが、C\_15 および C\_19 では、2 軸圧縮応力状態ではあるものの破壊には至っていない。しかし、C\_19 を見ると、試験体が正側最大荷重を記録した後に耐力低下した際に、グラフの左に滑るような挙動が見られている。これは、何らかの原因で試験体が耐力低下した後に、壁脚には大きな圧縮力が働いたことを表している。

図 5.3.1-18 に、部材端部に設置した変位計から計算した部材端部の局所ひずみの計算値を示す。図 5.3.1-18 では、部材端部に設置した変位計の計測値を計測区間の長さで除して計測区間の平均ひずみを計算した。図 5.3.1-18(b) に示すように、2F 梁の南下端に設置した変位計から計算した平均ひずみは、+1/100rad サイクルピーク時には 5000  $\mu$  を超えており、2F 梁の南下端が圧壊したことを示している。

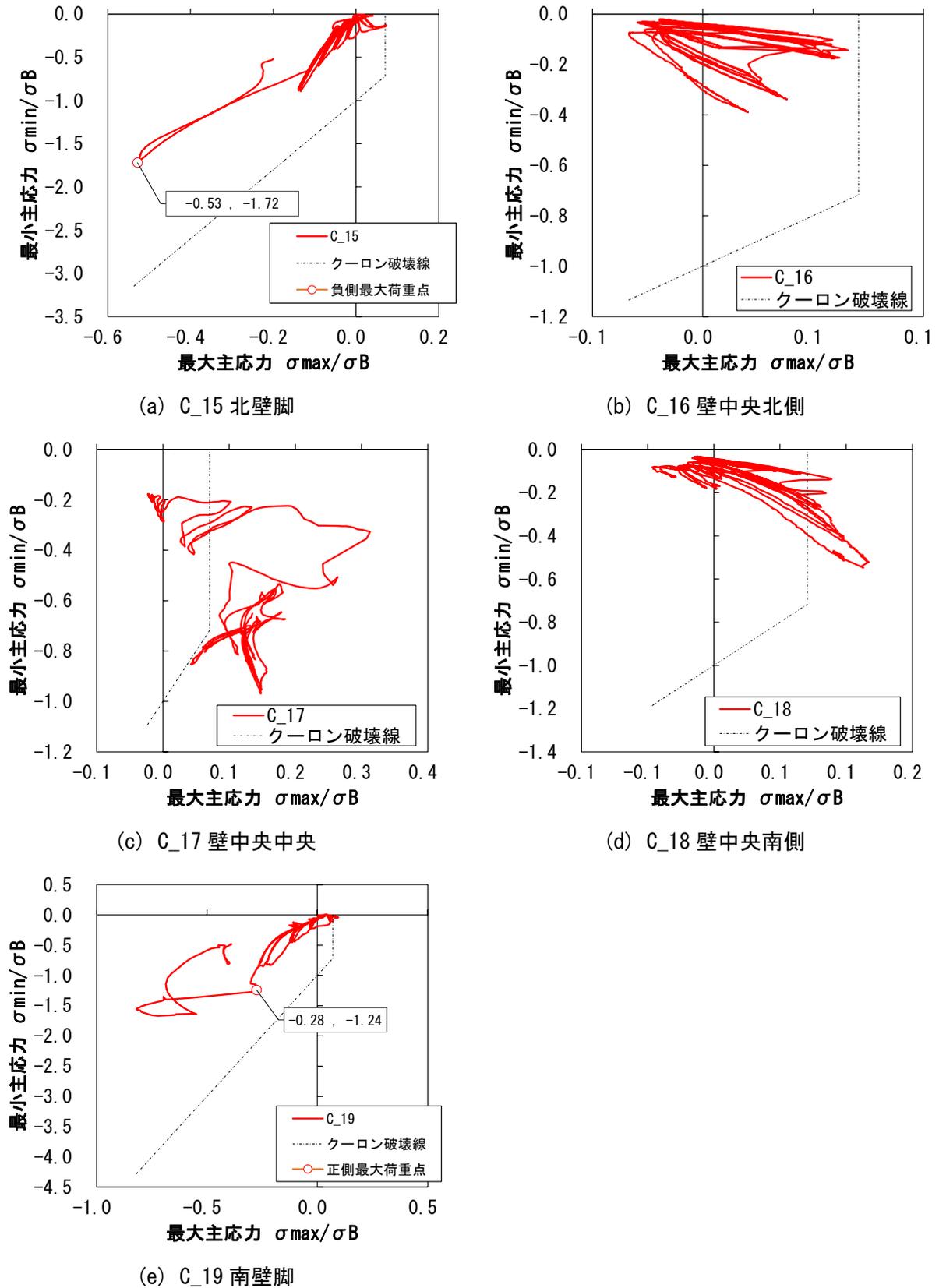
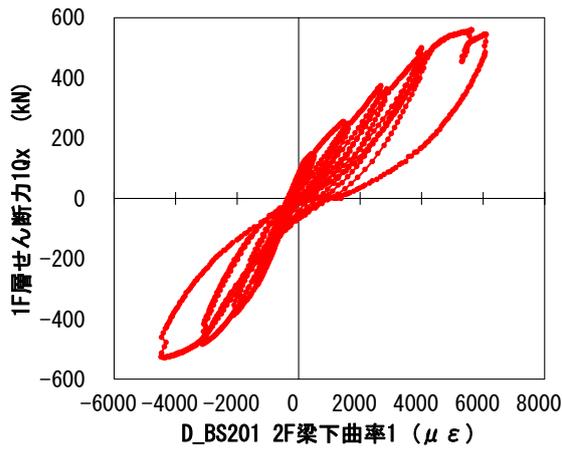
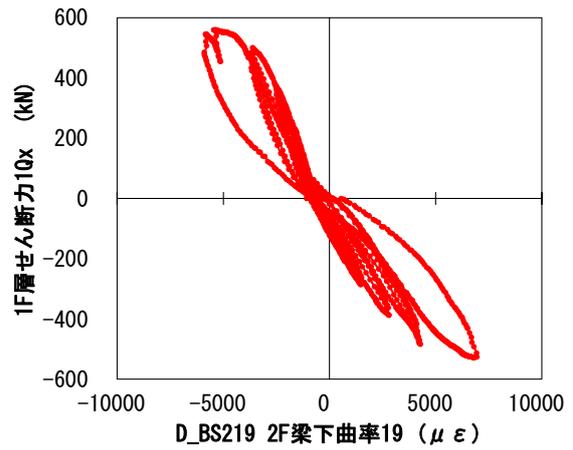


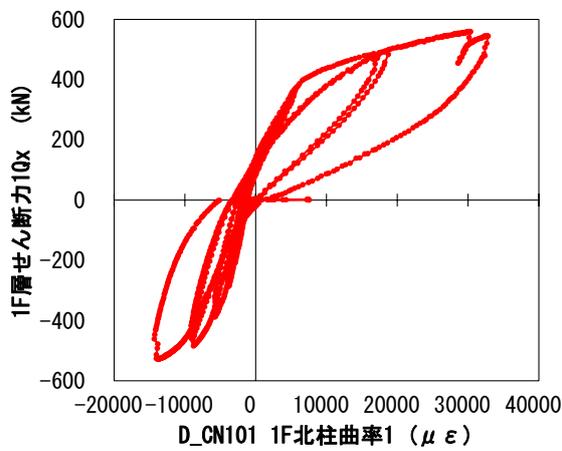
図 5.3.1-17 2F 壁面の応力



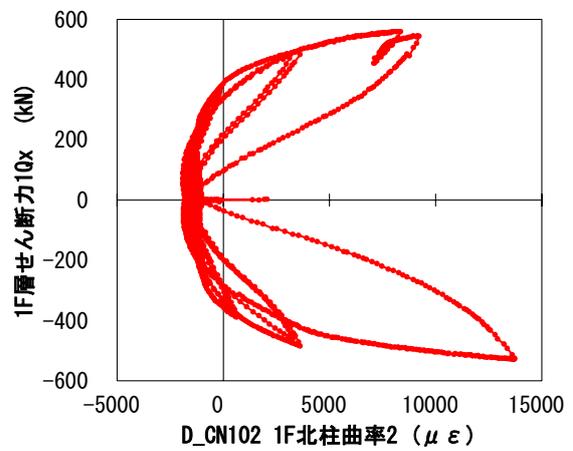
(a) 2F 梁北下端 BS201 変位計



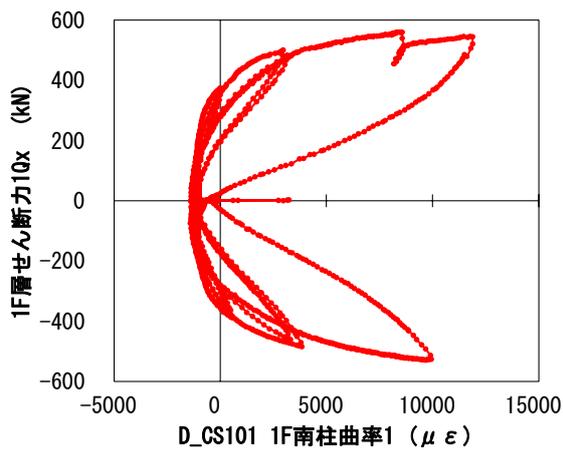
(b) 2F 梁南下端 BS219 変位計



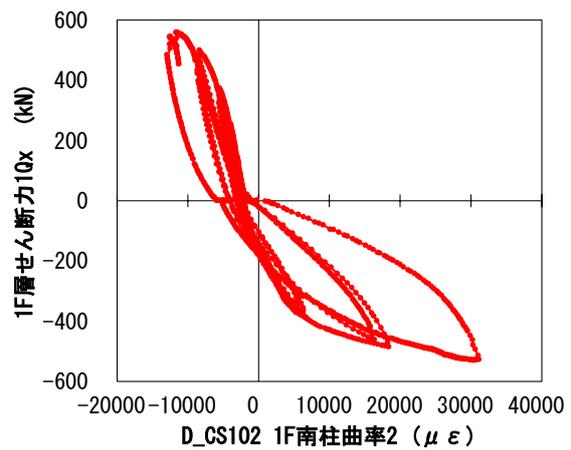
(c) 1F 北柱柱脚 北端 CN101 変位計



(d) 1F 北柱柱脚 南端 CN102 変位計



(e) 1F 南柱柱脚 北端 CS101 変位計

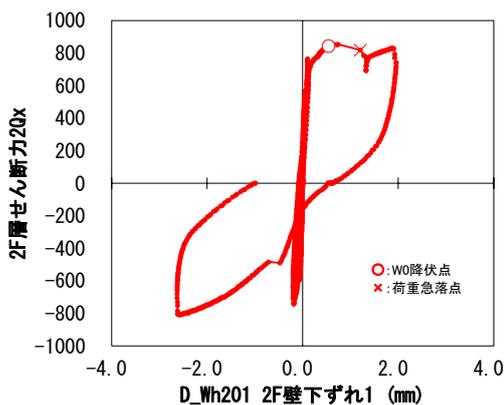


(f) 1F 南柱柱脚 南端 CS102 変位計

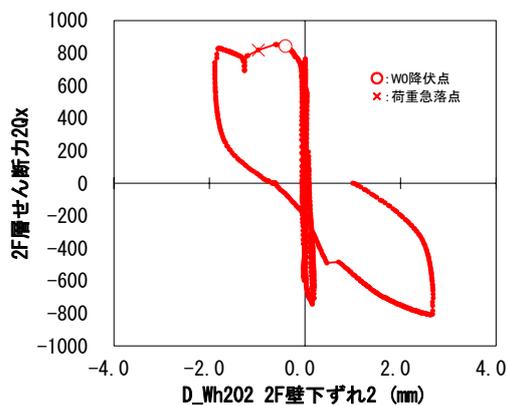
図 5.3.1-18 部材端部に設置した変位計

(6) 壁脚スリップ変形

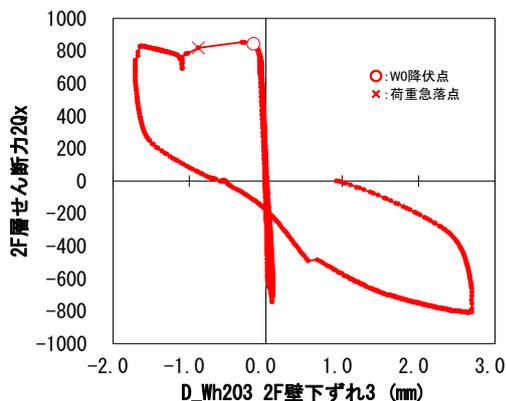
2F壁と2F床スラブとの間に設置した2F壁壁脚のスリップ変形について、図5.3.1-17に示す。図5.3.1-19(a)~(c)に示すように、まず、壁縦筋W0が降伏した後(○印)に、壁縦筋W9およびW11の降伏と同時に荷重が急落した(×印)。その後+1.0%ピーク時までには滑り変形が大きくなった。図5.3.1-19(d)に示すように、引張側となる北側の変位計の値の方がスリップ変形大きい傾向にあったが+1.0%ピーク時にはその差は少なくなった。+1.0%ピーク時に3つの変位計を平均すると、スリップ変形は2階層間変形の半分程度の割合を占めていた。



(a) Wh201 変位計



(b) Wh202 変位計

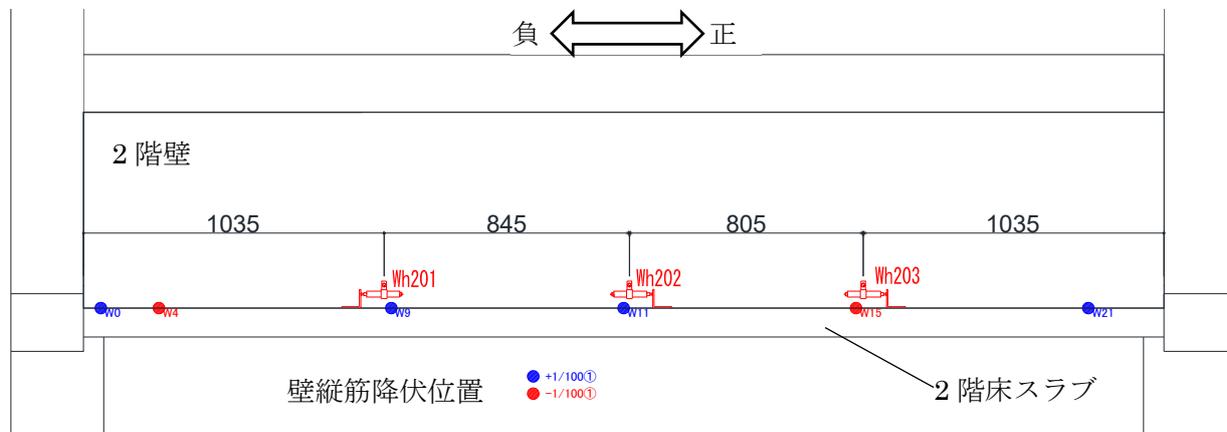


(c) Wh203 変位計

イベント	1F層せん断力 (kN)	1F層間変形角 (%)	2F層せん断力 (kN)	2F層間変形角 (%)
W0降伏	552	0.731	843	0.273
W9, W11降伏, 荷重急落	539	0.861	818	0.339
1Rx=+1.0%ピーク時	544	0.999	827	0.408

イベント	スリップ変形/2F層間変形			
	D_Wh201	D_Wh202	D_Wh203	平均
W0降伏	22.6%	17.0%	6.7%	15.4%
W9, W11降伏, 荷重急落	40.6%	32.8%	29.6%	34.3%
1Rx=+1.0%ピーク時	53.1%	50.7%	45.9%	49.9%

(d) スリップ変形一覧

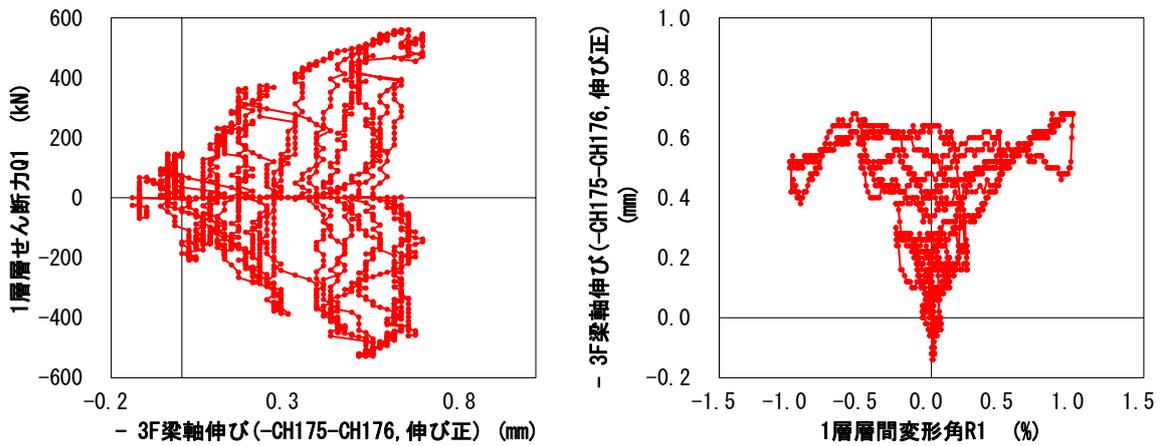


(e) 変位計位置と縦筋降伏位置

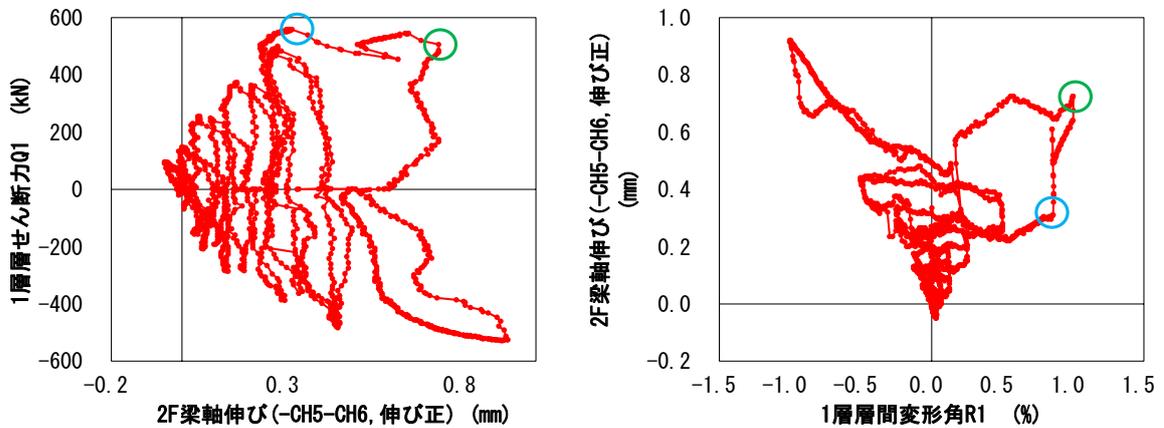
図 5.3.1-19 2F壁スリップ変形

(7) 梁軸伸び変形

2F と 3F の梁の軸伸び変形について、図 5.3.1-20 に示す。2F 梁の軸伸び変形は Ch5 と Ch6 の差から、3F 梁の軸伸び変形は Ch175 と Ch176 の差から、それぞれ計算している。これは、外部から計測した南北の水平変位の差により計算しているため、接合部の変形を含む計算方法となっているが、本試験体では接合部の変形はほとんどないことから無視できると考えた。なお、変位計の位置は図 5.2.6-1 参照のこと。図 5.3.1-20(b) に示すように、2F の梁の軸伸び変形が、1/100rad サイクル時の試験体耐力低下点付近（図中の青丸○）で軸伸び変形が 0.5mm 程度急伸びし、1/100 rad サイクルピーク時（図中の緑丸○）には 0.8mm 程度の軸伸び変形が計測された。



(a) 3F 梁軸伸び変形

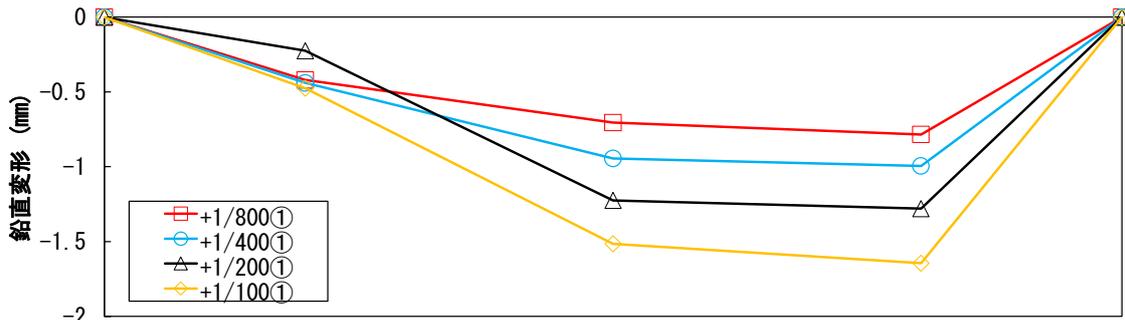


(b) 2F 梁軸伸び変形

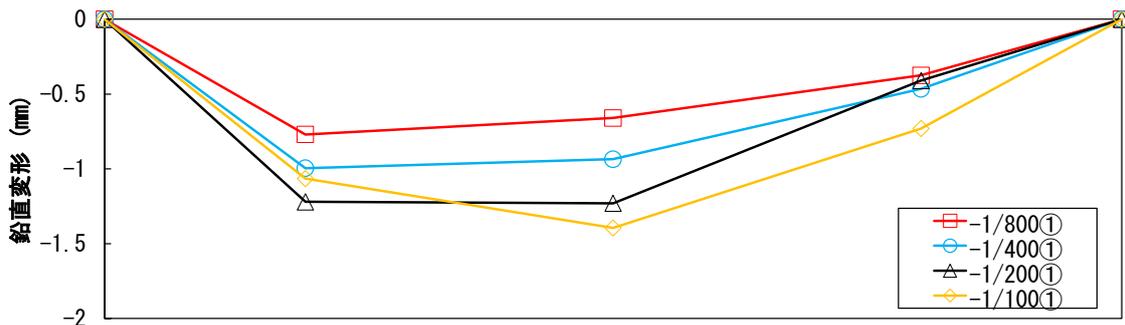
図 5.3.1-20 梁軸伸び変形

(8) 梁の鉛直変形

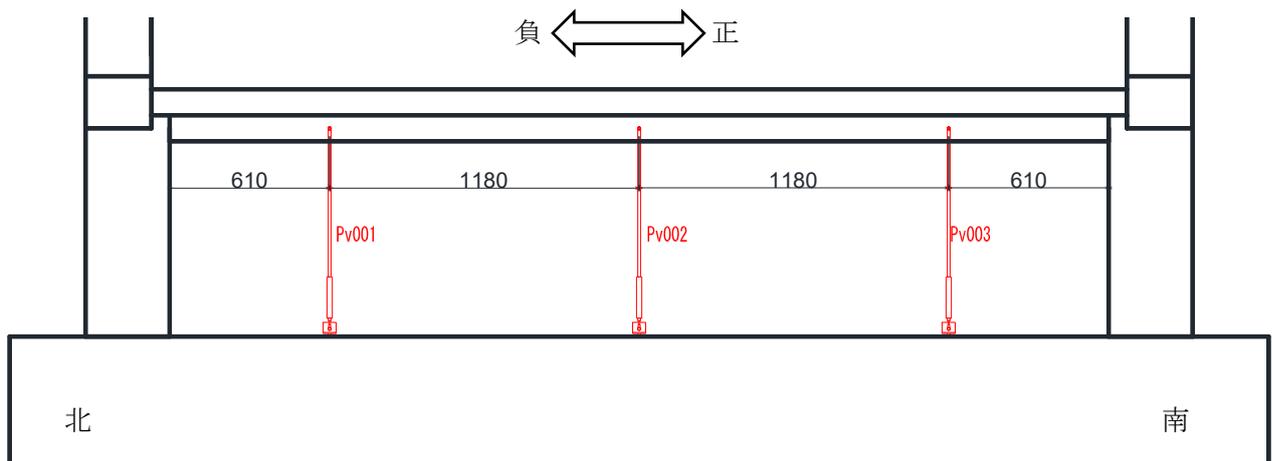
文献[5-4]などでは、本実験と同様のピロティ架構試験体を用いた構造実験を実施しており、その際、2階耐力壁の壁板の広がりにより2階の梁が鉛直方向下向きにたわむ変形が見られた。そこで本実験でも文献[5-4]と同様に2階梁の鉛直変形の計測を行った。その計測結果を図5.3.1-21に示す。正側加力時と負側加力時の変形状況を見ると、既往の実験[5-4]で見られるような、2階耐力壁からの壁板の広がりに伴う鉛直分布荷重による影響が見られた。正側加力時と負側加力時の変形状況の違いを比べると、圧縮ストラッドが形成されている側（正側加力時は南側，負側加力時は北側）に鉛直変形が大きいことがわかる。



(a) 正側加力時の2階梁の鉛直変形



(b) 負側加力時の2階梁の鉛直変形



(c) 2階梁の鉛直変形計測用変位計設置位置

図 5.3.1-21 2F 梁の鉛直変形

(9) 1F ピロティ柱の反曲点位置

本実験において、1F ピロティ柱の損傷状況を見ると柱頭部の損傷よりも柱脚の損傷のほうが大きかった。このことから反曲点高さが柱の中央高さではなく、中央よりも高い位置だったと考えられる。そこで、試験体に設置した変位計と、1F ピロティ柱の主筋に貼付したひずみゲージの値から、それぞれ曲率分布を計算し、反曲点高さ（=曲率が 0 となる時の高さ）の計算を行う。図 5.3.1-22～図 5.3.1-23 に変位計の計測値により計算した曲率分布を示す。また、図 5.3.1-24～図 5.3.1-25 にひずみゲージの計測値により計算した曲率分布を示す。

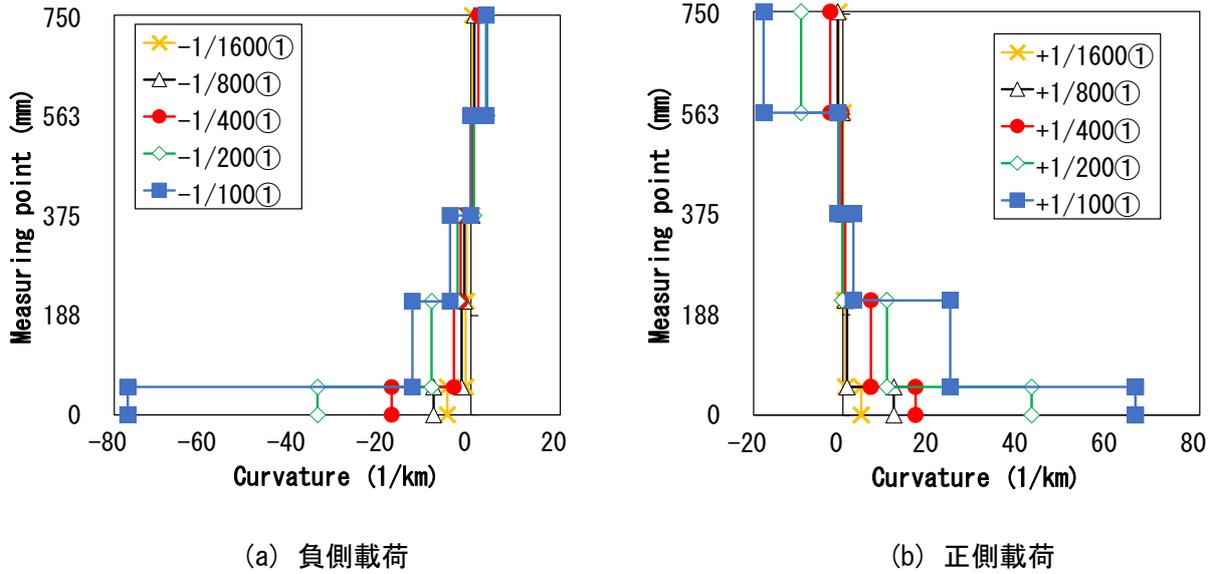


図 5.3.1-22 1F 北ピロティ柱の曲率分布 (変位計)

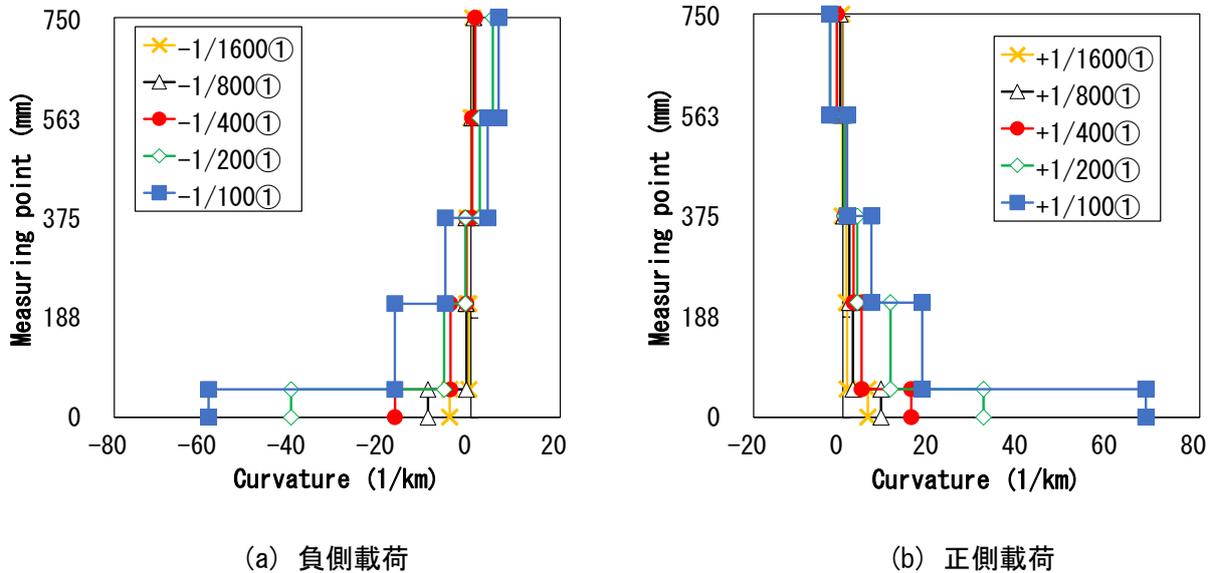
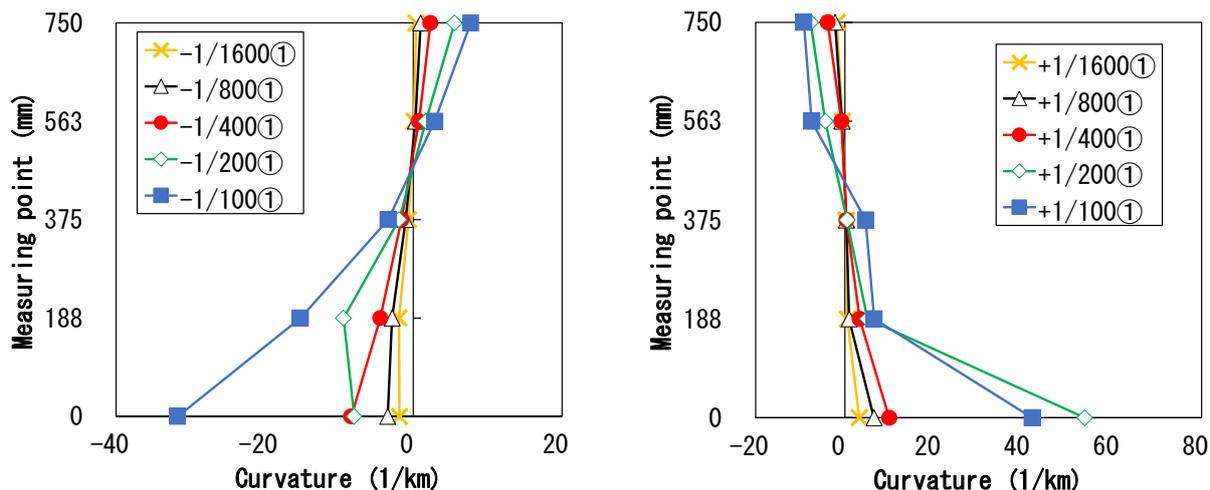
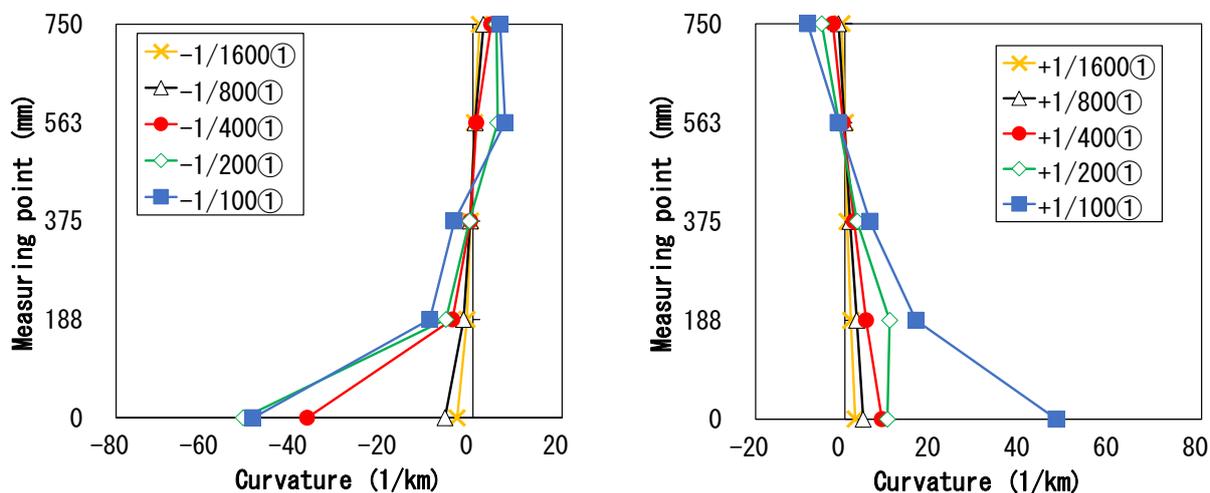


図 5.3.1-23 1F 南ピロティ柱の曲率分布 (変位計)



(a) 負側載荷 (b) 正側載荷

図 5.3.1-24 1F 北ピロティ柱の曲率分布(ひずみゲージ)



(a) 負側載荷 (b) 正側載荷

図 5.3.1-25 1F 北ピロティ柱の曲率分布(ひずみゲージ)

ここで、反曲点高さは曲率が 0 となる時の高さとする。図 5.3.1-25 のように、ひずみゲージから計算した曲率分布を用いて反曲点高さを計算する場合は、曲率=0 の直線をまたぐ 2 点間の線形補間により曲率が 0 となる時の高さを求めた。一方で、図 5.3.1-24 のように変位計から計算した曲率分布を用いて反曲点高さを計算する場合は、計測区間の曲率は一律な曲率として計算されるため、そのままの計測値を求めると計算できない。そこで、計測区間の中央の高さを代表点高さと考え（例えば、高さ 214.5mm～376.5mm の区間の場合、代表点高さは 295.5mm）、その代表点による線形補間を用いて反曲点高さを求めた。計算結果を図 5.3.1-26 に示す。

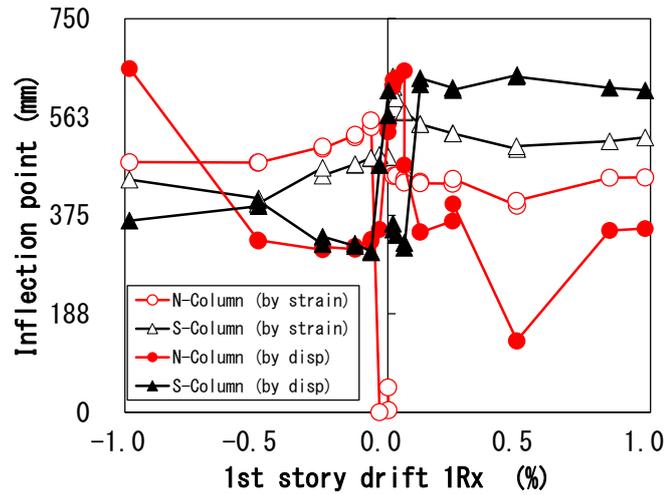


図 5.3.1-26 1F ピロティ柱の反曲点高さの計算結果

表 5.3.1-4 1F ピロティ柱の反曲点高さの計算結果

STEP	サイクル	N-Column (by strain)	S-Column (by strain)	N-Column (by disp)	S-Column (by disp)
		mm	mm	mm	mm
218	+1/3200	451	598	636	337
321	+1/1600①	444	571	651	323
410	+1/1600②	438	574	471	314
516	+1/800①	439	549	344	625
629	+1/800②	436	549	343	636
753	+1/400①	435	531	364	618
893	+1/400②	445	531	397	614
1022	+1/200①	394	502	135	642
1170	+1/200②	403	507	136	639
1483	+1/100①	447	523	350	613
272	-1/3200	0	490	348	471
374	-1/1600①	543	484	329	304
455	-1/1600②	556	485	325	306
577	-1/800①	524	471	316	321
682	-1/800②	528	473	310	316
822	-1/400①	502	451	315	335
941	-1/400②	506	466	309	320
1111	-1/200①	475	397	328	403
1233	-1/200②	476	407	326	393
1743	-1/100①	476	443	655	365

図 5.3.3-1～図 5.3.3-4 をそれぞれ比較すると、柱脚の曲率大きいという傾向は北柱および南柱で一致し、また正負の载荷においても同様の傾向であった。図 5.3.3-5 と表 5.3.3-1 を見ると、変位計で計測した曲率分布から計算した反曲点高さはばらつきが大きく、正負で異なる傾向があった。これは、変位計が高さ 376.5mm～565.5mm の間に設置されており、その中央近くに反曲点があったためにこの区間の曲率が小さく計算され、それによるばらつきが大きくなったと考えられる。その一方でひずみゲージから計算した反曲点高さは、1/3200 の変形角は上手く計算できていないものの、1/1600 の変形角以降は、安定した計算結果が得られた。また柱が引張側になる場合は反曲点

## 第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

高さが低く、圧縮側になる場合は反曲点高さが高くなる傾向であった。これは正負が逆転しても同様の傾向となった。以上の結果より、本実験では、1F ピロティ柱の反曲点高さは、ひずみゲージを用いて計測した値を実験値とする。

(10) 1F ピロティ柱の軸力

本実験では、架構試験体全体に長期軸力を作用させた後に水平載荷を行っている。そのため、水平載荷によって生じる転倒モーメントにより 1F ピロティ柱は変動軸力が作用することとなる。しかし本実験では、北と南それぞれの 1F ピロティ柱の軸力を計測していないため、それぞれの柱に作用していた軸力が不明である。そこで、2つの方法で 1F ピロティ柱に作用した軸力の推定を行う。1つめは、図 5.3.3-6 に示すように、試験体に作用する力と試験体 1F ピロティ柱柱脚に定義した試験体反力との力の釣り合いにより 1F ピロティ柱の軸力を計算する。(式 5.3.1-1) ~ (式 5.3.1-3) に力の釣り合いによる計算式を示す。

$$P_{h1} + P_{h2} + P_{h3} = R_{hn} + R_{hs} \quad (\text{式 5.3.1-1})$$

$$P_{v1} + P_{v2} + P_{v3} + P_{v4} = N_n + N_s \quad (\text{式 5.3.1-2})$$

$$(P_{h1} + P_{h2}) \cdot h_1 + P_{h3} \cdot h_3 - (P_{v1} + P_{v2}) \cdot L_1 + (P_{v3} + P_{v4}) \cdot L_2 = M_n + M_s + N_s \cdot L_s \quad (\text{式 5.3.1-3})$$

ただし、

- |  |  |
|--|--|
| $P_{h1} \sim P_{h3}$ : 水平ジャッキ 1~3 の荷重 (kN) | $P_{v1} \sim P_{v4}$ : 鉛直ジャッキ 1~4 の荷重 (kN) |
| $R_{hn}$ : 1F 北柱の水平せん断力 (kN)               | $R_{hs}$ : 1F 南柱の水平せん断力 (kN)               |
| $N_n$ : 1F 北柱の鉛直軸力 (kN)                    | $N_s$ : 1F 南柱の鉛直軸力 (kN)                    |
| $M_n$ : 1F 北柱柱脚のモーメント (kNm)                | $M_s$ : 1F 南柱柱脚のモーメント (kNm)                |
| $h_1$ : 水平ジャッキ 1 の 1F 北柱柱脚からの高さ (=3.47m)   |  |
| $h_3$ : 水平ジャッキ 3 の 1F 北柱柱脚からの高さ (=0.9m)    |  |
| $L_1$ : 鉛直ジャッキ 1 の 1F 北柱柱脚からの水平距離 (=m)     |  |
| $L_2$ : 鉛直ジャッキ 2 の 1F 北柱柱脚からの水平距離 (=m)     |  |
| $L_s$ : 1F 南柱柱脚の 1F 北柱柱脚からの水平距離 (=m)       |  |

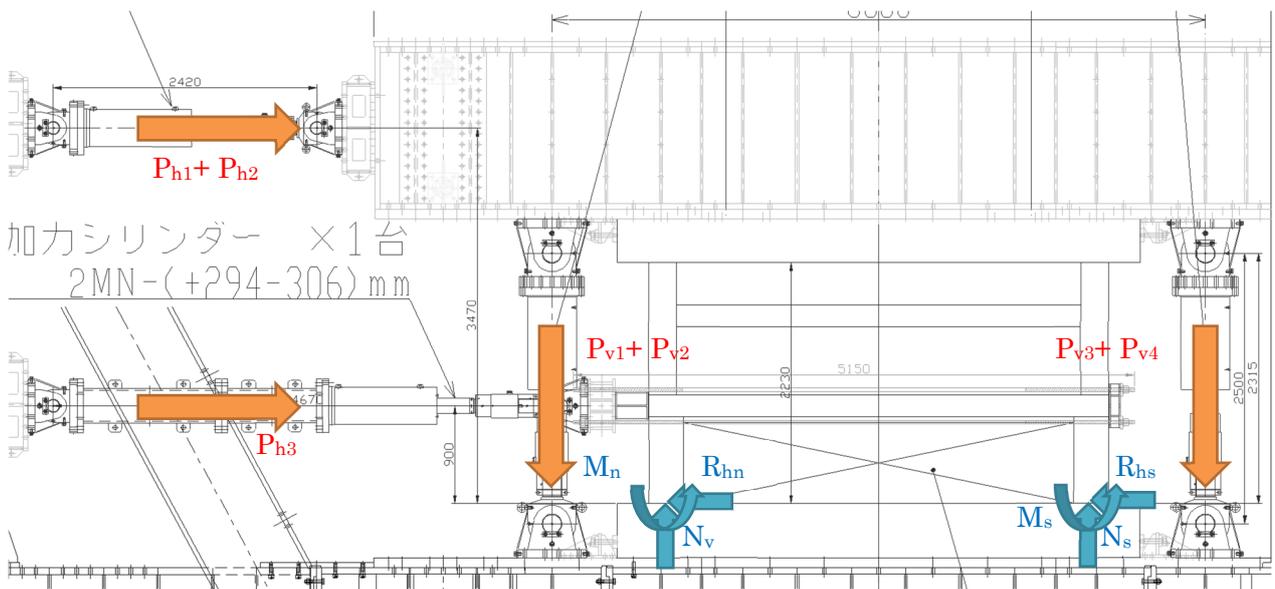


図 5.3.1-27 1F ピロティ柱の反曲点高さの計算結果

## 第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

(式 5.3.1-1) ~ (式 5.3.1-3) だけでは、未知数 6 に対して釣り合い方程式が 3 のため、1F ピロティ柱の軸力を計算することができない。そこで、(式 5.3.1-4) のように 1F 柱柱脚のモーメント ( $M_n+M_s$ ) の合計が 1F 柱のせん断力の合計 ( $R_{hn}+R_{hs}$ ) に反曲点高さの平均値  $h_{ave}$  を掛けることで計算できると仮定する。(式 5.3.1-4) を (式 5.3.1-1) ~ (式 5.3.1-3) に代入し整理すると、(式 5.3.1-5) ~ (式 5.3.1-6) のように、1F 北柱の鉛直軸力  $N_n$  と 1F 南柱の鉛直軸力  $N_s$  が計算できる。

$$M_n + M_s = (R_{hn} + R_{hs}) \cdot h_{ave} \quad (\text{式 5.3.1-4})$$

$$N_n = P_{v1} + P_{v2} + P_{v3} + P_{v4} - N_s \quad (\text{式 5.3.1-5})$$

$$N_s = \frac{(P_{h1} + P_{h2}) \cdot h_1 + P_{h3} \cdot h_3 - (P_{v1} + P_{v2}) \cdot L_1 + (P_{v3} + P_{v4}) \cdot L_2 - (P_{h1} + P_{h2} + P_{h3}) \cdot h_{ave}}{L_s} \quad (\text{式 5.3.1-6})$$

ただし、

$h_{ave}$ : 1F 北柱と 1F 南柱の反曲点高さの平均値 (m) で、表 5.3.3-1 で示したひずみゲージを用いて計測した値を用いる。

2つめの計算方法は、図 5.3.3-6 に示すように、試験体の柱中央部に貼付したひずみゲージの値から、柱の軸力を推定する。具体的には、(式 5.3.1-7) で示す計算式で計算する。圧縮側柱の軸力は、ひずみゲージの値に弾性軸剛性を乗じて計算するが、引張側の柱は柱の曲げひび割れなどにより計算ができないため、試験体に作用する軸力  $N$  から引くことで計算を行う。

$$\begin{aligned} N_{comp} &= \varepsilon_{comp} \cdot (E_c A_c + E_s A_s) \\ N_{tens} &= N - N_{comp} \end{aligned} \quad (\text{式 5.3.1-7})$$

ただし、

$\varepsilon_{comp}$ : 圧縮側柱の中央部に貼付したひずみゲージの計測値

$N_{comp}$ : 圧縮側柱の軸力(N)

$N_{tens}$ : 引張側柱の軸力(N)

$E_c$ : コンクリートヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$A_c$ : コンクリート部の断面積(mm<sup>2</sup>)

$E_s$ : 主筋ヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$A_s$ : 主筋の断面積合計(mm<sup>2</sup>)

$N$ : 試験体軸力 (=  $P_{v1} + P_{v2} + P_{v3} + P_{v4}$ ) (N)

それぞれの計算結果を図 5.3.1-28 と表 5.3.1-5 に示す。釣合式から計算した軸力と、ひずみゲージから計算した軸力は、変形角が小さいときは比較的整合しているものの、変形角が大きくなると差が大きくなる傾向にあった。ひずみゲージから計算した軸力は、変形角 1.0%時には柱の全引張軸力耐力を超過してしまっているが、計測した柱中央部での主筋の降伏は記録できていない。このことから、ひずみゲージから計算した軸力は、実験で実際に作用した軸力を過大評価していると考えられる。これは、ひずみレベルが大きくなり非線形化すると、弾性軸剛性を用いた (式 5.3.1-7) による計算では過大評価してしまうためだと考えられる。以上の結果より、本実験では、1F ピロティ柱の軸力は、(式 5.3.1-1) ~ (式 5.3.1-3) を用いて計測した値を実験値とする。

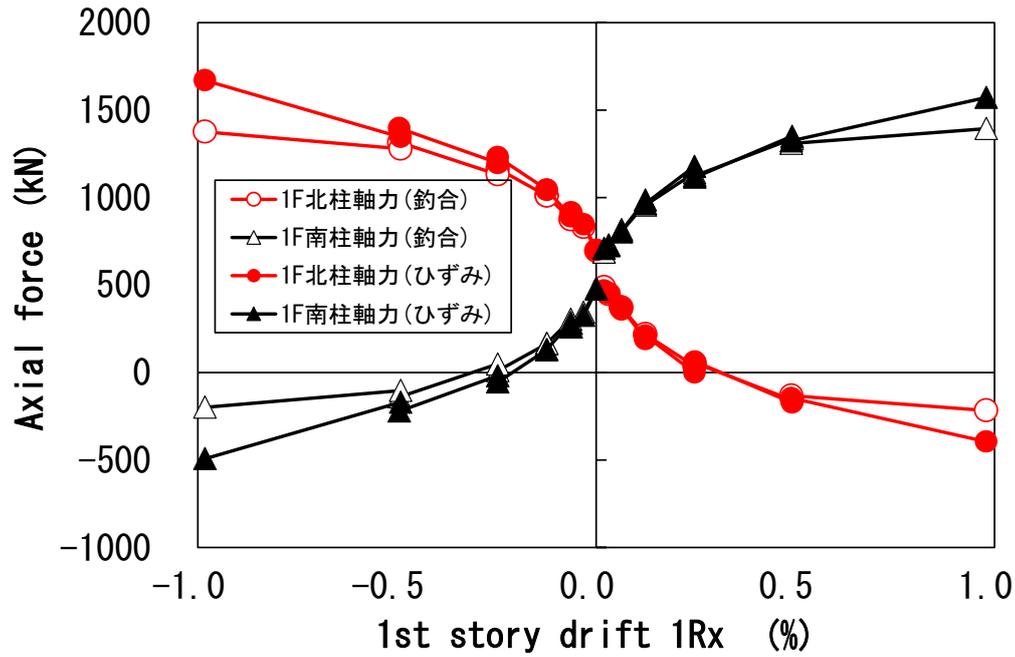


図 5.3.1-28 1F 柱軸力の計算結果の比較

表 5.3.1-5 1F 柱軸力の計算結果の比較

STEP	サイクル	1F北柱軸力 (ひずみ)	1F南柱軸力 (ひずみ)	1F北柱軸力 (鈎合)	1F南柱軸力 (鈎合)
		kN	kN	kN	kN
218	+1/3200	451.7	724.3	447.5	728.5
321	+1/1600①	358.8	816.2	369.7	805.3
410	+1/1600②	369.5	807.5	373.6	803.4
516	+1/800①	190.5	985.5	211.4	964.6
629	+1/800②	210.9	965.1	219.5	956.5
753	+1/400①	-0.2	1178.2	36.6	1141.4
893	+1/400②	62.6	1115.4	53.2	1124.8
1022	+1/200①	-172.4	1350.4	-157.7	1335.7
1170	+1/200②	-147.1	1324.1	-132.1	1309.1
1483	+1/100①	-395.2	1572.2	-217.2	1394.2
272	-1/3200	846.9	327.1	830.7	343.3
374	-1/1600①	915.5	260.5	895.9	280.1
455	-1/1600②	892.1	284.9	874.2	302.8
577	-1/800①	1045.4	130.6	1012.0	164.0
682	-1/800②	1043.9	130.1	1008.8	165.2
822	-1/400①	1230.7	-54.7	1165.3	10.7
941	-1/400②	1197.1	-18.1	1130.8	48.2
1111	-1/200①	1395.6	-220.6	1314.5	-139.5
1233	-1/200②	1346.0	-170.0	1278.8	-102.8
1743	-1/100①	1670.0	-493.0	1375.6	-198.6

5.3.2 補強試験体 (F2-R)

(1) 荷重変形角関係

求められた荷重変形角関係を以下に示す。また、上層せん断力  $R_2$  関係を求める際には上スタブ底面までの変形も含まれている。

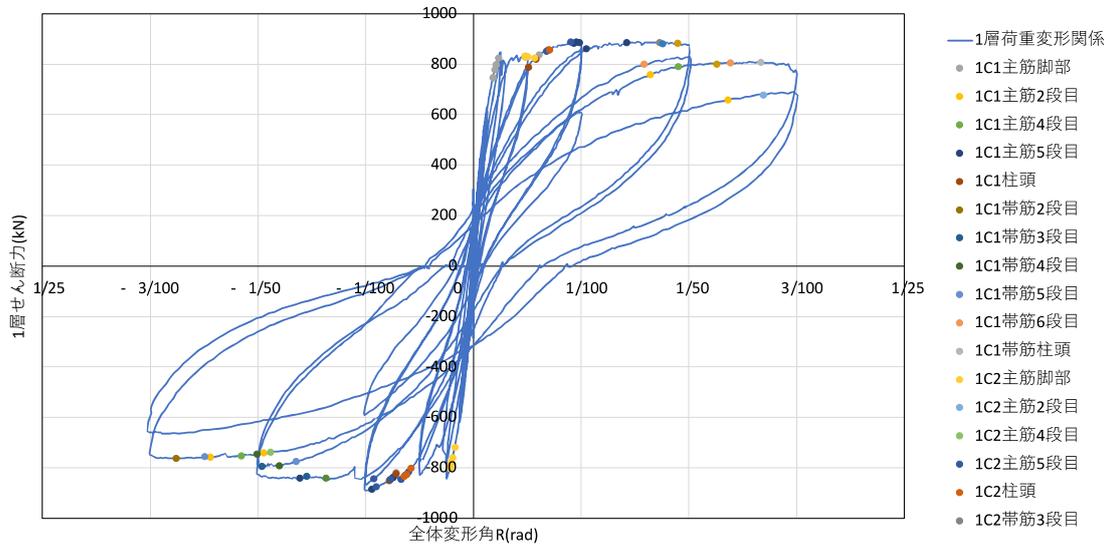


図 5.3.2-1 1層せん断力- $R_1$  関係

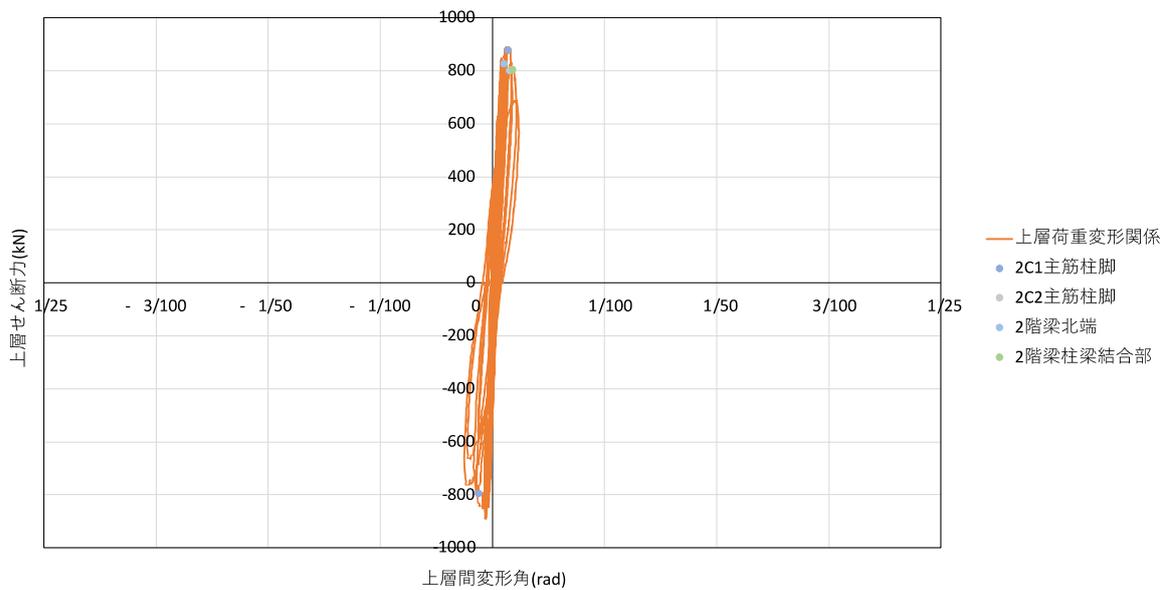


図 5.3.2-2 上層せん断力- $R_2$  関係

(2) 破壊性状

以下に破壊性状を示す。括弧内は図 5.3.2-3 における参照番号とする。

- ・軸力導入時 2 階壁表面に多くの初期ひび割れを確認。

2 階梁=0kN(1 層と 2 層以上のせん断力が同じ)

- ・水平力 250kN,  $R_1=+1/3200$  時 2 階壁の補強面に縦ひび割れ, せん断ひび割れを確認。(0.1mm)

2 階梁=0.35 の割合で引き戻す(2 層以上の方が 1 層よりもせん断力が大きくなる。)

- ・剛性耐力ともに両者に差は無かった。
- ・2 階壁表面に縦ひび割れ, せん断ひび割れ発生。

これ以降のサイクルでは、2 階梁高さのせん断力を 0kN で載荷を行う。

- ・  $R1=1/1600$  にてせん断力は約 400kN であった。ほぼ弾性域でありひび割れは壁表面のみであった。

- ・  $R1=1/800$  にてせん断力は約 600kN 剛性は低くなってきていた。正側ピークにて 1C1 柱脚部正面(引張側)に曲げひび割れ(0.05mm), 1C2 袖壁脚部、UFC パネルとモルタルの境界線にひび割れ発生。(0.3mm) (図 5.3.2-2 (a))

負側ピーク時、正載荷の逆側 (1C2 脚部側面と 1C1 袖壁脚部) に曲げひび割れ発生。

- ・  $R1=1/400$  にてせん断力は約 800kN となり、損傷の音が発生。正側ピークにて 1C1 脚部の鉄筋が引張降伏, 1C2 脚部 (UFC パネルとモルタルの境界線のひび割れ) が幅面まで進展, 1C2 袖壁脚部, UFC パネルとモルタルの境界線のひび割れが, 柱幅面まで進展, 柱梁接合部にひび割れ, 1C1 袖壁 (UFC パネル) と梁に隙間が生じている, 1C1 柱頭にひびわれを確認, 1C2 袖壁 (UFC パネル) にせん断ひび割れが生じた。

負側ピーク時基本的には正載荷と逆の位置に同様な損傷を確認。1C2 の柱・袖壁の境界線にズレが生じた。外側側面の柱梁接合部にひび割れ発生 (反対側はジャッキで計測不能) 袖壁上部のモルタルの剥落発生。(図 5.3.2-3 (b), (c))

- ・  $R1=1/200$  にてせん断力は約 850kN となった。破壊音。耐力上昇がストップし、やや荷重変形関係が不安定になった。正側ピークにて 1C1 の柱・袖壁の境界線にズレが生じた。また、UFC パネルとモルタルの境界線に大きなヒビ (1mm) が生じた。

負載荷ピーク時、1C1 柱内側側面の曲げひび割れ、袖壁頂部のモルタルの圧壊、スラブのひび割れが発生した。

- ・  $R1=1/100$  にてせん断力は約 900kN となった。圧縮・引張側ともに軸変形がとて大きくなり、最大耐力はほぼ頭打ちした。正側ピークにて UFC パネルとモルタルの境界線の圧壊が進行した。1C2 は、断面で見るとほとんどが引張側になっている (引張側は目視で確認できるほど浮き上がっている)。壁表面の損傷はあまり増加していないが、1C1 の柱梁接合部付近のひび割れ幅は 1.5mm となった。また、載荷中大きな破壊音が発生した。

負側ピークにて正載荷時と逆の位置に同様な損傷を確認した。(図 5.3.2-3 (d))

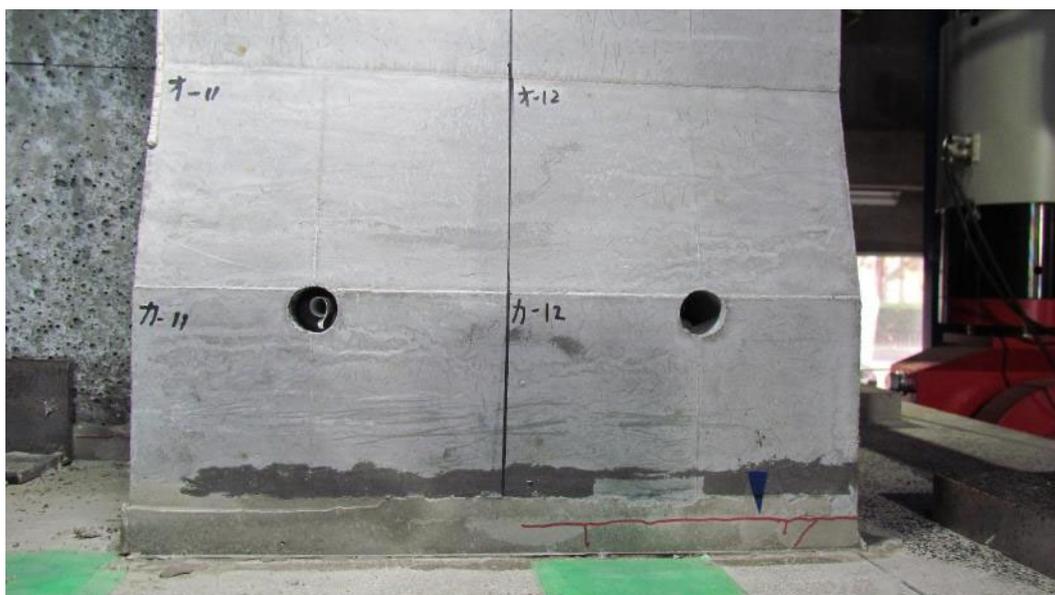
- ・  $R1=1/50$  にてせん断力は約 900kN となり、頭打ちになったことが分かった。また、2 階梁より、3 階梁の方が、軸変形が出ていた。正側ピークにて耐力低下は確認されなかった。1C1 の袖壁は UFC パネルとモルタルの境界線の圧壊、パネルの分離を確認し、柱部分の UFC パネルとモルタルの境界線の損傷もかなり増加した。また、柱側面に縦ひび割れ発生した。

負側ピークにて 2 階梁が降伏している可能性がみられた。1C1 の柱と袖壁が派手に分離し、それによると思われる破壊音が載荷中生じた。柱と貼り付けた UFC パネルの接着面に大きなひび割れが確認できた。1C1 (圧縮側) は、脚部では、ほとんどが引張側になっている (圧縮力を少ない断面積で負担)。スラブ部分は、上部にほとんど損傷はないが、側面には大きな損傷 (浮き・剥落) がみられた。これにより、側面のパネル上部で、スラブ付き梁のパンチングシア破壊が起こる可能性が考えられた。(図 5.3.2-3 (e))

- ・  $R1=1/33$ , 1 サイクル目にてせん断力は約 750kN となり耐力低下が確認された。(最大耐力の 8 割はキープしている)。正側ピーク時、梁と柱の境界部の激しい損傷が確認された。柱のせい面に貼り付けたパネルと柱が分離した。袖壁が完全に柱と分離し倒れた。2 サイクル目では、最大耐力は MAX 値の 8 割未満となっており、耐力低下を確認した。負側ピーク時 1C1 柱脚の外側側面は広範囲でコンクリートの浮き・剥落を確認した。また、1C1 の袖壁が面外方向に大きく変形した。裏側を確認したところ 1C2 裏

第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

側に貼り付けた UFC パネルがせん断破壊していた。(図 5.3.2-3 (f), (g), (h), (i))



(a) 1/800 時モルタルのひび



(b) 1/400 時柱、袖壁の境界線のずれ



(c) 1/400 時 1C2 袖壁せん断ひび割れ



(d) 1/100 時パネル分離



(e) 1/50 時柱梁接合部破壊



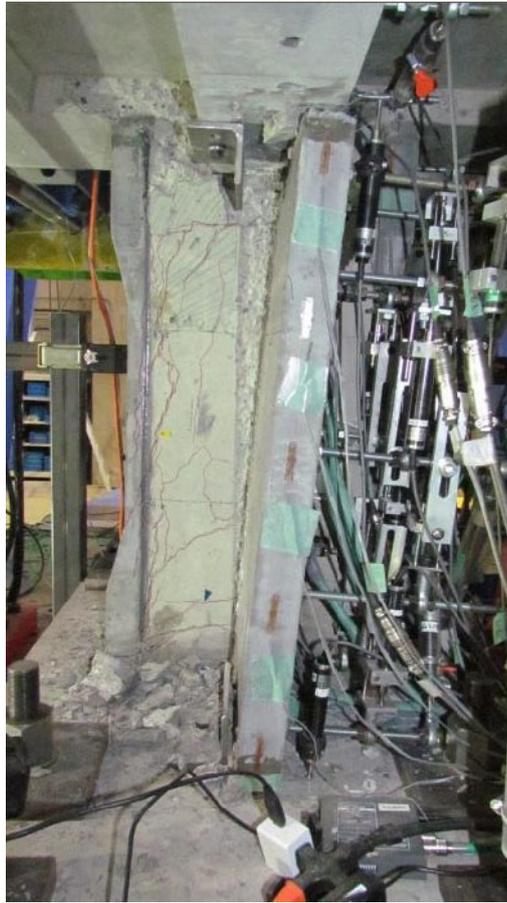
(f) 1/33 時パネル傾き



(g) 南側パネル



(h) UFC パネルせん断ひび割れ



(i) 袖壁倒れ

図 5.3.2-3 損傷状況

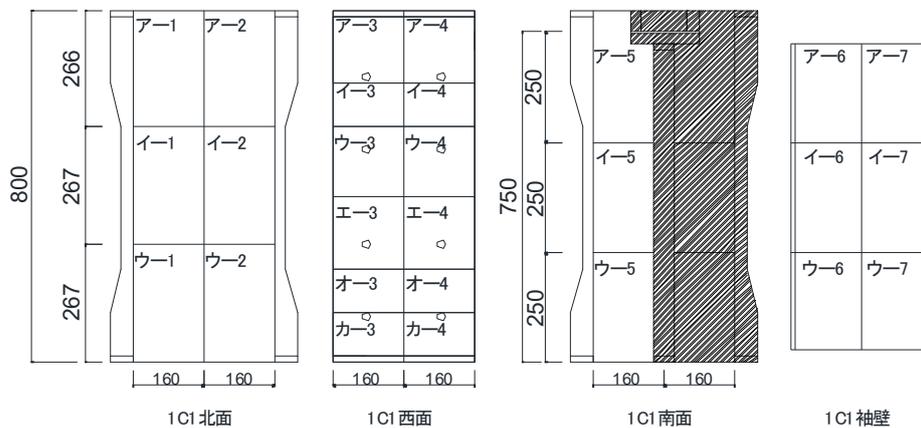
(3) ひび割れ図と最大ひび割れ幅推移

●ひび割れ図

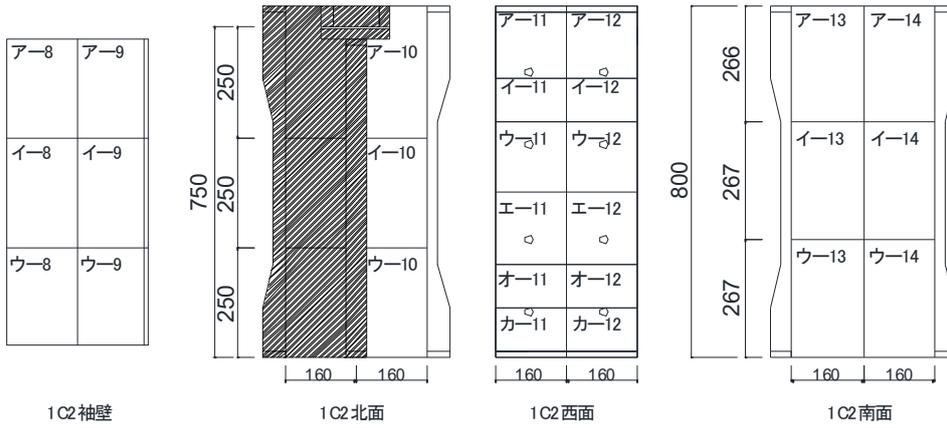
以下に本実験で得られたひび割れ図と正面写真を示す。各面で計測したひび割れのうち、曲げ、せん断、たてそれぞれに対して最大のものを計測した地点のプロットを行った。

