

第7章

既製 SC 杭を用いた実大杭基礎部分架構実験

7.1 はじめに

7.1.1 研究背景

近年の大規模地震において杭基礎の被害によって建物が傾斜し、継続的な使用が困難となった事例が報告されている。杭頭部の被害に比べてパイルキャップの被害は比較的少なく、耐震上の課題が余り明確になっていない。一方で大地震後も継続使用性を可能とする解決策の一つとして、靱性を有する杭頭接合面を有効に利用する工法がある。そのためには、杭頭部からパイルキャップへの応力伝達機構を明らかにする必要がある。日本建築学会「建築基礎構造設計指針」^[7-1]では、杭頭接合面に関する曲げ抵抗機構に関する耐力設計式や変形性能評価の提案がされているもの、構造実験による検討が少ないことが指摘されている。この中でも特に、実際の建物で使用されている大口径杭の構造実験や、大地震時の軸力変動を再現した構造実験や、高軸力下の構造実験は過去に実施されていないことがわかっている。

7.1.2 研究目的

本研究では、設計法が確立されていない杭頭接合面の曲げの抵抗機構の解明と耐力及び、変形性能の定量化に焦点を当てる。地震時に建物に作用した力は、柱、梁、パイルキャップを介して、杭頭接合面にせん断力や曲げモーメントとして作用する。そこで、建物基礎部分の応力状態を再現しながら、杭頭の抜け出しを含めて杭頭部分のモーメント一回転角関係を終局時に至るまで高精度に再現し、履歴復元力特性と損傷状態を記録する。得られた実験結果と各種設計指針の設計方法を比較し、破壊機構や設計式の妥当性を把握する。具体的には、下記のような目的を設定した。

- 杭・基礎梁・柱を含む杭頭接合部部分架構に対して変動軸力下での静的正負繰返し载荷実験を行い杭頭接合面における曲げ性能を明らかにする。
- 実験結果に基づいて、杭頭接合面の曲げに関する主な抵抗機構を抽出する。
- 実験で得られた杭頭接合面における曲げモーメント回転角関係の骨格曲線に基づいて、降伏点および終局点のモーメント耐力と回転角を予測する方法を提案する。また、杭頭接合部部分架構のせん断力変形角関係を予測するための杭体及び、杭頭接合面に対する曲げ抵抗機構のモデル化手法を提案する。

7.2 実験概要

7.2.1 試験体の構成と寸法, 配筋

試験体緒元を表 7.2.1 に, 試験体詳細を図 7.2.1 から図 7.2.5 に示す。試験体は建物側柱下部を模擬したト形部分架構試験体とし, 実大スケールで2体作製した。杭体は, 杭径 $D=400\text{mm}$, 鋼管厚 $t=21\text{mm}$ の既製鋼管コンクリート杭(以下, SC 杭)を使用し, パイルキャップへ 250mm 埋め込んだ。SC 杭はパイルキャップ部の破壊性状を確認するため, 強度の高い SC 杭(鋼管厚 $t=21\text{mm}$ 通常は $t=6\text{mm}$ 程度)を用いた。また, 基礎梁と柱は鉄骨と定着用の鉄筋で模擬した。杭頭定着筋量と変動軸力(軸力比)パスを実験変数とし, 試験体 No.1 では杭頭接合部での曲げ破壊(杭頭接合面曲げ破壊), No.2 試験体ではパイルキャップのせん断破壊が先行するように設計した。杭頭定着筋以外の配筋及び, 寸法は同一の仕様としている。

表 7.2.1 試験体緒元

試験体名		No1	No2
軸力比 $(N+P)/N_0^*$		-0.4~0.54	-0.49~0.43
柱	幅×せい	720mm×720mm	
	主筋	12-D32(SD390)	
	帯筋	D16(SD345) @50	
基礎梁	幅×せい	900mm×2000mm	
	主筋	16-D32(SD390)	
	補強筋	D16(SD345) @50	
杭	SC杭	$\Phi 400$, 鋼管厚 $t=21\text{mm}$, SSK490, $F_c 105\text{MPa}$	
	杭頭定着筋	8-D29(SD345)	14-D38(WSD490)
パイルキャップ	幅×せい×高さ	900mm×900mm×2350mm	
	縦筋	8-D13(SD295A)	
	帯筋	D10(SD295A) @185	
	柱帯筋	D10(SD295A) @145	

* $N+P$: 杭体に付加される軸力(2.3 節参照), $N_0 = \sigma_B \cdot A_c + f_y \cdot A_s$ ($N > 0$ 時), $N_0 = f_y \cdot A_s$ ($N < 0$ 時), (A_c : コンクリート部断面積, A_s : 鋼管部断面積, σ_B : コンクリート材料試験強度, f_y : 鋼管降伏強度,

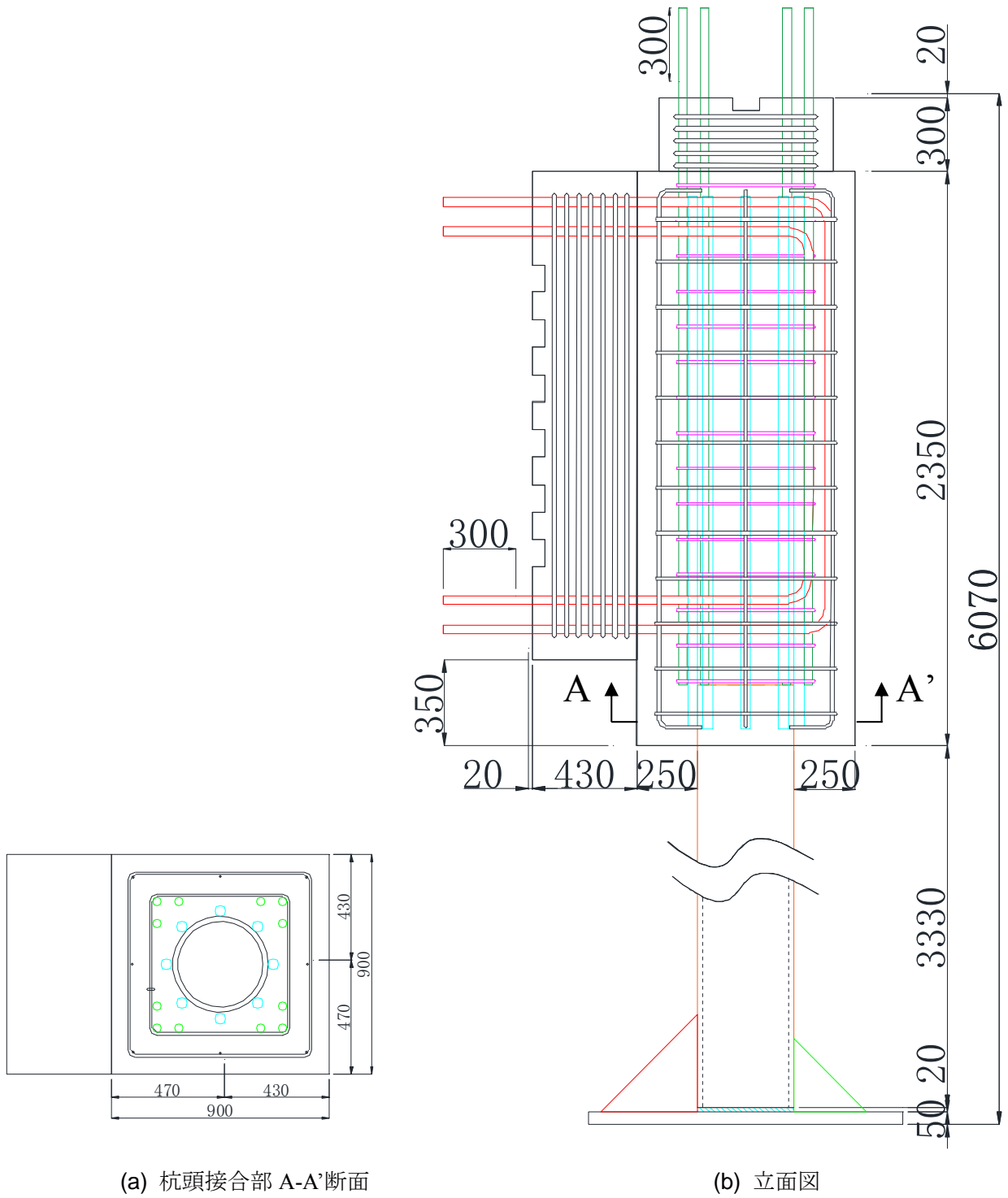


図 7.2.1 試験体 No. 1 の配筋と寸法

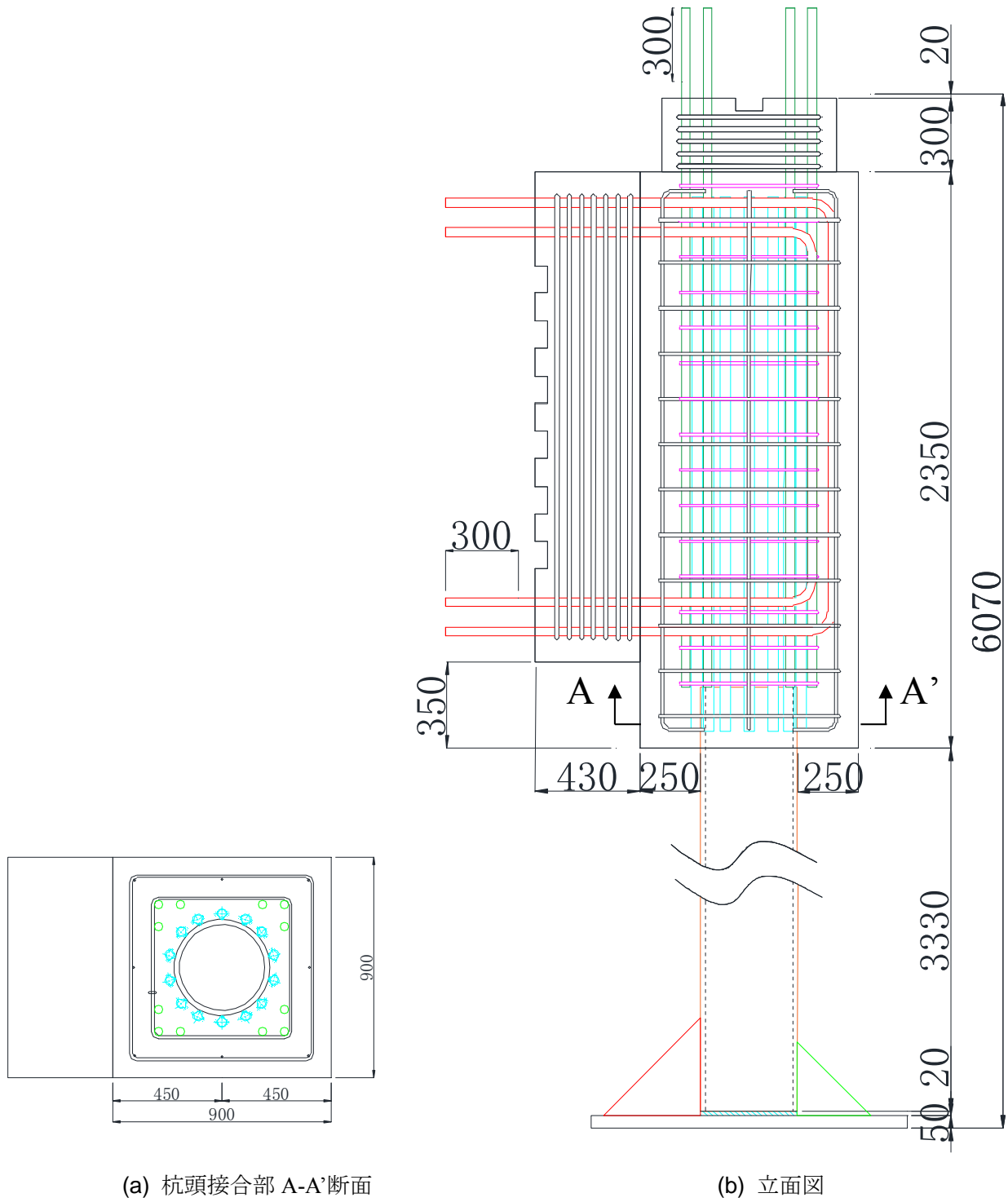


図 7.2.2 試験体 No. 2 の配筋と寸法

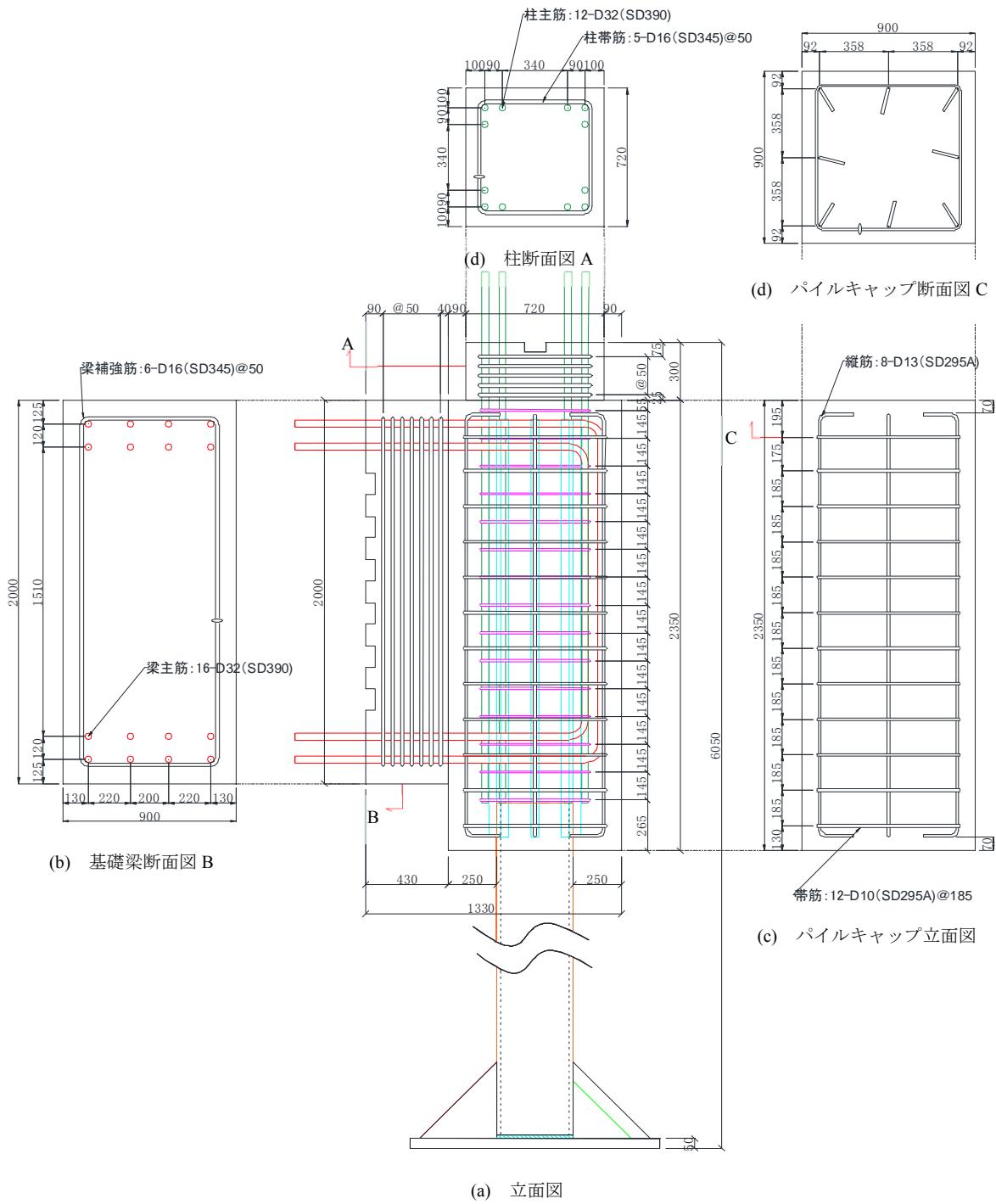


図 7.2.3 試験体詳細図(両試験体共通部分)

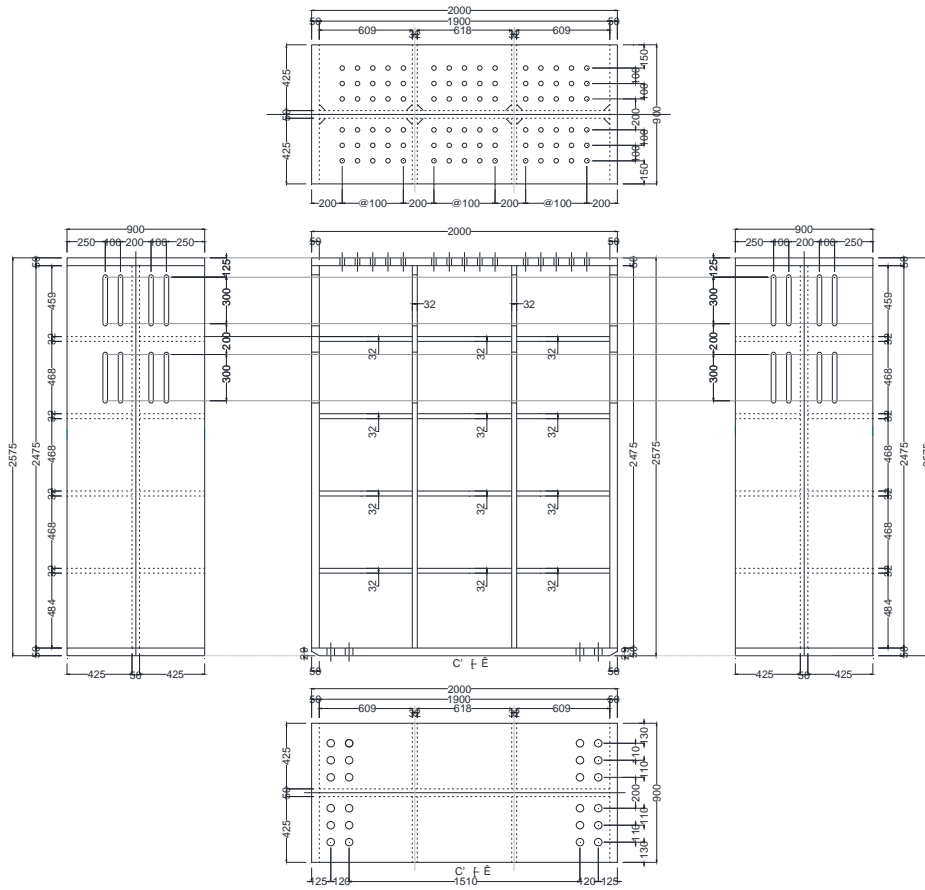


図 7.2.4 鉄骨梁詳細

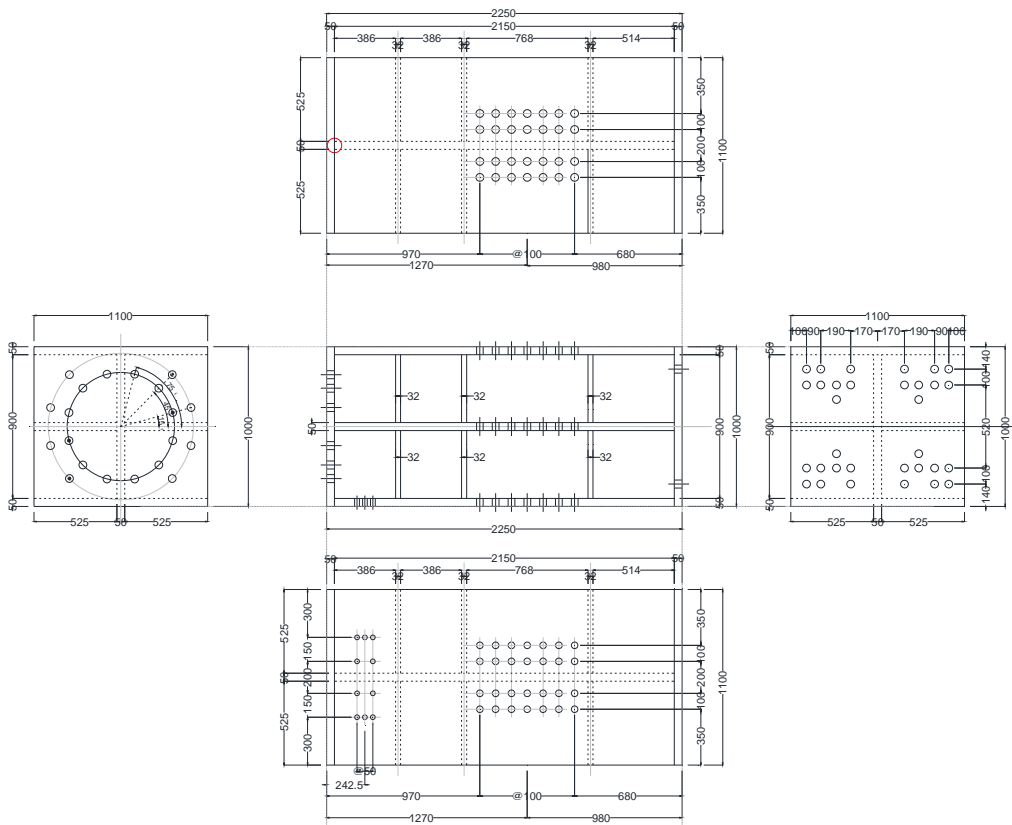


図 7.2.5 鉄骨柱詳細

7.2.2 材料特性

コンクリートの材料特性を表 7.2.2 に、鋼材の材料特性を表 7.2.3 に示す。

表 7.2.2 コンクリートの材料特性

使用箇所	試験体	供試体	圧縮強度	弾性係数	圧縮強度時歪
			MPa	GPa	$\times 10^{-6}$
鋼管内	No.1	1	128.3	48.6	2747.8
		2	126.0	46.1	2869.5
		3	126.2	46.5	2599.5
		平均	126.8	47.1	2738.9
	No.2	1	126.9	47.6	2747.8
		2	129.2	47.3	2771.0
		3	124.6	46.7	2599.5
		平均	126.9	47.2	2706.1
パイルキャップ	No.1	1	29.1	25.4	2210.4
		2	28.4	23.6	2173.1
		3	28.4	26.8	2074.2
		平均	28.6	25.3	2152.6
	No.2	1	29.6	23.2	2181.2
		2	29.3	26.6	2239.8
		3	27.9	22.5	2266.2
		平均	28.9	24.1	2229.1

表 7.2.3 鋼材の材料特性

鋼種	降伏応力	ヤング係数	引張強さ
	MPa	GPa	MPa
D10(SD295A)	339	178	482
D13(SD295A)	341	192	480
D16(SD345)	373	184	593
D29(SD345)	392	196	593
D32(SD390)	437	195	621
D38(WSD490)	530	190	706
SKK490*	514	-	584

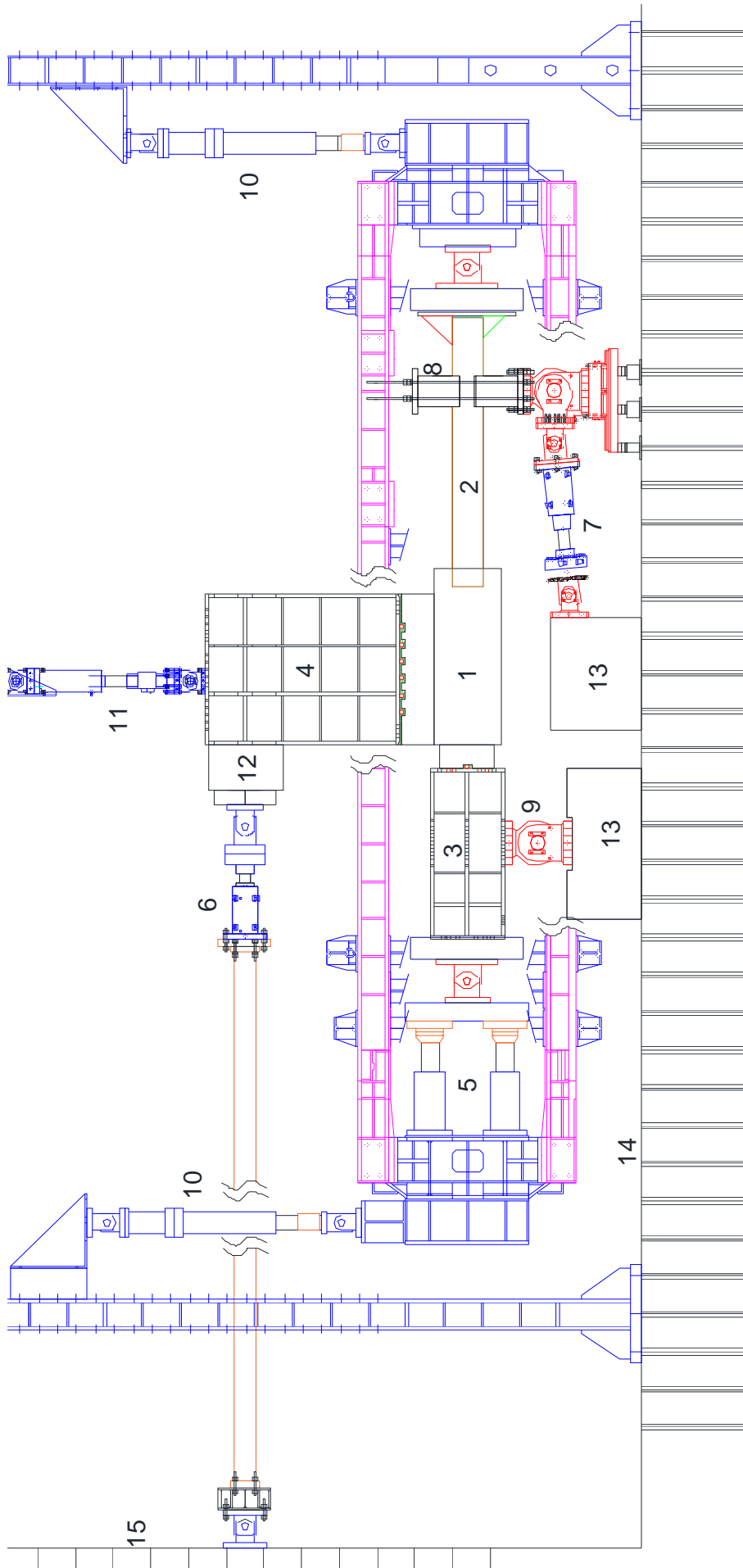
*ミルシート値を使用

7.2.3 載荷計画

載荷装置を写真 7.2.1, 図 7.2.6 に示す。本実験ではト形試験体を横にした状態で柱, 杭部で単純支持し, 基礎梁部から水平力 $2P$ を載荷した。載荷方向は杭と基礎梁が閉じる方向を正とした。杭側支持点はピンローラー支承とし, 両支持点の水平反力を同一にするため, 載荷中は杭側支持点下に取り付けた水平ジャッキにより, 水平力 $2P$ の半分 P を載荷方向と逆に付加した。即ち, 杭体に加わる軸力は水平ジャッキによる軸力 N と杭側支持点水平反力 P の合計値 $N+P$ となる。軸力 N は載荷装置柱側端部に取り付けた水平ジャッキ 4 台により加力した。また, 地震時の変動を考慮し軸力を変動させた。載荷装置両端及び, 基礎梁上端に取り付けた鉛直ジャッキによって吊り上げ, 載荷装置と試験体の自重を相殺し加力を行った。



写真 7.2.1 載荷装置



1:パイルキャップ, 2:SC杭, 3:鉄骨柱, 4:鉄骨梁, 5:軸力ジャッキ(押500t/引200t×4台), 6:水平力載荷ジャッキ(押400t/引150t×2台), 7:水平反力用ジャッキ, 8:抗側支持点, 9:柱側支持点, 10:フレーム自重相殺用ジャッキ, 11:試験体自重相殺用ジャッキ, 12:スベークサ, 13:コンクリートブロック, 14:反力床, 15:反力壁

図 7.2.6 載荷装置

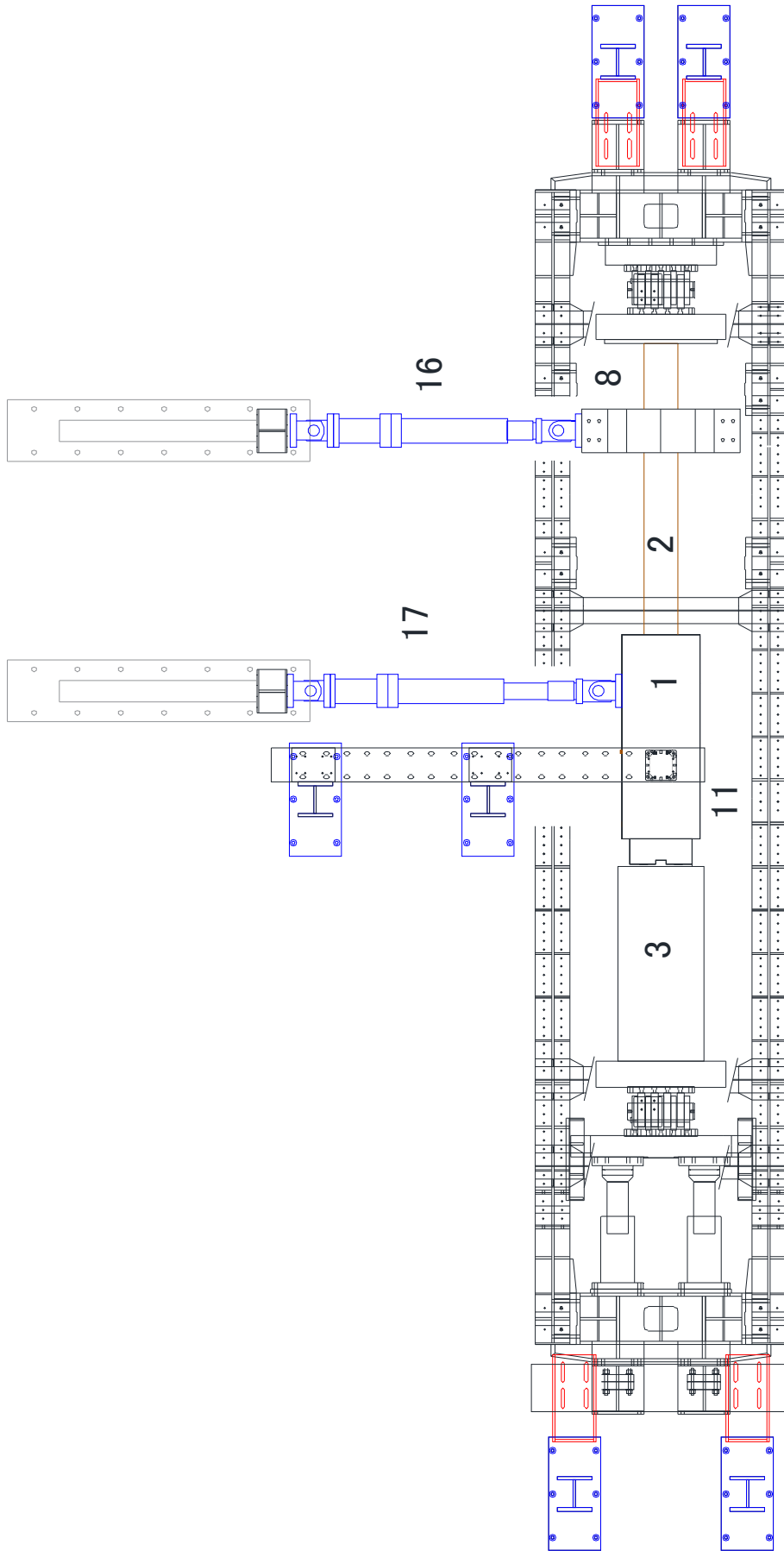


図 7.2.7 載荷装置(伏図)

16:面外方向止め用ジャッキ(杭側支持点), 17:面外方向止め用ジャッキ(基礎梁部)

(1) 試験体に作用する外力, 反力とモーメント

試験体に作用するモーメント分布と外力($2P$, F_R), 反力(F_L , R_L , R_R)を図 7.2.8 に示す。

本研究ではパイルキャップ内に埋め込まれた杭頭端面を杭頭接合面(図 7.2.8 中 K)と定義している。

左右方向の力のつり合いより

$$F_L = 2P - F_R \tag{式 7.2.1}$$

上下方向の力のつり合いより

$$R_R = R_L \tag{式 7.2.2}$$

F 点周りの力の釣り合いより

$$-2P \times H_{GH} + P \times H_{GH} + R_R \times L_{HI} = 0 \tag{式 7.2.3}$$

ただし,

H_{GH} : G-H 間の垂直距離 (=4.10m)

H_{HI} : H-I 間の垂直距離 (=0.19m)

L_{HI} : H-I 間の水平距離 (=6.0m)

これを解くと

$$R_R = \frac{(2 \times 4.10 - 0.19)}{6.0} P = 1.335P \tag{式 7.2.4}$$

K 点周りの力のつり合いより杭頭接合面 K の曲げモーメント M_{K0} は

$$M_{K0} = -R_R \times L_{BK} + F_R \times H_{HK} \tag{式 7.2.5}$$

ただし,

L_{BK} : B-K 間の水平距離 (=2.6m)

H_{HK} : H-K 間の垂直距離 (=1.15m)

となる。

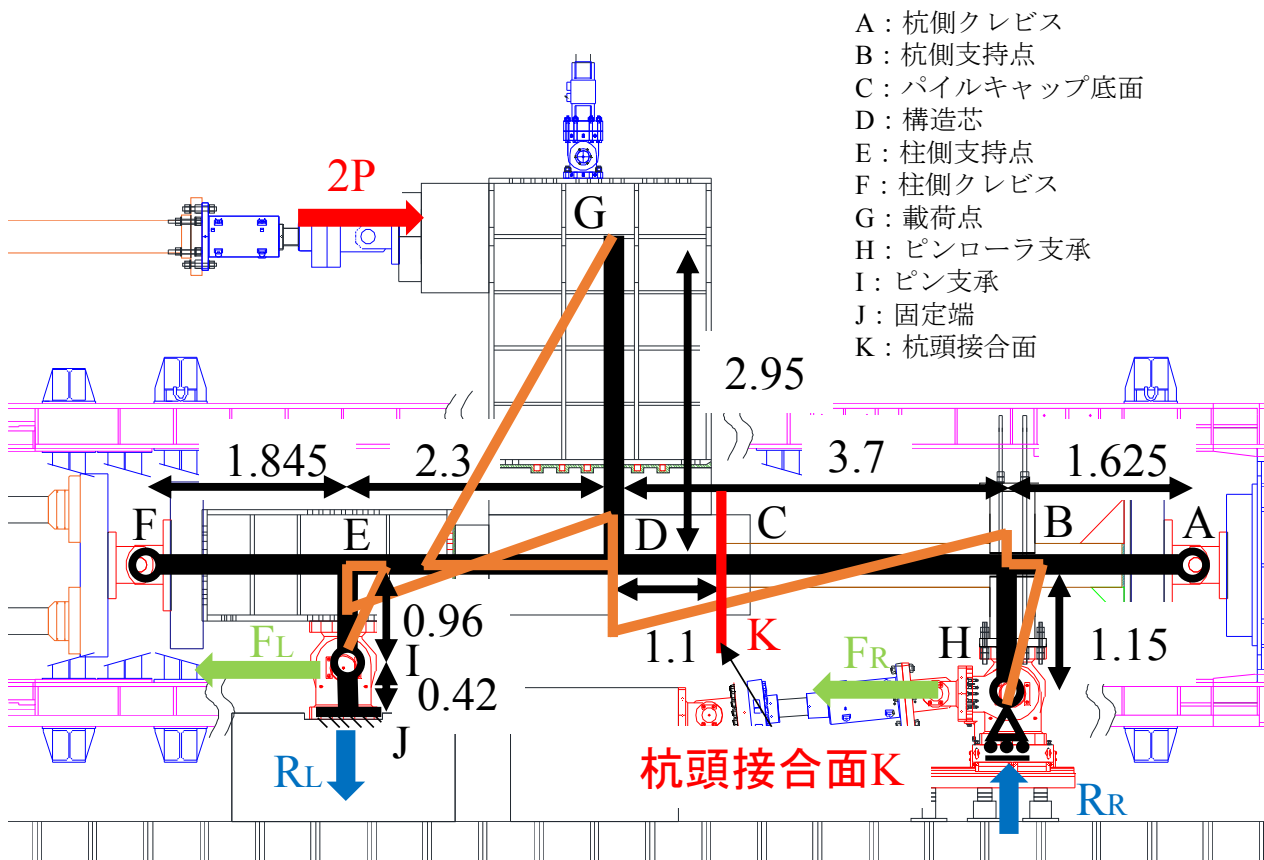


図 7.2.8 試験体に作用するモーメント分布と外力, 反力(単位 m)

(2) 制御用代表変形角 R

载荷中の制御に用いた代表変形角 R を図 7.2.9 に、支持点補正変形角 R' を図 7.2.10 に示す。パイルキャップ中央点(構造芯, 図 7.2.9 中 I 点)と载荷点(図 7.2.9 中 G 点)の相対水平変位を区間 L_{DG} (=2950mm) で除した変形角 R_0 に杭側支持点, 柱側支持点で载荷中に生じる微小変位からなる変形角 R' を足し合わせ補正した代表変形角 R で変位制御による正負交番繰り返し载荷を行った。

$$R = R_0 + R' \tag{式 7.2.6}$$

ただし,

$$R_0 = \frac{\delta_G - \delta_D}{L_{DG}} \tag{式 7.2.7}$$

$$R' = \frac{(\Delta Y_2 - \Delta Y_1)}{L_{BE}} \tag{式 7.2.8}$$

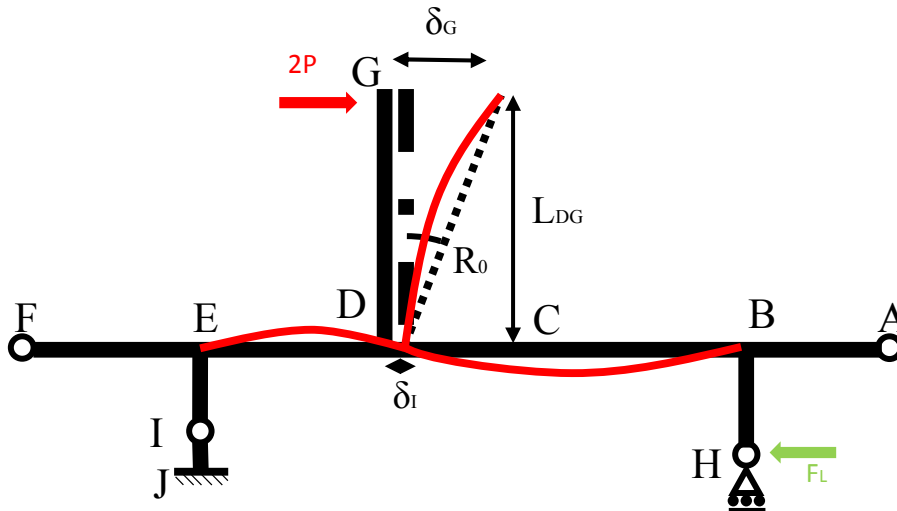


図 7.2.9 変形角 R_0

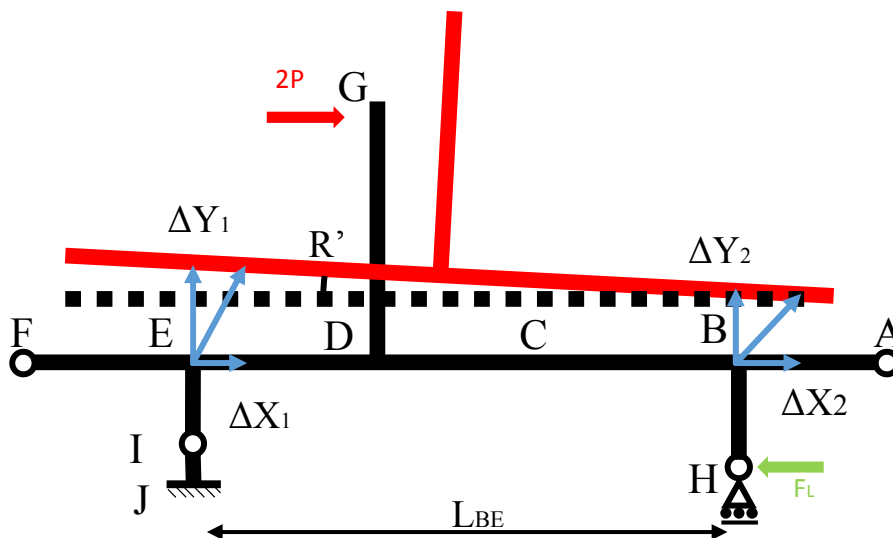


図 7.2.10 支持点補正変形角 R'

(3) 基礎梁せん断力 2P-軸力 N+P 平面における载荷パス

基礎梁せん断力 2P と杭体に作用する軸力 N+P の関係を図 7.2.11 に示す。図 7.2.11 中、黒曲線は SC 杭(鋼管厚 t=6)の終局曲げモーメントを基礎梁せん断力 2P に換算した値である。(3.1 節参照)変動軸力は過去の SC 杭曲げ実験を参考にし、試験体 No.1 では正側軸力比 0.52, 試験体 No.2 では 0.36, 負荷側では両試験体共に 0.4 とした。設定した軸力比に到達した後は一定軸力比とした。また、実験開始時には長期軸力相当である 2115kN(軸力比 0.2)の圧縮軸力を導入した。载荷中は载荷ジャッキに取り付けたロードセル(図 7.2.13 中 Jack I,Jack J)と軸力ジャッキに取り付けたロードセル(図 7.2.13 中 Jack M)から得られた値が载荷パスに沿うように自動制御した。

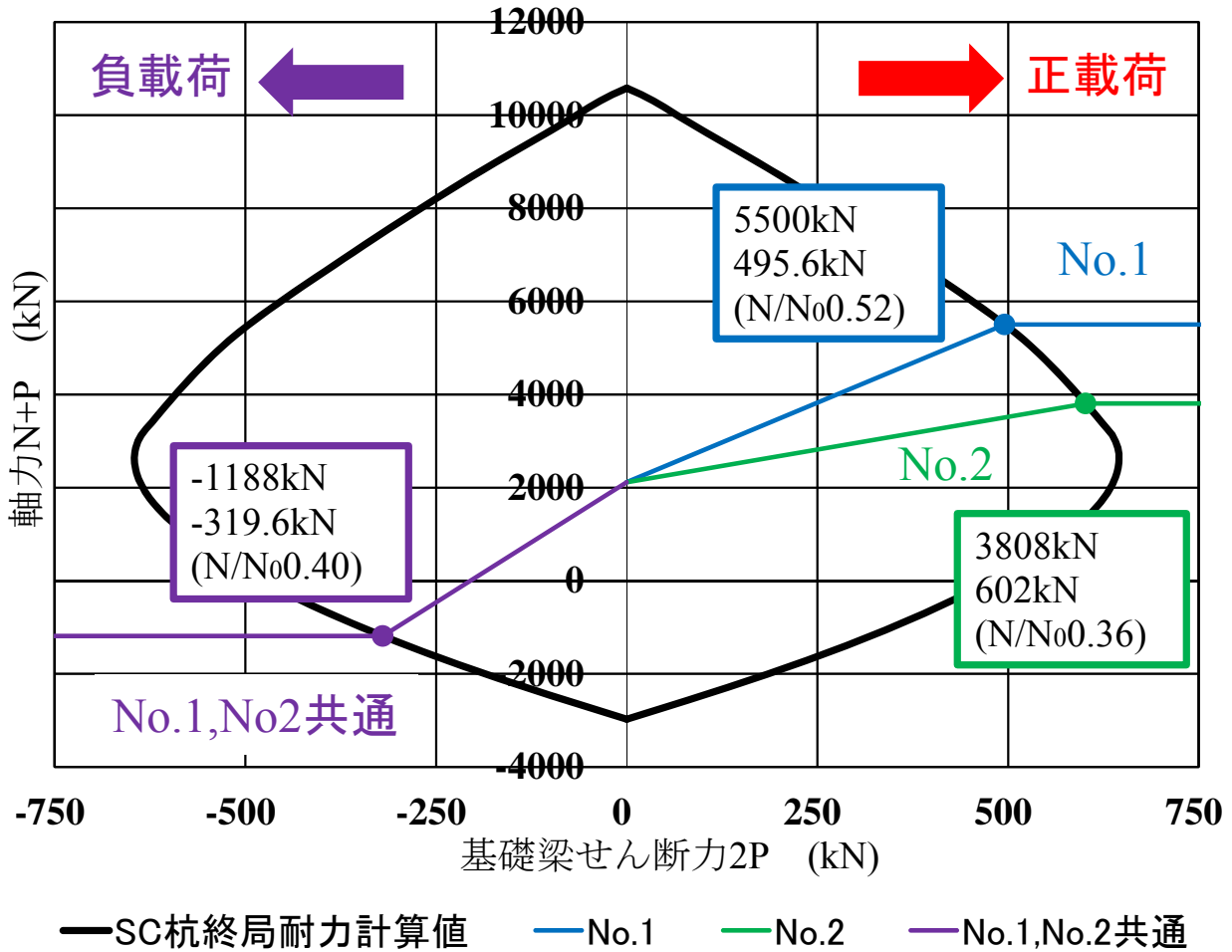


図 7.2.11 基礎梁せん断力 2P と軸力 N+P

7.2.4 計測計画

本実験で用いた計測システムを図 7.2.12 に示す。本実験では荷重，変位，ひずみ，ひび割れを計測した。荷重はロードセル，変位は変位計及び，OPTOTRAK，ひずみはひずみゲージ，ひび割れはデジタルカメラを用いて計測した。ひび割れはひび割れ幅も計測し，クラックスケールを用いて計測を行った。OPTOTRAK とは貼り付けたマーカーの動きをセンサーで感知し三次元的に変位を計測できるモーションセンサーである。全ての計測装置は 1 つのハブに接続されており，OPTOTRAK 用のノートパソコンの Enter キーがトリガーとなって一度に全ての計測項目が同時に計測出来るようになっている。