- ...せん断ひび割れ計測地点
- ...曲げひび割れ計測地点
- ▲...たてひび割れ計測地点

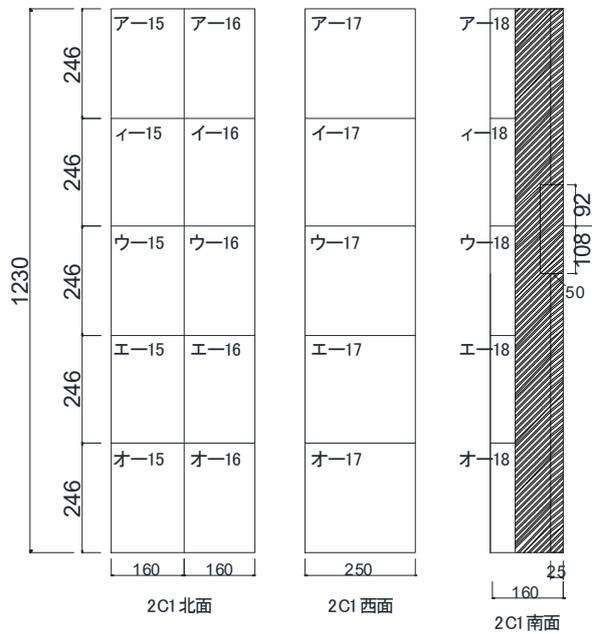
●1/3200



(a) 1C1 ひび割れ図

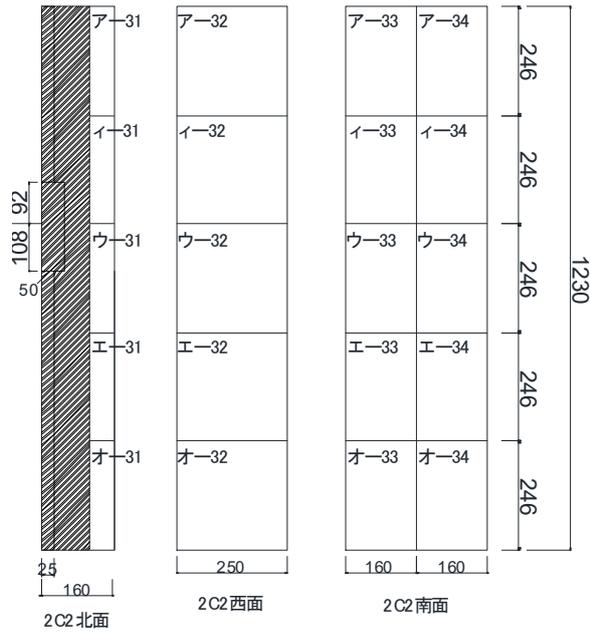


(b) 1C2 ひび割れ図

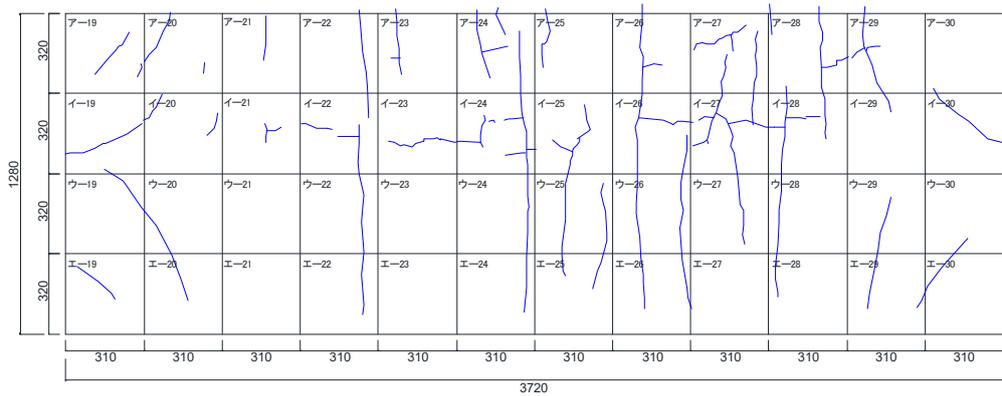


(c) 2C1 ひび割れ図

第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



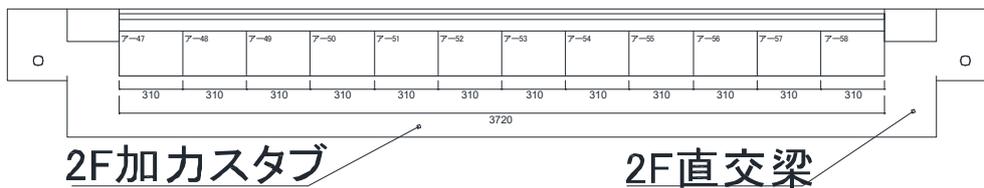
(d) 2C2 ひび割れ図



(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



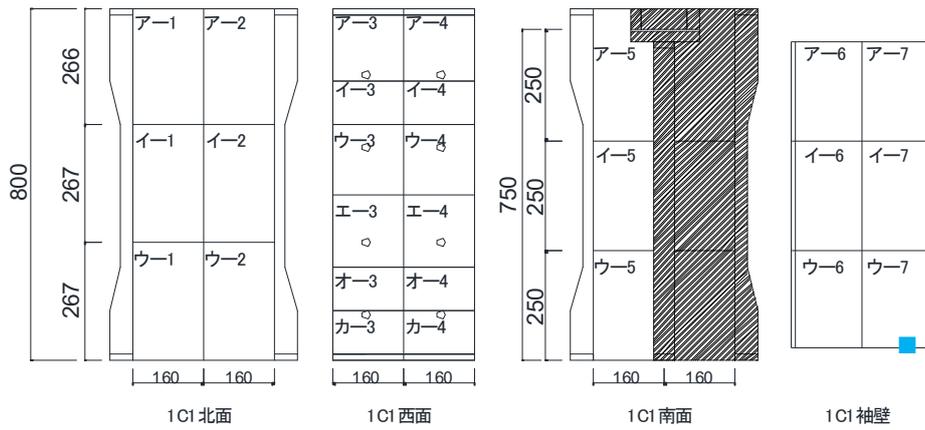
(g) スラブひび割れ図



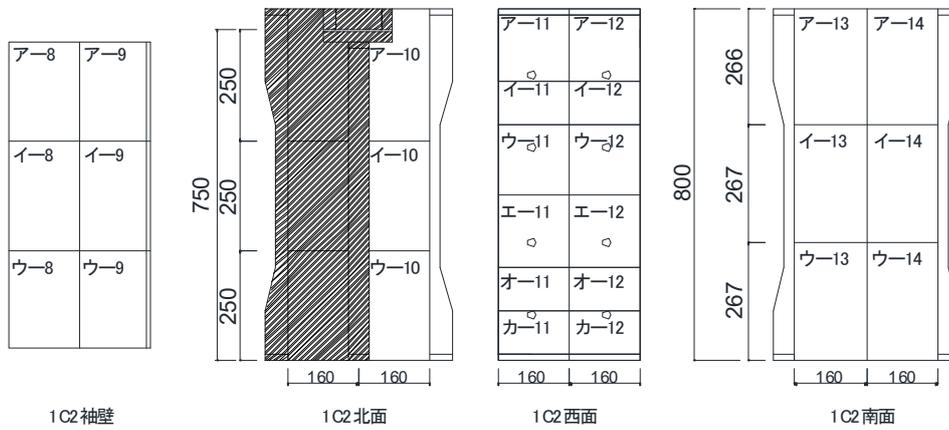
(h) 全体写真

図 5.3.2-4 損傷状況

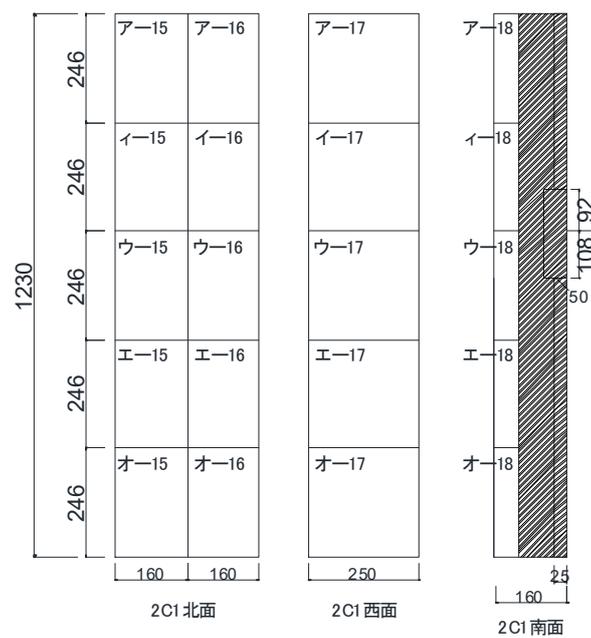
●1/1600



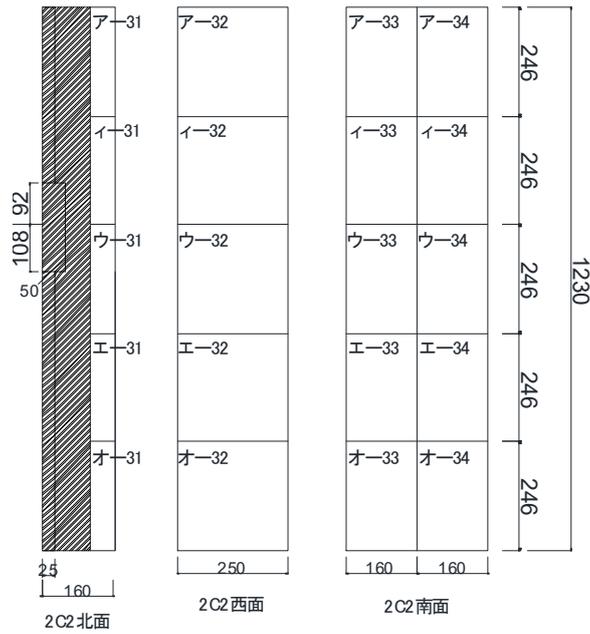
(a) 1C1 ひび割れ図



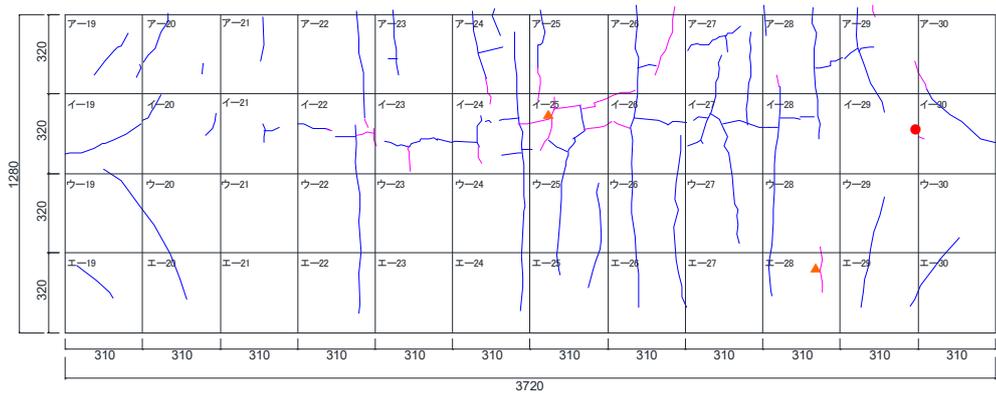
(b) 1C2 ひび割れ図



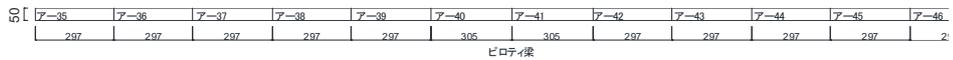
(c) 2C1 ひび割れ図



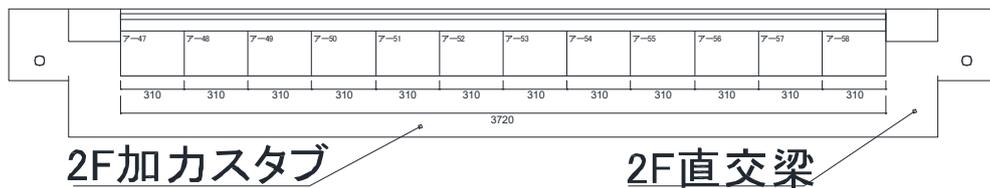
(d) 2C2 ひび割れ図



(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



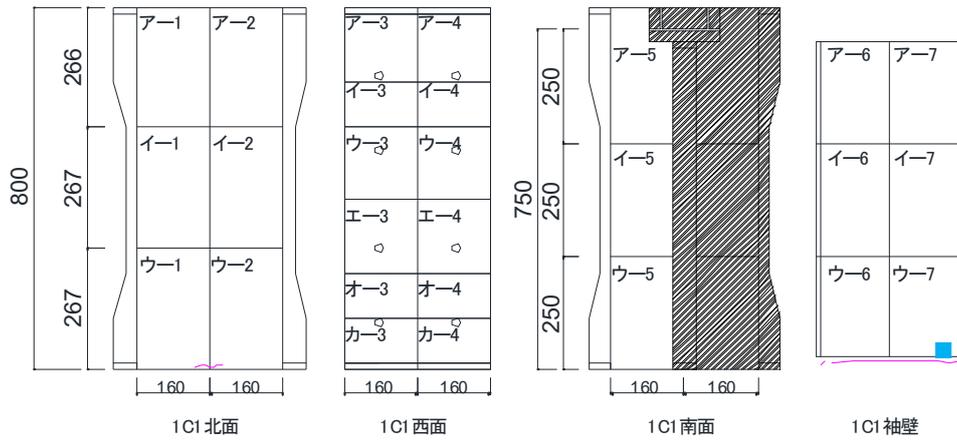
(g) スラブひび割れ図



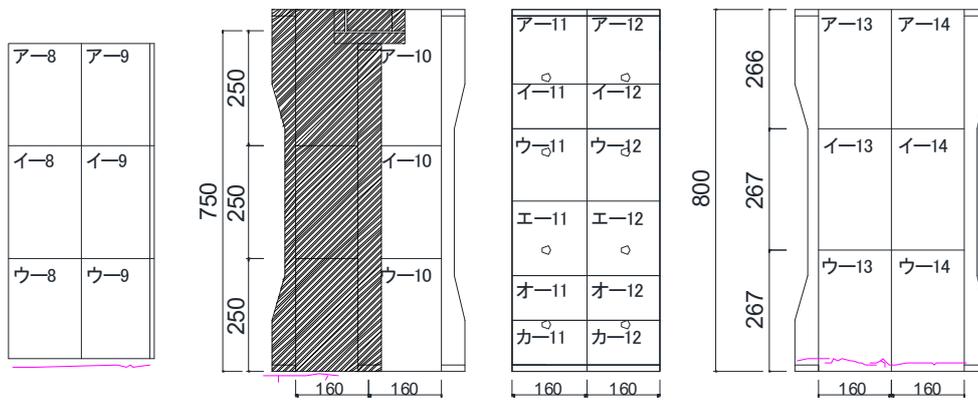
(h) 全体写真

図 5.3.2-5 損傷状況

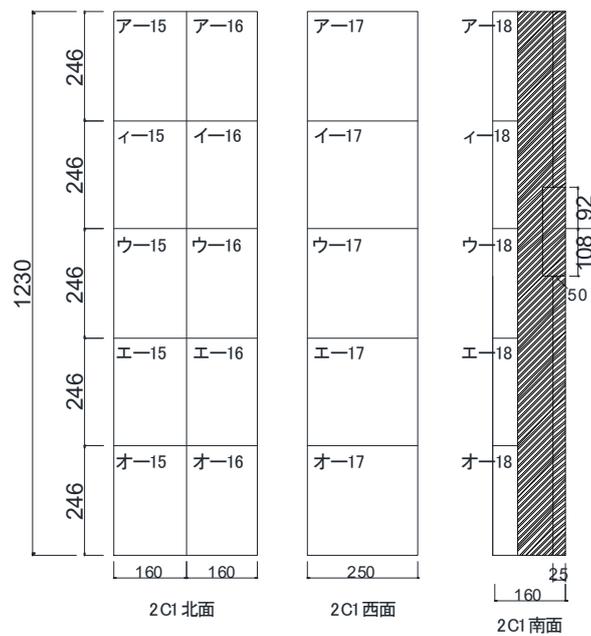
●1/800



(a) 1C1 ひび割れ図

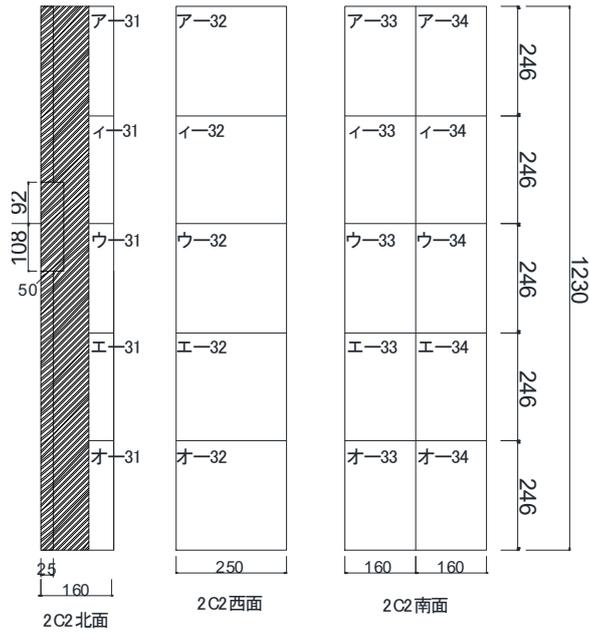


(b) 1C2 ひび割れ図

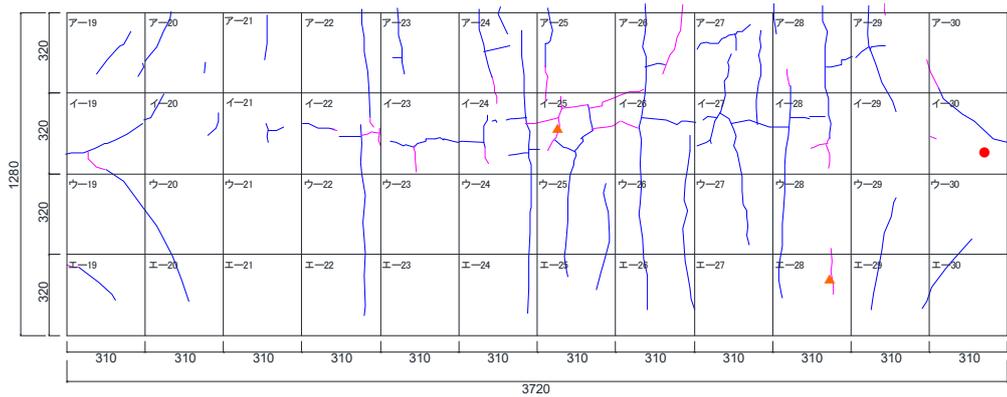


(c) 2C1 ひび割れ図

第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



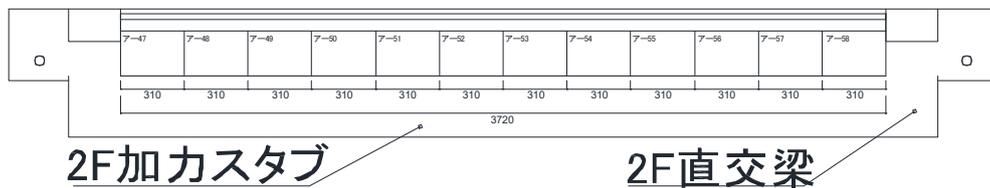
(d) 2C2 ひび割れ図



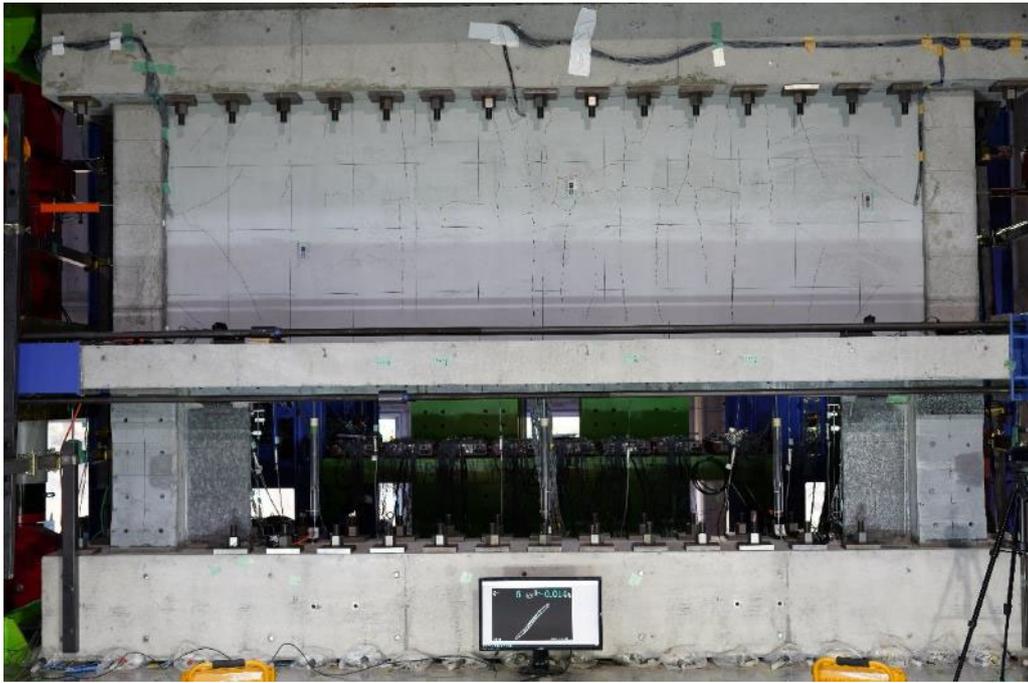
(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



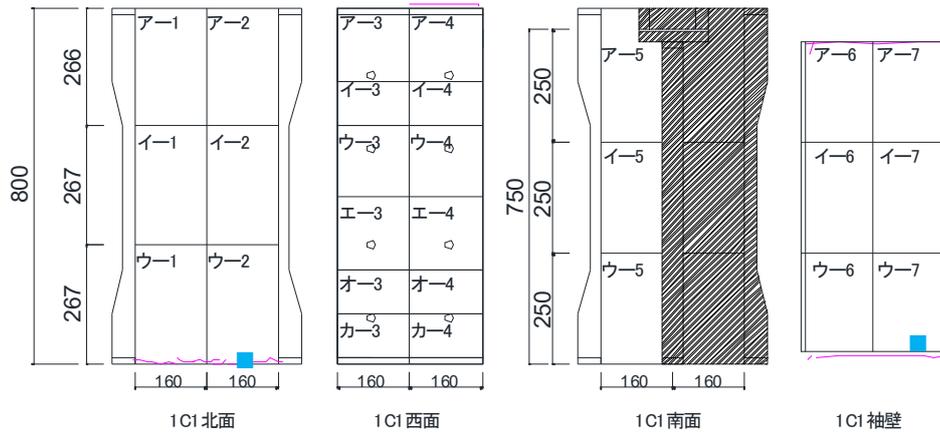
(g) スラブひび割れ図



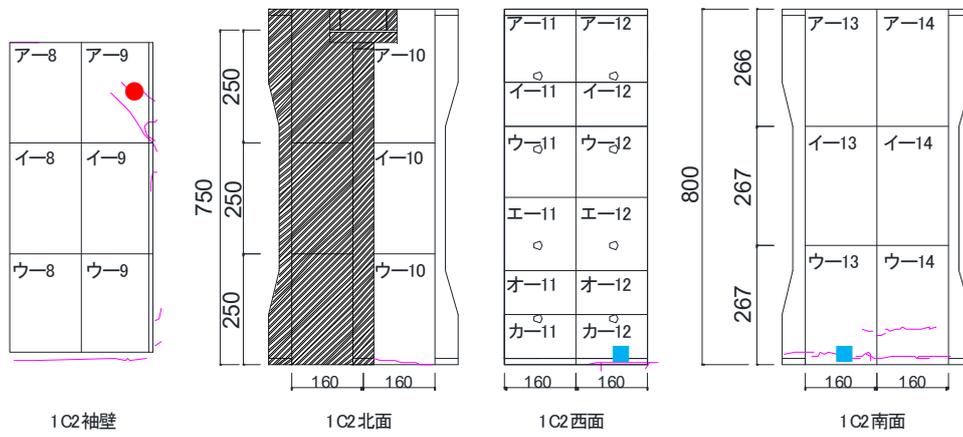
(h) 全体写真

図 5.3.2-6 損傷状況

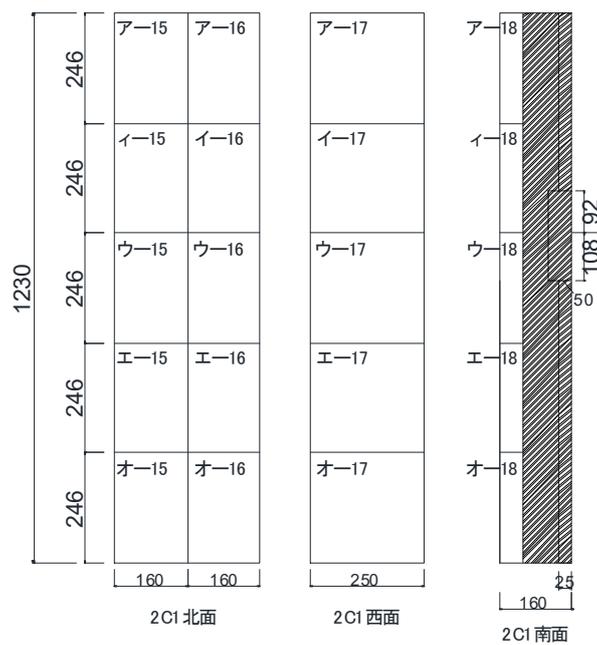
●1/400



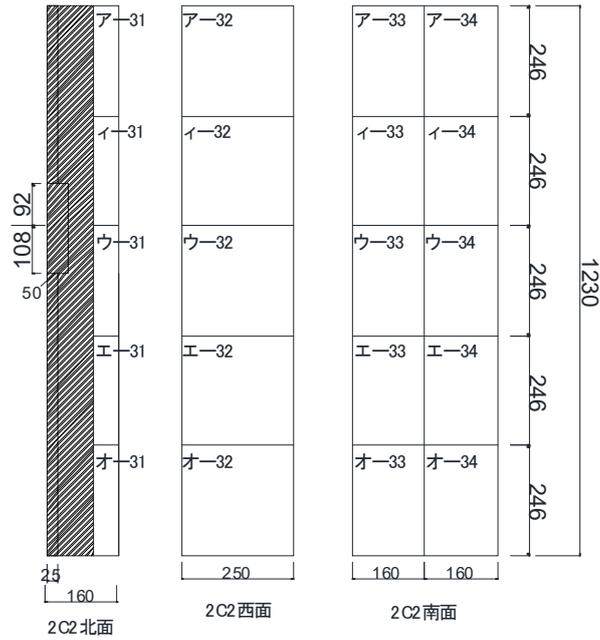
(a) 1C1 ひび割れ図



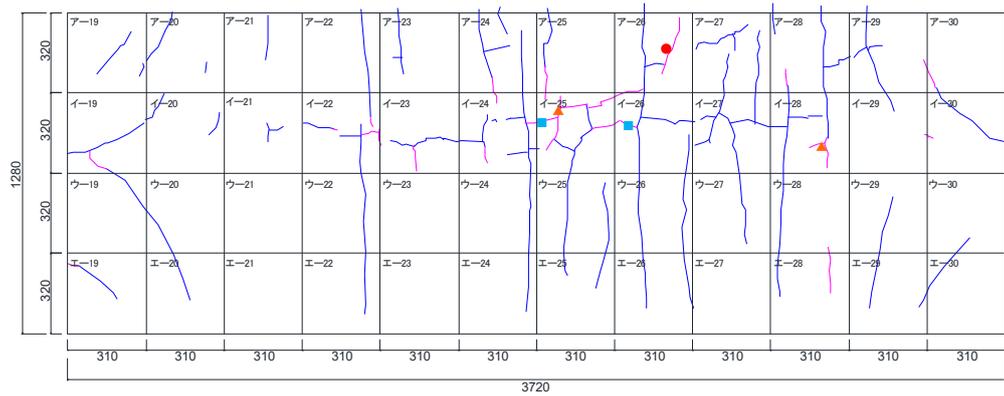
(b) 1C2 ひび割れ図



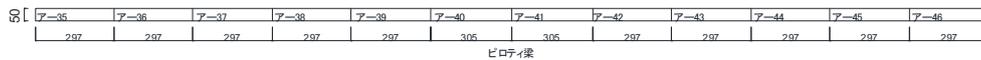
(c) 2C1 ひび割れ図



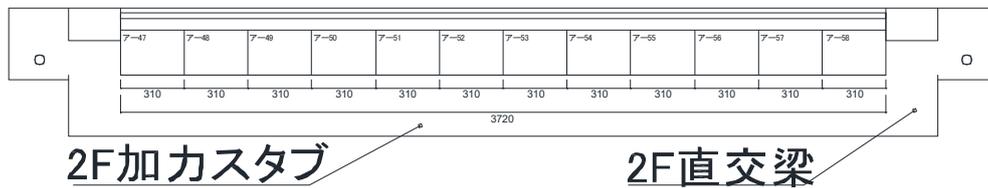
(d) 2C2 ひび割れ図



(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



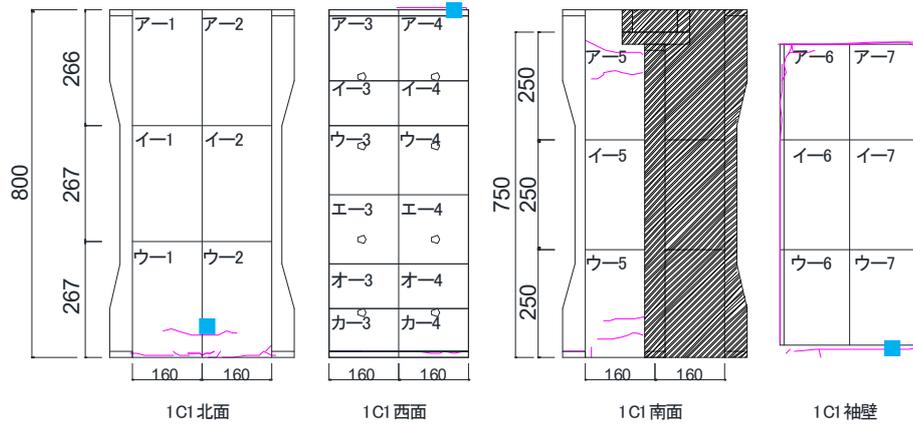
(g) スラブひび割れ図



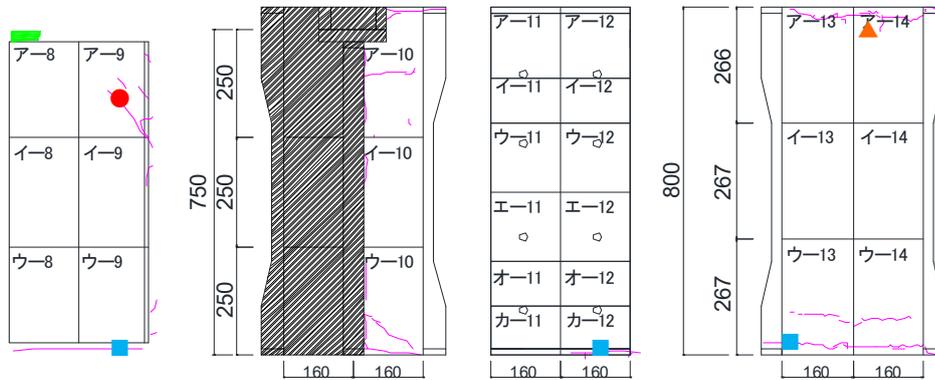
(h) 全体写真

図 5.3.2-7 損傷状況

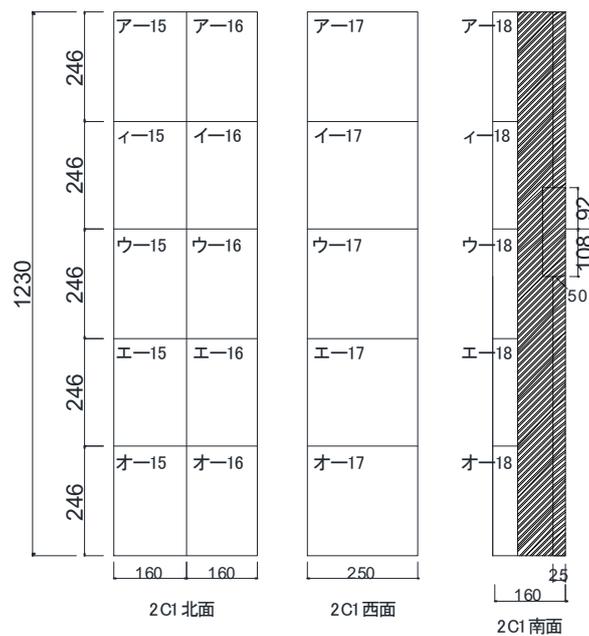
●1/200



(a) 1C1 ひび割れ図

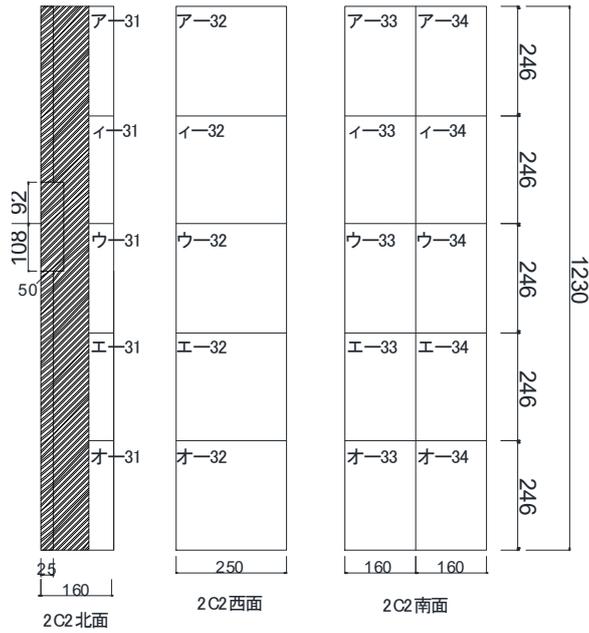


(b) 1C2 ひび割れ図

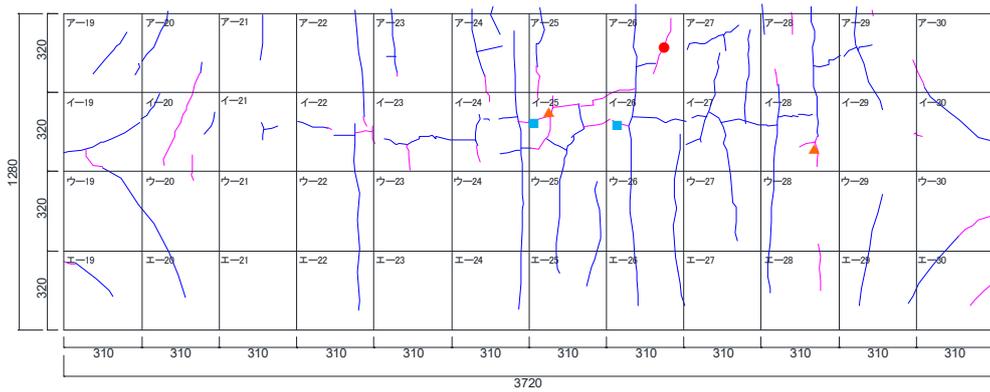


(c) 2C1 ひび割れ図

第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験



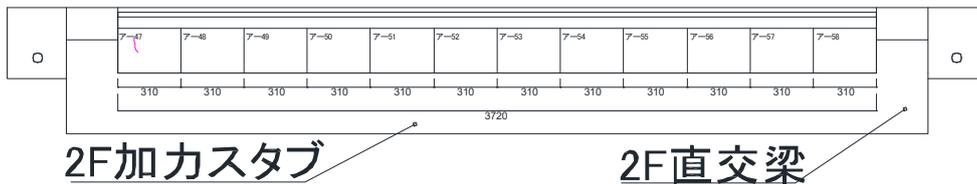
(d) 2C2 ひび割れ図



(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



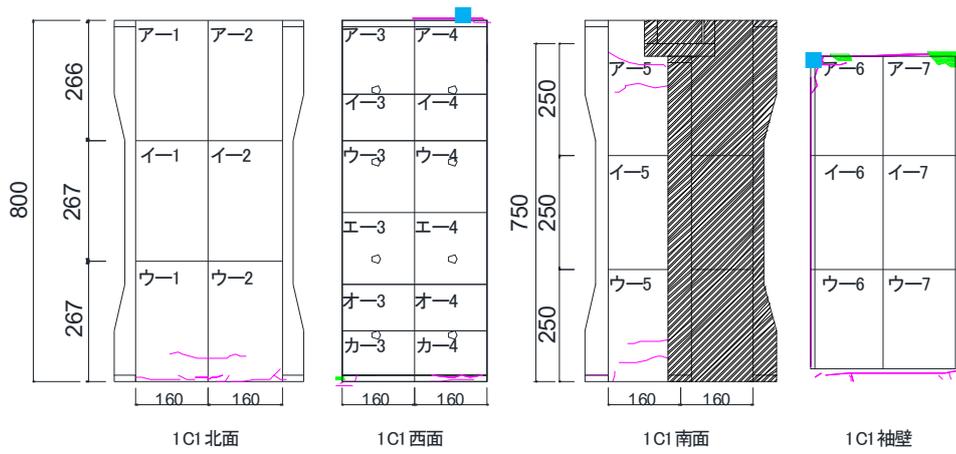
(g) スラブひび割れ図



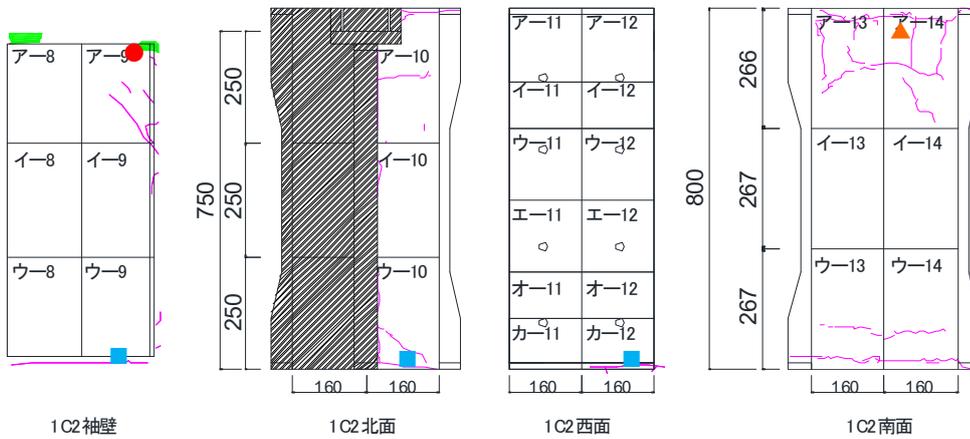
(h) 全体写真

図 5.3.2-8 損傷状況

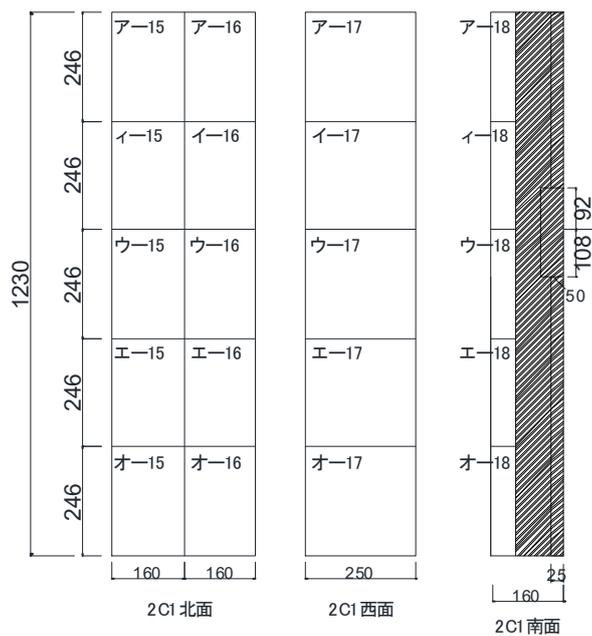
●1/100



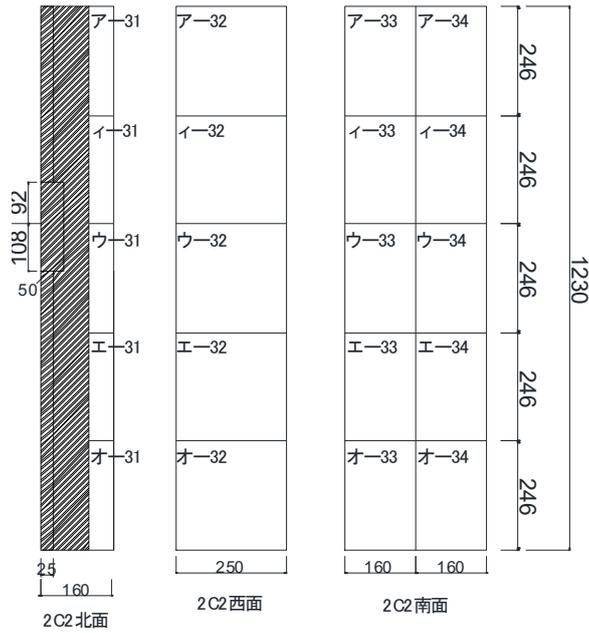
(a) 1C1 ひび割れ図



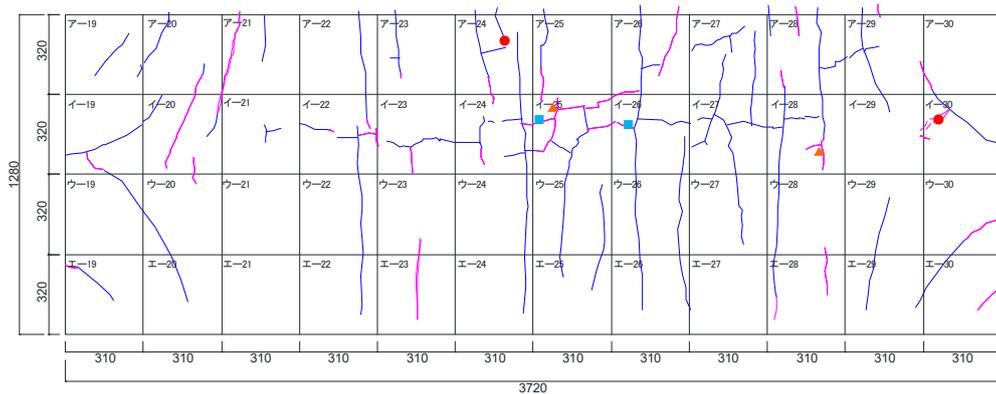
(b) 1C2 ひび割れ図



(c) 2C1



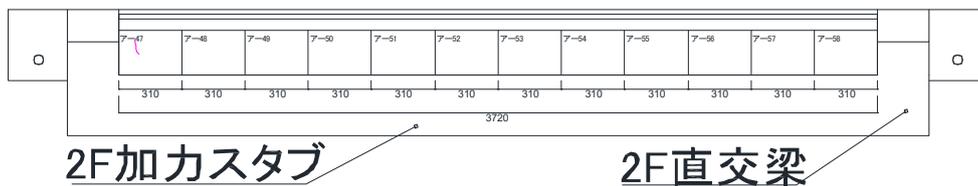
(d) 2C2 ひび割れ図



(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



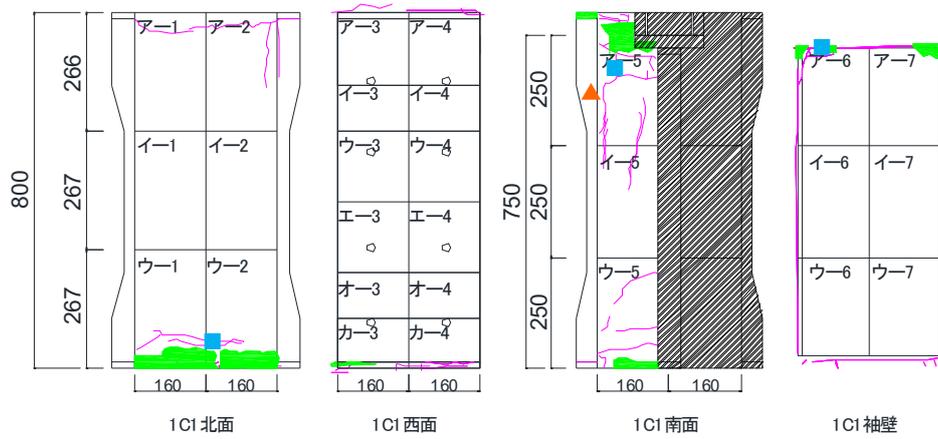
(g) スラブひび割れ図



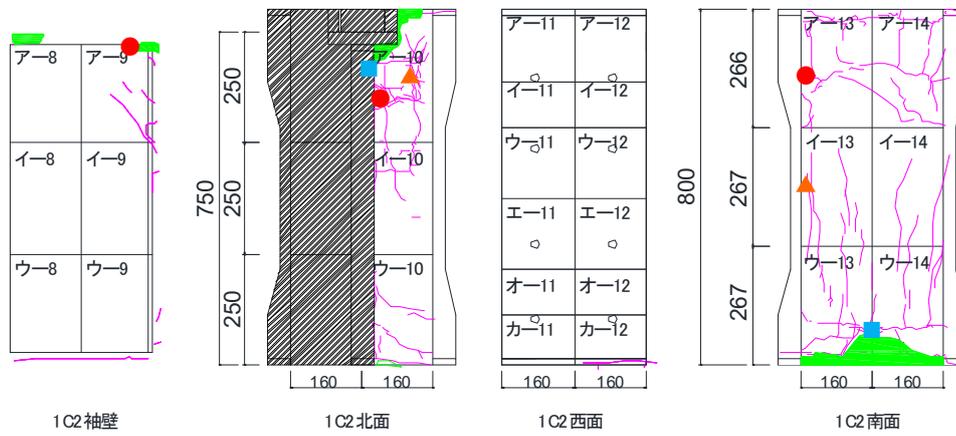
(h) 全体写真

図 5.3.2-9 損傷状況

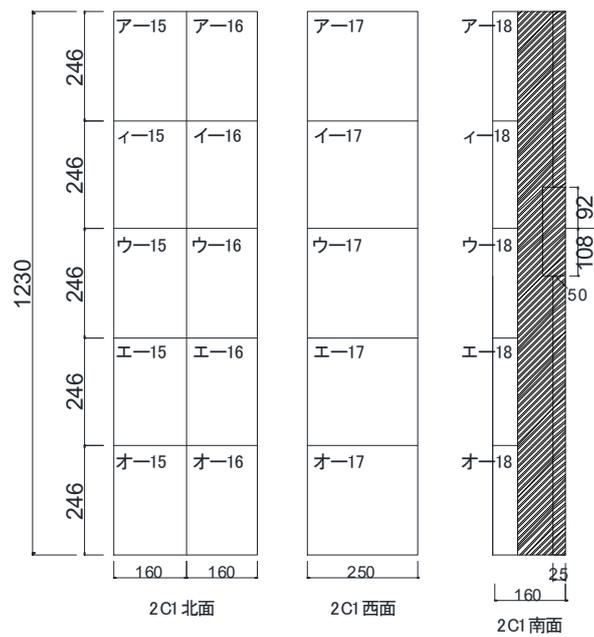
●1/50



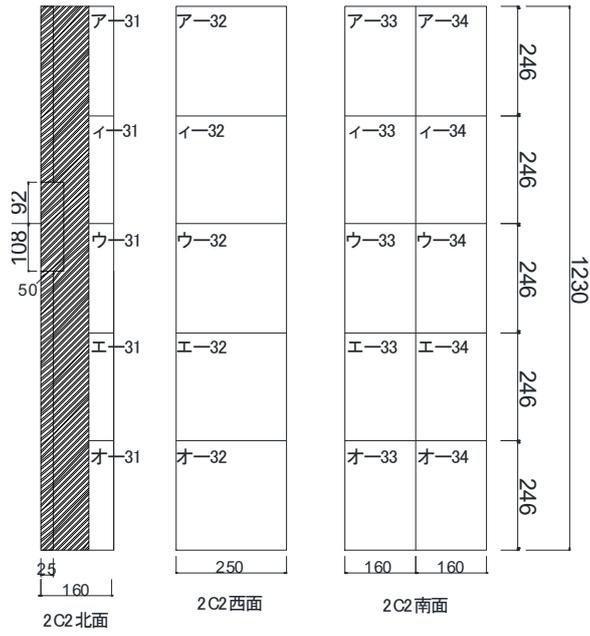
(a) 1C1 ひび割れ図



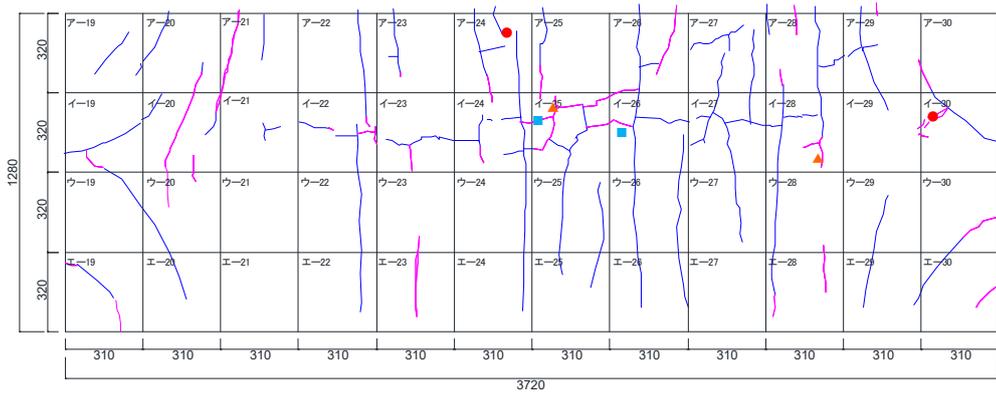
(b) 1C2 ひび割れ図



(c) 2C1 ひび割れ図



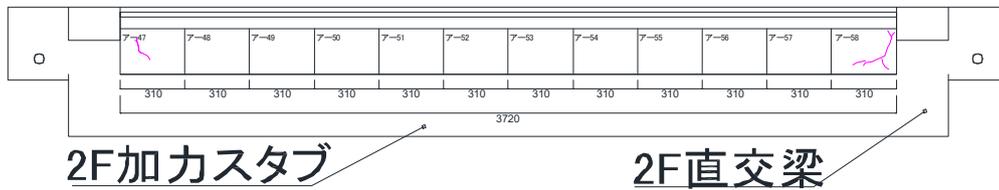
(d) 2C2 ひび割れ図



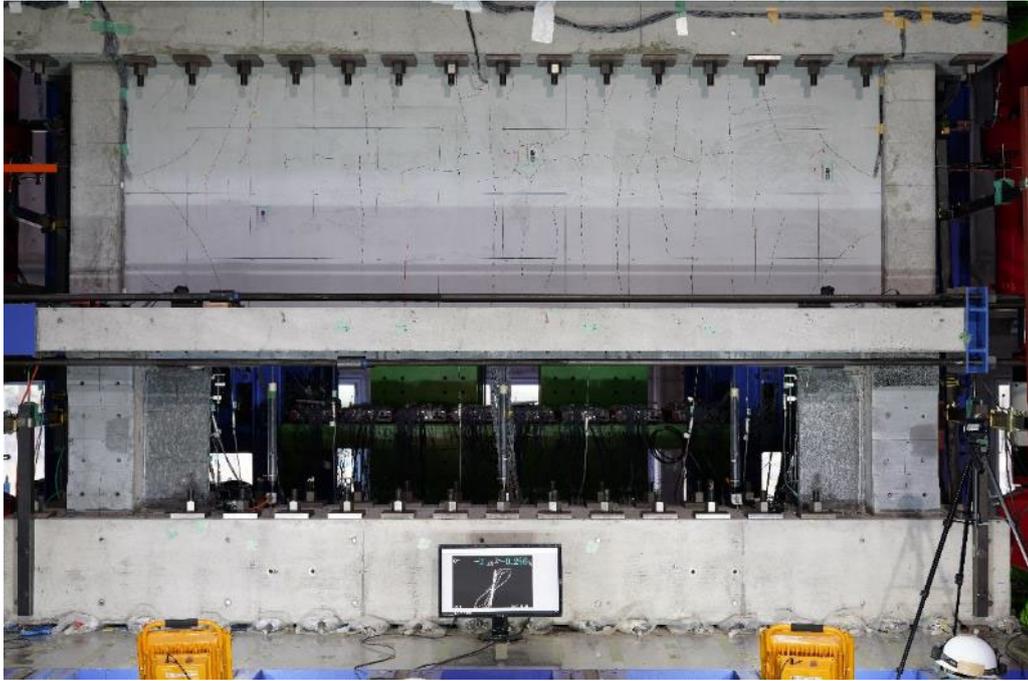
(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



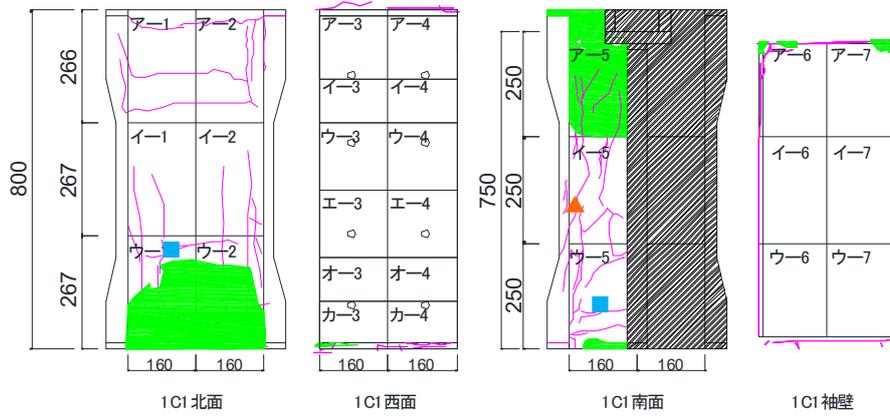
(g) スラブひび割れ図



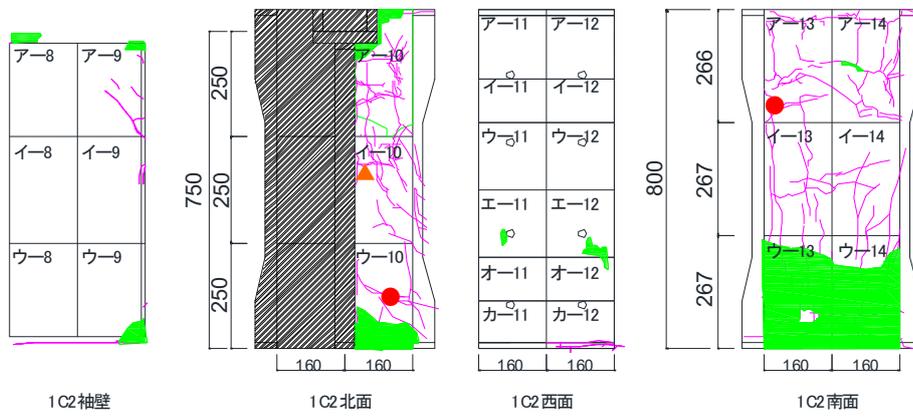
(h) 全体写真

図 5.3.2-10 損傷状況

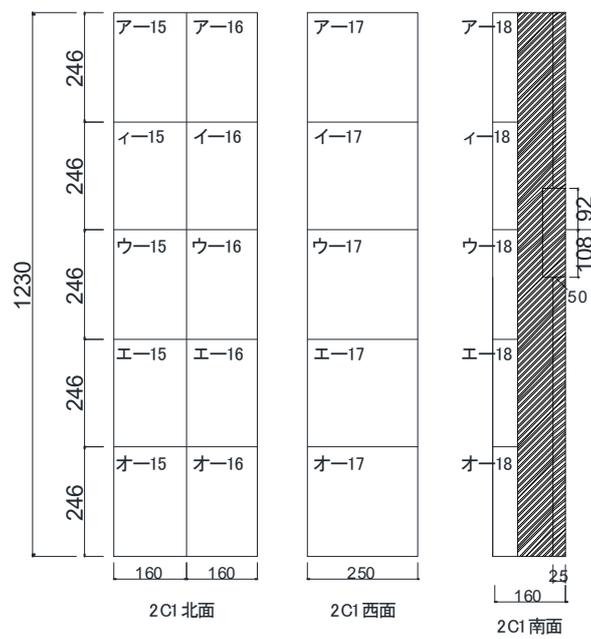
●1/33



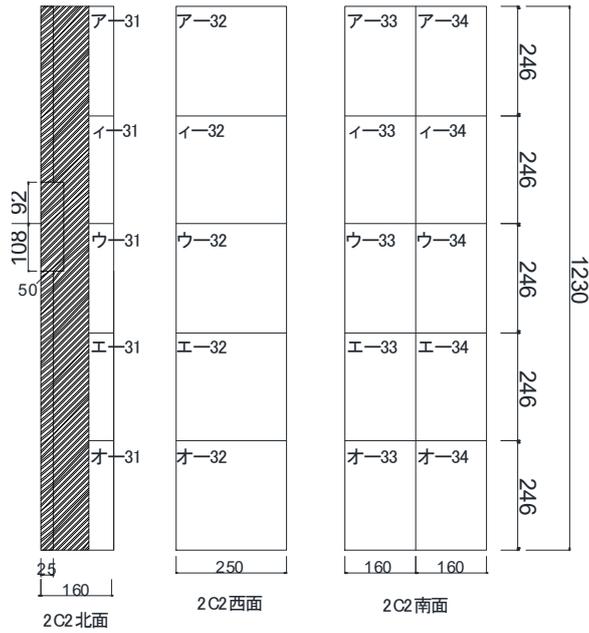
(a) 1C1 ひび割れ図



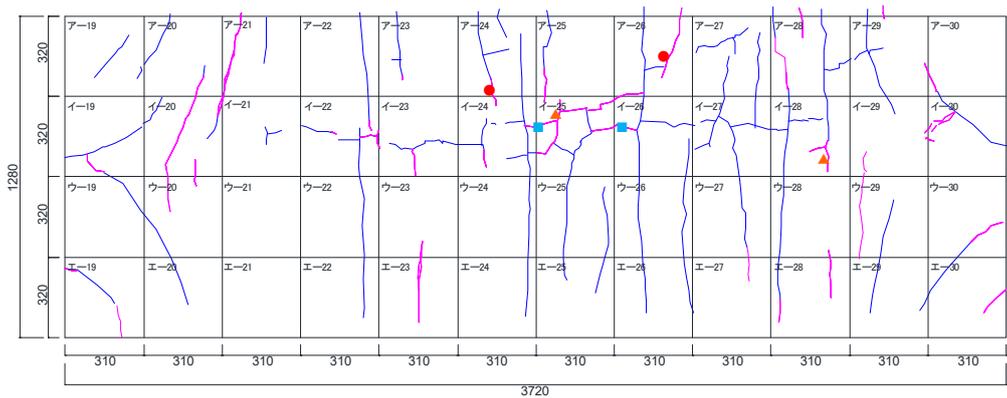
(b) 1C2 ひび割れ図



(c) 2C1 ひび割れ図



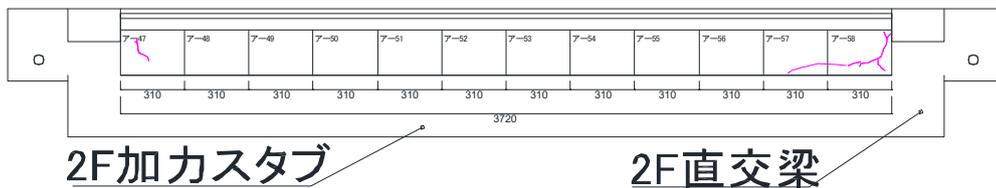
(d) 2C2 ひび割れ図



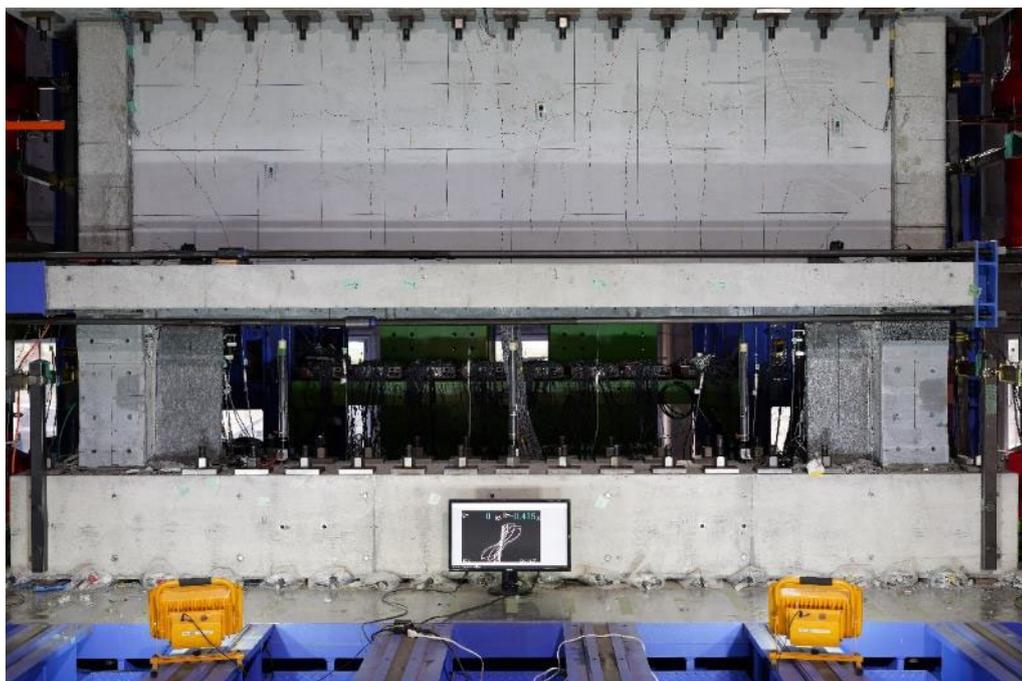
(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



(g) スラブひび割れ図



(h) 全体写真

図 5.3.2-11 損傷状況

●最大ひび割れ幅推移

表 5.3.2-1 に、最大ひび割れ幅推移を示す。

表 5.3.2-1 最大ひび割れ幅推移

(a) 正側 1C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C1正面)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	0.30	0.30	0.60	3.00	-
	曲げ除荷時	-	-	-	0.00	0.00	0.10	1.00	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(b) 負側 1C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C1正面)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	0.00
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(c) 正側 1C1 北

最大ひび割れ幅推移 (1C1北)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	0.05	0.30	1.00	1.10	3.50	0.20
	曲げ除荷時	-	-	0.00	0.00	0.05	0.10	0.60	0.00
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	0.30	1.60
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	0.25	1.50

(d) 負側 1C1 北

最大ひび割れ幅推移 (1C1北)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	1.10
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	0.20
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	1.25	2.50
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	1.00	1.90

(e) 正側 1C1 南

最大ひび割れ幅推移 (1C1南)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(f) 負側 1C1 南

最大ひび割れ幅推移 (1C1南)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	0.15	0.20	1.30	0.85
	曲げ除荷時	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.10
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	0.10	1.70
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	0.00	1.40

(g) 正側 1C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C2正面)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	0.15	0.15	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	0.10	0.15	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(h) 負側 1C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C2正面)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	0.20	0.30	1.20	3.00	-	-
	曲げ除荷時	-	-	0.00	0.15	0.15	0.25	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(i) 正側 1C2 北

最大ひび割れ幅推移 (1C2北)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	0.30
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	0.15
	曲げピーク	-	-	-	-	0.10	-	1.70	0.95
	曲げ除荷時	-	-	-	-	0.00	-	0.15	0.10
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	0.20	0.20
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	0.15	0.10

(j) 負側 102 北

最大ひび割れ幅推移 (1C2北)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	0.05	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	0.00	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	3.00	0.50	1.70	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	2.00	0.05	0.25	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	0.15	0.50	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	0.05	0.35	-

(k) 正側 102 南

最大ひび割れ幅推移 (1C2南)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	0.20	0.55	0.55
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	0.00	0.05	0.20
	曲げピーク	-	-	-	0.10	0.15	0.75	1.30	1.50
	曲げ除荷時	-	-	-	0.05	0.00	0.05	0.10	0.25
	縦ピーク	-	-	-	-	0.05	0.15	1.70	0.20
	縦除荷時	-	-	-	-	0.00	0.10	0.95	0.15

(l) 負側 102 南

最大ひび割れ幅推移 (1C2南)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	0.00	0.10	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	0.00	0.05	-
	曲げピーク	-	-	0.20	0.35	1.30	3.00	1.60	-
	曲げ除荷時	-	-	0.00	0.05	0.10	0.35	0.15	-
	縦ピーク	-	-	-	-	0.00	0.05	0.90	-
	縦除荷時	-	-	-	-	0.00	0.05	0.75	-

(m) 正側 2C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C1正面)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(n) 負側 2C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C1正面)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(o) 正側 2C1 北

最大ひび割れ幅推移 (2C1北)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(p) 負側 2C1 北

最大ひび割れ幅推移 (2C1北)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(q) 正側 2C1 南

最大ひび割れ幅推移 (2C2南)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(r) 負側 2C1 南

最大ひび割れ幅推移 (2C1南)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	0.20	0.35	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	0.00	0.05	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(s) 正側 2C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C2正面)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(t) 負側 2C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C2正面)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(u) 正側 2C2 北

最大ひび割れ幅推移 (2C2北)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(v) 負側 2C2 北

最大ひび割れ幅推移 (2C2北)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(w) 正側 2C2 南

最大ひび割れ幅推移 (2C2南)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(x) 負側 2C2 南

最大ひび割れ幅推移 (2C2南)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

(y) 正側 壁左

最大ひび割れ幅推移 (北壁)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	0.10	0.00	0.05
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	0.05	0.00	0.05
	曲げピーク	-	-	-	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05
	曲げ除荷時	-	-	-	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05
	縦ピーク	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.10	0.10
	縦除荷時	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.10	0.10

(z) 負側 壁左

最大ひび割れ幅推移 (北壁)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	0.10	0.05	0.05
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	0.10	0.00	0.05
	曲げピーク	-	-	0.05	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05
	曲げ除荷時	-	-	0.05	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05
	縦ピーク	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.10	0.10
	縦除荷時	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.10	0.10

(ab) 正側 壁右

最大ひび割れ幅推移 (南壁)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	0.10	0.05	0.10	0.10	0.10	0.05	0.10	0.10
	せん断除荷時	0.05	0.05	0.05	0.10	0.10	0.05	0.10	0.10
	曲げピーク	-	0.05	0.05	0.05	0.50	0.05	0.10	0.10
	曲げ除荷時	-	0.05	0.05	0.05	0.50	0.05	0.10	0.10
	縦ピーク	0.05	0.05	0.05	0.05	0.50	0.10	0.05	0.05
	縦除荷時	0.05	0.05	0.05	0.05	0.50	0.10	0.05	0.05

(ac) 負側 壁右

最大ひび割れ幅推移 (南壁)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.00	0.10	0.10
	せん断除荷時	0.05	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.10	0.10
	曲げピーク	0.05	0.05	0.05	0.05	0.10	0.05	0.10	0.10
	曲げ除荷時	0.05	0.05	0.05	0.05	0.10	0.05	0.10	0.10
	縦ピーク	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05
	縦除荷時	0.00	0.05	0.05	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05

(ad) 正側 ピロティ梁

最大ひび割れ幅推移 (ピロティ梁)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(ae) 負側 ピロティ梁

最大ひび割れ幅推移 (ピロティ梁)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(af) 正側 UFC 北袖壁

最大ひび割れ幅推移 (UFC 北袖壁)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	1.00	1.50	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	0.20	0.15	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(ag) 負側 UFC 北袖壁

最大ひび割れ幅推移 (UFC 北袖壁)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	0.15	0.40	0.80	0.90	-	-
	曲げ除荷時	-	-	0.00	0.00	0.20	0.00	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(ah) 正側 UFC 南袖壁

最大ひび割れ幅推移 (UFC 南袖壁)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	0.10	0.15	1.40	3.50	-
	せん断除荷時	-	-	-	0.00	0.05	0.65	1.10	-
	曲げピーク	-	-	0.30	0.35	0.80	3.00	-	-
	曲げ除荷時	-	-	0.05	0.00	0.00	0.00	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(ai) 負側 UFC 南袖壁

最大ひび割れ幅推移 (UFC 南袖壁)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	0.00	0.10	0.55	1.30	-
	せん断除荷時	-	-	-	0.00	0.05	0.25	1.30	-
	曲げピーク	-	-	0.05	0.05	1.00	2.50	-	-
	曲げ除荷時	-	-	0.05	0.05	0.00	0.00	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(aj) 正側 北スラブ

最大ひび割れ幅推移 (北スラブ)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	0.10	0.10	0.10
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	0.10	0.10	0.10
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(ak) 負側 北スラブ

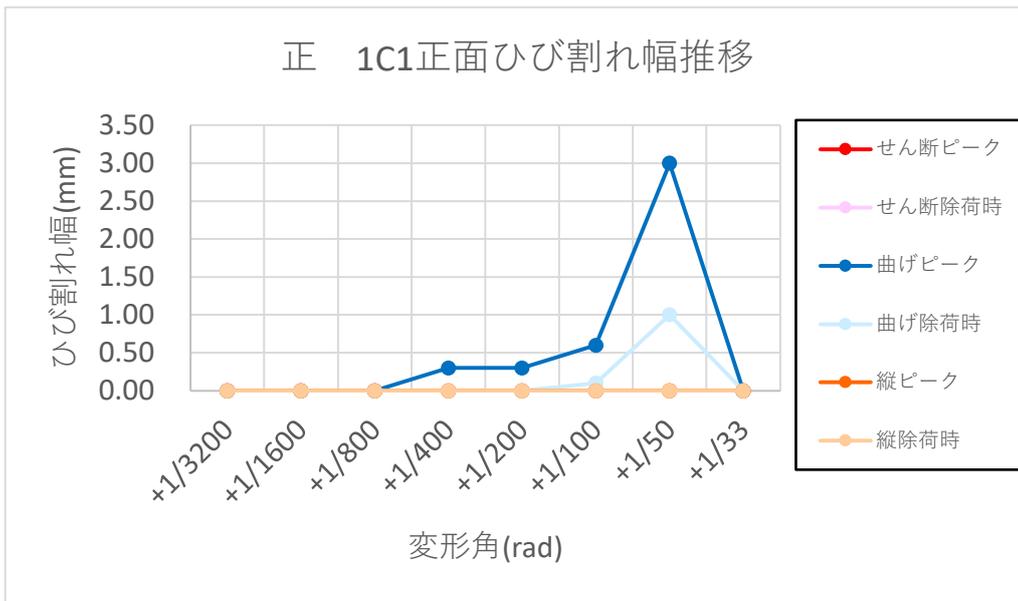
最大ひび割れ幅推移 (北スラブ)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	0.15	0.10	0.15	0.15
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.05	0.10	0.05	0.10
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(al) 正側 南スラブ

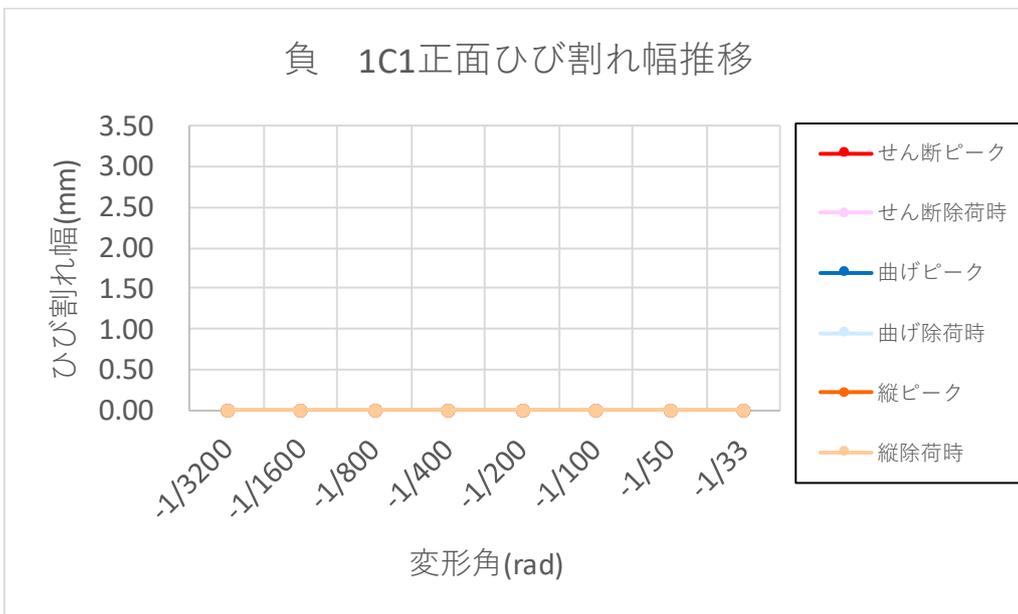
最大ひび割れ幅推移 (南スラブ)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	0.10	0.20
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	0.10	0.20
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(am) 負側 南スラブ

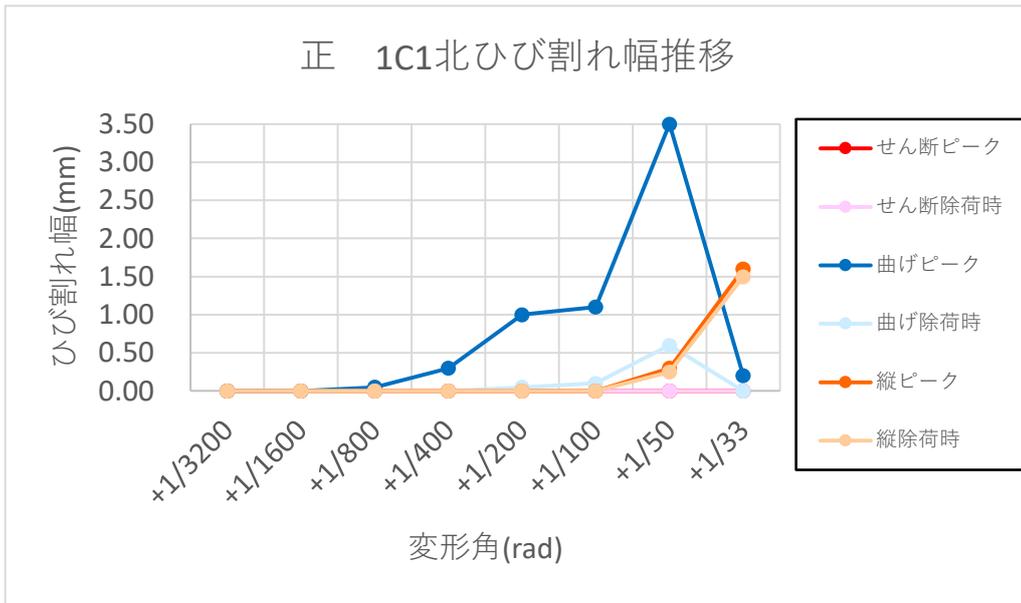
最大ひび割れ幅推移 (南スラブ)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	0.15	0.10	0.10	0.20
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.05	0.10	0.10	0.20
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-