図 7.2.12 計測システム

(4) ロードセル及びジャッキ設置位置

ロードセル及びジャッキ設置位置を図 7.2.13 に示す。図中 Jack はロードセル及びジャッキ, Cell はロードセルのみを示している。

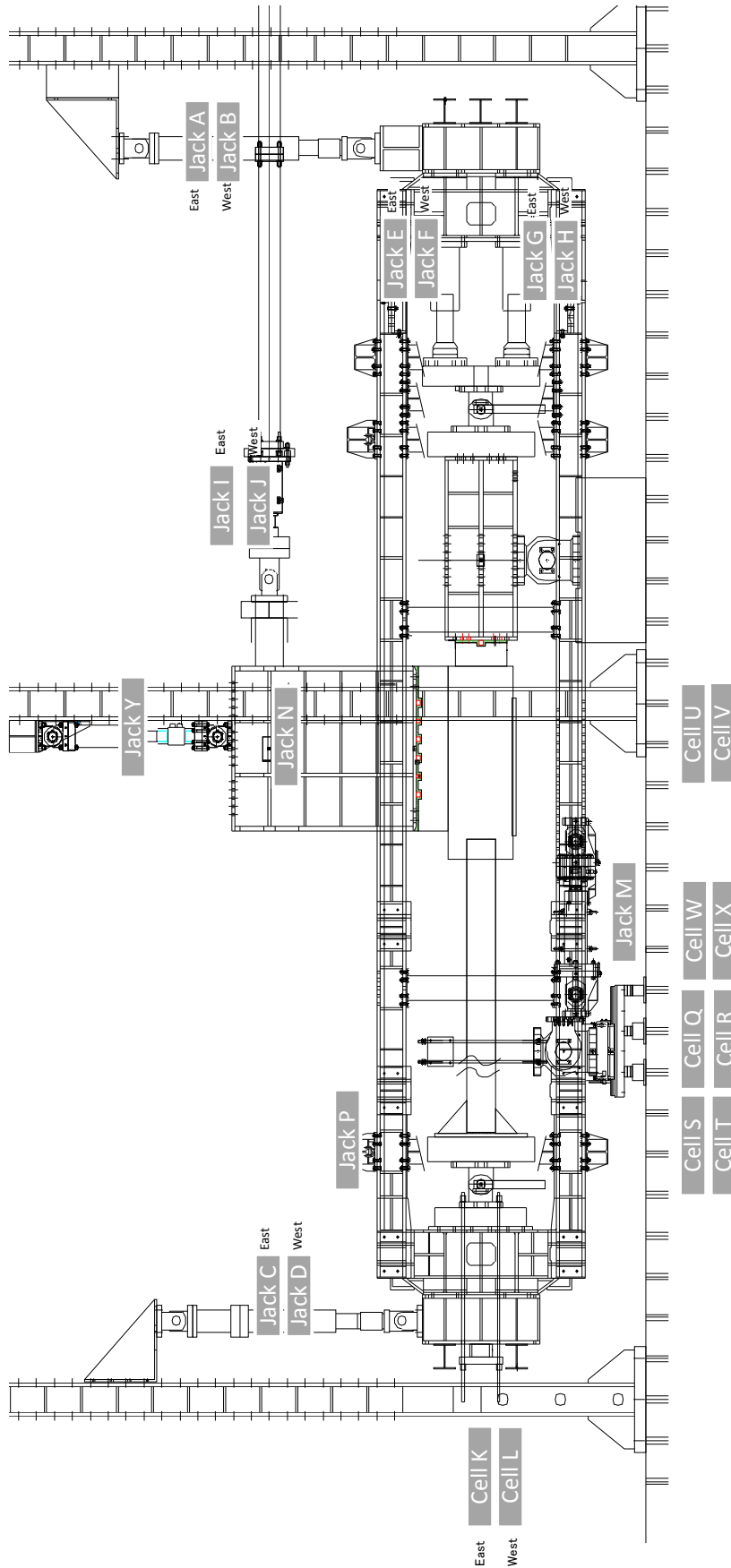


図 7.2.13 ロードセル及びジャッキ設置位置

(5) 変位計取り付け図

変位計取り付け図を図 7.2.14 から図 7.2.21 に、変位計取り付け状況写真を写真 7.2.2 から写真 7.2.4 に示す。

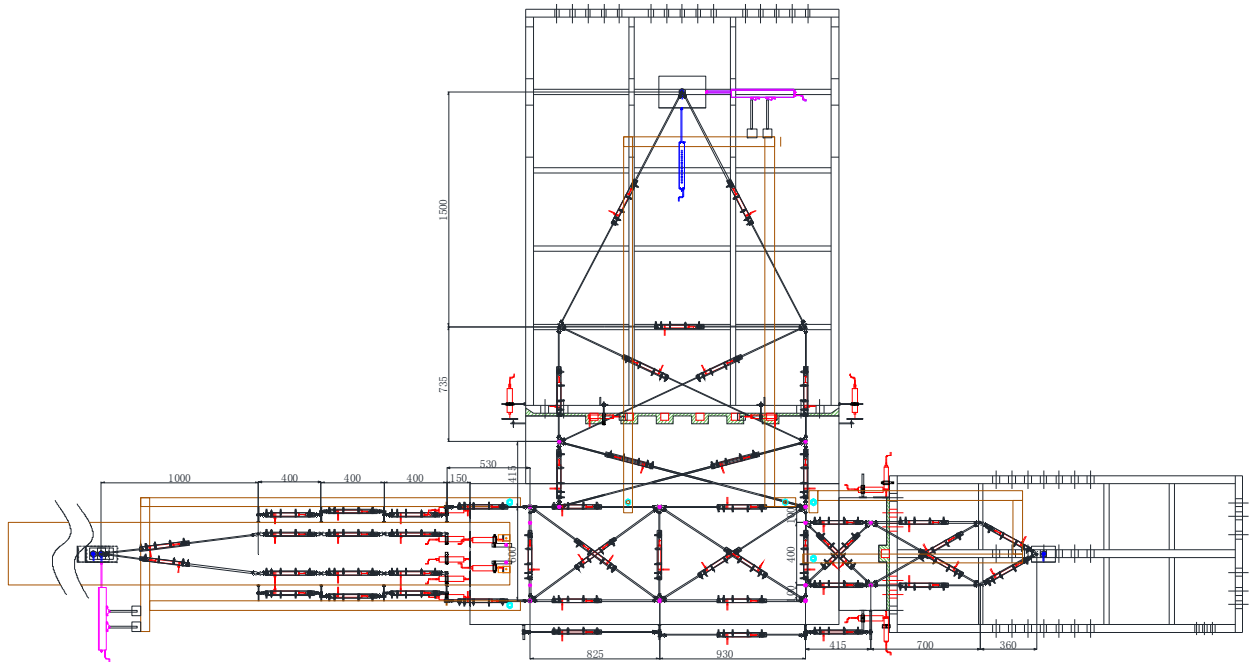


図 7.2.14 試験体東側変位計取り付け図

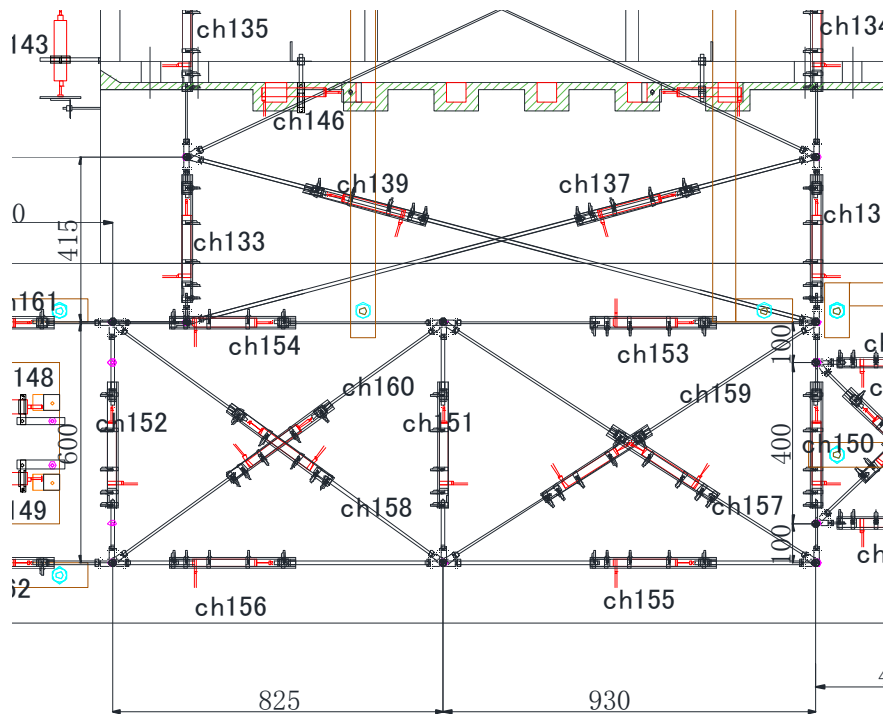


図 7.2.15 試験体東面変位計取り付け位置(パイルキャップ部拡大図)

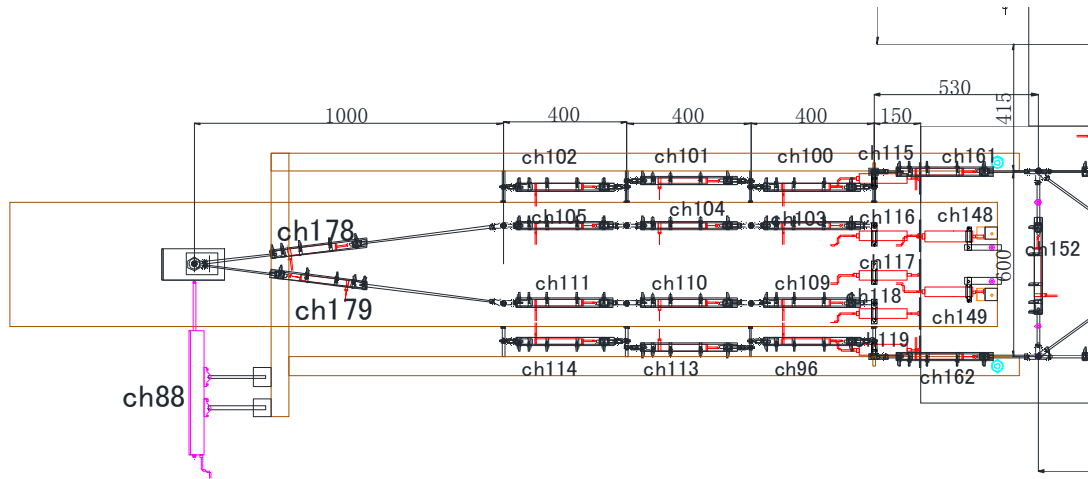


図 7.2.16 試験体東面変位計取り付け位置(杭部拡大図)

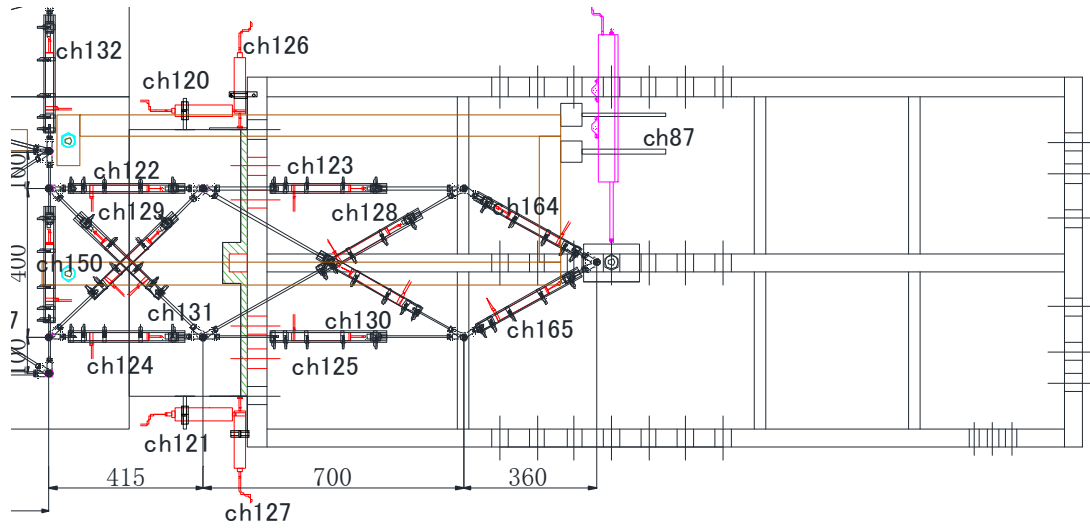


図 7.2.17 試験体東面変位計取り付け位置(柱部拡大図)

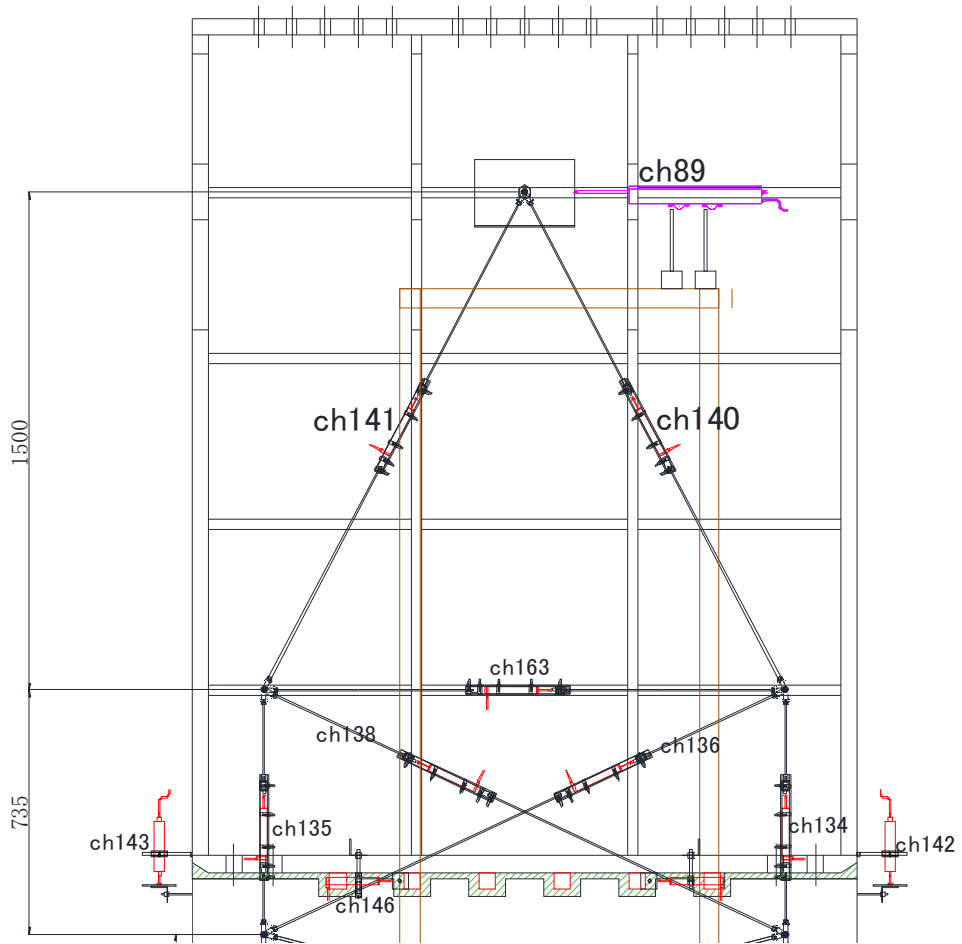


図 7.2.18 試験体東面変位計取り付け位置(基礎梁部拡大図)

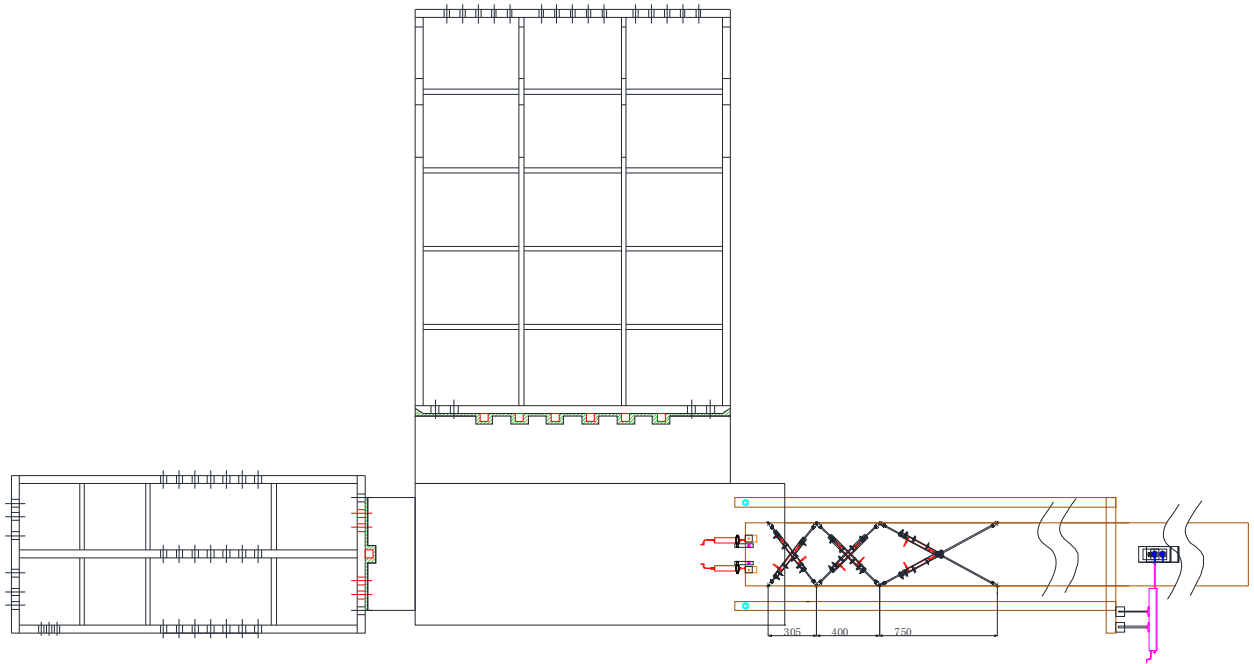


図 7.2.19 試験体西面変位計取り付け図

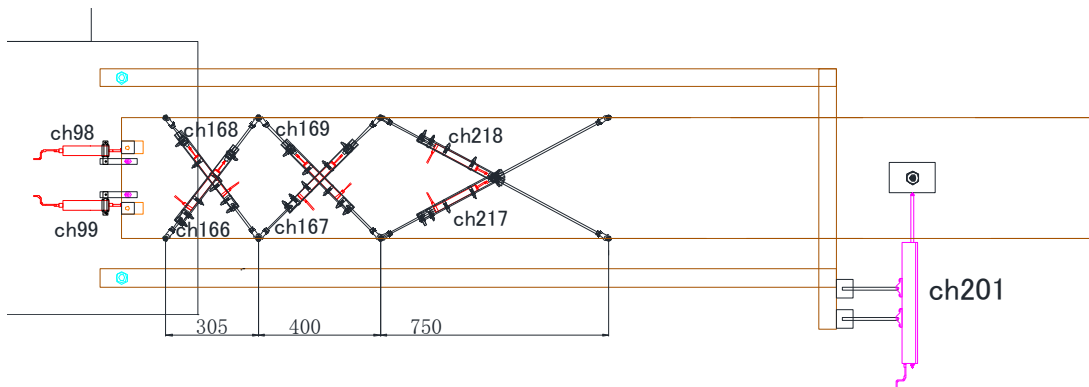


図 7.2.20 試験体西面変位計取り付け位置(杭部拡大図)

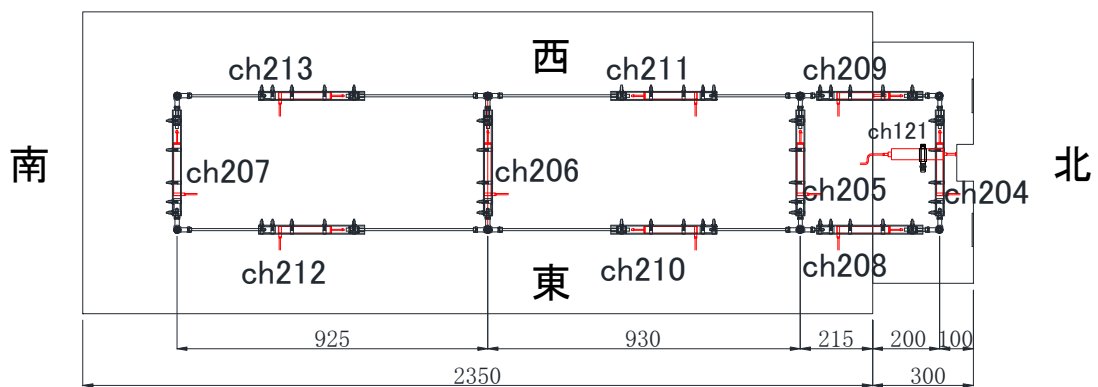


図 7.2.21 パイルキャップ下面変位計取り付け図



写真 7.2.2 試験体東面変位計取り付け状況(パイルキャップ部)

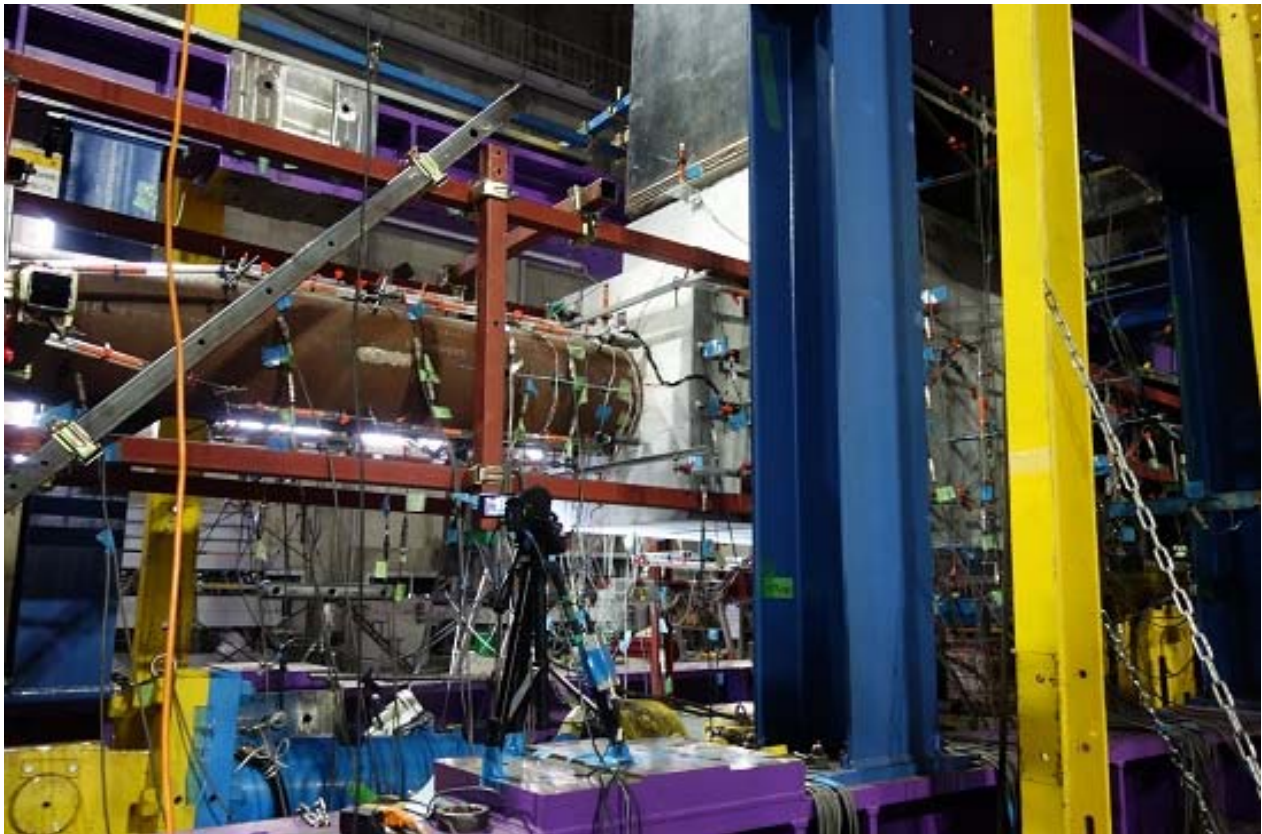


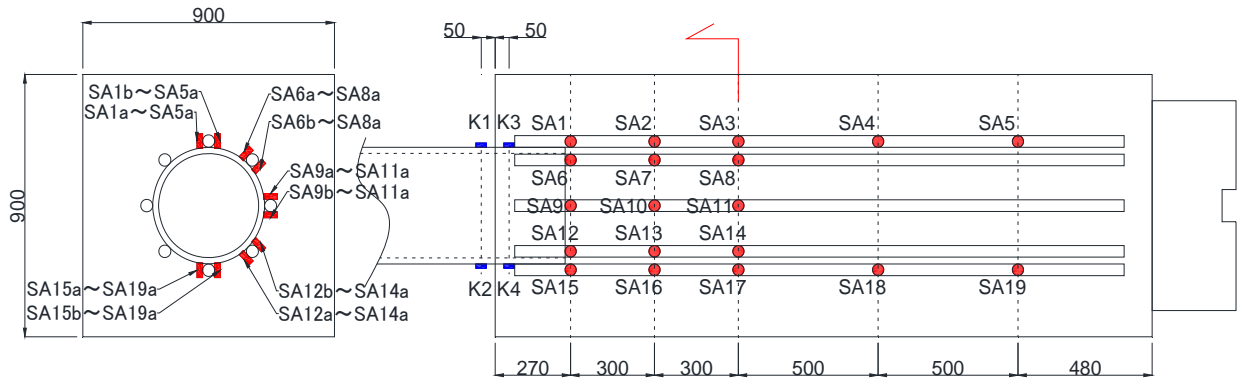
写真 7.2.3 試験体東面変位計取り付け状況(杭部)



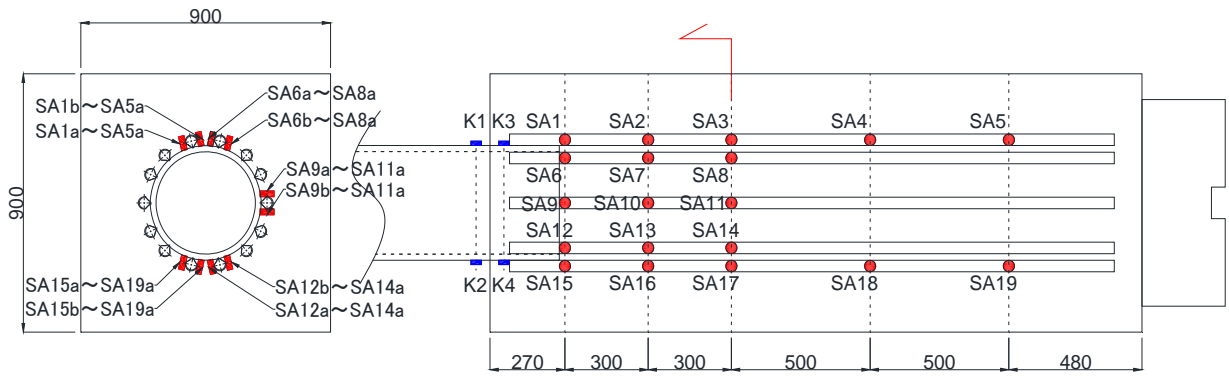
写真 7.2.4 試験体西面変位計取り付け状況

(6) ひずみゲージ貼付位置

試験体鉄筋に貼り付けたひずみゲージの貼付位置を図 7.2.22 から図 7.2.24 に示す。杭頭定着筋以外は各試験体で同一の貼付位置となっている。



(a) 試験体 No.1 杭頭定着筋



(b) 試験体 No.2 杭頭定着筋

図 7.2.22 ひずみゲージ貼付位置 (杭頭定着筋)

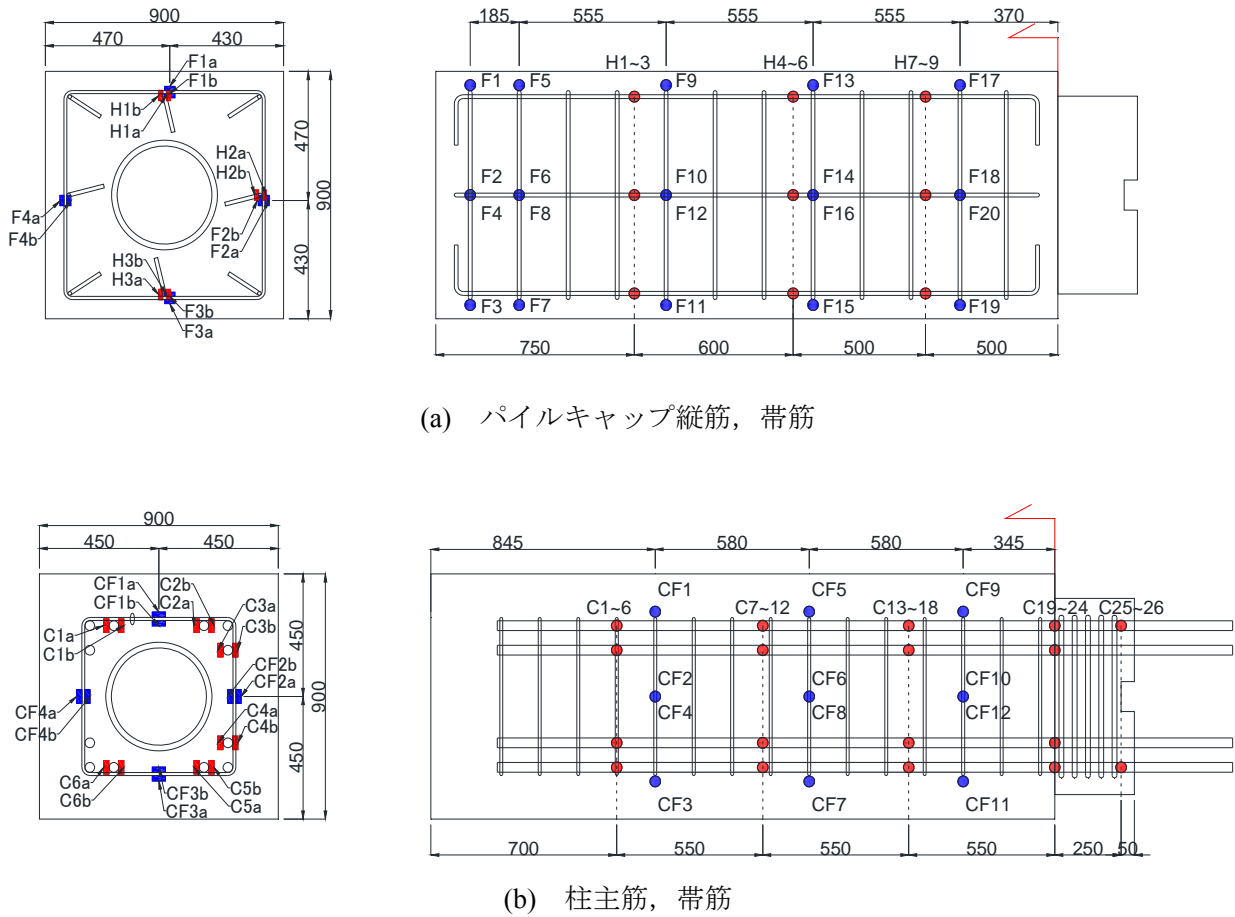
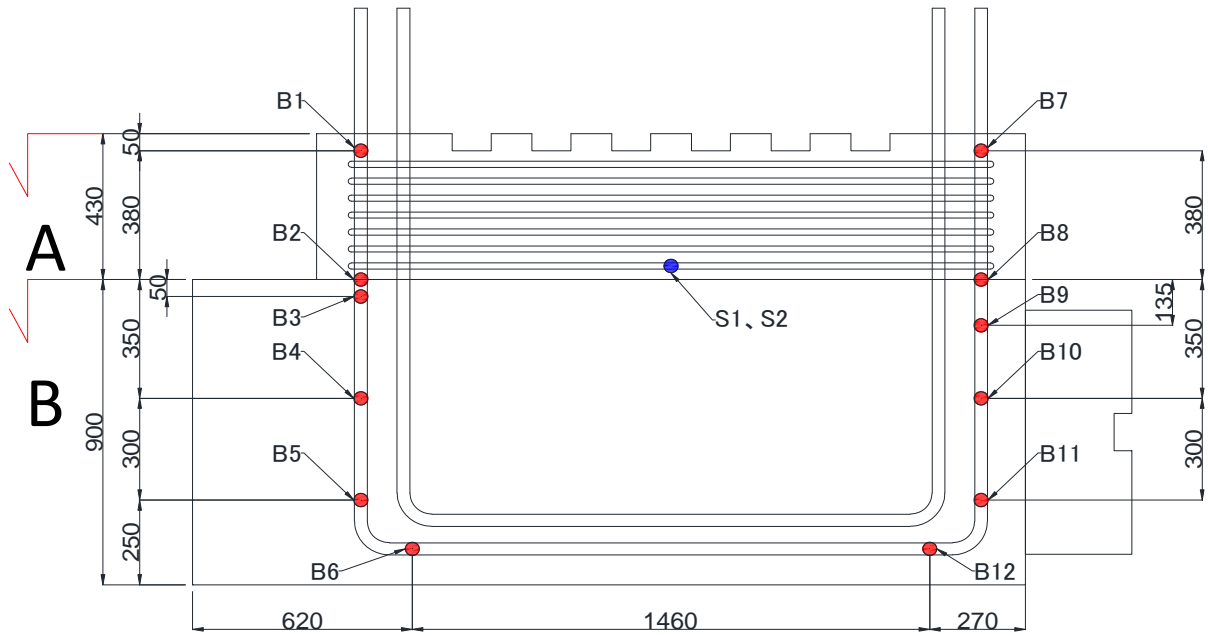
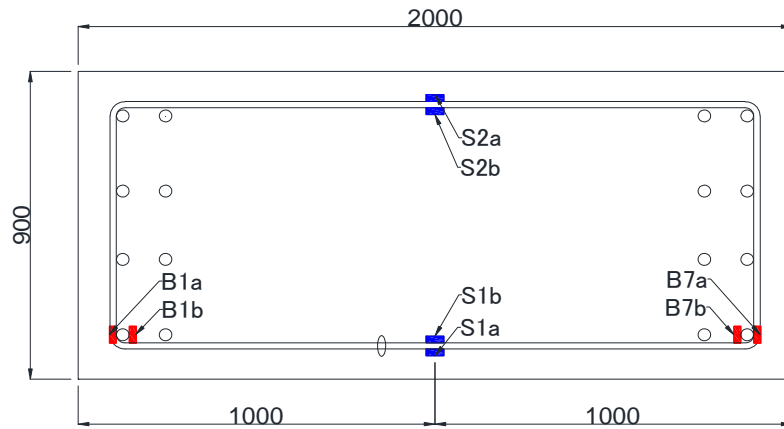


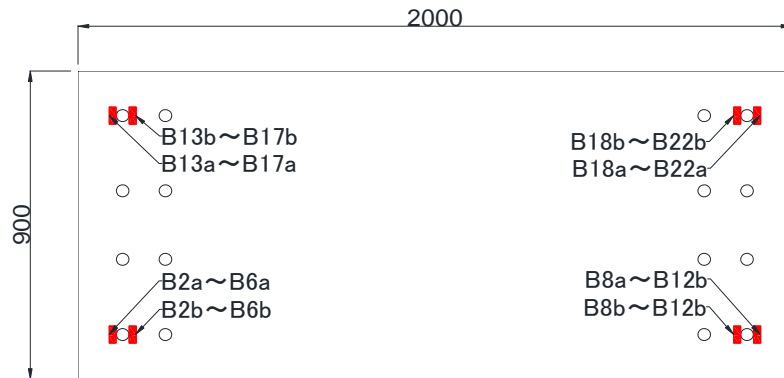
図 7.2.23 ひずみゲージ貼付位置(柱, パイルキャップ)



(a) 基礎梁主筋, せん断補強筋



(b) A 断面



(c) B 断面

図 7.2.24 ひずみゲージ貼付位置(基礎梁)

(7) OPTOTRAK 設置位置

OPT40 を原点とした X-Y 座標上の OPTOTRAK のマーカー設置位置を表 7.2.4 に、OPTOTRAK のマーカーの設置位置を図 7.2.25 に、OPTOTRAK のマーカー設置状況写真を写真 7.2.5 に示す。

表 7.2.4 X-Y 座標上の OPTOTRAK 設置位置 (OPT40 が原点)

番号	X	Y	番号	X	Y
OPT1	1900	200	OPT21	785	200
OPT2	1500	200	OPT22	970	200
OPT3	1900	0	OPT23	785	-20
OPT4	1500	0	OPT24	970	-20
OPT5	1900	-200	OPT25	785	-200
OPT6	1500	-200	OPT26	970	-200
OPT7	1245	300	OPT27	785	-300
OPT8	1100	330	OPT28	970	-300
OPT9	1245	200	OPT29	345	330
OPT10	1070	200	OPT30	465	200
OPT11	1120	100	OPT31	145	300
OPT12	1120	55	OPT32	145	200
OPT13	1120	-55	OPT33	145	-300
OPT14	1120	-100	OPT34	145	-200
OPT15	1070	-200	OPT36	145	-20
OPT16	1070	-300	OPT37	-175	-200
OPT17	1245	-200	OPT39	-175	200
OPT18	1245	-300	OPT40	0	0
OPT19	785	300	OPT41	-655	330
OPT20	970	300	OPT42	-835	-30

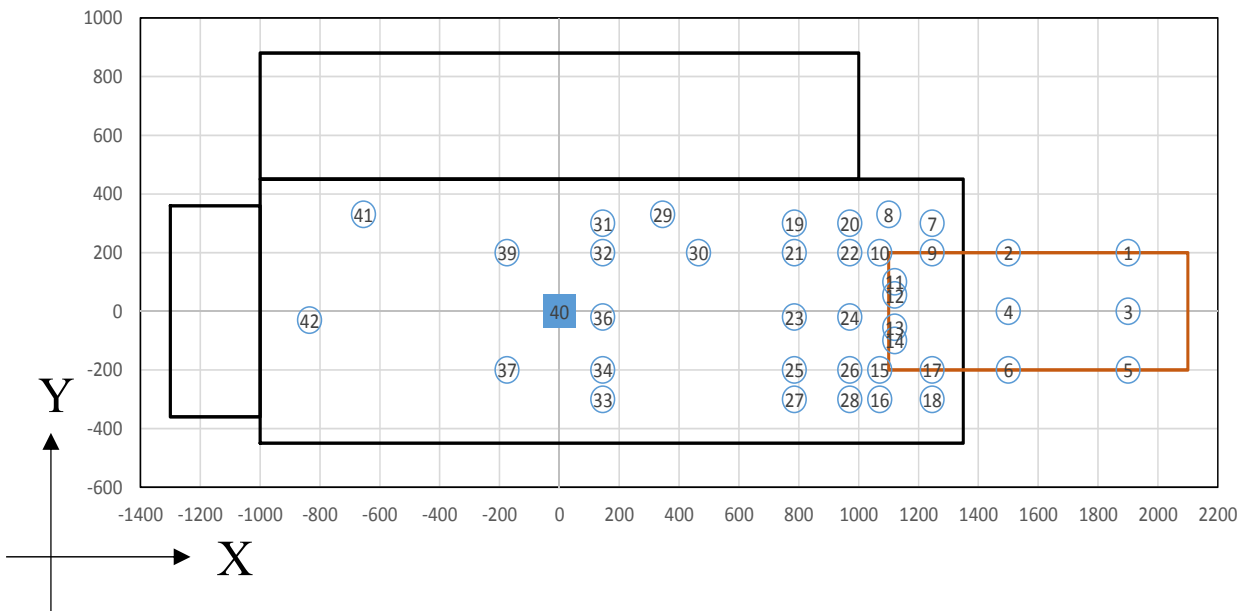


図 7.2.25 OPTOTRAK のマーカーの設置位置 (試験体西面のみ)

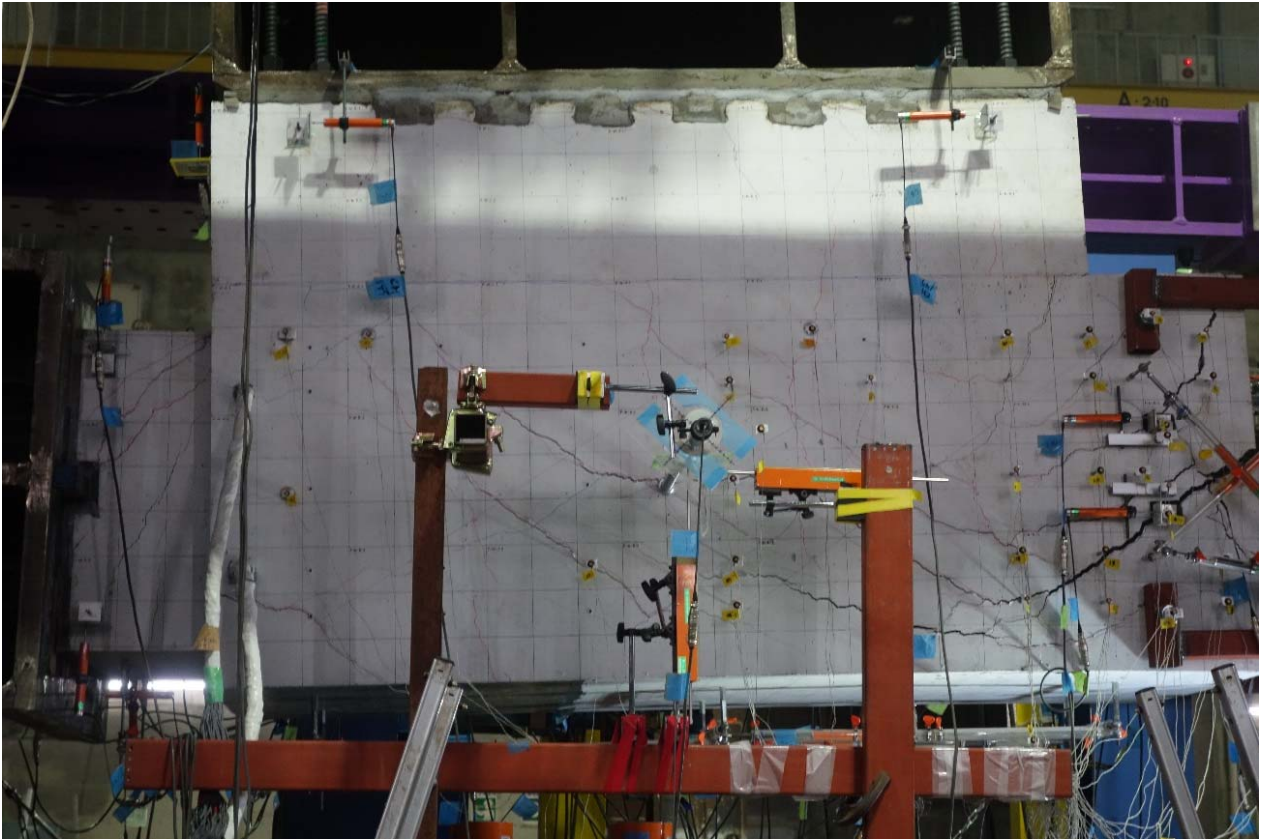


写真 7.2.5 OPTOTRAK のマーカの設置状況 (試験体西面)