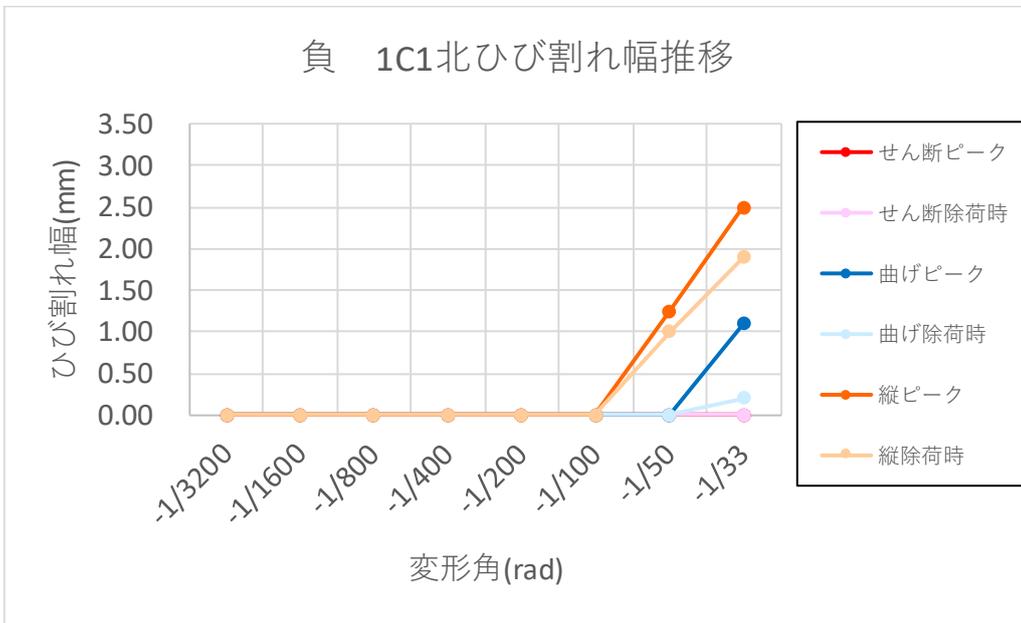
(a) 正側 1C1 正面



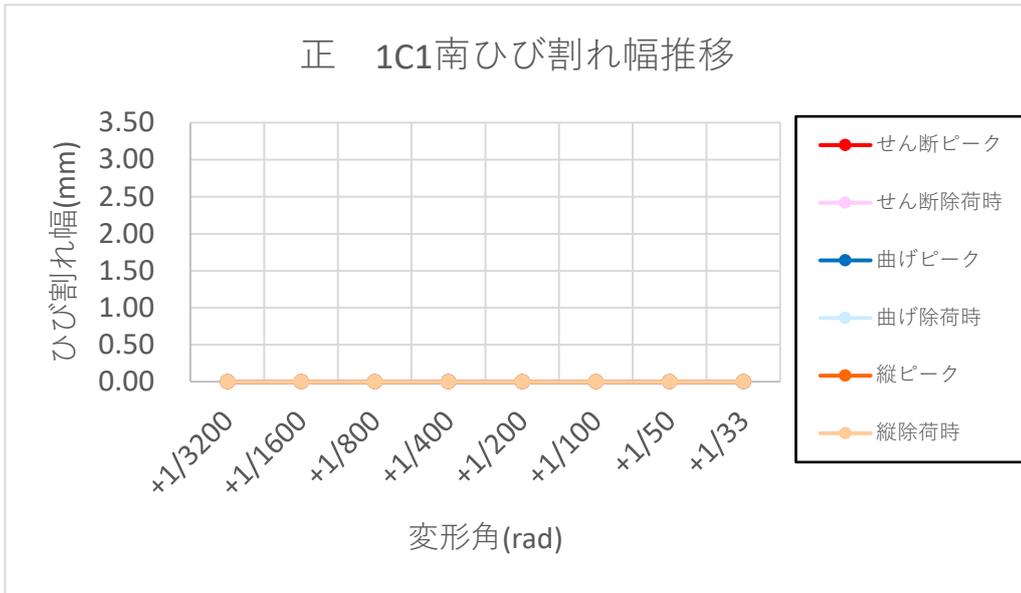
(b) 負側 1C1 正面



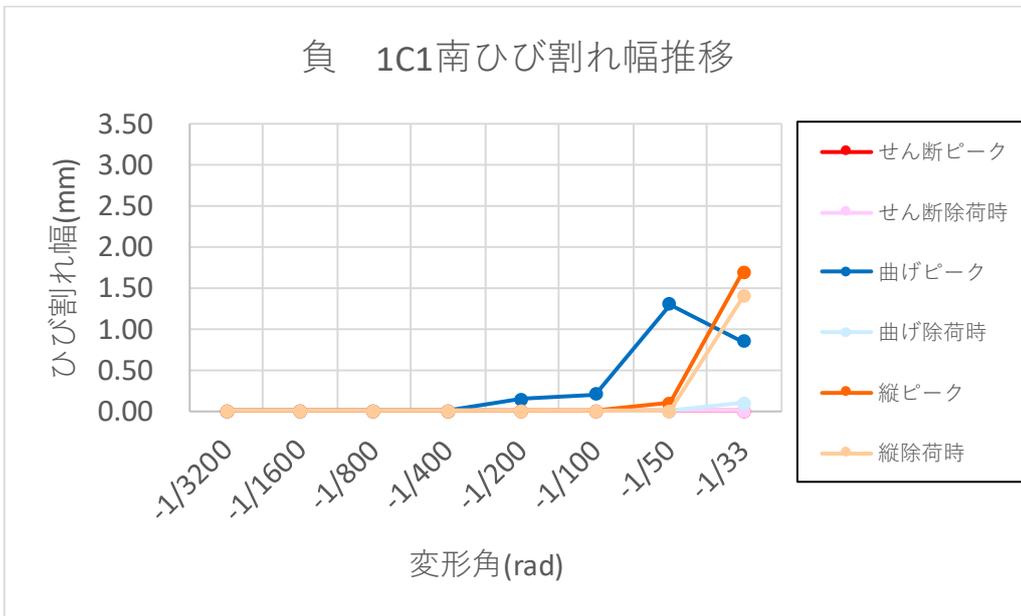
(c) 正側 1C1 北



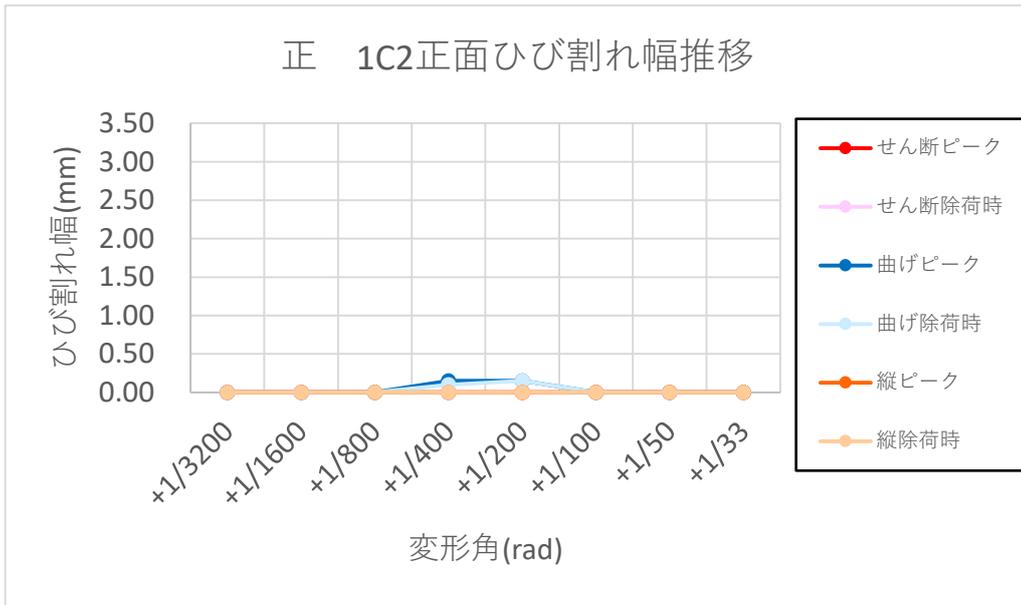
(d) 負側 1C1 北



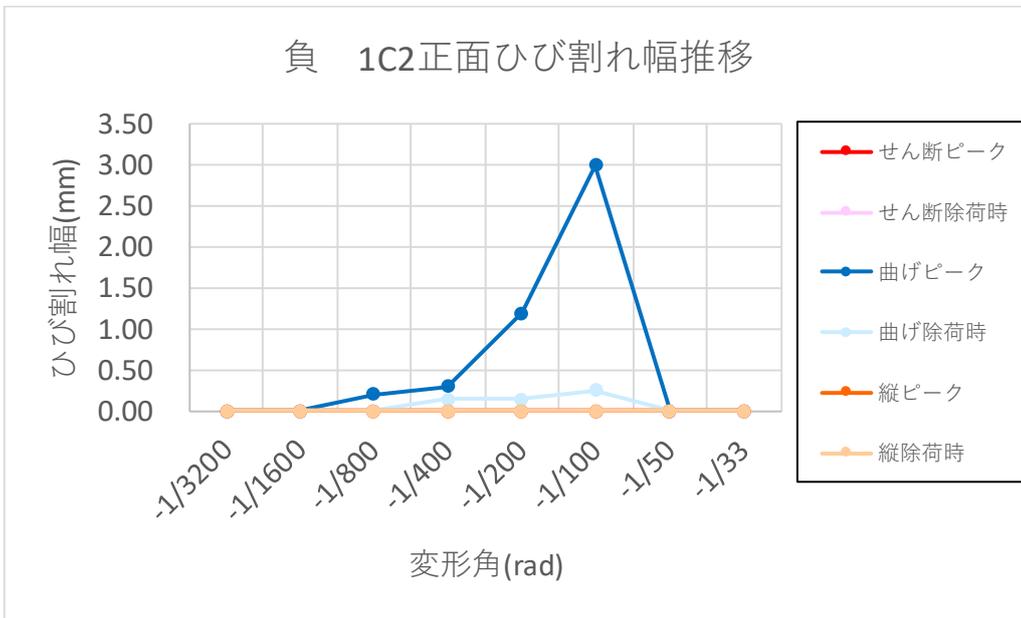
(e) 正側 1C1 南



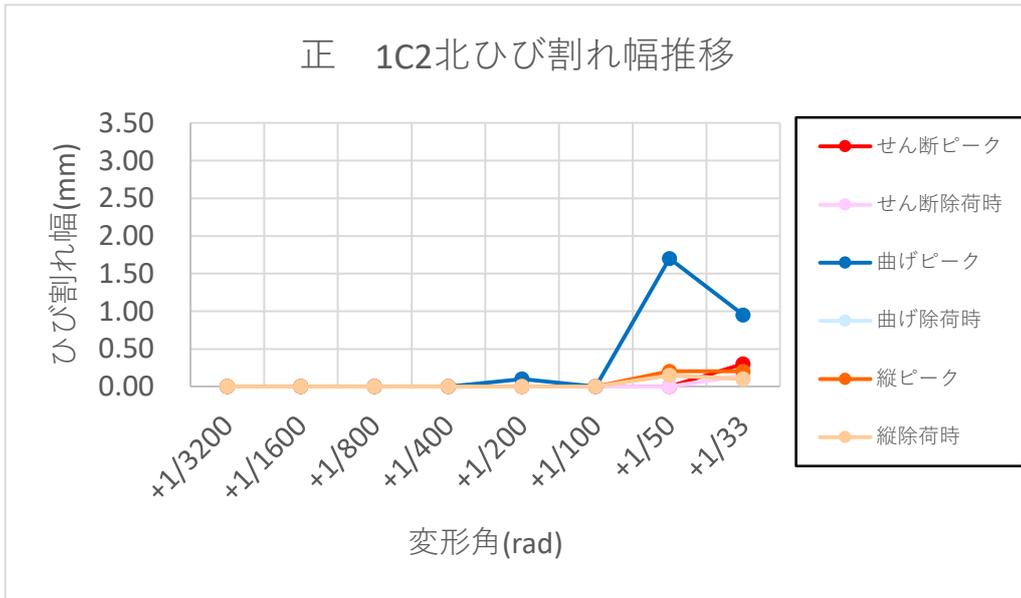
(f) 負側 1C1 南



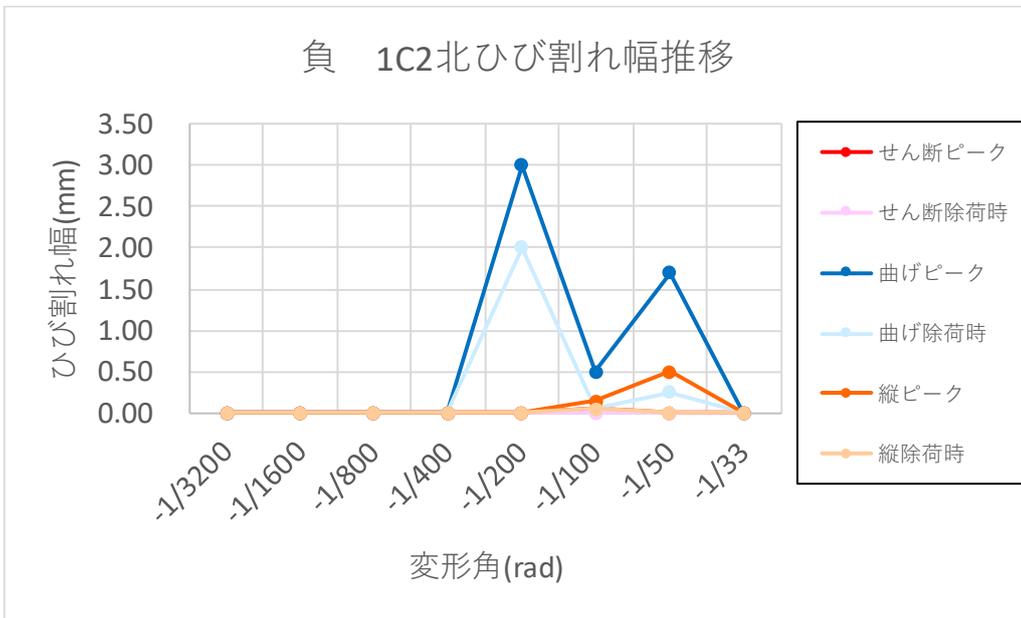
(g) 正側 1C2 正面



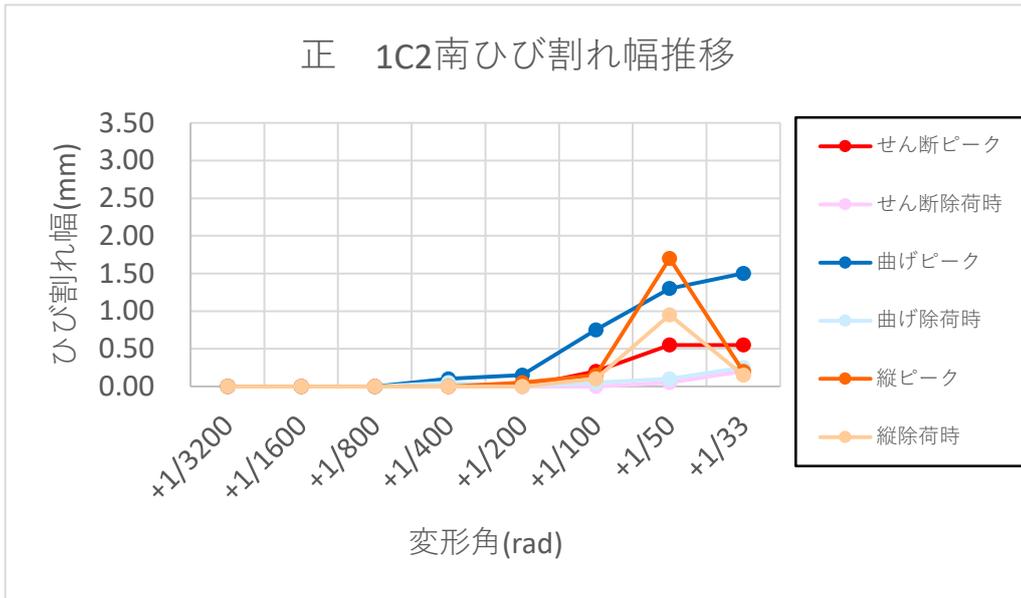
(h) 負側 1C2 正面



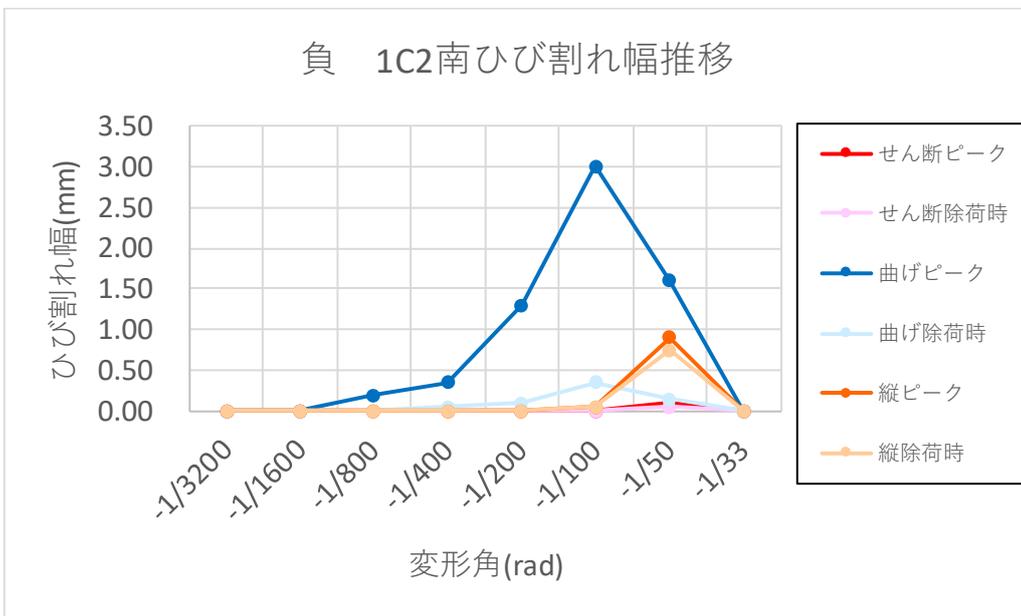
(i) 正側 1C2 北



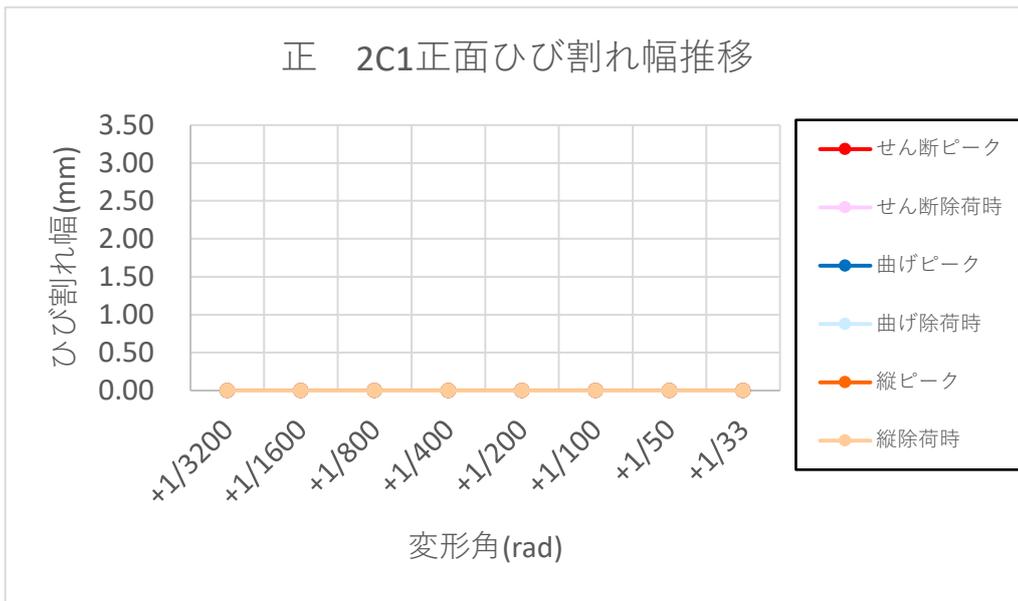
(j) 負側 1C2 北



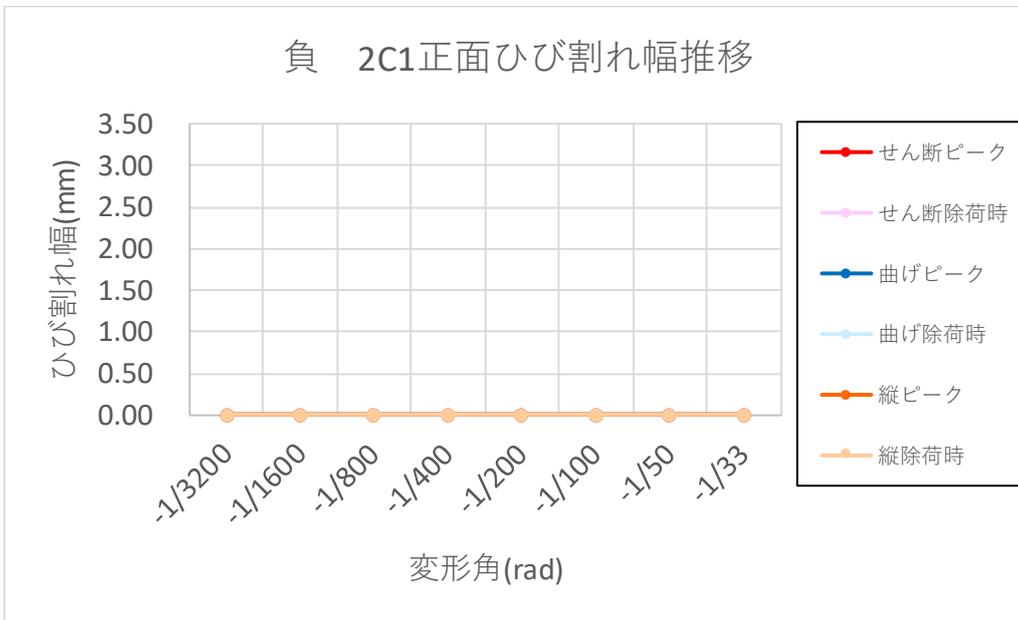
(k) 正側 1C2 南



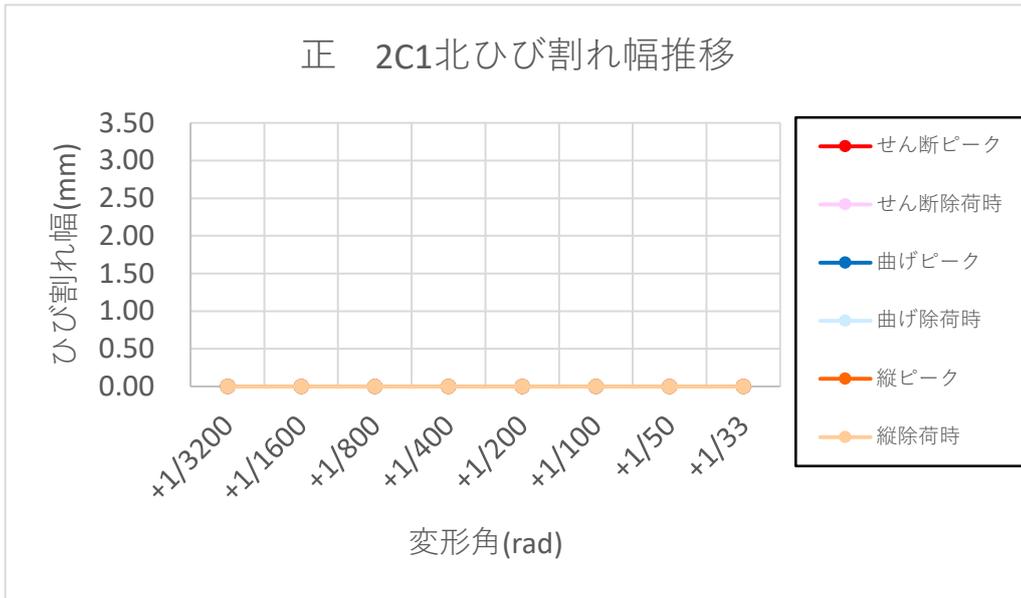
(l) 負側 1C2 南



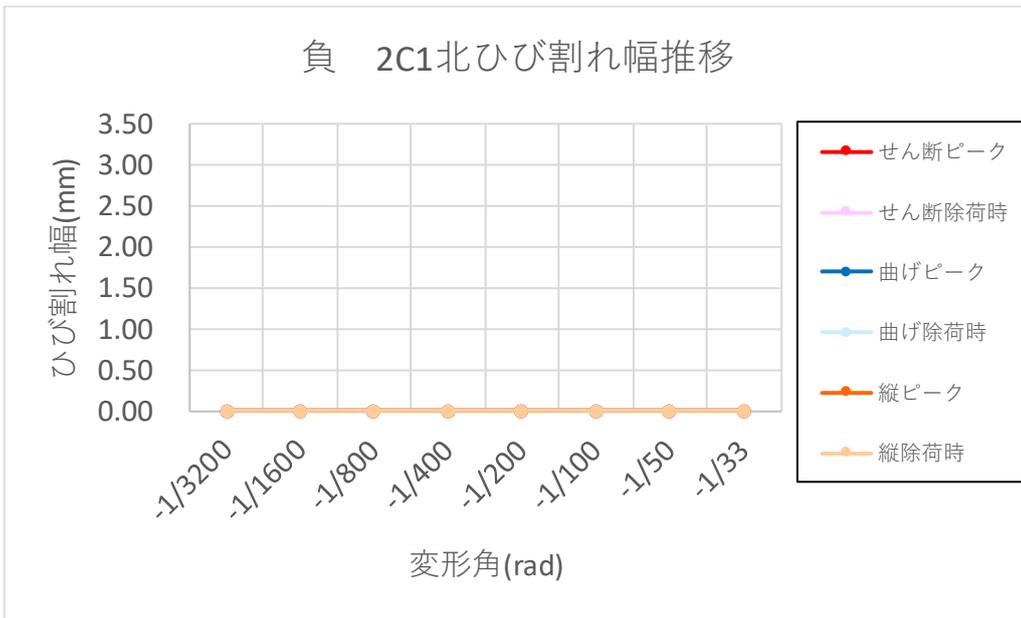
(m) 正側 2C1 正面



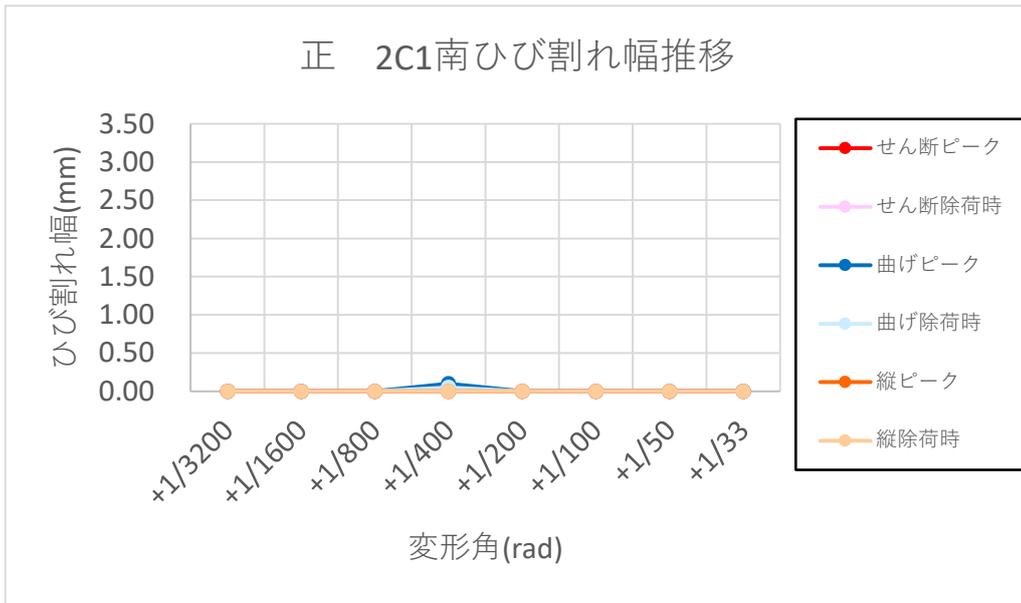
(n) 負側 2C1 正面



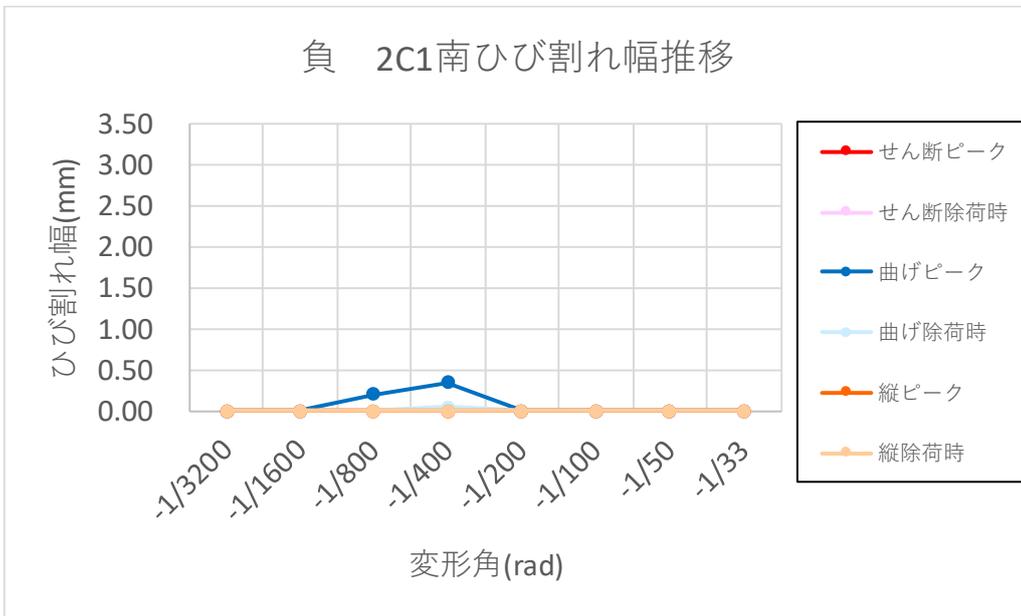
(o) 正側 2C1 北



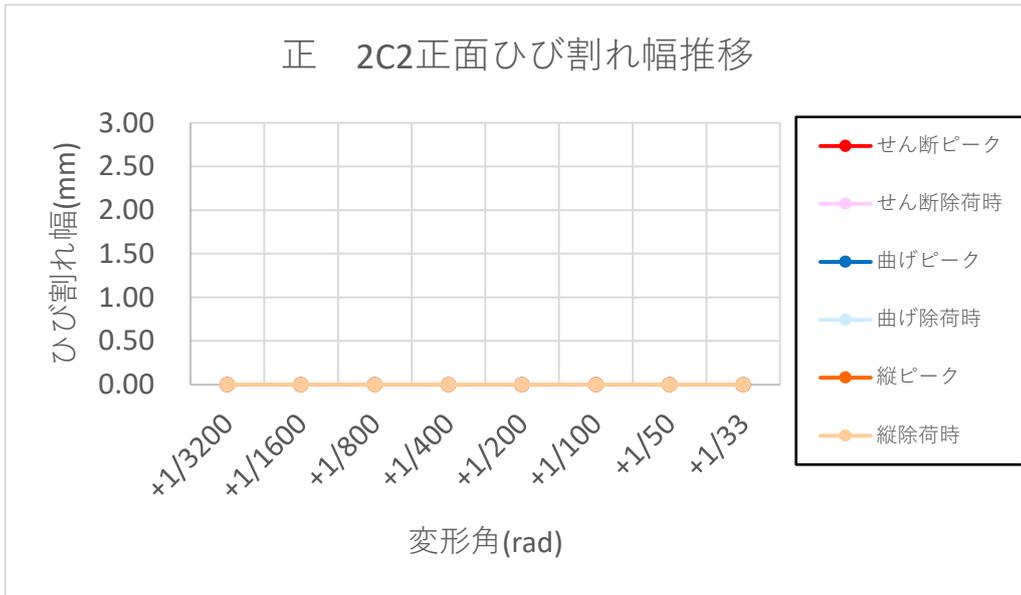
(p) 負側 2C1 北



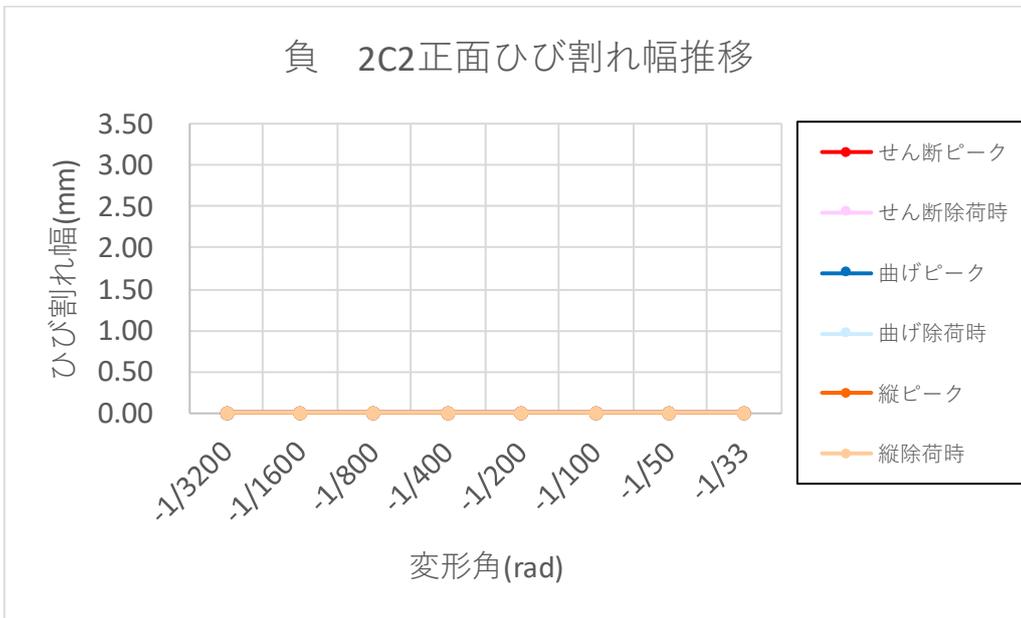
(q) 正側 2C1 南



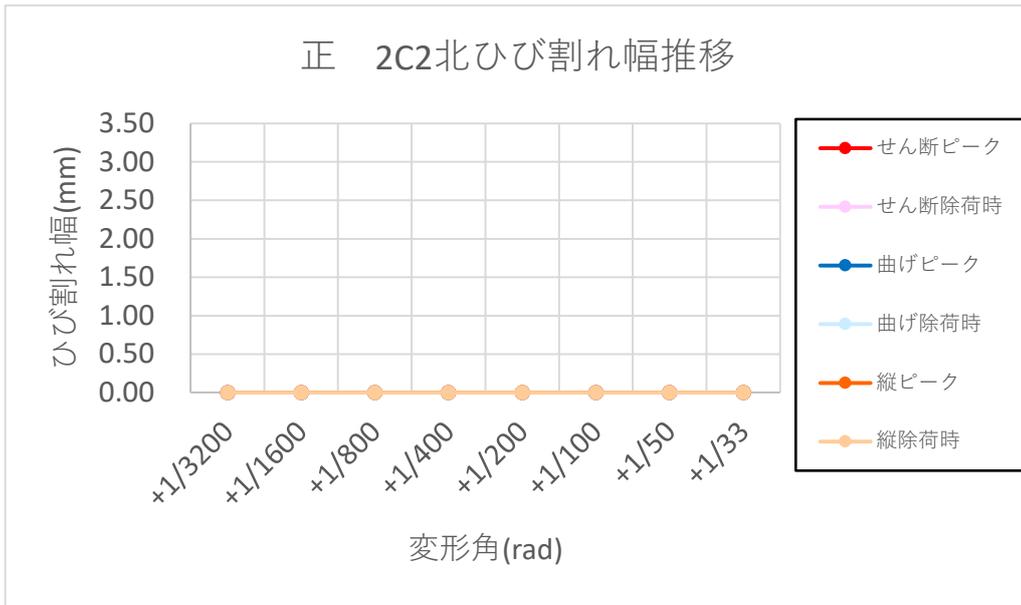
(r) 負側 2C1 南



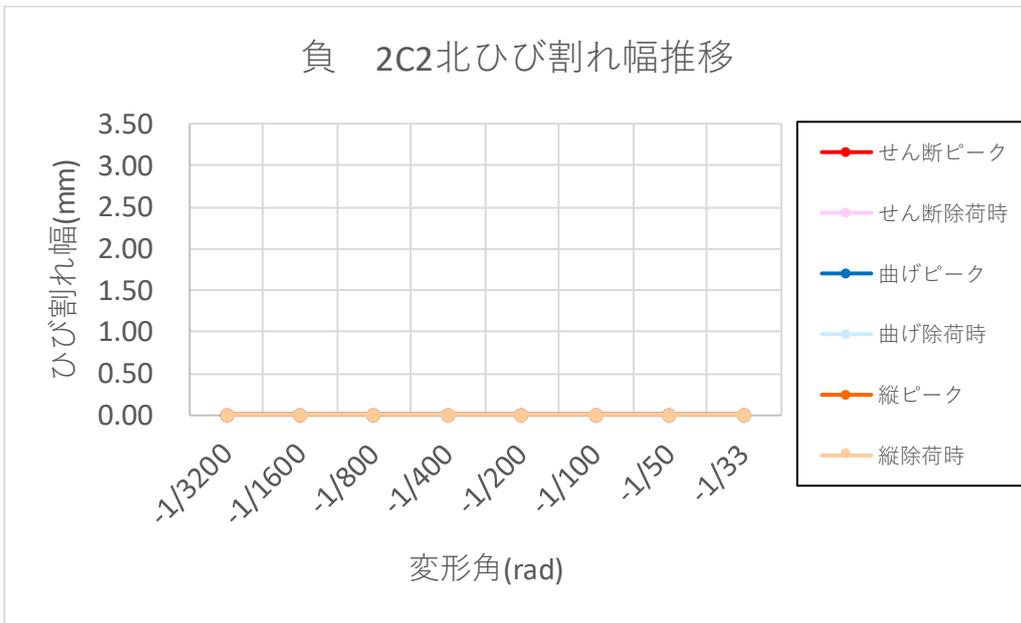
(s) 正側 2C2 正面



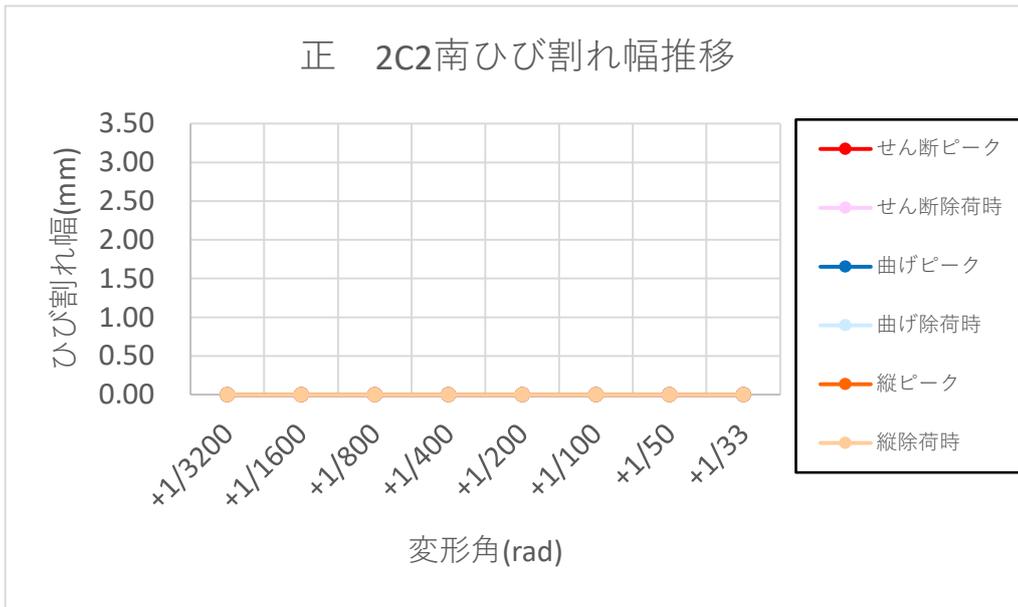
(t) 負側 2C2 正面



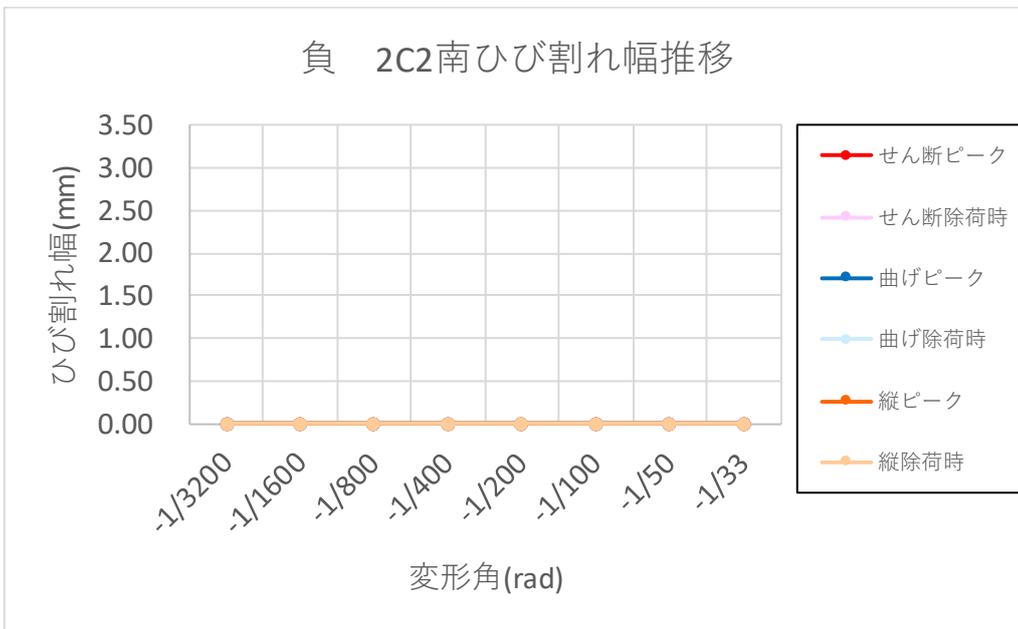
(u) 正側 2C2 北



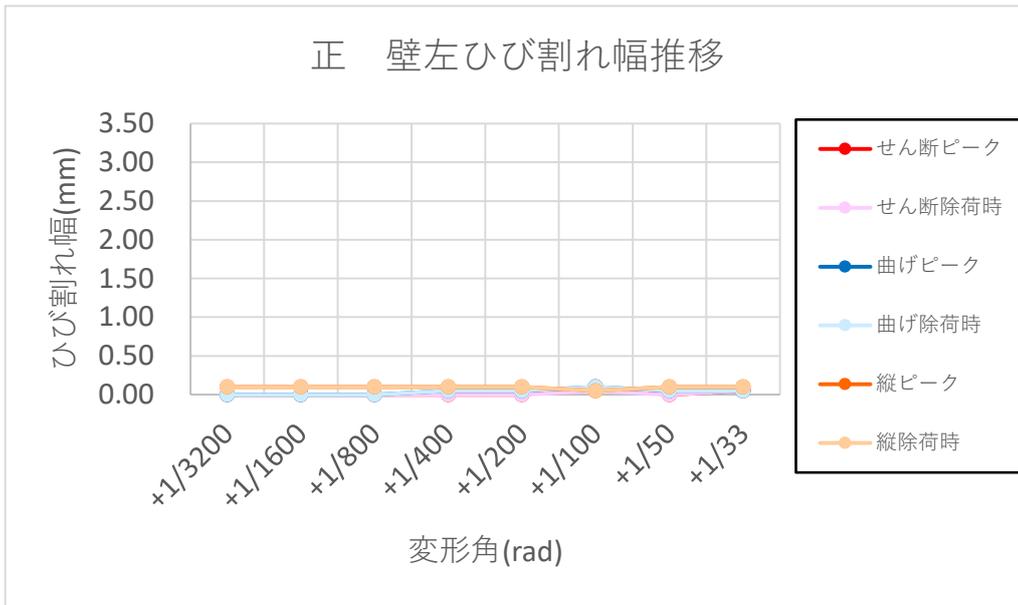
(v) 負側 2C2 北



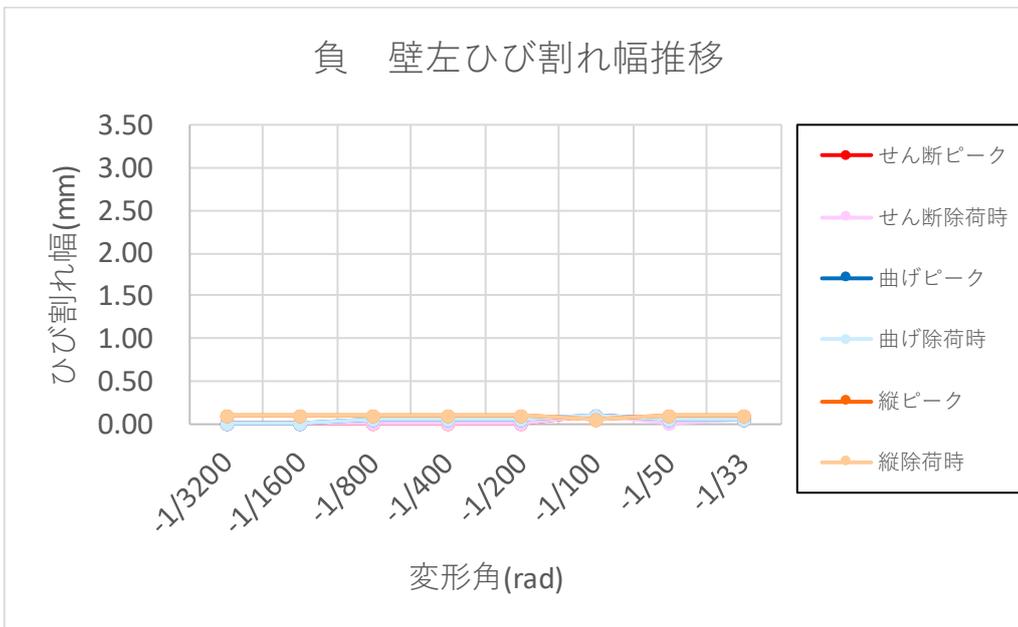
(w) 正側 2C2 南



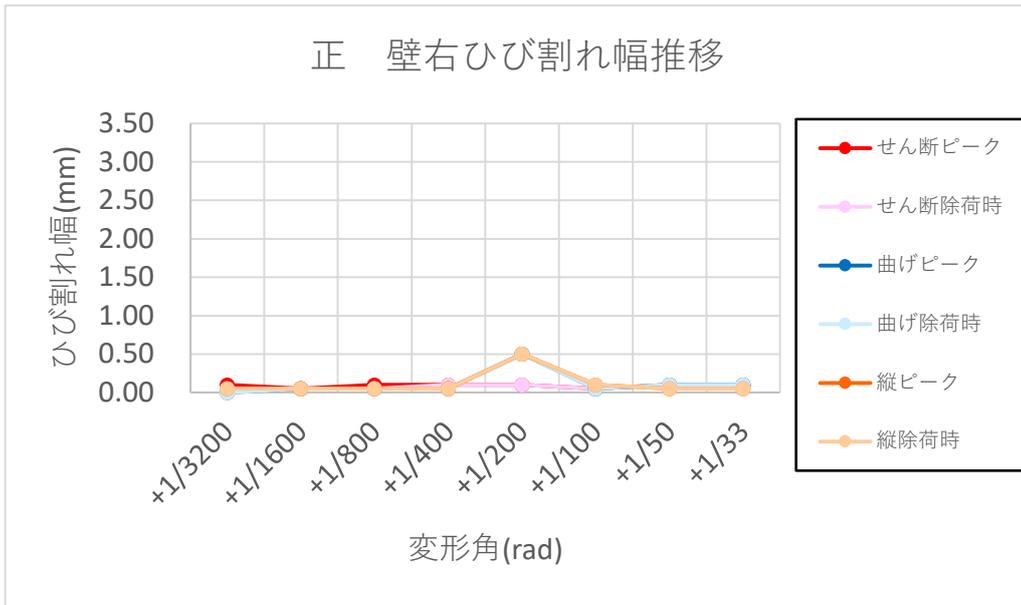
(x) 負側 2C2 南



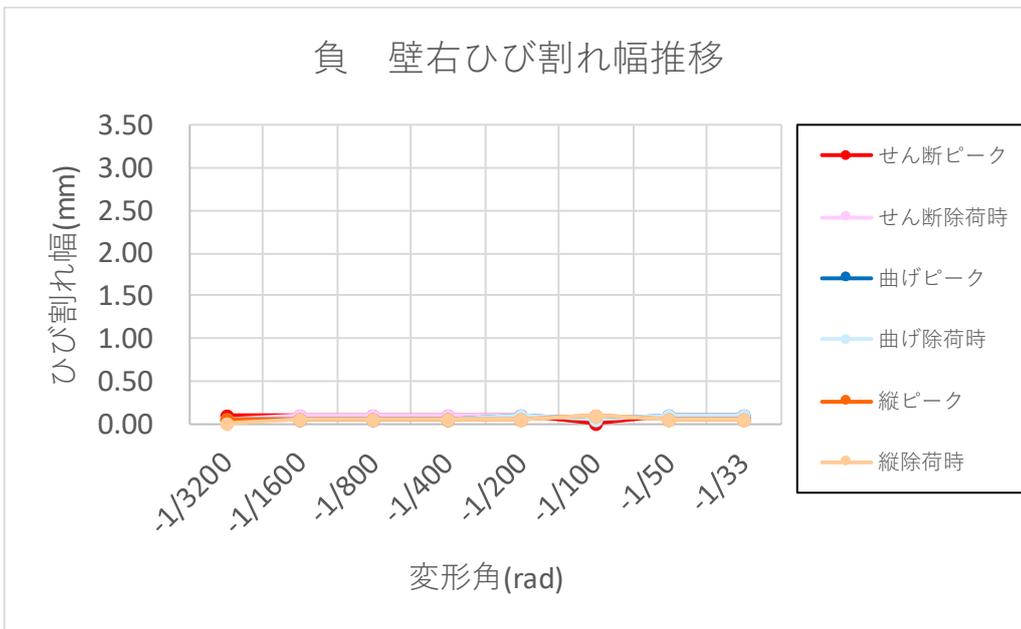
(y) 正側 壁左



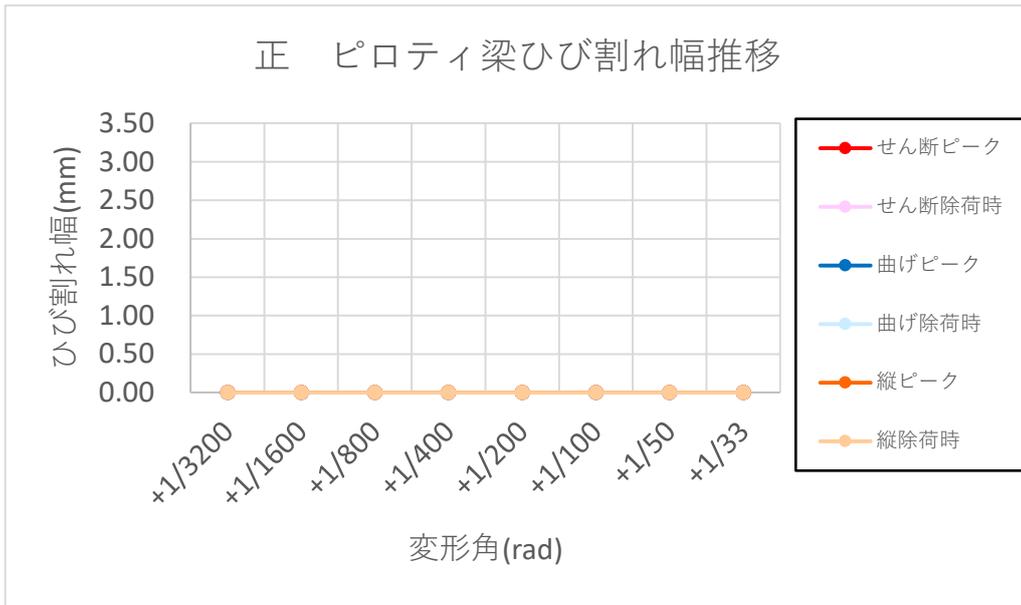
(z) 負側 壁左



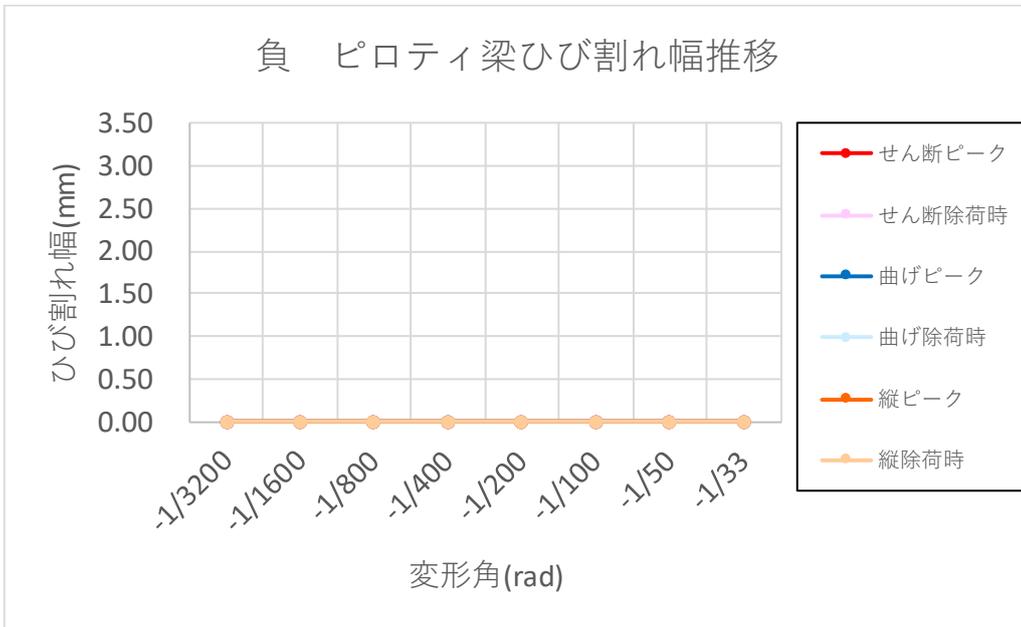
(ab) 正側 壁右



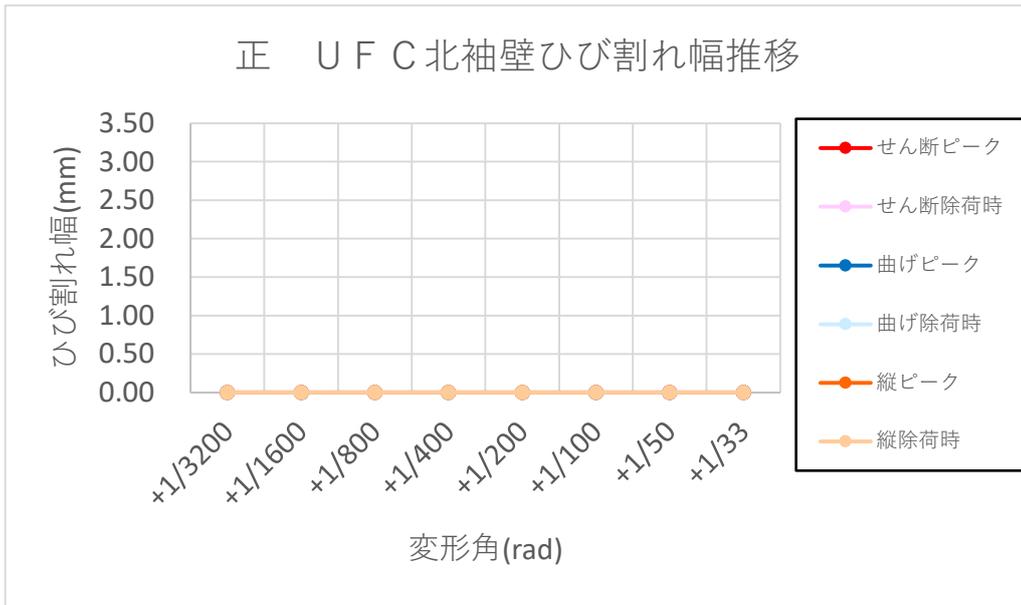
(ac) 負側 壁右



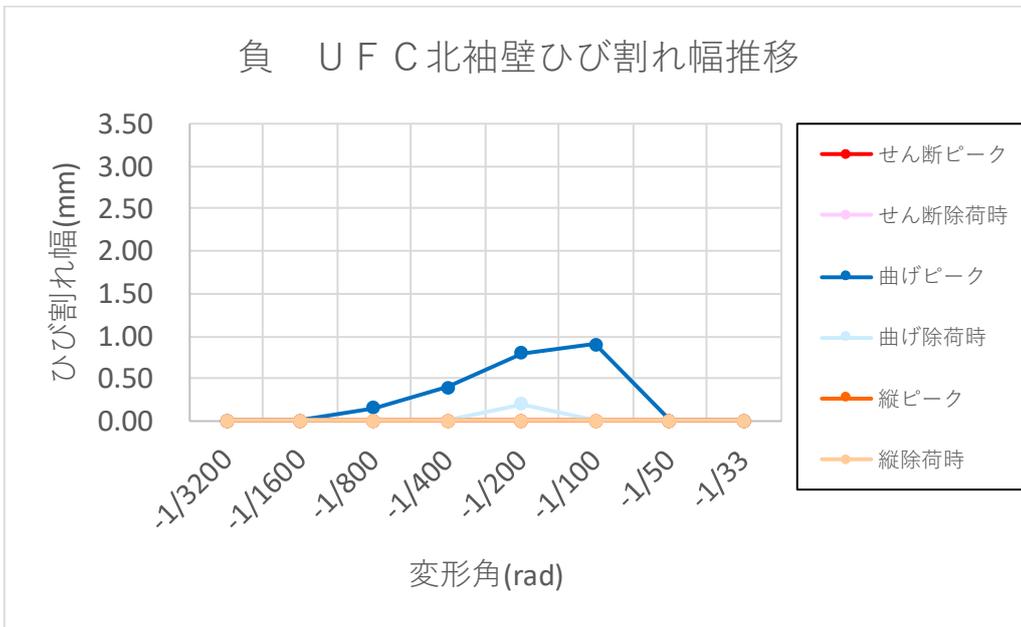
(ad) 正側 ピロティ梁



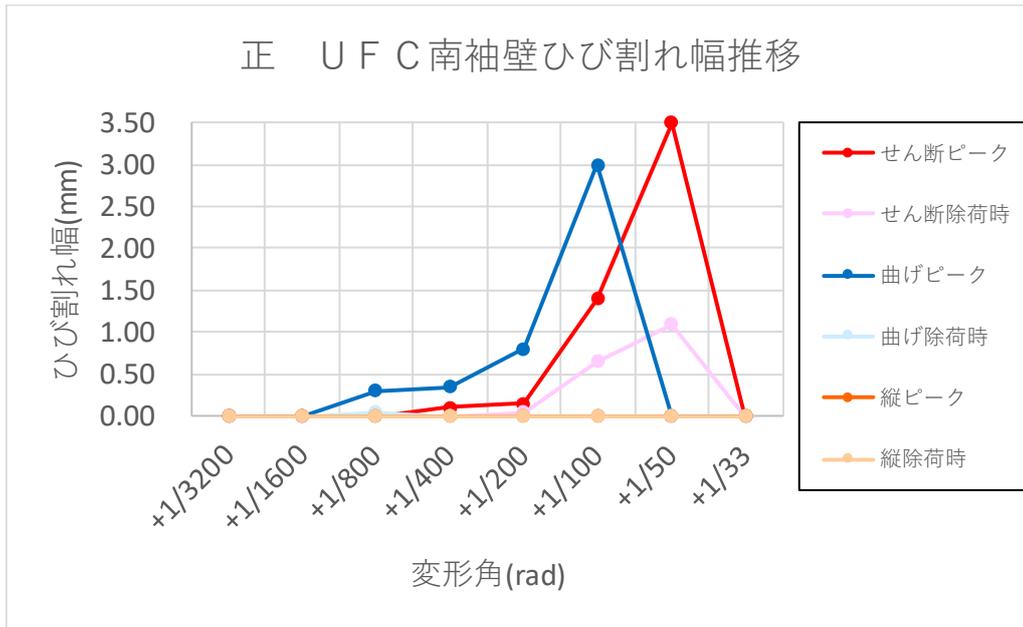
(ae) 負側 ピロティ梁



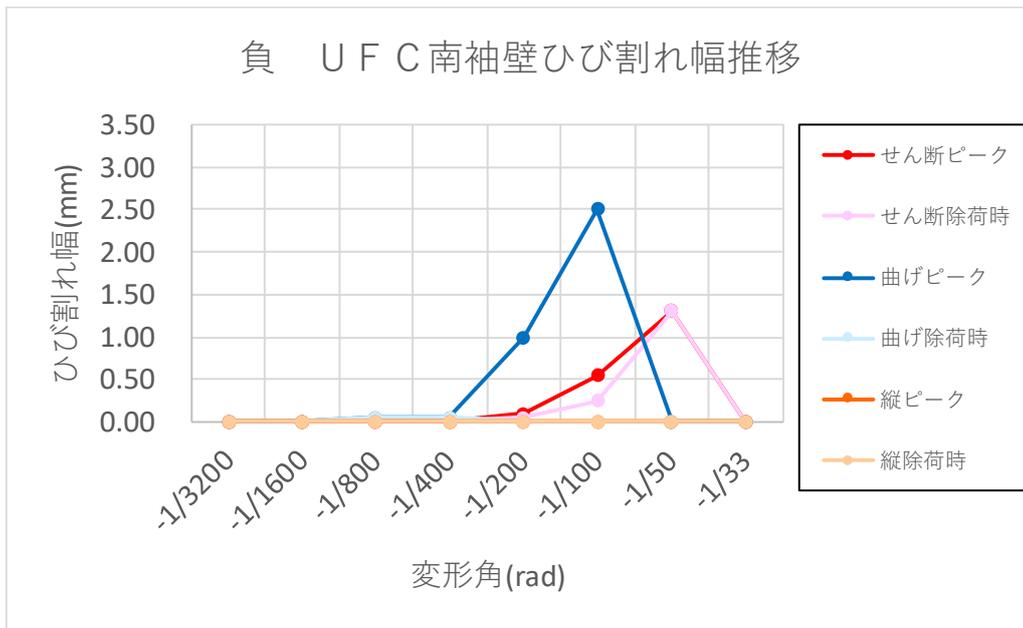
(af) 正側 UFC 北袖壁



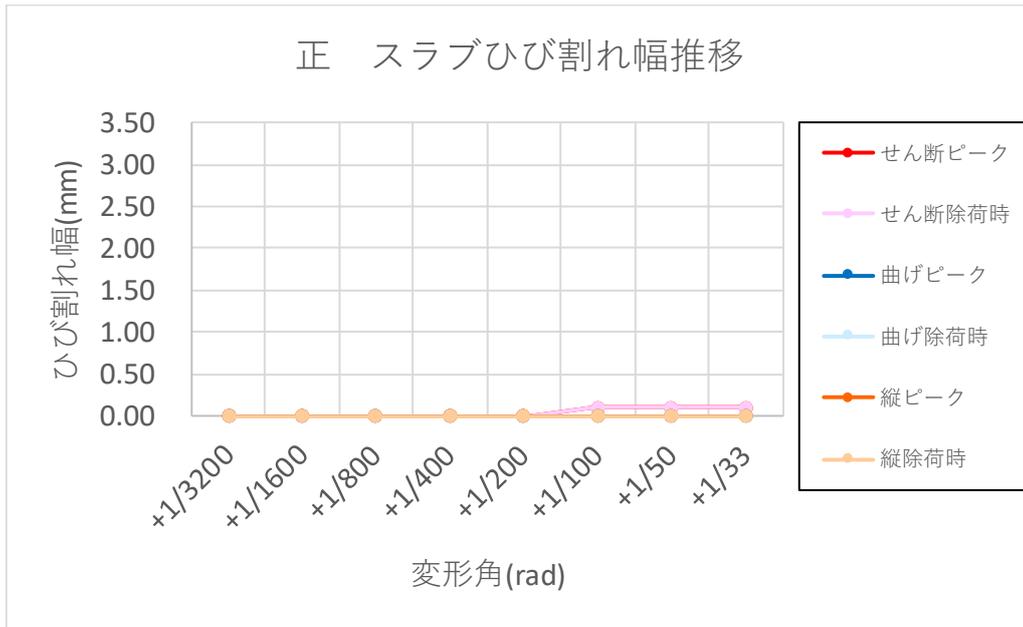
(ag) 負側 UFC 北側袖壁



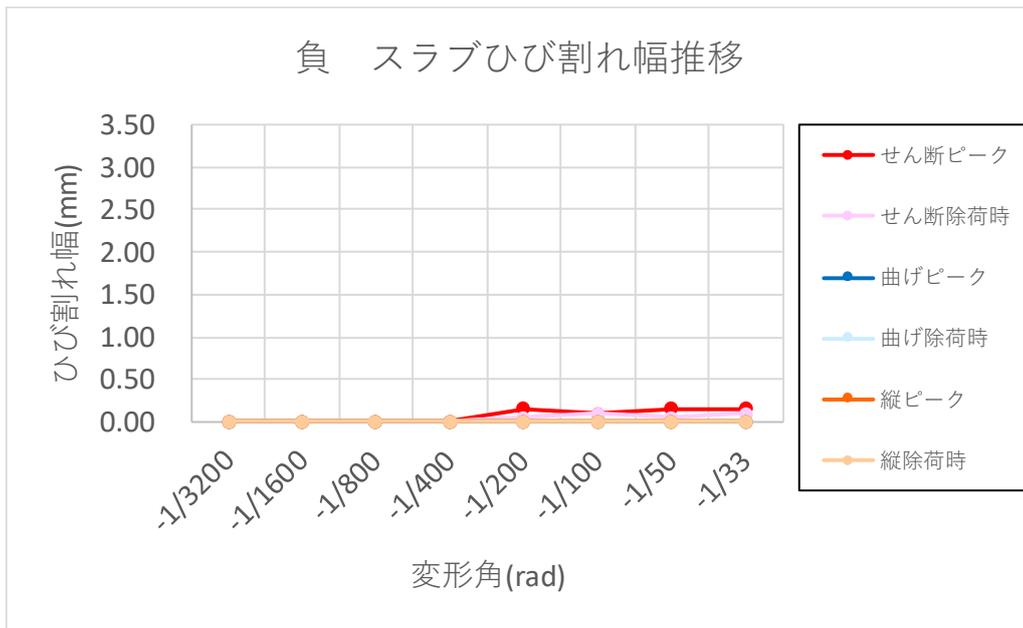
(ah) 正側 UFC 南袖壁



(ai) 負側 UFC 南袖壁



(aj) 正側 スラブ



(ak) 負側 スラブ

図 5.3.2-12 ひび割れ幅推移

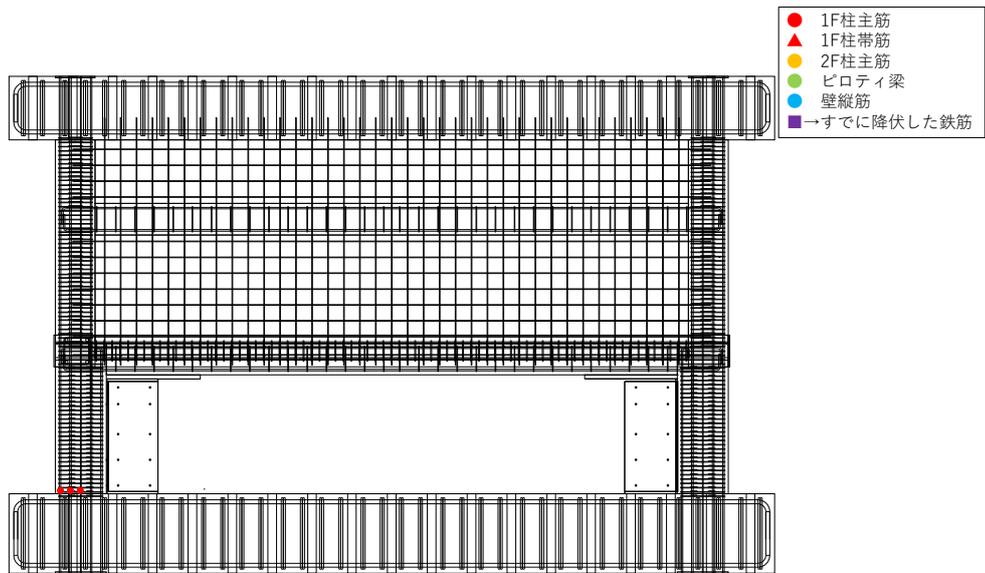
(4) 鉄筋降伏状況

ひずみデータから得られたデータを表 5.3.2-2 に、各一層の変形角ごとにおける降伏鉄筋位置のプロットを図 5.3.2-13 に示す。

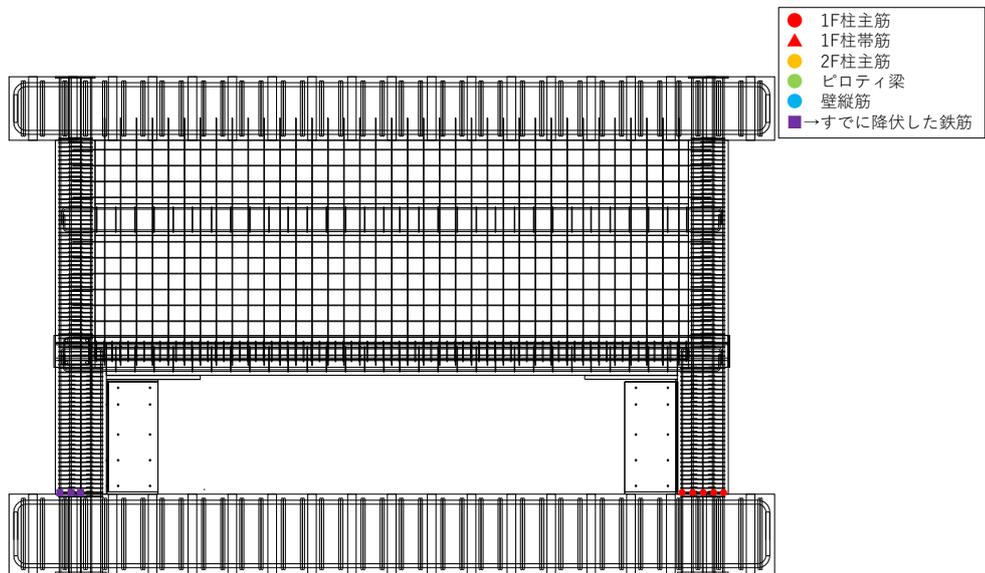
表 5.3.2-2 鉄筋降伏状況

部材名	鉄筋種類	降伏	
		引張	圧縮
1C1	主筋	引張	○
		圧縮	×
	帯筋	引張	○
		圧縮	×
1C2	主筋	引張	○
		圧縮	×
	帯筋	引張	○
		圧縮	×
2C1	主筋	引張	○
		圧縮	×
	帯筋	引張	×
		圧縮	×
2C2	主筋	引張	×
		圧縮	×
	帯筋	引張	×
		圧縮	×
2階梁	主筋	引張	○
		圧縮	×
	あばら筋	引張	○
		圧縮	×
耐震壁	縦筋	引張	○
		圧縮	×
	横筋	引張	×
		圧縮	×

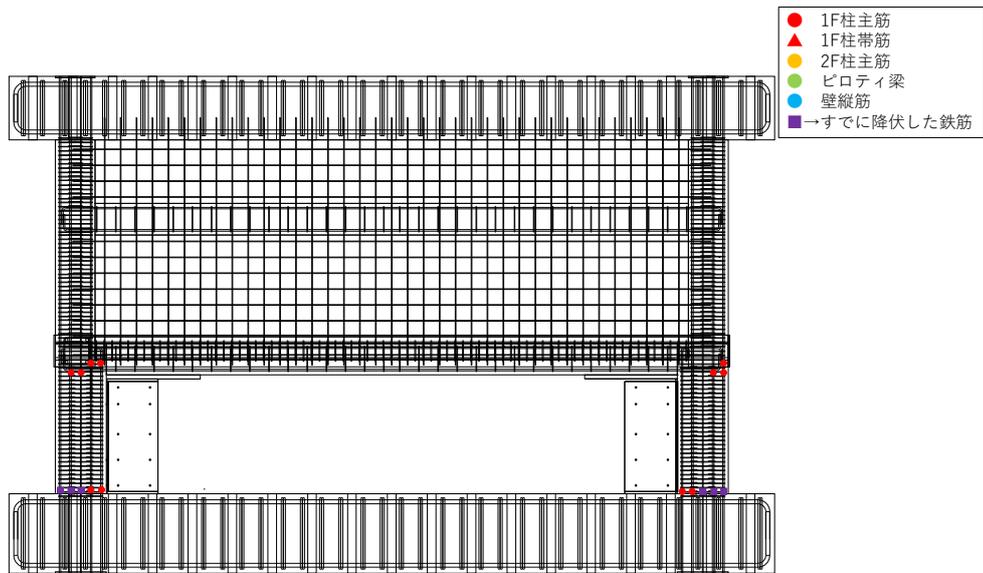
第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験



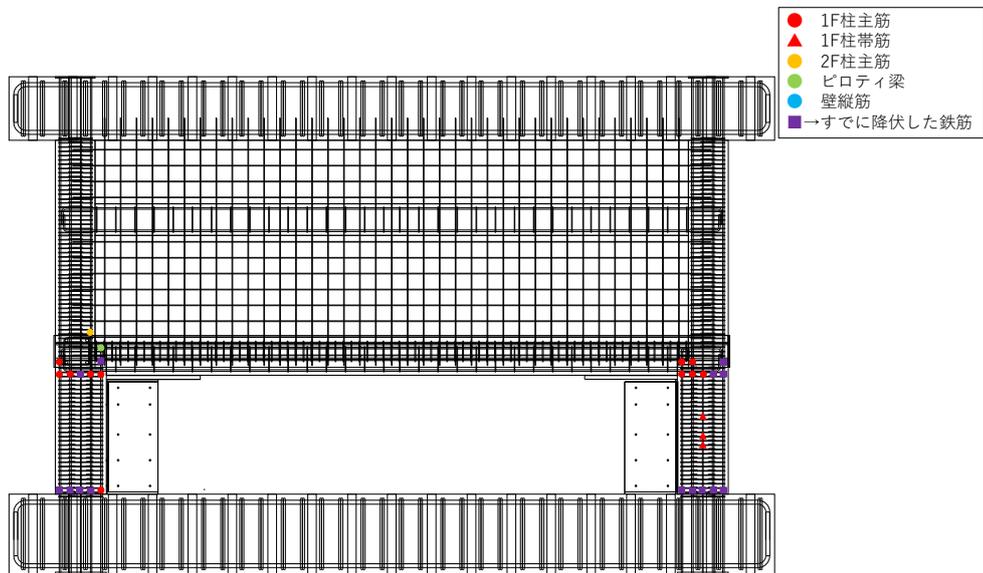
(a) R1=1/800



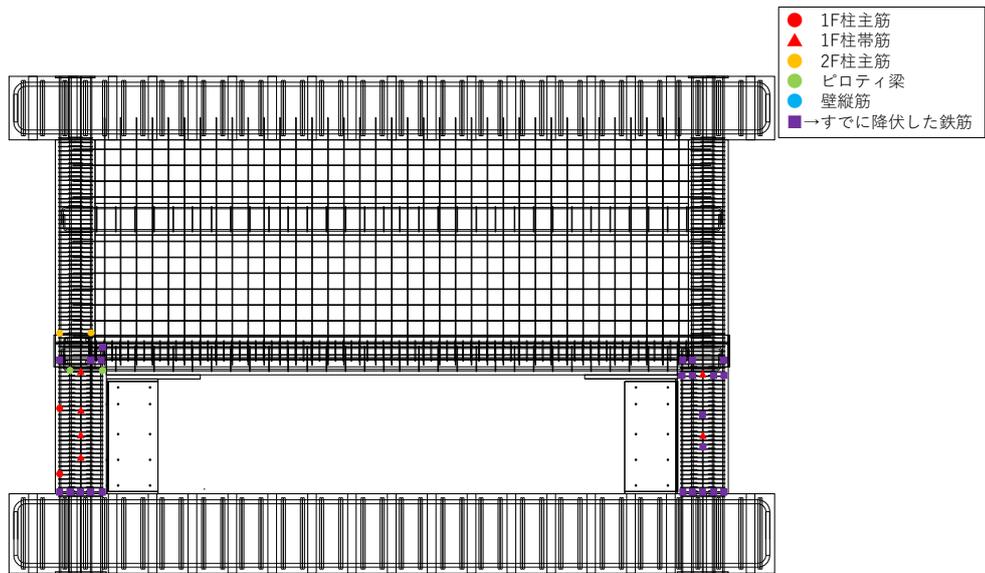
(b) R1=1/400



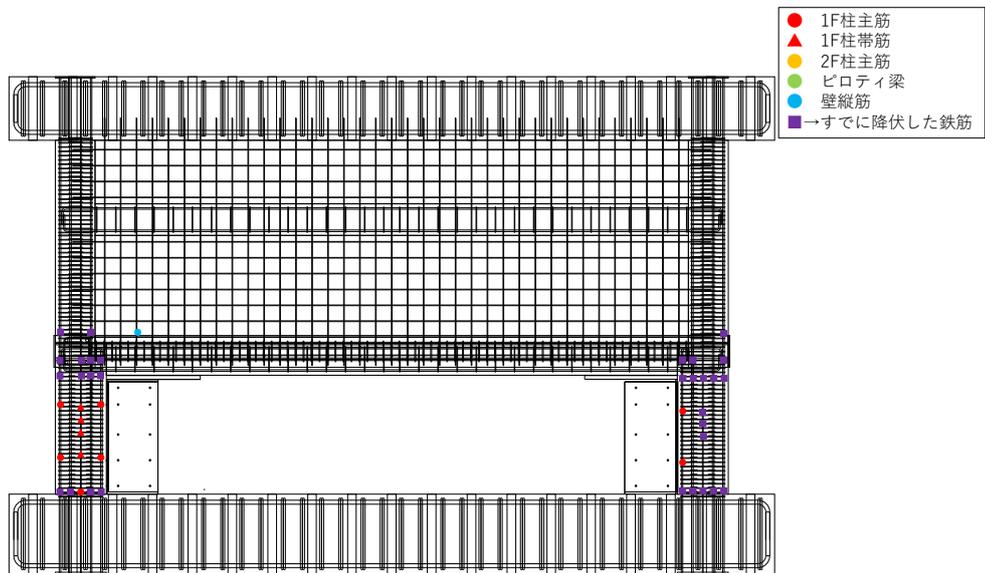
(c) R1=1/200



(d) R1=1/100



(e) R1=1/50



(f) R1=1/33

図 5.3.2-14 降伏鉄筋位置のプロット

(5) 反曲点高さ

反曲点高さは曲率が 0 となる位置を算定する。

1 階柱の反曲点高さ比について得られた結果を表 5.3.2-3 及び図 5.3.2-15 に示す。

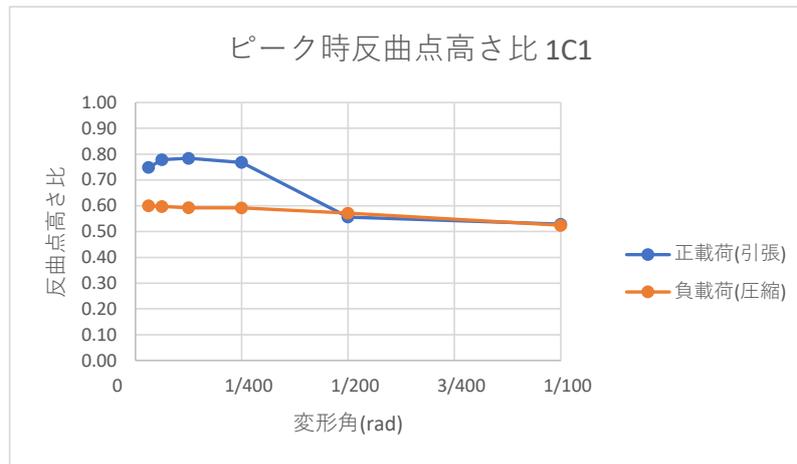
表 5.3.2-3 反曲点高さ比

(a) 1C1 柱

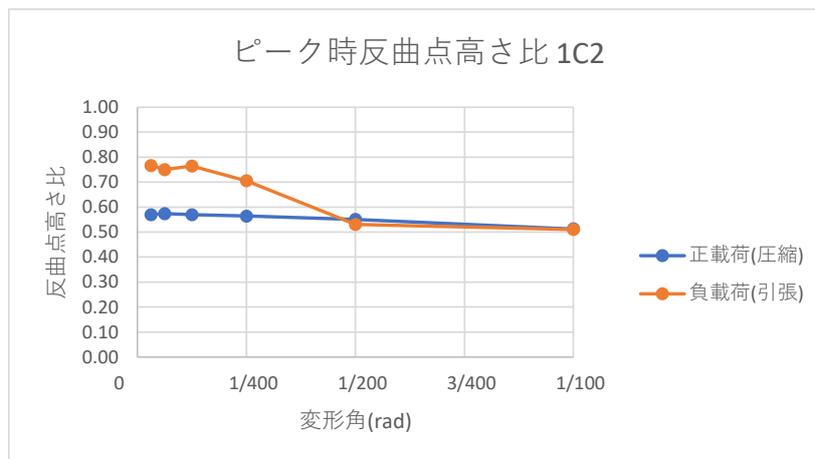
	1/3200	1/1600	1/800	1/400	1/200	1/100
正載荷時(引張)	0.75	0.78	0.78	0.77	0.56	0.53
負載荷時(圧縮)	0.60	0.60	0.59	0.59	0.57	0.52

(b) 1C2 柱

	1/3200	1/1600	1/800	1/400	1/200	1/100
正載荷時(圧縮)	0.57	0.57	0.57	0.56	0.55	0.51
負載荷時(引張)	0.77	0.75	0.76	0.71	0.53	0.51



(a) 1C1 柱



(b) 1C2 柱

図 5.3.2-15 反曲点高さ比

5.3.3 損傷後補強試験体 (F1-R)

(1) 荷重変形角関係

求められた荷重変形角関係を以下に示す。また、2 階荷重変形角を求める際用いている 2 階変形角には上層変形角までの変形も含めている。

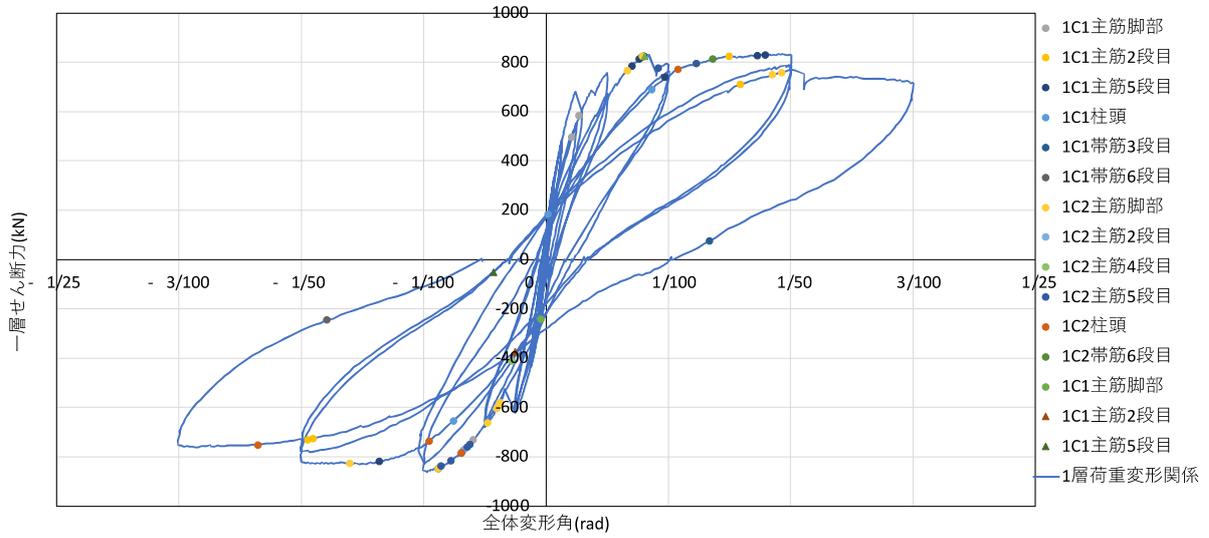


図 5.3.3-1 1 層せん断力-R<sub>1</sub> 関係

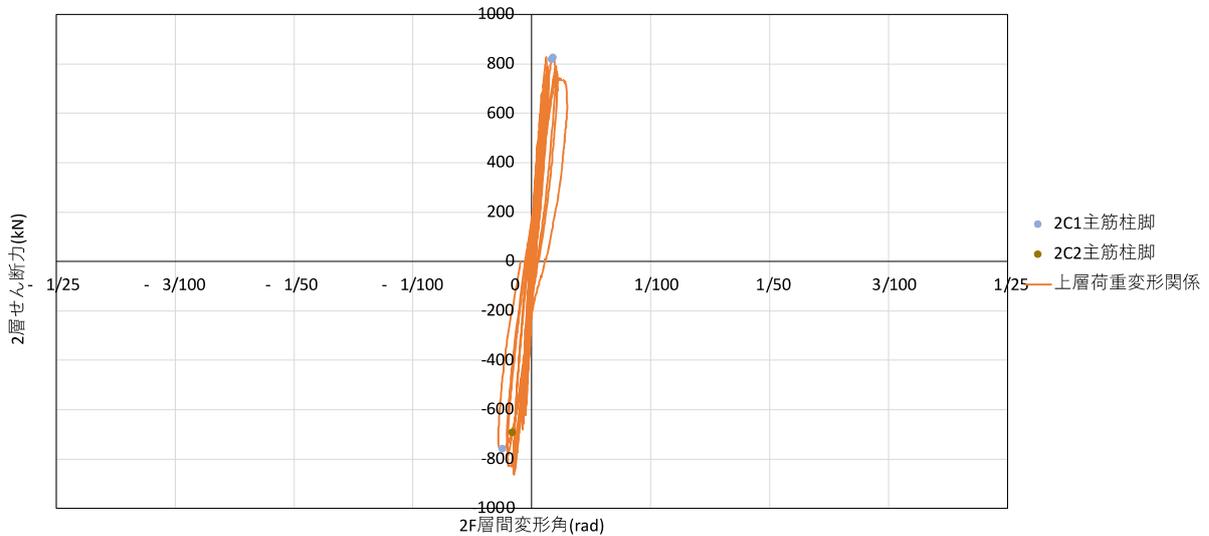


図 5.3.3-2 上層せん断力-上層層間変形角関係

(2) 破壊性状

以下に破壊性状を示す。括弧内は図 5.3.3-3 における参照番号とする。

- ・軸力導入時 2 階壁の補強面に多くの初期ひび割れ（乾燥収縮）を確認。5 章の補強試験体よりも数は多かった。これは、無補強試験体の実験にて入ったひび等の損傷に、水分が吸収され、より乾燥収縮が進行したことによる可能性が考えられた。

- ・R1=1/3200 にて、せん断力は 226kN であった。正側ピークにて 2 階壁のひび割れ進展，1C2UFC 袖壁脚部（圧縮側），パネルとモルタルの境界部にひび割れ発生。

・R1=1/1600にてせん断力は約317kNであった。正側ピークにて2階壁のひび割れが少し進展、剛性は補強試験体に比べてかなり落ちていた。負側ピークにて1C1UFC袖壁脚部（圧縮側）、パネルとモルタルの境界部にひび割れが生じた。

・R1=1/800にてせん断力は約480kNであった。負側ピークにて1C1UFC袖壁脚部（圧縮側）、パネルとモルタルの境界部のひび割れが進展、1C2UFC袖壁の頭部と柱せい面に貼り付けたパネルの頭部・脚部の引張側、パネルとモルタルの境界部のひび割れも進展した。(a)

・R1=1/400にてせん断力は約591kNとなった。最大は631kNであり、袖壁と柱の境界の分離により耐力低下したと考えられる。1サイクル目、正側へ載荷している際、大きい損傷の音が発生。正側ピークにて1C2（圧縮側）UFC袖壁と、柱が分離（UFCパネル部分には損傷は無く、境界面のモルタルから分離）。(b)損傷の音はこの分離によるものだと考えられる。2サイクル目、正側へ載荷している際再び大きい損傷の音発生。ここで起きた損傷は、1C1（引張側）UFC袖壁脚部は1mmほどパネルとモルタルの間に隙間の発生によると考えられる。1C2（圧縮側）UFC袖壁と、柱の境界部分に0.65mmほどの隙間発生であった。1C2の隙間は除荷時にも残ったままであった。

・R1=1/200にてせん断力は約758kNとなった。1サイクル目、正側へ載荷している際数回損傷の音が発生した。1C1柱と梁の境界面に隙間が発生しており音はこれによると考えられる。1サイクル目、負側へ載荷している際大きな損傷の音発生。1C1（圧縮側）UFC袖壁と、柱が分離しており音はこれによると考えられる。柱のUFCパネル部分には損傷は無く、境界面のモルタルから分離していた。2サイクル目正側ピークにて1C1UFC袖壁にせん断ひび割れが発生した。(c)

・R1=1/100にてせん断力は約792kNとなった。最大は831kNであり、1C2袖壁と柱の境界の分離によって耐力低下したと考えられる。1サイクル目、正側に載荷している際大きな損傷の音発生。1C2（圧縮側）UFC袖壁と、柱が分離（UFCパネル部分には損傷は無く、境界面のモルタルから分離）。もともと分離しかけていたが、この載荷中にさらに激しく分離し、音はこの損傷によると考えられる。この分離による隙間は除荷してもなくならなかった。UFCパネルの端部がやや欠けていた。(d)

・R1=1/50にてせん断力は約790kNとなった。正側ピーク時1C1（引張側）の袖壁は上部に隙間が生じており、ほとんど力を負担していない状態であると分かった。(e)1C2（圧縮側）柱せい面に貼り付けたUFCパネルにせん断ひび割れ発生。このひびは除荷時閉じていた。1C2（圧縮側）柱せい面に貼り付けたUFCパネルと、柱の境界面が分離しかけていた。負側ピークにて1C1（圧縮側）柱せい面に貼り付けたUFCパネルにせん断ひび割れ発生。柱との境界面の損傷も確認した。

・R1=1/33にてせん断力は約645kNとなり2%を超えた耐力低下が確認された。1サイクル目、正側に載荷している際とても大きな損傷音発生。1C2（圧縮側）の柱と袖壁が脚部まで完全に分離していた。(f)隙間は大きくなり、向こう側が見える状態になっていた。2サイクル目、正側に載荷している際破壊音発生。軸力を保持できず（1505kN→1279kNくらいまで低下）これ以上の載荷は不可能であると判断した。1C2（圧縮側）の柱せい面のUFCパネルが表面・裏面両方せん断破壊していた。(g)



(a) 1/800



(b) 1/400



(c) 1/200



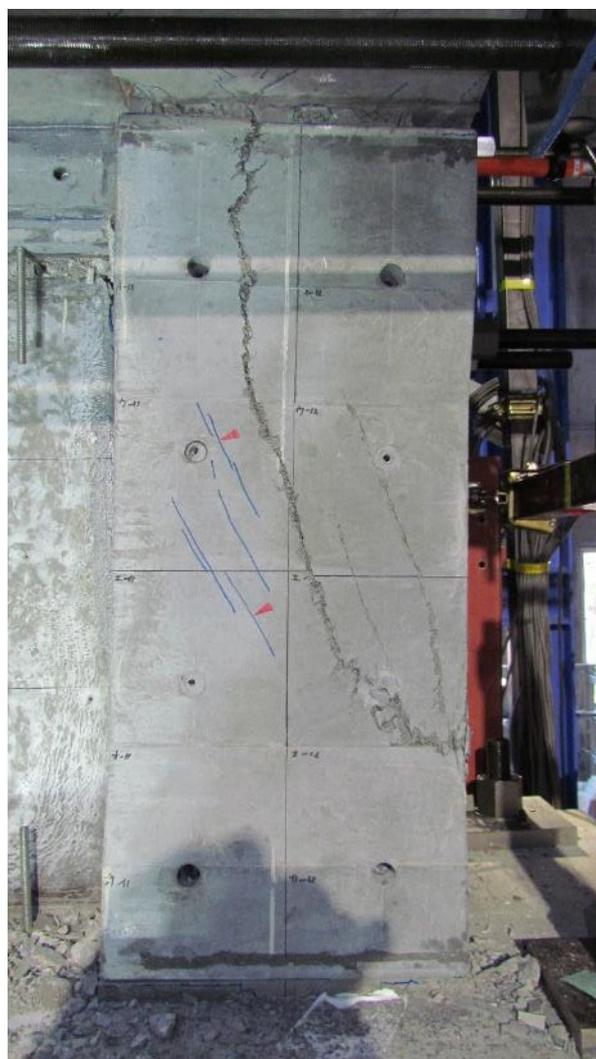
(d) 1/100



(e) 1/50



(f) 1/33



(g) 1C2 柱せん断ひび割れ



(h) 1C1 柱袖壁最終破壊形状



(i) 1C1 柱袖壁接合部最終破壊形状



(j) 1C2 柱袖壁接合部最終破壊形状

図 5.3.3-3 損傷状況

(3) ひび割れ図と最大ひび割れ幅推移

●ひび割れ図

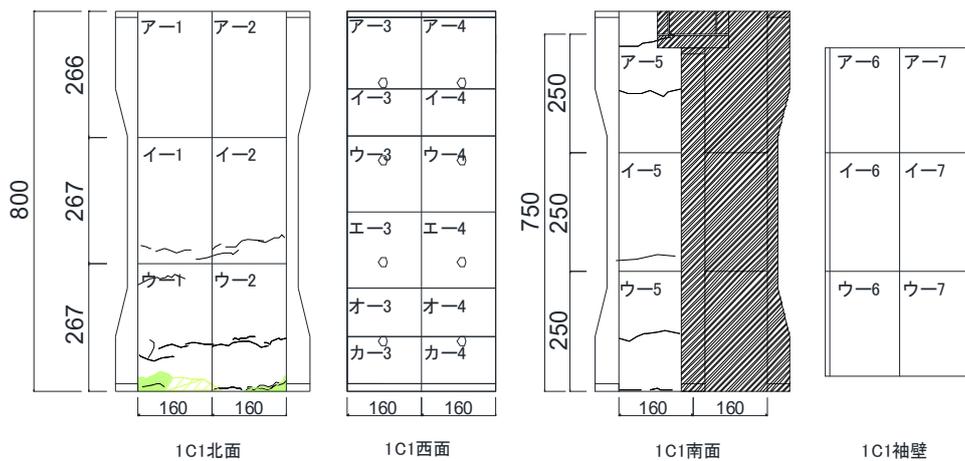
以下に本実験で得られたひび割れ図と正面写真を示す。各面で計測したひび割れのうち、曲げ、せん断、たてそれぞれに対して最大のものを計測した地点のプロットを行った。

●...せん断ひび割れ計測地点

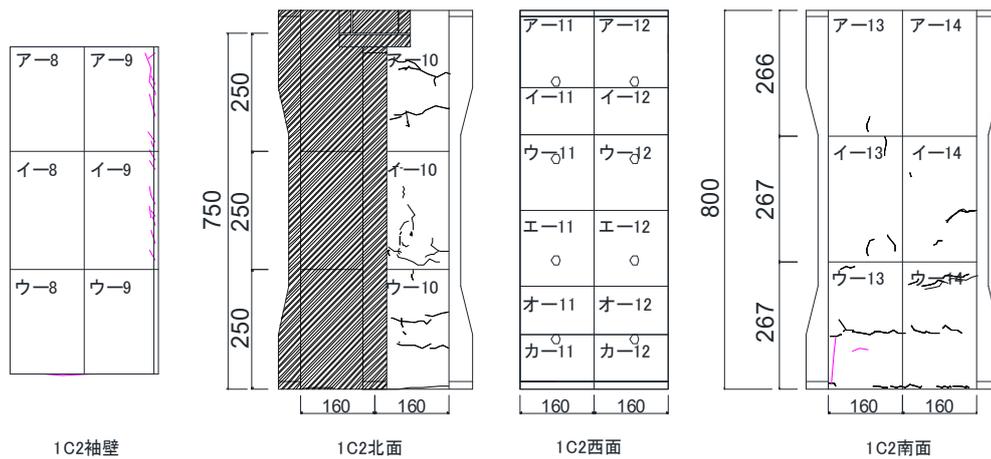
■...曲げひび割れ計測地点

▲...たてひび割れ計測地点

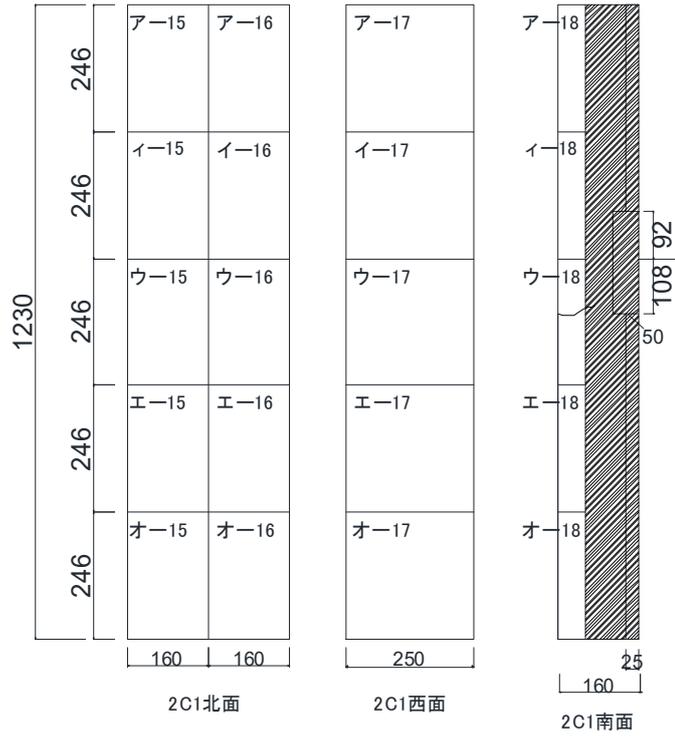
●1/1600



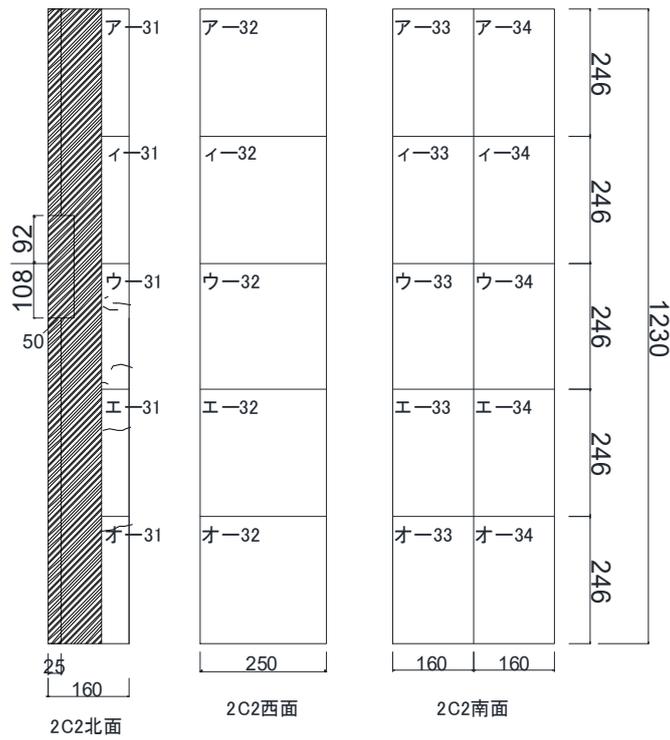
(a) 1C1 ひび割れ図



(b) 1C2 ひび割れ図

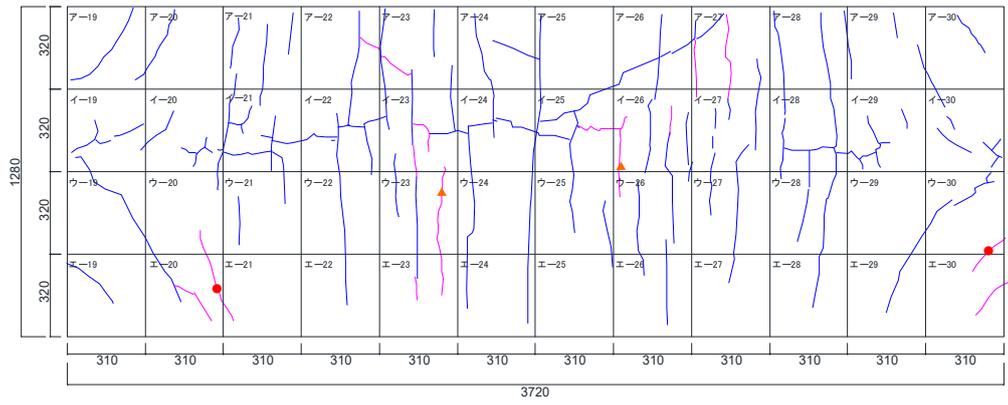


(c) 2C1 ひび割れ図



(d) 2C2 ひび割れ図

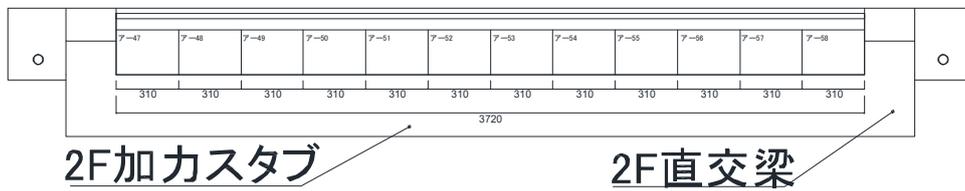
第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



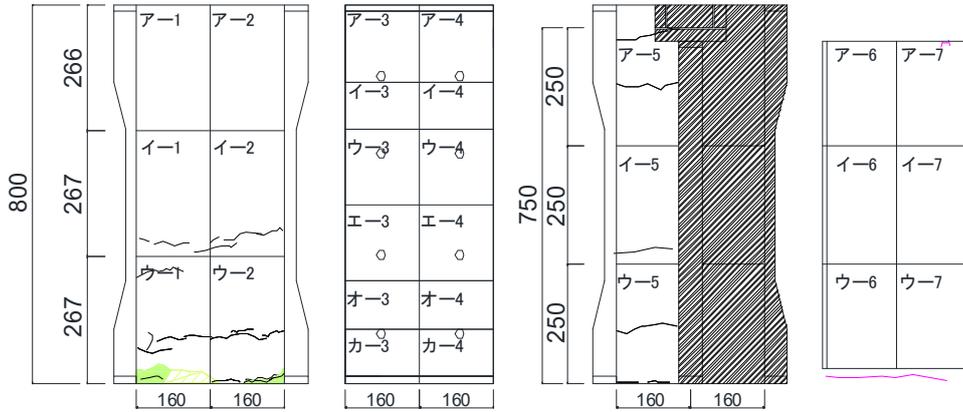
(g) スラブひび割れ図



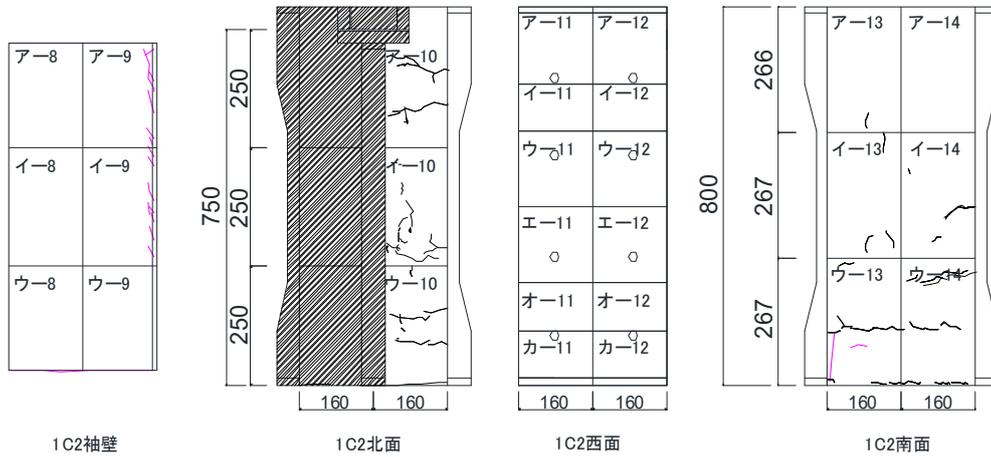
(h) 全体写真

図 5.3.3-4 損傷状況

●1/800



(a) 1C1 ひび割れ図



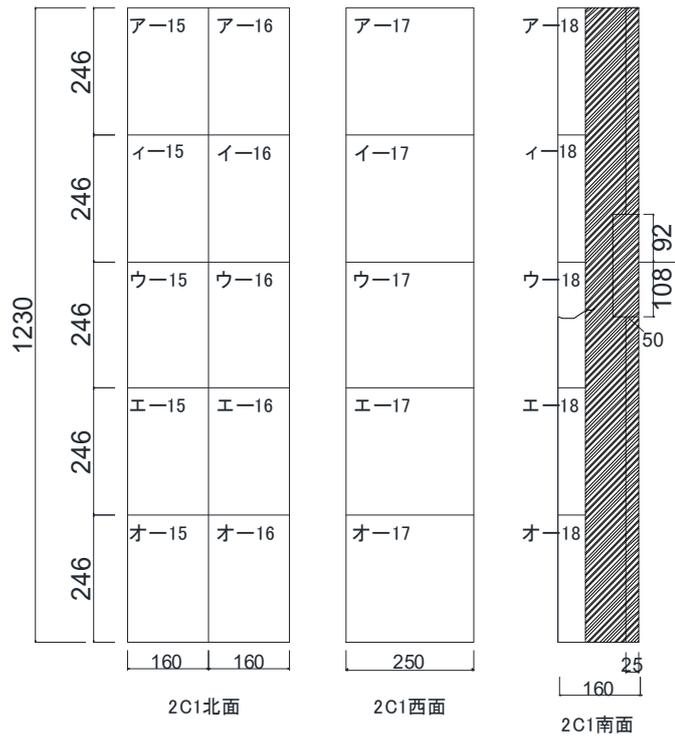
1C2袖壁

1C2北面

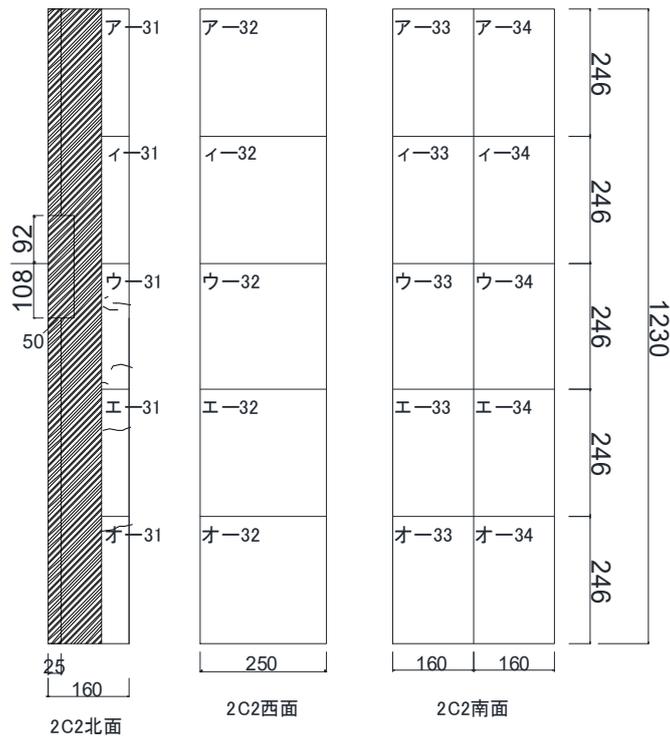
1C2西面

1C2南面

(b) 1C2 ひび割れ図

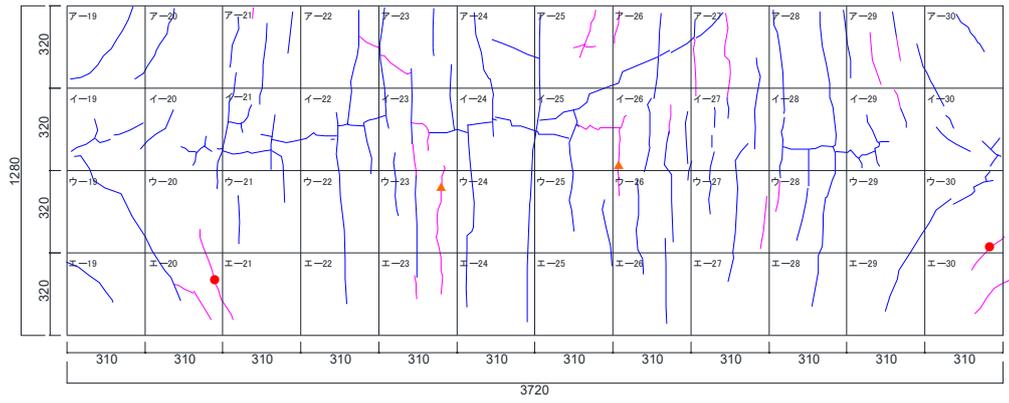


(c) 2C1 ひび割れ図



(d) 2C2 ひび割れ図

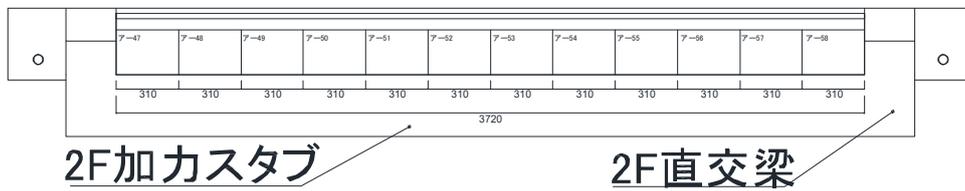
第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験



(a) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



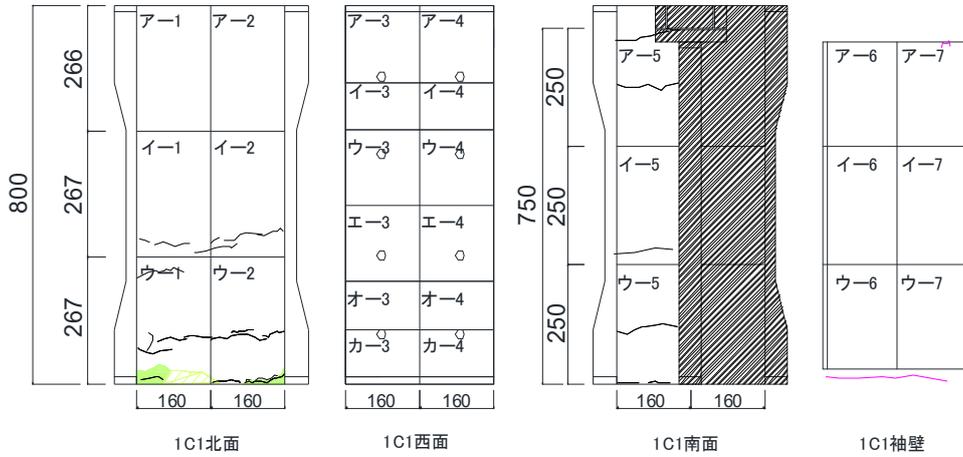
(g) スタブひび割れ図



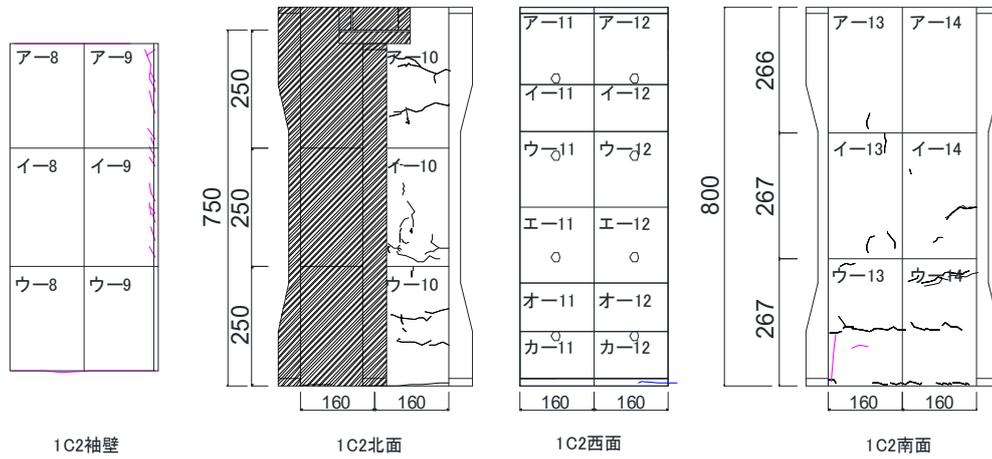
(h) 全体写真

図 5. 3. 3-5 損傷状況

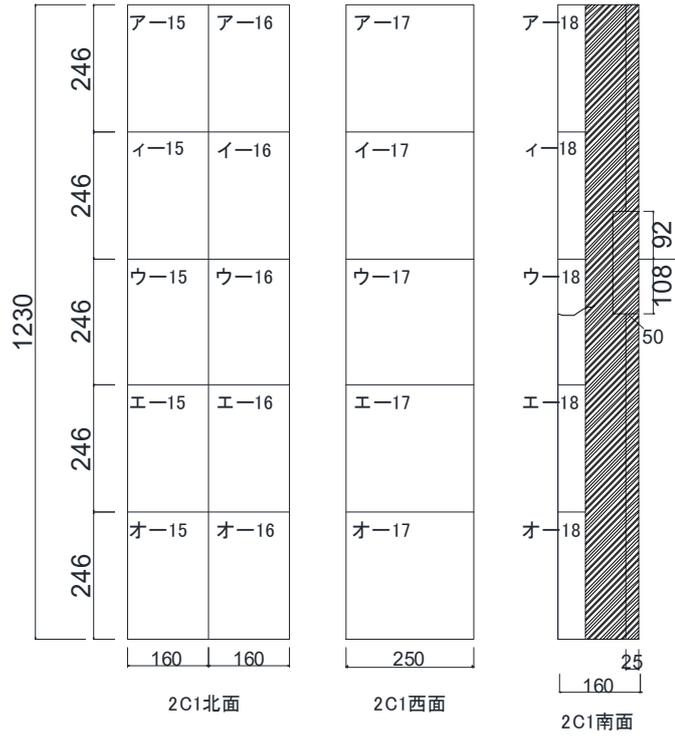
●1/400



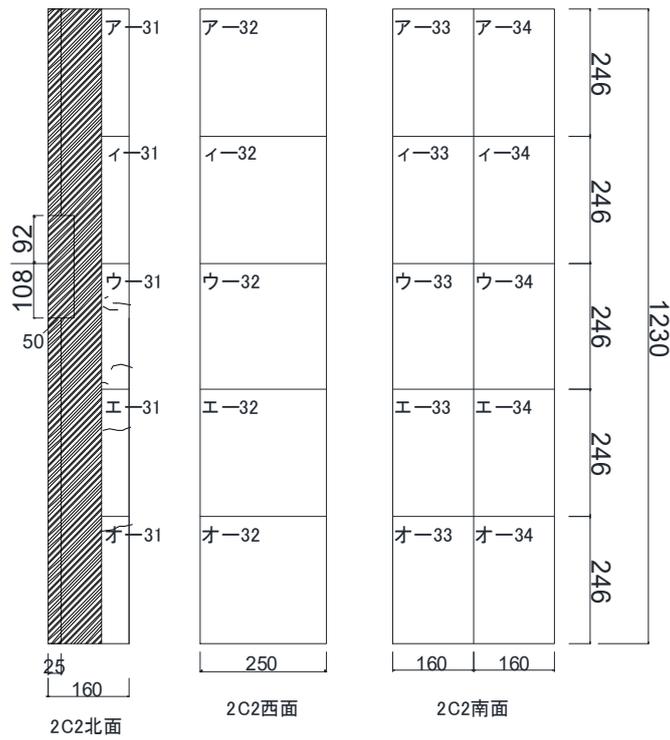
(a) 1C1 ひび割れ図



(b) 1C2 ひび割れ図

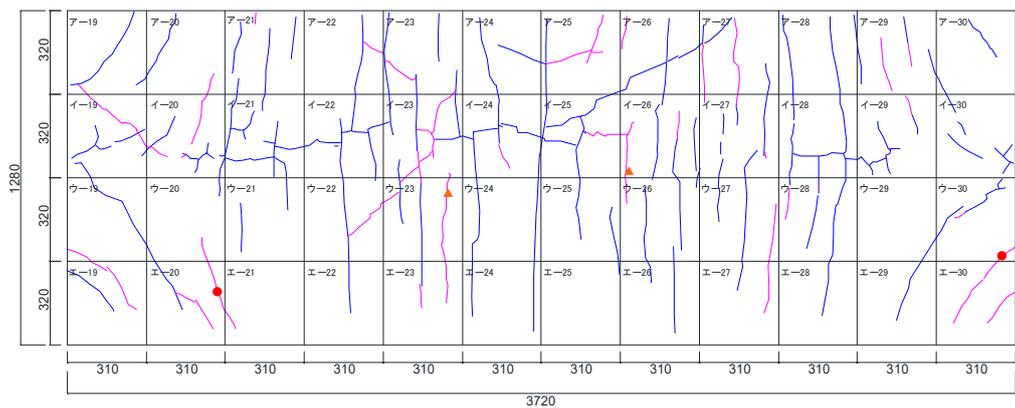


(c) 2C1 ひび割れ図

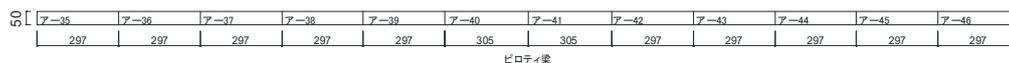


(d) 2C2 ひび割れ図

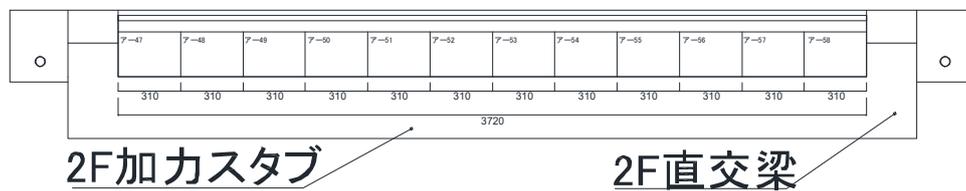
第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



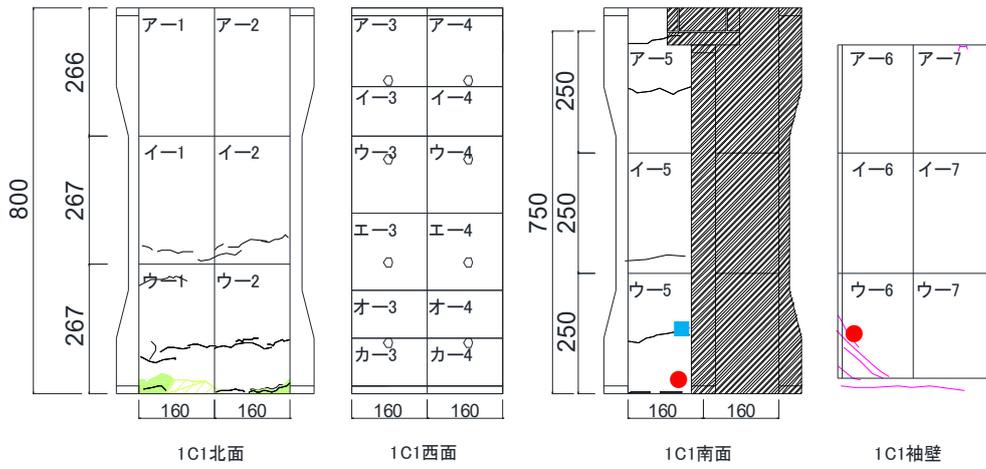
(g) スタブひび割れ図



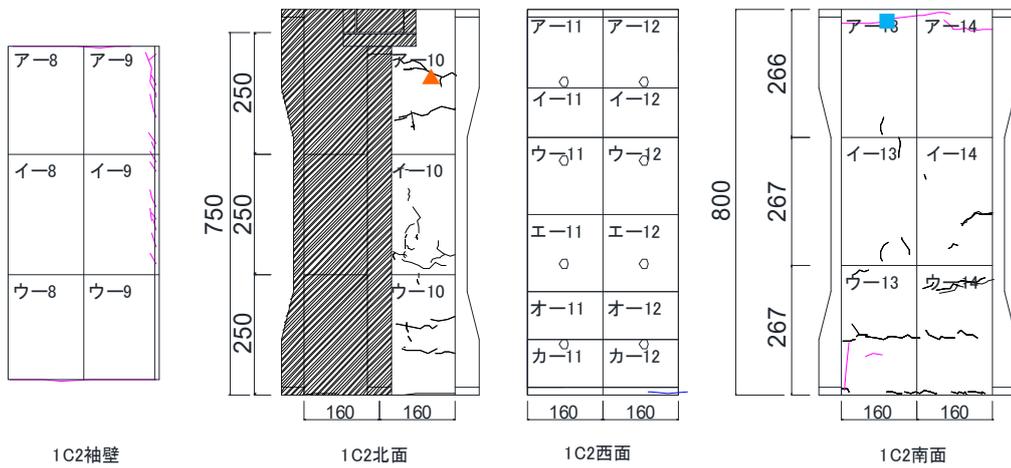
(h) 全体写真

図 5. 3. 3-6 損傷状況

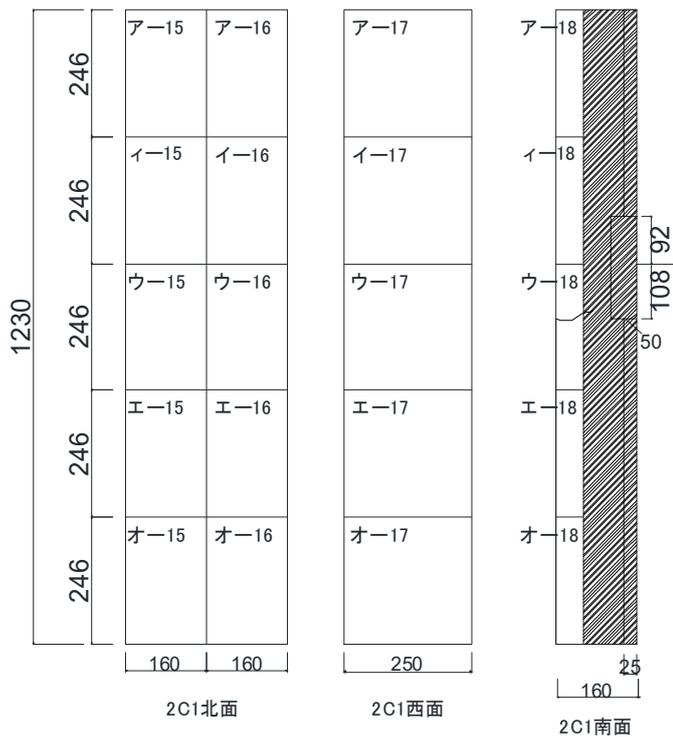
●1/200



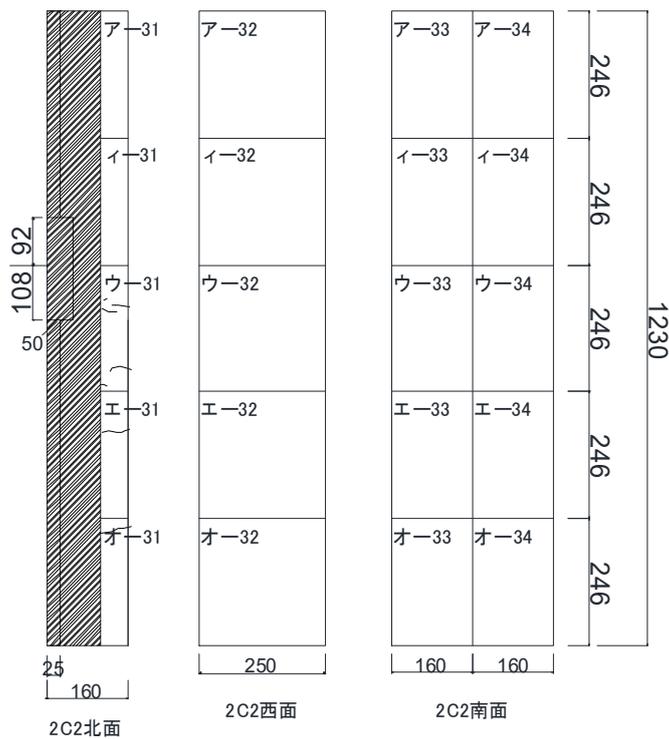
(a) 1C1 ひび割れ図



(b) 1C2 ひび割れ図



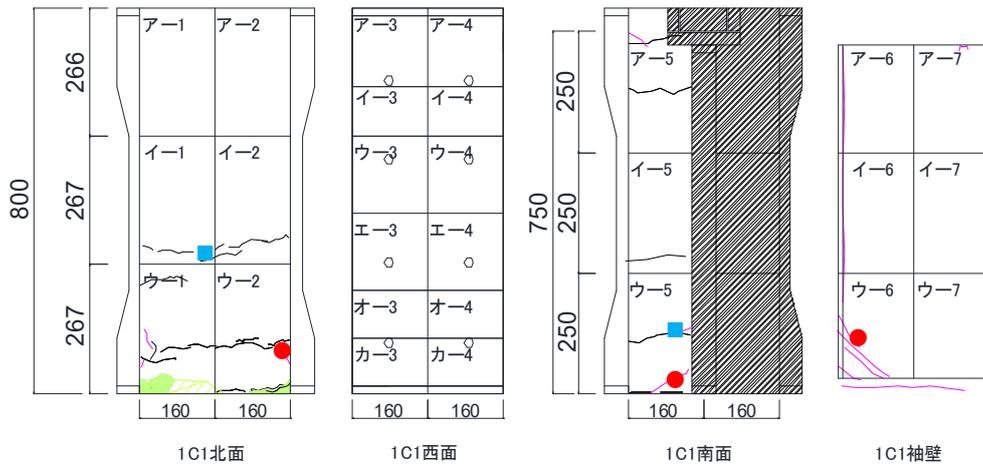
(c) 2C1 ひび割れ図



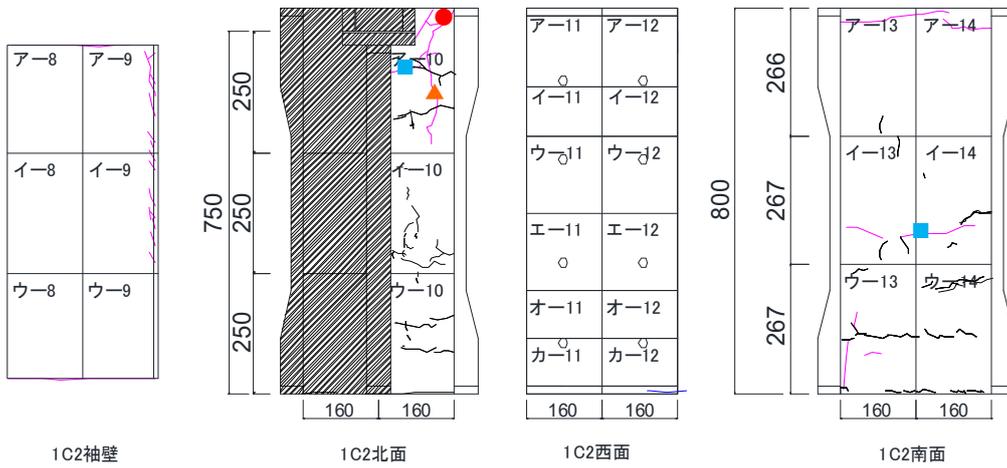
(d) 2C2 ひび割れ図



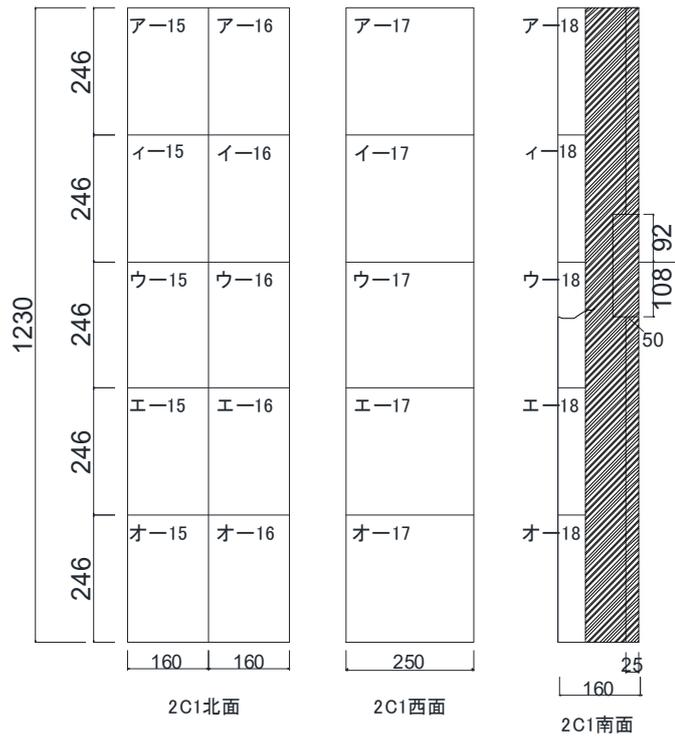
●1/100



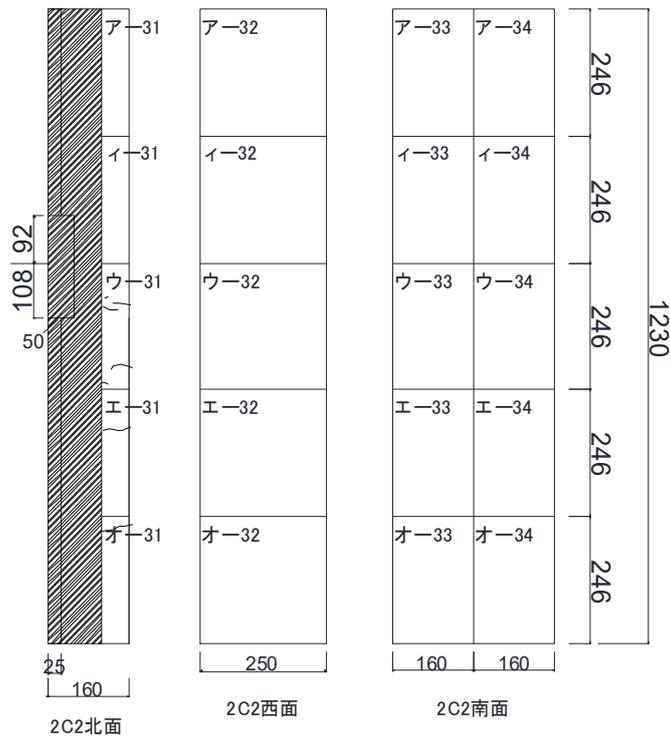
(a) 1C1 ひび割れ図



(b) 1C2 ひび割れ図

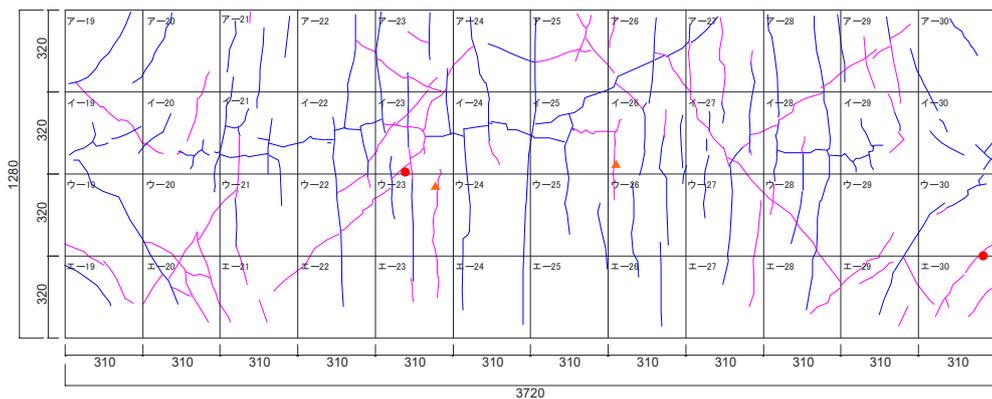


(c) 2C1 ひび割れ図



(d) 2C2 ひび割れ図

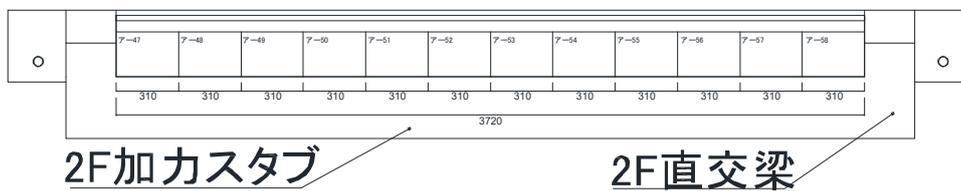
第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



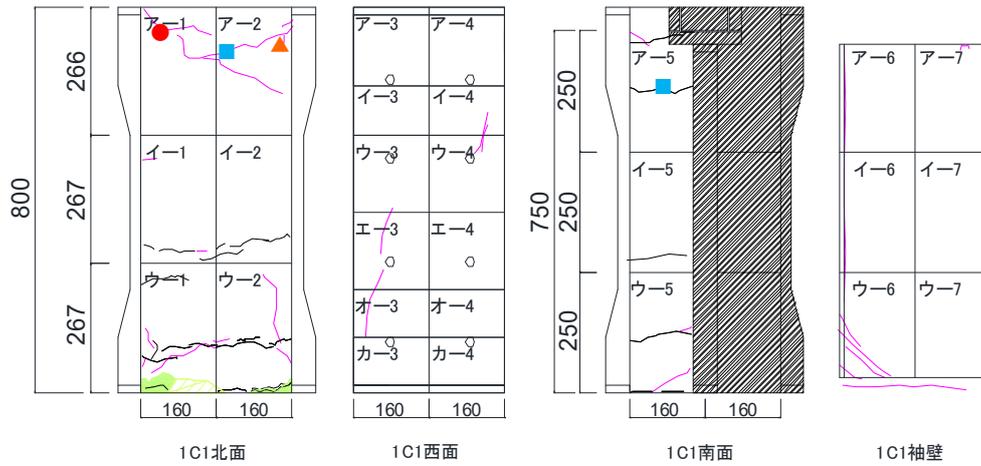
(g) スラブひび割れ図



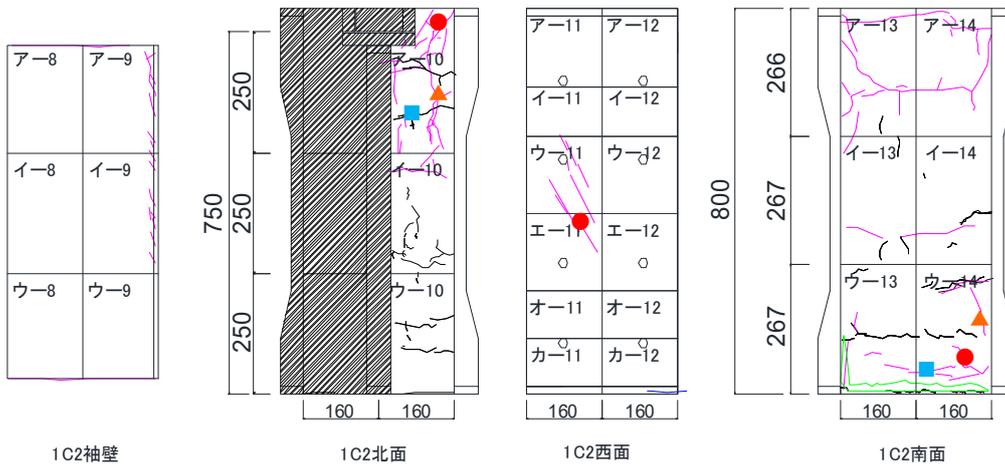
(h) 全体写真

図 5.3.3-8 損傷状況

●1/50

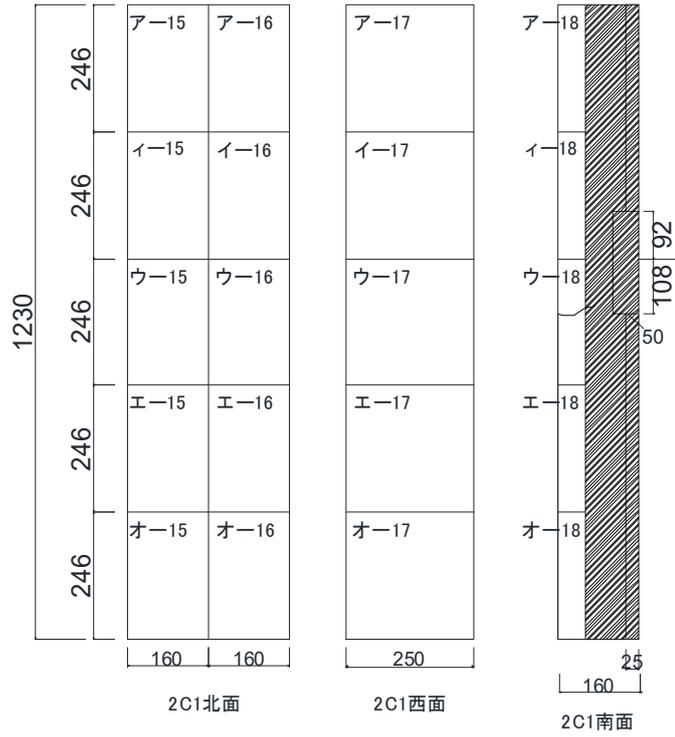


(a) 1C1 ひび割れ図

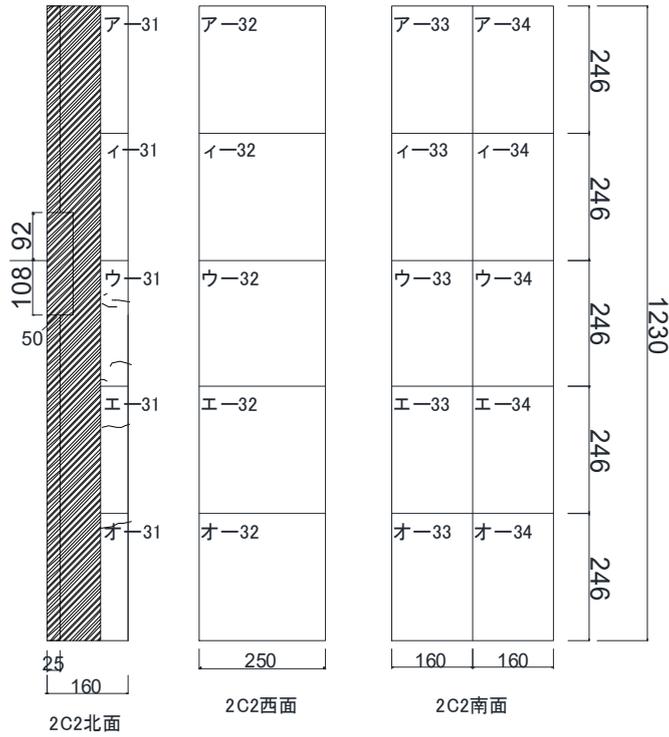


(b) 1C2 ひび割れ図

第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験

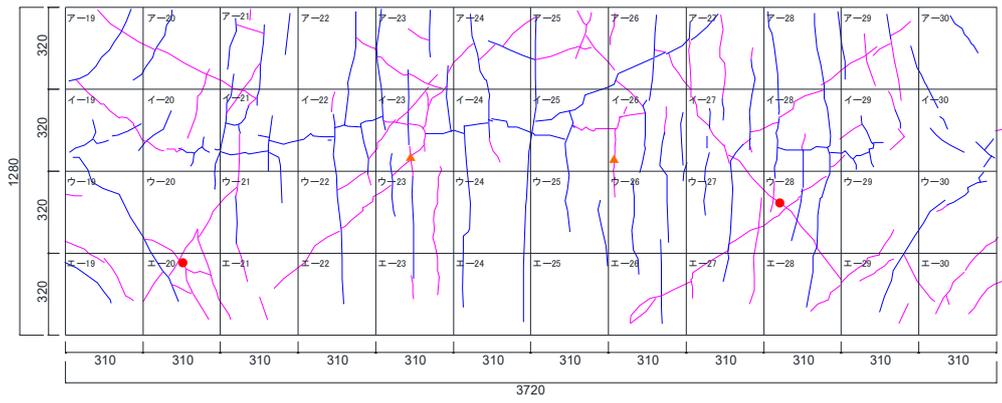


(c) 2C1 ひび割れ図

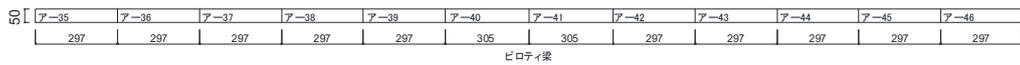


(d) 2C2 ひび割れ図

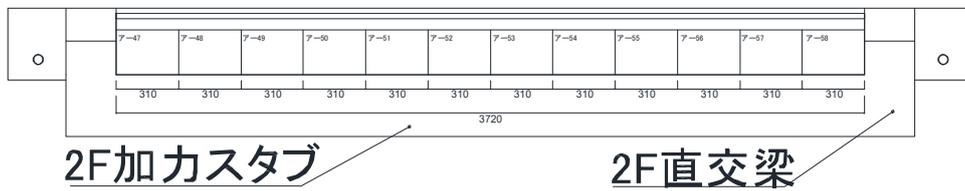
第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験



(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



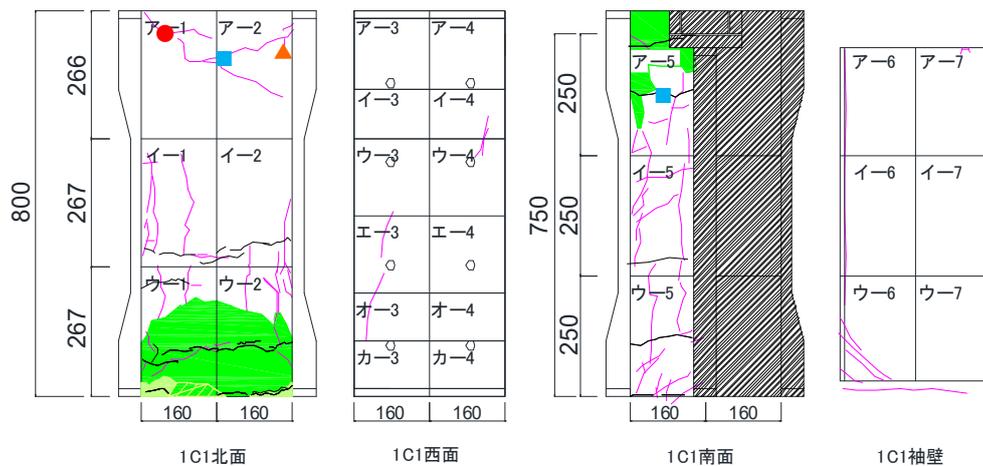
(g) スラブひび割れ図



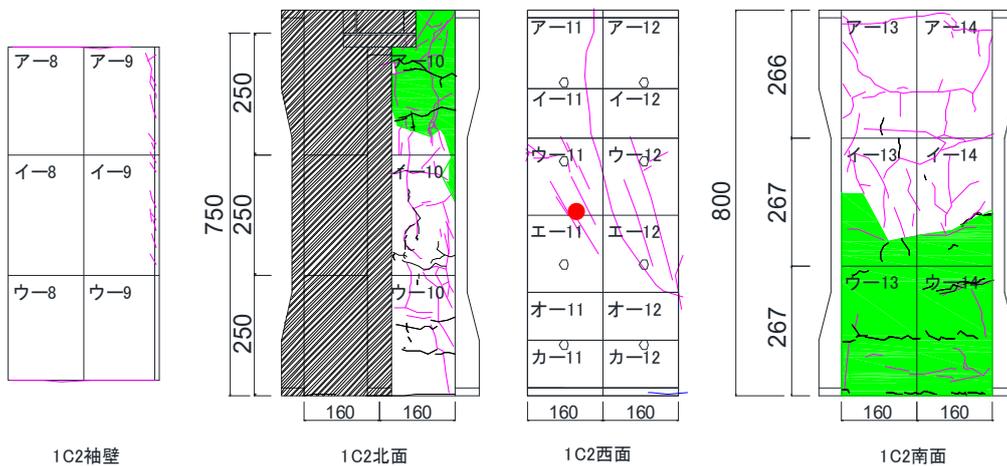
(h) 全体写真

図 5.3.3-9 損傷状況

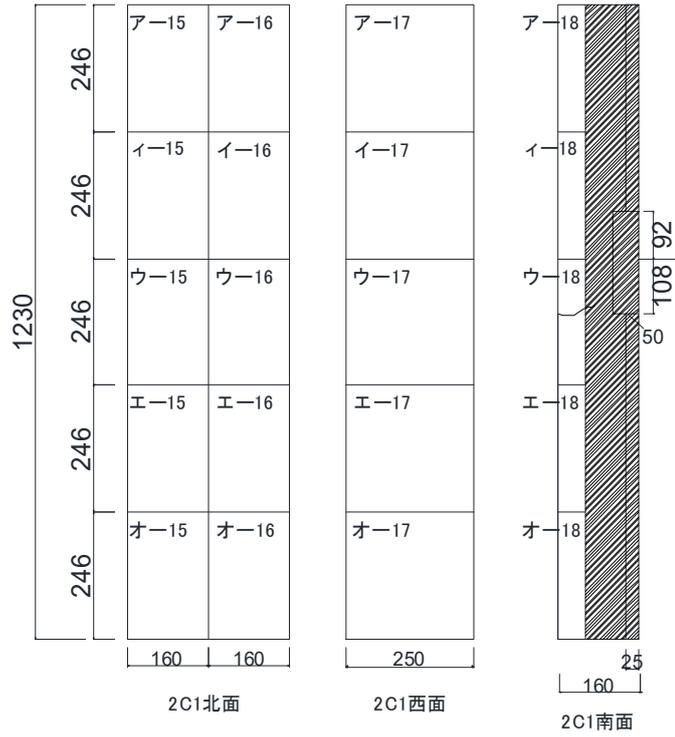
●1/33



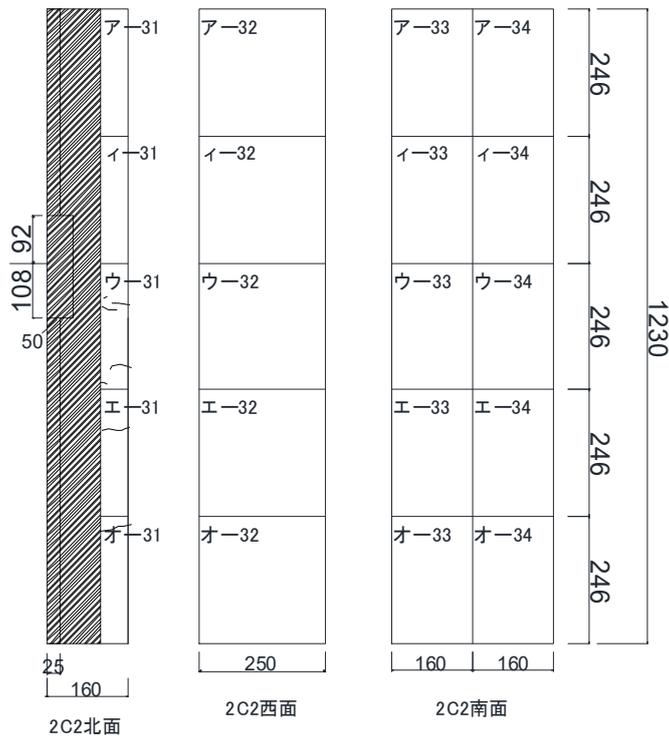
(a) 1C1 ひび割れ図



(b) 1C2 ひび割れ図

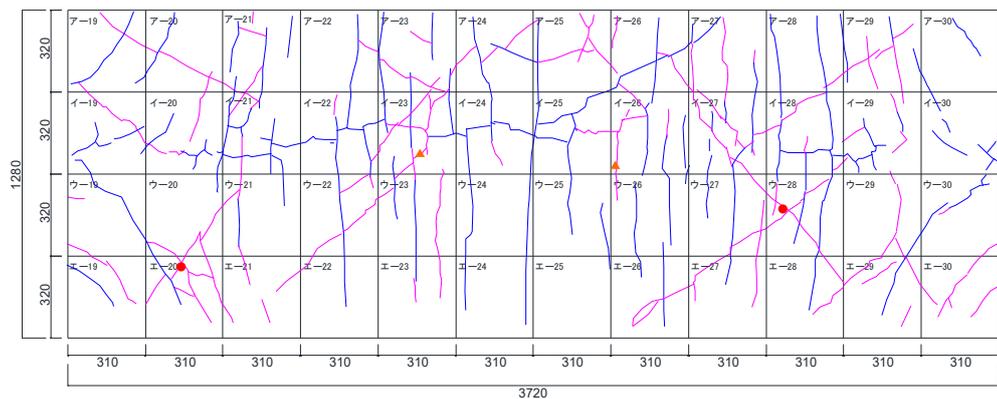


(c) 2C1 ひび割れ図



(d) 2C2 ひび割れ図

第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験

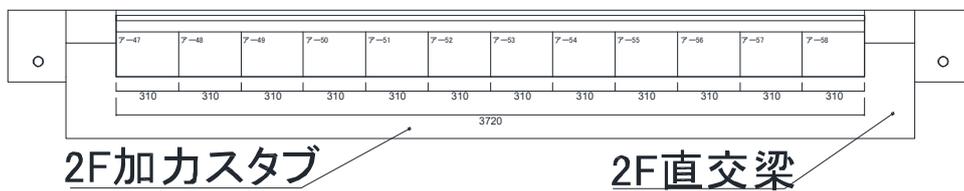


(e) 壁ひび割れ図

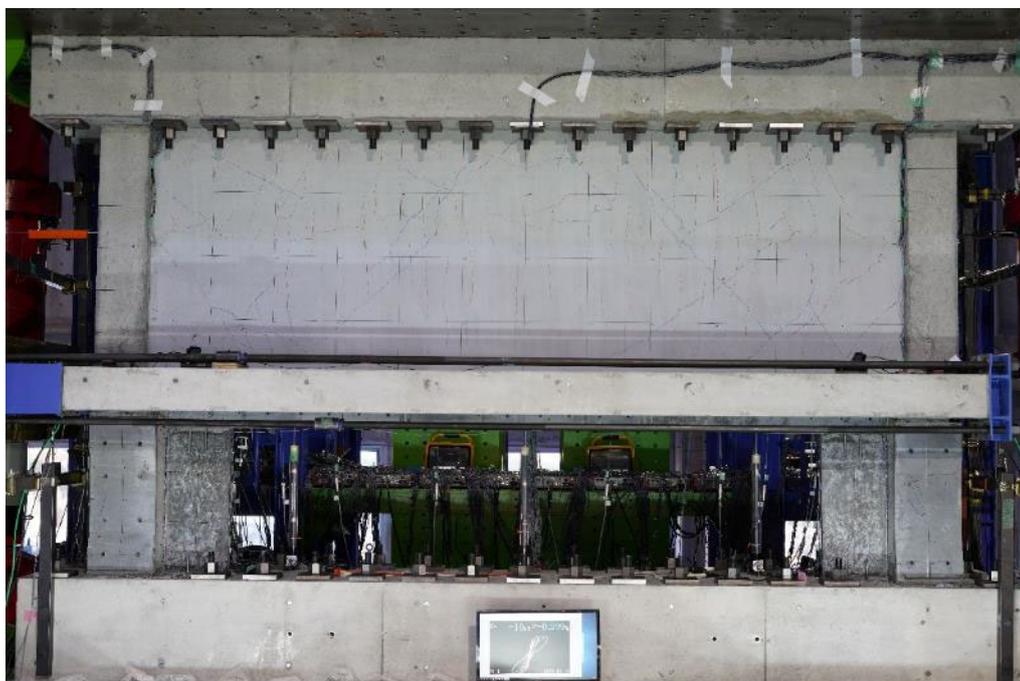
ア-35	ア-36	ア-37	ア-38	ア-39	ア-40	ア-41	ア-42	ア-43	ア-44	ア-45	ア-46
297	297	297	297	297	305	305	297	297	297	297	297

ピロティ梁

(f) ピロティ梁ひび割れ図



(g) スラブひび割れ図



(h) 全体写真

図 5. 3. 3-10 損傷状況

●最大ひび割れ幅推移

表 5.3.3-1 に、最大ひび割れ幅推移を示す。

損傷後補強試験体

表 5.3.3-1 最大ひび割れ幅推移

(a) 正側 1C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C1正面)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	0.05
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	0.05
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(b) 負側 1C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C1正面)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	0.10
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	0.05
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(c) 正側 1C1 北

最大ひび割れ幅推移 (1C1北)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	0.20	0.60	0.50
	せん断除荷時	-	-	-	0.00	0.10	0.25
	曲げピーク	-	-	-	-	0.90	3.00
	曲げ除荷時	-	-	-	-	0.15	0.35
	縦ピーク	-	-	-	-	0.05	0.60
	縦除荷時	-	-	-	-	0.00	0.50

(d) 負側 1C1 北

最大ひび割れ幅推移 (1C1北)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	0.40	0.80
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.05	0.20
	曲げピーク	-	-	-	-	0.20	0.80
	曲げ除荷時	-	-	-	-	0.00	0.10
	縦ピーク	-	-	-	-	0.10	1.20
	縦除荷時	-	-	-	-	0.00	0.70

(e) 正側 1C1 南

最大ひび割れ幅推移 (1C1南)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	0.10	0.10	0.30
	せん断除荷時	-	-	-	0.00	0.00	0.20
	曲げピーク	-	-	-	-	0.10	0.25
	曲げ除荷時	-	-	-	-	0.10	0.10
	縦ピーク	-	-	-	-	-	0.25
	縦除荷時	-	-	-	-	-	0.15

(f) 負側 1C1 南

最大ひび割れ幅推移 (1C1南)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	0.10	0.40	1.50
	せん断除荷時	-	-	-	0.00	0.10	0.00
	曲げピーク	-	-	-	0.10	0.10	1.10
	曲げ除荷時	-	-	-	0.00	0.00	0.05
	縦ピーク	-	-	-	-	-	0.50
	縦除荷時	-	-	-	-	-	0.20

(g) 正側 1C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C2正面)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	0.05
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	0.00
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(h) 負側 1C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C2正面)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(i) 正側 1C2 北

最大ひび割れ幅推移 (1C2北)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	0.05	0.10
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.00	0.05
	曲げピーク	-	-	-	-	0.15	1.70
	曲げ除荷時	-	-	-	-	0.00	0.15
	縦ピーク	-	-	-	0.10	0.15	0.40
	縦除荷時	-	-	-	0.05	0.10	0.40

(j) 負側 1C2 北

最大ひび割れ幅推移 (1C2北)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	0.25	1.40	0.05
	せん断除荷時	-	-	-	0.05	0.30	0.05
	曲げピーク	-	-	-	0.05	0.10	0.10
	曲げ除荷時	-	-	-	0.00	0.00	0.00
	縦ピーク	-	-	-	0.05	0.20	0.75
	縦除荷時	-	-	-	0.05	0.20	0.30

(k) 正側 1C2 南

最大ひび割れ幅推移 (1C2南)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	0.10	0.25
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.05	0.15
	曲げピーク	-	-	-	0.10	0.60	0.65
	曲げ除荷時	-	-	-	0.00	0.10	0.05
	縦ピーク	-	-	-	0.05	0.10	0.35
	縦除荷時	-	-	-	0.00	0.05	0.35

(l) 負側 102 南

最大ひび割れ幅推移 (1C2南)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	0.05	0.10
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.00	0.10
	曲げピーク	-	-	-	0.05	0.35	0.15
	曲げ除荷時	-	-	-	0.00	0.10	0.05
	縦ピーク	-	-	-	-	0.15	0.15
	縦除荷時	-	-	-	-	0.10	0.15

(m) 正側 2C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C1正面)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(n) 負側 2C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C1正面)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(o) 正側 2C1 北

最大ひび割れ幅推移 (2C1北)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(p) 負側 2C1 北

最大ひび割れ幅推移 (2C1北)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(q) 正側 2C1 南

最大ひび割れ幅推移 (2C1南)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(r) 負側 2C1 南

最大ひび割れ幅推移 (2C1南)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(s) 正側 2C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C2正面)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(t) 負側 2C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C2正面)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(u) 正側 2C2 北

最大ひび割れ幅推移 (2C2北)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(v) 負側 2C2 北

最大ひび割れ幅推移 (2C2北)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(w) 正側 2C2 南

最大ひび割れ幅推移 (2C2南)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(x) 負側 202 南

最大ひび割れ幅推移 (2C2南)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(y) 正側 壁左

最大ひび割れ幅推移 (北壁)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	0.10	0.10	0.10	0.15	0.15	0.15
	せん断除荷時	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	0.05	0.05	0.05	0.05	0.10	0.05
	縦除荷時	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05

(z) 負側 壁左

最大ひび割れ幅推移 (北壁)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	0.05	0.05	0.10	0.10	0.05	0.00
	せん断除荷時	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05	0.00
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	0.00	0.00	0.05	0.10	0.10	0.10
	縦除荷時	0.00	0.00	0.05	0.10	0.05	0.10

(ab) 正側 壁右

最大ひび割れ幅推移 (南壁)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	0.05	0.05	0.05	0.10	0.15	0.15
	せん断除荷時	0.05	0.05	0.05	0.10	0.10	0.10
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	0.05	0.05	0.05	0.05	0.10	0.10
	縦除荷時	0.05	0.05	0.05	0.05	0.10	0.10

(ac) 負側 壁右

最大ひび割れ幅推移 (南壁)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	0.05	0.05	0.10	0.10	0.05	0.05
	せん断除荷時	0.05	0.05	0.10	0.10	0.05	0.05
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	0.05	0.05	0.10	0.10	0.10	0.10
	縦除荷時	0.05	0.05	0.10	0.10	0.10	0.10

(ad) 正側 ピロティ梁

最大ひび割れ幅推移 (ピロティ梁)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(ae) 負側 ピロティ梁

最大ひび割れ幅推移 (ピロティ梁)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(af) 正側 UFC 北袖壁

最大ひび割れ幅推移 (U F C 北袖壁)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	0.75	0.10	-
	せん断除荷時	-	-	-	0.15	0.10	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(ag) 負側 UFC 北袖壁

最大ひび割れ幅推移 (UFC 北袖壁)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	0.10	0.10	-
	せん断除荷時	-	-	-	0.10	0.10	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(ah) 正側 UFC 南袖壁

最大ひび割れ幅推移 (UFC 南袖壁)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	1.40	3.50
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.65	1.10
	曲げピーク	-	-	-	-	3.00	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	0.00	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(ai) 負側 UFC 南袖壁

最大ひび割れ幅推移 (UFC 南袖壁)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	0.55	1.30
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.25	1.30
	曲げピーク	-	-	-	-	2.50	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	0.00	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(aj) 正側 北スラブ

最大ひび割れ幅推移 (北スラブ)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	0.10	0.10
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.10	0.10
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(ak) 負側 北スラブ

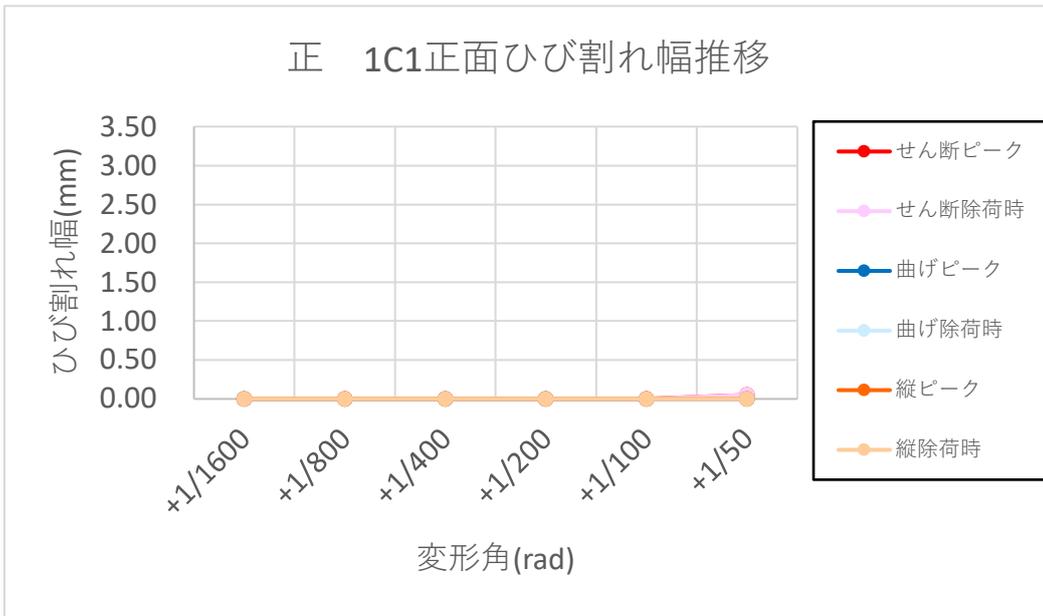
最大ひび割れ幅推移 (北スラブ)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	0.10	0.15
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.10	0.05
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(a) 正側 南スラブ

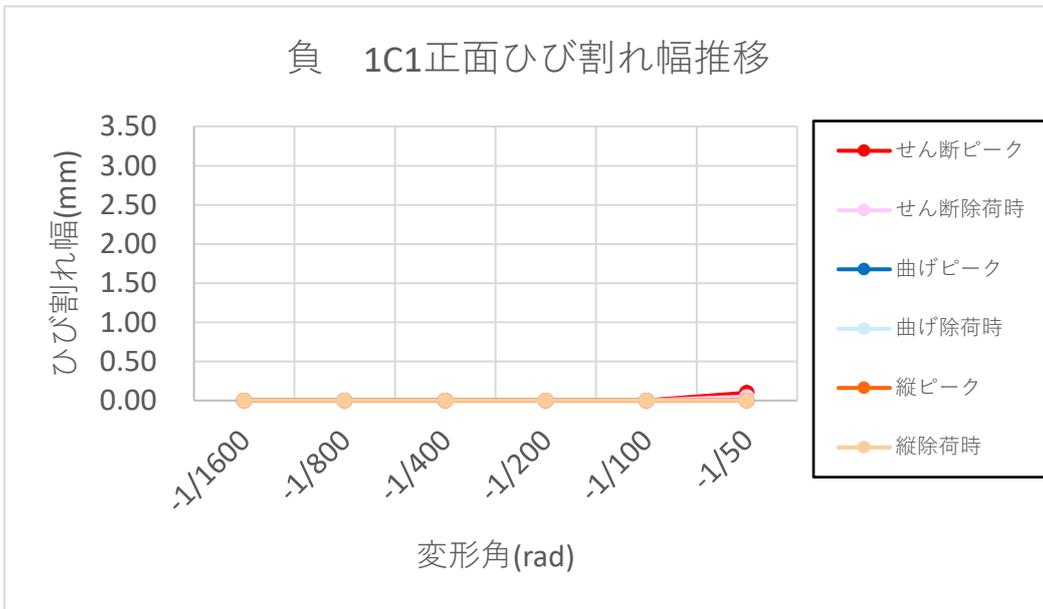
最大ひび割れ幅推移 (南スラブ)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	0.10
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	0.10
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(am) 負側 南スラブ

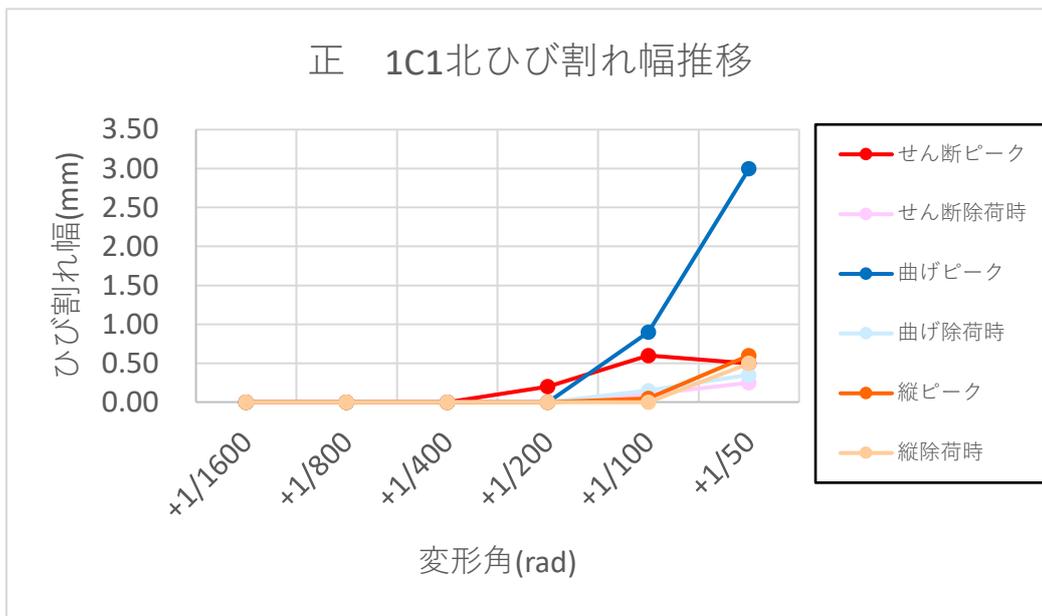
最大ひび割れ幅推移 (南スラブ)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	0.10	0.10
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.10	0.10
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-