(8) ひび割れ観察

ひび割れ観察ルールを表 7.2.5 に示す。ひび割れ観測は初期ひび割れ及び各サイクル一回目のピーク時と除荷時にデジタルカメラを用いて観測した。ひび割れ線は線上から少しずらした位置をペンでなぞり、ひび割れの始点と終点にテープを貼り付けデジタルカメラで写真を撮った。写真と別に A4 サイズに印刷した試験体図面上に手書きでひび割れ線を描き、観察毎に図面をスキャンした。ひび割れ線は一枚の図面に重ねて描いた。また、ひび割れ線に加え、ひび割れ幅はクラックゲージを用いて計測した。ひび割れ観測を行うエリアは図 7.2.26 に示す通りである。

表 7.2.5 ひび割れ観察およびひび割れ幅の計測を実施するタイミング

代表変形角R		ピーク時		除荷時	
		ひび割れ観察	ひび割れ幅観測	ひび割れ観察	ひび割れ幅観測
初期ひび割れ		○	○		○
0.125	%	○	○		○
-0.125	%	○	○		○
0.125	%				
-0.125	%				
0.25	%	○	○		○
-0.25	%	○	○		○
0.25	%				
-0.25	%				
0.5	%	○	○		○
-0.5	%	○	○		○
0.5	%				
-0.5	%	○	○		○
0.75	%	○	○		○
-0.75	%				
0.75	%				
-0.75	%	○	○		○
1.0	%	○	○		○
-1.0	%				
-1.0	%				
1.0	%	○	○		○
1.5	%	○	○		○
-1.5	%				
1.5	%				
-1.5	%	○	○		○
2.0	%	○	○		○
-2.0	%				
2.0	%				
-2.0	%	○	○		○
2.5	%	○	○		○
-2.5	%				
2.5	%				
-2.5	%	○	○		○
3.0	%				
-3.0	%				
3.0	%				
-3.0	%				
Push Over		○	○		

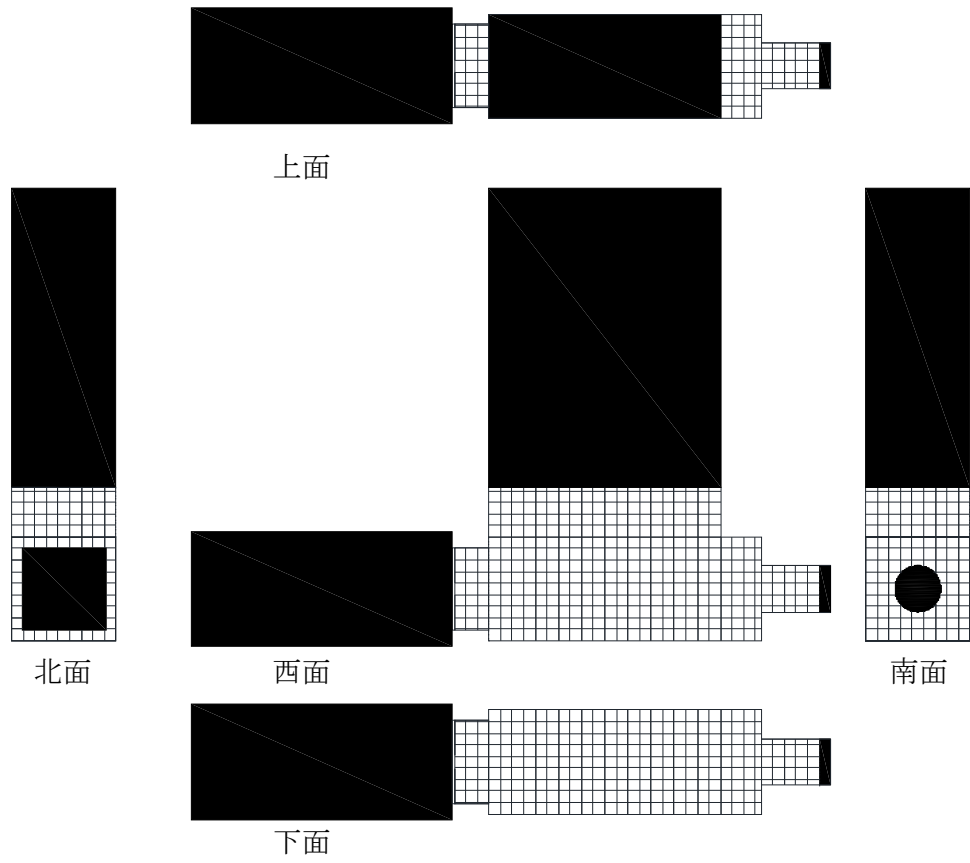
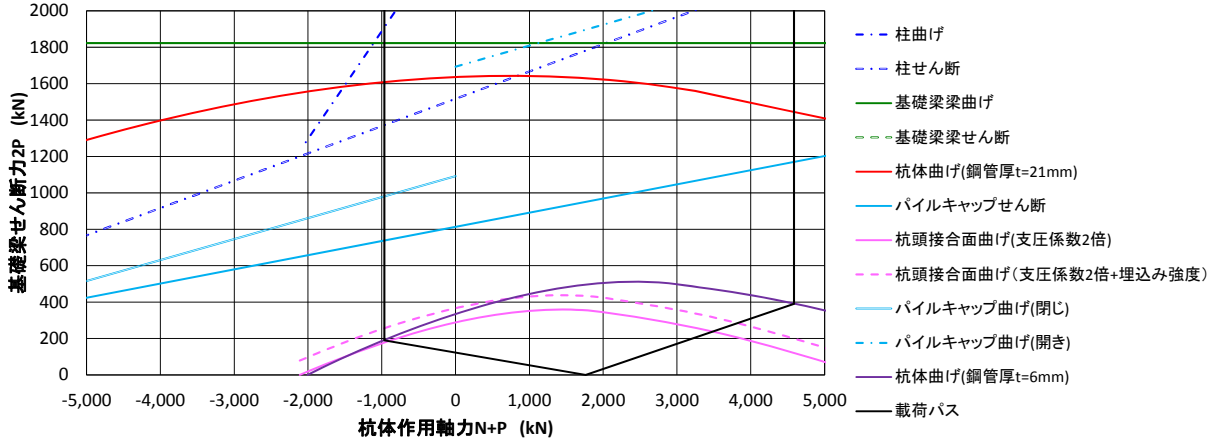


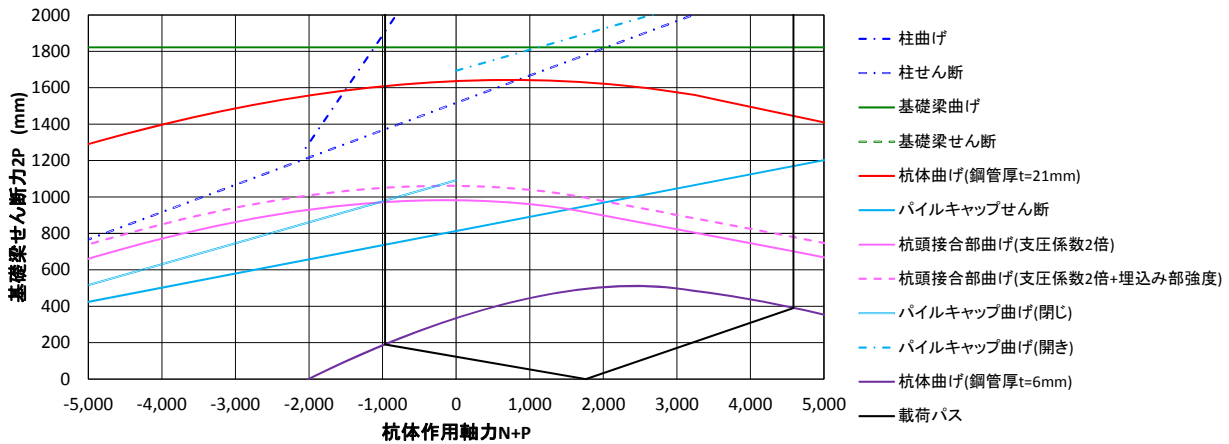
図 7.2.26 ひび割れ観察面(観測面はグリッド部, グリッド間隔は100mm)

7.3 試験体の設計

各試験体の荷重パスと各部材の設計耐力を図 7.3.1 に示す。試験体 No.1 正荷重時、負荷時共に杭頭接合面の曲げ破壊、試験体 No.2 は正荷重時に杭頭接合面の曲げ破壊、負荷荷時にパイルキャップせん断破壊が先行するように設計を行った。



(a) 試験体 No.1



(b) 試験体 No.2

図 7.3.1 各試験体の荷重パスと各部材の設計耐力

(1) SC 杭

1) SC 杭終局曲げ耐力

SC 杭終局曲げ耐力算出時の条件を以下に示す。

- SC 杭の MN 曲線は断面計算ソフト(ソフト名： N-M 断面計算プログラム COPITA)^[7-2]を用いた。
- コンクリートおよび鋼材はいずれもバイリニアモデルを用いて算出した。
- 破壊は、圧縮側最外縁のコンクリートひずみが限界ひずみ (0.3%) に達した時とした。
- SC 杭終局曲げ耐力計算時の諸元を表 7.3.1 に示す。

表 7.3.1 SC 杭終局曲げ耐力計算時の諸元 (鋼管厚 t=6mm)

杭体		杭体内コンクリート			鋼管		
外径	厚さ	設計基準強度	ヤング係数	圧縮強度時歪	鋼管厚	降伏強度*	ヤング係数
mm	mm	MPa	GPa	%	mm	MPa	GPa
400	75	126	45	0.3	6	514	205

*鋼管降伏強度はミルシート値とした

2) 杭頭接合面終局曲げ耐力

杭頭接合面の終局曲げ耐力算出時の条件を以下に示す。

- 接合面の MN 関係の作成は断面計算ソフト(ソフト名： N-M 断面計算プログラム COPITA)を用いた。
- コンクリートおよび鋼管はいずれもバイリニアでモデル化した。
- パイルキャップのコンクリートのヤング係数 E は鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説^[7-3](以下、RC 規準)に記載の式により算出した。

$$E = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{\xi \cdot F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{式 7.3.1})$$

ただし、

E : ヤング係数 (MPa)

γ : コンクリートの密度(=23kN/mm³)

ξ : 施工品質係数(=1.0)

F_c : コンクリートの設計基準強度(=21MPa)

- 支圧による圧縮強度増分係数 ϕ (=2)を F_c に乗じたため、ヤング係数を 2 倍の値とした。
- 杭頭接合面に配筋された杭頭定着筋は薄肉鋼管(試験体 No.1 は薄肉鋼管厚 t=4.1mm, 試験体 No.2 は t=13.1)に置き換えて計算を行った。円環断面置換方法を図 7.3.2 に示す。

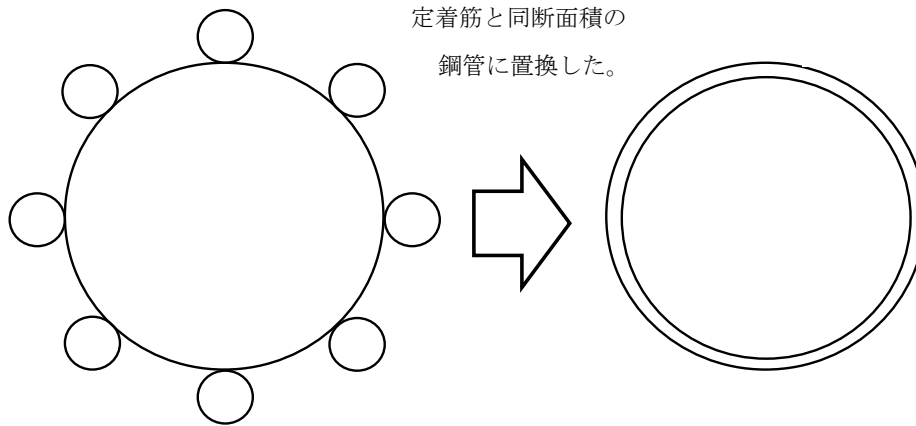


図 7.3.2 杭頭定着筋の円環断面置換方法

- ・破壊は、圧縮側最外縁のコンクリートが終局ひずみ（0.3%）に達した時とした。
- ・杭頭接合面終局曲げ耐力計算時の諸元を表 7.3.2 に示す。

表 7.3.2 杭頭接合面終局曲げ耐力計算時の諸元

試験体	杭体		パイルキャップ部コンクリート			杭頭定着筋(円環断面に置換)		
	外径	厚さ	設計基準強度	ヤング係数	圧縮強度時歪	鋼管厚	降伏強度*	ヤング係数
	mm	mm	MPa	GPa	%	mm	MPa	GPa
No.1	400	75	48	45	0.3	4.1	414	205
No.2	400	75	48	45	0.3	13.1	468	205

*規格値に対して1.2倍した。

3) パイルキャップ埋込み部の安全限界曲げ強度

$${}_sM_{ph} = F_c \cdot \left(\frac{D \cdot h^2 \cdot L}{6L + 4h} \right) \tag{式 7.3.2}$$

ただし、

${}_uM_{ph}$: パイルキャップへの埋込み部前・後面の安全限界曲げモーメント (N・mm)

D : 杭外径 (=400mm)

h : 杭のパイルキャップへの埋込み長さ (=250mm)

L : 杭頭の曲げモーメントとせん断力の比 M/Q (=1739)

(2) パイルキャップ

1) パイルキャップ終局せん断耐力

パイルキャップ終局せん断耐力は岸田らが提案した計算式^[7-4]を用いた。パイルキャップせん断終局耐力計算時の諸元を表 7.3.3 に示す。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(F_c+18)}{\frac{a}{d}+0.12} + 0.85\sqrt{cP_w c\sigma_{wy} + pcP_w pc\sigma_{wy} + 0.1\sigma_0} \right\} bj \quad (式 7.3.3)$$

ただし、

p_t : 引張鉄筋比(%)

a/D : せん断スパン比

cP_w : 柱せん断補強筋比

$c\sigma_{wy}$: 柱せん断補強筋降伏強度(N/mm²)

pcP_w : パイルキャップせん断補強筋比

$pc\sigma_{wy}$: パイルキャップせん断補強筋降伏強度(N/mm²)

σ_0 : 軸方向応力度(N/mm²)

b : 部材幅(mm)

j : 応力中心間距離(mm)

表 7.3.3 パイルキャップせん断終局耐力計算時の諸元

記号	定義	単位	試験体No.1	試験体No.2	備考
de	有効部材せい	mm	725.8	728.5	柱せい: 720mm、パイルキャップせい: 1000mm、杭せい: 565.4mmを平均した。
Dc	柱せい	mm	720	720	-
Dpc	パイルキャップ外寸	mm	900	900	-
Dp	杭せい	mm	557.4	565.4	杭中実断面(杭径+定着筋径)を正方形置換したときの一边
L	部材長さ	mm	1630	1630	梁上端筋中心位置から梁下端中心位置までとした。
pt	引張鉄筋比	%	0.729	0.727	引張鉄筋断面積: 4765.2mm ² (=D32×6本) / (b(=1000)×de(=725.8 or 728.5))
at	柱の引張側鉄筋の合計断面積	mm ²	4765.2	4765.2	D32(794.2mm ²)×6本の断面積【柱定着筋: SD390 D32×12本】
b	部材幅	mm	900	900	パイルキャップ外寸と同様
cPw	柱せん断補強筋比	-	0.0012	0.0012	高さ1630mm、幅1000mmを有効幅とみなす。
pcPw	パイルキャップせん断補強筋比	-	0.0009	0.0009	高さ1630mm、幅1000mmを有効幅とみなす。
cPw+pcPw	合計せん断補強筋比	-	0.0020	0.0020	cPw+pcPw
caw	柱の合計せん断補強筋断面積	mm ²	1711.92	1711.92	D10(71.33mm ²)×12本(一組)を有効鉄筋とみなす。 【柱定着筋の帯筋: SD295A D10×15本】
pcaw	パイルキャップの合計せん断補強筋断面積	mm ²	1283.94	1283.94	D10(71.33mm ²)×9本(一組)を有効鉄筋とみなす。 【パイルキャップの帯筋: SD295A D10×12本】
j	部材幅	mm	635.1	637.4	有効部材せい・de・7/8により算出した。
Fc	コンクリート強度	N/mm ²	24	24	-
a/D	せん断スパン比	-	2.246	2.238	L/de
c σ_{wy}	柱せん断補強筋降伏強度	N/mm ²	344	344	設計値に49N/mm ² を加えた。【柱定着筋の帯筋: SD295A D10×15本】
pc σ_{wy}	パイルキャップせん断補強筋降伏強度	N/mm ²	344	344	設計値に49N/mm ² を加えた。【パイルキャップの帯筋: SD295A D10×12本】
N	軸力	kN	5500	3808	正載荷時の一定軸力作用時
Ae	換算断面積	mm ²	810000	810000	b・Dpc
σ_0	軸方向応力度	N/mm ²	6.8	4.7	N・1000/Ae
1.0×Qu	パイルキャップせん断強度	kN	1126	1012	{(0.068pt ^{0.23} (Fc+18)/(a/d+0.12))+0.2√(cPw・c σ_{wy} +pcPw・pc σ_{wy} +0.1 σ_0)} bj

2) パイルキャップ終局曲げ耐力 (閉)

基礎梁と杭体が閉じる方向のパイルキャップ終局曲げ耐力(以下、パイルキャップ終局曲げ耐力(閉))は鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針案・同解説^[7-1](以下、AIJ指針)に基づいて計算した。パイルキャップ終局曲げ耐力(閉)計算時の諸元を図7.3.3、表7.3.4示す。

$$M_{ju} = T_{gu} \cdot d_{gx} + T_{ce} \cdot d_{ce} + T_{cm} \cdot d_{cm} + T_h \cdot d_{hy} + N_p \cdot d_{ex} + Q_p \cdot d_{ey} \quad (\text{式 7.3.4})$$

ただし、

${}_uM_{ph}$: パイルキャップへの埋込み部前・後面の安全限界曲げモーメント(N・mm)

M_{ju} : 危険断面位置を横切る有効な鉄筋によるパイルキャップの曲げ強度(N・mm)

T_{gu} : 検討対象のパイルキャップに接続する基礎梁上端筋のうち、曲下げ定着筋が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する上端筋による引張力。

$$T_{gu} = A_{gu} \cdot \sigma_{yg} \quad (\text{式 7.3.5})$$

A_{gu} : 検討対象のパイルキャップに接続する基礎梁上端筋のうち、曲下げ定着筋が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する上端筋の断面積の和(mm²)

σ_{yg} : 同上鉄筋の材料強度(MPa)

d_{gx} : 検討対象のパイルキャップに接続する基礎梁上端筋の曲下げ定着筋の当該鉄筋重心位置から C 点までの水平距離(mm) (図7.3.3)

T_{ce} : 検討対象のパイルキャップに接続する柱の引張側端部主筋のうち、定着筋が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する主筋による引張力。

$$T_{ce} = A_{ce} \cdot \sigma_{yce} \quad (\text{式 7.3.6})$$

A_{ce} : 検討対象のパイルキャップに接続する柱の引張側端部主筋のうち、定着筋が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する主筋の断面積の和(mm²)

σ_{yce} : 同上鉄筋の材料強度(MPa)

d_{ce} : 同上鉄筋の重心位置から C 点までの水平距離(mm) (図7.3.3)

T_{cm} : 検討対象のパイルキャップに接続する柱の中間主筋のうち、定着筋が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する中間主筋による引張力。

$$T_{cm} = A_{cm} \cdot \sigma_{ycm} \quad (\text{式 7.3.7})$$

A_{cm} : 検討対象のパイルキャップに接続する柱の中間主筋のうち、定着筋が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する中間主筋の断面積の和(mm²)

σ_{ycm} : 同上鉄筋の材料強度(MPa)

d_{cm} : 同上鉄筋の重心位置から C 点までの水平距離(mm) (図7.3.3)

T_h : 検討対象のパイルキャップのはかまトップ筋のうち、定着筋が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有するはかまトップ筋による引張力。

$$T_h = A_h \cdot \sigma_{yh} \quad (\text{式 7.3.8})$$

A_h : 検討対象のパイルキャップのはかまトップ筋のうち、定着筋が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有するはかまトップ筋の断面積の和(mm²)

σ_{yh} : 同上鉄筋の材料強度(MPa)

d_{hy} : 同上鉄筋の重心位置から C 点までの鉛直距離(mm) (図 7.3.3)

N_p : 検討対象のパイルキャップに接続する杭の杭頭に作用する軸方向力(N)で、圧縮力の場合を正、引張力の場合を負とする。

d_{ex} : 同上杭心から C 点までの水平距離(mm) (図 7.3.3)

Q_p : 同上杭頭に作用する安全限界設計時水平力

d_{ey} : 基礎梁材軸中心位置から C 点までの鉛直距離(mm) (図 7.3.3)

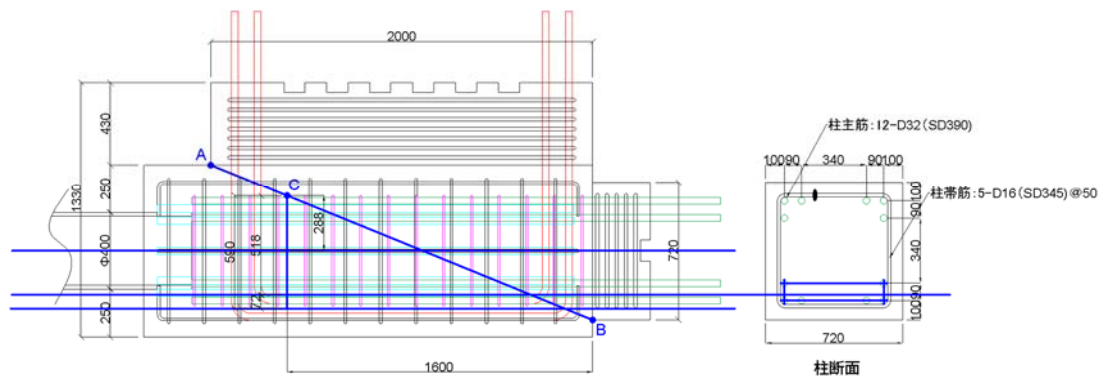


図 7.3.3 パイルキャップ終局曲げ耐力(閉)計算時の諸元

なお、A 点は基礎梁下面がパイルキャップに接する点、B 点は柱外面（柱幅より基礎張幅のほうが大きい場合には基礎梁末端面）がパイルキャップに接する点、C 点の位置は、危険断面（図中の直線 AB）における圧縮中心位置で、直線 AB の線上で B 点から直線 AB の長さの 0.8 倍の長さの位置とする。

表 7.3.4 パイルキャップ終局曲げ耐力(閉)計算時の諸元

記号	項目	単位	試験体No.1	試験体No.2	備考
M_{ju}	パイルキャップの曲げ強度(閉)	kN・m	4313	3826	
T_{gu}	梁上端筋の引張力	kN	2789	2789	$A_{gu} \times \sigma_{yg} / 1000$
A_{gu}	梁上端筋の断面積	mm ²	6353.6	6353.6	D32×8本
σ_{yg}	梁上端筋の強度	N/mm ²	439	439	規格値に対して+49N/mm ² を加算した。
d_{gx}	鉄筋重心位置からC点までの距離	mm	590	590	図面より
T_{ce}	柱の引張側主筋の引張力	kN	2092	2092	$A_{ce} \times \sigma_{yce} / 1000$
A_{ce}	柱の引張側主筋の断面積	mm ²	4765.2	4765.2	D32×6本
σ_{yce}	柱の引張側主筋の強度	kN・m	439	439	規格値に対して+49N/mm ² を加算した。
d_{ce}	鉄筋重心位置からC点までの距離	mm	518	518	図面より
N_p	杭に作用する軸力	N	5500	3808	正載荷時の一定軸力作用時
d_{ex}	杭心からC点までの距離	mm	288	288	図面より

3) パイルキャップ終局曲げ耐力(開)

基礎梁と杭体が開く方向のパイルキャップ終局曲げ耐力(以下、パイルキャップ終局曲げ耐力(開))はAIJ指針に基づいて計算した。パイルキャップ終局曲げ耐力(開)計算時の諸元を表 7.3.5 に示す。

$$M_{ju} = T_{gb} \cdot d_{gy} + T_{pt} \cdot d_{px} + (T_c + T_{pc} + T_{gv}) \cdot d_{x2}/2 + N_p \cdot \frac{d_{x2}}{2} - Q_p \cdot d_{y2}/2 \quad (\text{式 7.3.9})$$

ただし、

M_{ju} : 危険断面位置を横切る有効な鉄筋によるパイルキャップの曲げ強度(N・mm)

T_{gb} : 検討対象のパイルキャップに接続する基礎梁下端筋のうち、第1危険断面(図 7.3.4)を横切ってから十分な定着長さを有する下端筋による引張力。

$$T_{gb} = A_{gb} \cdot \sigma_{ygb} \quad (\text{式 7.3.10})$$

A_{gu} : 基礎梁下端筋のうち、第1危険断面(図 7.3.4)を横切ってから十分な定着長さを有する基礎梁下端筋の断面積の和(mm²)

σ_{ygb} : 同上鉄筋の材料強度(MPa)

d_{gy} : 同上鉄筋の重心位置から図中のC点までの鉛直距離(mm)

T_{pt} : 杭の軸方向鉄筋のうち、引張縁近傍にあり、定着部が第1危険断面(図 7.3.4)を横切ってから十分な定着長さを有する杭の軸方向鉄筋による引張力。

$$T_{pt} = A_{pt} \cdot \sigma_{ypt} \quad (\text{式 7.3.11})$$

A_{pt} : 杭の軸方向鉄筋のうち、引張縁近傍にあり、定着部が第1危険断面(図 7.3.4)を横切ってから十分な定着長さを有する杭の軸方向鉄筋の断面積の和(mm²)

σ_{ypt} : 同上鉄筋の材料強度(MPa)

d_{px} : 同上鉄筋の重心位置から中のC点までの水平距離(mm) (図 7.3.4)

T_c : 柱の全主筋のうち、第2危険断面(図 7.3.4)を横切ってから十分な定着長さを有する柱主筋による引張力。

$$T_c = A_c \cdot \sigma_{yc} \quad (\text{式 7.3.12})$$

A_c : 柱の全主筋のうち、第2危険断面(図 7.3.4)を横切ってから十分な定着長さを有する柱主筋の断面積の和(mm²)

σ_{yc} : 同上鉄筋の材料強度(MPa)

T_{pc} : 杭の軸方向鉄筋のうち、杭心よりも圧縮側にあり、定着筋が第2危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する杭の軸方向鉄筋による引張力。

$$T_h = A_h \cdot \sigma_{yh} \quad (\text{式 7.3.13})$$

A_{pc} : 杭の軸方向鉄筋のうち、杭心よりも圧縮側にあり、定着筋が第2危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する杭の軸方向鉄筋の断面積の和(mm²)

T_{gv} : 基礎梁下端 1 段目主筋以外の曲上げ定着部分のうち, 第 2 危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する基礎梁下端による引張力。

$$T_{gv} = A_{gv} \cdot \sigma_{ygy} \quad (\text{式 } 7.3.14)$$

A_{gv} : 基礎梁下端 1 段目主筋以外の曲上げ定着部分のうち, 第 2 危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する基礎梁下端の断面積の和(MPa)

σ_{ygy} : 同上鉄筋の材料強度(MPa)

d_{x2} : 第 2 危険断面の水平投影長さ(mm)

N_p : 杭頭に作用する安全限界状態における軸方向力で, 圧縮力の場合を正, 引張力の場合を負とする。

Q_p : 杭頭に作用する安全限界状態におけるせん断力

d_{y2} : 第 2 危険断面の鉛直投影長さ(mm)

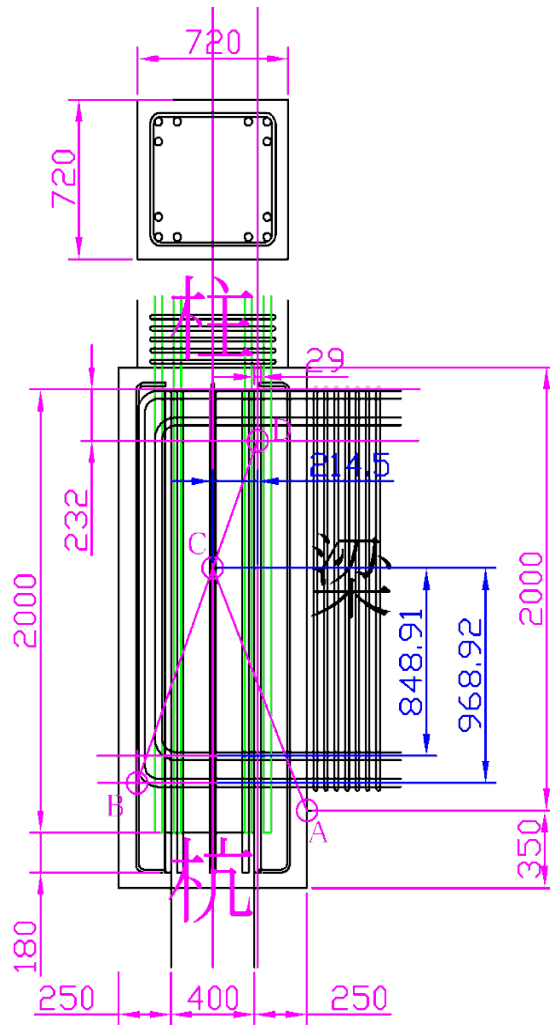


図 7.3.4 パイルキャップ終局曲げ耐力(開)計算時の諸元

表 7.3.5 パイルキャップ終局曲げ耐力(開)計算時の諸元

記号	項目	単位	数値	備考
Mju	パイルキャップの曲げ強度(開)	kN・m	4234	杭に作用する軸力:Npは0で計算した。
Tgb	梁下端筋の引張力	kN	2789	$Agb \times \sigma_{ygb} / 1000$
Agb	梁下端筋の断面積	mm ²	6354	D32×8本
σ_{ygb}	梁下端筋の強度	N/mm ²	439	規格値に対して+49N/mm ² を加算した。
dgy	鉄筋重心位置からC点までの距離	mm	909	図面より
Tpt	杭の引張側主筋の引張力	kN	759	$Ace \times \sigma_{yp} / 1000$
Apt	杭の引張側主筋の断面積	mm ²	1927.2	D29×3本
σ_{yp}	杭の引張側主筋の強度	kN・m	394	規格値に対して+49N/mm ² を加算した。
dpx	鉄筋重心位置からC点までの距離	mm	214.5	図面より
Tc	柱の引張側主筋の引張力	kN	2092	$Ac \times \sigma_{yc} / 1000$
Ac	柱の引張側主筋の断面積	mm ²	4765.2	D32×6本
σ_{yc}	柱の引張側主筋の強度	N/mm ²	439	規格値に対して+49N/mm ² を加算した。
Tpc	杭の圧縮側主筋の引張力	kN	759	$Apc \times \sigma_{yp} / 1000$
Apc	杭の圧縮側主筋の断面積	mm ²	1927.2	D29×3本
Tgv	梁軸方向筋の引張力	kN	2789	$Agv \times \sigma_{ygy} / 1000$
Agv	梁軸方向筋の断面積	mm ²	6353.6	D32×8本
σ_{ygy}	梁軸方向筋の強度	N/mm ²	439	規格値に対して+49N/mm ² を加算した。
Np	杭に作用する軸力	N		変数
dx2	第2危険断面の水平投影長さ	mm	576.5	図面より

(3) 基礎梁

1) 基礎梁終局曲げ耐力

基礎梁終局曲げ耐力は AIJ 指針に基づいて計算した。基礎梁終局曲げ耐力計算時の諸元を表 7.3.6 に示す。

$$M_u = 0.9a_t\sigma_y d \tag{式 7.3.15}$$

ただし、

a_t : 引張鉄筋断面積(mm²)

σ_y : 引張鉄筋の降伏強度(MPa)

d : はり有効せい(引張鉄筋が 2 段に配筋される場合、その重心から圧縮縁までの距離)(mm)

表 7.3.6 基礎梁終局曲げ耐力計算時の諸元

記号	項目	単位	数値	備考
at	引張鉄筋断面積	N/mm ²	6353.6	D32×8本
σy	引張鉄筋の降伏強度	N/mm ²	439	SD390を使用し、規格値に対し49N/mm ² を加算した
d	はり有効せい	mm	1815	圧縮縁から引張鉄筋上端とした (2000-125-60)
Mu	はりの曲げ終局強度	k N・m	4556	0.9×at×σy×d

2) 基礎梁終局せん断耐力

基礎梁終局せん断耐力は AIJ 指針に基づいて計算した。基礎梁終局せん断耐力計算時の諸元を表 7.3.7 に示す。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053\rho_t^{0.23}(F_c+18)}{\frac{M}{Qd}+0.12} + 0.85\sqrt{P_w\sigma_{wy}} \right\} bj \tag{式 7.3.16}$$

ρ_t : 引張鉄筋比(%)

F_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

M/Q : M , Q はそれぞれ終局強度算定時における部材内の最大曲げモーメント及びせん断力(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 : せん断補強鉄筋比 (小数, 中子筋を除く場合 0.012 を上限とする。ただし、せん断補強筋として中子筋を併用する場合やスパイラル筋を用いる場合には 0.015 を上限とすることができる。)

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度

b : はり幅

j : 応力中心距離で $7d/8$ (mm)

表 7.3.7 基礎梁終局せん断耐力計算時の諸元

記号	項目	単位	数値	備考
pt	引張鉄筋比	%	0.39	D32×8本
Fc	コンクリートの圧縮強度	N/mm ²	24	コンクリートの実強度を入力した
M/(Qd)	シアスパン比	mm	1.38	Lc/d
Lc	梁長	mm	2500	載荷点から部材表面までの距離
pw	せん断補強筋比	k N・m	0.009	aw/(b・s)
σwy	せん断補強筋の降伏強度	N/mm ²	394	SD345を使用し、規格値に対し49N/mm ² を加算した
b	はり幅	mm	900	-
j	応力中心間距離	mm	1630	鉄筋の重心間距離とした (2000- (125+60) *2)
d	有効せい	mm	1815	圧縮縁から引張鉄筋上端とした (2000-125-60)
at	引張鉄筋断面積	mm ²	6353.6	D32×8本
aw	はりの帯筋1組の断面積	mm ²	397.2	D16×2
s	はりの帯筋のピッチ	mm	50	-
Qsu	梁のせん断強度	kN	4080	{0.053pt0.23(Fc+18)/(M/(Qd)+0.12)+0.85√(Pw・σwy)} bj

(4) 柱

1) 柱終局曲げ耐力

柱終局曲げ耐力は RC 規準に基づいて計算した。柱終局曲げ耐力計算時の諸元を表 7.3.8 に示す。

$$N_{max} : \text{中心圧縮時終局強度}(=bDF_c + a_g \sigma_y) \quad (\text{式 7.3.17})$$

$$N_{min} : \text{中心引張時終局強度}(= -a_g \sigma_y) \quad (\text{式 7.3.18})$$

ただし、

N : 柱軸方向力

a_t : 引張主筋断面積(mm²)

a_g : 柱主筋断面積(mm²)

b : 柱断面幅(mm)

D : 柱断面せい(mm)

σ_y : 主筋降伏強度(MPa)

F_c : 主筋降伏強度(MPa)

$N_{min} \leq N < 0$ のとき

$$M_u = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.5N g_1 D (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 7.3.19})$$

$0 \leq N \leq N_b$ のとき

$$M_u = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right) (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 7.3.20})$$

$N_b < N \leq N_{max}$ のとき

$$M_u = (0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.024(1 + g_1)(3.6 + g_1)bD^2 F_c) \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - N_b}\right) (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 7.3.21})$$

$$N_b = 0.22(1 + g_1)bDF_c \quad (\text{式 7.3.22})$$

表 7.3.8 柱終局曲げ耐力計算時の諸元

記号	項目	単位	数値	備考
Nmax	中心圧縮時終局強度	N	16,625,446	式 : bDFc+agσy
Nmin	中心引張時終局強度	N	-4,183,846	式 : -agσy
ag	柱主筋全断面積	mm ²	9530.4	D32(794.2mm ²)×12本
b	柱断面幅	mm	720	柱断面は720mm角
D	柱断面せい	mm	720	柱断面は720mm角
σy	主筋降伏強度	N/mm ²	439	規格値に対して49N/mm ² を加算した
σB	コンクリートの圧縮強度	N/mm ²	24	実強度を想定
Nb		N	4,485,888	式 : 0.22 (1 +g1)bDFc
gl	引張筋重心と圧縮筋重心との距離の全せいに対する比	-	0.64	重心間距離 : 460mm、全せい : 720mm

2) 柱終局せん断耐力

柱終局せん断耐力は RC 規準に基づいて計算した。柱終局せん断耐力計算時の諸元を表 7.3.9 に示す。

$$Q_{su} = {}_B Q_{su} + 0.1\sigma_0 b j \tag{式 7.3.23}$$

${}_B Q_{su}$: はりのせん断終局強度の計算

σ_0 : 平均軸方向応力度(=N/(bD))(N/mm²)

表 7.3.9 柱終局せん断耐力計算時の諸元

記号	項目	単位	数値	備考
pt	引張鉄筋比	%	0.39	D32×8本
Fc	コンクリートの材料強度	N/mm ²	21	
M/(Qd)	シアスパン比	mm	1.38	Lc/d
Lc	梁長	mm	2500	載荷点から部材表面までの距離
pw	せん断補強筋比	k N・m	0.009	aw/(b・s)
σwy	せん断補強筋の降伏強度	N/mm ²	394	SD345を使用し、規格値に対し49N/mm ² を加算した
b	はり幅	mm	900	-
j	応力中心間距離	mm	1630	鉄筋の重心間距離とした (2000- (125+60) *2)
d	有効せい	mm	1815	圧縮縁から引張鉄筋上端とした (2000-125-60)
at	引張鉄筋断面積	mm ²	6353.6	D32×8本
aw	はりの帯筋1組の断面積	mm ²	397.2	D16×2
s	はりの帯筋のピッチ	mm	50	-
${}_B Q_{su}$	梁のせん断強度	kN	3955	{ 0.053pt0.23(Fc+18)/(M/(Qd)+0.12)+0.85√(Pw・σwy) } bj

7.4 実験結果

7.4.1 荷重変形関係(2P-R)

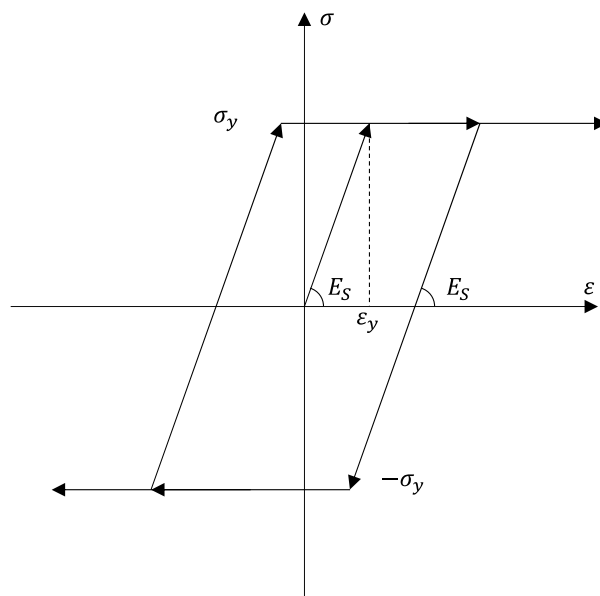
降伏点と最大耐力，終局発生状況を表 7.4.1 に，杭頭定着筋の降伏発生状況を表 7.4.2 に，各試験体の荷重－変形関係及び包絡線を図 7.4.2，図 7.4.3 に示す。表 7.4.2 中，赤字は杭頭定着筋のひずみを完全弾塑性，移動硬化則を組み合わせた履歴復元力関係(図 7.4.1)を用いて応力へと変換し，圧縮降伏後の引張降伏位置を示している。杭頭定着筋(以下，定着筋)は試験体基礎梁側から1段目，2段目，3段目，4段目，5段目とし，試験体 No.1 はひずみゲージを5段，試験体 No.2 は3段貼り付けている(図 7.2.22)。以下に各試験体のまとめを示す。

(1) 試験体 No.1

正載荷時，代表変形角 $R=0.09\%$ で1段目定着筋が圧縮降伏し， $R=0.15\%$ で2段目が圧縮降伏した。その後 $R=0.39\%$ で5段目定着筋が引張降伏し，正側最大耐力に到達した。本実験では，最大耐力到達後以降の各サイクル1回目のピークが最大耐力の80%まで低下した地点を終局と定義した。図中の一点鎖線は最大耐力の80%を示している。 $R=1.0\%$ で終局状態となった。一方，負載荷時は $R=-0.17\%$ で3段目定着筋が引張降伏し， $R=-0.45\%$ で4段目定着筋が引張降伏した。その後も耐力は増加し続け， $R=-2.0\%$ で計測容量を超えたため実験を終了し，その地点を負側実験最大耐力とした。

(2) 試験体 No.2

正載荷時， $R=0.46\%$ で1段目定着筋が圧縮降伏し， $R=0.73\%$ で3段目定着筋が引張降伏した。その後耐力は伸び続け，耐力低下する前に $R=1.5\%$ で計測容量を超えたため，载荷サイクルを変更し，負側一方向载荷とした。計測容量を超え，実験継続が不可能となった $R=1.5\%$ の地点を正側実験最大値とした。負側载荷時は， $R=-0.5\%$ で最外縁の引張鉄筋が降伏しその後， $R=-0.75\%$ で剛性が変化し耐力が横ばいとなった。 $R=-1.74\%$ で3段目定着筋が引張降伏し， $R=-3.46\%$ で負側最大耐力に到達した。



(σ_y, E_s は表 7.2.3 の材料試験値を用いた)

図 7.4.1 応力変換に使用した鋼材の履歴復元力関係

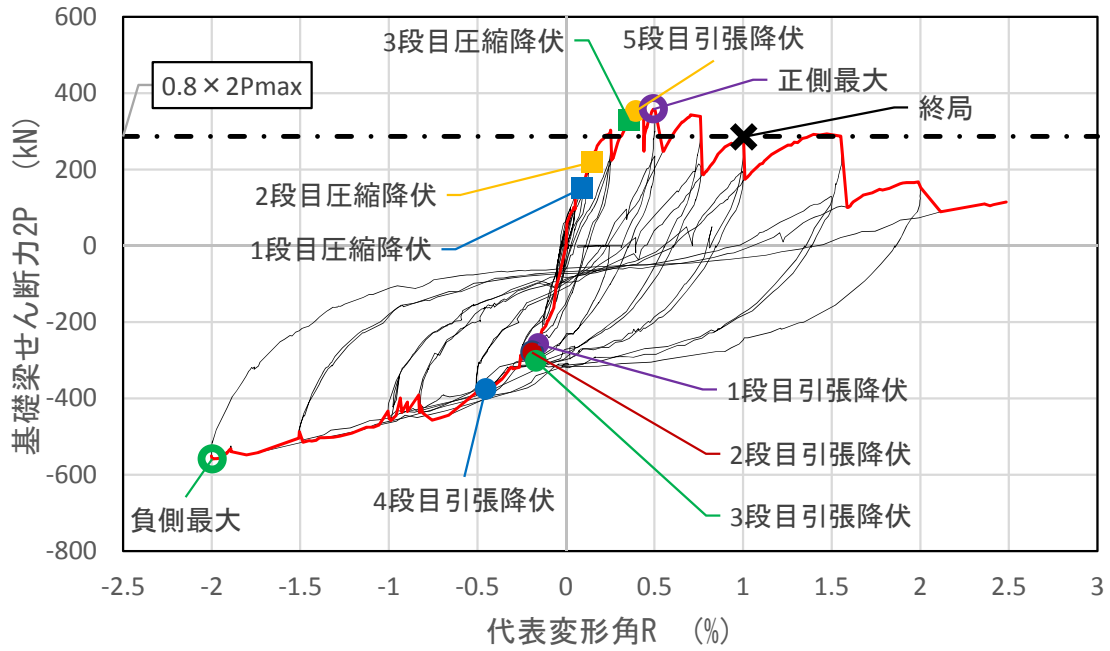


図 7.4.2 試験体 No. 1 の荷重－変形角関係及び包絡線

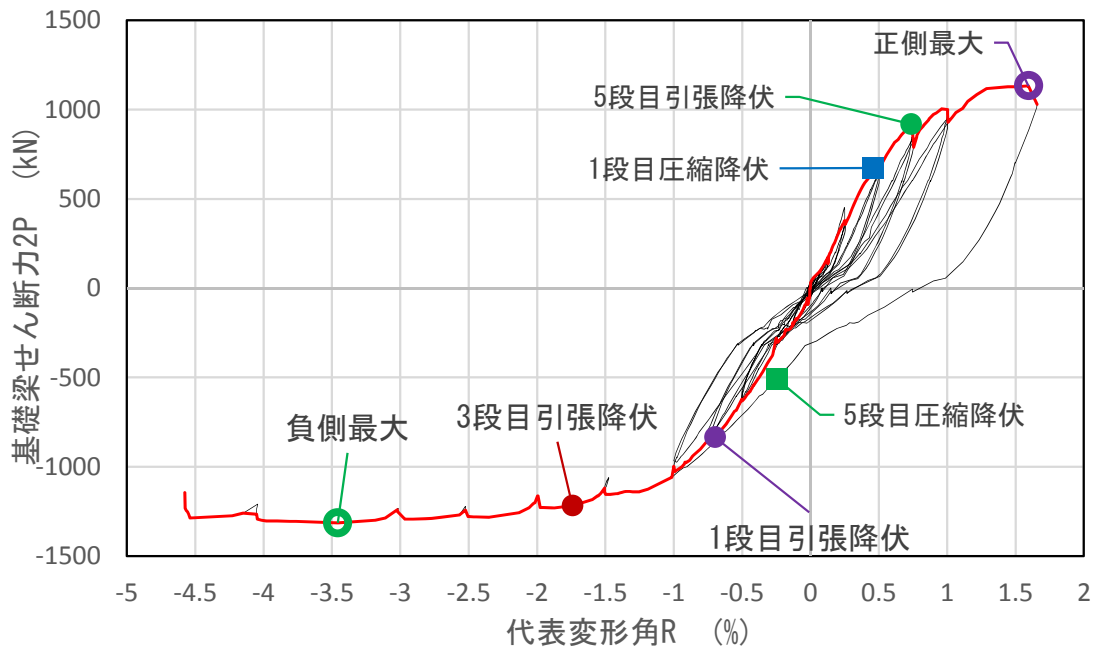


図 7.4.3 試験体 No. 2 の荷重－変形角関係及び包絡線

表 7.4.1 降伏点と最大耐力, 終局発生状況

	No.1						No.2					
	正側			負側			正側			負側		
	2P	R	Rp	2P	R	Rp	2P	R	Rp	2P	R	Rp
	kN	%	%	kN	%	%	kN	%	%	kN	%	%
定着筋引張降伏	353.4	0.39	0.78	-258.4	-0.16	-0.13	918.2	0.73	1.11	-833.9	-0.70	-1.08
定着筋圧縮降伏	151	0.09	0.19	-225.1	0.39	1.32	674	0.46	0.6	-507.4	-0.25	-0.38
(実験)最大耐力	358.2	0.49	1.01	-559.2	-2.00	-3.77	1132.8	1.60	2.4	-1314.2	-3.46	-4.49
終局	285.2	1.00	2.22	到達せず			到達せず			到達せず		

2P : 基礎梁せん断力,R : 代表変形角,Rp : 杭部材角

表 7.4.2 杭頭定着筋各段の降伏発生状況

杭頭定着筋	No.1						No.2					
	圧縮降伏			引張降伏			圧縮降伏			引張降伏		
	2P (kN)	R (%)	Rp (%)	2P (kN)	R (%)	Rp (%)	2P (kN)	R (%)	Rp (%)	2P (kN)	R (%)	Rp (%)
1段目	151	0.09	0.19	-258	-0.16(-0.25%Ⓐ)	-0.13	674	0.46	0.6	-833	-0.70(-0.75Ⓐ)	-1.08
2段目	218	0.15	0.26	-279	-0.19(-0.25%Ⓐ)	-0.18	発生無し			発生無し		
3段目	329	0.36	0.71	-302	-0.17(-0.5%Ⓐ)	-0.02	発生無し			-1216.7	-1.74	-3.06
4段目	発生無し			-376	-0.45	-0.54	発生無し			発生無し		
5段目	発生無し			-225	0.39	1.32	918.2	0.73	1.11	-507	-0.25	-0.38

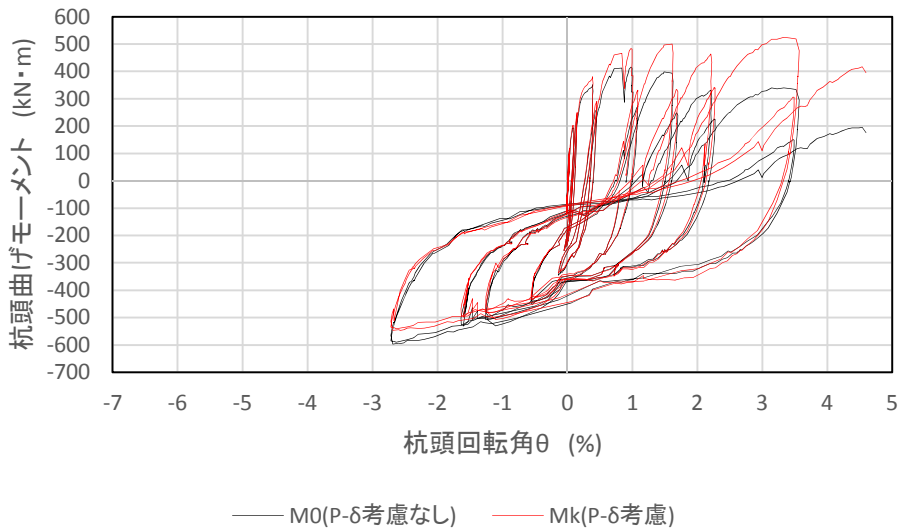
赤字は圧縮降伏後の引張降伏,Ⓐ内は降伏発生時代表変形角及びサイクル数

7.4.2 杭頭接合面曲げモーメント M_K 杭頭回転角 θ 関係 ($M - \theta$)

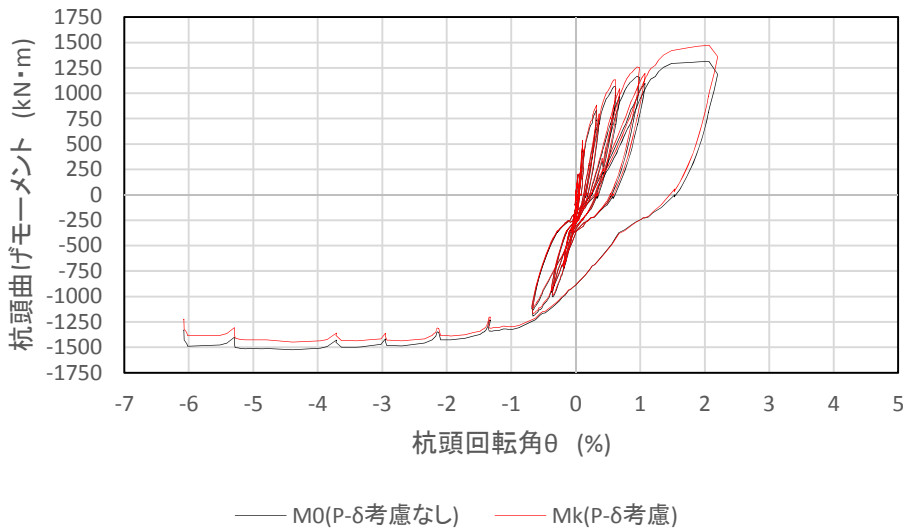
各試験体の杭頭接合面曲げモーメントと杭頭回転角 θ の関係を図 7.4.4 に示す。図中、黒線は $P - \delta$ 効果を考慮しない杭頭接合面 K の曲げモーメント M_0 (計算方法は 7.2.3 節参照)と $P - \delta$ 効果を考慮した曲げモーメント M_K (計算方法は 7.4.2(1)参照)を重ね合わせ示している。

$$M_K = M_0 + M_{KP-\delta} \tag{式 7.4.1}$$

試験体 No.1 正載荷時の曲げモーメント M_K は杭頭回転角 $\theta=0.75\%$ 程度から $P - \delta$ 効果による付加曲げモーメントが増大していた。荷重変形角関係において最大耐力到達後、耐力は低下していったが、 $P - \delta$ 効果を考慮すると耐力は少し伸びていた。負載荷時では $P - \delta$ 効果による付加曲げモーメントは少し発生していたが大きな変化はなかった。負載荷時では両載荷方向共に $P - \delta$ 効果による付加曲げモーメントによる耐力の変化は小さかった。



(a) 試験体 No.1



(b) 試験体 No.2

図 7.4.4 杭頭接合面曲げモーメント M_K と杭頭回転角 θ の関係

(1) P-δ効果を考慮した杭頭接合面の付加曲げモーメント $M_{KP-\delta}$ と曲げモーメント M_K の算出方法

杭頭接合面鉛直変位の算出方法を図 7.4.5 に杭頭接合面における付加曲げモーメント $M_{KP-\delta}$ と杭頭回転角 θ の関係を図 7.4.6 に示す。図 7.4.5 は杭側軸力クレビス, 杭側支持点, 杭頭接合面, 構造芯, 柱側支持点, 柱側軸力クレビスを点で結んだモデル図を示している。破壊状況, ひずみ状況より損傷の大きかった杭頭接合面 K を危険断面位置とし, 杭頭接合面 K における P-δ効果を考慮した付加曲げモーメント $M_{KP-\delta}$ を算定するための鉛直変位を求める。

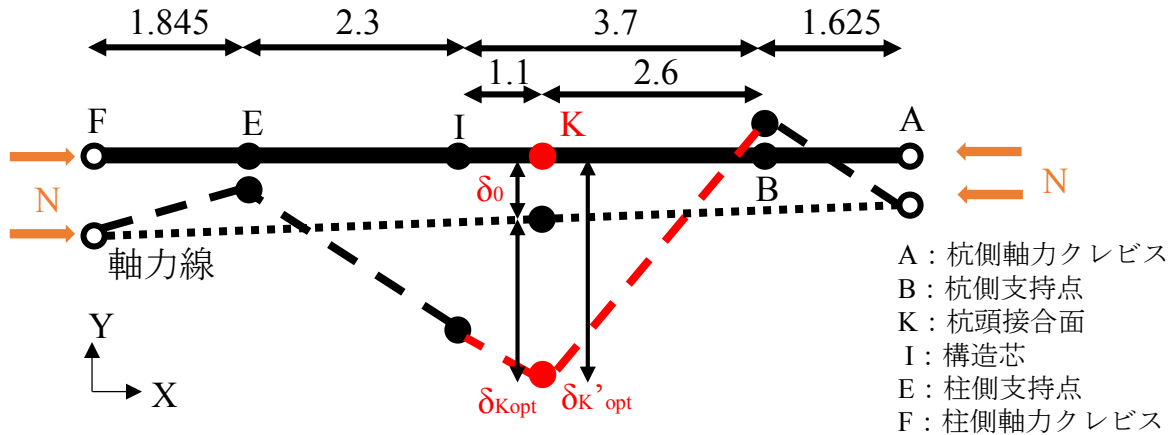


図 7.4.5 杭頭接合面鉛直変位の算出方法(単位 mm)

まず, 軸力線の鉛直変位を求める。杭側軸力クレビス, 柱側軸力クレビス(図 7.4.5 中 A 点, F 点)を結ぶ線が軸力線となり, A 点, F 点が上下に動く事によって軸力線の傾きが変動する。軸力線の杭頭接合面 K での鉛直変位を求めるために A 点, F 点の絶対鉛直変位を線形補間し軸力線から鉛直変位 δ_0 を算出した。

$$\delta_0 = \frac{(A_y - F_y)}{AF} \cdot KF + F_y \quad (式 7.4.2)$$

次に杭頭接合面 K の絶対鉛直変位を求める。本実験では杭頭接合面における絶対鉛直変位を OPTOTRAK によって計測している。(図 7.4.5 中 δ'_{KOPT})

杭頭接合面 K の軸力線からの相対鉛直変位は δ'_{KOPT} から δ_0 を引く事によって算出出来る。

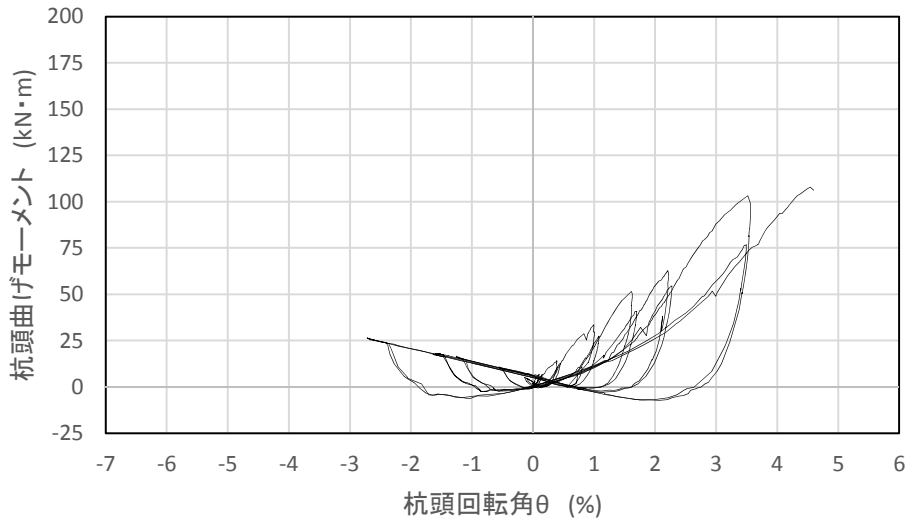
$$\delta_{KOPT} = \delta'_{KOPT} - \delta_0 \quad (式 7.4.3)$$

杭頭接合面 K における付加曲げモーメント $M_{KP-\delta}$ は杭頭接合面 K の軸力線からの相対鉛直変位 δ_{KOPT} に杭体に作用する軸力 N を乗ずる事で得られる。

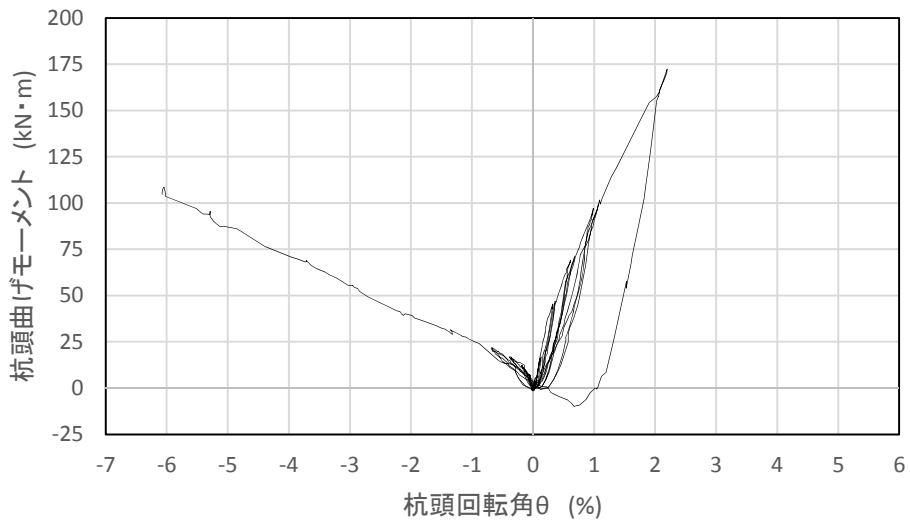
$$M_{KP-\delta} = N \times \delta_{KOPT} \quad (式 7.4.4)$$

また, P-δ効果を考慮した杭頭接合面曲げモーメント M_K は以下のように求まる。

$$M_K = M_0 + M_{KP-\delta} \quad (式 7.4.5)$$



(a) 試験体 No.1



(b) 試験体 No.2

図 7.4.6 P- δ 効果による杭頭接合面Kの付加曲げモーメント $M_{Kp-\delta}$ と杭頭回転角 θ

(2) 杭頭部の抜出しを伴う杭頭回転角 θ の算出方法

杭頭部の抜出し(杭体のコンクリートへのめり込みを含む)抜出しを伴う回転角 θ (以下、杭頭回転角 θ)の算出方法を図 7.4.7 に示す。杭体のパイルキャップ埋め込み面からの抜出し量は変位計で計測しており(写真 7.4.1), 変位計で計測した変位 $\delta_{①}$, $\delta_{②}$ の差分を変位計取り付け区間幅 D' (=600mm)で除す事によって θ' が得られる。杭体が剛体変形すると考えると図 7.4.7 中一点鎖線のように変形するが、実際には杭体の変形するため、茶色実線のように変形する。変位計で計測した θ' は杭頭接合面から変位計が取りつく距離 400mm までの杭体の曲げ変形 $R_{pileflex}$ が含まれているので、杭体の曲げ変形 $R_{pileflex}$ を θ' から差し引くことによって杭頭回転角 θ を算出した。ただし、杭体のせん断変形は無視している。

$$\theta' = \theta + R_{pileflex} = \frac{(\delta_{①} - \delta_{②})}{D'} \quad \text{(式 7.4.6)}$$

ただし、

D' : 計測区間幅(=600mm)

$$R_{pileflex} = \delta_{pileflex} / L \quad \text{(式 7.4.7)}$$

L : 計測区間長(=400mm)

$$\delta_{pileflex} = \frac{(\Delta l_{pile1} - \Delta l_{pile2})}{L \cdot D} \cdot \frac{L}{2} \cdot D \quad \text{(式 7.4.8)}$$

$\delta_{pileflex}$: 杭体の杭頭接合面から変位計が取りつく距離 400mm までの曲げ変形(mm)

Δl_{pile} : SC 杭の伸び量(mm)

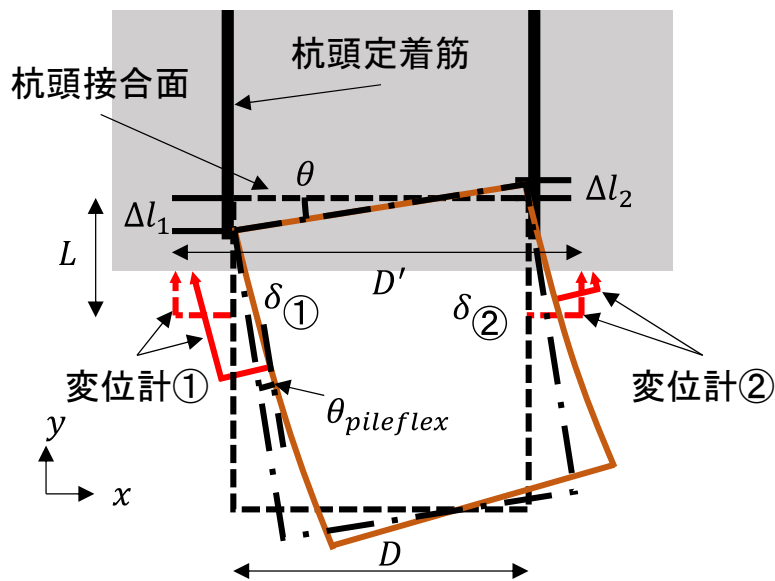
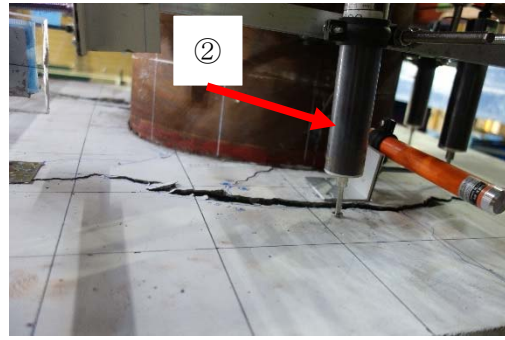


図 7.4.7 杭頭回転角 θ の算出方法



拔出し変位計①



拔出し変位計②

写真 7.4.1 拔出しを伴う回転角の算出に用いた変位計の取り付け状況

(3) 杭体及び杭頭定着筋の伸び縮み量 Δl_n の算出方法

ひずみゲージ貼付位置とひずみゲージの名前、ひずみ分布を図 7.4.8 に示す。杭体には天端(定着筋1段目側)、下端(定着筋5段目側)に5か所ずつひずみゲージを貼り付けている。定着筋は基礎梁側から1, 2, 3, 4, 5段目定着筋と定義して、1, 5段目には5か所にひずみゲージを張り付けている(1か所につき両側2枚)。各段の杭体、定着筋の伸び縮み量 Δl_x は計測したひずみを長さ方向に積分する事によって算出出来る。

$$\Delta l_y = \int \epsilon dx = \sum S_n = \sum \frac{1}{2}(\epsilon_n + \epsilon_{n+1}) \cdot (x_{n+1} - x_n) \quad (n=1,2,3,4,5) \quad (\text{式 7.4.9})$$

ただし、

Δl_y : y 段目の杭体、定着筋の伸び縮み量(mm)

A_n : ひずみゲージ間のひずみで囲まれた面積(mm)

x: 断面位置(mm)

ひずみゲージの貼っていない A_1 内の杭頭接合面から 20mm の範囲は A_1 の傾きを延長して求めた。同様に A_5 は A_4 の傾きを延長して面積を求めた。また延長した傾きから求めたひずみの正負が逆になる(x 軸をまたがる)点以降は0とした。

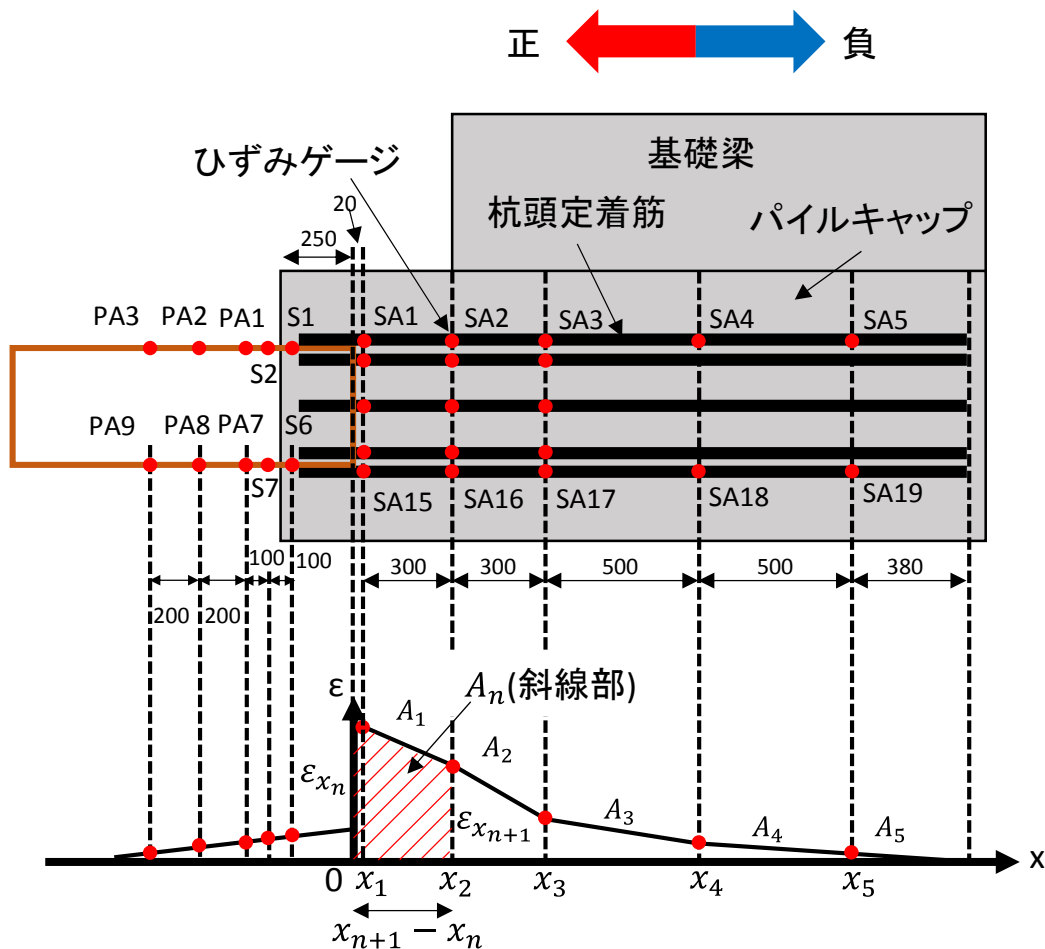


図 7.4.8 ひずみゲージ貼付位置と名前及び、ひずみ分布 (単位 : mm)

7.4.3 杭体-パイルキャップ接合部間の変形分離

変形成分を図 7.4.9 に示す。本研究では部材に発生する変形成分を曲げ変形 δ_{flex} ，せん断変形 δ_{shr} ，拔出し(杭体のコンクリートへのめり込み含む)を伴う回転変形 $\delta_{pullout}$ に分離し，その総和を全体変形 δ とする。

$$\delta = \delta_{flex} + \delta_{shr} + \delta_{pullout} \tag{式 7.4.10}$$

$$R_p = R_{p_{flex}} + R_{p_{shr}} + R_{p_{pullout}} \tag{式 7.4.11}$$

$$R_{p_{flex}} = \delta_{p_{flex}}/L \tag{式 7.4.12}$$

$$R_{p_{shr}} = \delta_{p_{shr}}/L \tag{式 7.4.13}$$

$$R_{p_{pullout}} = \delta_{p_{pullout}}/L \tag{式 7.4.14}$$

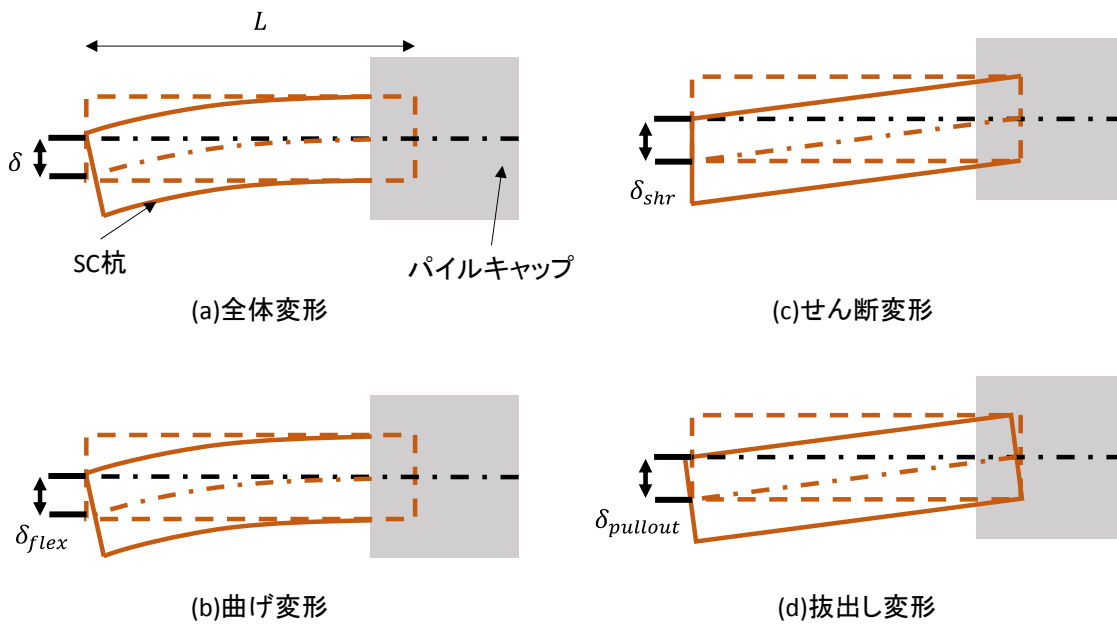


図 7.4.9 変形成分

杭全体変形の計測方法を図 7.4.10 に示す。パイルキャップ部コンクリートに埋め込んだインサートに計測用鋼管フレームを取り付け，先端に取り付けた変位計で杭側支持点の変位を計測した。

$$R_p = \frac{\delta_p}{L} \tag{式 7.4.15}$$

ただし，

L:計測区間長さ(=2630mm)

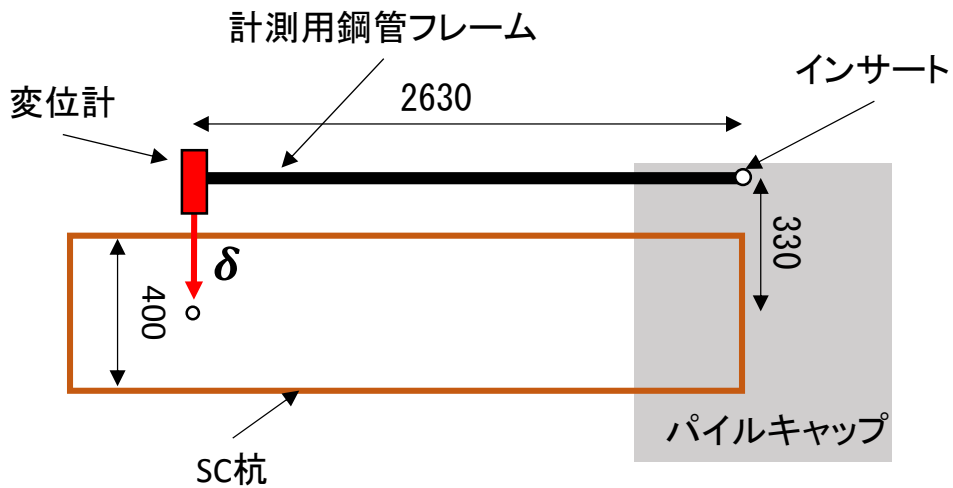


図 7.4.10 杭全体変形 R の計測方法 (単位 : mm)

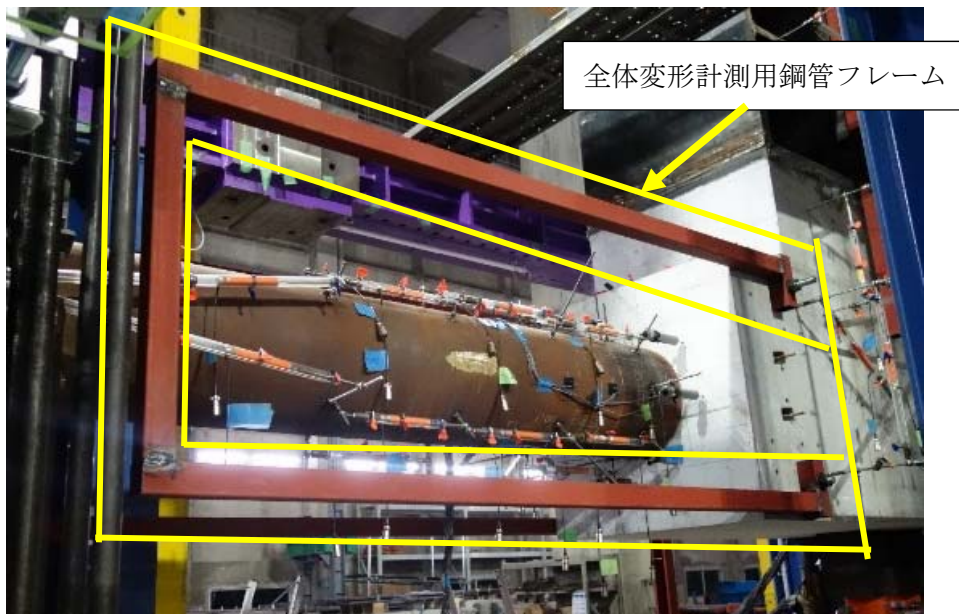


写真 7.4.2 杭体全体変形 R_{pile} 計測状況

変位計取り付け図を図 7.4.11 に、曲げ、せん断、三角変形の計算方法を図 7.4.12 に示す。杭体に取り付けた変位計は杭頭接合面側から拔出し変形区間(曲げ変形,せん断変形を含む),曲げ変形区間 1~3,せん断変形区間 1~2 として、曲げ区間 3 から杭側支持点までは変位計を 3 角形につなぎその頂点の変形(以下,三角変形)を計測した。各区間で部分的な変形を計測し(部分変形),足し合わせる事によって部分変形合計が得られる。

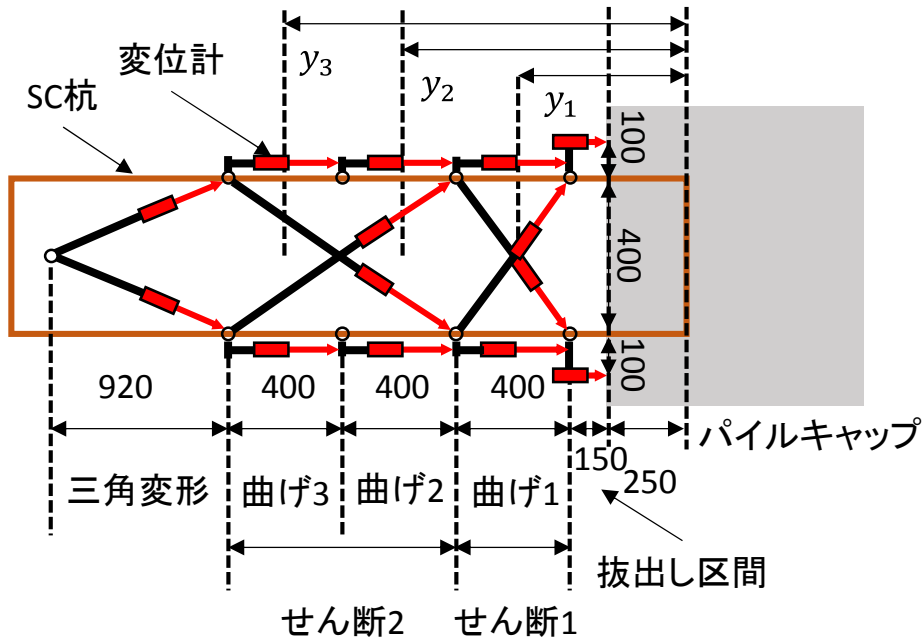


図 7.4.11 変位計取り付け図

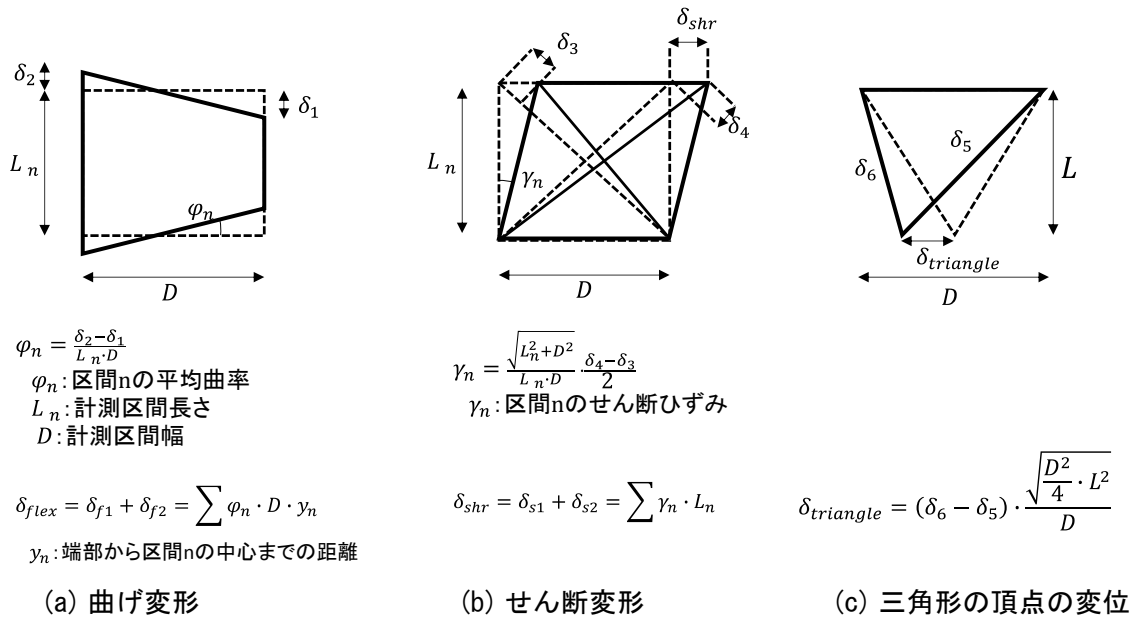


図 7.4.12 各変形の計算方法 (δ は伸びが正)

各試験体の杭体の抜き変形と曲げ変形(曲げ区間 1~3), せん断変形(せん断区間 1~2), 三角変形の各サイクルピーク時における各変形が占める割合を図 7.4.13, 図 7.4.14 に示す。両試験体共に抜き変形が早期の段階から支配的でありサイクルが進むにつれて抜き変形の割合はさらに増加していた。また, 試験体 No.2 では杭体の曲げ変形(曲げ区間 1~3)も割合は小さいが発生していた。

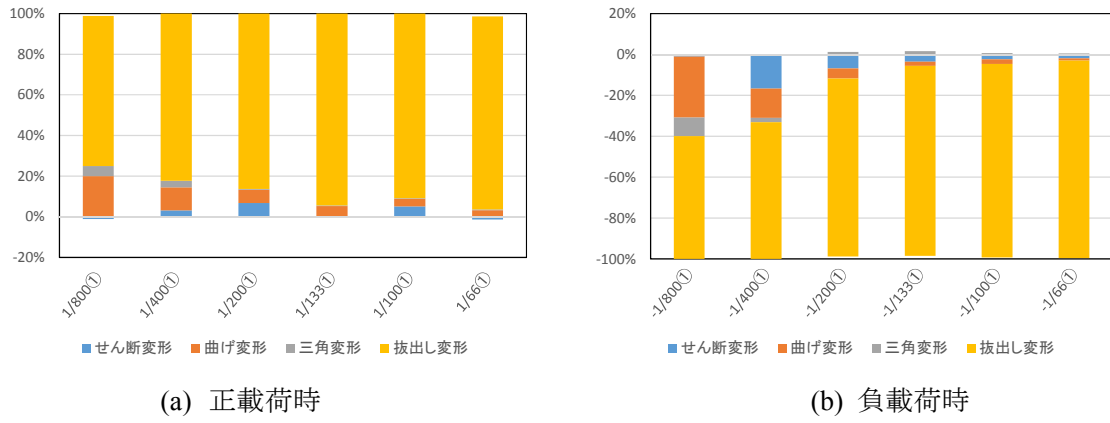


図 7.4.13 杭体の曲げ変形，せん断変形，三角変形と拔出し変形の割合(試験体 No. 1)

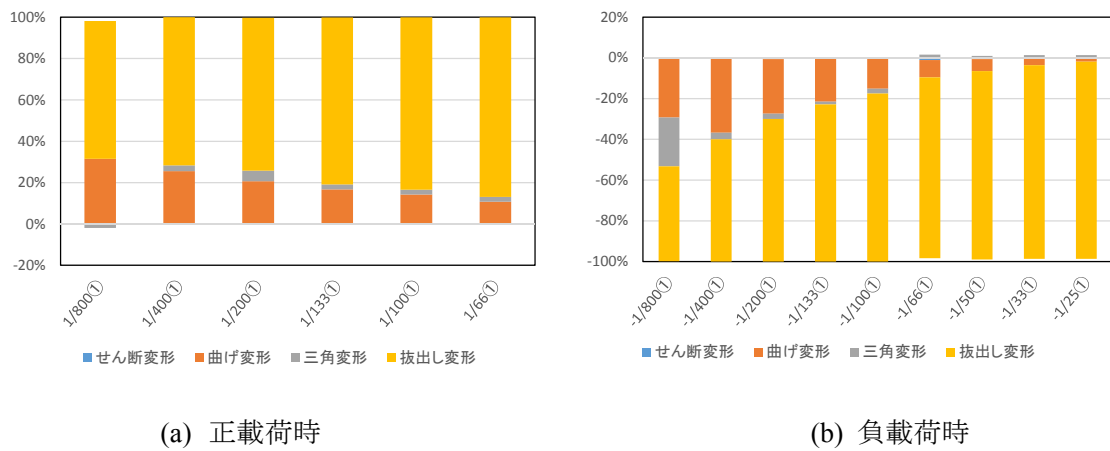
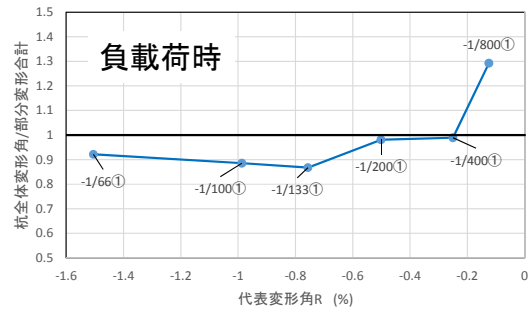
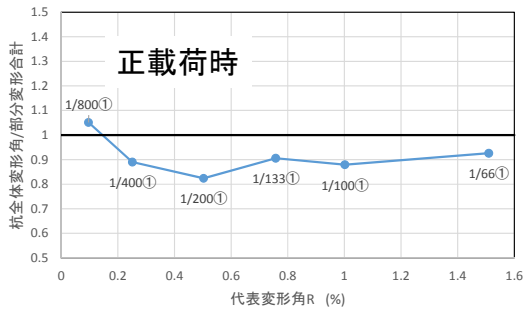
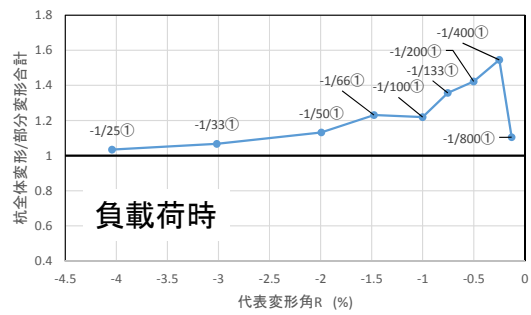
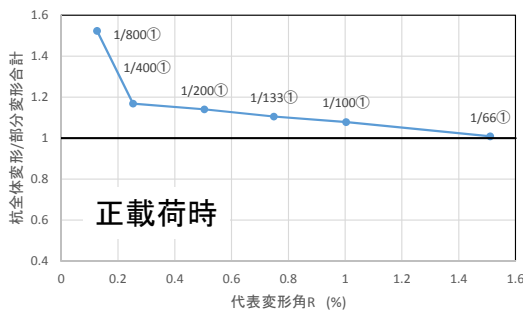


図 7.4.14 杭体の曲げ変形，せん断変形，三角変形と拔出し変形の割合(試験体 No. 2)

各試験体の杭全体変形と部分変形合計の比率を図 7.4.15 に、各試験体の杭全体変形と部分変形合計の比較を図 7.4.16 に示す。両試験体共に载荷サイクルが進むにつれおおむね一致しており、精度よく計測が行われていた。