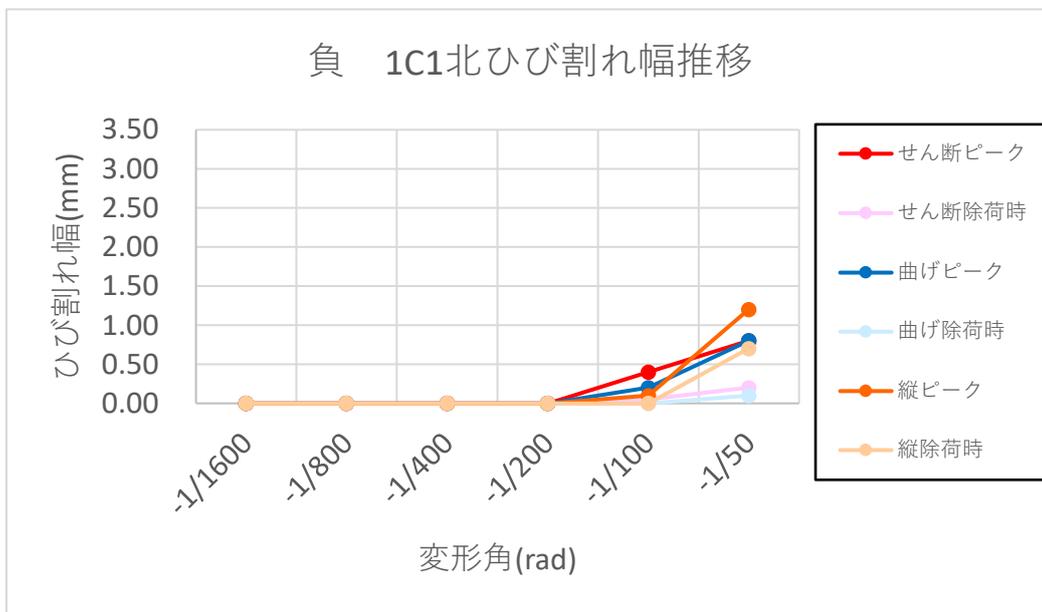
(a) 正側 1C1 正面



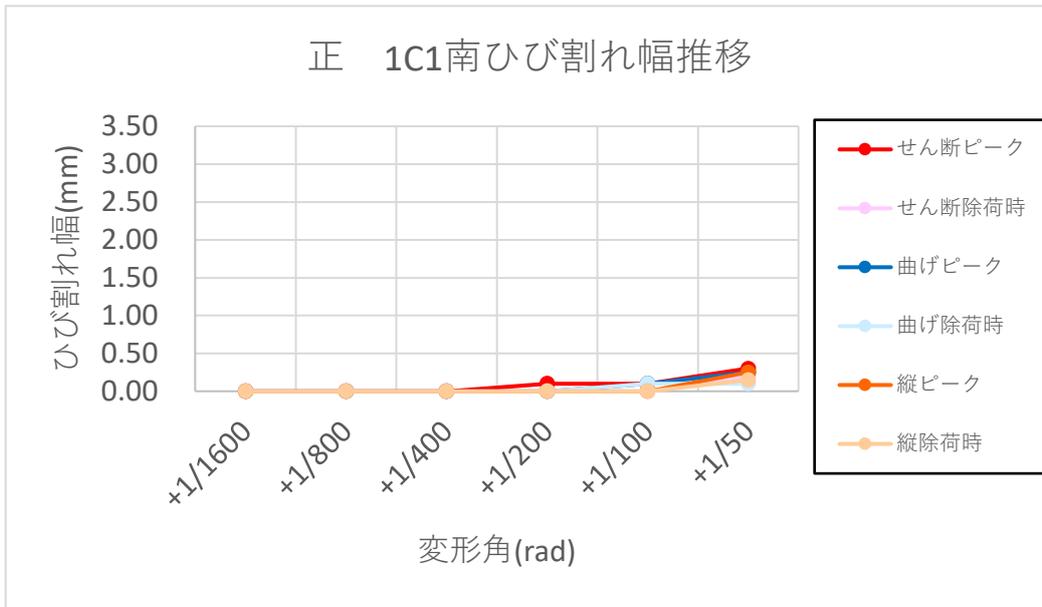
(b) 負側 1C1 正面



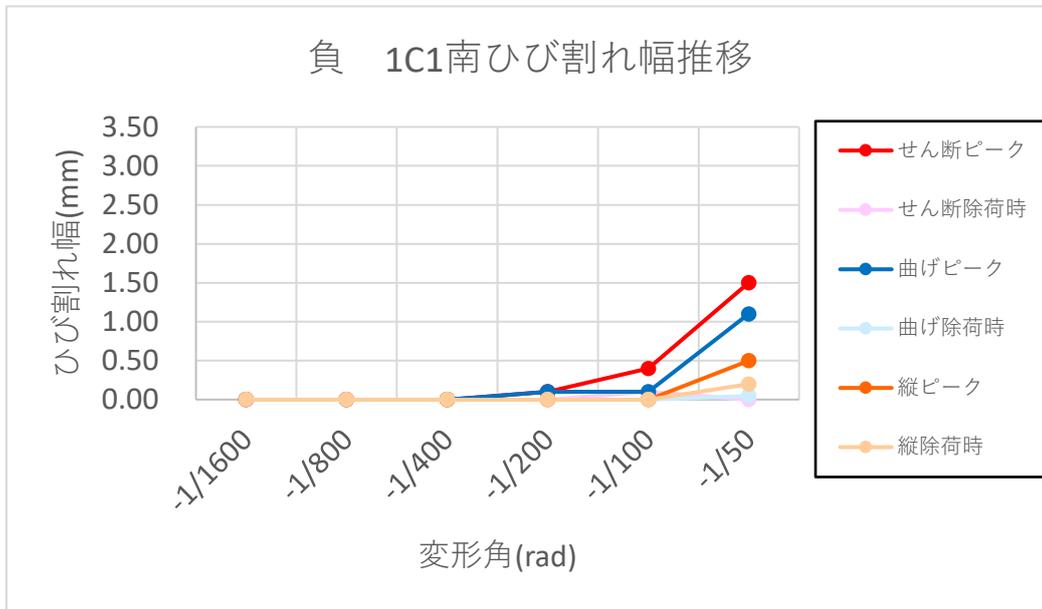
(c) 正側 1C1 北



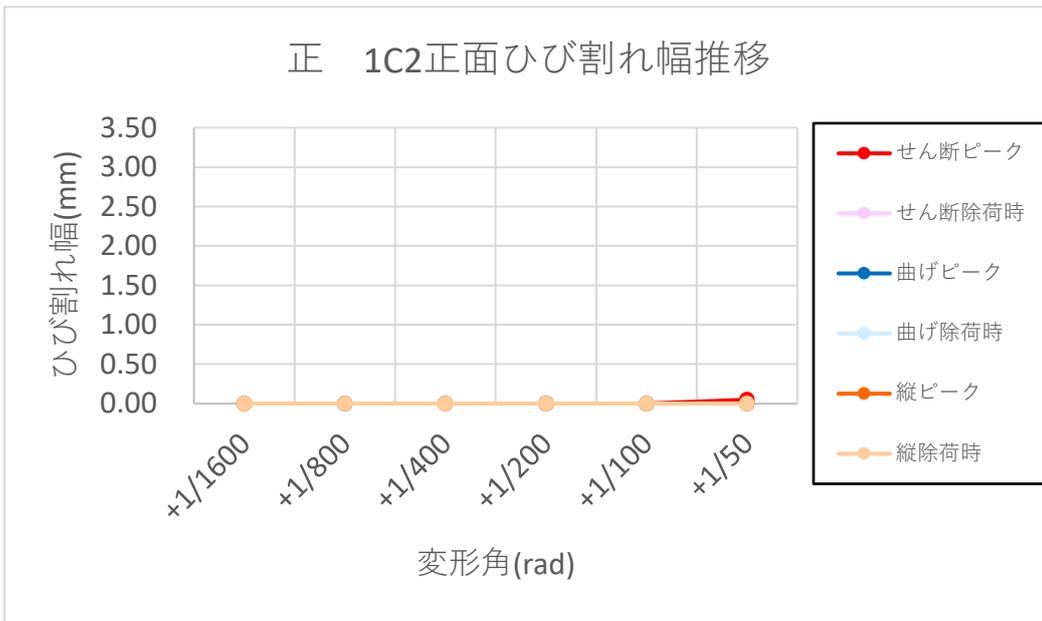
(d) 負側 1C1 北



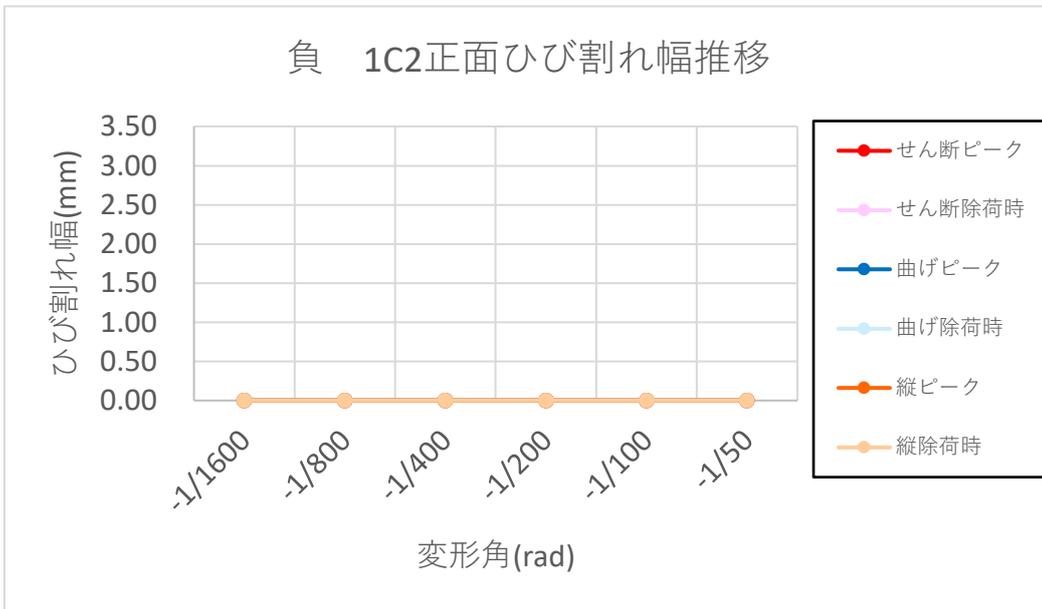
(e) 正側 1C1 南



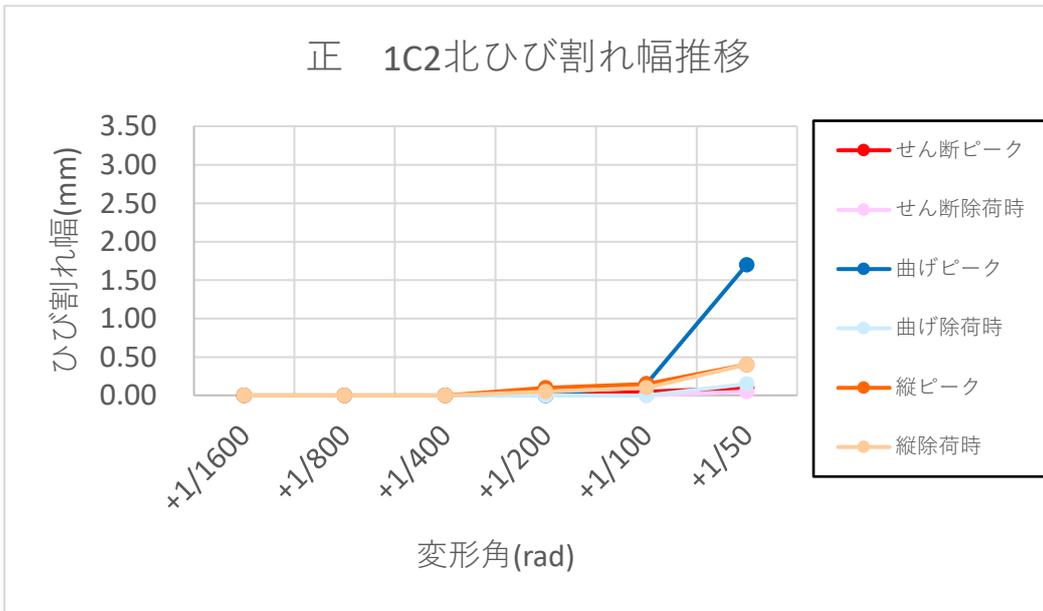
(f) 負側 1C1 南



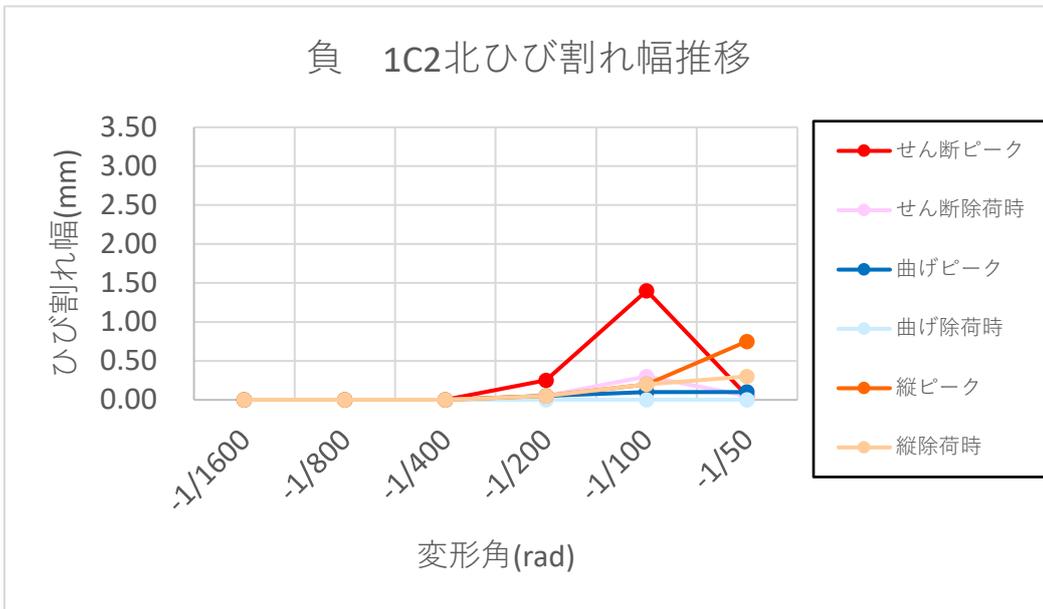
(g) 正側 1C2 正面



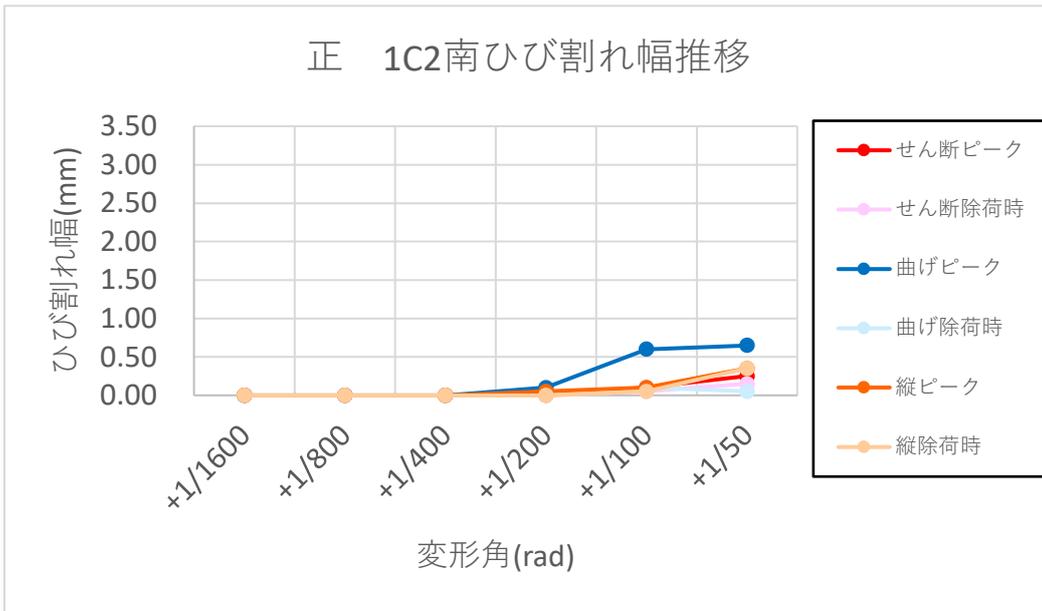
(h) 負側 1C2 正面



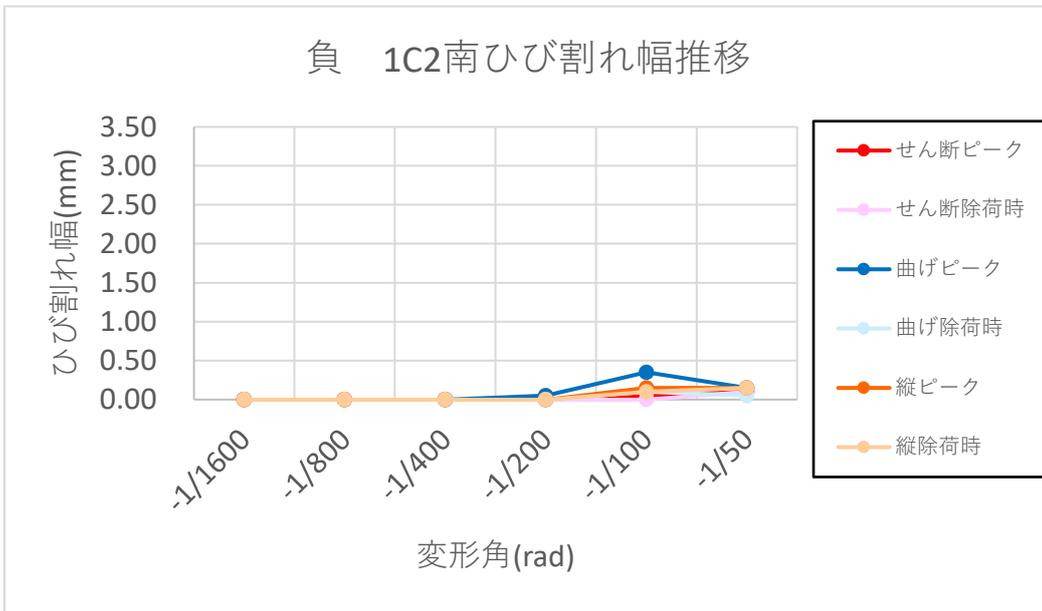
(i) 正側 1C2 北



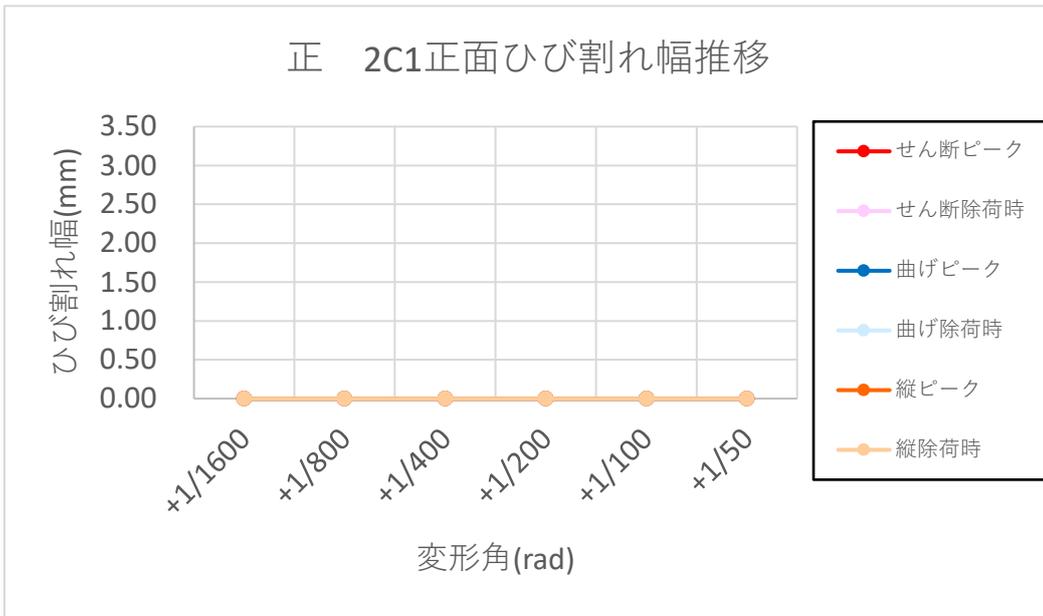
(j) 負側 1C2 北



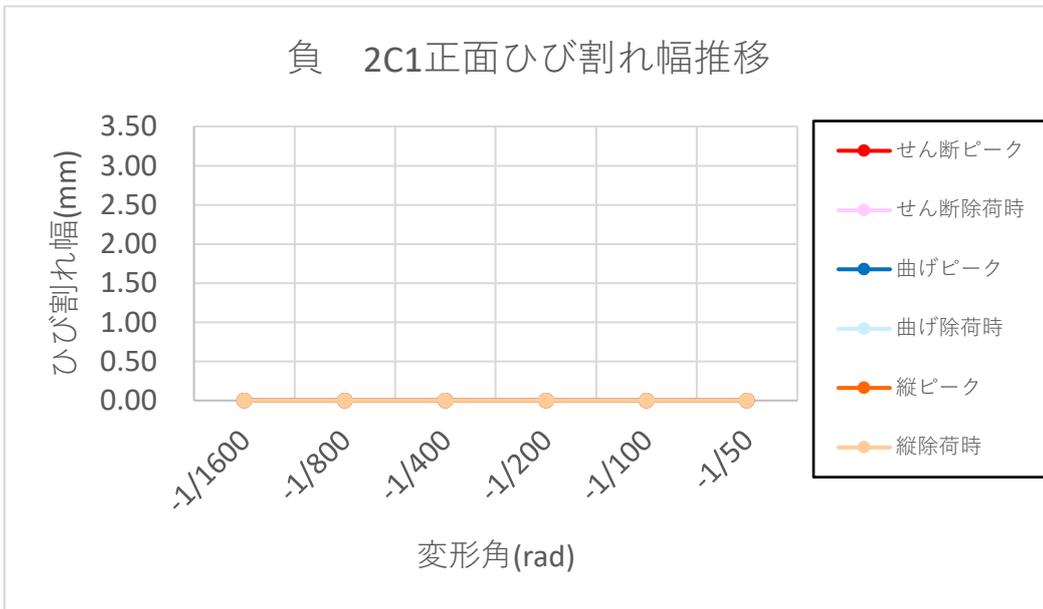
(k) 正側 1C2 南



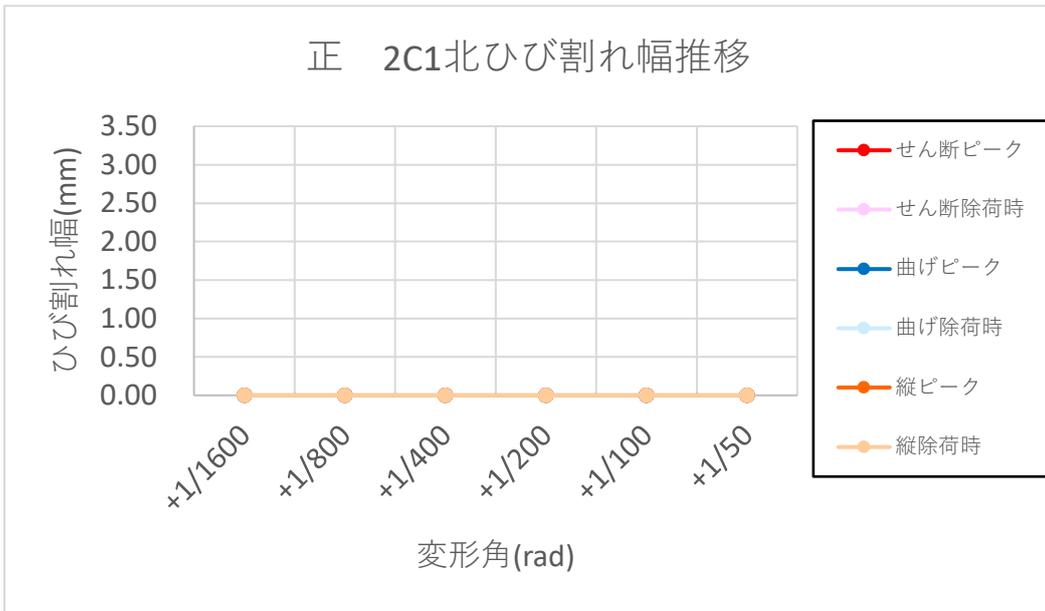
(l) 負側 1C2 南



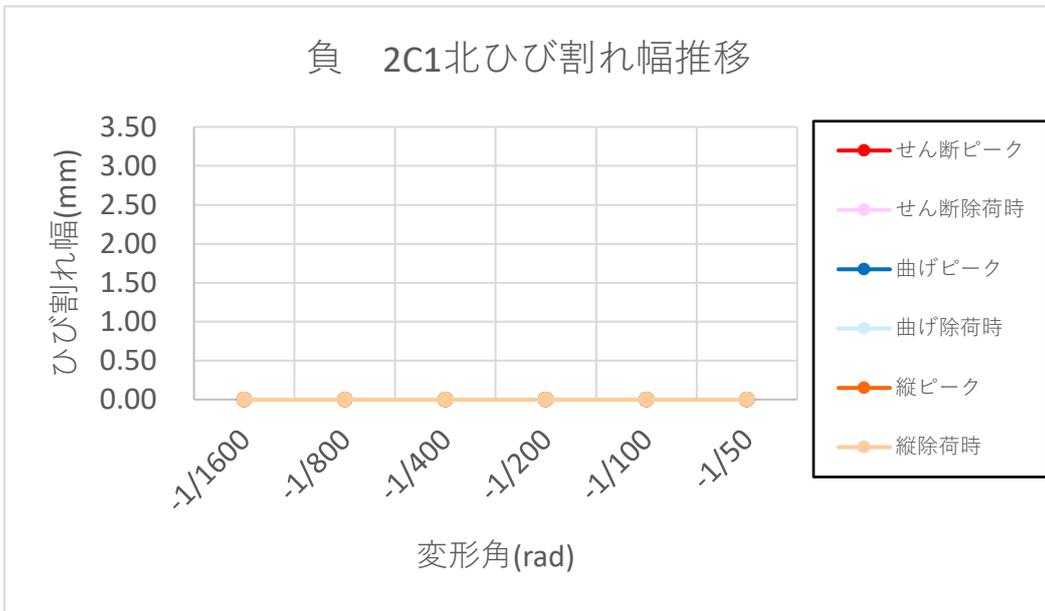
(m) 正側 2C1 正面



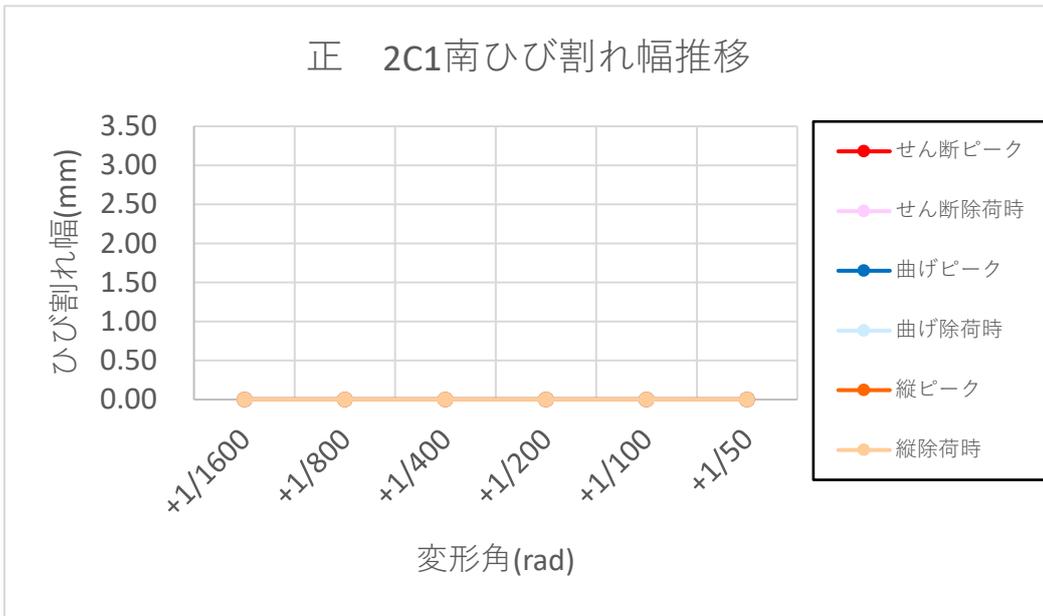
(n) 負側 2C1 正面



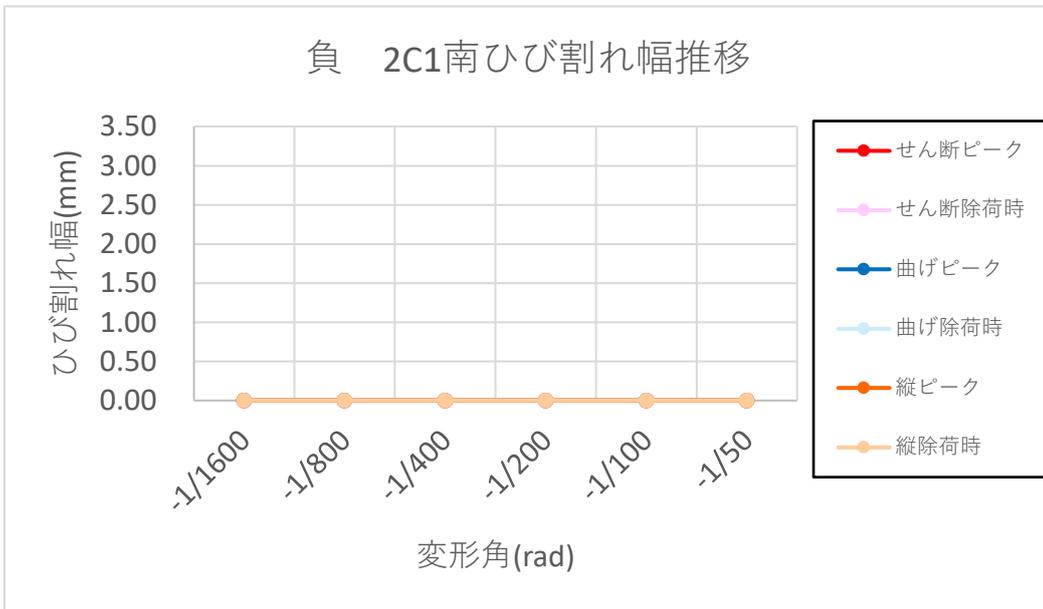
(o) 正側 2C1 北



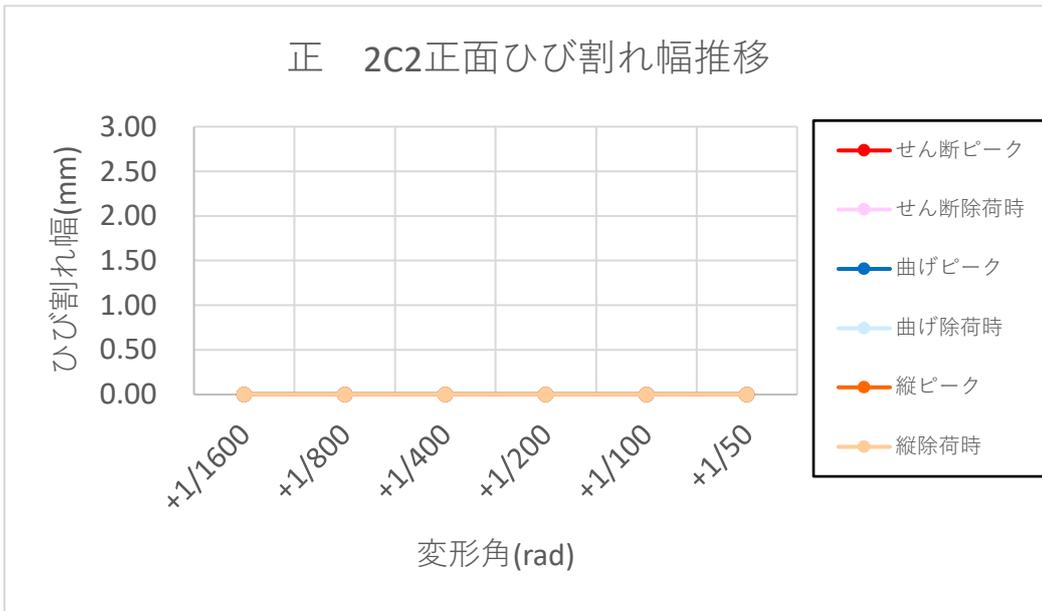
(p) 負側 2C1 北



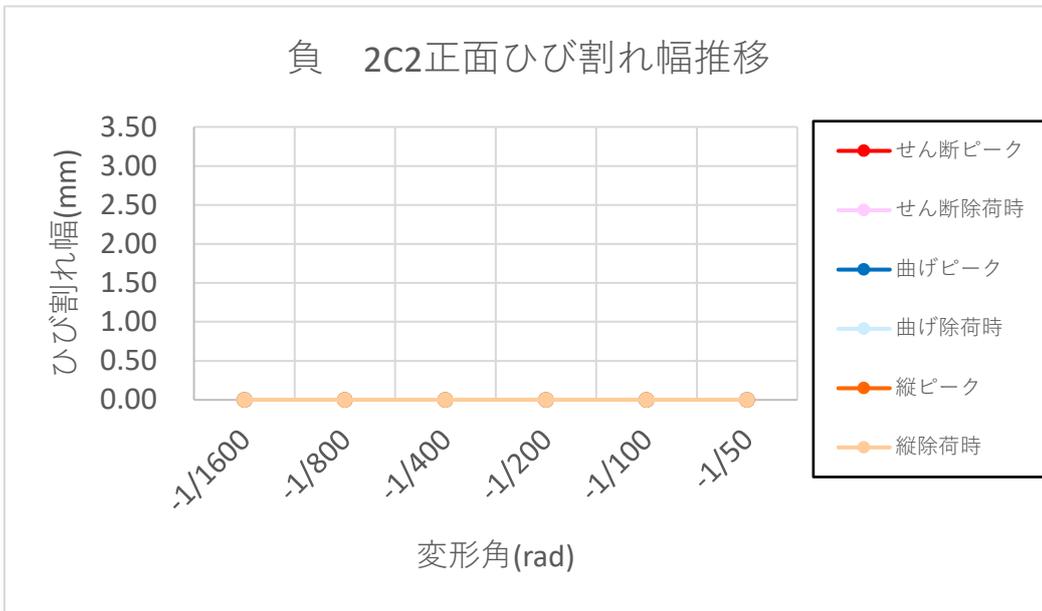
(q) 正側 2C1 南



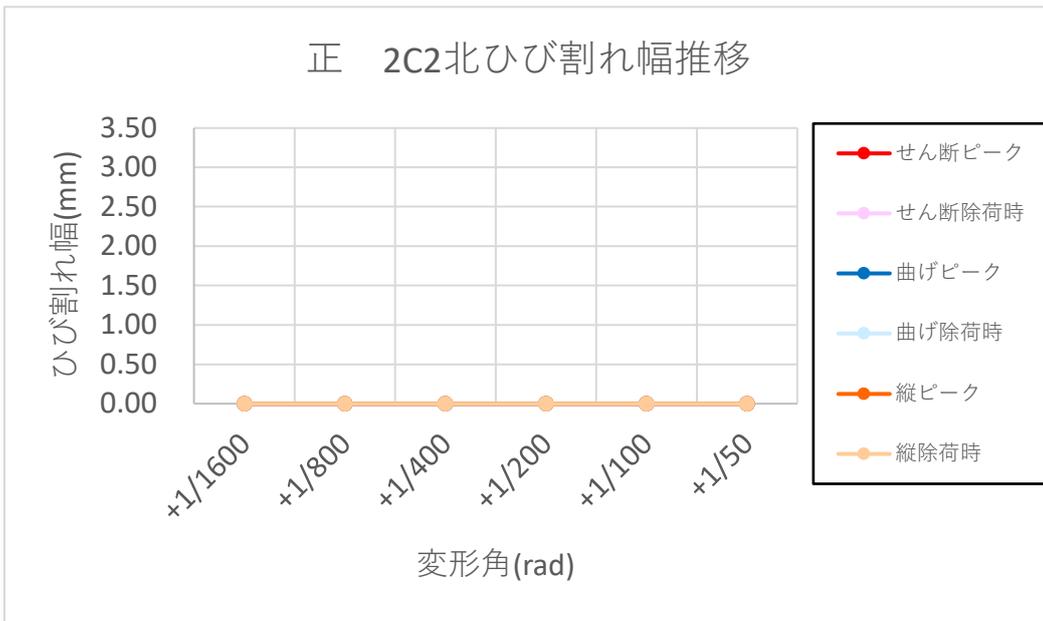
(r) 負側 2C1 南



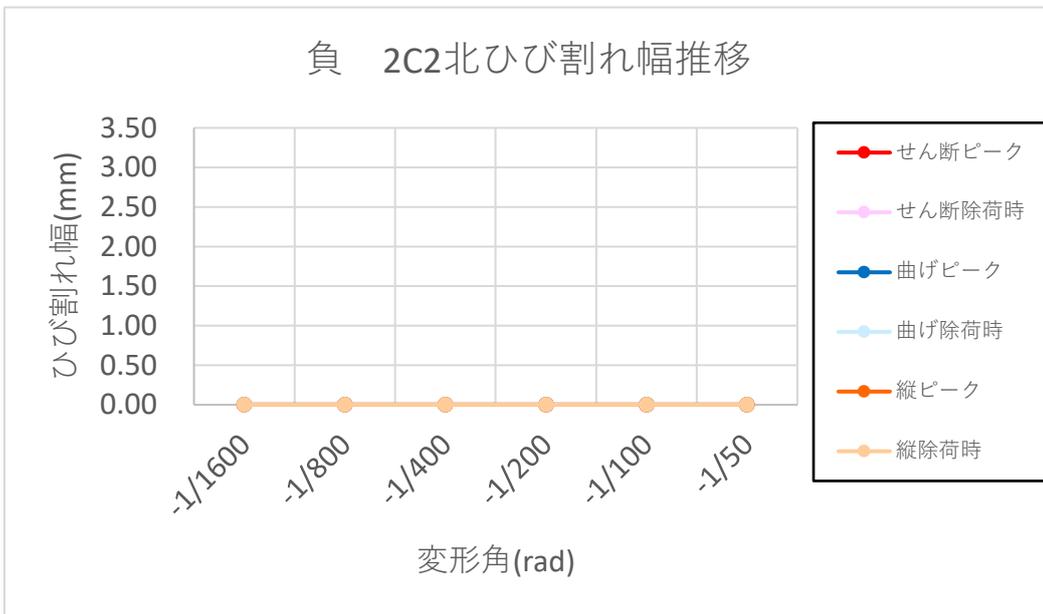
(s) 正側 2C2 正面



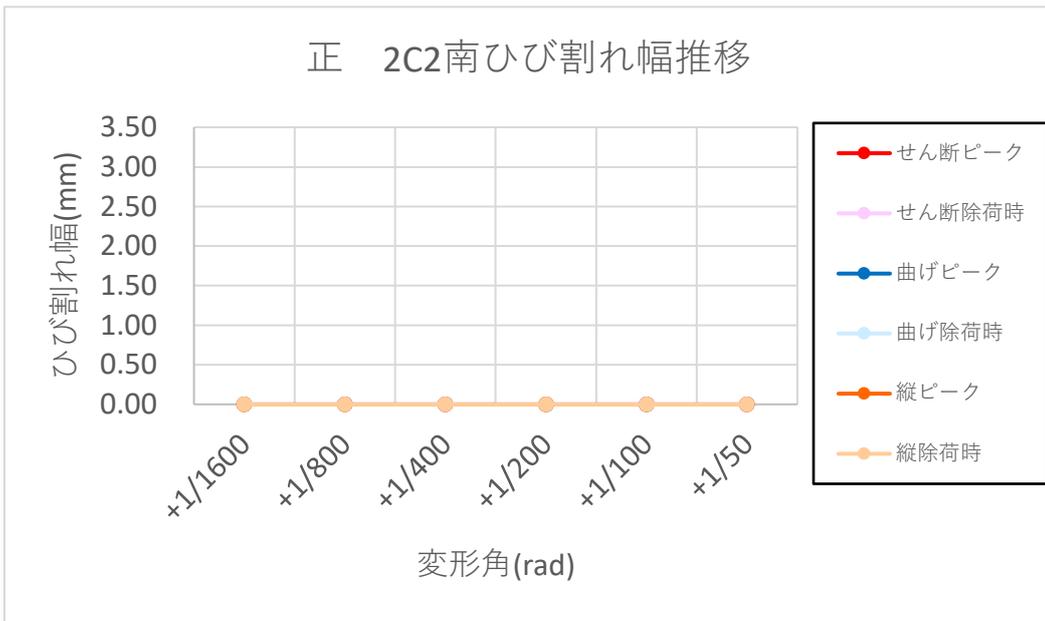
(t) 負側 2C2 正面



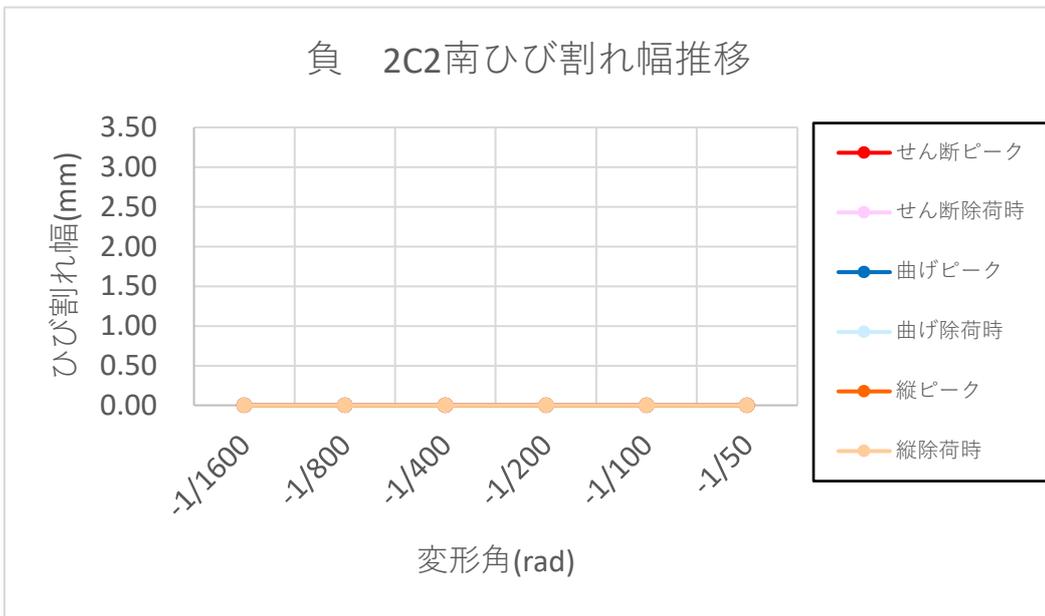
(u) 正側 2C2 北



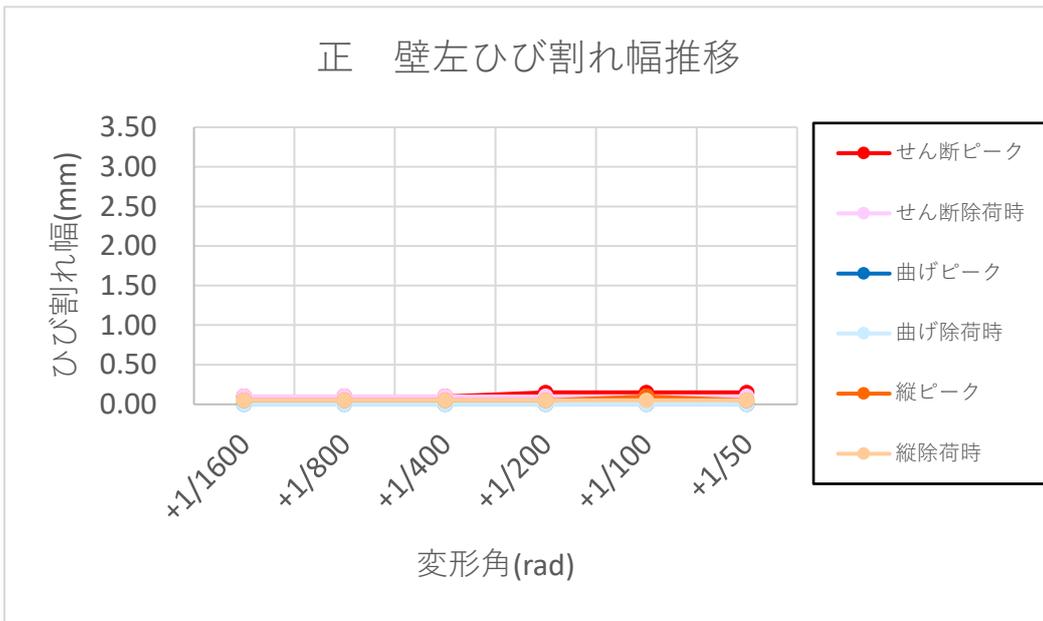
(v) 負側 2C2 北



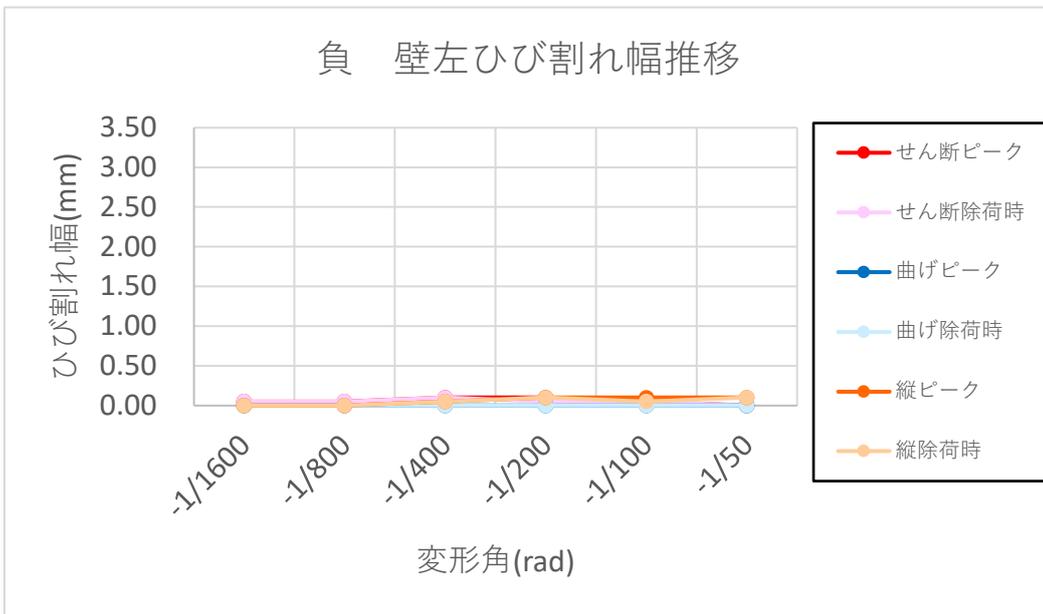
(w) 正側 2C2 南



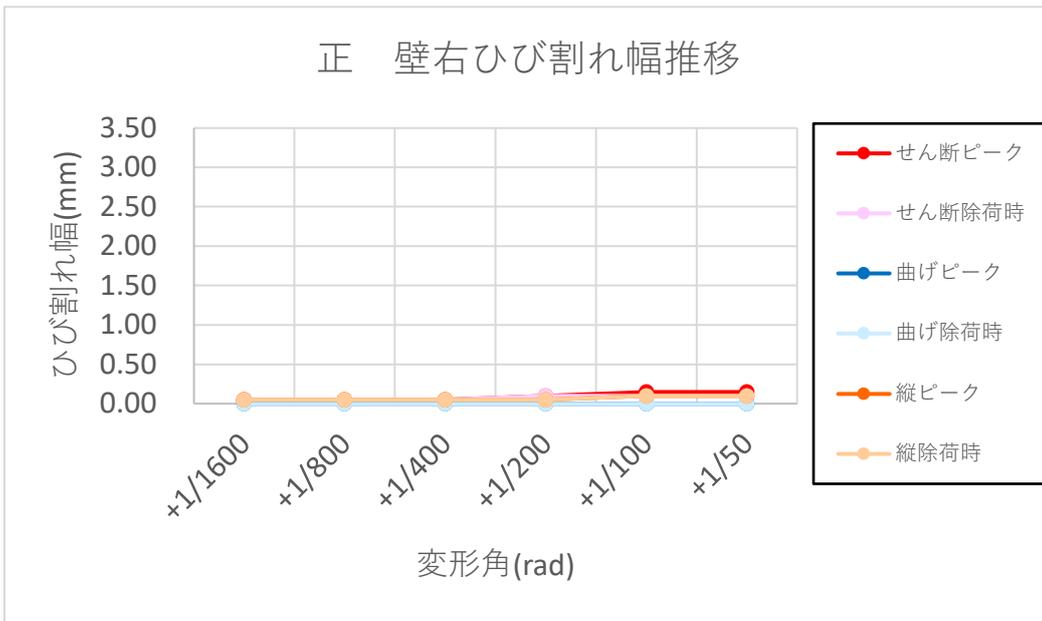
(x) 負側 2C2 南



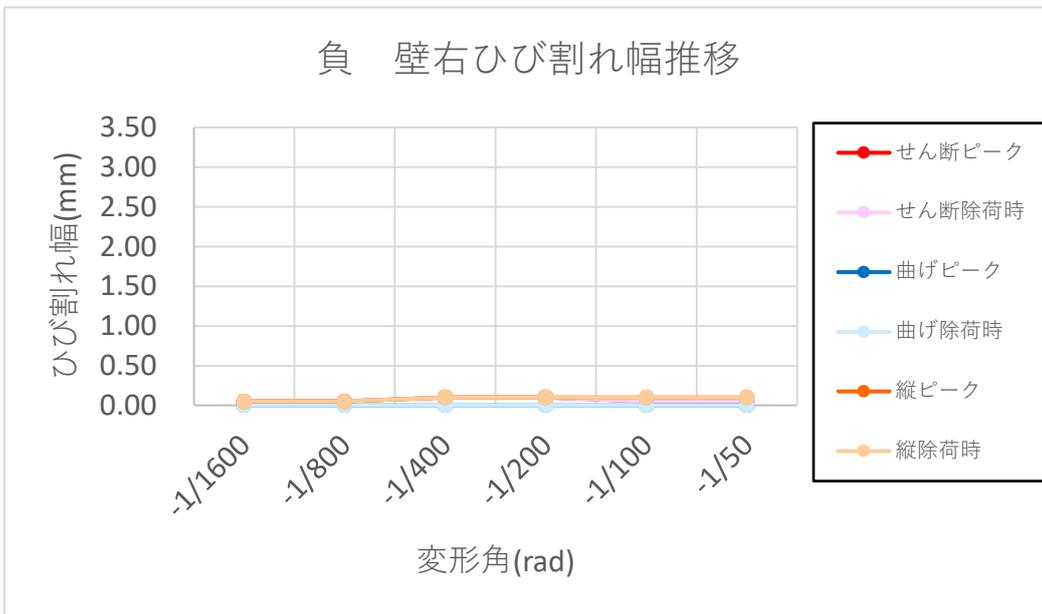
(y) 正側 壁左



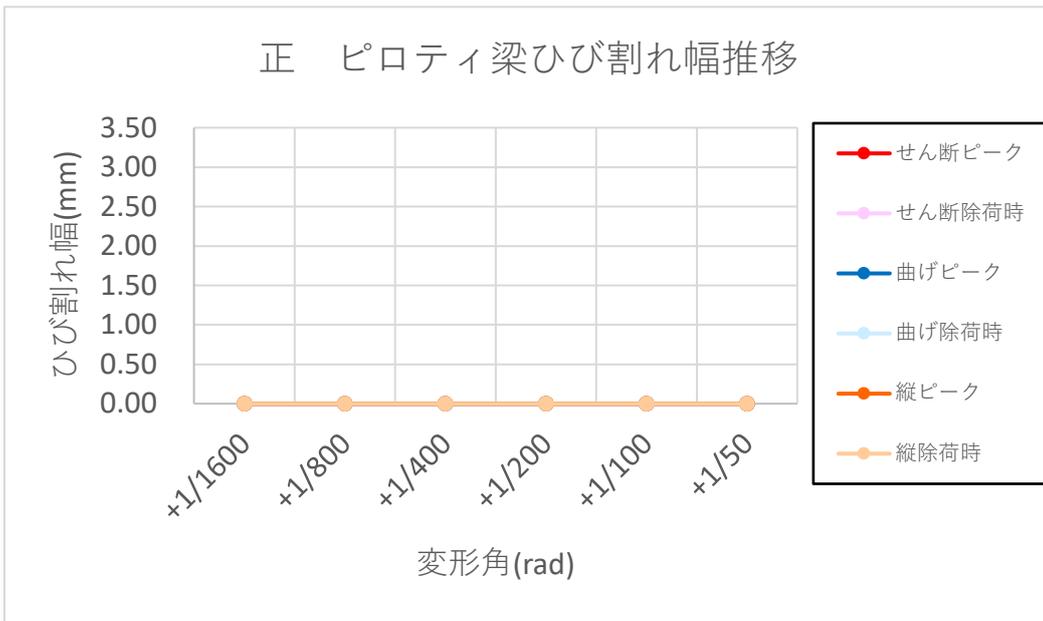
(z) 負側 壁左



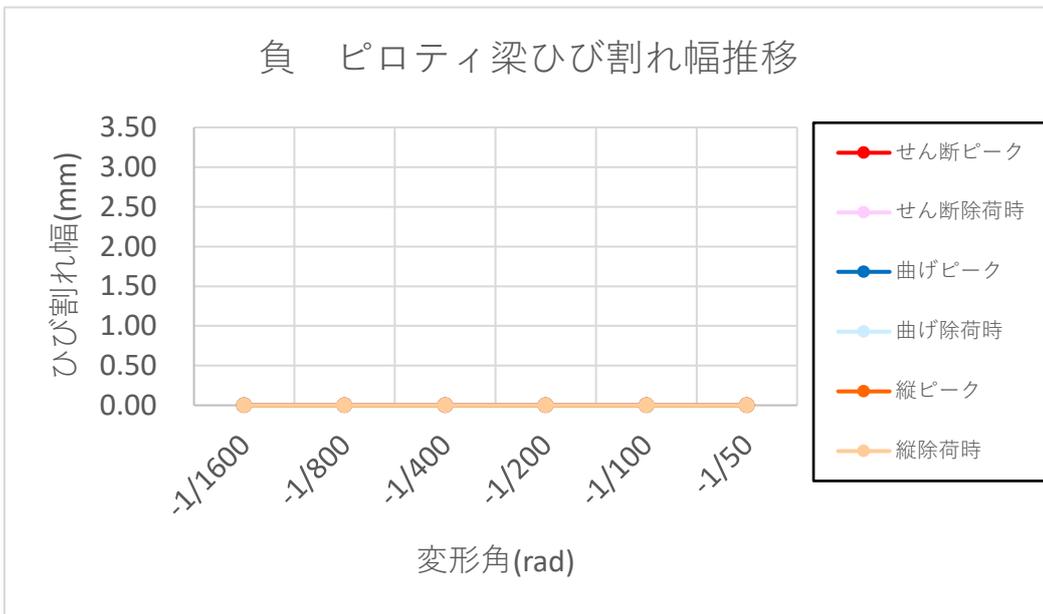
(ab) 正側 壁右



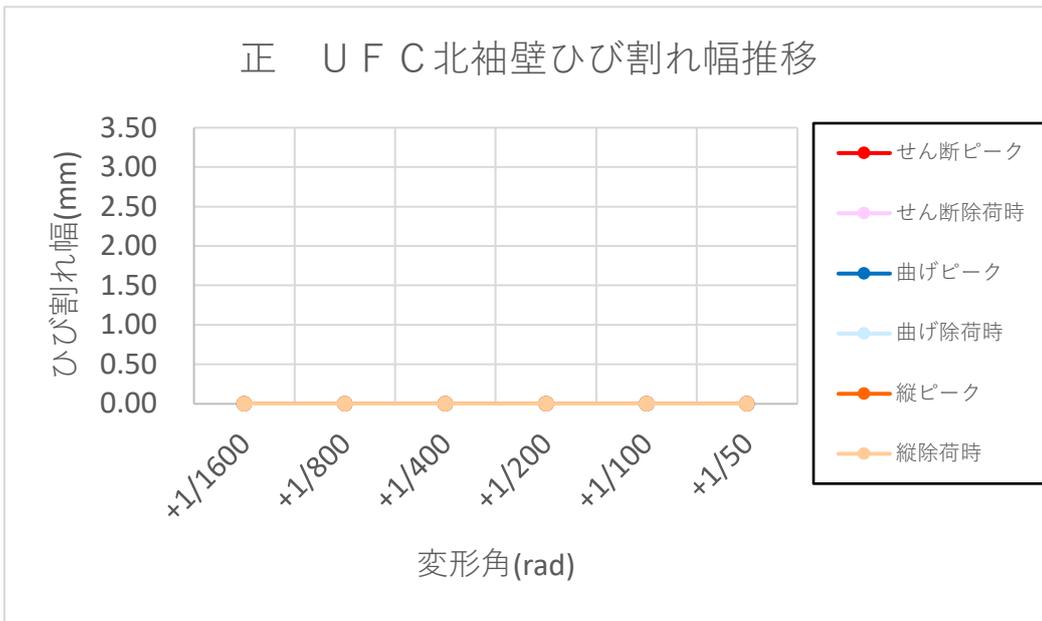
(ac) 負側 壁右



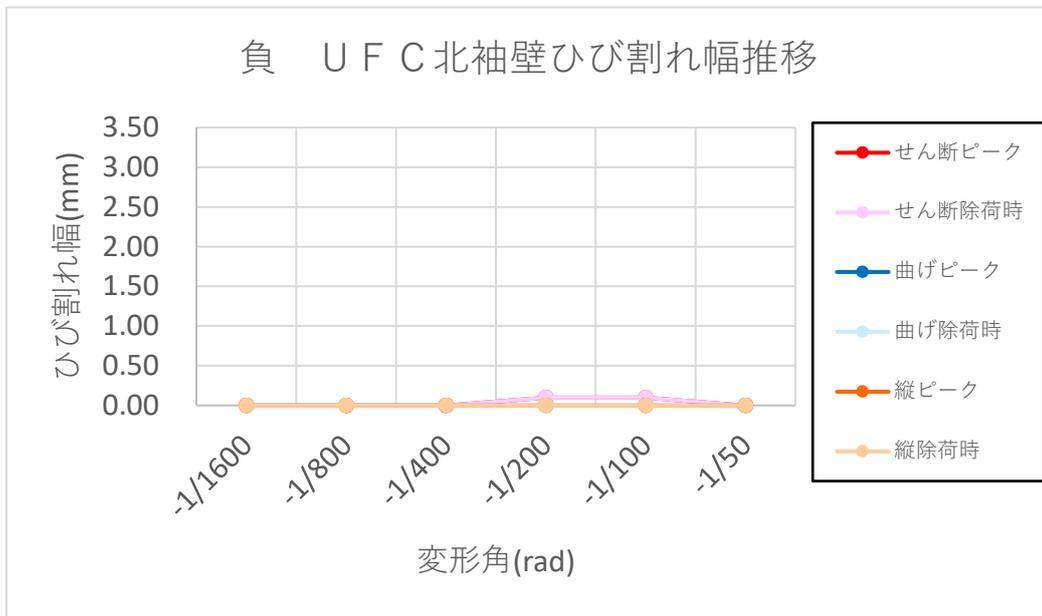
(ad) 正側 ピロティ梁



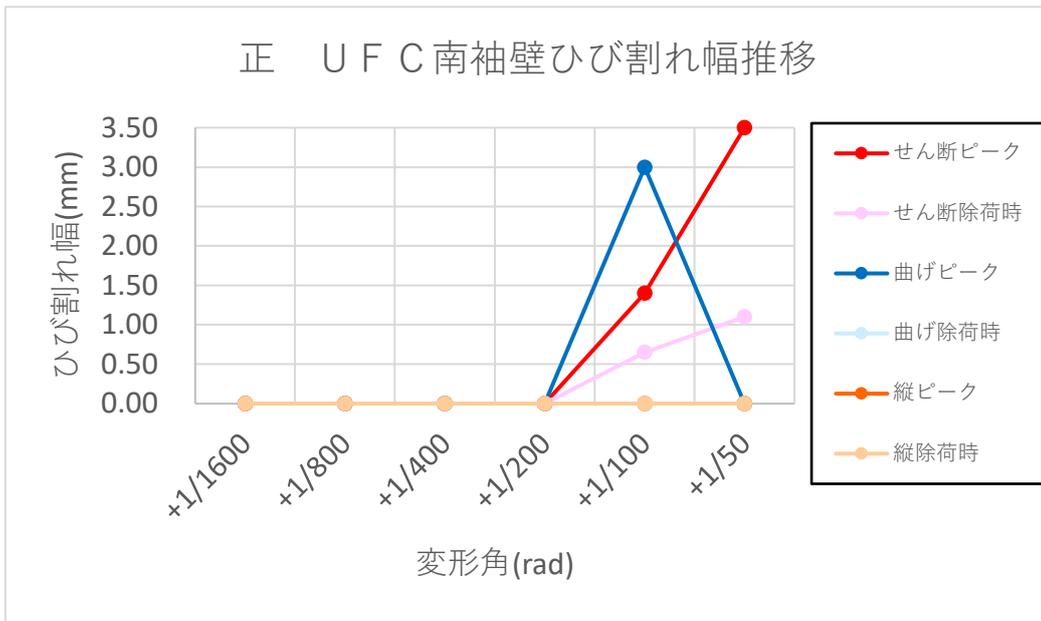
(ae) 負側 ピロティ梁



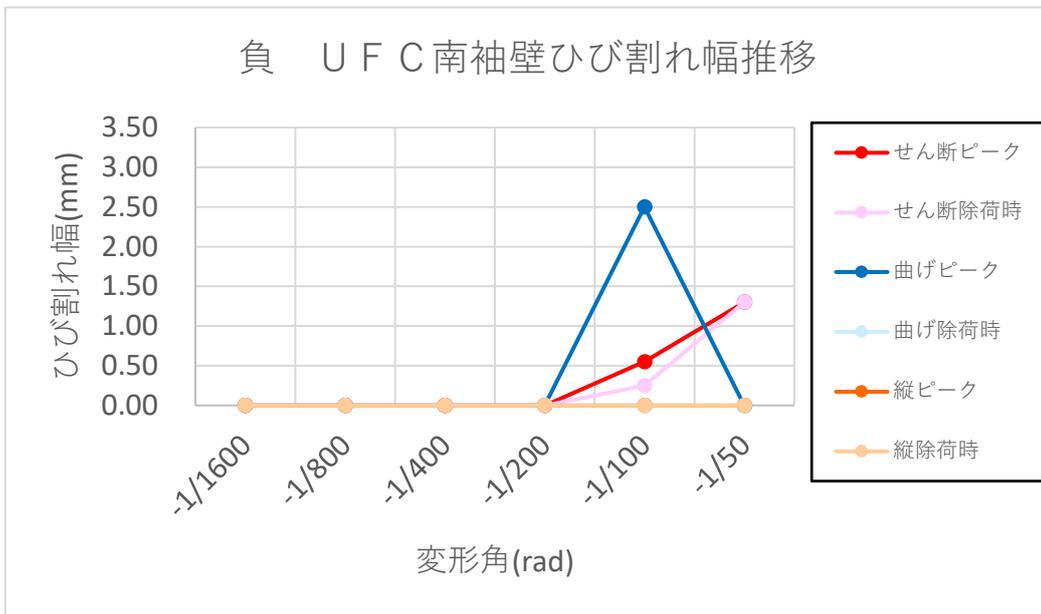
(af) 正側 UFC 北袖壁



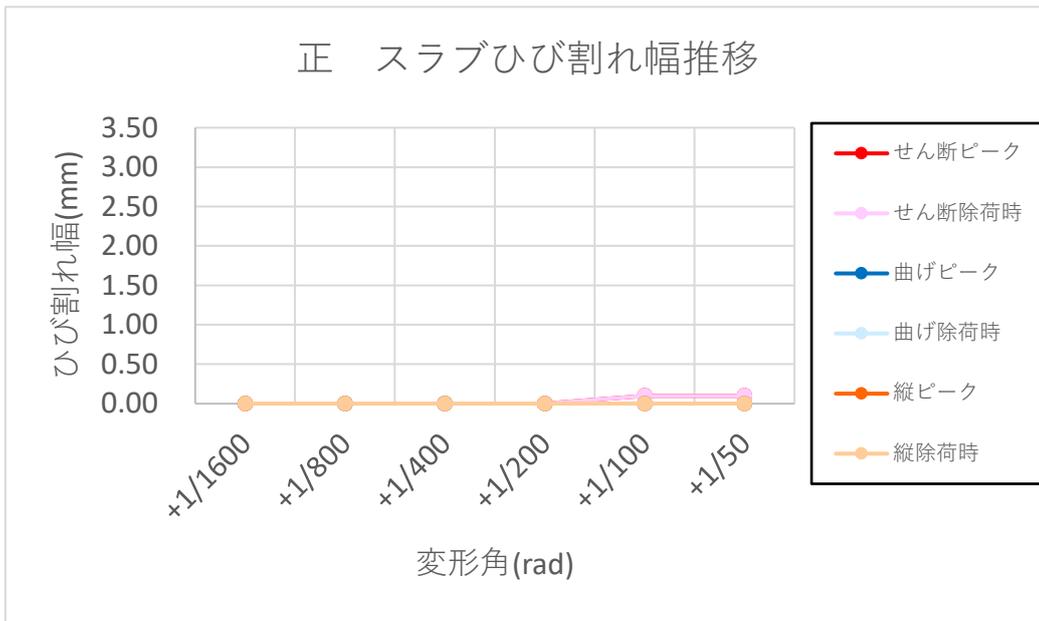
(ag) 負側 UFC 北袖壁



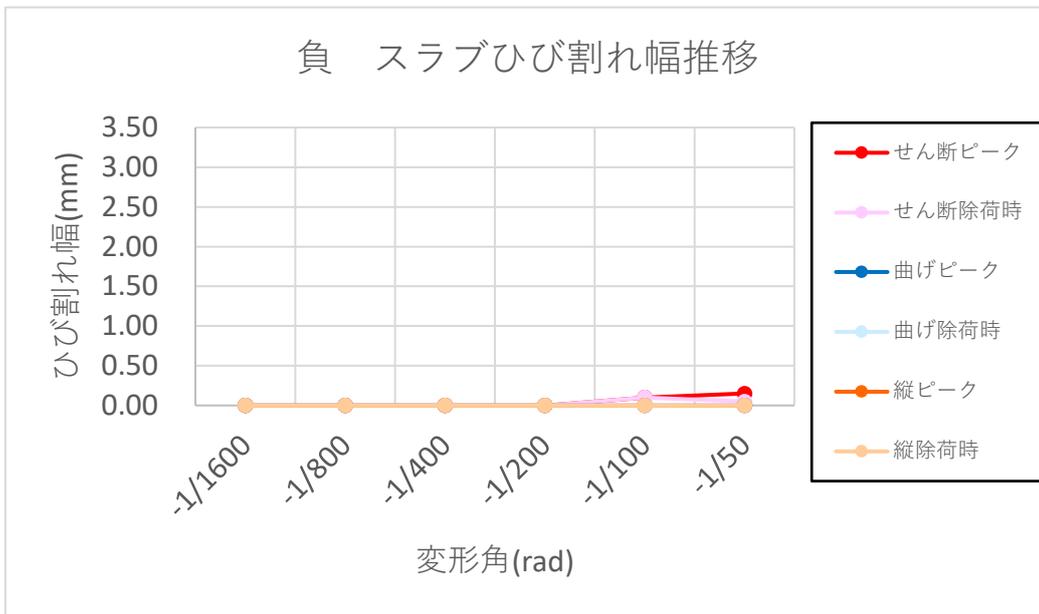
(ah) 正側 UFC 南袖壁



(ai) 負側 UFC 南袖壁



(aj) 正側 北スラブ



(ak) 負側 北スラブ

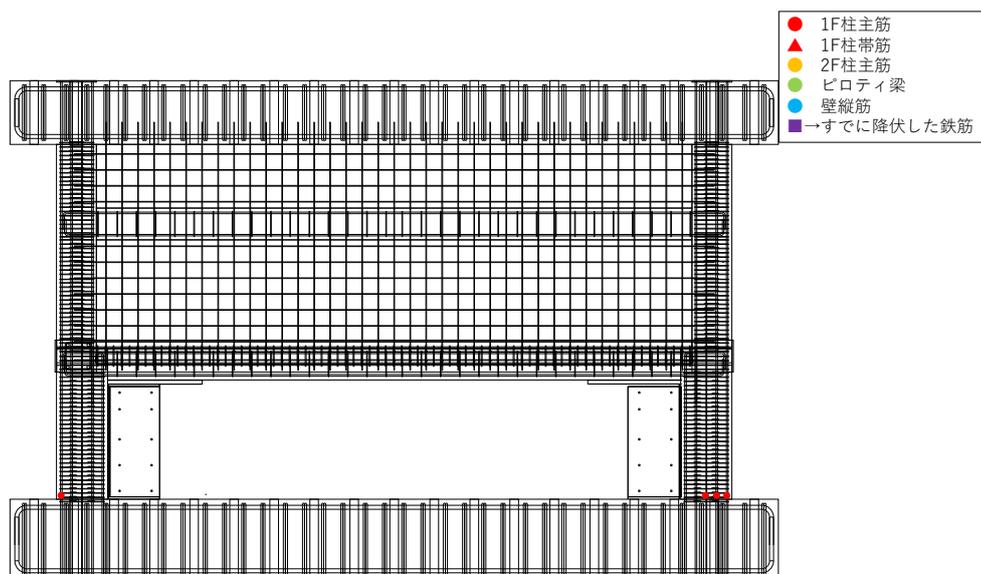
図 5.3.3-11 ひび割れ幅推移

(4) 鉄筋降伏状況

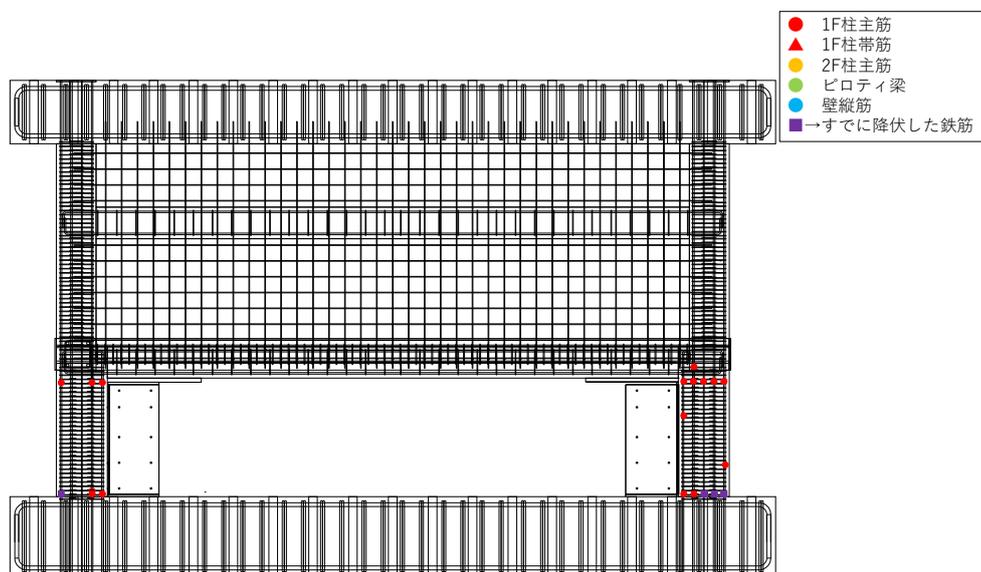
ひずみデータから得られたデータを表 5.3.3-2 に、一層の変形角ごとにおける降伏鉄筋位置のプロットを図 5.3.3-1 に示す。

表 5.3.3-2 鉄筋降伏状況

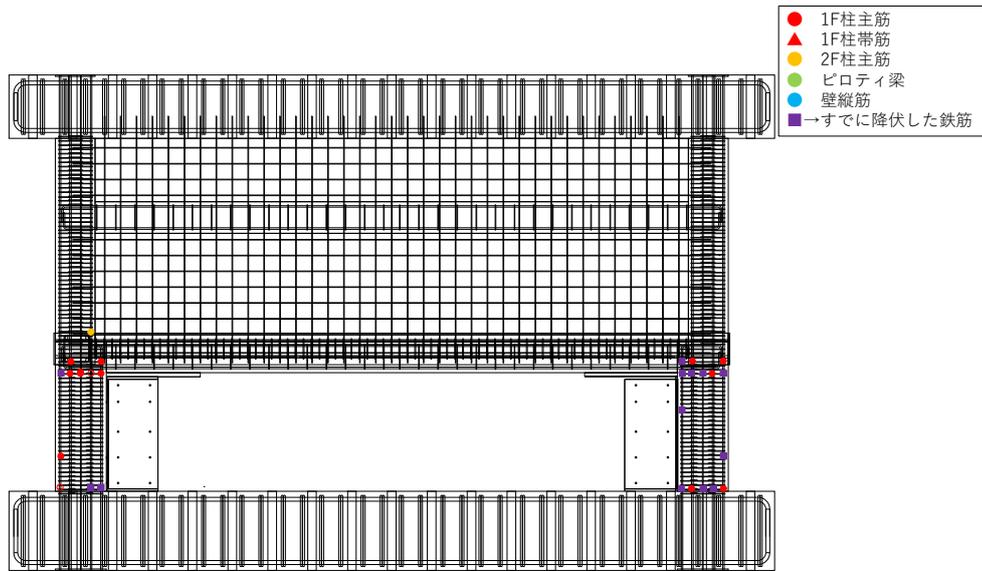
部材名	鉄筋種類	降伏	
		引張	圧縮
1C1	主筋	引張	○
		圧縮	○
	帯筋	引張	○
		圧縮	×
1C2	主筋	引張	○
		圧縮	×
	帯筋	引張	○
		圧縮	×
2C1	主筋	引張	○
		圧縮	×
	帯筋	引張	×
		圧縮	×
2C2	主筋	引張	○
		圧縮	×
	帯筋	引張	×
		圧縮	×
2階梁	主筋	引張	○
		圧縮	×
	あばら筋	引張	×
		圧縮	×
耐震壁	縦筋	引張	○
		圧縮	×
	横筋	引張	×
		圧縮	×



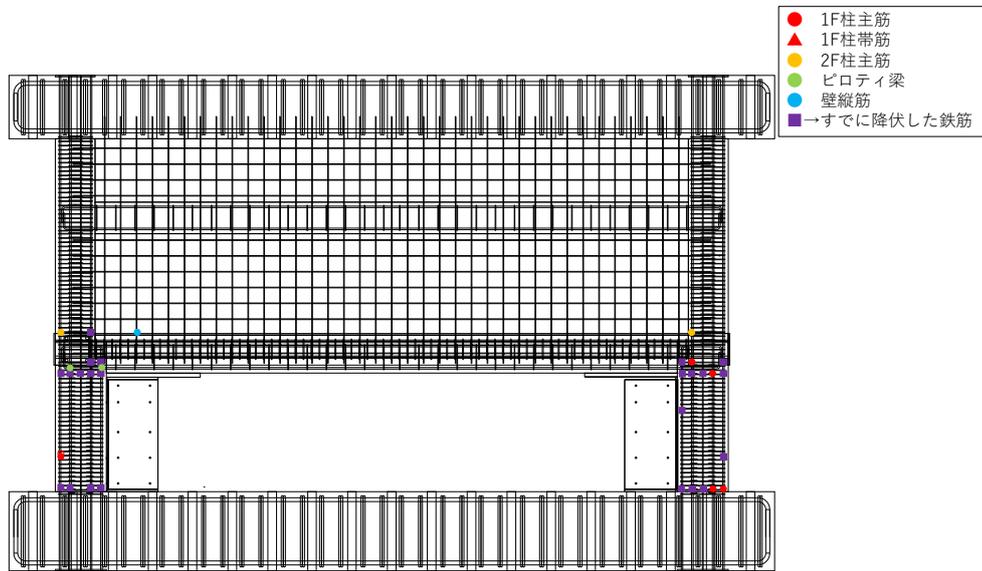
(b)  $R1=1/200$



(c)  $R1=1/100$



(d)  $R1=1/50$



(e)  $R1=1/33$

図 5.3.3-12 降伏鉄筋位置のプロット

(5) 反曲点高さ

反曲点高さは曲率が 0 となる位置を算定する。

1 階柱の反曲点高さ比について得られた結果を表 5.3.3-3 及び図 5.3.3-13 に示す。

表 5.3.3-3 反曲点高さ比

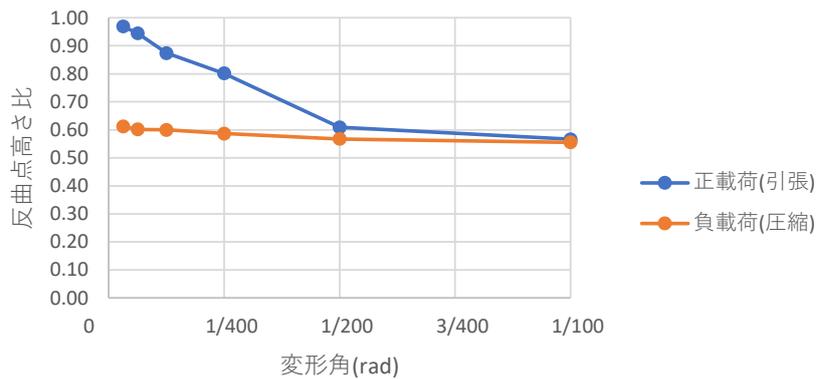
(a) 1C1 柱

	1/3200	1/1600	1/800	1/400	1/200	1/100
正載荷時(引張)	0.97	0.94	0.87	0.80	0.61	0.57
負載荷時(圧縮)	0.61	0.60	0.60	0.59	0.57	0.56

(b) 1C2 柱

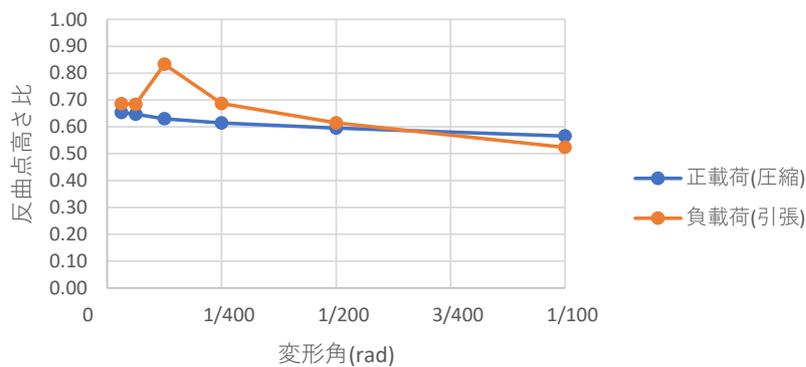
	1/3200	1/1600	1/800	1/400	1/200	1/100
正載荷時(圧縮)	0.65	0.65	0.63	0.61	0.60	0.57
負載荷時(引張)	0.69	0.68	0.83	0.69	0.61	0.52

ピーク時反曲点高さ比 1C1



(a) 1C1 柱

ピーク時反曲点高さ比 1C2



(b) 1C2 柱

図 5.3.3-13 反曲点高さ比

### 5.3.4 実験結果まとめ

本実験で得られた知見を下記のように示す。

(無補強試験体 F1)

- 1F ピロティ柱について、設計時に想定した柱のせん断破壊または軸方向ひび割れを伴う破壊は見られず、せん断補強筋の降伏も見られなかった。また、事前の検討では反曲点が柱の中央にあると考えていたが、実験では柱脚しか主筋が降伏しておらず、反曲点が柱の中央より上にあることがわかった。
- 試験体は以下のような順番で破壊が進んでいった。1Rx=0.86%時の耐力低下は、2F 壁のスリップ破壊によるものと考えられる。また、この時の壁のスリップ破壊は梁の軸伸び変形や梁端部の圧壊を伴っているものと考えられる。
  - ① 1F ピロティ柱 (引張軸力側) の曲げ降伏 (1/400rad~1/200rad)
  - ② 1F ピロティ柱 (圧縮軸力側) の曲げ降伏 ( $iR_x=0.59\%$ )
  - ③ 2F 壁縦筋の降伏と 2F 壁脚部のスリップ ( $iR_x=0.86\%$ , このとき耐力低下)
  - ④ 2F 梁端の圧壊 (1Rx=0.86%~1.0%)

(補強試験体 F1-R, F2-R)

- 補強試験体 F1-R, F2-R は、UFC パネル補強を施すことで 1F ピロティ柱の柱脚と柱頭にヒンジが形成され、1層の層崩壊系の破壊形式となった。図 5.3.4-1 に示すように、1F の層間変形角で正負ともに 2.0%の繰返し載荷まで層せん断力が最大耐力の 80%以下に低下することはなく、良好な変形性能が得られた。
- 補強試験体の 1層の層せん断力の耐力の一覧を表 5.3.4-1 に示す。無補強試験体と補強試験体の載荷条件は同一ではないため単純な比較はできないが、表 5.3.4-1 に示すように、F1-R は正側で 1.49 倍、負側で 1.63 倍の耐力上昇、F2-R は正側で 1.59 倍、負側で 1.68 倍の耐力上昇が見られ、補強効果が確認できた。

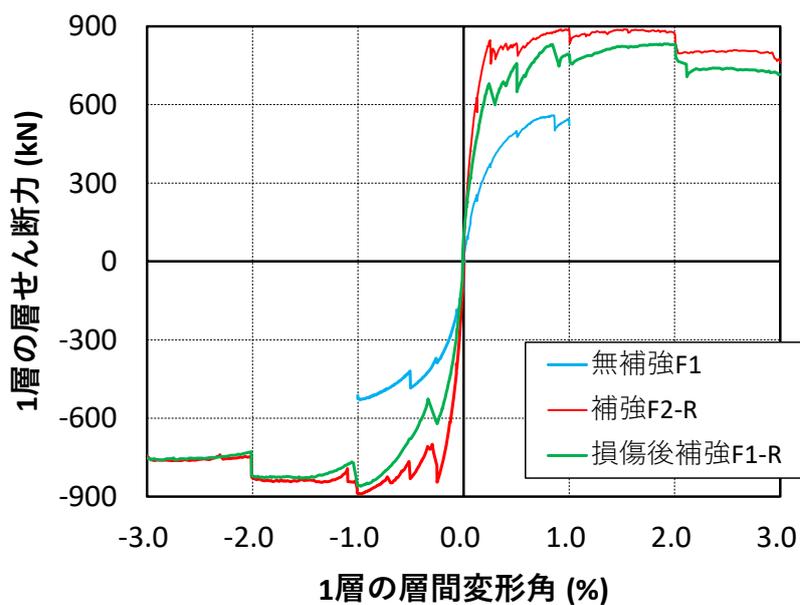


図 5.3.4-1 試験体ごとの比較

表 5.3.4-1 1 層層せん断力の最大耐力一覧

	無補強F1	損傷後補強F1-R	補強F2-R
正側最大耐力(kN)	559	833 (1.49)	890 (1.59)
負側最大耐力(kN)	-529	-861 (1.63)	-890 (1.68)

※括弧内の値は、補強試験体の最大耐力を無補強試験体の最大耐力で除した値

## 5.4 骨組み解析

### 5.4.1 無補強試験体

#### (1) 解析概要

解析には任意形状フレームの弾塑性解析プログラム SNAPver.7(構造システム(株))を使用する。本検討では静的増分解析を行う。荷重増分による静的解析を行い、荷重分布は実験の加力に沿い、載荷点位置に 1、試験体 2F レベルに-0.35 とした。最大層間変形角 1/80(rad.)を目標値に設定した。

#### (2) 架構のモデル化方法

##### ■ 節点の設定

柱・梁をそれぞれの構造芯で線材化し、部材同士及び部材と下スタブの接合部にそれぞれ節点を設定する。また、耐震壁に関しては上下梁の壁端部にも節点を設ける。1 階柱脚・側柱脚部の節点は、移動・回転に関する自由度を拘束し、そのほかの節点はいずれの自由度も非拘束とする (表 5.4.1-1)。

表 5.4.1-1 節点の拘束条件

節点位置	移動			回転		
	X 方向	Y 方向	Z 方向	X 方向	Y 方向	Z 方向
1 階柱脚・側柱脚部	固定	固定	固定	固定	固定	固定
他	自由	自由	自由	自由	自由	自由

※ X : 水平方向 Y : 奥行方向 Z : 鉛直方向

##### ■ 剛域の設定

壁フェイス位置-D/4 (柱・梁・壁フェイスより接合部側へは入らない)

このとき、剛域端が柱・梁・耐震壁フェイス位置よりも接合部側へ入らないように剛域の入り込み量を制限している。

##### ■ 危険断面位置の設定

危険断面位置は剛域端に設ける。

##### ■ その他の設定

- ・モデル名称一覧を表 5.4.1-2 に、モデル図を図 5.4.1-1 に示すが、詳細は後述する。
- ・本試験体は熊本地震で被災した 10 層の実建物の 2.5 層分を模したものであり、鉛直ジャッキで加力点高さを 4400mm 位置に調整した。解析では 2F 耐震壁と同等の耐震壁が 10 層までであると仮定し、実験と同様に 4400mm の位置 (図 5.4.1-1 の 0.5H の高さ) を加力した。
- ・材料強度は表 5.2.2-1 に示したコンクリート及び鉄筋の材料試験結果に基づき設定した。
- ・スラブのモデル化は省略するが、スラブ付き梁として剛性・耐力を考慮する。
- ・梁及びスラブは、軸方向変形が生じないようにすべて剛床と仮定する。

表 5. 4. 1-2 モデル名称一覧

モデル名	ピロティ梁		ピロティ柱
	スラブ有効幅 (mm)	スラブ厚 (mm)	ばねモデル
モデル0	剛梁としてモデル化		単軸ばね
モデル1	275	100	単軸ばね
モデル2	275	100	MS
モデル3	625	152	単軸ばね
モデル4	625	152	MS

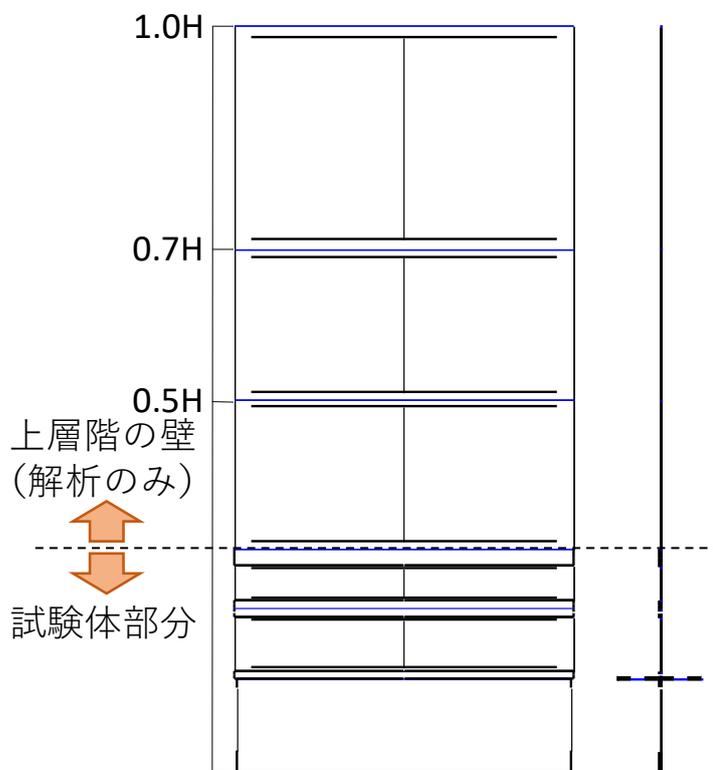


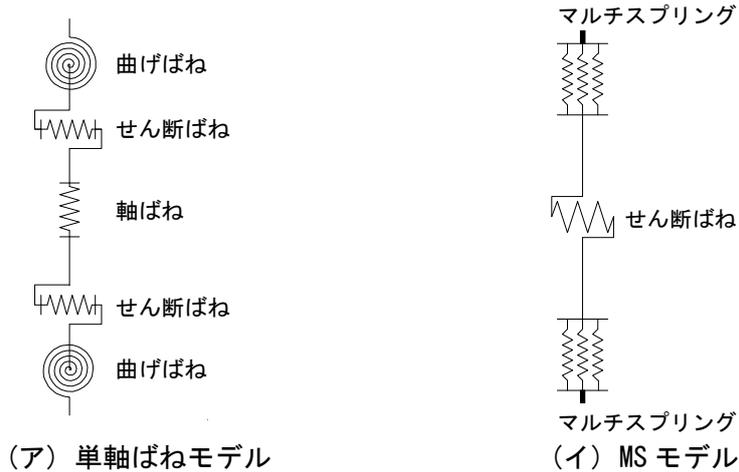
図 5. 4. 1-1 モデル図

(3) 部材のモデル化方法

本検討におけるパラメータはピロティ柱のばねモデル化と梁のモデル化の違いで、ピロティ柱のばねモデルは、単軸ばねモデルと MS モデルの 2 通りである。

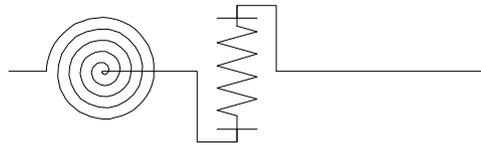
各部材のばねモデル図を図 5.4.1-2 に示す。以下に各部材のモデル化方法について示す。

ピロティ柱の単軸ばねモデルは曲げ・せん断・軸成分ごとにモデル化する。曲げばね及びせん断ばねの骨格曲線は、ひび割れ強度・終局強度を折れ点とする 3 折れ線でモデル化し、ひび割れ強度・終局強度・ひび割れ後剛性低下率を設定した。軸ばねの骨格曲線は、圧縮側は弾性、引張側は引張強度を折れ点とする 2 折れ線でモデル化し、引張強度を設定した。