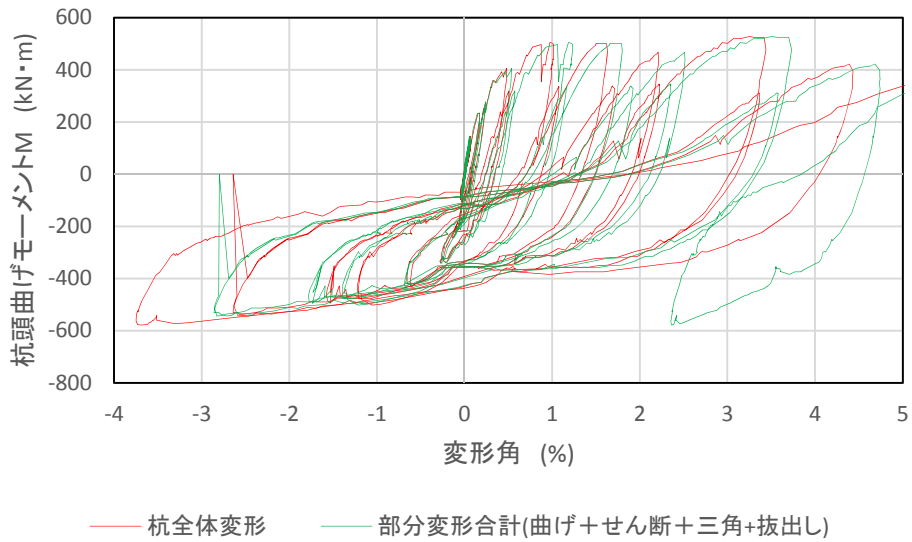


(a) 試験体 No.1

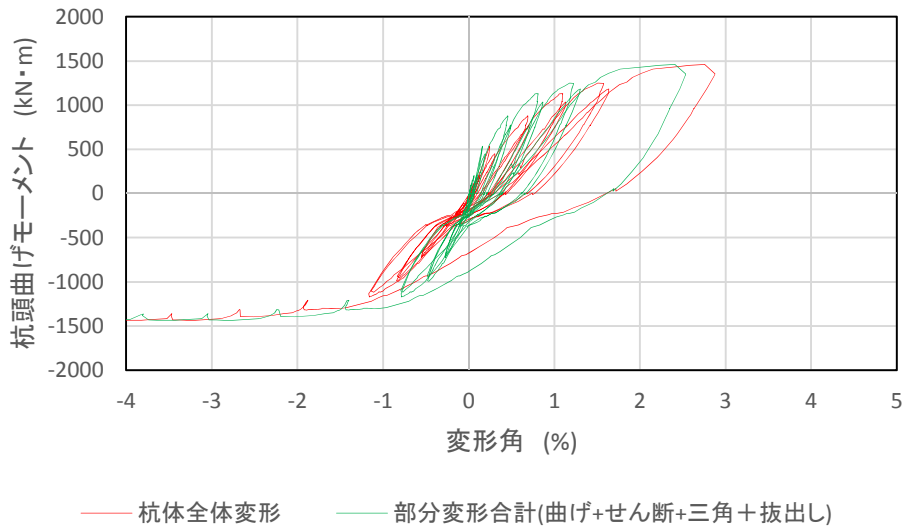


(b) 試験体 No.2

図 7.4.15 杭体全体変形と部分変形合計の比率



(a) 試験体 No.1



(b) 試験体 No.2

図 7.4.16 杭全体変形と部分変形合計の比較

7.4.4 ひび割れ進展状況とひび割れ幅の拡幅状況

各試験体のひび割れ進展状況を図 7.4.17, 図 7.4.18 に,代表変形角 $R=-0.5\%$ 時の損傷状況を写真 7.4.3, 写真 7.4.4 に示す。青線が正載荷時, 赤線が負載荷時に発生したひび割れである。黒線は初期ひび割れを示している。ここでは代表的なサイクルのひび割れ図を示しているが, その他サイクルのひび割れ図は付録 3 を参照されたい。以下に各試験体のまとめを示す。

(1) 試験体 No.1

代表変形角 $R=0.25\%$ で杭体埋め込み面(以下, 埋め込み面)にひび割れが発生した。正載荷時は杭体から斜め上方向及び, 下方向に進展し, 負載荷時は左右方向に進展した。正側最大耐力となった $R=0.5\%$ では埋め込み面から入ったひび割れが試験体西面へと進行していた。また, 埋め込み面のコンクリートが杭体によって圧縮を受ける側(載荷方向側)にひび割れが発生していた。正側終局状態となった $R=1.5\%$ では正載荷時, 埋め込み面のコンクリート下部は剥離, 上面は圧壊しており, 杭体が拔出されていた。負載荷時には試験体西面中央部に斜めひび割れが発生した。載荷方向によるひび割れの進展に違いはあまり見られず, 概ね対照的なひび割れが発生していた。

(2) 試験体 No.2

$R=0.125\%$ で埋め込み面に左右方向にひび割れが発生した。 $R=0.5\%$ では正載荷時に埋め込み面で斜め上方向及び, 下方向にひび割れが発生した。負載荷時は試験体西面全体に斜めひび割れが発生した。また基礎梁, 柱部にもひび割れが発生していた。 $R=1.5\%$ では正載荷時は埋め込み面, 負載荷時は試験体西面にひび割れが発生し, 載荷方向による違いが見られた。基礎梁と杭が閉じる時(正載荷)は埋め込み面, 開く時(負載荷)は試験体西面にひび割れが発生していた。

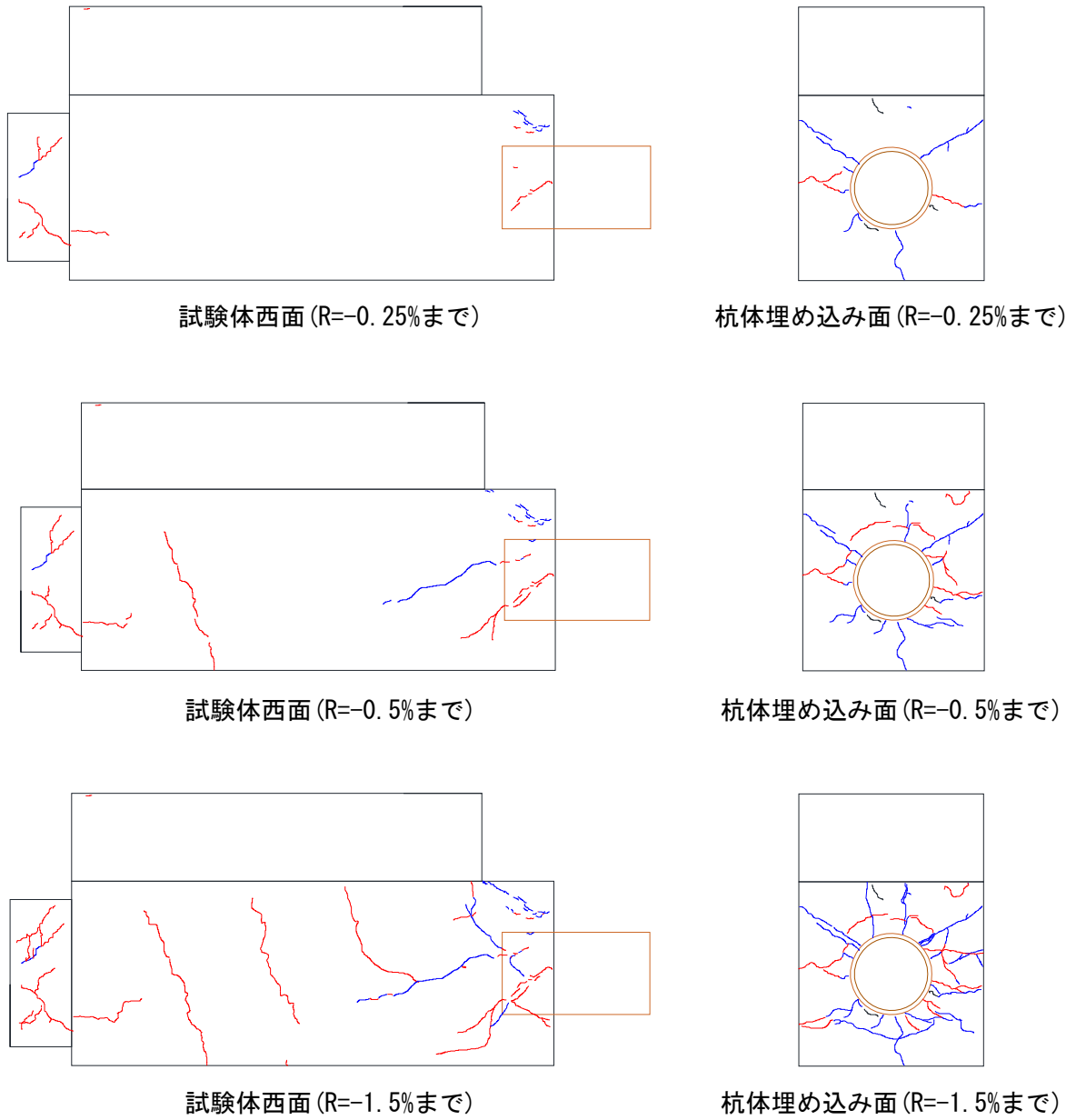


図 7.4.17 試験体 No. 1 のひび割れ進展状況



写真 7.4.3 試験体 No. 1 R=-0.5%時の損傷状況

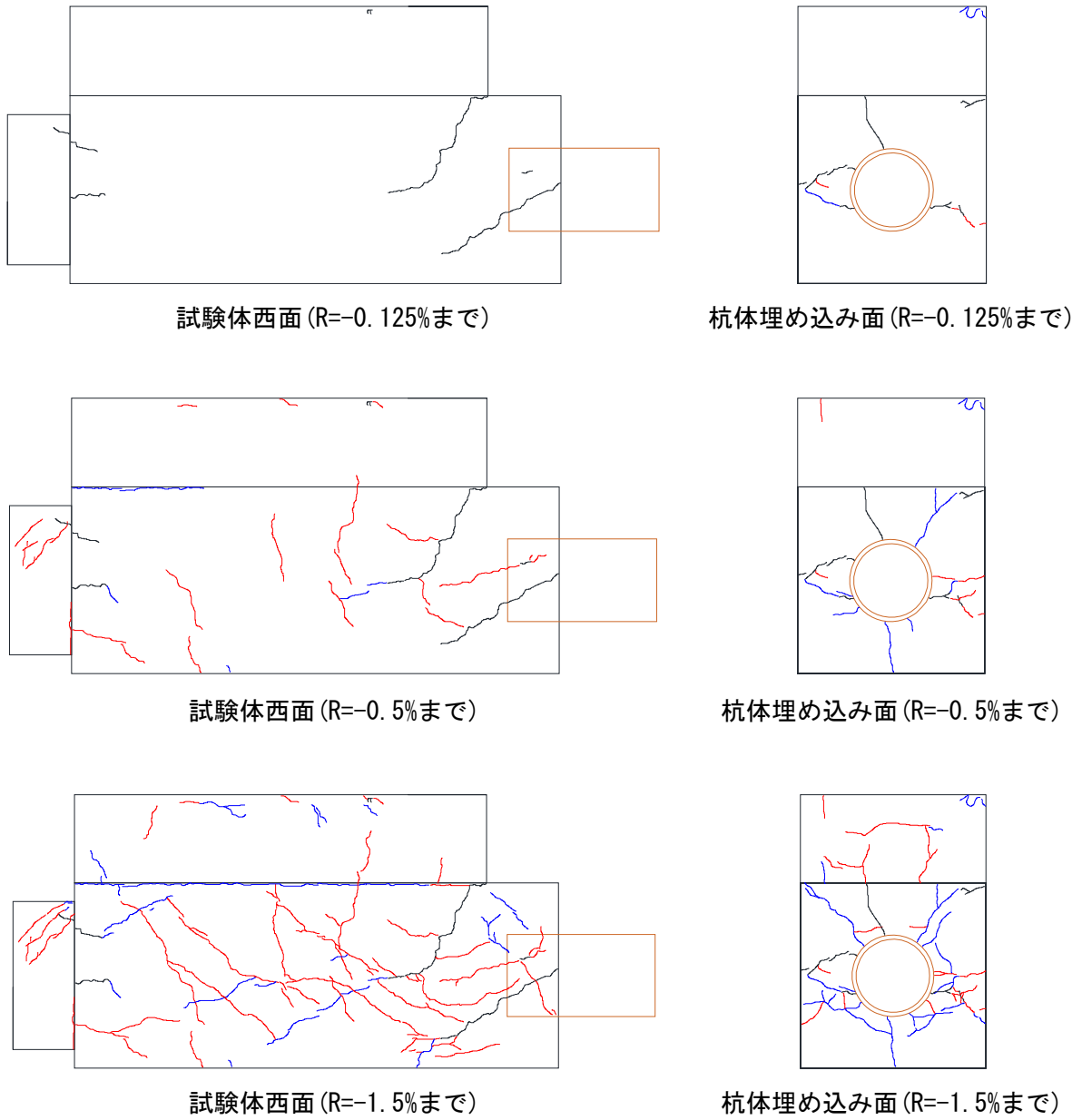


図 7.4.18 試験体 No. 2 のひび割れ進展状況

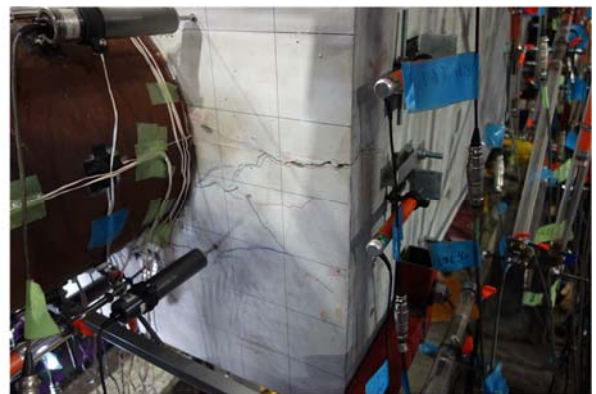
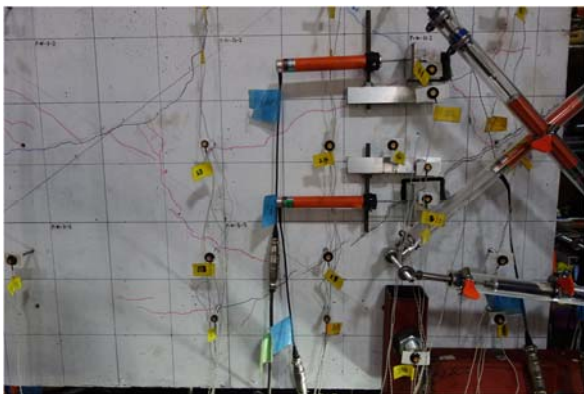


写真 7.4.4 試験体 No. 2 の R=-0.5%時の損傷状況

各試験体における試験体西面，杭体埋め込み面で計測したひび割れ幅の推移を図 7.4.19，図 7.4.20 に示す。図中は正載荷時，負載荷時の各サイクル一回目ピーク時及び，除荷時を示している。写真 7.4.5，写真 7.4.6 に各試験体のひび割れ幅を計測した代表ひび割れを示す。ただし，写真は最終破壊状況を示している。計測に使用したクラックスケールの最大値は 2.2mm である。以下に各試験体のまとめを示す。

(1) 試験体 No.1

正載荷時，負載荷時共に代表変形角 $R=0.5\%$ 時で各面のひび割れ幅が大きく増大していた。正載荷時は残留ひび割れ幅が大きく一方，負載荷時は $R=-0.5\%$ までは残留ひび割れ幅は各面共に小さかった。試験体西面と埋め込み面で比較するとピーク時のひび割れ幅は正載荷時は概ね一緒となり，負載荷時には埋め込み面の方が大きくなっていった。 $R=0.75\%$ 以降はピーク時，除荷時共に 2.2mm 以上となっていた。

(2) 試験体 No.2

正載荷時は $R=1.0\%$ ，負載維持は $R=0.75\%$ で各面共にひび割れ幅が大きく増大した。ひび割れ幅の増大は埋め込み面よりも試験体西面の方が少し大きくなっていったが，大きな差異は見られず概ね同じとなっていた。 $R=0.25\%$ までは正載荷時，負載荷時共に各面の残留ひび割れ幅は 0.5mm 以下となりその後増加した。

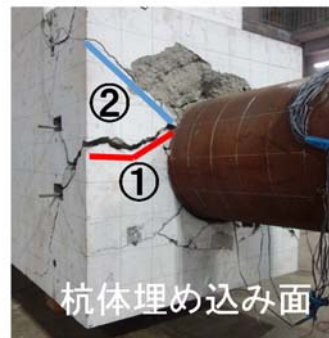
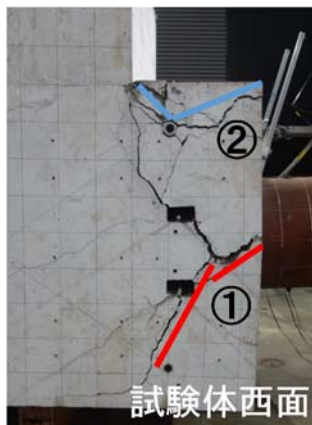


写真 7.4.5 試験体 No. 1 のひび割れ幅を計測した代表ひび割れ (写真は最終破壊状況)

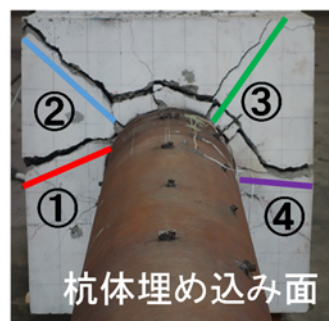
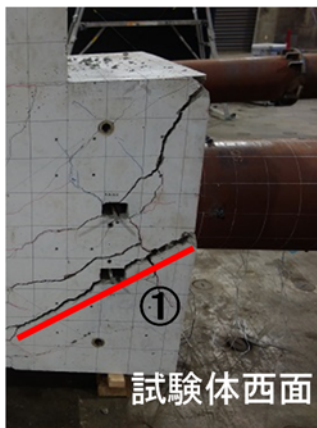
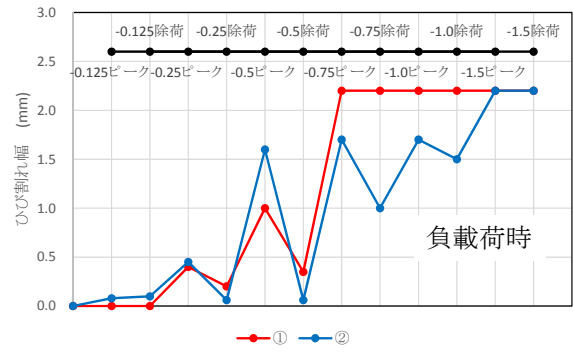
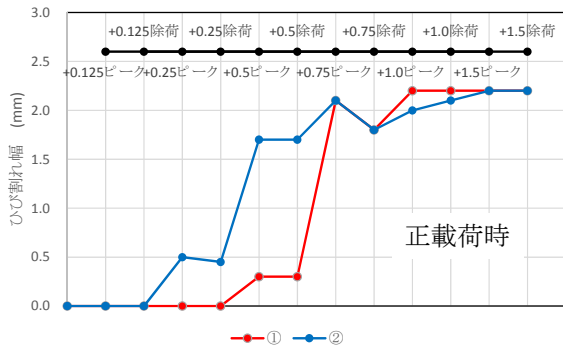
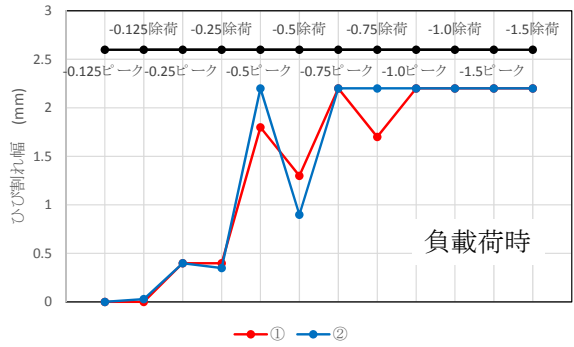
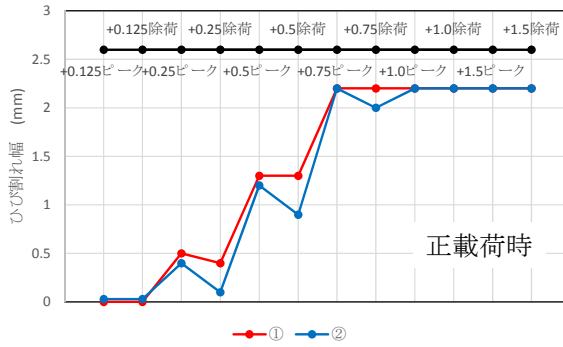


写真 7.4.6 試験体 No. 2 のひび割れ幅を計測した代表ひび割れ (写真は最終破壊状況)

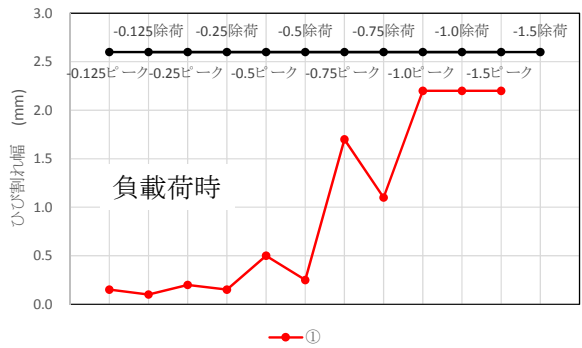
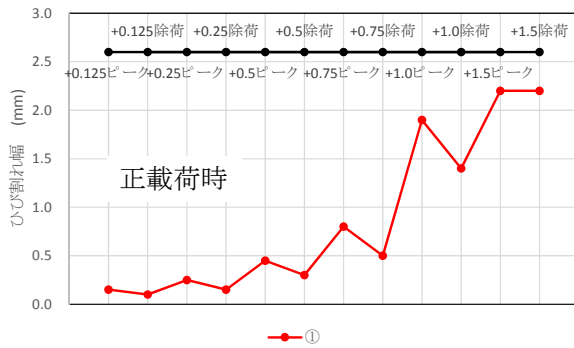


(a) 試験体西面

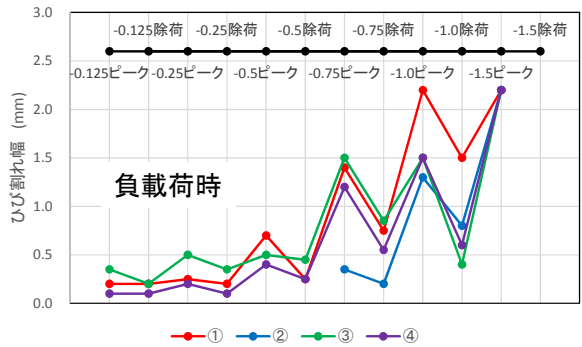
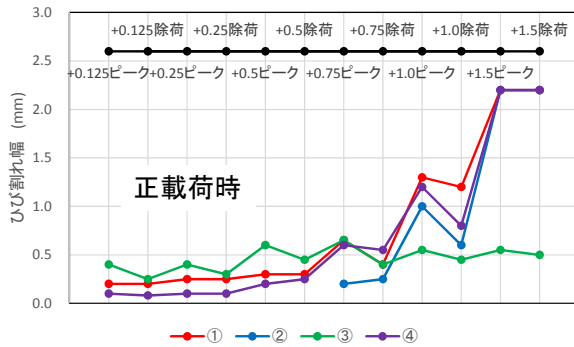


(b) 杭体埋め込み面

図 7.4.19 試験体 No. 1 のピーク時，除荷時の最大ひび割れ幅の推移



(a) 試験体西面



(b) 杭体埋め込み面

図 7.4.20 試験体 No. 2 のピーク時，除荷時の最大ひび割れ幅の推移

7.4.5 各種鉄筋の降伏状況

各試験体における各種鉄筋の降伏状況を図 7.4.21, 図 7.4.22 に示す。ここではひび割れ進展状況で示したサイクルと同じサイクルにおける降伏状況を示す。その他のサイクルは付録 4 を参照されたい。図中のプロットは各種鉄筋に貼り付けたひずみゲージで計測した値を完全弾塑性, 移動硬化則を組み合わせた履歴復元力関係(図 7.4.1 参照)を用いて応力 σ に変換し, 降伏応力 σ_y で除して (σ/σ_y) 基準化しており, プロットの大きさ(赤丸がついた降伏時を直径 1 の円とし, σ/σ_y の値を直径に反映させた。)によって応力状況を示している。各種鉄筋の色(図中の凡例を参照)が付いたプロットを引張, 白丸を圧縮, プロットに赤枠が付いたものを降伏, バツ印はひずみゲージが断線し, 計測不能となった事を示している。ひずみゲージ貼付位置の詳細については 2.4.3 を参照されたい。以下に各試験体のまとめを示す。

(1) 試験体 No.1

R=+0.125%時に最外縁圧縮側の定着筋が降伏し, R=+0.5%時に最外縁引張側の定着筋が降伏したと同時に正側最大耐力に到達した。正載荷時は載荷終了時まで定着筋, パイルキャップ帯筋(以下, 帯筋)に応力が集中し, その他の鉄筋には応力が伝達されていなかった。一方, 負載荷時は最外縁引張側の定着筋が降伏し, 剛性が低下したが耐力は伸び続けた。また, 定着筋降伏時には杭頭接合部に配筋された帯筋も降伏していた。負載荷時はパイルキャップ中央部まで定着筋に引張応力が発生し, 帯筋, 柱主筋, パイルキャップ縦筋(以下, 縦筋)の応力が増加していた。載荷方向によって帯筋の応力増加に違いが見られたが負載荷時に入ったひび割れは帯筋に貼り付けたひずみゲージの近くに入っているのに対し, 正載荷時に入ったひび割れはひずみゲージから遠い箇所であったため応力が発生しなかった可能性がある。

(2) 試験体 No.2

R=+0.5%時に最外縁圧縮側の定着筋が降伏した。その後, R=+0.75%で定着筋, 帯筋が降伏し剛性が低下したが実験終了時まで耐力は増加した。正載荷時は定着筋及び杭頭接合部に配筋された帯筋の引張応力が増加していたがその他の鉄筋はほとんど応力が増加していなかった。負載荷時は R=-0.5%帯筋が降伏しその後, R=-0.75%で最外縁の定着筋が引張降伏した。また, 負載荷時は応力がパイルキャップ内に広がっていき, 縦筋, 柱主筋, 柱帯筋, 梁主筋に応力が発生していた。加えて, パイルキャップ中央部の帯筋及び, 同位置付近にある柱帯筋の応力が増加した。これは, パイルキャップに入ったせん断ひび割れの拡幅によるものだと考えられる。

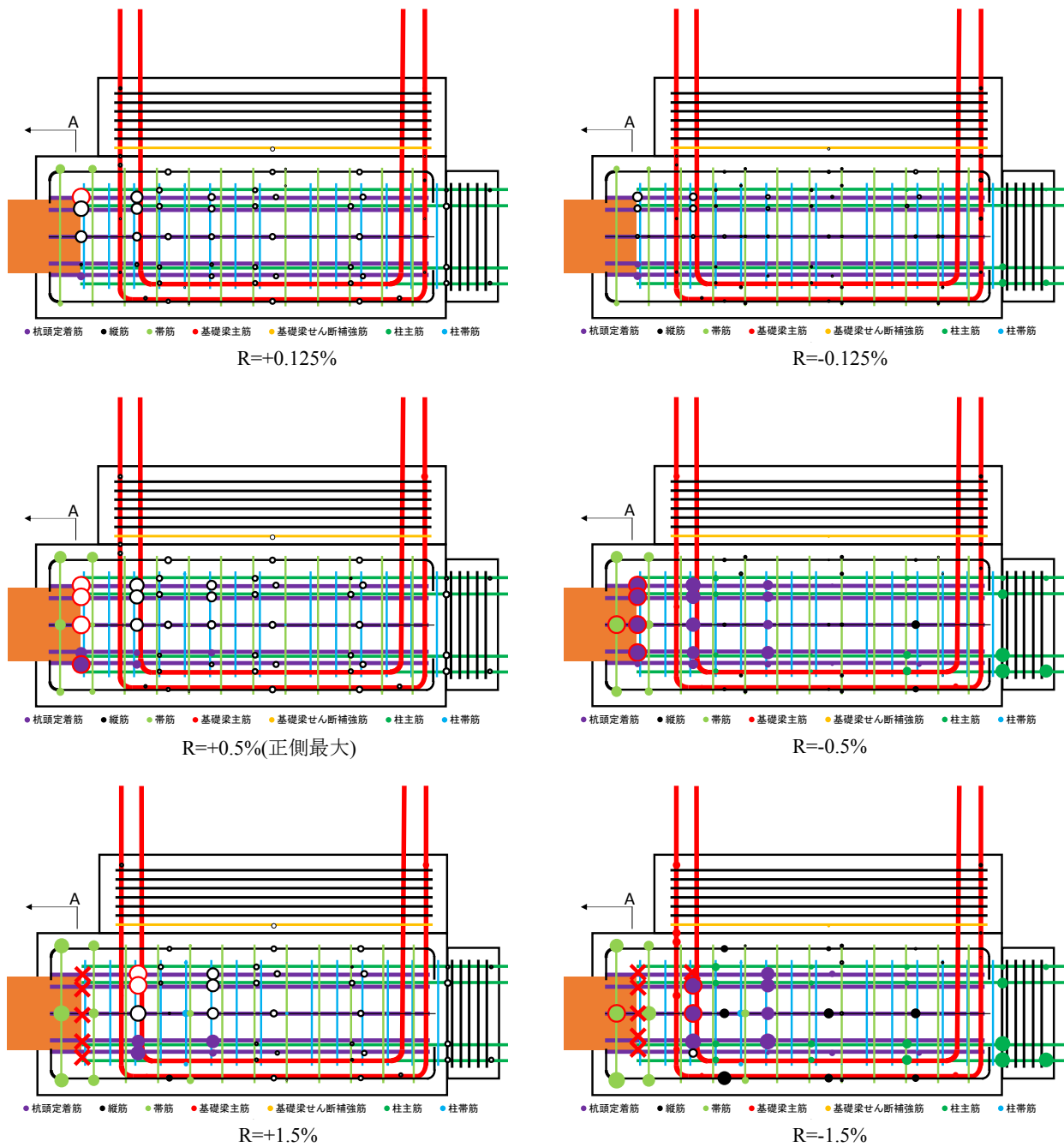


図 7.4.21 試験体 No.1 の各種鉄筋の降伏状況

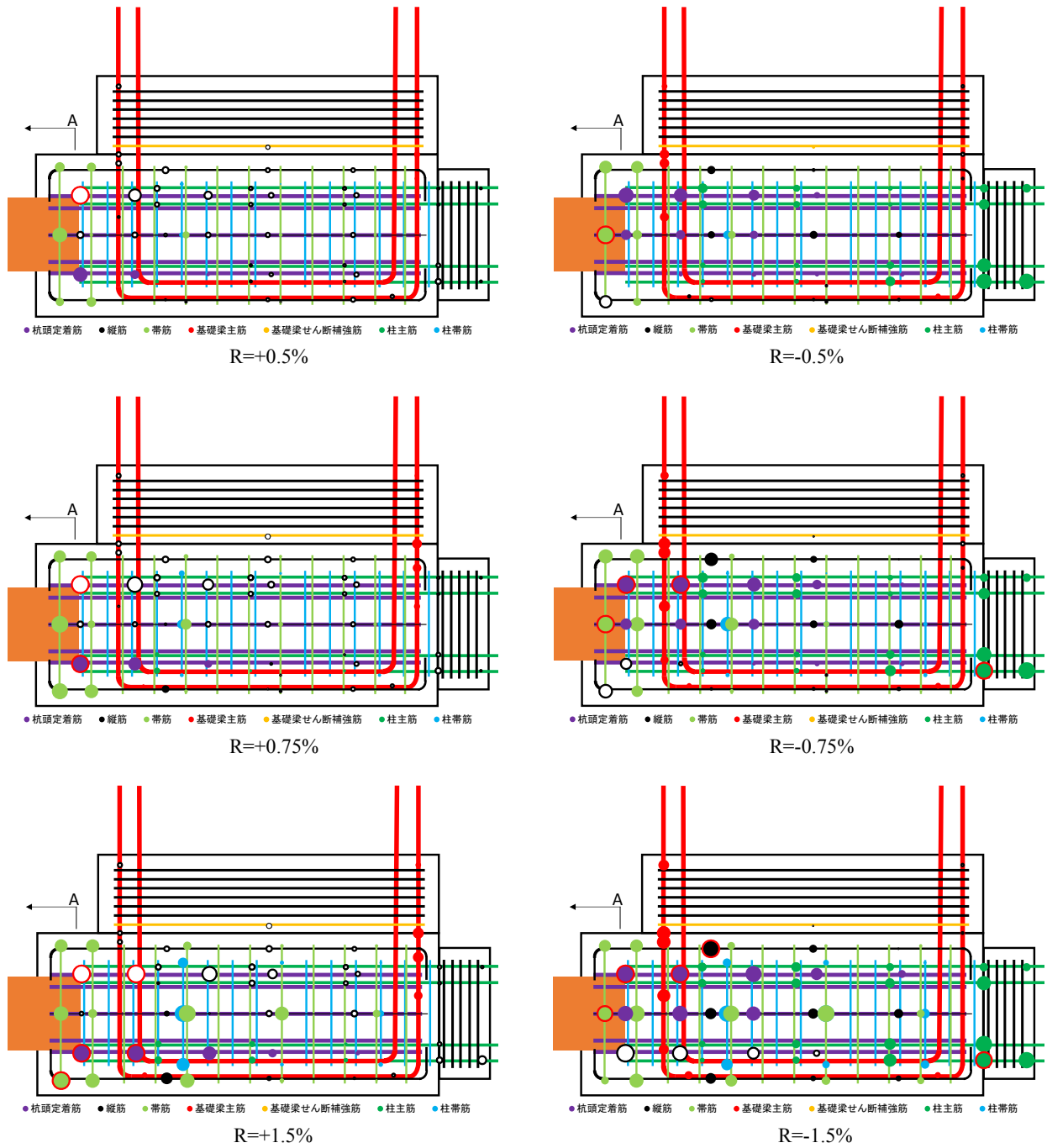


図 7.4.22 試験体 No. 2 の各種鉄筋の降伏状況

7.4.6 杭頭接合部の抵抗機構

地震力作用時の基礎部分の挙動(模式)を図 7.4.23 に、杭頭接合部の抵抗機構(模式) 図 7.4.24 に示す。試験体 No.1 正載荷時及び、試験体 No.2 負載荷時は最外縁引張側の定着筋が降伏した後、耐力が横ばいとなり最大耐力に到達した。一方、試験体 No.1 負載荷時、及び、試験体 No.2 正載荷時には最外縁引張側の定着筋が降伏した後、剛性は低下したが実験終了時まで耐力は伸び続けていた。両試験体共に正載荷時に圧縮側となる杭頭接合面基礎梁側は曲げモーメントによる圧縮力と圧縮軸力を受けている。杭頭接合面に付加される軸力が大きくなると中立軸深さが浅くなり、試験体 No.1 正載荷時には最外縁の定着筋(5 段目)と 4 段目の定着筋が引張力を負担していた。また、杭頭接合部は杭頭部を埋め込んでいるパイルキャップ部コンクリートの杭体への横拘束による支圧効果ははたらく。この支圧効果がなくなり、引張側にある鉄筋が全て降伏する事によって試験体 No.1 正載荷側の耐力が低下したと思われる。試験体 No.2 正載荷時の定着筋ひずみ分布をみると、中立軸深さが試験体 No.1 よりも深く、引張力を負担できる定着筋が載荷終了時まで残っているため、耐力が低下しなかったと考える。一方、負載荷時は杭頭接合面基礎梁側が引張側となり、引張軸力を付加しているため、中立軸深さは深くなり引張力を負担できる定着筋が正載荷時よりも多くなる。試験体 No.1 負載荷時は載荷終了時まで 1 段目から 4 段目までの定着筋が引張側となっていた。代表変形角 $R=-0.75\%$ でひび割れ幅が増大し、埋め込みによる支圧効果はなくなったと思われるがその後も耐力が上昇しているのは、ひずみ硬化により鉄筋の応力が増加した為だと考える。試験体 No.2 負載荷時は 4 段目の定着筋にひずみゲージを貼っていないため降伏状況が不明であるが引張側となる定着筋が降伏し、埋め込みによる支圧効果がなくなった事によって耐力が低下したと考える。

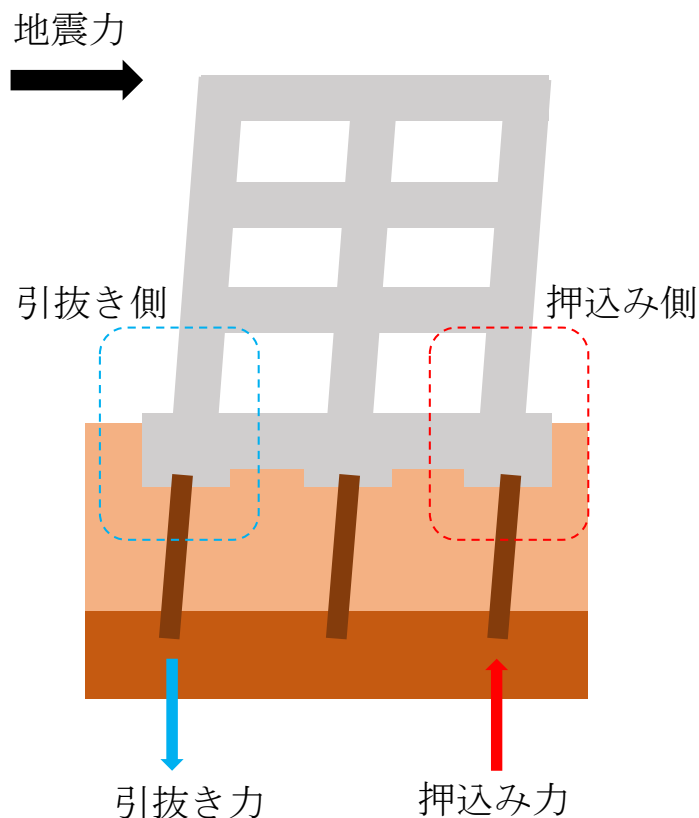


図 7.4.23 地震力作用時の基礎部分の挙動(模式)

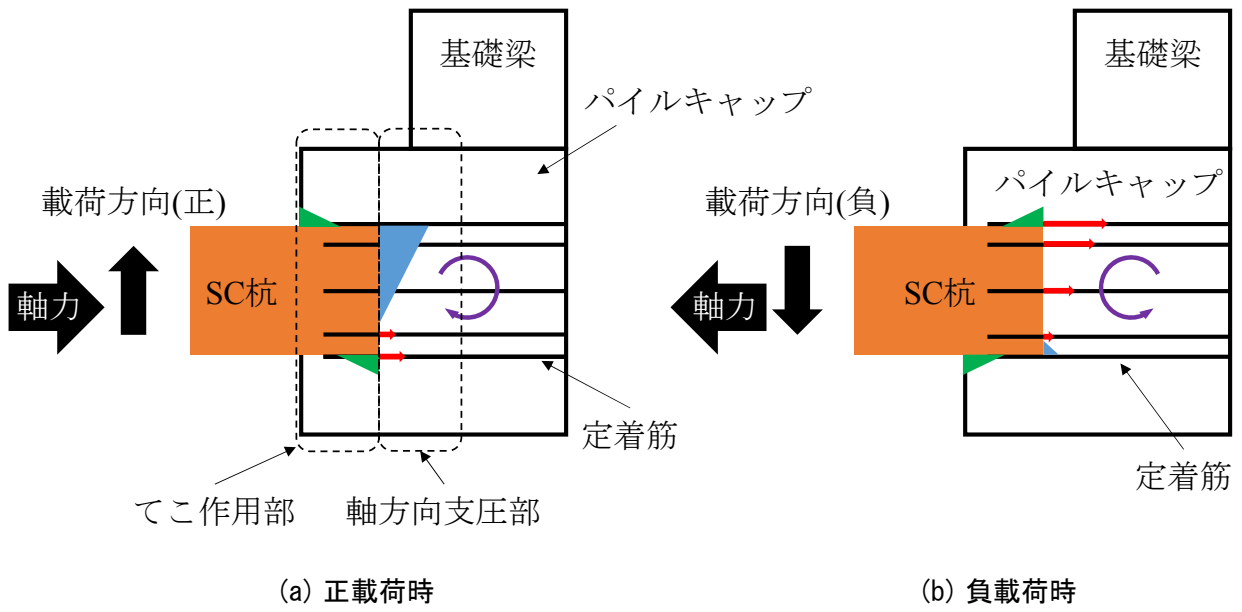


図 7.4.24 杭頭接合部の抵抗機構(模式)

7.5 考察

7.5.1 杭頭曲げモーメントの計算値との比較

杭頭曲げモーメントの計算値と実験値の比較を図 7.5.2 に示す。計算値は既往の計算方法として、基礎構造部材の耐震設計指針案・同解説^[7-1] (以下, AIJ 指針), 道路橋示方書^[7-5], 文献^[7-6]に記載の計算方法(New-JBar 法)を準用した。なお, コンクリート, 鋼材の材料特性は材料試験結果」を用いた。実験値にはP- δ 効果を考慮した杭頭接合面曲げモーメント M_K を用いた。AIJ 指針を準用した計算方法は 7.3.1 を参照されたい。道路橋示方書に記載の計算方法は杭頭接合面断面を杭径 $D+0.25D+100(=600\text{mm}$, 図 7.5.1)の仮想 RC 断面に仮定し, 平面保持の仮定を用いた断面解析によって得る事が出来る。ただし, コンクリート終局ひずみを 0.002 とした。New-JBar 法の計算方法は杭径 $D+200\text{mm}(=600\text{mm})$ の仮想 RC 断面(図 7.5.1)における平面保持を仮定した断面解析を行い, 杭頭接合面曲げ耐力を求めた。試験体 No.1 正載荷時は道路橋示方書に記載の計算値と対応が良かった。また, AIJ 指針の計算方法では計算値が下回り, New-JBar 法では計算値が上回り危険側の評価となった。負載荷時は AIJ 指針の計算値と実験値の比率(exp/cal)が 1.6, 道路橋示方書及び, New-JBar 法では 3.1 と安全側ではあるがあまり良く対応しなかった。試験体 No.2 正載荷時は比率 1.5 から 1.8 となり, すべての計算方法で安全側の評価となったが良く対応しなかった。負載荷時はすべての計算値で良く対応していた。ただし, いずれの方法も, 杭頭部のパイルキャップ内への埋め込みによるてこ作用曲げモーメント耐力寄与分は含まれていない。