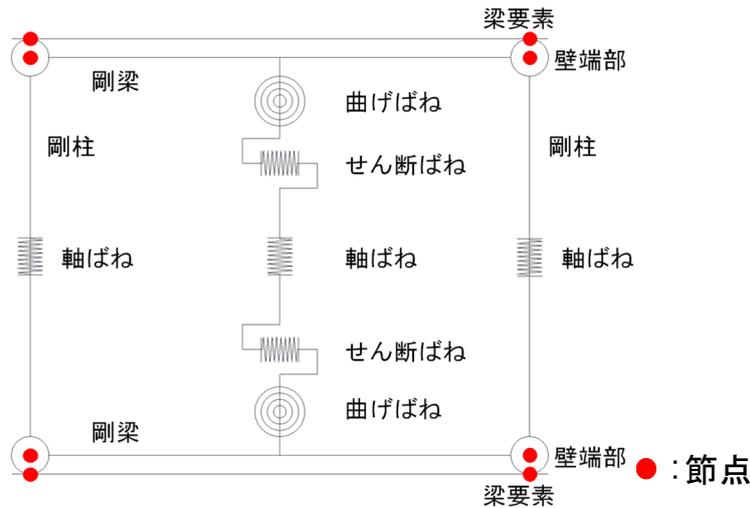


(a) ピロティ柱

曲げばね    せん断ばね



(b) ピロティ梁 (スラブ引張：弾性，スラブ圧縮：曲げ・せん断ばね)



(c) 耐震壁

図 5.4.1-2 ばねモデル

## 第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

ピロティ柱の MS モデルは、曲げ・軸成分は Multi-Spring，せん断成分は単軸ばねによりモデル化し、柱頭柱脚の危険断面位置に Multi-Spring を有し、中央にせん断ばねを有する。MS モデルの鉄筋ばねは柱断面の配筋と同位置に配置し、コンクリートばねはかぶりコンクリートとコアコンクリートをそれぞれ設定し配置した。

MS モデルの断面要素分割の概要を図 5.4.1-3 に示す。

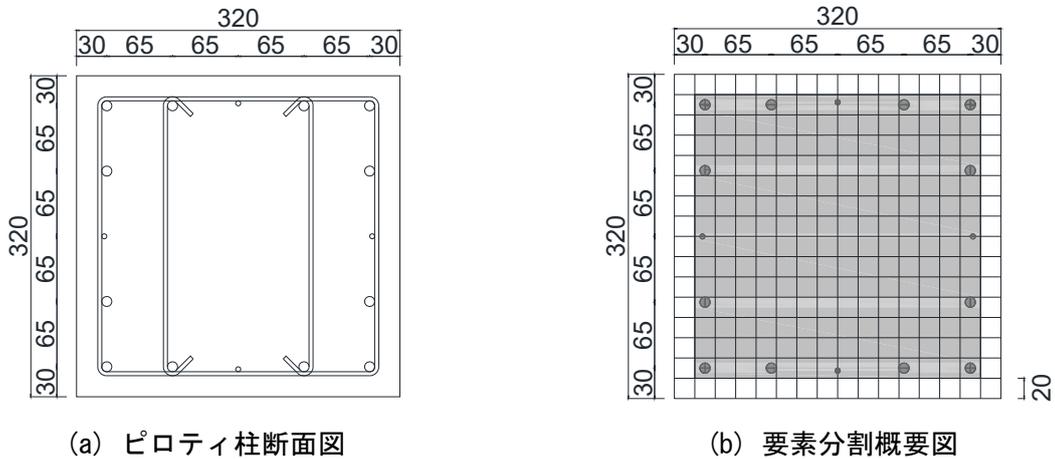


図 5.4.1-3 MS 要素の断面要素分割の概要 (単位 : mm)

コンクリート要素の応力-ひずみ関係は圧縮強度の 3 割の強度と圧縮強度を折れ点とする 3 折れ線でモデル化した。また、圧縮強度に達した後は終局位置  $U(f_u, d_u)$  に向かう耐力低下を考慮した。 $f_u, d_u$  は (式 5.4.1-1) (式 5.4.1-2) により算定した。

$$f_u = \lambda f_c \quad (\text{式 5.4.1-1})$$

$$d_u = \mu \varepsilon_0 \quad (\text{式 5.4.1-2})$$

ここで、

$\lambda$  : かぶりコンクリートの場合 0.9, コアコンクリートの場合 0.7

$f_c$  : 圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$\mu$  : 3 とした

$\varepsilon_0$  : 圧縮側最大強度歪

鉄筋要素は、圧縮側と引張側が対称な降伏点を折れ点とする 2 折れ線でモデル化した。各ばねの骨格曲線算定結果を図 5.4.1-4, 図 5.4.1-5 に示す。

ピロティ梁は、剛性の大きい梁とする通常モデルに加えて、文献[5-3]を参考に梁降伏を考慮したモデル化を行った。ここで、文献[5-3]では梁は剛とし、梁の構造芯の節点部分に曲げばねを設定しているのに対し、本検討では、梁端部の曲げ・せん断ばねはスラブ引張時には弾塑性特性を、スラブ圧縮時には弾性ばねをそれぞれ危険断面位置に設定した。ただし、本試験体のピロティ梁は、スラブは付帯しているが並行した梁が無く、スラブ厚は実験加力の都合上、中央部と端部(スタブ部分)で異なる(図 5.4.1-6 の 2F レベルの網かけ部分で示すように、端部から 300mm はスラブ厚 200mm, 中央部は 100mm で

ある) ことから, RC 規準のスラブ付き梁の剛性・耐力評価式を適用できない。本試験体のスラブ付き梁の剛性評価は部材実験などにより評価される必要があるが, 本論ではこのスラブが梁の剛性に与える影響度合いを把握することを目的として, スラブ有効幅を最小で考慮した場合(有効幅 275mm)と最大で考慮した場合(有効幅 625mm)の2通りでモデル化を行い, 有効幅 275mm の場合には, スラブ厚 100mm, 有効幅 625mm の場合には, スラブ厚平均 152mm でモデル化を行った。ここで, スラブ厚平均はスラブの全長さに対する等価厚さである。各種ばねの骨格曲線はピロティ柱同様に, ひび割れ強度・終局強度・ひび割れ後剛性低下率は文献[5-1]に基づき設定した。

耐震壁は3本柱置換によりモデル化し, 耐震壁両脇の両端ピンで接続される軸ばねのみを有する側柱, 耐震壁中央の曲げばね, せん断ばね, 軸ばねを有する鉛直材, 剛梁とする枠梁により構成する。各種ばねの骨格曲線はピロティ柱同様に, ひび割れ強度・終局強度・ひび割れ後剛性低下率・引張強度は文献[5-1]に基づき設定した。

なお, 各部材の降伏後剛性は初期剛性の 0.001 倍とし, 危険断面位置及び剛域長さはフェイス位置とした。

以上の組み合わせで表 5.4.1-2 に示す計 5 つのモデルを構築した。

また, ピロティ架構では変動軸力を考慮する必要があるため, ピロティ柱を単軸ばねでモデル化した場合には, 解析結果から得られる変動軸力から部材の強度算定を行い, その値がおおよそ収斂するまで繰り返し計算を行った。

その計算に用いる材料強度は表 5.2.2-1 に示したコンクリート及び鉄筋の材料試験結果に基づき設定した。

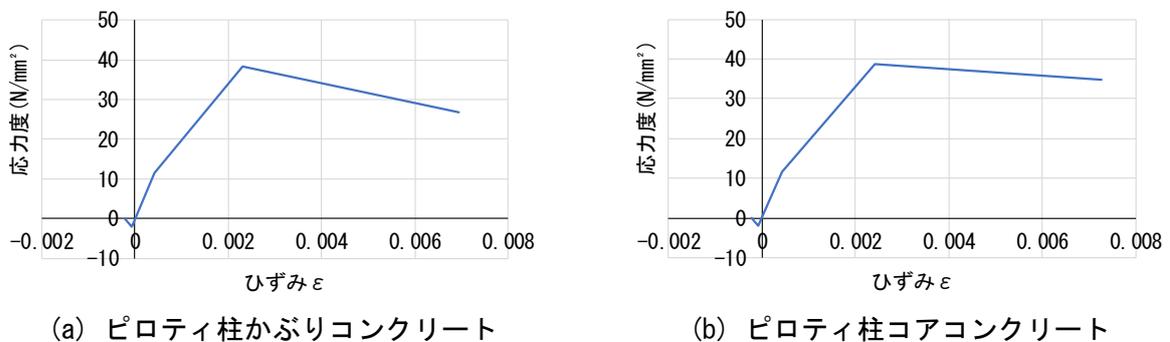


図 5.4.1-4 コンクリートの骨格曲線

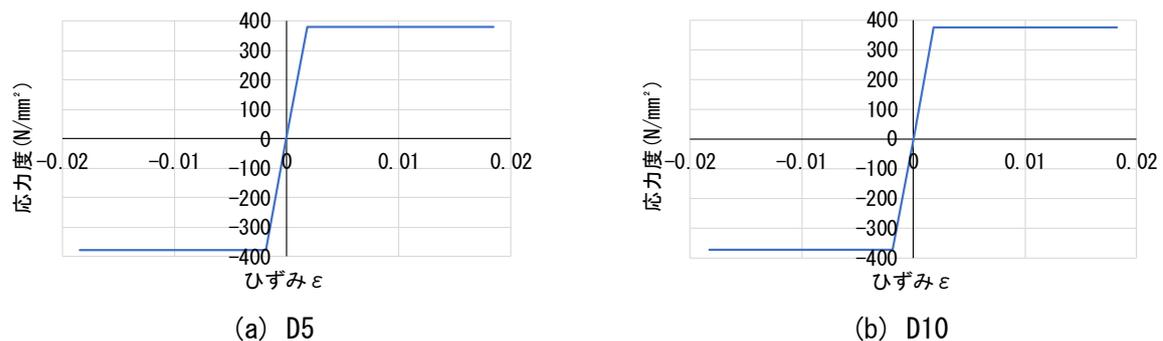
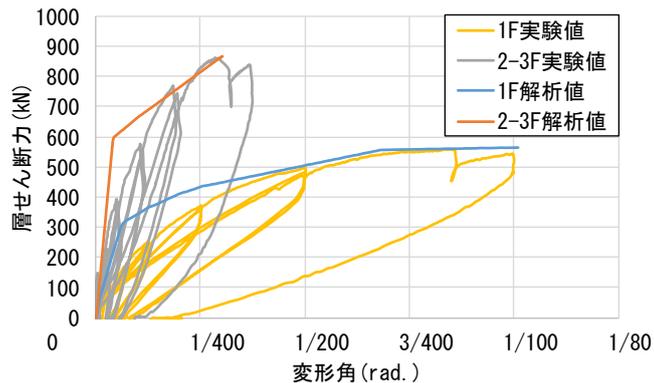


図 5.4.1-5 鉄筋の骨格曲線

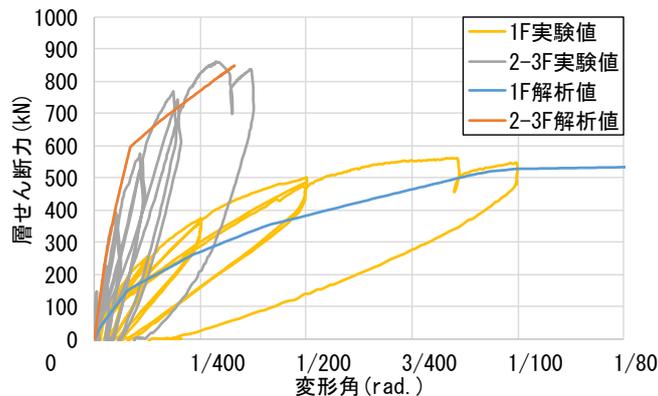


(4) 解析結果

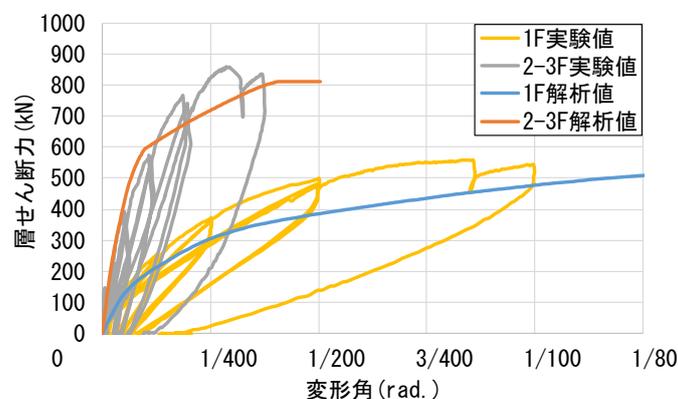
図 5.4.1-7 に各モデルの層せん断力-層間変形角関係, 図 5.4.1-7 にその微小変形角時 (1/400rad.までの変形角) を示す。図 5.4.1-7 より, ピロティ梁を剛性の大きい梁としたモデル 0 は剛性が実験値と比較すると明らかに高い。図 5.4.1-7 より, 耐力に関しては, いずれのモデルも実験値と概ね一致した。また, 図 5.4.1-8 より, スラブの有効幅を最大に考慮しピロティ柱を MS モデルとしたモデル 4 の剛性は実験値と概ね一致した。以上より, 最も精度が良いモデルはモデル 4 のスラブの有効幅を最大に考慮し, ピロティ柱を MS モデルとした場合であり, 本論で設定した 2 階梁のモデル化方法によって, 剛性評価の精度が向上していることが分かる。



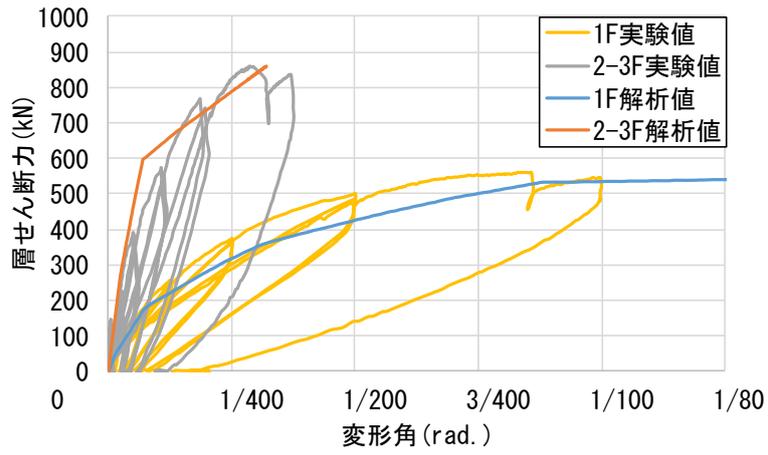
(a) モデル 0 (剛梁, 単軸ばね)



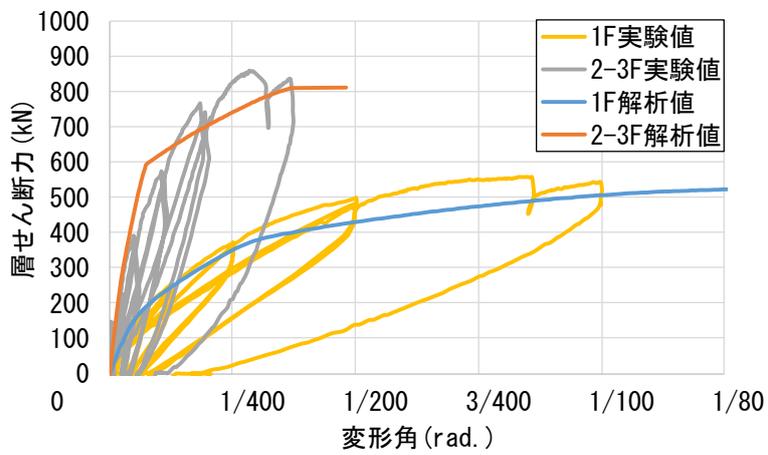
(b) モデル 1 (有効幅 275mm, スラブ厚 100mm, 単軸ばね)



(c) モデル 2 (有効幅 275mm, スラブ厚 100mm, MS)

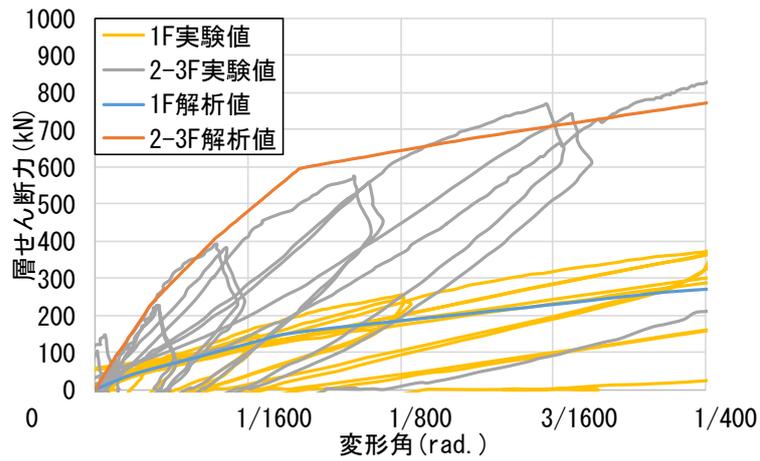


(d) モデル 3 (有効幅 625mm, スラブ厚 152mm, 単軸ばね)

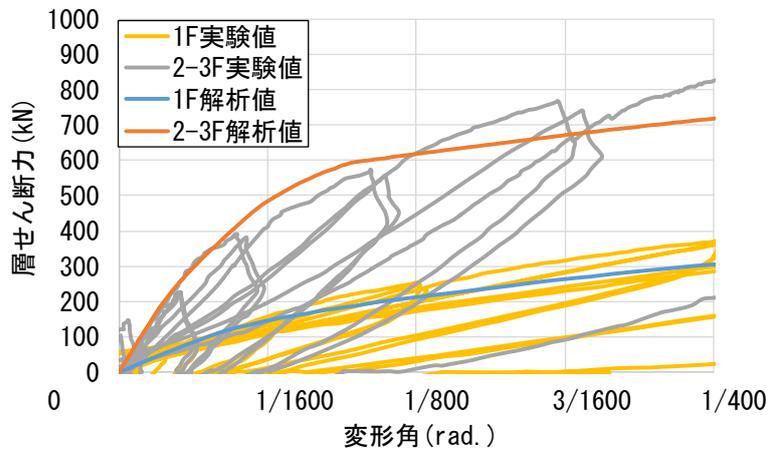


(e) モデル 4 (有効幅 625mm, スラブ厚 152mm, MS)

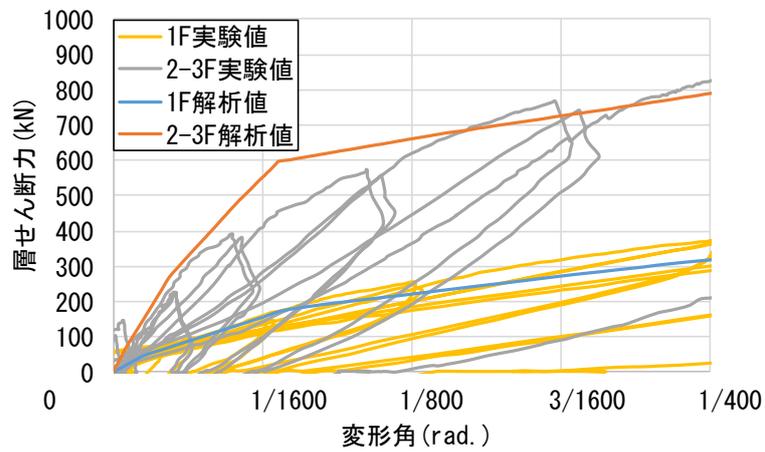
図 5. 4. 1-7 層せん断力—層間変形角関係



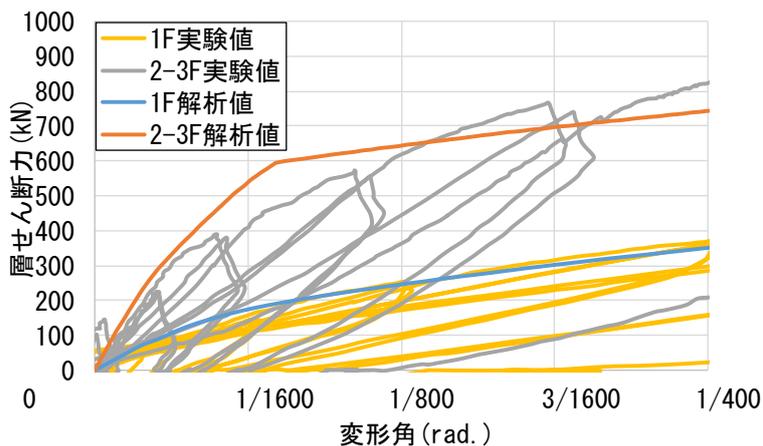
(a) モデル 1 (有効幅 275mm, スラブ厚 100mm, 単軸ばね)



(b) モデル 2 (有効幅 275mm, スラブ厚 100mm, MS)



(c) モデル 3 (有効幅 625mm, スラブ厚 152mm, 単軸ばね)



(d) モデル 4 (有効幅 625mm, スラブ厚 152mm, MS)

図 5.4.1-8 層せん断力—層間変形角関係 (1/400rad. までの変形角時)

(5) 解析モデルの損傷の再現性

実験結果と解析結果の損傷状態の相違点において、梁のモデル化を検討したことで改善された点を表 5.4.1-3 に示す。表 5.4.1-3 は、実験結果と剛性の大きい梁を用いたモデル 0 の解析結果の損傷状態において、実験結果でのみ見られた損傷及び解析結果でのみ見られた損傷を相違点として一覧としたものである。

表 5.4.1-3 より、1 階の引張側柱の柱頭の曲げ降伏や圧縮側柱のせん断破壊に関しては、最も精度よく剛性・耐力を評価できたモデル 4 においては生じておらず、実験結果と同様の損傷であった。

また、実験において、梁の曲げ及びせん断ひび割れは 1/1600rad. までの微小変形角時に生じており解析結果と整合している。梁の曲げ降伏は実験では 1/100rad. 時に生じ、解析ではおよそ 1/1400rad. に生じており、梁の曲げ降伏時の変形角に関して実験結果と異なる結果となり更なる検討が必要であるが、モデル 3, 4 において梁のひび割れ及び曲げ降伏の再現は可能となった。

以上より、モデル 4 のモデル化手法は、層せん断力—層間変形角関係は実験値を概ね捉えられ、損傷状態も概ね再現できるモデル化手法であると考えられる。

表 5.4.1-3 梁のモデル化を検討したことで改善された点

実験結果	解析結果	
	モデル3	モデル4
引張側柱の柱頭が曲げ降伏しない	×	○
圧縮側柱がせん断破壊しない	×	○
引張側柱がせん断ひび割れしない	○	○
梁が1/3200rad.以前で曲げひび割れする	○	○
梁が1/1600rad.以前でせん断ひび割れする	○	○
梁が1/100rad.で曲げ降伏する	○	○

### 5.4.2 補強試験体

本章では、補強した架構試験体 F2-R の構造性能評価を目的とし、補強部材の特性評価を行い試験体の骨格曲線評価を行うことで当該モデルの妥当性を検討する。

#### (1) 解析概要

本章では、F2-R について、静的非線形増分解析を行い、耐力低下が生じる以前の状態、すなわち  $R1=1/50\text{rad}$  までの挙動を評価するモデルの提案を行う。解析には任意形状フレームの弾塑性解析プログラム SNAP ver.7 (構造システム(株)) を使用する。

今回作成したモデルのパラメーター一覧を表 5.4.2-1 に示す。

モデル A 系列は剛域端をパラメータとしており、架構の最大耐力以前の骨格曲線の評価を目的とする。モデル B 系列では 1 階柱に取り付く袖壁の上下端に充填された目地モルタルの応力伝達に有効な面積を想定したパラメータを設定しており、主として最大耐力以降の骨格曲線評価を目的とする。

なお B 系列の剛域は、モデル A にて精度の確認された設定を用いており、詳細は後述するが、A2 系列と同様の設定である。

表 5.4.2-1 モデルのパラメーター一覧

	剛域	モルタル 有効断面積
A1	フェイス位置	1/5
A2	-D/4	
B1	-D/4	1/5
B2		1/15

(2) 架構のモデル化方法

図 5.4.2-1 に対象建物の 2.5 層までの架構モデル図を示す。柱、梁、袖壁のそれぞれの部材の構造芯位置で線材置換し、各部材の接合部に節点を配置してモデル化している。1 階柱脚の節点は固定とする。モデル A1 について、柱部材等の剛域端は危険断面位置とし、危険断面位置は部材フェイス位置に設定する。モデル A2 においては剛域端を部材フェイス位置から  $D/4$  の長さだけ柱梁接合部側に入り込む位置とし、危険断面位置を柱梁フェイス位置とする。これは、1 階の RC 柱の剛域端については部材フェイス位置から  $D/4$  の長さ( $D$ =部材せい)だけ柱梁接合部やスタブ側に入り込む位置としたモデルの精度が良いことが部材実験から確認されていることによる。

解析は変位制御による静的非線形増分解析を行う。柱の軸力は、実験での荷重状況を考慮し、長期軸力としてモデル頂部に作用させ、1 階既存柱断面における柱 1 本あたりの軸力比が 0.15 となる値を算出して負荷させる。なお、水平荷重は実験での加力点と整合をとるため、モデル高さの半分の位置に集中して水平一方向に負荷させる。

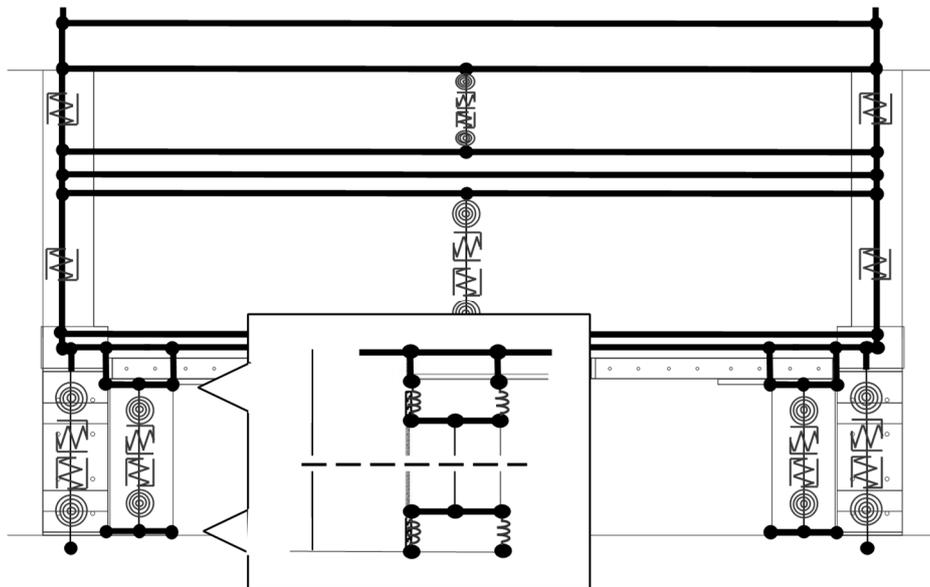


図 5.4.2-1 モデル架構図

### (3) 部材のモデル化方法

各部材をひび割れと破壊を考慮した弾塑性部材としてモデル化する。1 階柱と UFC 袖壁は個別にモデル化する。1 階補強柱は曲げ・せん断・軸方向ばねを設け、曲げばねを材端に、せん断ばね・軸ばねを部材可とう長さの中央に有した単軸ばねとした。曲げひび割れ耐力に関しては、UFC パネルによって補強を行った部材のひび割れ強度は算定法が定まっていないことから、補強はひび割れ強度に寄与していないものとして算定を行った。

UFC 袖壁は 5.3 節の実験結果より、ひび割れが見られず、また、下スタブから浮き上がっていたことから、この挙動を確認するために弾性の鉛直部材とし、袖壁・梁間、及び袖壁・スタブ間に充填された目地モルタルに無収縮モルタルの特性を有する鉛直ばねを設定して試験体の水平挙動の評価を試みる。目地モルタルは、軸圧縮方向のみに耐力を有すると仮定し圧縮側のみ有効なバイリニアのモデルを設置し、せん断ばねと曲げばねについては剛とする。

この際、目地モルタル面が一部損傷していたことを反映し、応力伝達に有効な断面積を考慮する必要がある。実験結果より、目視ではモルタルの 1/5 程度が応力伝達に有効としたモデルがモデル B1 である。これに対し、実際に応力伝達に有効な領域はモルタル面の局所的な一部分であると仮定 (図 5.4.2-2 参照) し、モルタルの 1/15 が応力伝達に有効としたものがモデル B2 である。

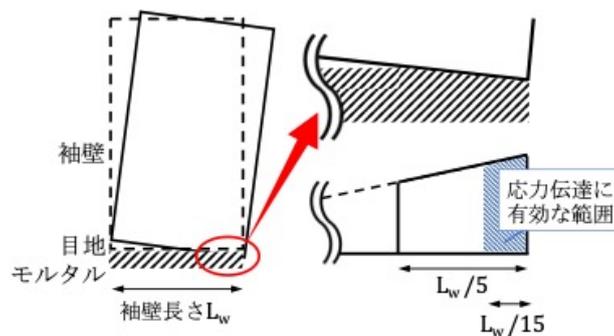


図 5.4.2-2 モルタルの応力伝達概念図

前述した柱と UFC 袖壁の部材耐力を算定するためには、それぞれの負担軸力を算定する必要がある。そこで、以下の式に示す方法でそれぞれの負担軸力を算定する。

$$N_{ufc} = N_{max} \cdot n_w A_{ufc} / (n_w A_{ufc} + n_c A_{ufc} + cA) \quad (\text{N}) \quad (\text{式 5.4.2-1})$$

$$N_c = N_{max} \cdot (n_c A_{ufc} + cA) / (n_w A_{ufc} + n_c A_{ufc} + cA) \quad (\text{N}) \quad (\text{式 5.4.2-2})$$

ここで、

$N_{ufc}$  : UFC 袖壁の負担軸力(N)

$N_c$  : せい面を補強した柱の負担する軸力(N)

$N_{max}$  : UFC パネルを柱せい面と袖壁に補強した柱の負担軸力(N)

$n$  : UFC とコンクリートのヤング係数比

$n_w A_{ufc}$  : UFC 袖壁の断面積(mm<sup>2</sup>)

$n_c A_{ufc}$  : 柱せい面に貼付した UFC パネルの最小断面積(mm<sup>2</sup>)

$cA$  : 既存柱断面積(mm<sup>2</sup>)

## 第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

2 階梁部材は、5.4.1 節の無補強試験体における評価手法の検討では梁を適切にモデル化することで精度良く評価できることを確認しているが、本章の対象である補強試験体においては 2 階梁にて鉄筋の降伏や試験体表面の損傷が概ね確認されなかったため、弾性挙動となるように梁自身の剛性を 100 倍に設定している。

繊維入りモルタル吹き付けにより補強した 2 階及び 3 階の耐震壁においては荷重変形履歴及び損傷状況を考慮して弾性部材としてモデル化し、部材中央に曲げばね・せん断ばね・軸ばねを有した鉛直材を、壁の左右両端に軸ばねを有した鉛直材を配置する。

以降では

- (1) UFC パネルで柱せい面を補強した柱
- (2) UFC 袖壁
- (3) 繊維入りモルタル吹き付けにより補強した壁

として部材ごとに評価手法を示す。なお、UFC 袖壁の目地モルタル部に設定する鉛直方向ばねは (2) UFC 袖壁の軸ばねの一部として示す。

### (1) UFC パネルで柱せい面を補強した柱

柱せい面に UFC パネルを補強した柱部分については、曲げばね・せん断ばね・軸ばねを設定する。曲げばねはひび割れと降伏を考慮したトリリニアモデル、軸ばねは引張側・圧縮側ともに降伏を考慮したバイリニアモデル、せん断ばねは試験結果より曲げ破壊の様相が支配的であることから、弾性モデルとする。

#### 1) 曲げばね

##### (a) 初期剛性

UFC パネルによる剛性増大分を考慮し、既存部分と UFC パネル補強部分の曲げ剛性を足し合わせる。ただし、部材端部に曲げ変形が集中すると仮定し、断面二次モーメントは UFC パネル端部の断面拡大区間で算定した。

$$K_{f1} = K_{fufc} + K_{fcon} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.2-3})$$

$$K_{fufc} = 6E_{ufc} cI_{ufc} / cL_{ufc} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.2-4})$$

ここで、

$K_{fcon}$  : 既存柱の曲げ初期剛性 (N・mm)

$E_{ufc}$  : UFC パネルのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$cI_{ufc}$  : 柱せい面に貼付した UFC パネルのテーパーを考慮した断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$cL_{ufc}$  : 柱せい面に貼付した UFC パネルの高さ (mm)

(b) 剛性低下率

柱に取り付けた UFC パネルに曲げひび割れなどが確認されなかったことから、既存部分のみが剛性低下すると仮定し、以下の式より算出する。なお、(式 5.4.2-6) のシアスパン比において、実験より部材の反曲点高さ比は 0.5 とした。

$$K_{f2} = K_{fufc} + \alpha_y K_{fcon} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.2-5})$$

$$\alpha_y = (-0.0836 + 0.159 a/D + 0.169 \eta_0) (d / {}_cD)^2 \quad (\text{式 5.4.2-6})$$

ここで、

$\alpha_y$  : 曲げ剛性低下率

$a/D$  : シアスパン比

$\eta_0$  : 軸力比

$d$  : 有効せい (mm)

${}_cD$  : 柱の部材全せい (mm)

(c) ひび割れ耐力

以下の式にて算定する。

$$M_c = 0.56 \sqrt{{}_c\sigma_B} Z_e + N_c {}_cD / 6 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.2-7})$$

ここで、

${}_c\sigma_B$  : せい面を補強した柱のコンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

${}_cZ_e$  : せい面を補強した柱の鉄筋を考慮した断面係数(mm<sup>3</sup>)

(d) 終局耐力

既存部と UFC パネルのひずみ分布は同等となると仮定し、平面保持による断面解析により求めた。

破壊性状より部材が最大耐力に到達直後に UFC パネル脚部に圧壊が確認されたため、ここでの算定では目地に充填された無収縮モルタル部での破壊はないものとし、UFC パネルと同じ強度を有すると仮定した。また、圧縮縁ひずみは 0.003 とし、安全側に評価するためテーパーは考慮しないものとする。

なお、(式 5.4.2-8)における UFC パネルの弾性係数をモルタルの弾性係数に置き換えて曲げ終局強度を算定した場合においても架構の耐力は大きく変動しないことを別途確認済みである。

また、変動軸力を考慮するため収斂計算を行なった。この際収斂は 6 回行い、2 回目以降は最終収斂値に対して 0.2%程度の違いであり、十分に収斂していると判断した。

なお、1 階柱負担軸力について長期軸力導入時と収斂後で比較すると、圧縮側柱にて 937kN 増加し、引張側にて 835kN 減少する結果となった。

$$M_u = {}_cA_{st} \cdot {}_c\sigma_{st} \cdot {}_cd_t - {}_cA_{sc} \cdot {}_c\sigma_{sc} \cdot {}_cd_c - {}_c\sigma_{av} \cdot {}_cb \cdot (\beta_1 \cdot {}_cX_{nc})^2 / 2 - \epsilon_c \cdot E_{ufc} \cdot t_{ufc} \cdot X_{nc}^2 / 6 + N_c \cdot {}_cg_c \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.2-8})$$

ここで,

${}_cM_u$  : せい面を補強した柱の曲げ終局強度 (N・mm)

${}_cA_{st}$  : 柱の引張側鉄筋の各断面積 (mm<sup>2</sup>)

${}_c\sigma_{st}$  : 柱の各引張側鉄筋の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

${}_cd_t$  : 柱の圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

${}_cA_{sc}$  : 圧縮側鉄筋の各断面積 (mm<sup>2</sup>)

${}_c\sigma_{sc}$  : 柱の各圧縮側鉄筋の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

${}_cd_c$  : 柱の圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

${}_c\sigma_{av}$  : 柱のコンクリート平均応力度 (N/mm<sup>2</sup>) (=0.85 $\sigma_b$ )

${}_cb$  : 柱幅(mm)

$\beta_1$  : 等価長方形ブロック置換のための係数

${}_cX_{nc}$  : せい面を補強した柱の圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

$\epsilon_c$  : コンクリート圧縮縁ひずみ (=0.003)

$t_{ufc}$  : UFC パネルの最小厚さ (mm)

${}_cg_c$  : 圧縮縁からせい面を補強した柱の重心位置までの距離 (mm)

## 2) せん断ばね

### (a) 初期剛性

UFC パネルによる剛性増大分を考慮し、既存部の剛性に累加する。

$$K_{sufc} = G_{ufc} {}_cA_{ufc} / \kappa {}_cL_{ufc} + K_s \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.2-9})$$

ここで,

$G_{ufc}$  : UFC パネルのせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>) (=  $E_{ufc} / 2(1 + \nu)$ )

$\kappa$  : せん断形状係数

$\nu$  : ポアソン比で 0.19

$K_s$  : 既存柱のせん断初期剛性 (N/mm)

## 3) 軸ばね

### (a) 初期剛性

軸引張剛性は UFC パネルと鉄筋が有効であるとし、軸方向の引張剛性を算定する。圧縮剛性はコンクリートと UFC パネルが有効であるとして算定する。

$${}_cK_t = (E_{ufc} n {}_cA_{ufc} + E_s {}_cA_g) / {}_cL \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.2-10})$$

$${}_cK_c = (E_{ufc} n {}_cA_{ufc} + E_c {}_cA) / {}_cL \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.2-11})$$

ここで,

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$cA_g$  : 主筋全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$E_c$  : 既存コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$cL$  : 既存柱の部材長さ (mm)

(b) 耐力

軸引張強度・軸圧縮強度は UFC パネルと躯体の間に無収縮モルタルが充填されていることから, UFC パネルにより補強された柱の軸方向引張強度  $cN_{ufc\ min}$  及び軸方向圧縮強度  $cN_{ufc\ max}$  を算出するが, 軸方向引張強度  $cN_{ufc\ min}$  においては, 鉄筋の引張強度到達以前に無収縮モルタルの強度に到達することを考慮する。

$$cN_{ufc\ min} = cN_{min} \quad (\text{N}) \quad (\text{式 5.4.2-12})$$

$$cN_{ufc\ max} = cN_{max} + f_{cm} \cdot cA_{gm} \quad (\text{N}) \quad (\text{式 5.4.2-13})$$

ここで,

$cN_{min}$  : 既存柱の引張強度 (N)

$cN_{max}$  : 既存柱の圧縮強度 (N)

$f_{cm}$  : 無収縮モルタルの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$cA_{gm}$  : せい面を補強した柱の無収縮モルタルの断面積 (mm<sup>2</sup>)

4) 算定法の精度確認

過去に行われた、PCaUFC パネルによりせい面を補強された柱の部材実験試験体に対して、上記の式の精度確認を行う。

対象は、試験体 C-USJ<sup>[5-5]</sup>とする。表 5.4.2-2 に試験体概要を、図 5.4.2-3 に断面図及び概要を示す。前述の評価式を用いて、対象試験体の骨格曲線評価を行なった。

図 5.4.2-4 に前述の評価式から作成した骨格曲線と実験の荷重変形関係の包絡線を比較したものを示す。図 5.4.2-4 より、前述の評価式により、実験値を概ね評価できていることが確認できる。

表 5.4.2-2 C-USJ 試験体概要

	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	曲げ ひび割れ強度 (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ強度 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート	70	46.2	28.2	-	-
高強度無収縮 モルタル	48	121.8	32.2	-	-
エポキシ樹脂系 接着剤	46	45.5	4.8	-	-
UFCパネル	-	219	51.7	22.7	47.5

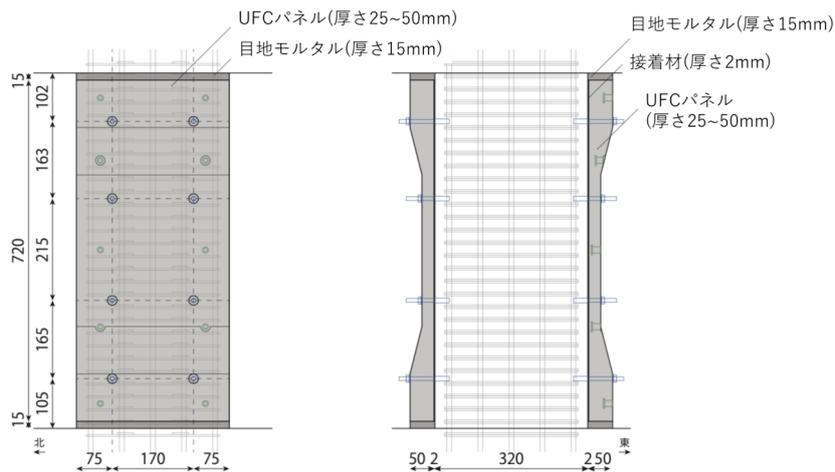


図 5.4.2-3 C-USJ 断面図及び概要

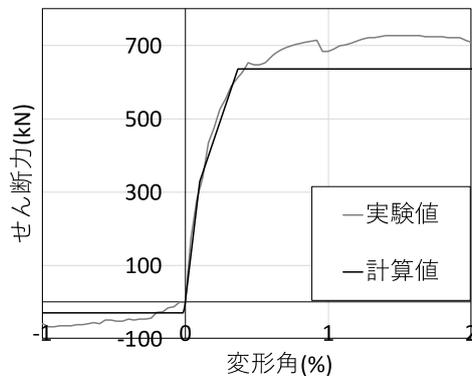


図 5.4.2-4 C-USJ 算定結果との比較

(2) UFC 袖壁

実験結果より UFC 袖壁部は弾性と仮定するため、曲げばね・せん断ばね・軸ばねの全てを弾性ばねとする。

1) 曲げばね

(a) 初期剛性

$${}_wK_{fufc} = 6E_{ufc}{}_wI_{ufc}/{}_wL_{ufc} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.2-14})$$

ここで、

${}_wI_{ufc}$  : 袖壁 UFC パネルの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

${}_wL_{ufc}$  : 袖壁 UFC パネルの高さ (mm)

2) せん断ばね

(a) 初期剛性

$${}_wK_{sufc} = G_{ufc}{}_wA_{ufc}/\kappa{}_wL_{ufc} \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.2-15})$$

ここで、

${}_wA_{ufc}$  : 袖壁 UFC パネルの断面積 ( $\text{mm}^2$ )

3) 軸ばね

(a) 初期剛性

a-1) UFC パネル部分

軸引張と軸圧縮に対して引張剛性及び軸圧縮を算定する。

$${}_wK_{tufc} = E_{ufc}{}_wA_{ufc}/{}_wL_{ufc} \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.2-16})$$

$${}_wK_{cufc} = E_{ufc}{}_wA_{ufc}/{}_wL_{ufc} \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.2-17})$$

a-2) 無収縮モルタル部分

軸圧縮に対しての初期剛性を算定する。

$${}_mK_c = E_m{}_mA/{}_mL \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.2-18})$$

ここで、

$E_m$  : 無収縮モルタルのヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

${}_mA$  : 無収縮モルタルの有効断面積( $\text{mm}^2$ )

${}_mL$  : 無収縮モルタルの厚さ (mm)

(b) 軸方向耐力

モルタルのみ軸圧縮に対しての終局耐力を算出する。

$$N_{mmax} = f_{cm}A \text{ (N)} \quad \text{(式 5.4.2-19)}$$

ここで、

$f_{cm}$  : 無収縮モルタルの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

(3) 繊維入りモルタル吹き付けにより補強した壁

補強により鉄筋本数と断面積が増加したことは補強後の断面は一様な既存壁として剛性及び耐力の算出を行っている。

1) 曲げばね

(a) 初期剛性

$${}_wK_f = 6 {}_wE_c {}_wI_c / {}_wL_c \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.2-20})$$

ここで、

${}_wE_c$  : 既存壁コンクリートヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

${}_wI_c$  : 補強した壁の断面二次モーメント(有筋) (mm<sup>4</sup>)

${}_wL_c$  : 壁部材高さ (mm)

2) せん断ばね

(a) 初期剛性

$${}_wK_s = {}_wG_c {}_wA_c / (\kappa {}_wL_c) \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.2-21})$$

ここで、

${}_wG_c$  : 補強した壁のせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>) (=  $E_{ufc}/2(1 + \nu)$ )

${}_wA_c$  : 既存部および補強部の壁の断面積 (mm<sup>2</sup>)

3) 軸ばね

(a) 初期剛性

$${}_wK_t = E_s a_g / {}_wL_c \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.2-22})$$

$${}_wK_c = {}_wE_c A_e / {}_wL_c \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.2-23})$$

ここで、

$a_g$ : 端部補強筋を含む縦筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)

(4) 解析結果

図 5.4.2-5 に、モデル A 系列の一方向増分解析結果と実験値の比較を示す。図 5.4.2-5 より、試験体の最大耐力到達までの荷重変形関係の傾向に近いモデルはモデル A2 であることから、モデル B 系列の剛域設定はモデル A2 と同様とした。

図 5.4.2-6 にモデル B 系列の一方向増分解析結果と実験値の比較を示す。袖壁目地部に充填されたモルタルの有効断面積をモルタル全断面積の 1/15 とすることで対象試験体の実験値を捉えることを確認した。なお、モデル B 系列において精度の確認されたモデル B2 について一方向載荷を正負両方向に行ったところ実験値を概ね評価した（図 5.4.2-7）。

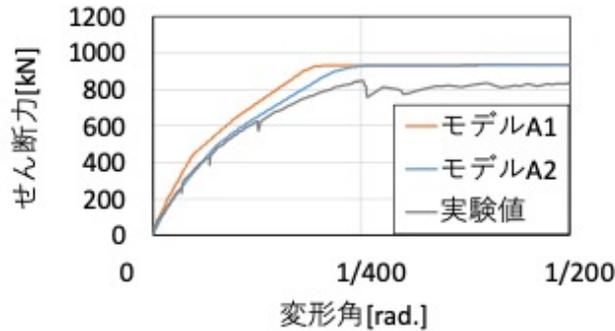


図 5.4.2-5 モデル A 系列一方向解析結果

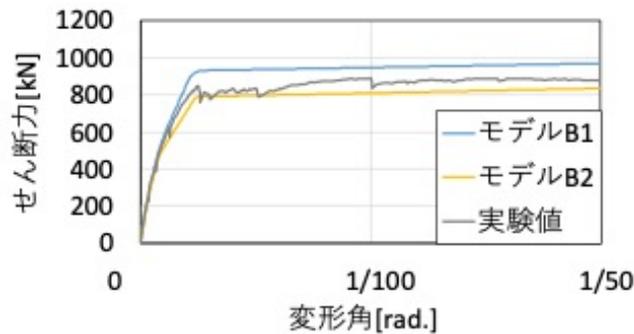


図 5.4.2-6 モデル B 系列一方向解析結果

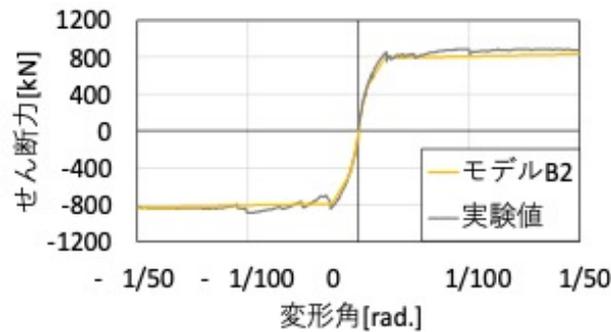


図 5.4.2-7 モデル B 系列両方向解析結果

### 5.4.3 損傷後補強試験体

本章では、損傷を与えた後に補強した架構試験体 F1-R の構造性能評価を目的とし、試験体のひずみから算定された損傷後の材料特性を用いて骨格曲線評価を行うことで当該モデルの妥当性を検討する。

#### (1) 算定された負担軸力に基づく損傷後のコンクリートのヤング係数の推定

対象架構試験体 F1-R と同一の建物を模擬した 1/3 スケールピロティ柱試験体 C-USJ<sup>[5-23]</sup>にて軸力算定手法の精度確認をしたのち、ピロティ架構試験体に同手法を適用する。

##### (1)-1 1/3 スケール柱試験体

柱試験体の詳細情報に関しては文献[5-6]を参照する。鉛直ゲージの貼り付け箇所は本検討対象の F1-R 柱部分と同様である。試験体の負担軸力はせい面に貼付した鉛直方向ゲージより算出するが、その際コンクリートと UFC パネルのひずみは等しいものと仮定した。

$$N_c = \epsilon_{ufc} E_c A_{ec} \text{ (N)} \quad \text{(式 5.4.3-1)}$$

$$N_{ufc} = \epsilon_{ufc} E_{ufc} A_{ufc} \text{ (N)} \quad \text{(式 5.4.3-2)}$$

ここで、

$N_c$  : 柱のコンクリートが負担した軸力(N)

$\epsilon_{ufc}$  : UFC パネル表面の鉛直方向ひずみで実験値による

$E_c$  : コンクリートヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$A_{ec}$  : コンクリートの等価断面積(mm<sup>2</sup>)

$N_{ufc}$  : 柱せい面に貼付した UFC パネルが負担した軸力(N)

$E_{ufc}$  : UFC パネルのヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$A_{ufc}$  : UFC パネルの断面積(mm<sup>2</sup>)

C-USJ<sup>[5-6]</sup> について、実際に水平載荷前に試験体に入力した軸力と(式 5.4.3-1)、(式 5.4.3-2)にて算出した軸力の合計の比較を表 5.4.3-1 に示す。柱せい面の UFC パネルに貼付した全てのゲージから得られた鉛直ひずみの平均より軸力を算定することで試験体が実際に負担した軸力を概ね適切に評価した。

表 5.4.3-1 入力軸力と算定軸力 (C-USJ)

ジャッキ入力軸力 (kN)	算定軸力 (kN)
0	0
99.2	90.3
202.2	190.4
303.8	288.3
400.6	385.3
502.8	488.1
600.6	587.8
711.1	697.2

(1)-2 1/3 スケール架構試験体

前節にて精度の確認された手法を用いて F1-R の 1 階部分が負担した軸力を算定する。なお、F1-R は予備載荷時にコンクリート部分に損傷が確認されているため、比較として F2-R の負担軸力を算定する。

軸力導入時の両試験体について、各サイクルにおけるピーク時の UFC パネル表面のひずみから負担軸力を算定した結果を図 5.4.3-1 に示す。F2-R において、ひずみから算定された架構の負担軸力を実際に導入した負担軸力で除した値は概ね 1 であることから、当該手法は架構においても適応可能であることを確認した。F1-R の算定軸力が実際の軸力を上回ることに関しては、予備載荷により F1-R のコンクリートヤング係数の低下が考えられる。F1-R の負担軸力を算定する際に材料試験結果から得られたコンクリートヤング係数を 0.74 倍に低減させると実際に導入した軸力に等しい軸力が算定された。

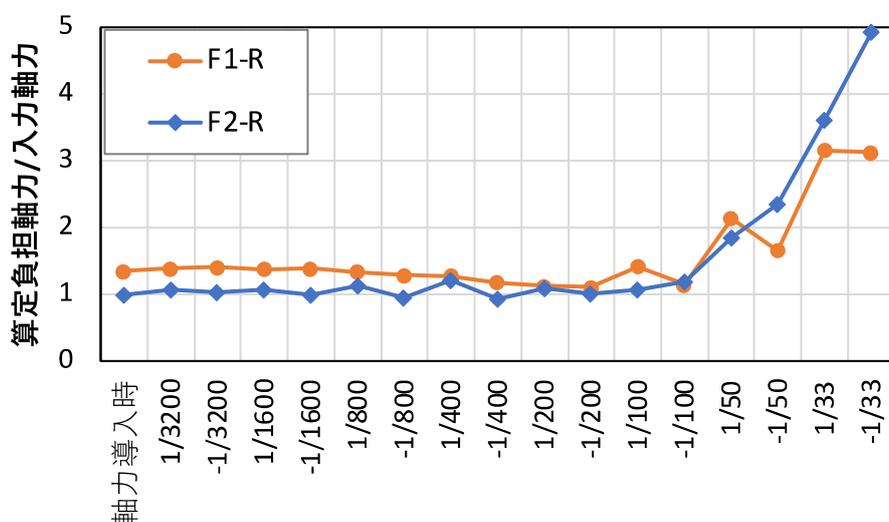


図 5.4.3-1 負担軸力算定結果

(2) 解析概要

本稿では、耐力低下が生じる以前の状態、すなわち  $R1=1/50rad$  までの挙動を対象に静的非線形増分解析を行い、架構の挙動を評価するモデルの提案を行う。解析には任意形状フレームの弾塑性解析プログラム SNAP ver.8 (構造システム(株)) を使用する。

モデルは予備載荷の影響を考慮するモデル A、影響を考慮しないモデル B であるが、詳細は後述する。

(3) 架構のモデル化方法

F2-R 試験体において、にて目地モルタルを鉛直方向のバネに置換し UFC 袖壁の浮き上がり挙動を考慮することで対象架構の荷重変形関係を適切に評価できることを確認している。本稿では、F2-R のモデルに予備載荷の影響を加味することで F1-R をモデル化する。

図 5.4.3-2 に試験体の 2.5 層までの架構モデル図を示す。柱、梁、袖壁のそれぞれの部材の構造芯位置で線材置換し、各部材の接合部に節点を配置してモデル化している。1 階柱脚の節点は固定とする。なお、1 階柱の剛域端は部材フェイス位置から  $D/4$  の長さだけ柱梁接合部側に入り込む位置とし、危険

断面位置は柱梁フェイス位置とした。

UFC 袖壁は回転挙動が卓越することを考慮して弾性の柱とし、上下両端に目地モルタルの特性を有する鉛直ばねを設定している。なお、5.4.2 章に示した F2-R のモデル化手法より、このばねは目地モルタルの全断面積のうち 1/15 を有効断面積としている。

解析は変位制御による静的非線形増分解析を行う。柱の軸力は、実験での载荷状況を考慮し、長期軸力として架構モデル頂部に作用させ、1 階既存柱断面における柱 1 本あたりの軸力比が 0.15 となる値を算出して負荷させる。なお水平荷重は実験での加力点と整合をとるため、モデル高さの中央位置に水平一方向に作用させる。

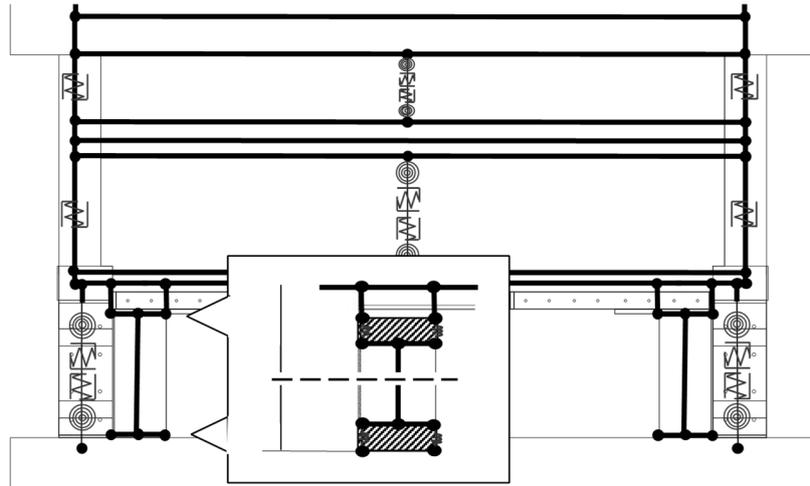


図 5.4.3-2 モデル図

#### (4) 部材のモデル化方法

本章では 5.4.2 章に示した F2-R の骨格曲線評価手法を基にして F1-R の骨格曲線評価を行うが、事前の損傷による影響を考慮するため F2-R のモデルから損傷後のコンクリートヤング係数及びひび割れ済み部材の骨格曲線評価を変更し、損傷後の曲げ終局耐力に低減係数を考慮する。

以降では

- 1) UFC パネルで柱せい面を補強した柱
- 2) UFC 袖壁
- 3) 繊維入りモルタル吹き付けにより補強した壁

として部材ごとにモデル化手法を示すが、2)、3)の詳細においては 5.4.2 章を参照されたい。

(1) UFC パネルで柱せい面を補強した柱

せい面に UFC パネルを補強した柱部分については、曲げ・せん断・軸ばねを設定する。曲げばねは降伏を考慮したバイリニアモデル又はひび割れと降伏を考慮したトリリニアモデル、せん断ばねは試験結果より曲げ破壊の様相が支配的であるため弾性モデル、軸ばねは引張側・圧縮側ともに降伏を考慮したバイリニアモデルとする。

(1)-1 モデル A

予備載荷の際に試験体が損傷していることから、曲げばねは降伏耐力を有するバイリニアモデルとし、既存コンクリート部分には剛性低下率を乗じる。なお、損傷した試験体においてはコンクリートヤング係数を低下させることで実現象を適切に評価できることを確認したため、各要素を算定する際にはコンクリートヤング係数を材料試験結果の 0.74 倍とする。

1) 曲げばね

(a) 初期剛性

予備載荷の影響を考慮し、既存コンクリート部分の曲げ剛性には(式 5.4.3-3)に示す通り剛性低下率を乗じる。

また、UFC パネルによる剛性増大分を考慮し、既存部分に UFC パネル補強部分の曲げ剛性を足し合わせる。ただし、部材端部に曲げ変形が集中すると仮定し、断面二次モーメントは UFC パネル端部の断面拡大区間で算定した。

なお、柱帯筋比 0.2%以上、かつ高軸力下における RC 短柱においては剛域を上下端に 0.25D (D:柱せい) 加えて算出したものの精度が確認されているため本検討においても同様の設定とした。なお、(式 5.4.3-5)で用いるシアスパンについては、柱の反曲点比が 0.5 であることを準用した。

$$K_f = K_{fufc} + \alpha_y K_{fcon} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.3-3})$$

$$K_{fufc} = 6E_{ufc}I_{ufc}/L_{ufc} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.3-4})$$

$$\alpha_y = (-0.0836 + 0.159 a/D + 0.169\eta_0)(d/D)^2 \quad (\text{式 5.4.3-5})$$

ここで、

$\alpha_y$  : 降伏点剛性低下率

$K_{fufc}$  : 貼付した UFC パネルの曲げ初期剛性 (N・mm)

$K_{fcon}$  : 既存柱の曲げ初期剛性 (N・mm)

$E_{ufc}$  : UFC パネルのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$I_{ufc}$  : UFC パネルのテーパーを考慮した断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$L_{ufc}$  : パネル高さ (mm)

$a/D$  : シアスパン比

$\eta_0$  : 軸力比

$d$  : 有効せい (mm)

$D$  : 部材全せい (mm)

(b) 終局耐力

予備載荷をした試験体において、既存 RC 部に柱耐力低減係数を乗じることで試験体の最大耐力を精度良く評価できることが4章にて確認されている。本章での低減係数は予備載荷時の全エネルギー吸収量に対する残存エネルギー吸収量の比から算出する。

既存部と UFC パネルのひずみ分布は同等と仮定し、平面保持による断面解析により求めた。実験より部材が最大耐力に到達直後に UFC パネル脚部に圧壊が確認されたため、ここでは当該箇所には UFC パネルの材料特性を用いる。また、圧縮縁ひずみは 0.003 とする。

なお、UFC パネルで補強した袖壁付き柱において、端部の断面拡大形状区間は試験体の耐力に寄与しないことが確認されているため本章も同様とする。(式 5.4.3-7)に使用している記号については 5.4.2 章を参照されたい。

$$M_u = \eta M_{uc} + M_{uufc} (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.3-6})$$

$$M_{uc} = A_{st} \cdot \sigma_{st} \cdot d_t - A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot d_c - \sigma_{av} \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot X_{nc})^2 / 2 + N_c \cdot g_c \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.3-7})$$

$$M_{uufc} = -\varepsilon_c \cdot E_{ufc} \cdot t_{ufc} \cdot X_{nc}^2 / 6 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.3-8})$$

ここで、

$\eta$  : 予備載荷による柱耐力低減係数で実験結果より 0.951

$M_{uc}$  : 既存柱の曲げ終局耐力 (N・mm)

$M_{uufc}$  : 貼付した UFC パネルの曲げ終局耐力 (N・mm)

$\varepsilon_c$  : コンクリート圧縮縁ひずみ (=0.003)

$E_{ufc}$  : UFC パネルのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$t_{ufc}$  : UFC パネルの最小厚さ (mm)

$X_{nc}$  : せい面を補強した柱の圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

2) せん断ばね

(a) 初期剛性

UFC パネルによる剛性増大分を考慮し、既存部の剛性に累加する。

$$K_{sufc} = G_{ufc} A_{ufc} / \kappa L_{ufc} + G_c A_c / \kappa L \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.3-9})$$

ここで、

$G_{ufc}$  : UFC パネルのせん断ヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>) (=  $E_{ufc} / 2(1 + \nu)$ )

$A_{ufc}$  : UFC パネルの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\kappa$  : せん断形状係数

$L_{ufc}$  : UFC パネル高さ (mm)

$E_{ufc}$  : UFC パネルのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$\nu$  : ポアソン比

$G_c$  : 既存コンクリートのせん断ヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>) (=  $E_c / 2(1 + \nu)$ )

$A_c$  : 既存コンクリートの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$L$  : 部材長さ (mm)

$E_c$  : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

### 3) 軸方向ばね

#### (a) 初期剛性

軸引張剛性は UFC パネルと鉄筋が有効であるとし、軸方向の引張剛性 $K_t$ を算定する。圧縮剛性 $K_c$ はコンクリートと UFC パネルが有効であるとして算定する。

$$K_t = (E_{ufc}A_{ufc} + E_sA_g)/L \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.3-10})$$

$$K_c = (E_{ufc}A_{ufc} + E_cA_c)/L \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.3-11})$$

ここで、

$E_{ufc}$  : UFC パネルのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_{ufc}$  : UFC パネルの最小断面積 (mm<sup>2</sup>)

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_g$  : 主筋全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$E_c$  : 既存コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : 既存コンクリートの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$L$  : 部材長さ (mm)

#### (b) 軸方向耐力

軸引張耐力・軸圧縮耐力は UFC パネルと躯体の間に無収縮モルタルが充填されていることから、UFC パネルにより補強された柱の軸方向引張耐力 $N_{ufc\ min}$ 及び軸方向圧縮耐力 $N_{ufc\ max}$ を算出するが、軸方向引張耐力 $N_{ufc\ min}$ においては、鉄筋の引張耐力到達以前に無収縮モルタルの耐力に到達することを考慮する。

$$N_{ufc\ min} = N_{min} \quad (\text{N}) \quad (\text{式 5.4.3-12})$$

$$N_{ufc\ max} = N_{max} + f_{cm} \cdot A_{gm} \quad (\text{N}) \quad (\text{式 5.4.3-13})$$

ここで、

$N_{min}$  : 既存柱の引張耐力 (N)

$N_{max}$  : 既存柱の圧縮耐力 (N)

$f_{cm}$  : 無収縮モルタルの圧縮耐力 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_{gm}$  : 無収縮モルタルの断面積 (mm<sup>2</sup>)

(1)-2 モデル B

予備荷重の影響は考慮しないモデルとする。せん断ばね及び軸ばねにおいては予備荷重の影響は小さいとしモデル A と同様の設定を用いる。

1) 曲げばね

(a) 初期剛性

予備荷重を考慮しないため(式 5.4.3-5)で  $\alpha_y = 1$  とする。

(b) 剛性低下率

(式 5.4.3-5)を用いる。

(c) ひび割れ耐力

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z_e + N_c D / 6 (\text{N}\cdot\text{mm}) \quad (\text{式 5.4.3-14})$$

ここで、

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮耐力 (N/mm<sup>2</sup>)

$Z_e$  : 鉄筋を考慮した断面係数(mm<sup>3</sup>)

$N_c$  : せい面を補強した柱の負担軸力(N)

$D$  : 部材せい (mm)

(d) 終局耐力

予備荷重を考慮しないため(式 5.4.3-6)で  $\eta = 1$  とする。

(2) UFC 袖壁

UFC 袖壁については、損傷後に増設するためモデル A とモデル B で同様の設定を用いる。実験より目立った損傷が確認されなかったため当該部材を弾性とし、曲げばね・せん断ばね・軸ばねの全てを弾性ばねとする。

目地モルタル部については、損傷後に増設するためモデル A とモデル B で同様の設定を用いる。なお、袖壁-梁間、及び袖壁-スタブ間に充填された目地モルタルに関しては、軸圧縮方向のみに耐力を有すると仮定し圧縮側のみ有効なバイリニアのモデルを設置する。ただし、せん断ばねと曲げばねについては剛とする。

(3) 繊維入りモルタル吹き付けにより補強した壁

予備荷重にて甚大な損傷が確認されなかったことより、モデル A とモデル B では同様の設定とする。

補強後の荷重において 2 階耐震壁については損傷が概ね確認されなかったことより曲げばね・せん断・軸ばねの全てを弾性ばねとする。なお、補強により鉄筋本数と断面積が増加したことに関しては補強後の断面を一律な部材と仮定して剛性及び耐力の算出を行っている。なお、コンクリート耐力は既存部材のそれを用いている。

(5) 解析結果

図 5.4.3-3 にモデルの解析結果と F1-R の荷重変形角関係の比較を示す。

剛性についてはモデル A の精度が良く、最大耐力についてはモデル B が試験体をより精度良く評価した。予備載荷の影響を考慮し 1 階柱のコンクリート部分の剛性及び耐力を適切に低減させることで実験の荷重変形関係を概ね捉えた。

また、試験体の鉛直方向ひずみから損傷後のコンクリートヤング係数の低下度合いを算定する手法について、その妥当性を確認した。

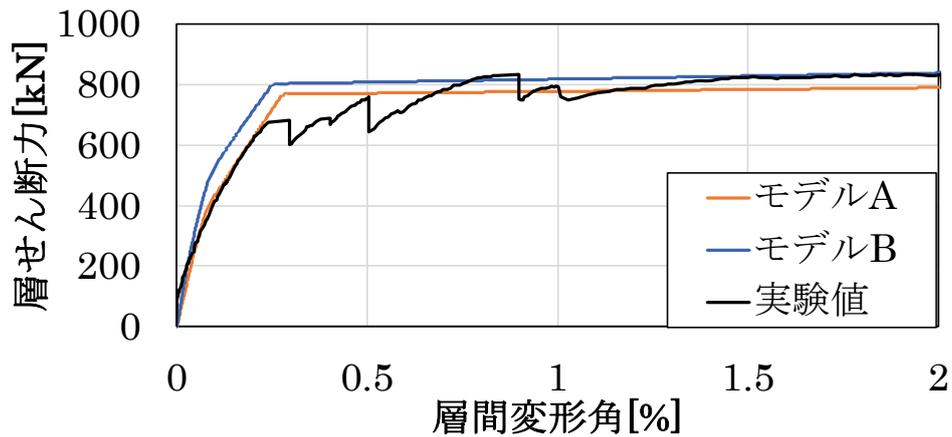


図 5.4.3-3 解析結果

## 5.5 有限要素解析

### 5.5.1 はじめに

本節では、無補強試験体である F1 試験体の挙動を詳細に把握することを目的として、試験体を二次元でモデル化し、非線形有限要素解析プログラム FINAL/V11<sup>[5-7]</sup>を用いて検討を行う。