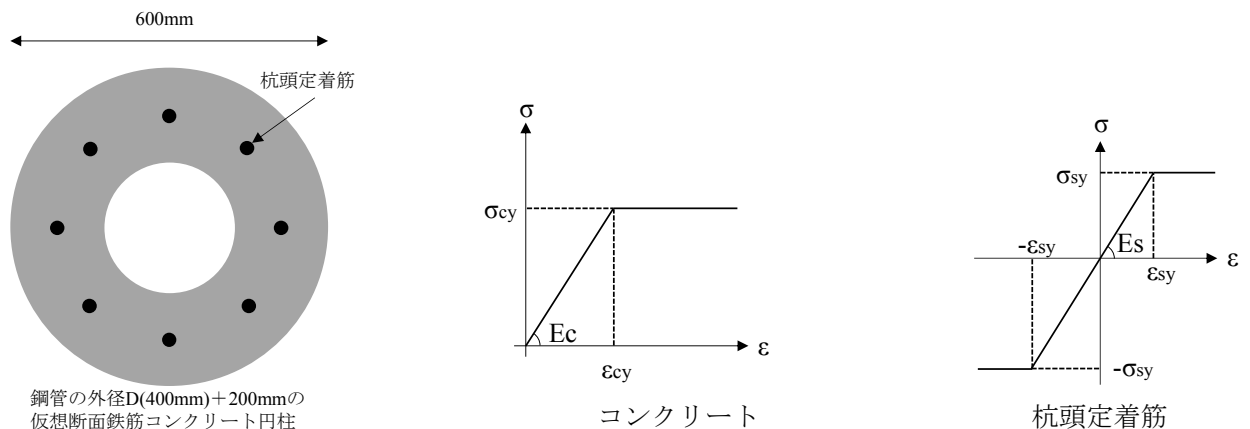
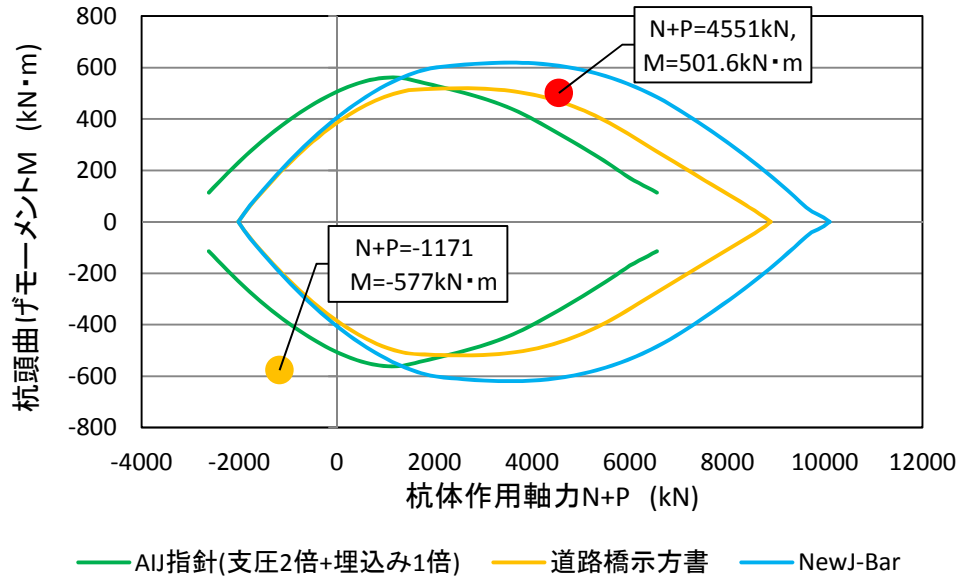
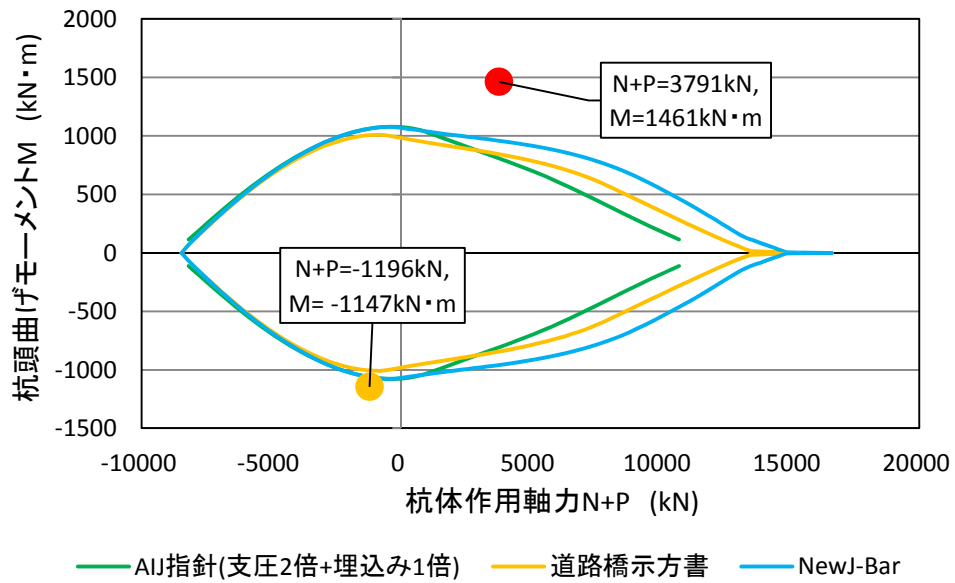


図 7.5.1 断面解析に用いた断面モデルと材料モデル(評価方法②, 断面は試験体 No. 1)



(a) 試験体 No.1



(b) 試験体 No.2

図 7.5.2 杭頭曲げモーメント M の実験値と計算値の比較

7.5.2 杭頭回転角 θ の計算値との比較

本研究では既往の評価方法として AIJ 指針に記載の評価方法を準用した。AIJ 指針には SC 杭を対象とした評価方法が記載されていないため、場所打ち鉄筋コンクリート杭、鋼管杭、場所打ち鋼管コンクリート杭を対象とした杭頭回転角 θ の評価方法を準用した。コンクリート、鋼材の材料特性は材料試験値を用いた。

(1) 場所打ち鉄筋コンクリート杭の杭頭回転角 θ の評価方法(評価方法①)

$$\theta_y = S_{by}/d_n \quad (\text{式 7.5.1})$$

ただし、

θ_y : 場所打ち鉄筋コンクリート杭の杭頭部の主筋降伏時変形角

S_{by} : 最外縁引張鉄筋の拔出し量(mm)

d_n : 断面解析によって得られる回転中心までの距離(mm)

ここで、5.2-1 式中の S_{by} は実験値および計算値があるそのため本研究では 2Case で検討した。なお、 d_n は共通のものを使用している。

$$\text{Case1: } \text{case1}S_{by} = \frac{1}{2}\epsilon_y \cdot l_{bo} = \frac{1}{2}\epsilon_y \cdot \alpha \cdot d_{bp} \quad (\text{式 7.5.2})$$

ただし、

ϵ_y : 杭主筋の降伏ひずみ

l_{bo} : 一様な付着長さを仮定した場合の付着長さ(mm)

d_{bp} : 杭主筋径(mm)

$\alpha = l_{bo}/d_{bp}$ (AIJ 指針では=32)

Case2: $\text{case2}S_{by}$: 実験から得られた最外縁引張鉄筋の拔出し量(計算方法は 4.2.3 節参照)

(2) 鋼管杭、場所打ち鋼管コンクリート杭の杭頭回転角 θ の評価方法(評価方法②)

$$\theta_y = \phi_y \cdot L_b \quad (\text{式 7.5.3})$$

ただし、

θ_y : 鋼管杭、場所打ち鋼管コンクリート杭の杭頭接合部の降伏変形角

ϕ_y : 鋼管の直径+200mm の仮想断面鉄筋コンクリート円柱の断面解析で、最外縁引張鉄筋が降伏した時の曲率(mm^{-1})

L_b : 定着筋の付着長さ(mm)

$$L_b = \frac{r\sigma_y \cdot rA}{\tau_b \cdot \pi \cdot d} \quad (\text{式 7.5.4})$$

$r\sigma_y$: 定着筋の材料強度(MPa)

rA : 定着筋の断面積(mm^2)

τ_b : 定着筋とパイルキャップコンクリートとの付着強度(MPa)

$$\tau_b = \min \left\{ \frac{\sigma_B}{10} \cdot 1.5, \left(1.35 + \frac{\sigma_B}{25} \cdot 1.5 \right) \right\} \quad (\text{式 7.5.5})$$

d : 定着筋の呼び名(mm)

$$\theta_u = 15 \cdot \theta_y \quad (\text{式 7.5.6})$$

ただし、

θ_u : 鋼管杭, 場所打ち鋼管コンクリート杭の杭頭接合部の限界変形角

各試験体の評価方法①で評価した θ_y 計算値と実験値の比較を表 7.5.1 に、評価方法②で評価した θ_y , θ_u 計算値と実験値の比較を表 7.5.2 に示す。ただし表中の $exp\theta_y$, $exp\theta_u$ は7.4.2(2)で示した計算方法で算出した杭頭回転角 θ を用いている。また、最外縁引張鉄筋の抜出し量 $case2S_{by}$ はパイルキャップからの杭頭の抜出しを変位計で計測した値とした(7.4.2.(2)参照)。ここで、実験から得られた最外縁引張鉄筋の抜出し量 $case2S_{by}$ は最外縁引張鉄筋のひずみを積分する事によっても得られるが、図 7.5.3, 図 7.5.4 に示すように正載荷時は変位計で直接求めた値と精度がよく負載荷時は精度が悪くなっていたため、変位計で計測した値を $case2S_{by}$ としている。

評価方法①では両試験体共に最外縁定着筋抜出し量を Case1 とすると実験値に対する計算値の比率は試験体 No.1 正載荷時は 1.27, 負載荷時 0.61, 試験体 No.2 正載荷時では 0.61, 負載荷時 0.58 と誤差が大きく出ていたが、Case2 では試験体 No.1 正載荷時で 0.92, 負載荷時 1.44, 試験体 No.2 正載荷時で 0.81, 負載荷時 0.9 となり試験体 No.1 負載荷時以外では危険側ではあるが概ね一致した。評価方法②では、試験体 No.1 正載荷時は 0.85 と概ね一致したが、試験体 No.1 負載荷時では 0.4, 試験体 No.2 正載荷時 0.69, 負載荷時 0.29 と危険側の評価となった。また、限界変形角 θ_u は計算値が大幅に実験値を上回り危険側となった。ただし、各試験体共に最大耐力は低下していないため、表中の $exp\theta_u$ は実験で経験した最大杭頭回転角としている。

定着筋, そして周囲のコンクリートの応力および歪の状態を正しくモデル化できていないことが、予測精度が悪い理由であると考えられる。

表 7.5.1 各試験体の実験値と評価方法①で評価した最外縁引張鉄筋降伏時の杭頭回転角 θ_y の計算値との比較

		ϵ_y	d_{bp}	l_{bo}	α	d_n	$case1S_{by}$	$case2S_{by}$	$cal\theta_{y,case1}$	$cal\theta_{y,case2}$	$exp\theta_y$	$exp\theta_y/cal\theta_{y,case1}$	$exp\theta_y/cal\theta_{y,case2}$
		10^{-6}	mm	mm	-	mm	mm	mm	%	%	%	-	-
No.1	正載荷時	2000	28.6	915.2	32	160.8	0.92	1.26	0.57	0.78	0.72	1.27	0.92
	負載荷時	2000	28.6	915.2	32	399.7	0.92	0.39	-0.23	-0.10	-0.14	0.61	1.44
No.2	正載荷時	2789	38.1	1219.2	32	178.6	1.70	1.32	0.95	0.74	0.60	0.63	0.81
	負載荷時	2789	38.1	1219.2	32	268.3	1.70	1.10	-0.63	-0.41	-0.37	0.58	0.90

表 7.5.2 各試験体の実験値と評価方法②で評価した最外縁引張鉄筋降伏時の杭頭回転角 θ_y と限界変形角 θ_u の計算値との比較

		σ_s	τ_b	$s_{\sigma y}$	A_s	d	L_b	ϕ_y	$cal\theta_y$	$exp\theta_y$	$cal\theta_u$	$exp\theta_u$	$cal\theta_y/exp\theta_y$	$cal\theta_y/exp\theta_y$
		MPa	MPa	MPa	mm ²	mm	mm	$\times 10^6 \text{ mm}^{-1}$	%	%	%	%	-	-
No.1	正載荷時	28.6	3.741	392	642.4	29	738.8	11.51	0.85	0.72	12.75	2.29	0.85	0.18
	負載荷時	28.6	3.741	392	642.4	29	738.8	4.75	-0.35	-0.14	-5.26	-2.78	0.40	0.53
No.2	正載荷時	28.9	3.759	530	1140	38	1346.4	6.47	0.87	0.60	13.07	2.53	0.69	0.19
	負載荷時	28.9	3.759	530	1140	38	1346.4	9.49	-1.28	-0.37	-19.17	-6.14	0.29	0.32

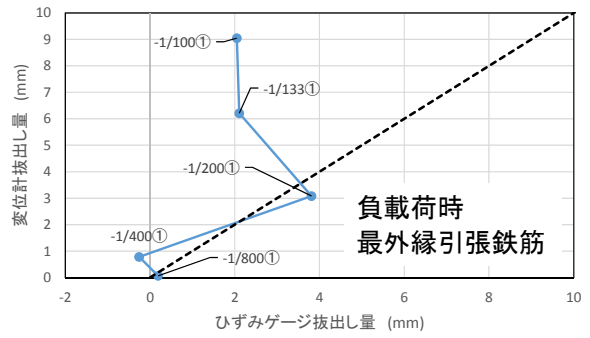
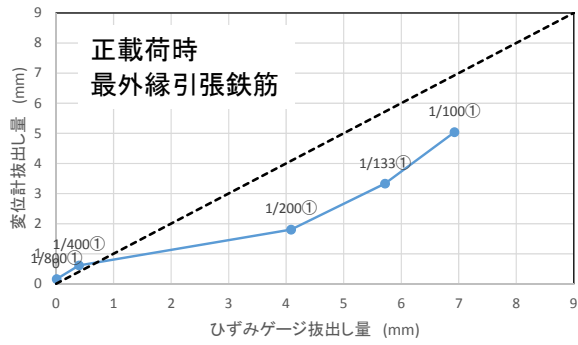


図 7.5.3 変位計で計測した杭頭のパイルキャップからの拔出量 $case2S_{by}$ とひずみゲージから算出した杭頭定着筋拔出量の比較(試験体 No. 1)

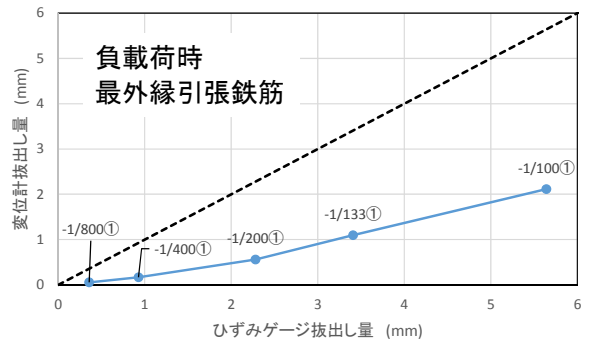
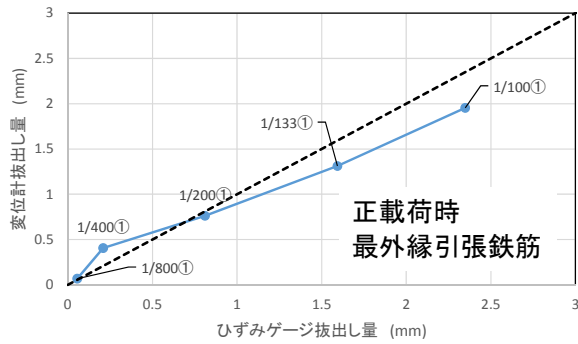


図 7.5.4 変位計で計測した杭頭のパイルキャップからの拔出量 $case2S_{by}$ とひずみゲージから算出した杭頭定着筋拔出量の比較(試験体 No. 2)

7.5.3 剛域長さの検討

各試験体の剛域長さの検討を図 7.5.6, 図 7.5.7 に示す。杭体全体変形 δ_p (図 7.4.10 参照)と杭体に作用するせん断力によって発生する杭体のたわみ量 δ_{p_cal} (図 7.5.5)を剛域外長さ L_n をパラメータとして算出し比較した。剛域外長さのパラメータは 3 つとし、杭体埋め込み面 $L_{①}(=2350\text{mm})$, 杭頭接合面 $L_{②}(=2600\text{mm})$, 杭頭接合面から 200mm パイルキャップ内に入った位置 $L_{③}(=2800\text{mm})$ とした。なお、杭体の剛性 $EI(=52 \times 10^{13})$ は材料試験値を使用した。

$$\delta_{p_cal} = \frac{Q_{pile}}{3EI} \left\{ \left(L - \frac{M_B}{Q_{pile}} \right)^3 - \left(\frac{M_B}{Q_{pile}} \right)^3 \right\} \quad (\text{式 7.5.7})$$

ただし、

δ_{B_cal} : 杭体のたわみ量(mm)

L_n : 剛域外長さ(mm)

Q_{pile} : 杭体に作用するせん断力(N)

M_B : 杭側支持点に作用する曲げモーメント(N・mm)

EI : 杭体剛性(材料試験値を使用)

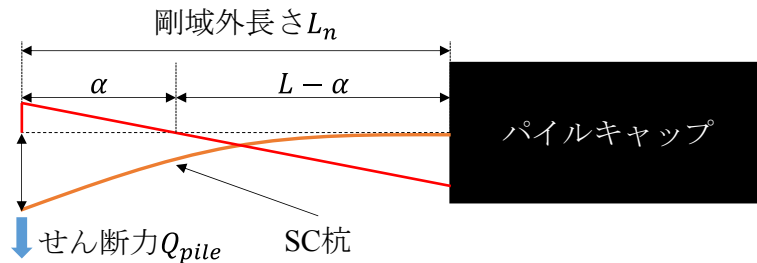
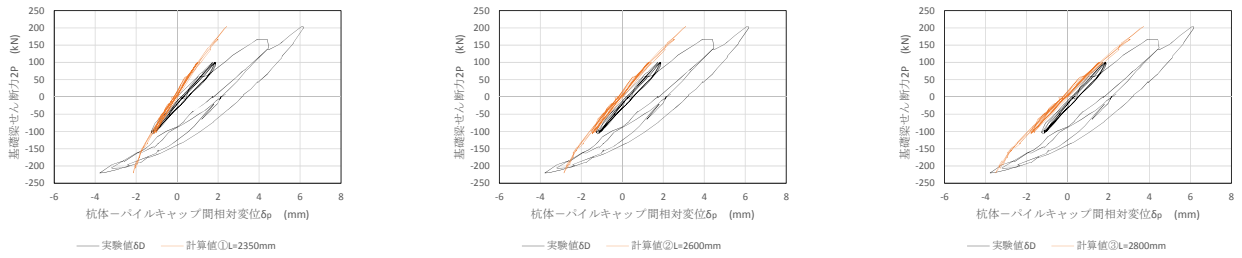
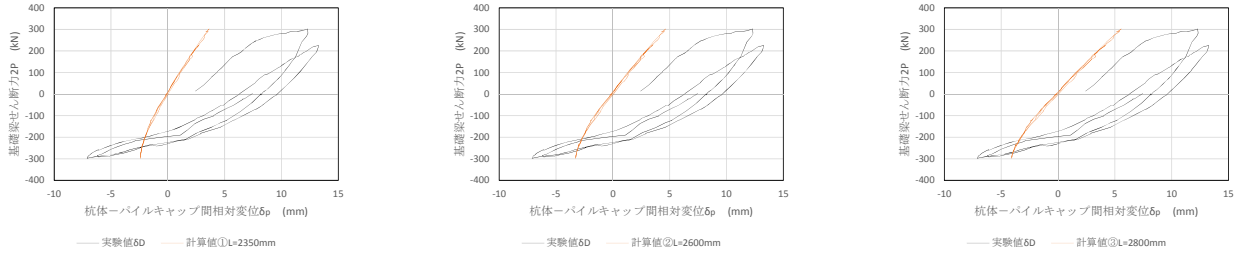


図 7.5.5 杭体に作用する曲げモーメント分布とたわみ量

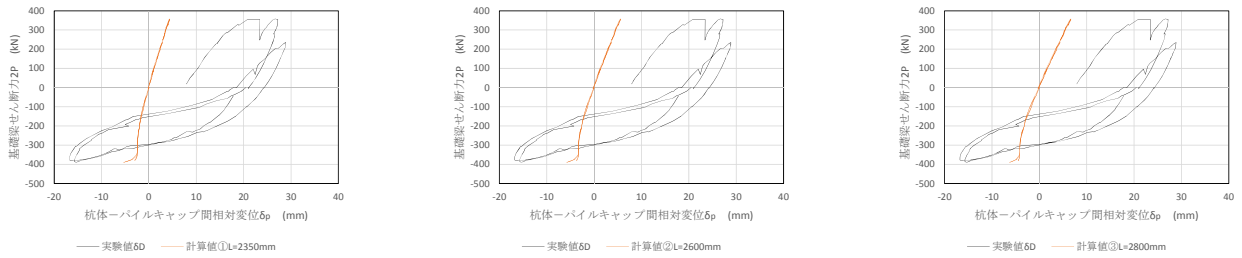
剛域長さは正載荷時に最外縁圧縮鉄筋が圧縮降伏するまでは試験体 No.1 では杭頭接合面付近(パイルキャップ底面から 250mm), 試験体 No.2 では杭頭接合面からパイルキャップ内に入った位置(パイルキャップ底面から 450mm)とすると杭体先端のたわみ量の計算値と実験値は対応していた。最外縁圧縮鉄筋が圧縮降伏した後は杭頭部のパイルキャップからの拔出しを伴う回転変形が顕著に発生するため剛域長さは短くなる事がわかった。ただし、剛域長さは変形が進むにつれて変化するため杭頭接合部を含む杭基礎構造部材の曲げ性能を構造解析より検討する際は、剛域長さを固定値として扱う事は適切でなく精度がかなり悪くなる。そこで、杭体の曲げ変形特性(M- ϕ)に加え、杭頭接合部に杭頭接合部の回転変形特性(M- θ)を有する回転バネを用いて検討する事が妥当だと思われる。



(a) 代表変形角 $R=\pm 0.125\%$ 時

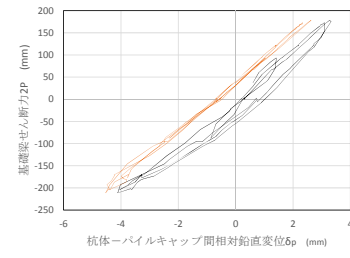
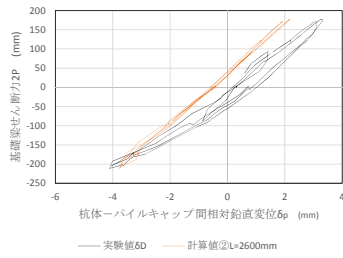
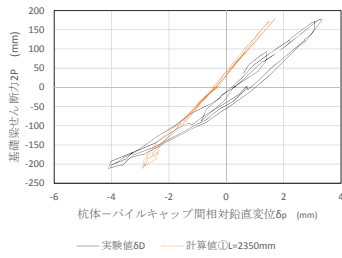


(b) 代表変形角 $R=\pm 0.25\%$ 時

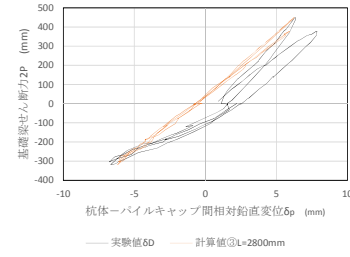
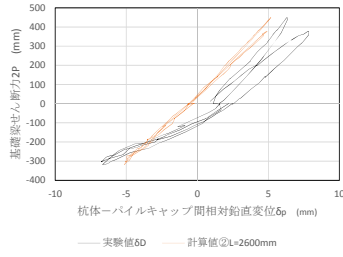
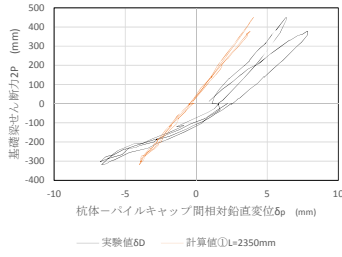


(c) 代表変形角 $R=\pm 0.5\%$ 時

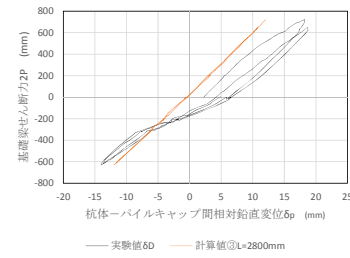
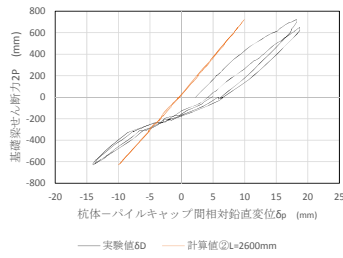
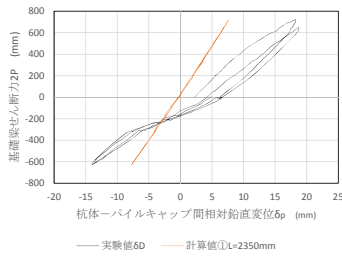
図 7.5.6 試験体 No. 1 の剛域長さの検討



(a) 代表変形角 $R = \pm 0.125\%$ 時



(b) 代表変形角 $R = \pm 0.25\%$ 時



(c) 代表変形角 $R = \pm 0.5\%$ 時

図 7.5.7 試験体 No. 2 の剛域長さの検討

7.5.4 等価粘性減衰定数 h_{eq}

等価粘性減衰定数 h_{eq} の算出方法を図 7.5.8 に、各試験体における等価粘性減衰定数 h_{eq} と代表変形角 R 、杭全体変形角 R_p の関係を図 7.5.9 から図 7.5.12 に示す。等価粘性減衰定数は基礎梁せん断力 $2P$ と全体変形角 R 、杭体せん断力 R_R と杭全体変形角 R_p で計算を行った。本実験で用いた試験体は左右対称でなく、軸力の加力方向が載荷方向によって異なるため得られる履歴ループの形状が載荷方向によって異なる。そのため、本研究では片載荷側の履歴ループ面積を 2 倍して履歴ループ面積とした。また、履歴ループは 2 回目のサイクルで評価した。以下に各試験体のまとめを示す。以下に示す等価粘性減衰定数の変化は、試験体の変形とともに杭頭接合面での曲げ抵抗機構が 7.4.6 に示すように変化し、引張を受ける定着筋と支圧に寄与するコンクリートが損傷を受けてその寄与を変化させたためであると考えられる。

(1) 試験体 No.1

正載荷時は履歴ループがスリップ型の形状となったため、履歴ループ面積が小さくなり杭全体変形角 $R_p=3.2\%$ (代表変形角 $R=1.5\%$) までで h_{eq} は常時 5% 程度となった。一方負載荷時の履歴ループ面積は載荷が進むにつれて大きくなり、杭全体変形角 $R_p=-2.7\%$ (代表変形角 $R=-1.5\%$) までで h_{eq} は最大で 30% となった。

(2) 試験体 No.2

正載荷時、負載荷時共に杭全体変形角 $R_p=\pm 1.2\%$ (代表変形角 $R=\pm 1.0\%$) までは実験時に耐力低下が見られず、損傷も大きくなかったため履歴ループ面積は大きくならず h_{eq} は 3% から 9% 程度と増大しなかった。

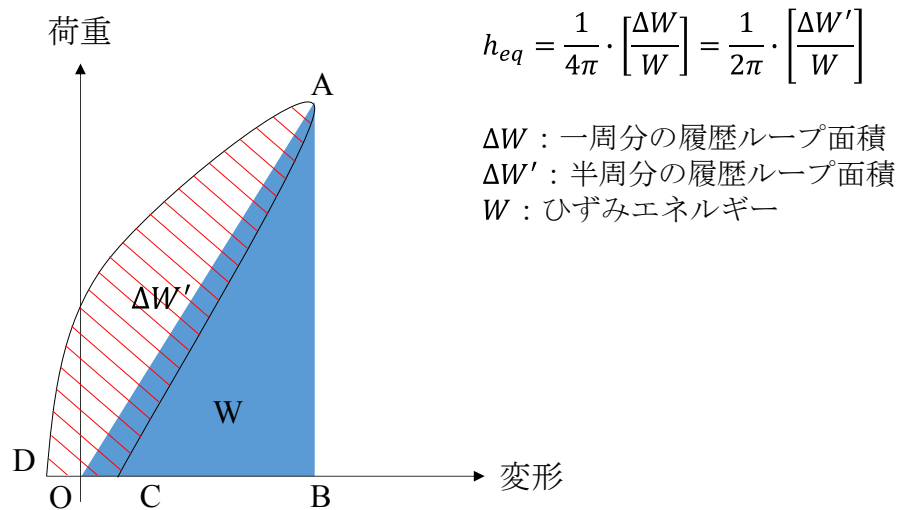


図 7.5.8 等価粘性減衰定数 h_{eq} の算出方法

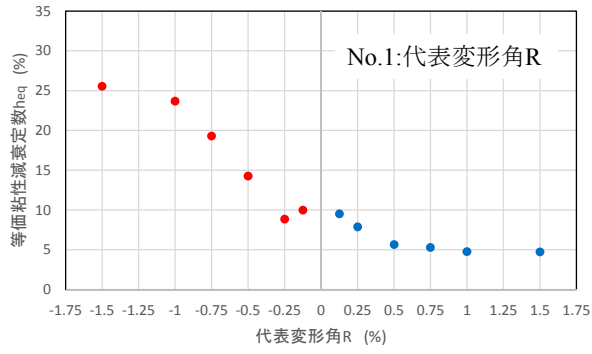


図 7.5.9 試験体 No. 1 の h_{eq} —R 関係

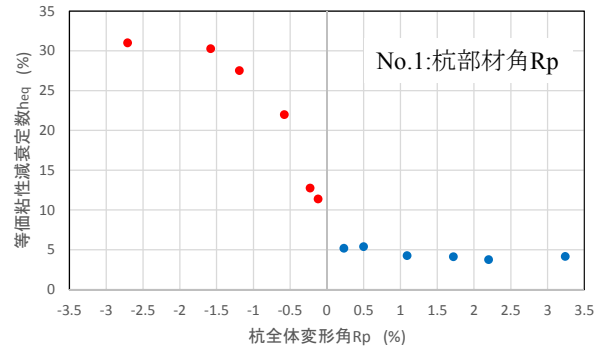


図 7.5.10 試験体 No. 1 の h_{eq} — R_p 関係

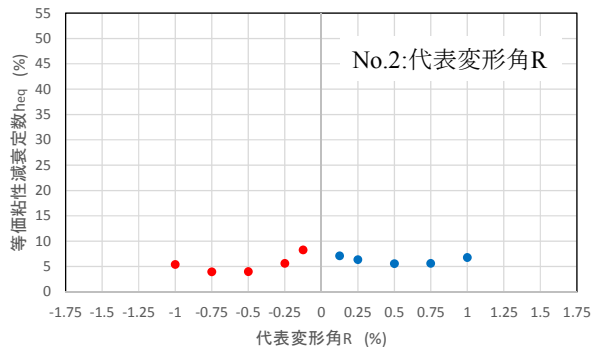


図 7.5.11 試験体 No. 2 の h_{eq} —R 関係

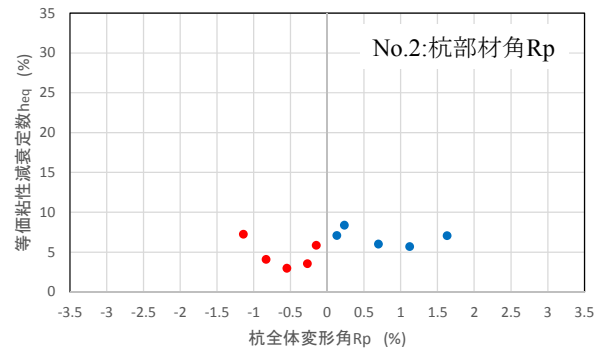


図 7.5.12 試験体 No. 2 の h_{eq} — R_p 関係

7.6 結論

本研究では SC 杭，パイルキャップ，基礎梁，柱から構成されるト形部分架橋試験体を用いて杭頭接合部の曲げ性能を把握する事を目的に静的載荷実験を行った。

7.6.1 まとめ

- 荷重変形関係において両試験体共に最外縁引張側鉄筋が降伏する事によって剛性が低下した。その後、試験体 No.1 正載荷時、試験体 No.2 負載荷時では最大耐力に到達したが、試験体 No.1 負載荷時、試験体 No.2 正載荷時は定着筋引張降伏後も耐力は伸び続け最大耐力に到達する前に計測システムの容量を超えたため実験を終了した。荷重変形角関係、鉄筋の応力状態、ひび割れ性状などの実験結果を総合し曲げに対する抵抗機構を考察した。その結果、埋め込み部にてこ作用による曲げ抵抗機構は杭頭回転角 $\theta=1.5\%$ 程度で失われ、その後は定着筋とパイルキャップ部コンクリートによって形成される曲げ抵抗機構が、外力(軸力と曲げモーメント)に抵抗したと考えられる。
- 両試験体共にパイルキャップ底面の杭体周囲からひび割れが放射状に数本発生し、その後パイルキャップ側面に進展した。試験体 No.1 ではパイルキャップ側面中央部へのひび割れ進展は見られず、杭頭がパイルキャップ内に埋め込まれている領域(杭頭接合部)とその近傍にひび割れが集中した。試験体 No.2 ではパイルキャップ底面及び杭頭接合部とその近傍のひび割れに加え、パイルキャップ側面中央部へひび割れが進展した。また、パイルキャップ側面中央部では多量の定着筋によって伝達されたせん断応力によってせん断ひび割れが生じた。
- 3通りの計算方法(AIJ 指針，道路橋示方書，New-JBar 法)を準用し、杭頭曲げモーメントを計算し実験値と比較した。試験体 No.1 正載荷時は道路橋示方書に記載の計算値と対応が良かった。また、AIJ 指針の計算方法では計算値が下回り、New-JBar 法では計算値が上回り危険側の評価となった。負載荷時は AIJ 指針の計算値と実験値の比率(*exp/cal*)が 1.6、道路橋示方書，New-JBar 法では 3.1 と安全側ではあるがあまり良く対応しなかった。試験体 No.2 正載荷時は比率 1.5 から 1.8 となりすべての計算方法で安全側の評価となったが良く対応しなかった。負載荷時ではすべての計算値で良く対応していた。ただし、いずれの方法も、杭頭部のパイルキャップ内への埋め込みによるてこ作用曲げモーメント耐力寄与分は陽に含まれていない。
- AIJ 指針に記載の 2通りの評価方法を準用し杭頭回転角の計算値を 3つ算出した。最外縁引張鉄筋降伏時の杭頭回転角 θ_y は定着筋の様な定着長さを仮定して算出した最外縁定着筋拔出し量 S_{by} を杭頭接合面での断面解析による回転中心深さ d_n で除す計算方法①で計算を行うと、実験値に対する計算値の比率(*exp/cal*)は Case1(S_{by} =計算値)では試験体 No.1 正載荷時は 1.27、負載荷時 0.61、試験体 No.2 正載荷時では 0.61、負載荷時 0.58 と良く対応しなかったが、Case2(S_{by} =実験値)では試験体 No.1 正載荷時で 0.92、負載荷時 1.44、試験体 No.2 正載荷時で 0.81、負載荷時 0.9 となり、試験体 No.1 負載荷時以外では危険側ではあるが概ね一致した。杭頭接合面の仮想 RC 断面を仮定し断面解析によって得られる最外縁引張鉄筋降伏時の曲率 ϕ_y に定着筋の定着長さを乗じて θ_y を求める評価方法②では、試験体 No.1 正載荷時は比率が 0.85 と概ね一致したが、試験体 No.1 負載荷時では 0.4、試験体 No.2 正載荷時 0.69、負載荷時 0.29 と危険側の評価となった。また、限界変形角 $\theta_u(=1.5\theta_y)$ は計算値が大幅に実験値を上回り危険側となった。

5. 剛域長さは正載荷時に最外縁圧縮鉄筋が圧縮降伏するまでは試験体 No.1 では杭頭接合面付近(パイルキャップ底面から 250mm), 試験体 No.2 では杭頭接合面からパイルキャップ内に入った位置(パイルキャップ底面から 450mm)とすると実験値と対応していた。最外縁圧縮鉄筋が圧縮降伏した後は杭頭部のパイルキャップからの拔出しを伴う回転変形が顕著に発生するため剛域長さは短くなる事がわかった。ただし, 剛域長さは変形が進むにつれて変化するため杭頭接合部を含む杭基礎構造部材の曲げ性能を構造解析より検討する際は, 剛域長さを固定値として扱う事は適切ではない。そこで, 杭体の曲げ変形特性(M- ϕ)に加え, 杭頭接合部に杭頭接合部の回転変形特性(M- θ)を有する回転バネを用いて検討する事が妥当だと思われる。

6. 等価粘性減衰定数 h_{eq} は試験体 No.1 正載荷時は履歴ループがスリップ型の形状となったため, 履歴ループ面積が小さくなり杭全体変形角 $R_p=3.2\%$ (代表変形角 $R=1.5\%$)までで h_{eq} は常時 5%程度となった。一方負載荷時の履歴ループ面積は荷重が進むにつれ大きくなり, 杭全体変形角 $R_p=-2.7\%$ (代表変形角 $R=-1.5\%$)までで h_{eq} は最大で 30%となった。試験体 No.2 では正載荷時, 負載荷時共に杭全体変形角 $R_p=\pm 1.2\%$ (代表変形角 $R=\pm 1.0\%$)までは実験時に耐力低下が見られず, 損傷も大きくなかったため履歴ループ面積は大きくならず h_{eq} は 3%から 9%程度と増大しなかった。

7.6.2 今後の研究課題

1. より高度なコンクリートモデル（拘束効果あり，繰り返し可能）や鉄筋・鋼管モデル（鋼材の繰り返し履歴性状を反映できるオスグッドモデルやメネゴットモデル等）を用いた杭頭接合面における曲げ耐力予測方法の提案。
2. 杭頭接合面の曲げ変形とモーメントを表す曲げバネの履歴復元力特性の提案，破壊モードや破壊時耐力に関する評価法の提案。
3. 杭頭接合部周りについては不明瞭な点が多く，既往の評価式では一部評価できない部分があるため，今後の構造実験によるデータの蓄積及び，杭頭接合部における抵抗機構の解明。

付録1 Channel List

Channel List を付録表 1 に示す。

付録表 1 CHList(その1)

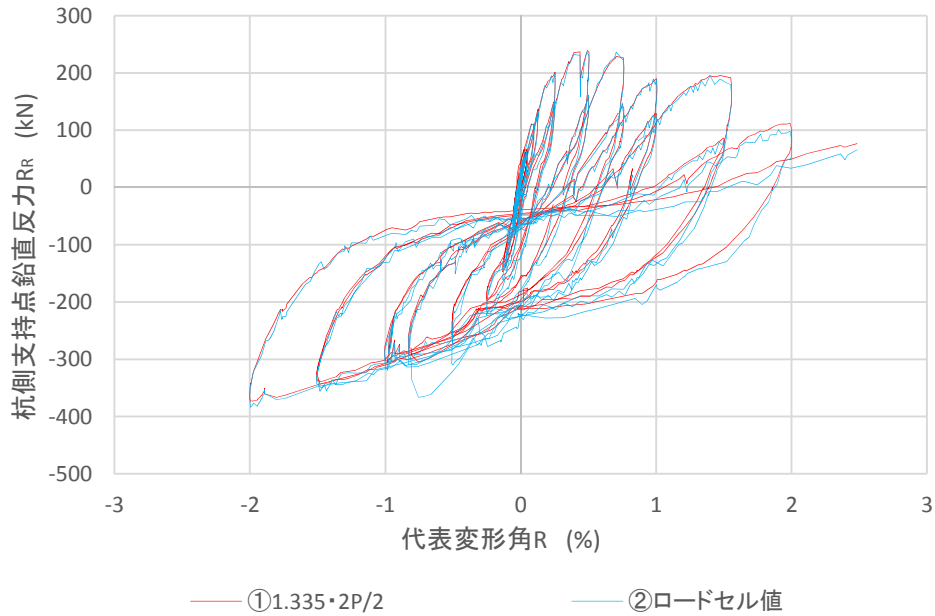
CH設定編集		CHメモ共通	Ch	CH設定編集		CHメモ共通
名称	単位		番号	名称	単位	
変位DA1	mm	抗曲率変位計上端 (北からA,B,... 北から1,2,...)	CH200	予備	mm	ゲージ用予備
変位DA2	mm	抗曲率変位計上端	CH201	変位P-L	mm	抗変形角
変位DA3	mm	抗曲率変位計上端	CH202	予備	mm	ゲージ用予備
変位DB1	mm	抗曲率変位計中央上	CH203	予備	mm	ゲージ用予備
変位DB2	mm	抗曲率変位計中央上	CH204	変位PC-U-O-F1	mm	バイルキャップ底面曲げ(東西)北から1
変位DB3	mm	抗曲率変位計中央上	CH205	変位PC-U-O-F2	mm	バイルキャップ底面曲げ(東西)北から2
Axial Disp	mm	変位計用予備	CH206	変位PC-U-O-F3	mm	バイルキャップ底面曲げ(東西)北から3
予備	mm	変位計用予備	CH207	変位PC-U-O-F4	mm	バイルキャップ底面曲げ(東西)北から4
予備	mm	変位計用予備	CH208	PC-C-N-E	mm	バイルキャップ一柱抜出し西
変位DD1	mm	抗曲率変位計中央下	CH209	PC-C-N-W	mm	バイルキャップ一柱抜出し東
変位DD2	mm	抗曲率変位計中央下	CH210	変位PC-U-H-E1	mm	バイルキャップ底面曲げ(南北)西北から1
変位DD3	mm	抗曲率変位計中央下	CH211	変位PC-U-H-E2	mm	バイルキャップ底面曲げ(南北)東北から1
使用不可		使用不可	CH212	変位PC-U-H-E3	mm	バイルキャップ底面曲げ(南北)西北から2
変位DE2	mm	抗曲率変位計下端	CH213	変位PC-U-H-F4	mm	バイルキャップ底面曲げ(南北)東北から2
変位DE3	mm	抗曲率変位計下端	CH214	変位C-O-N	mm	北コンクリートブロック面外
変位P-PNA	mm	抗-バイルキャップ抜出し上端 (北からA,B,...)	CH215	変位P-C-U	mm	柱一筋縦ずれ上
変位P-PNR	mm	抗-バイルキャップ抜出し中央上	CH216	変位P-C-D	mm	柱一筋縦ずれ下
変位P-PNC	mm	抗-バイルキャップ抜出し中央下	CH217	変位sf u W	mm	杭せん断 3/
変位P-PND	mm	抗-バイルキャップ抜出し中央下	CH218	変位sf d W	mm	杭せん断 3\
変位P-PNE	mm	抗-バイルキャップ抜出し上端	CH219	変位P-S-U-C	mm	杭縦ずれ中央上
変位P-CNUJ	mm	バイルキャップ一柱抜出し上	CH220	変位P-S-D-C	mm	杭縦ずれ中央下
変位P-CND	mm	バイルキャップ一柱抜出し下	CH221	変位P-S-U	mm	杭縦ずれ西上
変位CEU1	mm	抗曲げ変位計上(北から1,2,...)	CH222	変位P-S-D	mm	杭縦ずれ西下
変位CEU2	mm	抗曲げ変位計上	CH223	PC-V-W	mm	構造部鉛直西
変位CED1	mm	抗曲げ変位計下	CH224	PC-O-W	mm	構造部面外西
変位CED2	mm	抗曲げ変位計下	CH225	変位SW-V-E	mm	自重鉛直東
変位P-CSU-E	mm	バイルキャップ一柱縦ずれ(東上)	CH226	変位SW-H-W	mm	自重鉛直西
変位P-CSD-E	mm	バイルキャップ一柱縦ずれ(東下)	CH227	変位SW-V-F	mm	自重水平東
変位CSR1	mm	杭せん断変位計 / 北から1,2,...	CH228	変位SW-H-W	mm	自重水平西
変位CSR2	mm	杭せん断変位計 / 北から1,2,...	CH229	変位C-C-H	mm	中央コン水平
変位CSL1	mm	杭せん断変位計 \ 北から1,2,...	CH230	SA1a	//	
変位CSL2	mm	杭せん断変位計 \ 北から1,2,...	CH231	SA1b	//	
変位P-B1	mm	バイルキャップ基礎梁接合部 (北から1,2,...)	CH232	SA2a	//	
変位P-B12	mm	バイルキャップ基礎梁接合部	CH233	SA2b	//	
変位BF-N	mm	基礎梁曲げ変位計北	CH234	SA3a	//	
変位BF-S	mm	基礎梁曲げ変位計南	CH235	SA3b	//	
変位BSRA	mm	基礎梁せん断変位計 / (北からA,B,...)	CH236	SA4a	//	
変位BSRB	mm	基礎梁せん断変位計 /	CH237	SA4b	//	
変位BSLA	mm	基礎梁せん断変位計 \ (北からA,B,...)	CH238	SA5a	//	
変位BSLB	mm	基礎梁せん断変位計 \	CH239	SA5b	//	
変位BFS-N	mm	基礎梁曲げせん断変位計三角(北)	CH240	SA6a	//	
変位BFS-S	mm	基礎梁曲げせん断変位計三角(南)	CH241	SA6b	//	
変位P-BN1	mm	バイルキャップかき増し基礎梁抜出し(北から1,2,...)	CH242	SA7a	//	
変位P-BN2	mm	バイルキャップかき増し基礎梁抜出し	CH243	SA7b	//	
変位P-BS-NF	mm	バイルキャップ基礎梁横ずれ(北東)	CH244	SA8a	//	
変位P-BS-NW	mm	バイルキャップ基礎梁横ずれ(北西)	CH245	SA8b	//	
変位P-BS-SF	mm	バイルキャップ基礎梁横ずれ(南東)	CH246	SA9a	//	
変位P-BS-SW	mm	バイルキャップ基礎梁横ずれ(南西)	CH247	SA9b	//	
変位P-N-E-U	mm	杭抜出し(東)車上	CH248	SA10a	//	
変位P-N-E-D	mm	杭抜出し(東)車下	CH249	SA10b	//	
変位PEV1	mm	バイルキャップ曲げ変位計(北から1,2,...)	CH250	SA11a	//	
変位PEV2	mm	バイルキャップ曲げ変位計南	CH251	SA11b	//	
変位PEV3	mm	バイルキャップ曲げ変位計東	CH252	SA12a	//	
変位PEHA1	mm	バイルキャップ曲げ変位計構(北からA,B,... 北から1,2,...)	CH253	SA12b	//	
変位PEHA2	mm	バイルキャップ曲げ変位計構	CH254	SA13a	//	
変位PEHB1	mm	バイルキャップ曲げ変位計構	CH255	SA13b	//	
変位PEHB2	mm	バイルキャップ曲げ変位計構	CH256	SA14a	//	
変位PSR1	mm	バイルキャップせん断変位計 / (北から1,2,...)	CH257	SA14b	//	
変位PSR2	mm	バイルキャップせん断変位計 /	CH258	SA15a	//	
変位PSL1	mm	バイルキャップせん断変位計 \ (北から1,2,...)	CH259	SA15b	//	
変位PSL2	mm	バイルキャップせん断変位計 \	CH260	SA16a	//	
変位P-PJA	mm	抗-バイルキャップ接合部 (北からA,B,...)	CH261	SA16b	//	
変位P-PIB	mm	抗-バイルキャップ接合部	CH262	SA17a	//	
変位B-FS1	mm	梁曲げせん断一	CH263	SA17b	//	
変位P-CIA	mm	バイルキャップ一柱接合部 (北からA,B,...)	CH264	SA18a	//	
変位P-CIB	mm	バイルキャップ一柱接合部	CH265	SA18b	//	
変位PSR1	mm	杭せん断変位計 / 北から1,2,...	CH266	SA19a	//	
変位PSR2	mm	杭せん断変位計 /	CH267	SA19b	//	
変位PSL1	mm	杭せん断変位計 \ 北から1,2,...	CH268	K1	//	
変位PSL2	mm	杭せん断変位計 \	CH269	K2	//	
変位LE-V-N	mm	載荷フレーム北 鉛直変位	CH270	K3	//	
変位LE-H-N	mm	載荷フレーム北 水平変位	CH271	K4	//	
変位LE-O-N	mm	載荷フレーム北 面外変位	CH272	KG-2 Y	mm	ひた割れ幅計測
変位LE-V-S	mm	載荷フレーム南 鉛直変位	CH273	KG-3 X	mm	ひた割れ幅計測
変位LE-H-S	mm	載荷フレーム南 水平変位	CH274	KG-3 Y	mm	ひた割れ幅計測
変位LE-O-S	mm	載荷フレーム南 面外変位	CH275	KG-4 X	mm	ひた割れ幅計測
予備	mm	変位計用予備	CH276	KG-4 Y	mm	ひた割れ幅計測
予備	mm	変位計用予備	CH277	KG-5 X	mm	ひた割れ幅計測
変位PFSA	mm	抗曲げせん断変位計三角(北からA,B,...)	CH278	KG-5 Y	mm	ひた割れ幅計測
変位PFEB	mm	抗曲げせん断変位計三角	CH279	予備	mm	ゲージ用予備
PA1a	//	ひずみゲージ(筋長方向)	CH280	B1a	//	
PA1b	//	ひずみゲージ(筋長方向)	CH281	B1b	//	
PA2a	//	ひずみゲージ(筋長方向)	CH282	B2a	//	
PA2b	//	ひずみゲージ(筋長方向)	CH283	B2b	//	
PA3a	//	ひずみゲージ(筋長方向)	CH284	B3a	//	
PA3b	//	ひずみゲージ(筋長方向)	CH285	B3b	//	
PA4a	//	ひずみゲージ(筋長方向)	CH286	B4a	//	
PA4b	//	ひずみゲージ(筋長方向)	CH287	B4b	//	
PA5a	//	ひずみゲージ(筋長方向)	CH288	B5a	//	
PA5b	//	ひずみゲージ(筋長方向)	CH289	B5b	//	
PA6a	//	ひずみゲージ(筋長方向)	CH290	B6a	//	
PA6b	//	ひずみゲージ(筋長方向)	CH291	B6b	//	
PA7a	//	ひずみゲージ(筋長方向)	CH292	B7a	//	
PA7b	//	ひずみゲージ(筋長方向)	CH293	B7b	//	
PA8a	//	ひずみゲージ(筋長方向)	CH294	B8a	//	
PA8b	//	ひずみゲージ(筋長方向)	CH295	B8b	//	
PA9a	//	ひずみゲージ(筋長方向)	CH296	B9a	//	
PA9b	//	ひずみゲージ(筋長方向)	CH297	B9b	//	
予備	mm	ゲージ用予備	CH298	B10a	//	
予備	mm	ゲージ用予備	CH299	B10b	//	