### 5.5.2 解析概要

#### (1) モデル概要

本検討で用いる解析モデルを図 5.5.2-1 に示す。コンクリートは四辺形要素、壁縦横筋および柱梁せん断補強筋は四辺形要素の埋め込み要素とし、その他の柱主筋、梁主筋、2 階スラブ筋はトラス要素としてモデル化した。コンクリート-鉄筋間は完全付着とした。コンクリートおよび鉄筋の要素タイプを図 5.5.2-2 および図 5.5.2-3 にそれぞれ示す。柱梁接合部内の配筋については、実験では図 5.5.2-4 のようにフックにより定着させているが、解析では全て直線のトラス要素でモデル化した。

下スタブの脚部は完全固定とし、上下スタブ、2 階スラブおよび 2 階直交梁は厚さ（紙面奥行き方向）1250mm で弾性とした。また、実験では鉛直ジャッキによる付加曲げモーメントを与えて反曲点を上方に移動させており、本解析では十分な剛性を有する仮想スタブを上スタブの直上に配置し、後述の通り仮想スタブの上縁に水平力を作用させることで反曲点高さを実験と整合させた。

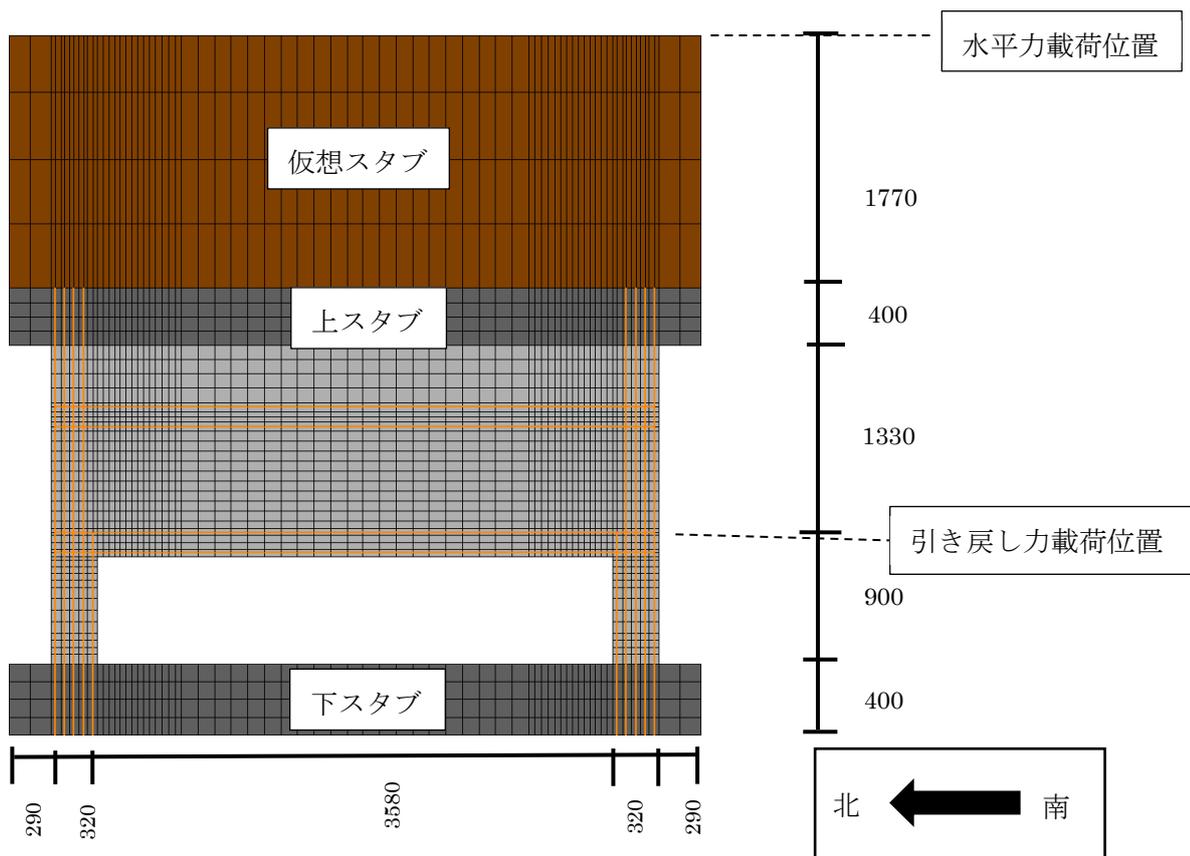


図 5.5.2-1 モデル図（単位：mm）

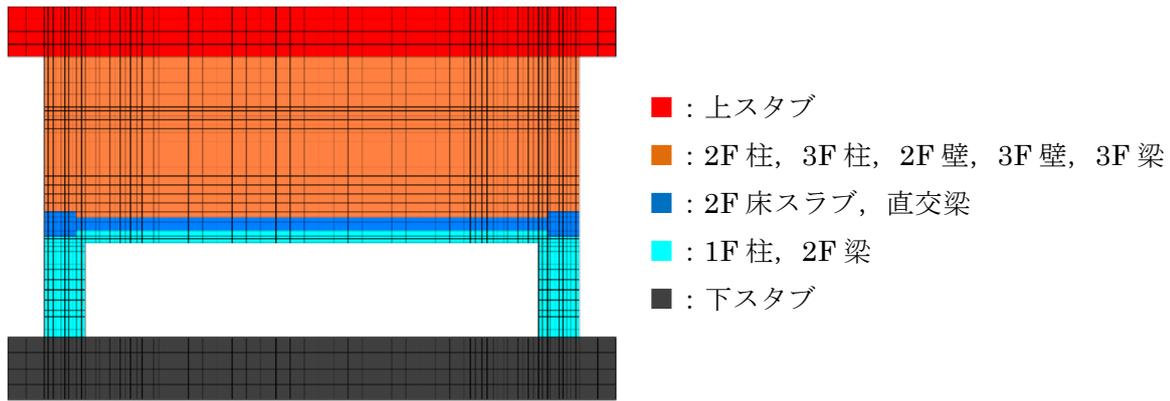


図 5.5.2-2 コンクリート要素タイプ

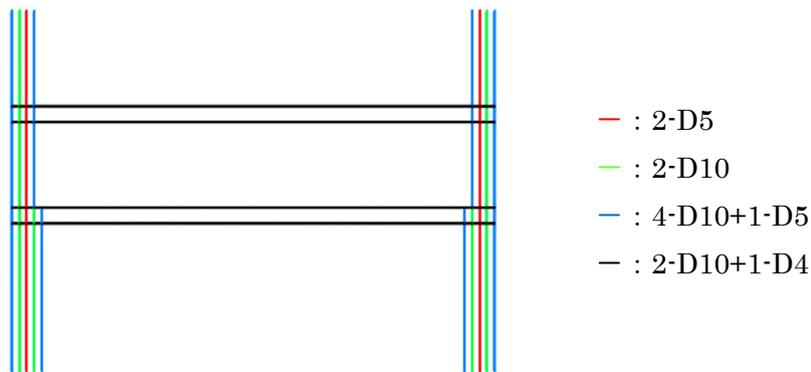


図 5.5.2-3 鉄筋要素タイプ

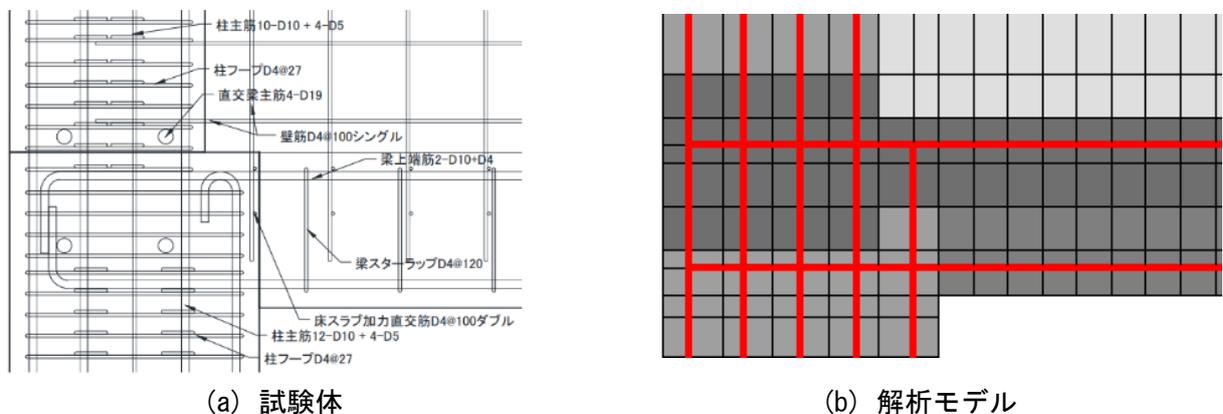


図 5.5.2-4 柱梁接合部配筋

(2) 材料構成則

解析モデルのコンクリートおよび鉄筋の材料特性には、表 5.5.2-1 に示す実験の材料試験結果を使用した。コンクリートの圧縮強度点までの応力-ひずみ曲線には修正 Ahmad モデル<sup>[5-8]</sup>を使用し、ひずみ軟化域の曲線には中村・桧貝モデル<sup>[5-8]</sup>を使用した。テンションスティフニング特性は出雲らのモデル<sup>[5-9]</sup> ( $C=1.0$  とした) により考慮した。繰り返し応力下での履歴特性には長沼・大久保のモデル<sup>[5-10]</sup>を、ひび割れ後のせん断伝達特性には Al-Mahaidi モデル<sup>[5-11]</sup>を使用した。平面応力下での破壊条件に関しては Kupfer-Gerstle の提案<sup>[5-12]</sup>を採用し、ひび割れ後の圧縮強度低減は無いものとした。鉄筋の応力-ひずみ曲線は bilinear モデルとし、降伏後の剛性を初期剛性の 1/100 とした。繰り返し応力下の履歴特性

には修正 Menegotto-Pinto モデル<sup>[5-13]</sup>を使用した。

表 5.5.2-1 材料特性

(a) コンクリート				(b) 鉄筋		
位置	ヤング係数 (GPa)	圧縮強度 (MPa)	割裂引張強度 (MPa)	呼び名	ヤング係数 ( $\times 10^3$ N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )
上スタブ ■	34.4	-	-	D4	186	362
2F3F柱, 2F3F壁, 3F梁 ■	34.4	42.3	2.99	D5	194	378
2F床スラブ, 直交梁 ■	29.9	-	-	D10	198	374
1F柱, 2F梁 ■	29.9	38.4	3.14			
下スタブ ■	33.6	-	-			

(3) 載荷方法

実験では正負交番繰り返し載荷が行われたが、本解析では単調押し切り載荷とした。解析における載荷状況を図 5.5.2-5 に示す。まず、柱軸力比 0.15 相当の長期荷重 ( $=2 \times 0.15bDf'_c=1180\text{kN}$ , N : 軸力, b : 1 階柱幅, D : 1 階柱せい,  $f'_c$  : コンクリート圧縮強度) を仮想スタブ上面に鉛直下向きに均等に作用させ、これを一定に保った状態で、仮想スタブ上面 (下スタブ上面からの高さ 4400mm) に均等に南方向 (右向き) の水平力を作用させた。これに加えて、引き戻し力として、仮想スタブ上面に作用させた水平力の 0.35 倍の水平力を、2 階スタブ中心位置 (下スタブ上面からの高さ 900mm) の 1 階南北柱材軸間 (図中の 2 つの ● の間) に均等に作用させた。1 階層間変形角は、図 5.5.2-5 中に ○ で示した 2 点の水平変位の平均値を、下スタブ上面からの高さ (=850mm) で除して求めた。

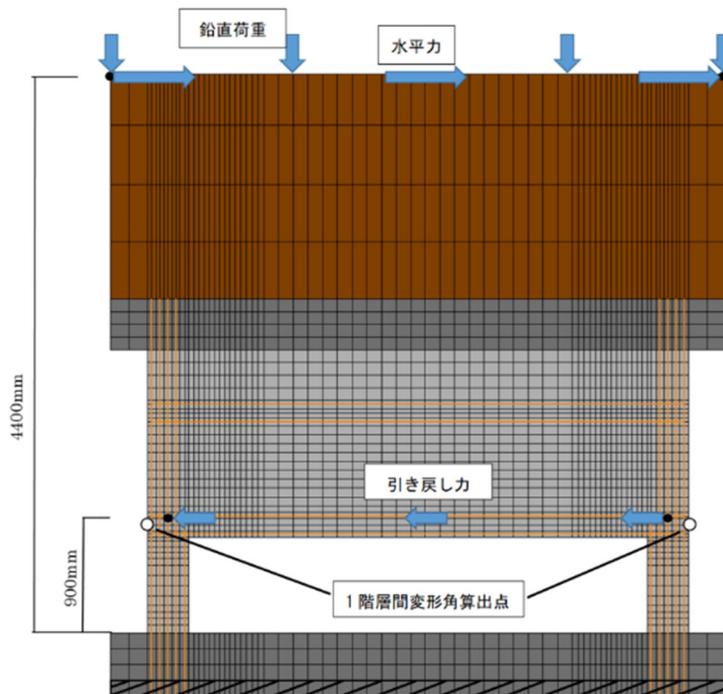


図 5.5.2-5 載荷方法

5.5.3 解析結果

前述の 2 次元有限要素解析から得られた F1 試験体の解析結果を示すとともに、実験結果との比較も行い、解析モデルの妥当性も検証する。

(1) 1 階層せん断力-1 階層間変形角関係

F1 試験体の 1 階層せん断力-1 階層間変形角関係の実験結果および解析結果を図 5.5.3-1 に、実験と解析で確認された主な事象の一覧を表 5.5.3-1 にそれぞれ示す。実験では 1 階北柱主筋引張降伏→1 階南柱主筋引張降伏→2 階壁縦筋引張降伏→2 階梁端圧壊の順に発生したが、解析では 2 階壁縦筋引張降伏と 2 階梁南端圧壊が実験と比べてかなり早い段階で発生しており、両者の事象の発生順序が一致しない結果となった。

次に、実験および解析における最大耐力 (R1=1%まで) と初期剛性を表 5.5.3-2 に示す。初期剛性は図 5.5.3-2 中に点線で示したように、R1=0.03%での割線剛性とした。層間変形角 1%までの最大耐力について、実験値と解析値は精度良く対応した。一方、剛性については、実験値が解析値を 36%下回った。解析が剛性を大きく評価した原因は、実験では乾燥収縮による初期ひび割れの影響があることに加え、2 階スラブや直交梁を弾性でモデル化した影響が考えられる。また、その後、R1=0.5%付近まで解析の方が高い耐力を示しているのは、実験で見られた 2 階壁脚のスリップ挙動 (後述) を解析で追跡できていないことによるものと考えられる。

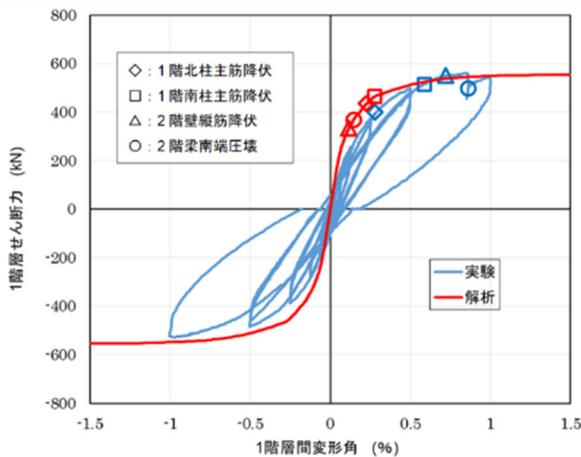


図 5.5.3-1 1 階層せん断力-1 階層間変形角関係

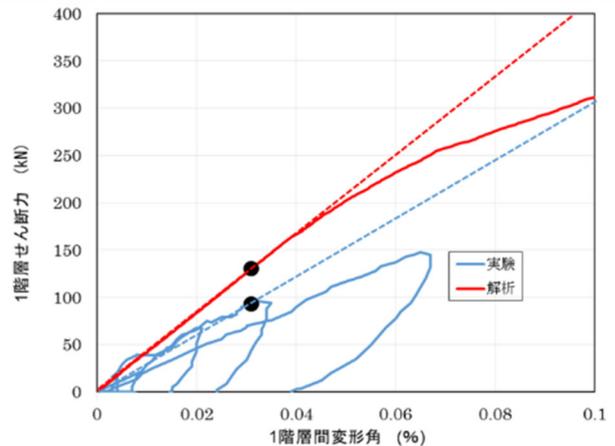


図 5.5.3-2 初期剛性

表 5.5.3-1 主な事象の一覧

主な事象	層間変形角(%) [1 階層せん断力(kN)]	
	解析	実験
2 階壁縦筋降伏	0.11 [321]	0.73 [552]
2 階梁南端圧壊	0.14 [355]	0.86~1.00 [496~520]
1 階北柱柱脚主筋降伏	0.22 [425]	0.29 [401]
1 階南柱柱脚主筋降伏	0.27 [456]	0.59 [517]

表 5.5.3-2 最大耐力と初期剛性

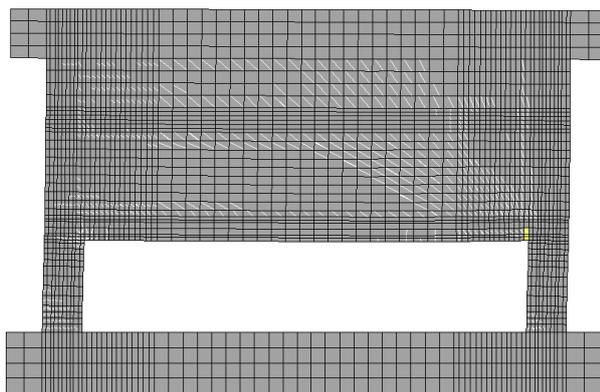
	実験値	解析値	実験値/解析値
最大耐力(kN)	559	548	1.02
初期剛性(kN/mm)	344	459	0.749

(2) ひび割れ状況

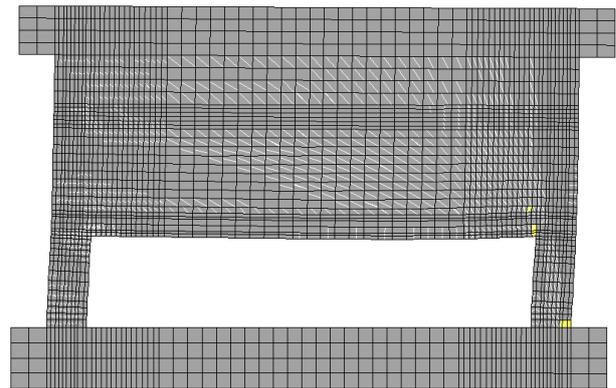
解析における  $R1=0.25, 0.5, 1\%$  時のひび割れ図を図 5.5.3-3(a)～(c)に示す。以降の解析結果の図では仮想スタブを省略する。図中に黄色の要素は軟化したコンクリートを、白線はひび割れをそれぞれ表している。

$R1=0.25\%$  では、2 階壁と 3 階壁の広い範囲でせん断ひび割れが発生し、1 階の北柱と南柱では曲げひび割れが見られた。また、2 階梁の北端の下端では曲げひび割れが発生し、南端の下端では圧壊が確認された。 $R1=0.5\%$  では、1 階南柱でせん断ひび割れが発生していた。また、2 階壁南側下端部と 1 階南柱柱脚でも圧壊が確認された。 $R1=1\%$  では、2 階壁と 3 階壁の全面にわたってせん断ひび割れが発生し、壁端部の圧壊範囲が広がった。

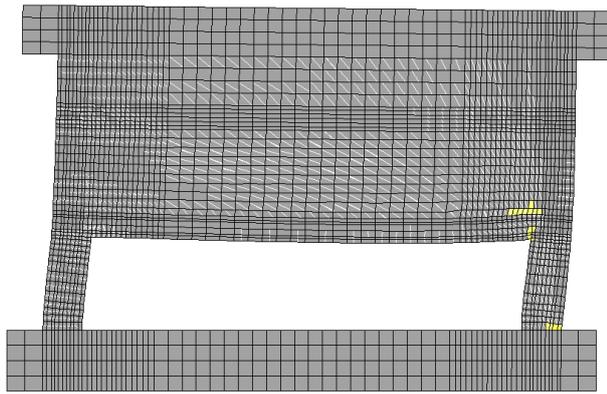
実験における  $R1=1\%$  時のひび割れを図 5.5.3-3(d)に示す。実験では、正側の载荷に関して、2 階梁南端の圧縮側となる下縁付近、2 階壁脚部の圧縮側となる南端付近、および 1 階南柱の脚部圧縮域においてコンクリートの圧壊が確認されたのに対して、本解析でも同様の場所でコンクリートが軟化しており、両者がよく対応していると言える。また、実験では 2 階壁脚が打継面となっていて離間しやすい状況であり、図 5.5.3-4(a)に示すようなずれ変形を伴うスリップ破壊も見られたが、本解析では 2 階壁脚には打継面を考慮した特別なモデル化を行っておらず、実験で見られた現象を再現できなかった。ただし、2 階梁にはたわみが生じており、これは検討対象建物で確認された実被害状況(図 5.5.3-4(b))と一致する。また、1 階柱については、実験では曲げひび割れおよび縦方向のひび割れが発生した程度であるが、解析では圧縮側となる南柱の広い範囲にせん断ひび割れが見られ、実験結果と一致しなかった。



(a) 解析,  $R1=0.25\%$



(b) 解析,  $R1=0.5\%$



(c) 解析, R1=1.0%

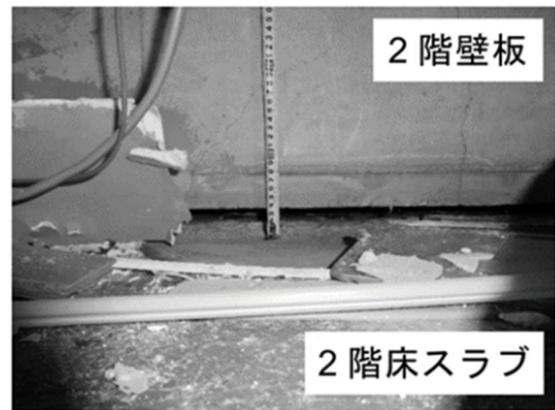


(d) 実験, R1=1.0%

図 5.5.3-3 ひび割れ状況 (解析は変形倍率 10 倍)



(a) 実験



(b) 検討対象建物

図 5.5.3-4 2 階壁脚の状況

### (3) 鉄筋降伏状況

#### 1) 柱主筋および梁主筋

解析における R1=0.25, 0.5, 1%時の柱主筋および梁主筋の降伏状況を図 5.5.3-5 に示す。図中、黄色の要素は降伏している鉄筋、赤色の要素は降伏を経験した鉄筋を表している。また、図中の○印は実験の同じ層間変形角のサイクル (正側) において引張降伏が確認された主筋位置、△印は圧縮降伏が確認された主筋位置である。

R1=0.25%時では、実験で主筋の降伏は見られなかったが、解析では引張側となる 1 階北柱の脚部の最外縁主筋の引張降伏と 2 階梁南端部の下端主筋の降伏が見られた。R1=0.5%では、実験では 1 階南柱脚部の引張降伏が生じたのみであったが、解析ではそれに加えて、1 階南柱頂部の引張降伏、1 階北柱脚部の引張および圧縮降伏と 2 階梁上端筋の圧縮降伏が確認された。R1=1%になると、実験では 1 階南柱脚部の引張降伏の進展、北柱主筋の引張降伏および圧縮降伏、2 階梁上端筋の引張降伏が見られたのみである。解析では 1 階北柱の柱脚と柱頭の引張降伏が進展した。

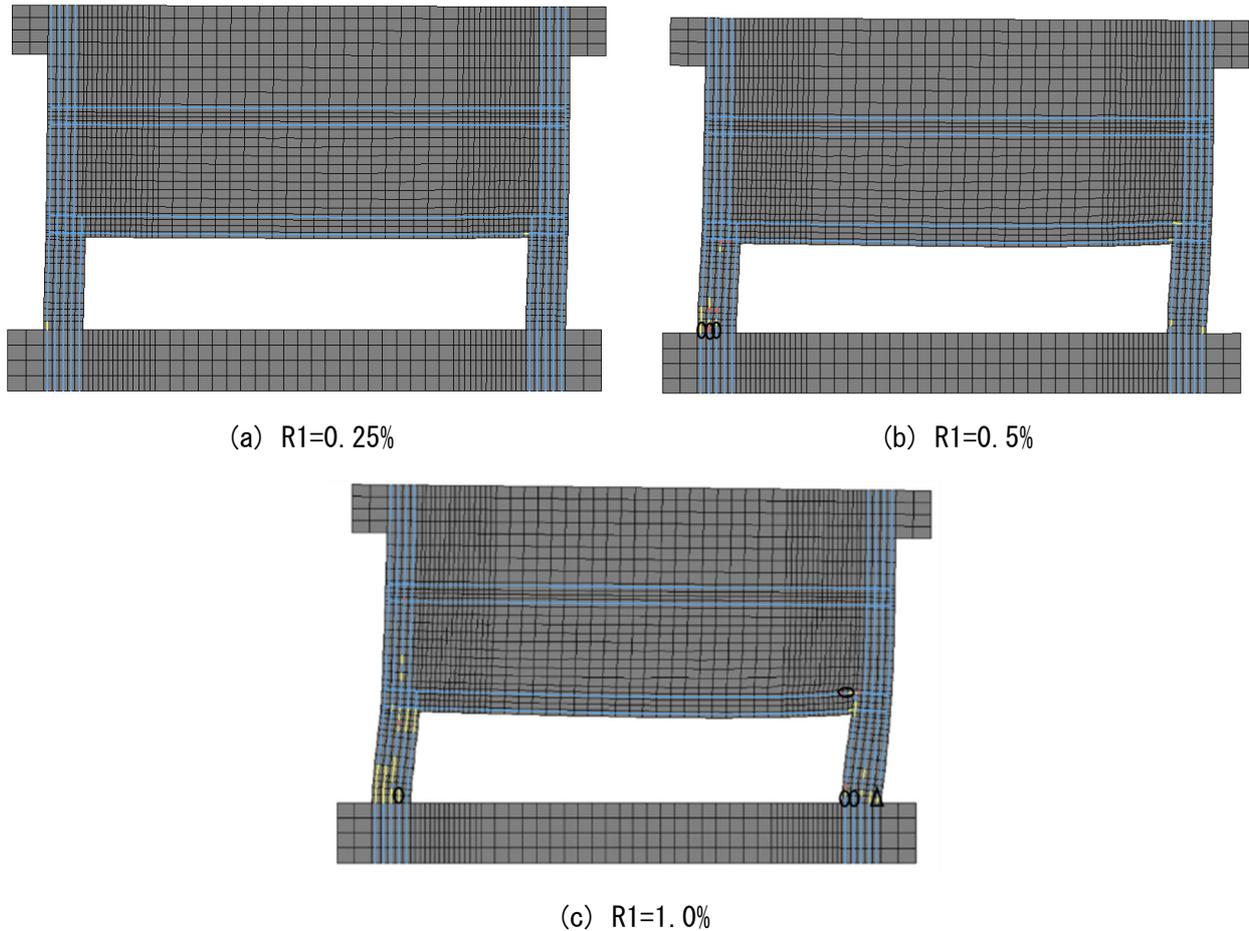


図 5.5.3-5 柱主筋および梁主筋降伏状況（変形倍率 10 倍）

## 2) 壁縦筋および梁せん断補強筋

解析における R1=0.25, 0.5, 1%時の壁縦筋および梁せん断補強筋の降伏状況を図 5.5.3-6 に示す。図中の○印は実験の同じ層間変形角（正側）において引張降伏が確認された主筋位置である。

実験では、R1=0.25%および R1=0.5%サイクルでは壁縦筋および梁せん断補強筋は降伏せず、R1=1%サイクルで壁脚部における壁縦筋の引張降伏、2 階梁南側端部における梁せん断補強筋の引張降伏がそれぞれ確認された。一方、解析では、R1=0.25%で既に 2 階壁北側下部と、中央上部から南側にかけての範囲で壁縦筋の圧縮降伏が見られた。また、2 階梁南側端部でせん断補強筋の降伏が確認された。R1=0.5%では、R1=0.25%で確認された降伏がさらに進展したことに加えて、2 階梁北側端部でもせん断補強筋の降伏が見られた。R1=1%では、2 階壁縦筋の降伏範囲が広がり、さらに実験では見られなかった 3 階壁の北端付近でも降伏が確認された。

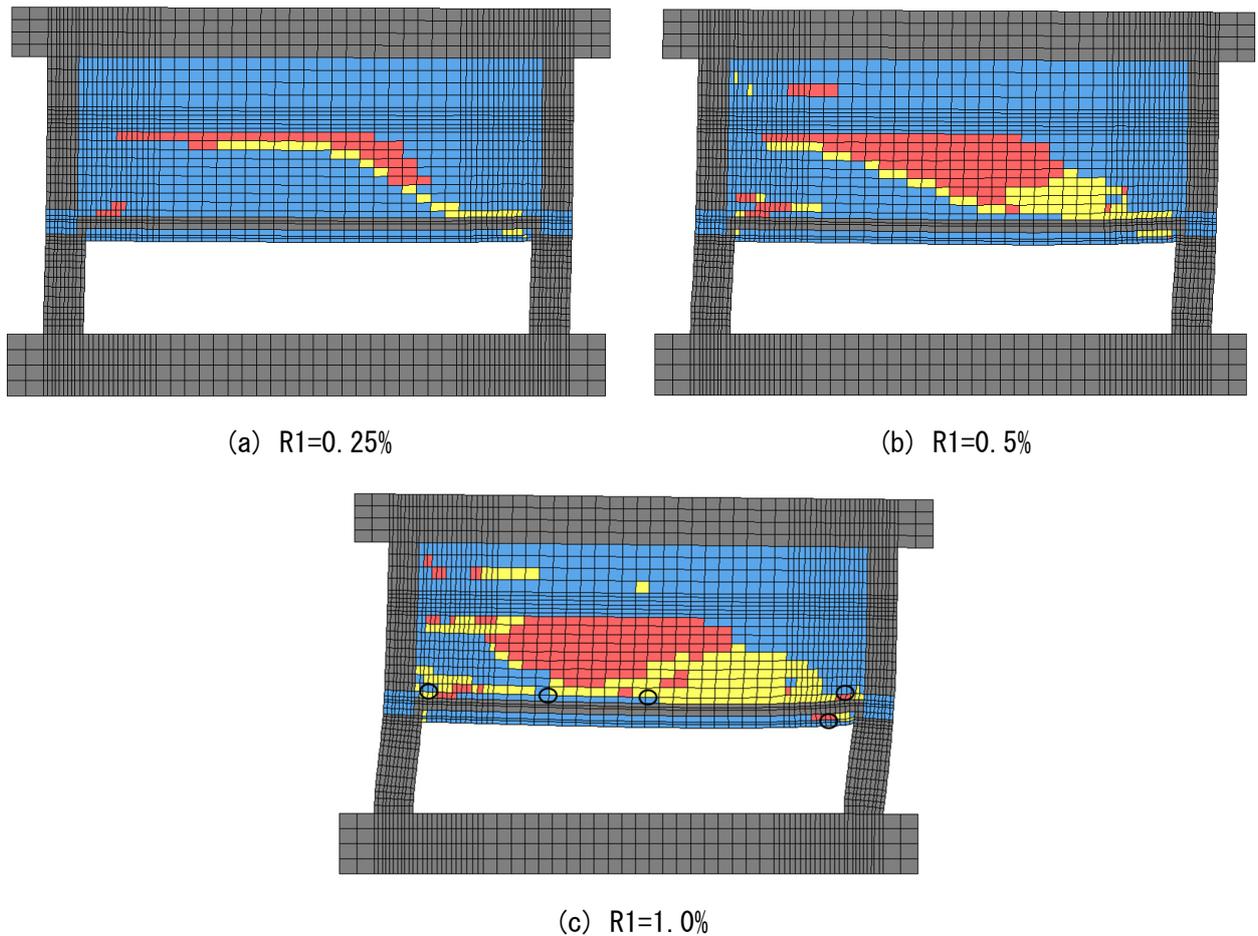
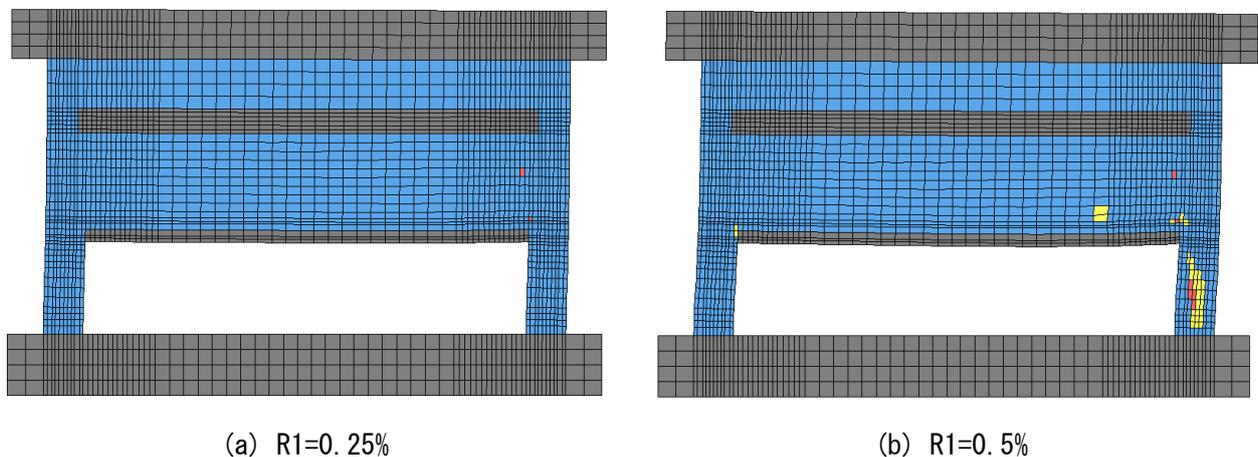
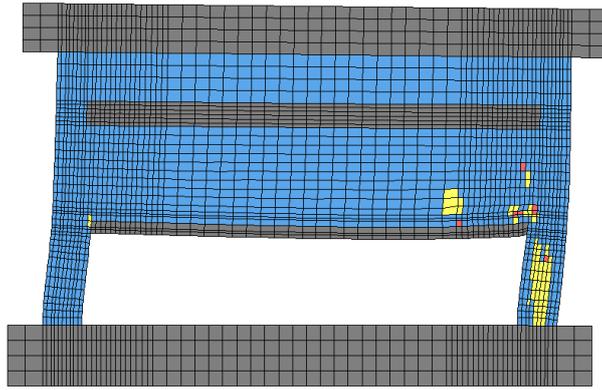


図 5.5.3-6 壁縦筋および梁せん断補強筋降伏状況（変形倍率 10 倍）

### 3) 壁横筋および柱せん断補強筋

解析における R1=0.25, 0.5, 1%時の壁横筋および柱せん断補強筋の降伏状況を図 5.5.3-7 に示す。図に示す通り, R1=0.25%で 2 階壁の南側の一部で壁横筋の降伏が見られ, R1=0.5%では 1 階南柱のせん断補強筋が降伏した。R1=1%では南柱の広い範囲でせん断補強筋の降伏が見られ, 検討対象建物で見られた柱のせん断破壊に近い結果となったが, 载荷終了まで柱せん断補強筋の降伏が確認されず, 試験体設計時に想定した 1 階柱のせん断破壊は見られなかった実験結果とは異なる結果となった。



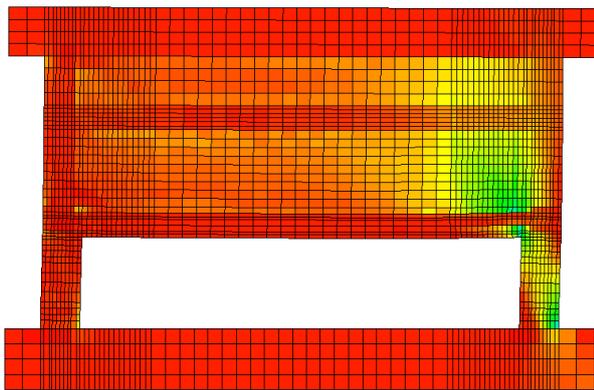


(c) R1=1.0%

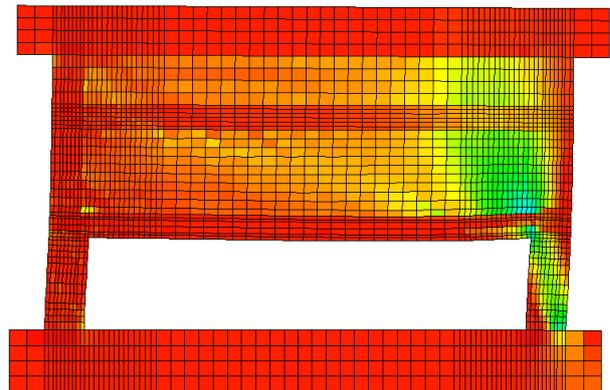
図 5.5.3-7 壁横筋および柱せん断補強筋降伏状況 (変形倍率 10 倍)

#### (4) 最小主応力

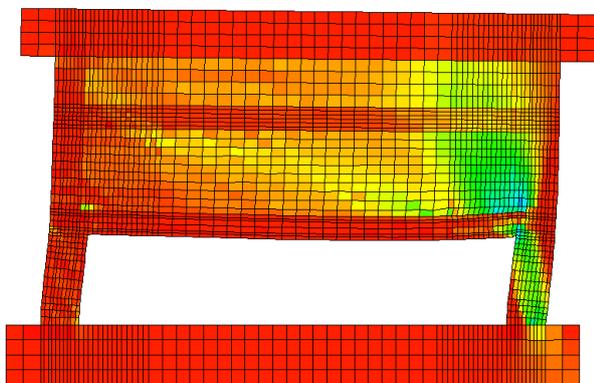
解析における R1=0.25, 0.5, 1%時の最小主応力の分布を図 5.5.3-8 に示す。R1=0.25%では、3 階壁南側から南柱にかけて圧縮ストラットが形成されていることが確認できる。R1=0.5%になると 2 階壁中央部でも新しく圧縮ストラットのようなものが形成された。R1=1%ではさらに圧縮応力が増加し、特に 2 階の南側柱梁接合部とその周辺で大きな圧縮応力を負担していることが確認できる。



(a) R1=0.25%



(b) R1=0.5%



(c) R1=1.0%



(単位 : MPa)

図 5.5.3-8 最小主応力分布 (変形倍率 10 倍)

(5) 1 階南柱の損傷状況

実験と解析で損傷性状に特に大きな違いが見られた 1 階南柱について、両者を比較する。実験と解析における R1=1%時の 1 階南柱の損傷状況を図 5.5.3-9 に示す。実験のひび割れ図中の○印および△印は、それぞれ引張降伏および圧縮降伏した主筋位置を示している。

図 5.5.3-9(a) より、解析では柱内に圧縮ストラットが形成され、特に柱頭と柱脚の圧縮域に大きな圧縮応力が集中している様子が確認できた。また、図 5.5.3-9(b) および(c) に示す通り、柱頭および柱脚で主筋が降伏するとともに、柱中央部の広範囲にわたってせん断補強筋が降伏していた。図 5.5.3-9(d) より、柱頭および柱脚での圧壊と曲げひび割れの発生、中央部でのせん断ひび割れが見られた。一方、実験では、図 5.5.3-9(e) に示すように、柱脚でのコンクリート圧壊と主筋の降伏は見られたものの、ひび割れについては曲げひび割れと縦方向ひび割れが発生したのみであった。実験で 1 階南柱に作用した応力が不明であるため、両者の違いが生じた原因は不明であるが、先述の 2 階壁脚のすべり挙動が応力状態に影響を及ぼした可能性も考えられることから、更なる検討を要する。

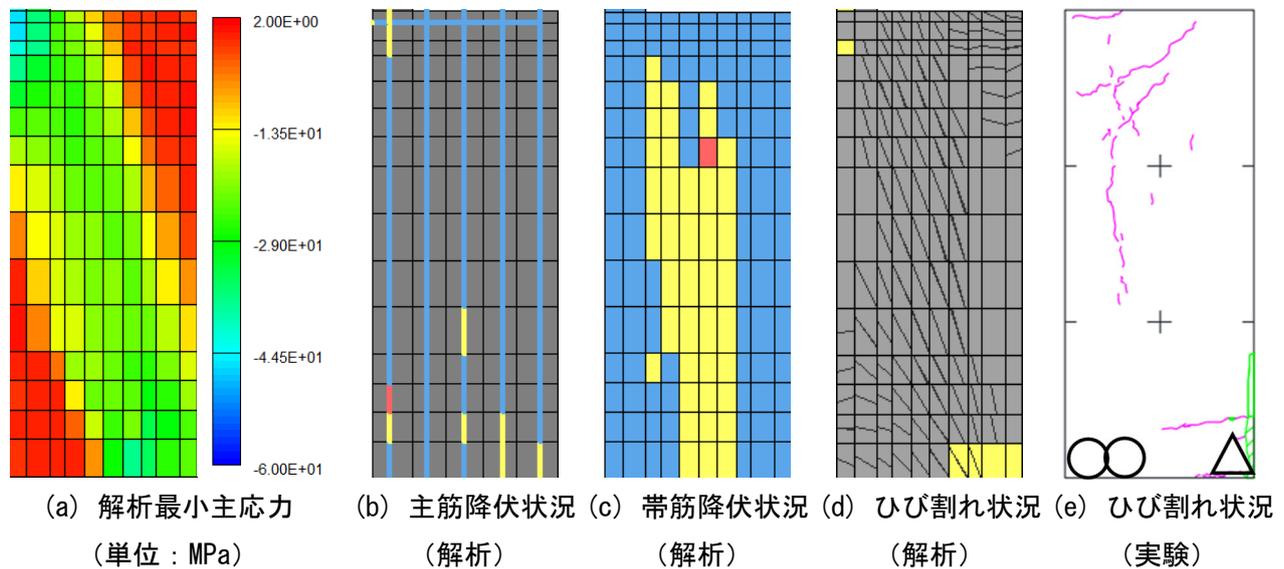


図 5.5.3-9 1 階南柱損傷性状

(6) 1 階柱負担応力

1) 軸力

1 階柱中央高さに作用する軸力（引張を正とする）の解析値と計算値を図 5.5.3-10 に示す。解析値は、柱中央高さでのコンクリート要素と主筋トラス要素の軸方向力を合算した値である。計算値は、1 階柱中央高さにおいて曲げモーメント負担が無いと仮定して、(式 5.5.3-1) から得られる水平力による変動軸力  $\Delta N$  を長期軸力に加えて略算的に求めた。図中には、1 階北柱の主筋が全引張降伏した時の 1 階柱軸力（(式 5.5.3-2) および(式 5.5.3-3)）を併せて示す。また、R1=1%時の 1 階柱軸力の解析値、計算値、北柱の主筋が全降伏したと仮定したときの計算値をそれぞれ絶対値で表 5.5.3-3 に示す。

北柱と南柱ともに、計算値が解析値よりも若干大きくなった。また、計算値と解析値のいずれも、北柱の主筋が全降伏したと仮定したときの軸力より小さくなった。これは、図 5.5.3-10 で示した、1 階北柱の全ての主筋が引張降伏していない状況と整合している。

$$Q_2 h_2 - Q_1 h_1 = \Delta N x \tag{式 5.5.3-1}$$

$$N_N = A_g \sigma_y \quad (\text{式 5.5.3-2})$$

$$N_S = -2N_0 - A_g \sigma_y \quad (\text{式 5.5.3-3})$$

ここで、 $Q_2$  : 水平力(kN)

$Q_1$  : 引き戻し力(kN)

$h_2$  : 1階柱の中央高さから解析上の水平力載荷位置までの高さ(mm) (=4025mm)

$h_1$  : 1階柱の中央高さから引き戻し力載荷位置までの高さ(mm) (=525mm)

$\Delta N$  : 変動軸力(kN)

$x$  : 北柱中心から南柱中心までの距離(mm)

$N_N$  : 1階北柱軸力 (全主筋引張降伏時)

$N_S$  : 1階南柱軸力 (北柱全主筋引張降伏時)

$A_g$  : 柱1本の全主筋断面積

$\sigma_y$  : 主筋の降伏強度

$N_0$  : 柱1本の長期軸力

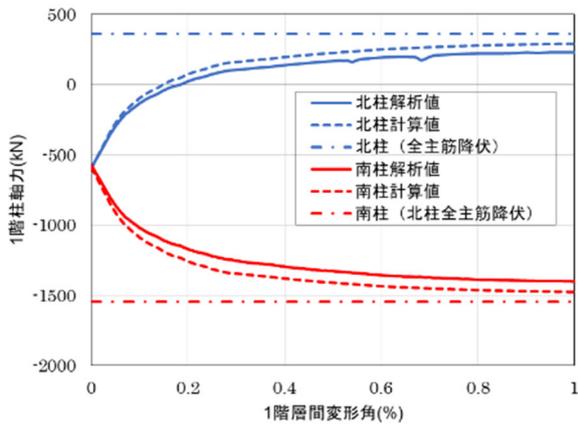


図 5.5.3-10 1階柱軸力

表 5.5.3-3 1階柱軸力 (R1=1.0%)

	北柱	南柱
解析値	222	1400
計算値 (計算値/解析値)	287 (1.29)	1467 (1.05)
北柱主筋全降伏時 (北柱主筋全降伏時 /解析値)	295 (1.33)	1470 (1.05)

## 2) せん断力

1階柱中央高さに作用するせん断力を図 5.5.3-11 に示す。せん断力は、柱中央高さ位置でのコンクリート要素のせん断力を合算した値である。R1=0.1%付近で北柱のせん断力が頭打ちとなり、その後、若干の低下がみられた。一方、南柱では変形の増大に伴って剛性が徐々に低下しながらも負担せん断力は増加し続け、R1=1%時では1階層せん断力の約85%を負担していた。

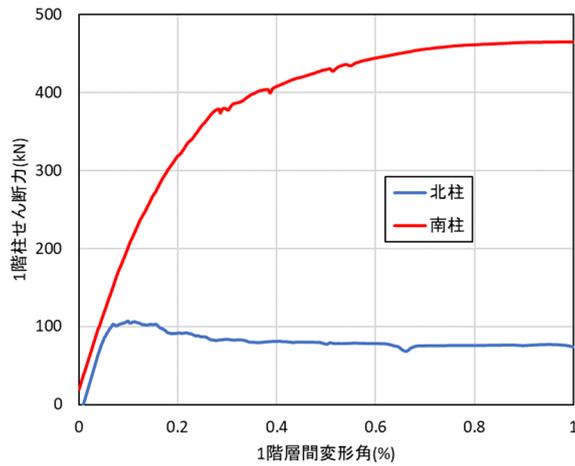
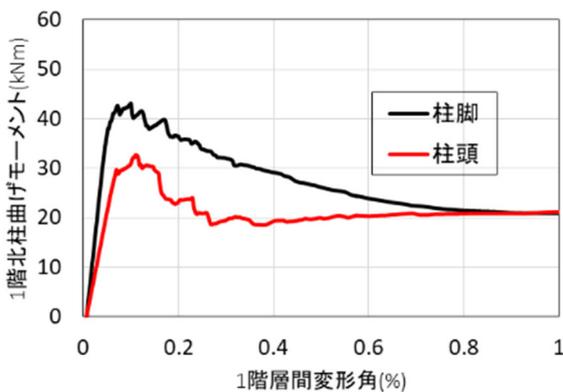


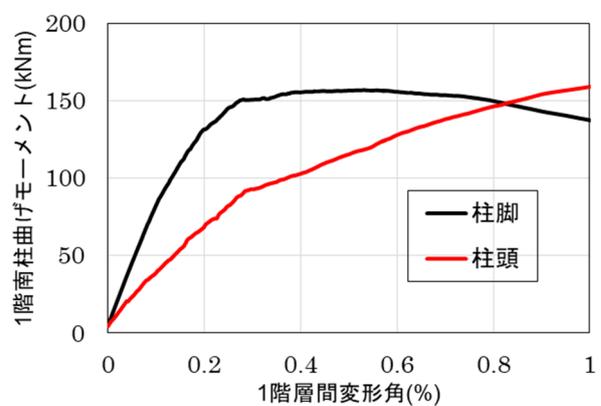
図 5.5.3-11 1 階柱せん断力

### 3) 曲げモーメント

1 階柱の脚部断面および頂部断面に作用する曲げモーメントを図 5.5.3-12 に示す。曲げモーメントは、脚部および頂部のコンクリート要素と主筋トラス要素の鉛直方向の力に柱中心位置からの距離を乗じて求めた。せん断力と同様に、 $R1=0.1\%$ 付近から北柱の脚部と頂部の曲げモーメントが減少した。南柱では北柱と比べてかなり大きな曲げモーメントを負担しているが、柱脚に関しては  $R1=0.4\%$ 付近で負担曲げモーメントが頭打ちとなり、その後減少したのに対して、柱頭では曲げモーメントが増加し続け、 $R1=0.8\%$ 付近では両者の大小関係が逆転した。



(a) 北柱



(b) 南柱

図 5.5.3-12 1 階柱曲げモーメント

1 階柱の反曲点高さを図 5.5.3-13 に示す。反曲点高さは、(式 5.5.3-4) のように柱脚と柱頭の曲げモーメントから求めた。北柱では、載荷直後は反曲点高さが柱の中央高さよりも上に見られたが、その後柱頭と柱脚の曲げモーメントがほぼ同じとなり、反曲点高さが中央高さに収束していく様子が確認された。また、南柱でも同様に載荷直後は柱の中央高さよりも上に反曲点が見られたが、その後、柱頭曲げモーメントが増加し続けたのに対し柱脚曲げモーメントが減少したことで反曲点高さが減少し、 $R1=1\%$ 時には柱中央高さよりも低い位置となった。

$$M_b h / (M_b + M_t) = h_0 \quad (\text{式 5.5.3-4})$$

ここで、 $M_b$ ：柱脚曲げモーメント  
 $M_t$ ：柱頭曲げモーメント  
 $h_0$ ：1階柱高さ  
 $h$ ：反曲点高さ

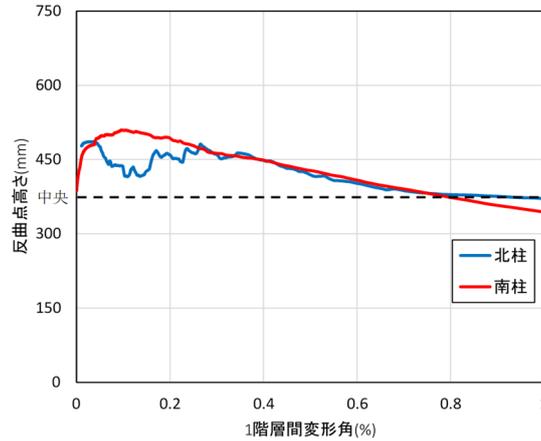


図 5.5.3-13 1階柱反曲点高さ

#### 4) 終局耐力計算値との関係

1階柱の脚部および頂部の曲げモーメントー軸力関係を図 5.5.3-14 に示す。図中には、文献[5-3]に記載の多段配筋柱の曲げ終局耐力略算式である(式 5.5.3-5)～(式 5.5.3-7)による計算値を併せて示す。軸力はこれまでと同様に引張を正としている。

1階北柱に関しては、荷重が進むにつれて軸力が圧縮から引張へと増加したが、荷重後しばらくは脚部、頂部ともに負担曲げモーメントは計算値を下回る範囲で推移した。しかし、軸力 0kN 付近で脚部の負担曲げモーメントが計算値を上回り、軸力が約 200kN の時に頂部の負担曲げモーメントも計算値を上回り、両端に塑性ヒンジが形成されたとみられる。1階南柱に関しては、荷重によって圧縮軸力が増加し、曲げモーメントも増加したが、両端とも計算値に到達しなかったことから、曲げ破壊していない可能性が高い。

$$M_u = 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.5N g_1 D \quad (N_{\min} \leq N < 0) \quad (\text{式 5.5.3-5})$$

$$M_u = 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right) \quad (0 \leq N \leq N_b) \quad (\text{式 5.5.3-6})$$

$$M_u = \left\{0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.024(1 + g_1)(3.6 - g_1)bD^2 F_c\right\} \left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - N_b}\right) \quad (\text{式 5.5.3-7})$$

$$(N_b < N \leq N_{\max})$$

ここで、 $M_u$ ：曲げ終局耐力(Nmm)  
 $N_{\max}$ ：中心圧縮時終局耐力(N)

$N_{min}$  : 中心引張時終局耐力(N)

$N$  : 柱軸方向力(N)

$A_g$  : 柱主筋全断面積(mm<sup>2</sup>)

$b$  : 柱断面幅(mm)

$D$  : 柱断面せい(mm)

$\sigma_y$  : 主筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

$F_c$  : コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$g_1$  : 引張筋重心と圧縮筋重心との距離の全せいに対する比

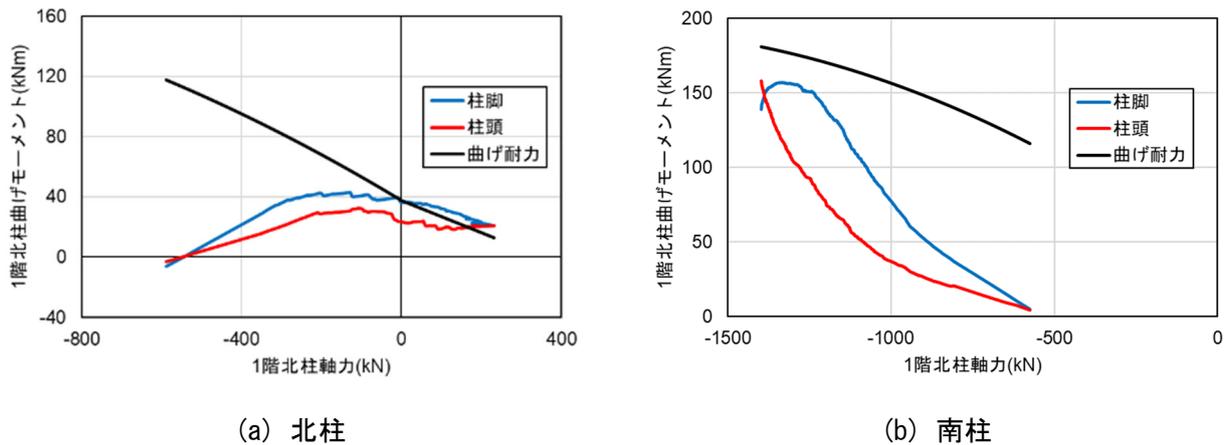


図 5.5.3-14 1 階柱材端曲げモーメントー軸力関係

1 階北柱および南柱の中心高さ位置でのせん断力ー軸力関係を図 5.5.3-15 に示す。図中には、文献 [5-3] に記載のせん断終局耐力式である(式 5.5.3-8)および(式 5.5.3-9)により求めた計算値を併せて示す。なお、 $M/Q$  は略算的に 1 階柱内法スパンの半分 (=375mm) として計算した。北柱は計算値に到達しなかったが、南柱については軸力約-1300kN 時に計算値を上回った。前述の曲げモーメントー軸力関係を踏まえると、北柱では曲げによる破壊、南柱ではせん断による破壊が発生したと推察できる。

$$Q_{su} = {}_B Q_{su} + 0.1\sigma_y b j \quad (\text{式 5.5.3-8})$$

$${}_B Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} b j \quad (\text{式 5.5.3-9})$$

ここで、 $Q_{su}$  : 柱のせん断終局耐力(N)

${}_B Q_{su}$  : 梁のせん断終局耐力(N)

$p_t$  : 梁の引張鉄筋比(%)

$F_c$  : コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$M/Q$  : せん断スパン ( $M$ ,  $Q$  はそれぞれ終局耐力算定時における梁部材内の最大曲げモーメントおよびせん断力 (ただし、 $M/(Qd)$  は  $M/(Qd) < 1$  のとき 1 とし、 $M/(Qd) > 3$  のとき 3 とする)) (mm)

$d$  : はり有効せい(mm)

$p_w$  : 梁のせん断補強筋比(小数)

$\sigma_{wy}$  : 梁せん断補強筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

- b : 梁幅(mm)
- j : 梁の応力中心間距離(=7d/8)(mm)
- $\sigma_0$  : 柱の平均軸方向応力度(=N/bD) (N/mm<sup>2</sup>)
- N : 柱軸方向力(N)
- b : 柱断面幅(mm)
- D : 柱断面せい(mm)

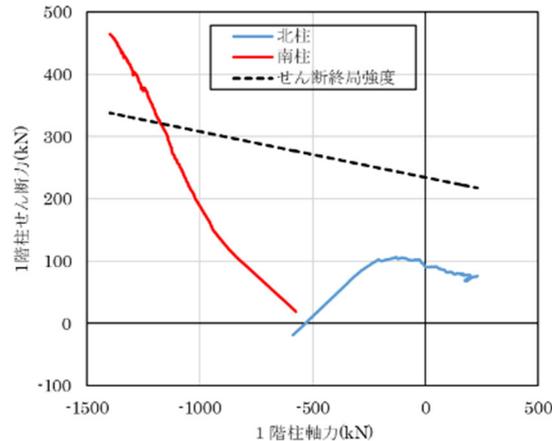


図 5.5.3-15 1 階柱せん断力-軸力関係

#### 5.5.4 まとめ

本節では、無補強試験体 F1 に対して 2 次元有限要素解析を行い、載荷実験における試験体の挙動追跡および崩壊形式の特定を試みた。得られた知見を以下に示す。

- 本解析では、実験で確認された崩壊形式とは異なる結果となった。特に 1 階南柱に関しては、解析ではせん断破壊したような性状が確認されたが、実験ではそのような様子は確認されず、破壊性状に大きな差が見られた。
- 1 階柱の負担応力として、軸力、せん断力および曲げモーメントを求めた。軸力に関しては、北柱と南柱ともに、北柱の主筋が全降伏したと仮定したときの軸力よりも小さくなった。せん断力に関しては、北柱では早期に頭打ちとなったものの、南柱では増加し続けた。南柱の曲げモーメントに関しては、はじめは柱脚で大きなモーメントを負担していたが、途中で頭打ちとなった。対して柱頭では曲げモーメントが増加し続けた。
- 1 階南柱の負担曲げモーメントから反曲点高さを計算した。解析では反曲点高さは柱中心高さ付近に見られたが、実験では柱脚の主筋のみ降伏し柱頭が降伏しなかったことから反曲点高さが柱中央よりも上にあることが推察されており、両者の傾向が一致しなかった。
- 1 階柱の柱頭および柱脚に関して曲げ終局強度とせん断終局強度を算定した。曲げ終局強度に関して、北柱では負担曲げモーメントが曲げ終局強度を上回ったが、南柱では上回ることはなかった。せん断終局強度に関して、北柱の負担せん断力はせん断終局強度に到達しなかったが、南柱ではせん断終局強度を上回った。このことから、北柱では曲げ破壊、南柱ではせん断破壊が発生したことが推察される。

## 5.6 結論

本章では、対象建築物の下層 2.5 層を模擬した架構試験体を 2 体作成し、1 体は一次載荷において最大耐力を発揮する程度の変形を経験させ、その後補強を施して実験を実施した。また、もう 1 体は比較のために 1 次載荷をせずに補強を施して実験を実施した。この実験で得られた知見とともに、骨組み解析及び有限要素解析で得られた知見を下記に示す。

### 5.6.1 構造実験により得られた知見

F1, F1-R, F2-R, 3 体の試験体の実験により、以下の知見を得た。

(無補強試験体 F1)

- ・ 1F ピロティ柱について、設計時に想定した柱のせん断破壊または軸方向ひび割れを伴う破壊は見られず、せん断補強筋の降伏も見られなかった。また、事前の検討では反曲点が柱の中央にあると考えていたが、実験では柱脚しか主筋が降伏しておらず、反曲点が柱の中央より上にあることがわかった。
- ・ 試験体は以下のような順番で破壊が進んでいった。1Rx=0.86%時の耐力低下は、2F 壁のスリップ破壊によるものと考えられる。また、この時の壁のスリップ破壊は梁の軸伸び変形や梁端部の圧壊を伴っているものと考えられる。
  - ① 1F ピロティ柱 (引張軸力側) の曲げ降伏 (1/400rad~1/200rad)
  - ② 1F ピロティ柱 (圧縮軸力側) の曲げ降伏 (1Rx=0.59%)
  - ③ 2F 壁縦筋の降伏と 2F 壁脚部のスリップ (1Rx=0.86%, このとき耐力低下)
  - ④ 2F 梁端の圧壊 (1Rx=0.86%~1.0%)

(補強試験体 F1-R, F2-R)

- ・ 補強試験体 F1-R, F2-R は、UFC パネル補強を施すことで 1F ピロティ柱の柱脚と柱頭にヒンジが形成され、1 層の層崩壊系の破壊形式となった。1F の層間変形角で正負ともに 2.0%の繰返し載荷まで層せん断力が最大耐力の 80%以下に低下することはなく、良好な変形性能が得られた。
- ・ 無補強試験体と補強試験体の載荷条件は同一ではないため単純な比較はできないが、F1-R は正側で 1.49 倍、負側で 1.63 倍の耐力上昇、F2-R は正側で 1.59 倍、負側で 1.68 倍の耐力上昇が見られ、補強効果が確認できた。

### 5.6.2 骨組み解析により得られた知見

F1, F1-R, F2-R, 3 体の試験体の実験を対象として、骨組解析を行い、以下の知見を得た。

(無補強試験体 F1)

・ 従来の解析モデルは、耐力は実験値と概ね一致したが、ピロティ梁のモデル化は剛性の大きい梁で破壊しないものとして評価しているため、架構の水平剛性は実験値より大きい結果となった。また実験において梁端部の損傷が見られたことから、ピロティ柱に接続する 2 階梁のモデル化の必要性があることが明らかとなった。

・ 本試験体は、スラブの有効幅を最大に考慮した場合の層剛性が実験値と概ね一致した。

・ 梁の耐力を考慮したモデル化において、スラブの有効幅を最大に考慮しピロティ柱を MS モデルとした組み合わせのモデル 4 を用いた結果、層せん断力-層間変形角関係は実験値を概ね捉えられ、部材

の損傷分布も概ね再現できるモデル化手法であることを確認した。

(補強試験体 F2-R)

・対象試験体において、顕著な耐力低下を示す 1 層変形角  $1/50\text{rad}$  までのモデル化手法を検討した。補強を施した 1 層柱の評価式において、UFC パネルにより補強した既往の柱試験体にてその精度を検証した。また、既往の部材実験に基づき、1 階柱の剛域を部材フェイス位置から  $D/4$  の長さ ( $D$ =部材せい) だけ移動させることで架構の最大耐力以前の荷重変形関係を適切に評価できることを確認した。

・実験にて UFC 袖壁の浮き上がり挙動が確認されたことを踏まえ、UFC 袖壁を弾性ばねに、目地モルタル部を鉛直ばねにモデル化することで UFC 袖壁の浮き上がり挙動の再現を試み、目地モルタルの断面積のうち  $1/15$  を応力伝達に有効とすることで当該試験体の挙動を適切に評価できることを確認した。本稿では、設計法構築に向けた実験に整合する基本モデルの作成を目的とし、対象試験体に適合するモデルを作成したため、今後は更なる実験及び検討によりモデルの一般化を試みる

(損傷後補強試験体 F1-R)

・柱部材試験体の鉛直方向ひずみより試験体の負担軸力算定手法を決定し、架構試験体に適用した結果、当該試験体のコンクリートヤング係数を材料試験結果の値から  $0.74$  倍まで低減させることは概ね妥当であることを確認した。

・損傷部材の初期剛性に既往の式から算出した曲げ剛性低下率を考慮することで試験体の挙動を概ね評価した。

・予備載荷時の全エネルギー吸収量に対する残存エネルギー吸収量の比を曲げ終局耐力の低減率として考慮することで試験体の挙動を概ね評価した。

### 5.6.2 有限要素解析により得られた知見

無補強試験体 F1 に対して 2 次元有限要素解析を行い、載荷実験における試験体の挙動追跡および崩壊形式の特定を試みた。得られた知見を以下に示す。

- ・本解析では、実験で確認された崩壊形式とは異なる結果となった。特に 1 階南柱に関しては、解析ではせん断破壊したような性状が確認されたが、実験ではそのような様子は確認されず、破壊性状に大きな差が見られた。
- ・1 階柱の負担応力として、軸力、せん断力および曲げモーメントを求めた。軸力に関しては、北柱と南柱ともに、北柱の主筋が全降伏したと仮定したときの軸力よりも小さくなった。せん断力に関しては、北柱では早期に頭打ちとなったものの、南柱では増加し続けた。南柱の曲げモーメントに関しては、はじめは柱脚で大きなモーメントを負担していたが、途中で頭打ちとなった。対して柱頭では曲げモーメントが増加し続けた。
- ・1 階南柱の負担曲げモーメントから反曲点高さを計算した。解析では反曲点高さは柱中心高さ付近に見られたが、実験では柱脚の主筋のみ降伏し柱頭が降伏しなかったことから反曲点高さが柱中央よりも上にあることが推察されており、両者の傾向が一致しなかった。
- ・1 階柱の柱頭および柱脚に関して曲げ終局強度とせん断終局強度を算定した。曲げ終局強度に関して、北柱では負担曲げモーメントが曲げ終局強度を上回ったが、南柱では上回ることはなかった。せん断終局強度に関して、北柱の負担せん断力はせん断終局強度に到達しなかったが、南柱ではせん断終局強度を上回った。このことから、北柱では曲げ破壊、南柱ではせん断破壊が発生したことが推察される。

## 参考文献

- [5-1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，2018.12
- [5-2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，1991.4
- [5-3] 国土交通省国土技術政策総合研究所・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，全国官報販売協同組合，2020.11
- [5-4] 生部 宏幸，勅使川原 正臣，市之瀬 敏勝，神谷 隆：長スパンピロティ架構における耐震壁の壁縦筋が耐震壁のせん断強度に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 33, No.2, pp. 445-450, 2011.7
- [5-5] 谷昌典，吉田遥夏，林洙娥，石原滯，渡邊秀和，向井智久，石岡拓，小宮山征義，服部翼，松本大亮：UFC パネルにより耐震補強された RC 造ピロティ柱の載荷実験（その1：無損傷試験体に対する補強効果），日本建築学会大会北海道支部研究報告集，pp.404-407, 2021.6
- [5-6] 谷昌典，ほか9名：UFC パネルにより耐震補強された RC 造ピロティ柱の載荷実験（その1：無損傷試験体に対する補強効果），日本建築学会北海道支部研究報告集，pp.408-411, 2021.6
- [5-7] 伊藤忠テクノソリューションズ（株）：FINAL/V11
- [5-8] 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
- [5-9] 出雲淳一，他：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，No.87.9-1, pp.107-120, 1987.9
- [5-10] 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
- [5-11] 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
- [5-12] Kupfer,H.B.and Gerstle,K.H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, No.EM4, pp.853-866,Aug.,1973.
- [5-13] 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