付録表 2 CHList(その2)

Ch 番号	CH設定編集			Ch 番号	CH設定編集		
	名称	単位	CHメモ共通		名称	単位	CHメモ共通
CH300	B11a	//		CH400	CF6a	//	
CH301	B11b	//		CH401	CF6b	//	
CH302	B12a	//		CH402	CF7a	//	
CH303	B12b	//		CH403	CF7b	//	
CH304	B13a	//		CH404	CF8a	//	
CH305	B13b	//		CH405	CF8b	//	
CH306	B14a	//		CH406	CF9a	//	
CH307	B14b	//		CH407	CF9b	//	
CH308	B15a	//		CH408	CF10a	//	
CH309	B15b	//		CH409	CF10b	//	
CH310	B16a	//		CH410	CF11a	//	
CH311	B16b	//		CH411	CF11b	//	
CH312	B17a	//		CH412	CF12a	//	
CH313	B17b	//		CH413	CF12b	//	
CH314	B18a	//		CH414	KG-10 X	mm	ひび割れ幅計測
CH315	B18b	//		CH415	KG-10 Y	mm	ひび割れ幅計測
CH316	B19a	//		CH416	KG-11 X	mm	ひび割れ幅計測
CH317	B19b	//		CH417	KG-11 Y	mm	ひび割れ幅計測
CH318	B20a	//		CH418	KG-12 X	mm	ひび割れ幅計測
CH319	B20b	//		CH419	KG-12 Y	mm	ひび割れ幅計測
CH320	B21a	//		CH420	KG-13 X	mm	ひび割れ幅計測
CH321	B21b	//		CH421	KG-13 Y	mm	ひび割れ幅計測
CH322	B22a	//		CH422	KG-14 X	mm	ひび割れ幅計測
CH323	B22b	//		CH423	KG-14 Y	mm	ひび割れ幅計測
CH324	S1	//		CH424	KG-12 X	mm	ひび割れ幅計測
CH325	S2	//		CH425	KG-12 Y	mm	ひび割れ幅計測
CH326	S3	//		CH426	KG-13 X	mm	ひび割れ幅計測
CH327	S4	//		CH427	KG-13 Y	mm	ひび割れ幅計測
CH328	KG-6 X 故障)	mm	ひび割れ幅計測 故障)	CH428	KG-14 X	mm	ひび割れ幅計測
CH329	KG-6 Y 故障)	mm	ひび割れ幅計測 故障)	CH429	KG-14 Y	mm	ひび割れ幅計測
CH330	KG-7 X 故障)	mm	ひび割れ幅計測 故障)	CH430	F1a	//	
CH331	KG-7 Y 故障)	mm	ひび割れ幅計測 故障)	CH431	F1b	//	
CH332	KG-8 X 故障)	mm	ひび割れ幅計測 故障)	CH432	F2a	//	
CH333	KG-8 Y 故障)	mm	ひび割れ幅計測 故障)	CH433	F2b	//	
CH334	KG-9 X	mm	ひび割れ幅計測	CH434	F3a	//	
CH335	KG-9 Y	mm	ひび割れ幅計測	CH435	F3b	//	
CH336	C1a	//		CH436	F4a	//	
CH337	C1b	//		CH437	F4b	//	
CH338	C2a	//		CH438	F5a	//	
CH339	C2b	//		CH439	F5b	//	
CH340	C3a	//		CH440	F6a	//	
CH341	C3b	//		CH441	F6b	//	
CH342	C4a	//		CH442	F7a	//	
CH343	C4b	//		CH443	F7b	//	
CH344	C5a	//		CH444	F8a	//	
CH345	C5b	//		CH445	F8b	//	
CH346	C6a	//		CH446	F9a	//	
CH347	C6b	//		CH447	F9b	//	
CH348	C7a	//		CH448	F10a	//	
CH349	C7b	//		CH449	F10b	//	
CH350	C8a	//		CH450	F11a	//	
CH351	準備	//		CH451	F11b	//	
CH352	C9a	//		CH452	F12a	//	
CH353	C9b	//		CH453	F12b	//	
CH354	C10a	//		CH454	F13a	//	
CH355	C10b	//		CH455	F13b	//	
CH356	C11a	//		CH456	F14a	//	
CH357	C11b	//		CH457	F14b	//	
CH358	C12a	//		CH458	F15a	//	
CH359	C12b	//		CH459	F15b	//	
CH360	C13a	//		CH460	F16a	//	
CH361	C13b	//		CH461	F16b	//	
CH362	C14a	//		CH462	F17a	//	
CH363	C14b	//		CH463	F17b	//	
CH364	C15a	//		CH464	F18a	//	
CH365	C15b	//		CH465	F18b	//	
CH366	C16a	//		CH466	F19a	//	
CH367	C16b	//		CH467	F19b	//	
CH368	C17a	//		CH468	F20a	//	
CH369	C17b	//		CH469	F20b	//	
CH370	C18a	//		CH470	KG-15 X	mm	ひび割れ幅計測
CH371	C18b	//		CH471	KG-15 Y	mm	ひび割れ幅計測
CH372	C19a	//		CH472	KG-16 X	mm	ひび割れ幅計測
CH373	C19b	//		CH473	KG-16 Y	mm	ひび割れ幅計測
CH374	C20a	//		CH474	KG-17 X	mm	ひび割れ幅計測
CH375	C20b	//		CH475	KG-17 Y	mm	ひび割れ幅計測
CH376	C21a	//		CH476	KG-18 X	mm	ひび割れ幅計測
CH377	C21b	//		CH477	KG-18 Y	mm	ひび割れ幅計測
CH378	C22a	//		CH478	KG-19 X	mm	ひび割れ幅計測
CH379	C22b	//		CH479	KG-19 Y	mm	ひび割れ幅計測
CH380	C23a	//		CH480	KG-20 X	mm	ひび割れ幅計測
CH381	C23b	//		CH481	KG-20 Y	mm	ひび割れ幅計測
CH382	C24a	//		CH482	H1a	//	
CH383	C24b	//		CH483	H1b	//	
CH384	C25a	//		CH484	H2a	//	
CH385	C25b	//		CH485	H2b	//	
CH386	C26a	//		CH486	H3a	//	
CH387	C26b	//		CH487	H3b	//	
CH388	C27a	//		CH488	H4a	//	
CH389	C27b	//		CH489	H4b	//	
CH390	CF1a	//		CH490	H5a	//	
CH391	CF1b	//		CH491	H5b	//	
CH392	CF2a	//		CH492	H6a	//	
CH393	CF2b	//		CH493	H6b	//	
CH394	CF3a	//		CH494	H7a	//	
CH395	CF3b	//		CH495	H7b	//	
CH396	CF4a	//		CH496	H8a	//	
CH397	CF4b	//		CH497	H8b	//	
CH398	CF5a	//		CH498	H9a	//	
CH399	CF5b	//		CH499	H9b	//	

付録2 杭側支持点鉛直反力 R_R ①, ②

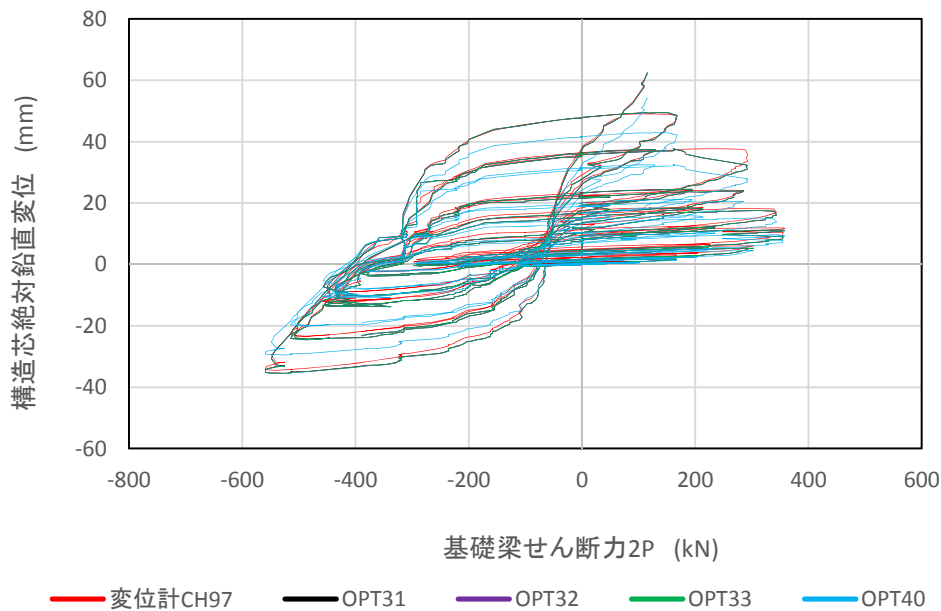
杭側支持点鉛直反力 R_R の比較を付録図1に示す。本実験の荷重装置は静定であるため各支持点の鉛直反力はモーメントのつり合いにより算出出来る。また、杭側支持点に鉛直反力計測用のロードセルを設置しているため、つり合いから求めた杭側鉛直反力 R_R ①($=1.335 \times 2P/2$)とロードセルで計測した鉛直反力 R_R ②を比較し実験の妥当性を確認した。正荷重時は代表変形角 $R=1.0\%$ までほぼ一致しており、その後多少のずれが発生していたものの、概ね一致していた。負荷荷時は一部分値が飛んでいるが、荷重終了時まで大きなずれは発生しておらず実験の妥当性が確認できた。



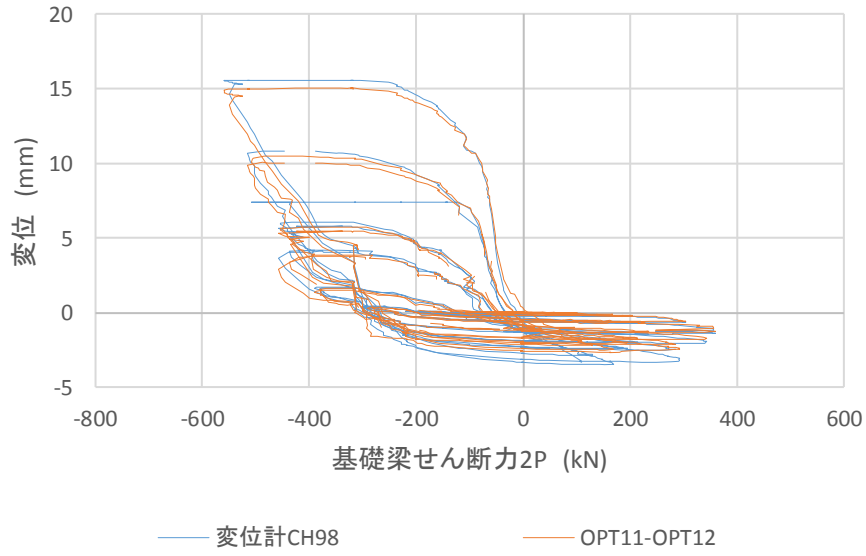
付録図1 杭支持点鉛直反力 R_R の比較

付録3 OPTOTRAK の動作確認

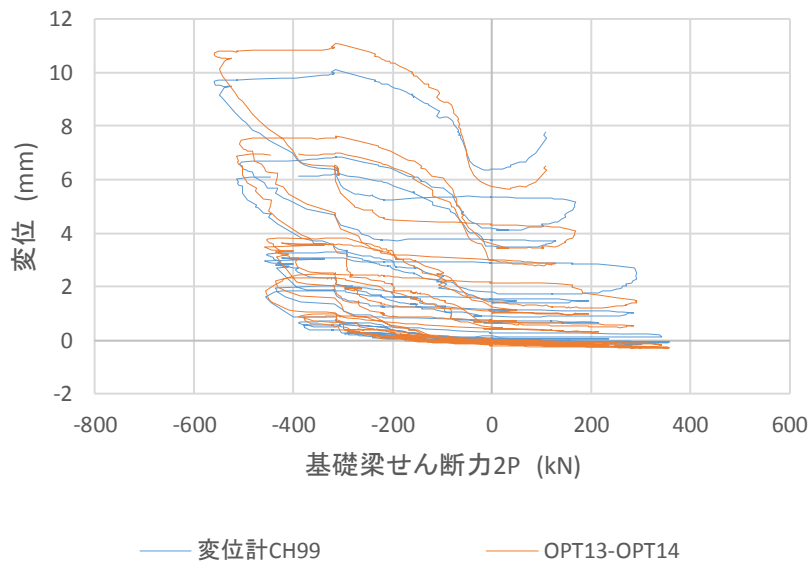
本実験で使用した OPTOTRAK のマーカの値が正常に計測できているかを確認するために OPTOTRAK のマーカの値と変位計の値を比較した。OPTOTRAK のマーカ、変位計の取り付け位置は第2章実験概要を参照されたい。変位計 CH97 と OPT31, OPT32, OPT33, OPT40 で計測した構造芯の絶対鉛直変位の比較を付録図 2 に示す。OPT40 と変位計は同じ個所を計測しているがその値はずれていた。しかし、同様に構造芯付近に設置していた OPT31, OPT32, OPT33 の値を見てみるとその値は変位計と概ね一致していた。また、付録図 3 に OPTOTRAK と変位計の比較を示す。変位計 CH98 と CH99 は杭とパイルキャップの相対変位を計測しており OPTOTRAK を同じ位置に設置していたのでその値を用いて同じ個所の相対変位を求め、比較を行った。OPTOTRAK の値は概ね変位計と一致しており、付録図 4 に示すように OPT12, OPT13 は同じ値となっていたため、OPTOTRAK は信用のできる計測結果であるとした。



付録図 2 変位計と OPTOTRAK の比較

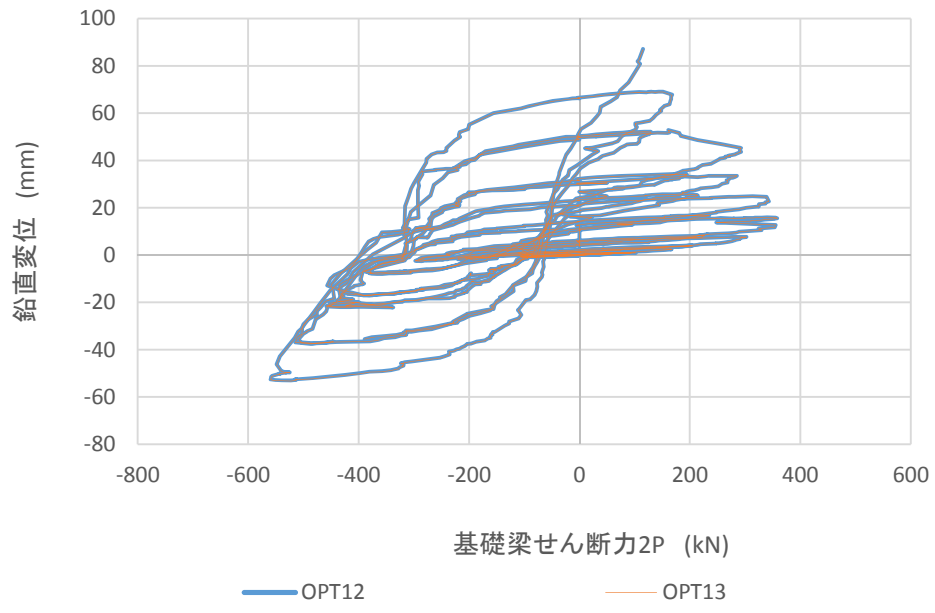


(a) 変位計 CH98 と OPT11-12 の比較



(b) 変位計 CH99 と OPT13-14 の比較

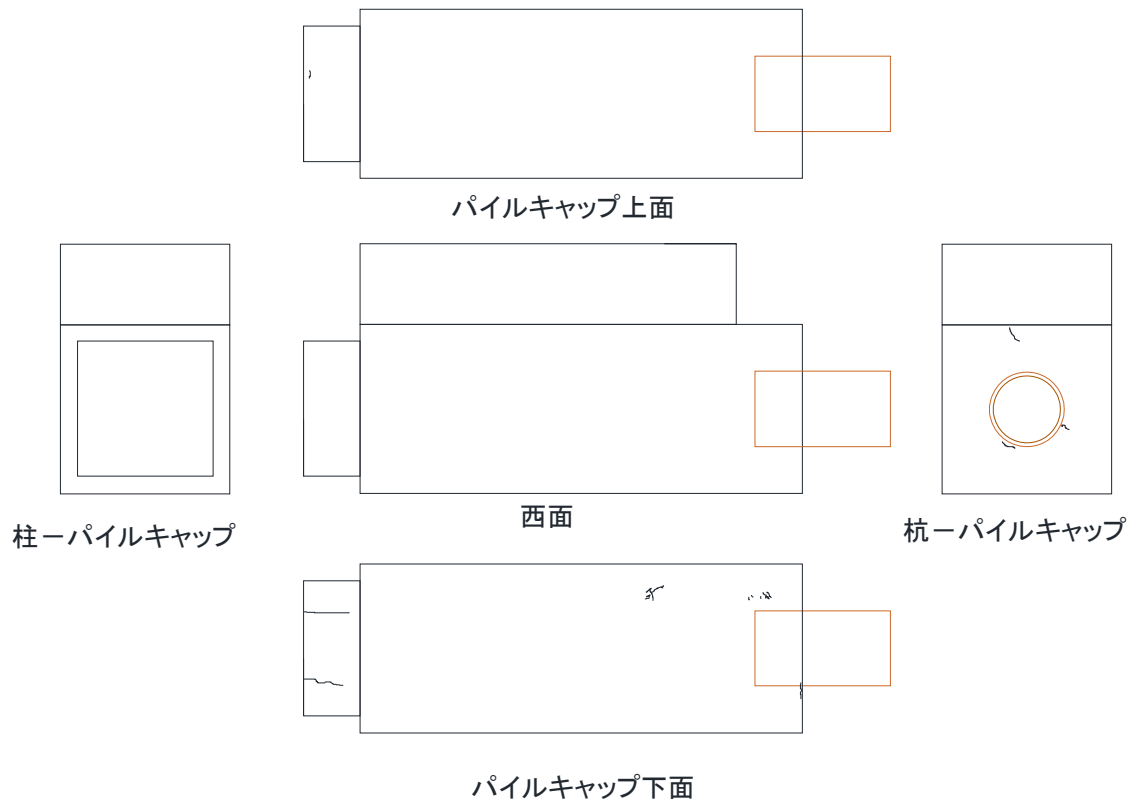
付録図 3 OPOTRAK と変位計で計測した相対変位の比較



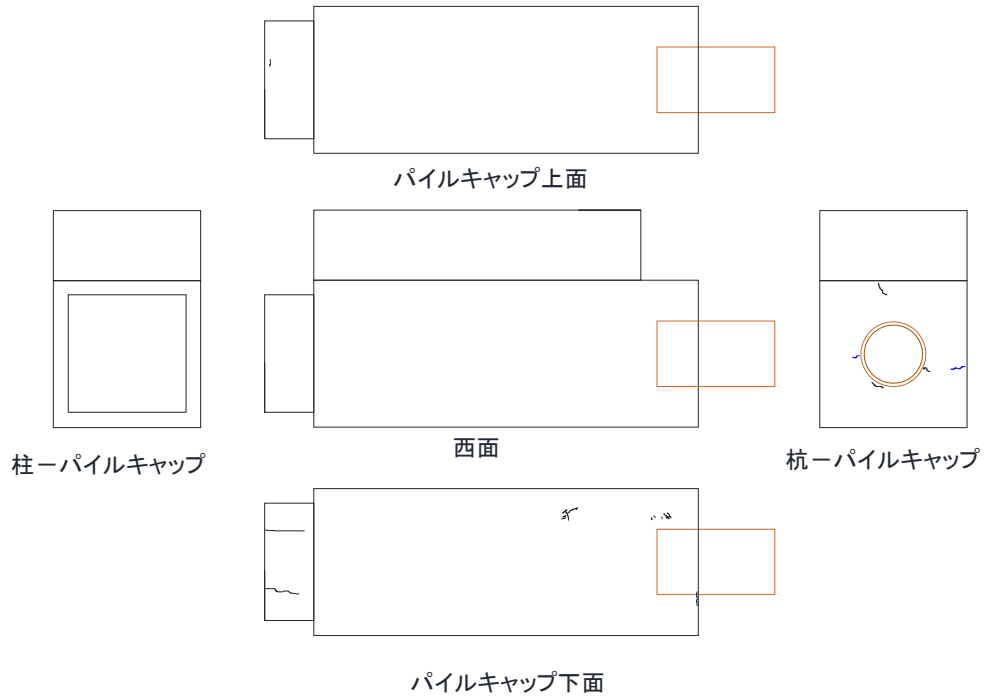
付録図 4 OPT12, OPT13 鉛直変位の比較

付録4 ひび割れ図の一覧

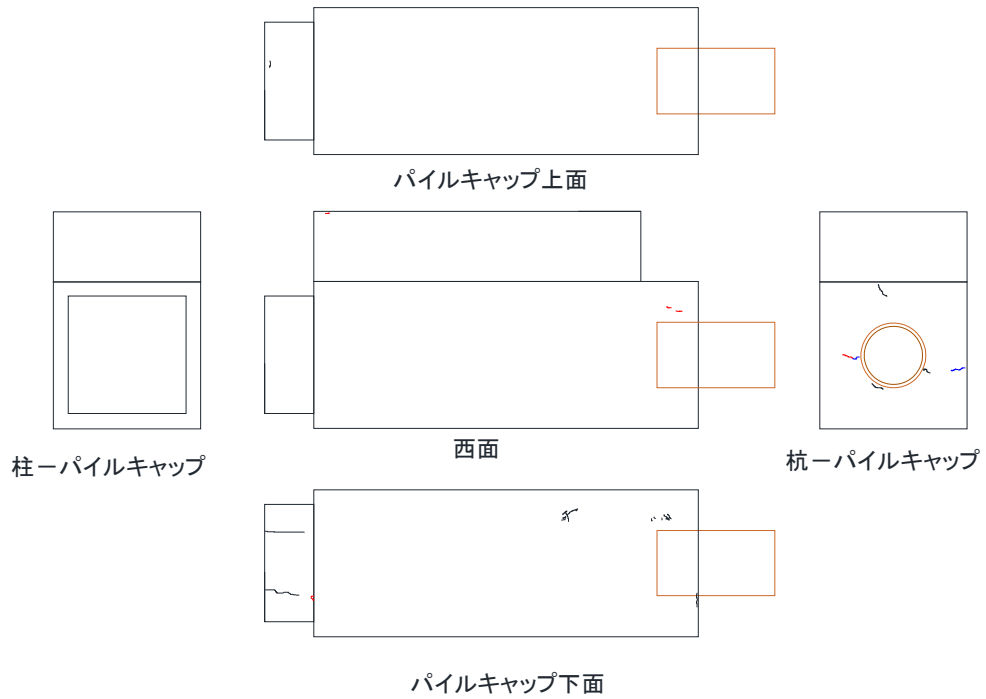
各試験体の各サイクル一回目ピーク時に観測したひび割れ図を付録図 5 から付録図 30 に示す。青線が正載荷，赤線が負載荷時に発生したひび割れである。



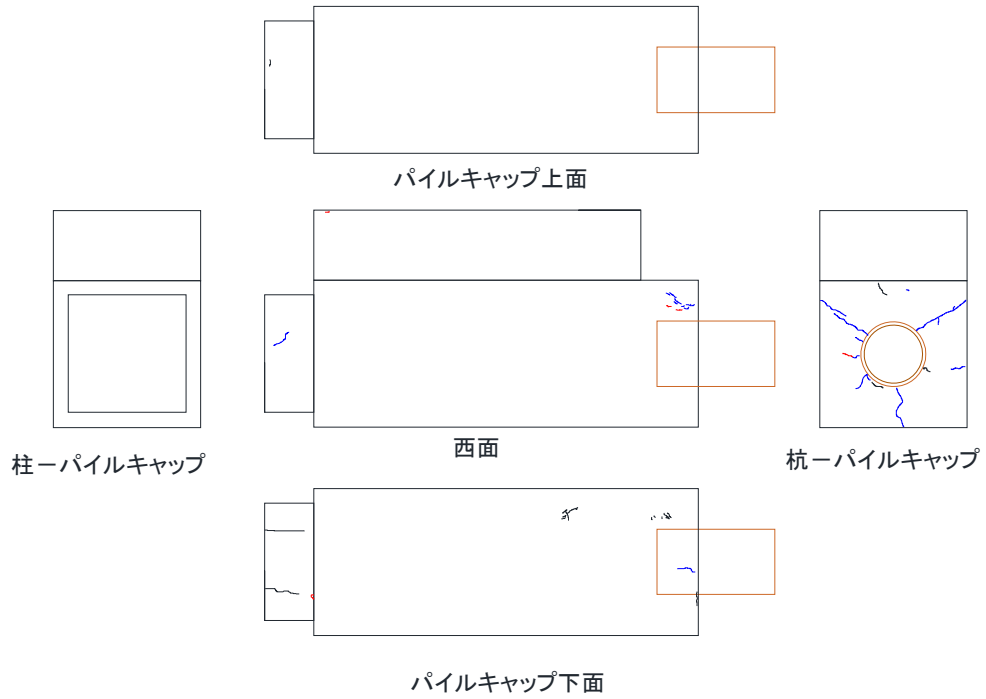
付録図 5 初期ひび割れ(試験体 No. 1)



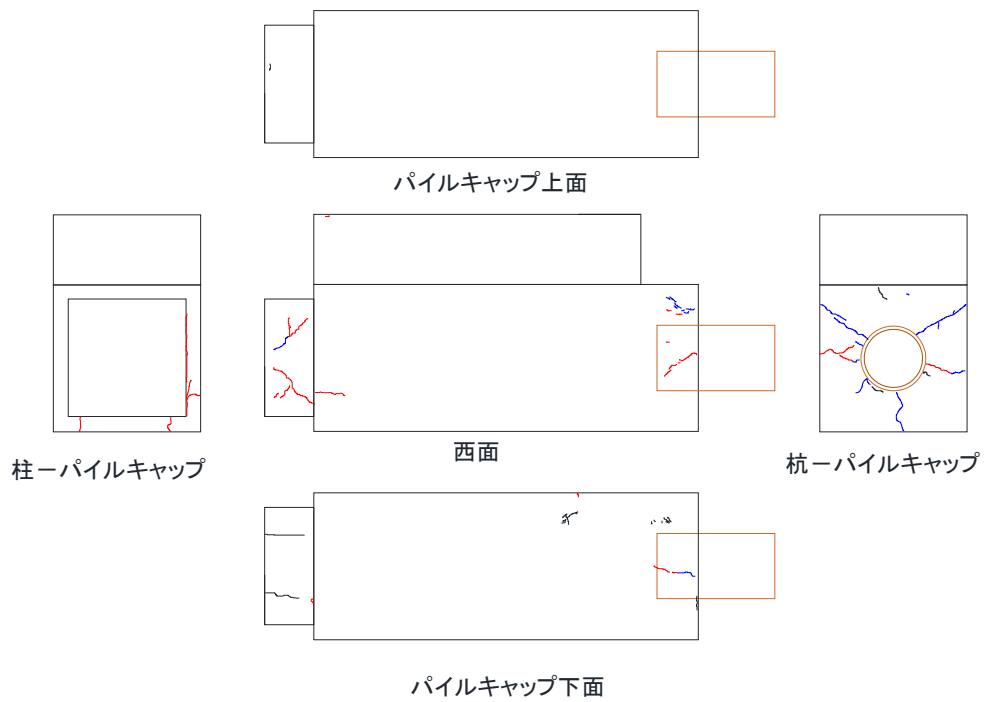
付録図 6 R=+0.125% (試験体 No. 1)



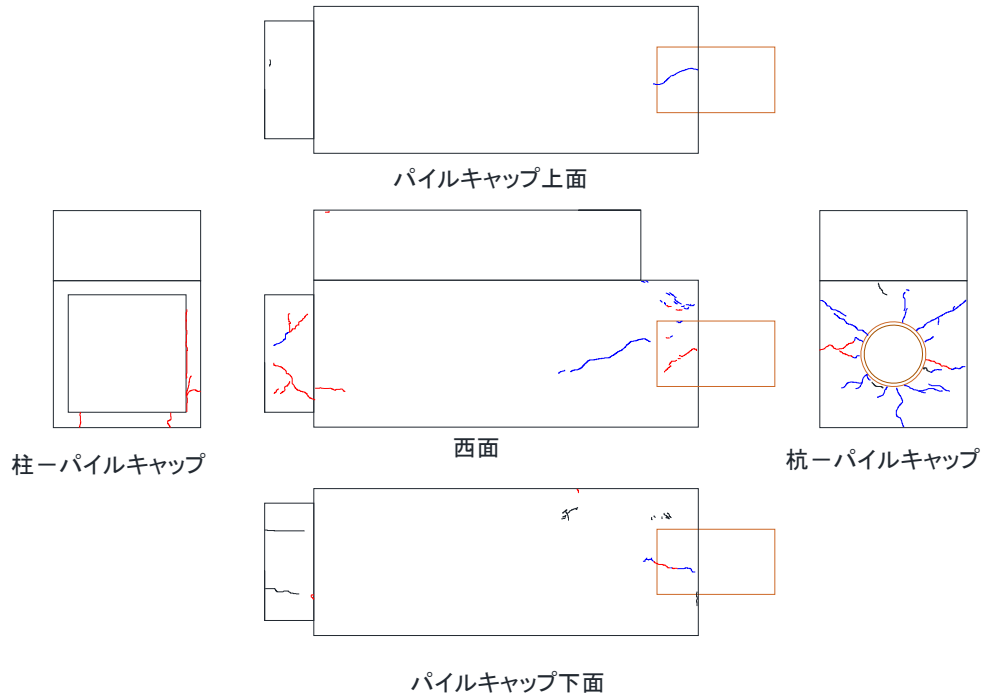
付録図 7 R=-0.125% (No. 1)



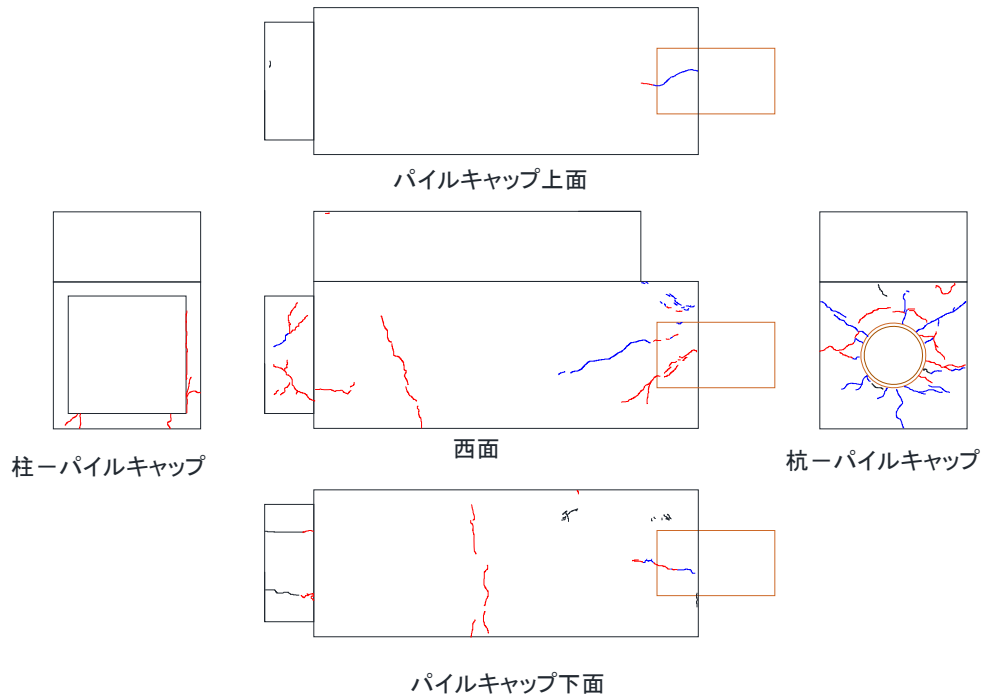
付録図 8 $R=+0.25\%$ (試験体 No. 1)



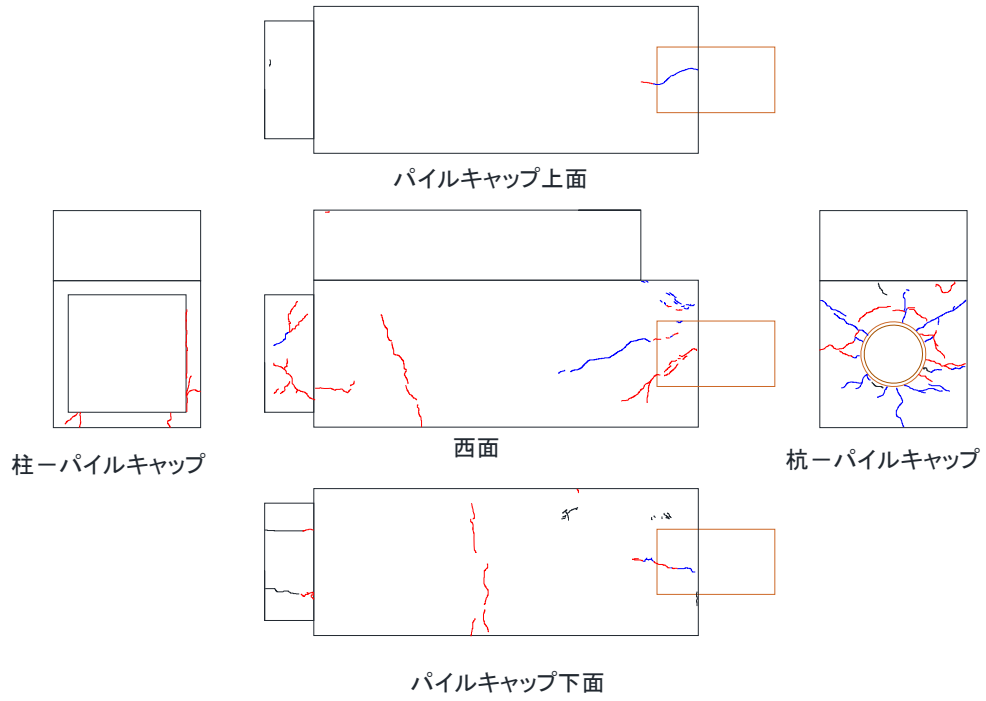
付録図 9 $R=-0.25\%$ (試験体 No. 1)



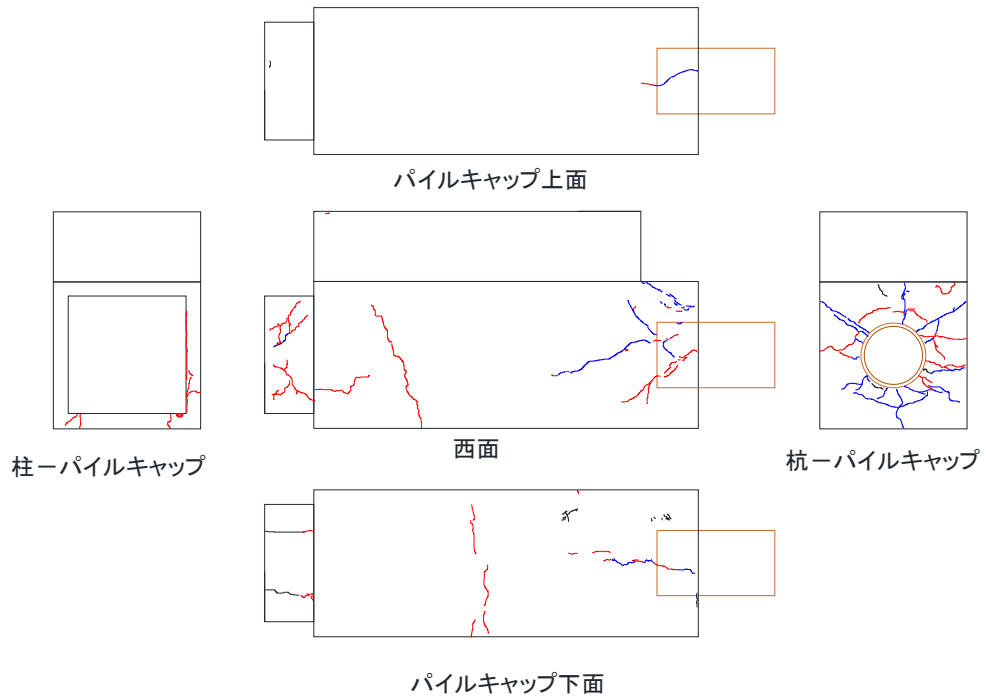
付録図 10 $R=+0.5\%$ (試験体 No. 1)



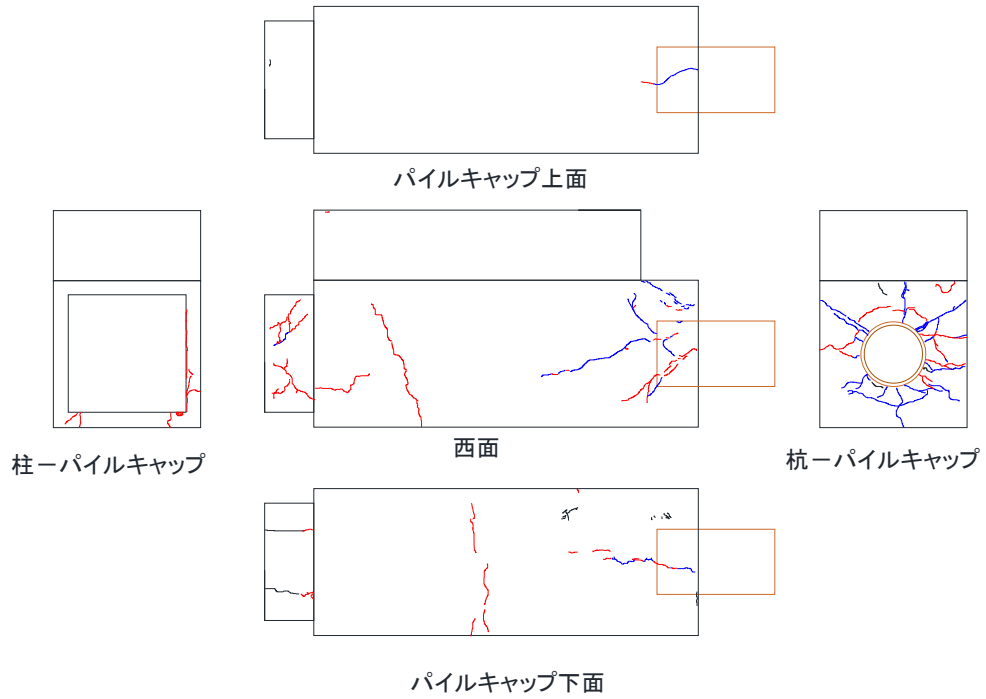
付録図 11 $R=-0.5\%$ (試験体 No. 1)



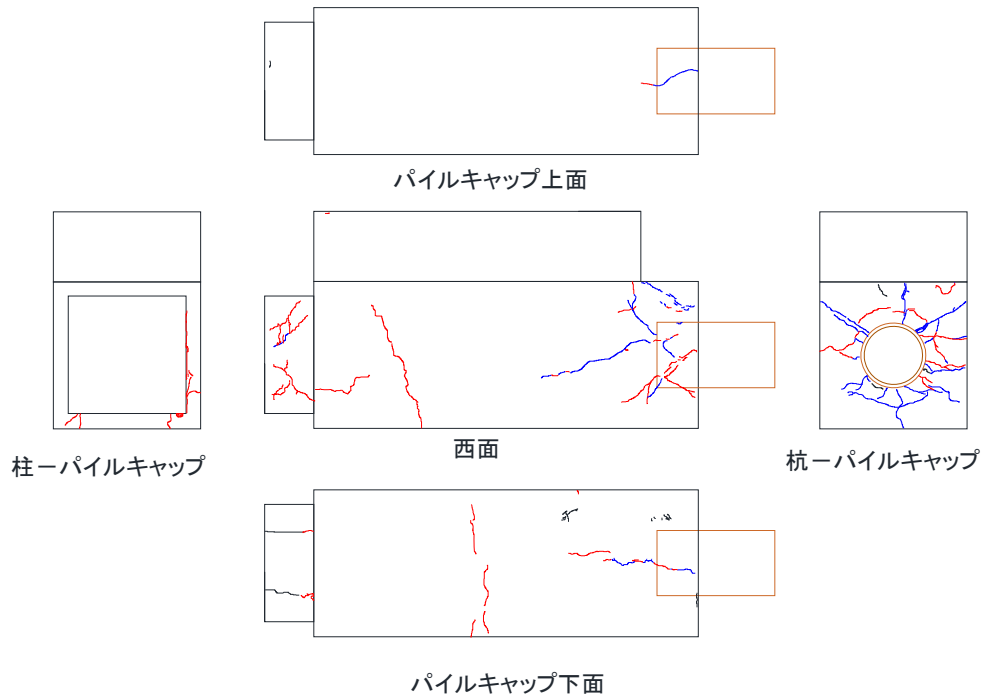
付録図 12 $R=+0.75\%$ (試験体 No. 1)



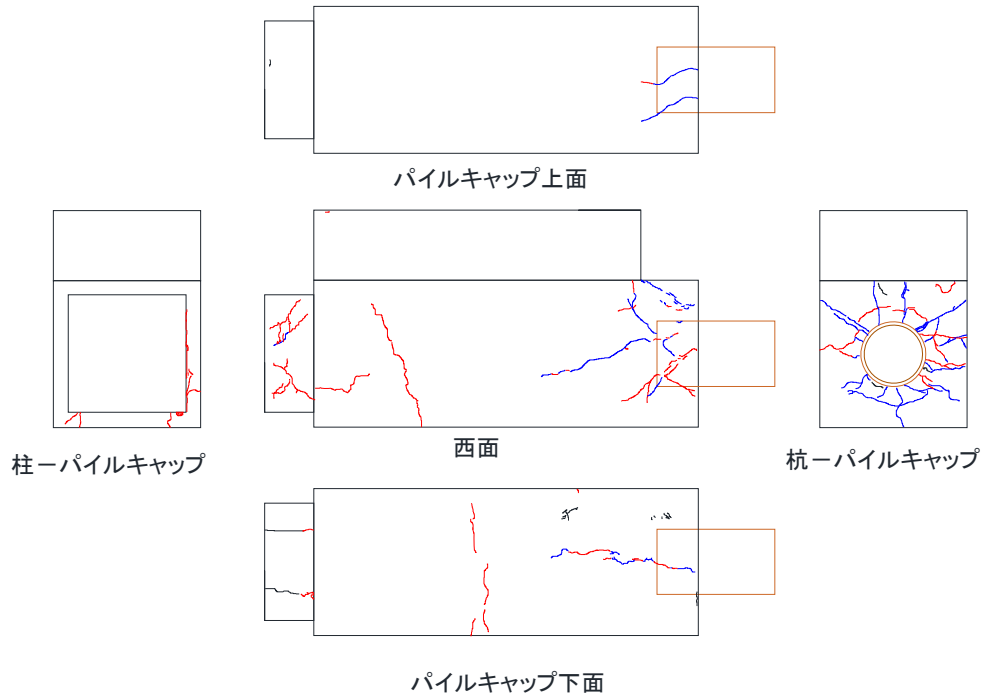
付録図 13 $R=-0.75\%$ (試験体 No. 1)



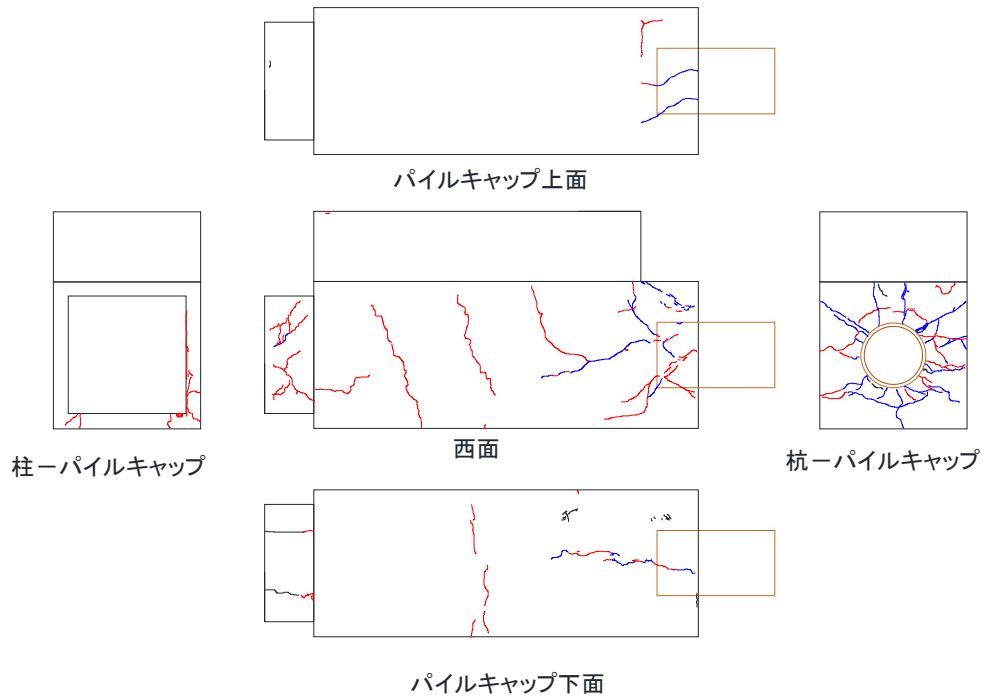
付録図 14 $R=+1.0\%$ (試験体 No. 1)



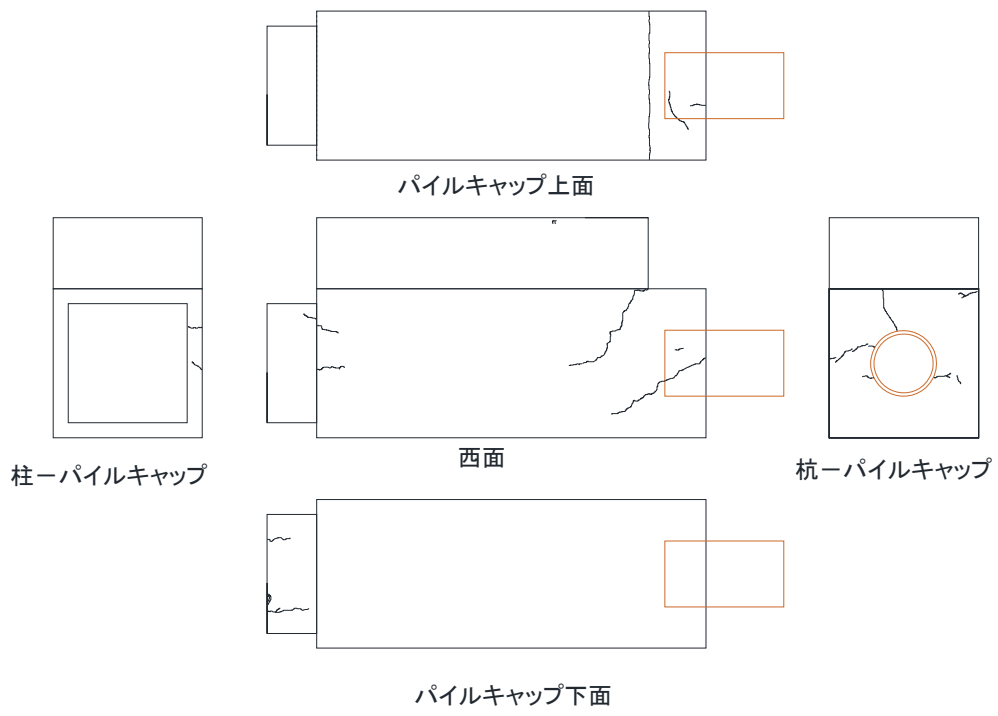
付録図 15 $R=-1.0\%$ (試験体 No. 1)



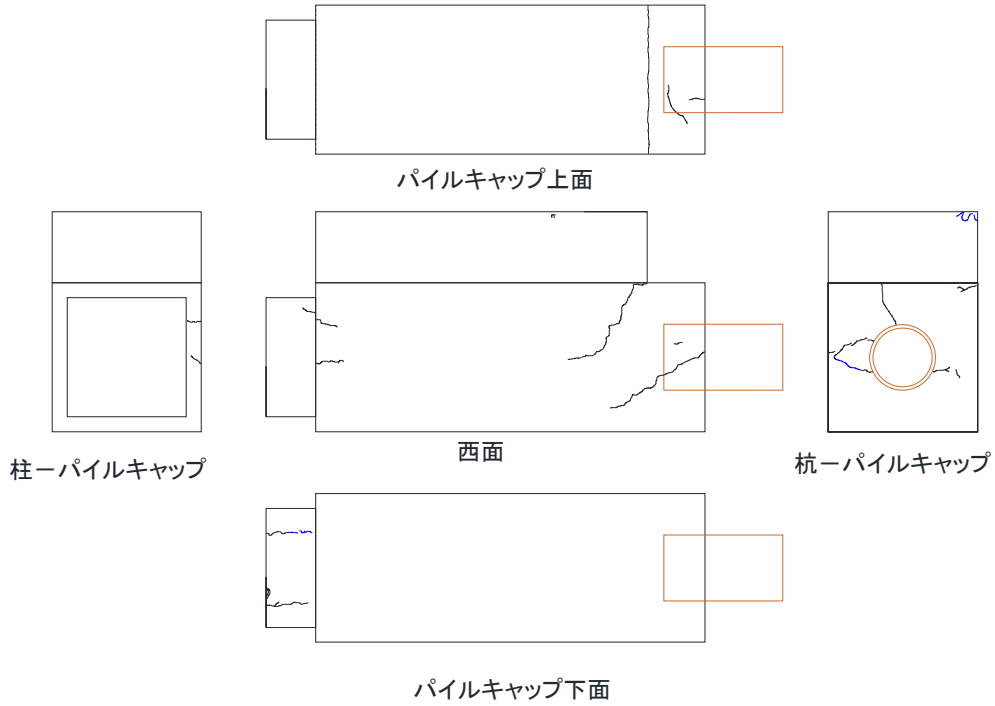
付録図 16 R=+1.5% (試験体 No. 1)



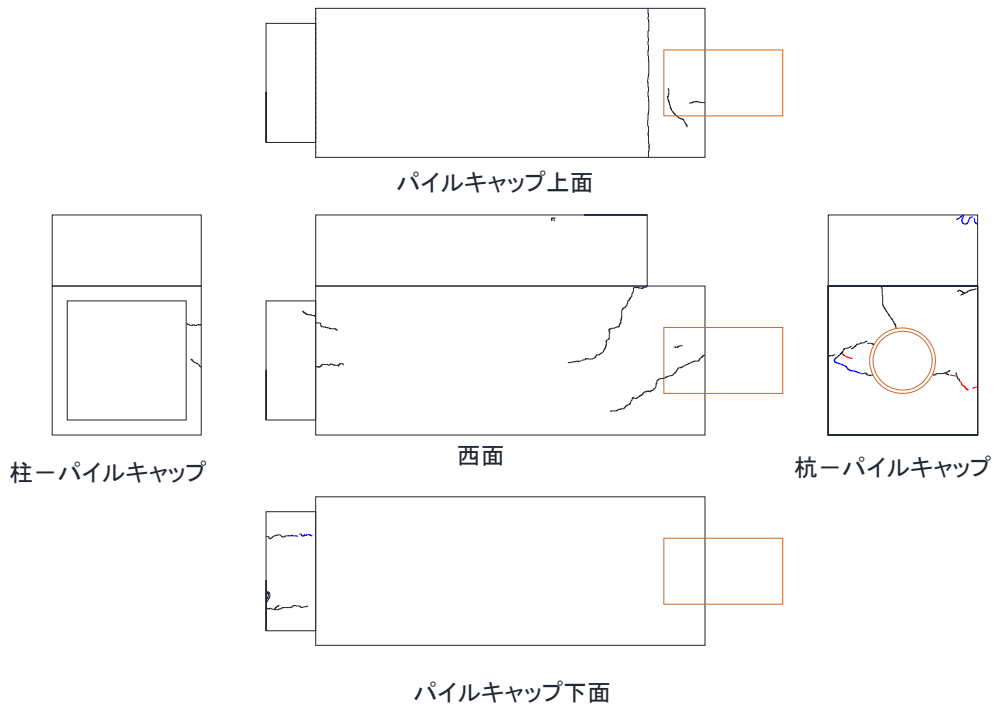
付録図 17 R=-1.5% (試験体 No. 1)



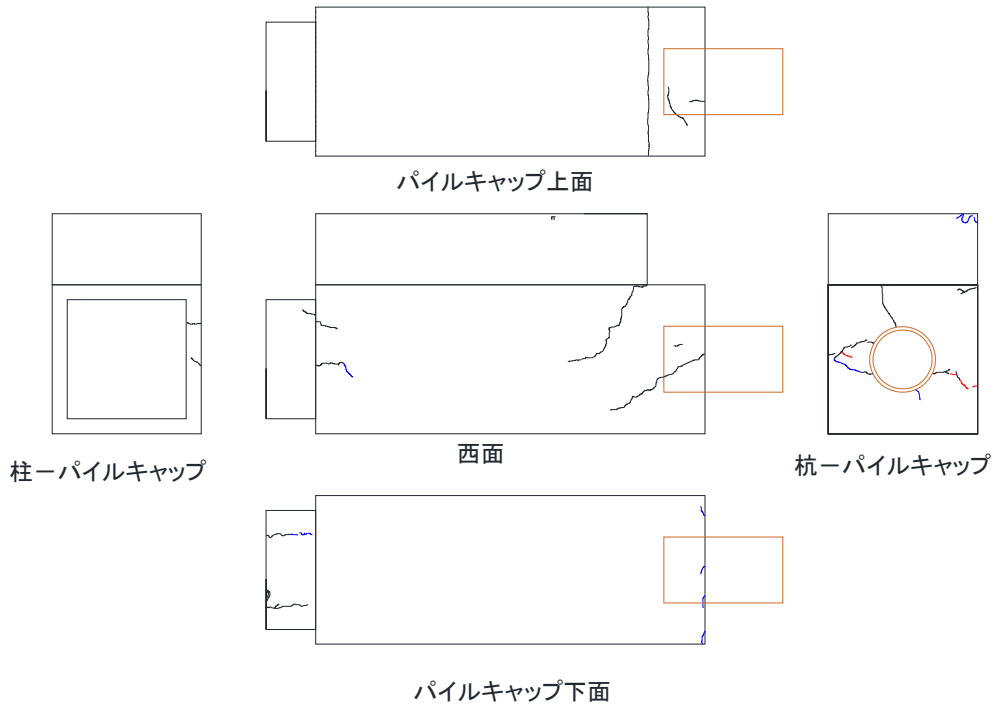
付録図 18 初期ひび割れ (試験体 No. 2)



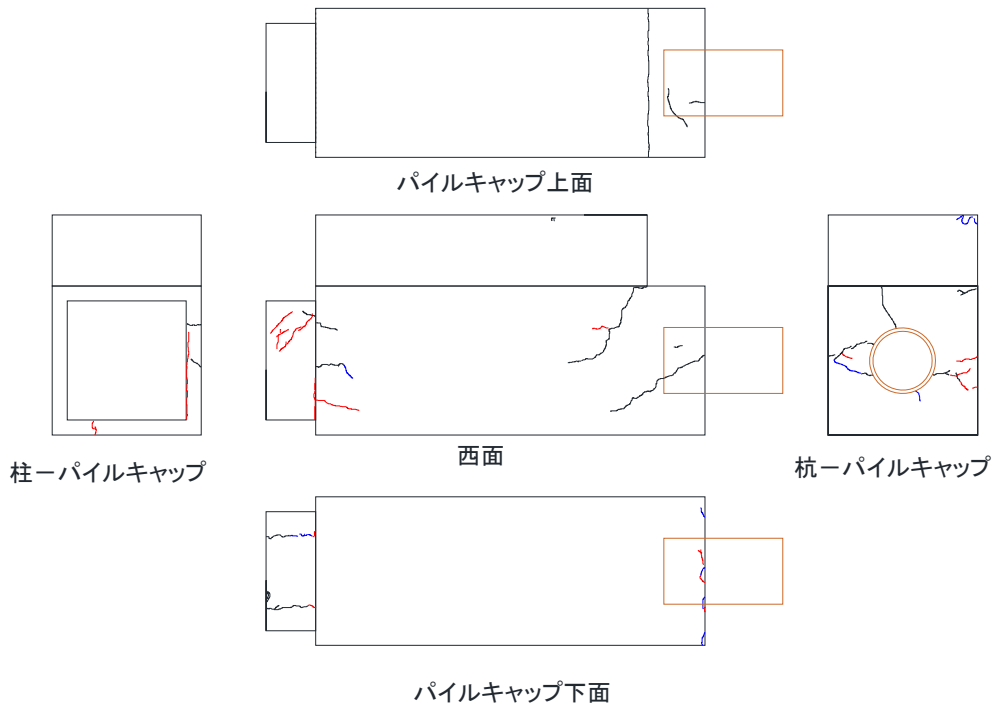
付録図 19 R=+0.125% (試験体 No. 2)



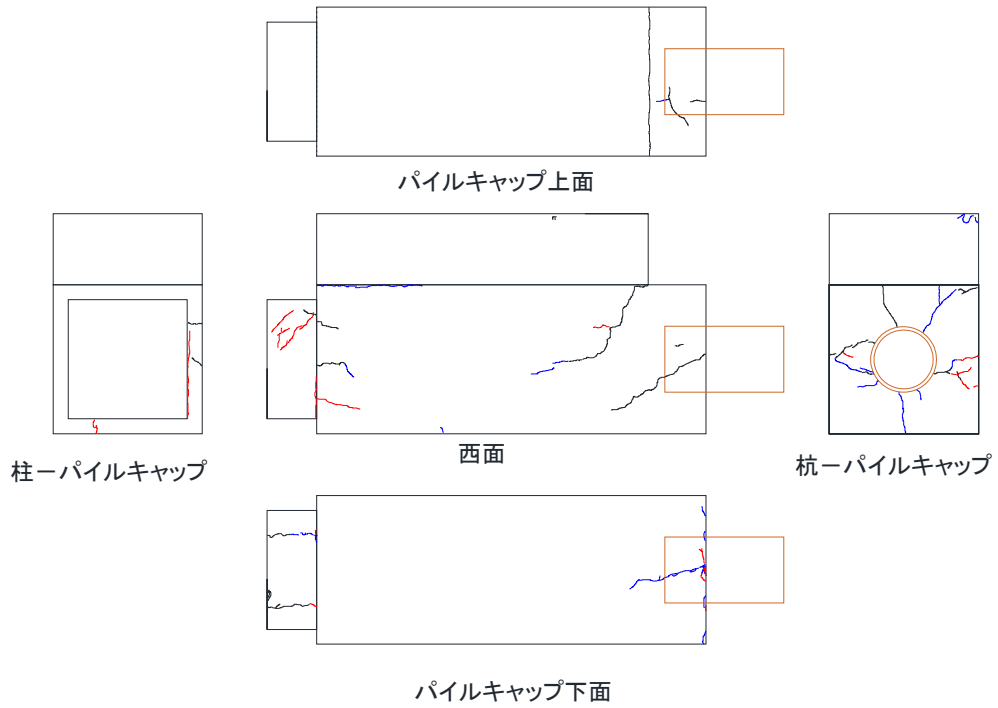
付録図 20 R=-0.125% (試験体 No. 2)



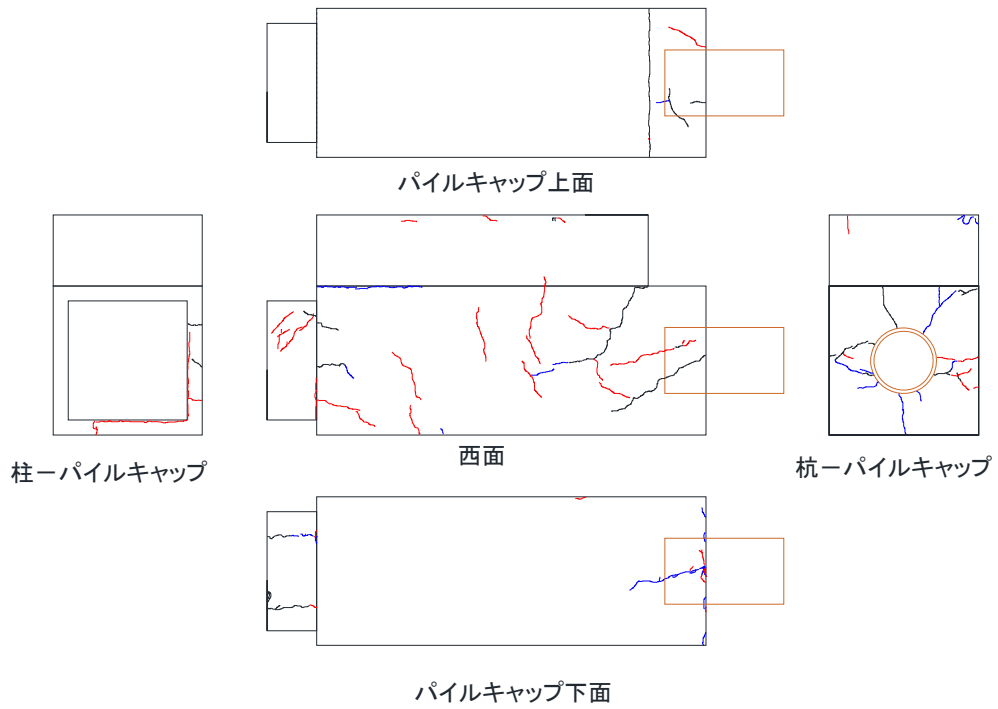
付録図 21 $R=+0.25\%$ (試験体 No. 2)



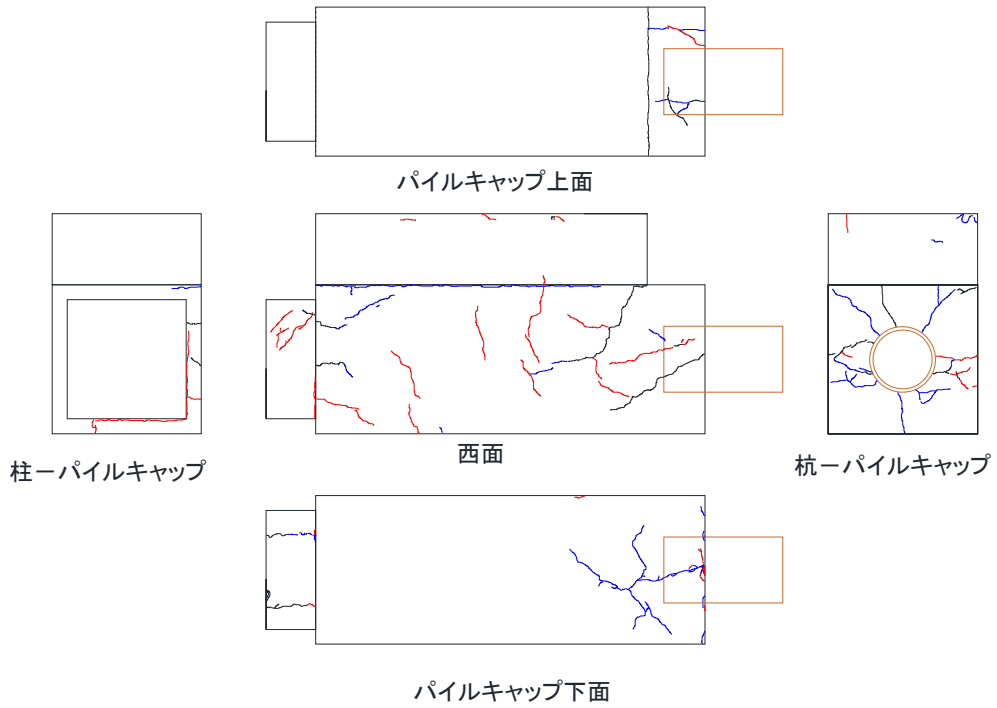
付録図 22 $R=-0.25\%$ (試験体 No. 2)



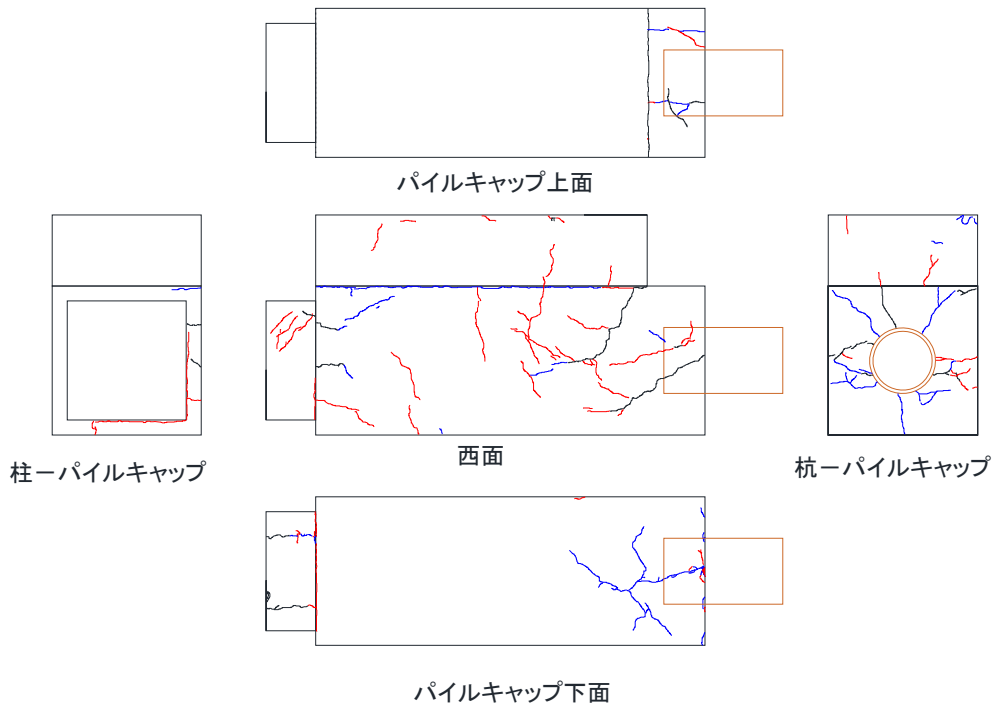
付録図 23 R=+0.5% (試験体 No. 2)



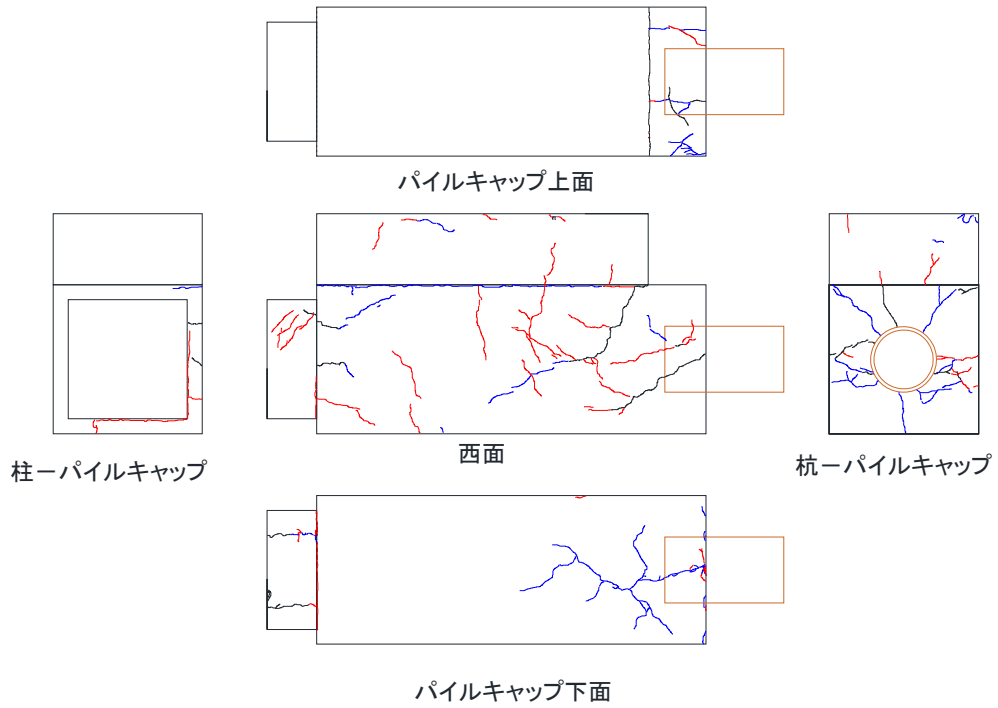
付録図 24 R=-0.5% (試験体 No. 2)



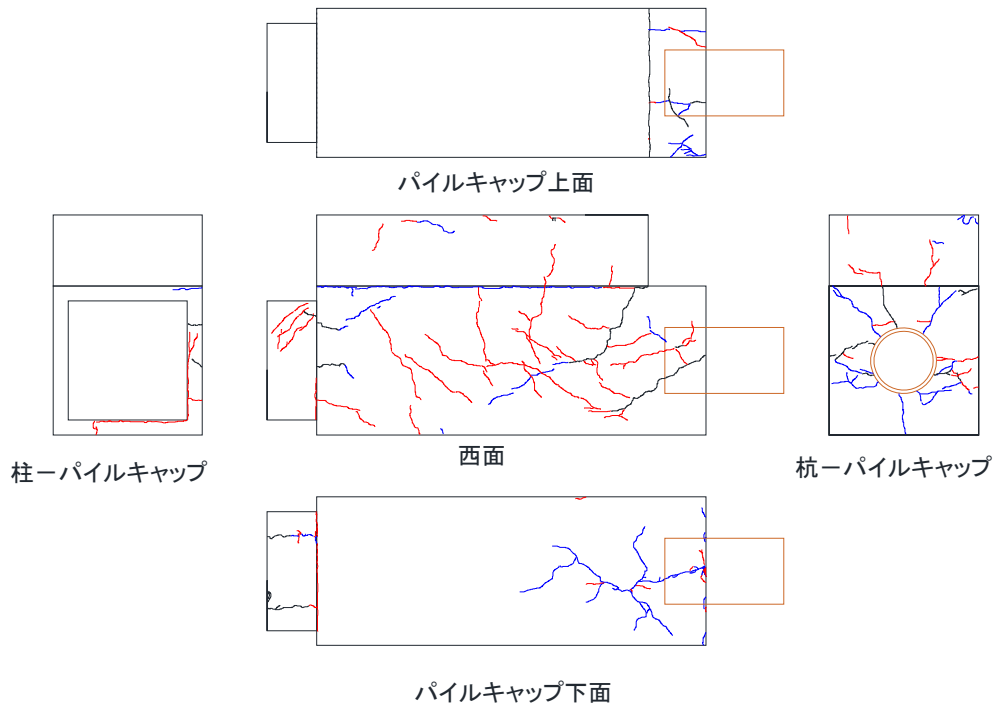
付録図 25 $R=+0.75\%$ (試験体 No. 2)



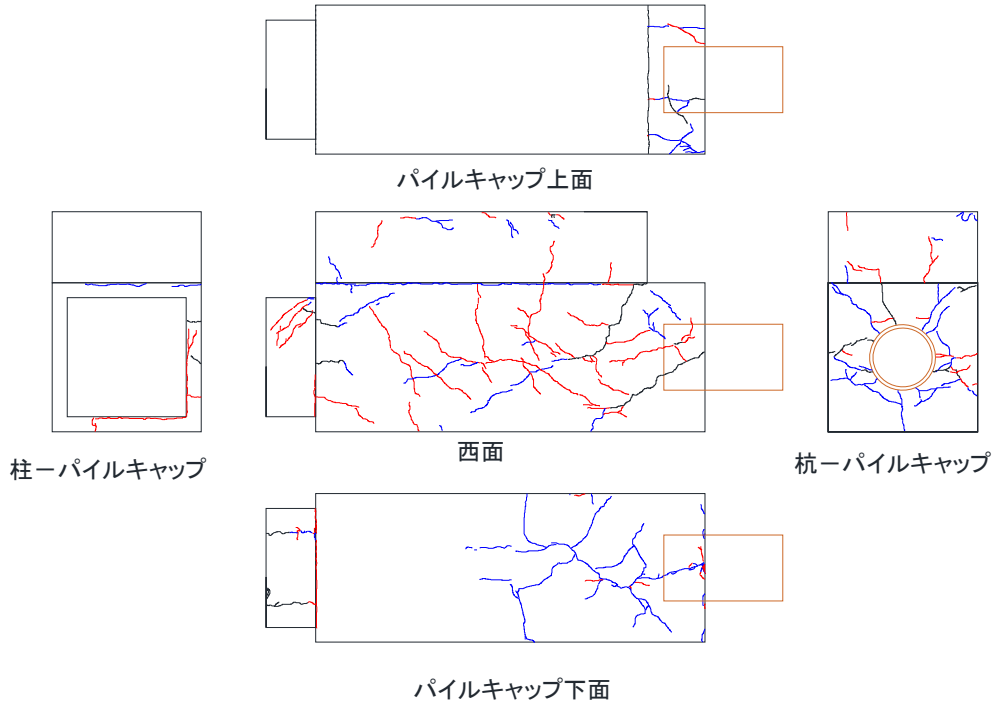
付録図 26 $R=-0.75\%$ (試験体 No. 2)



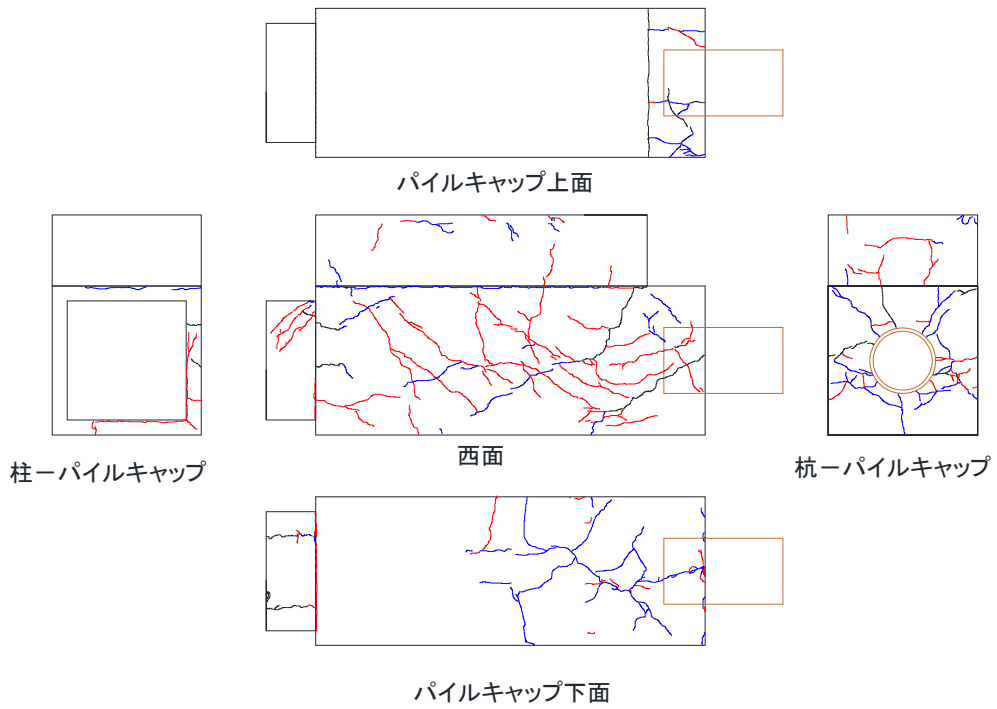
付録図 27 $R=+1.0\%$ (試験体 No. 2)



付録図 28 $R=-1.0\%$ (試験体 No. 2)



付録図 29 $R=+1.5\%$ (試験体 No. 2)

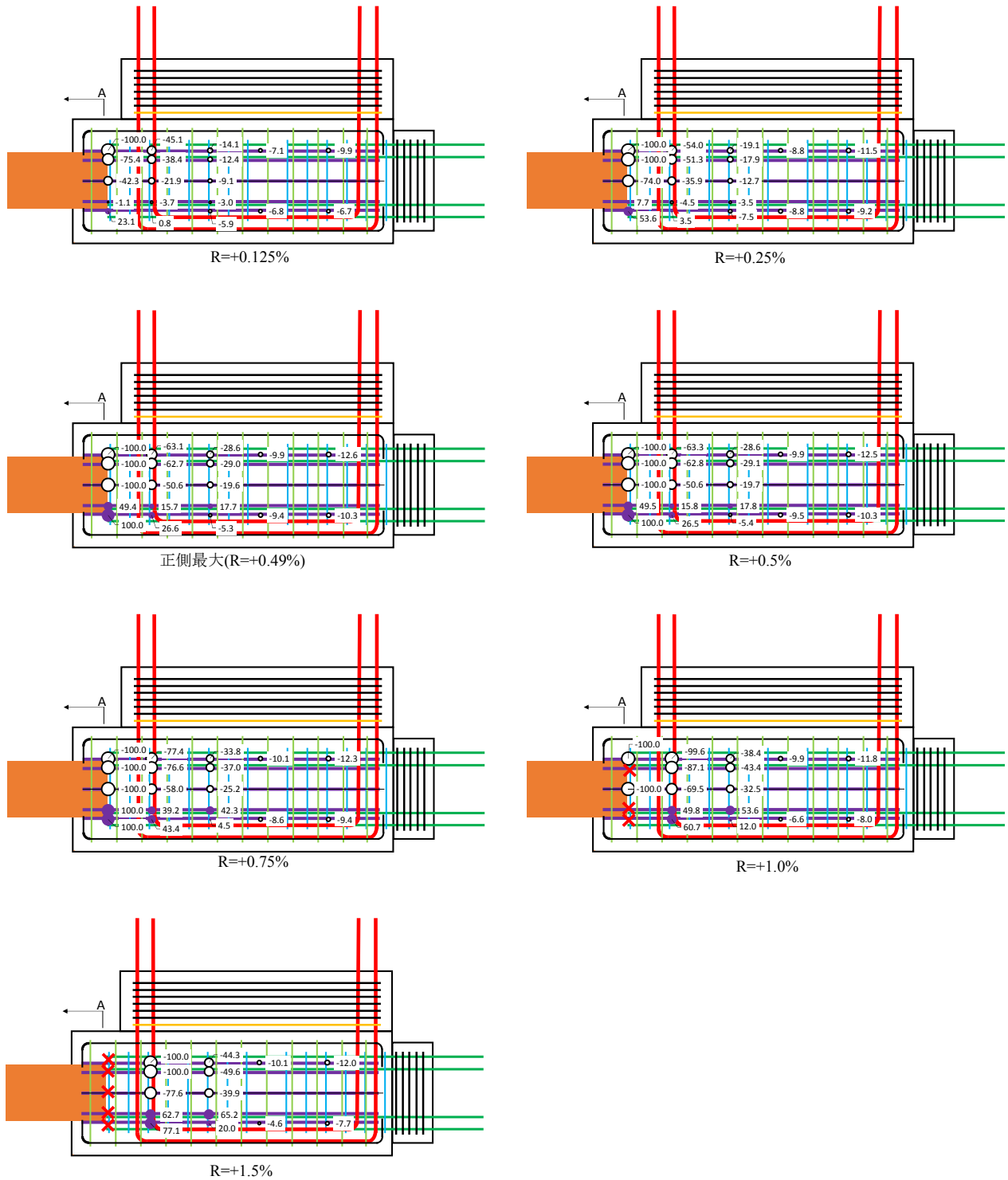


付録図 30 $R=-1.5\%$ (試験体 No. 2)

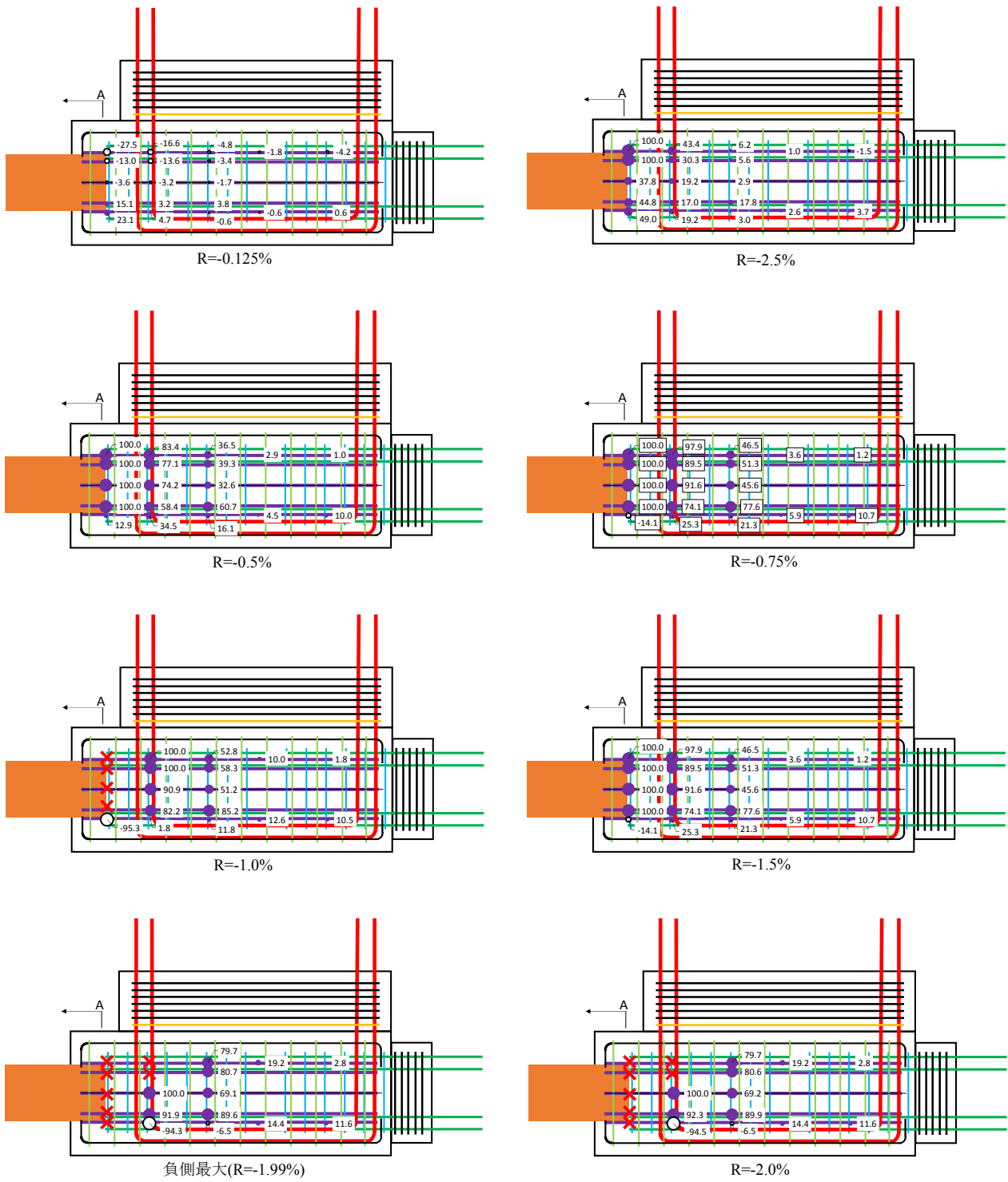
付録5 各種鉄筋の降伏状況の一覧

(1) 杭頭定着筋

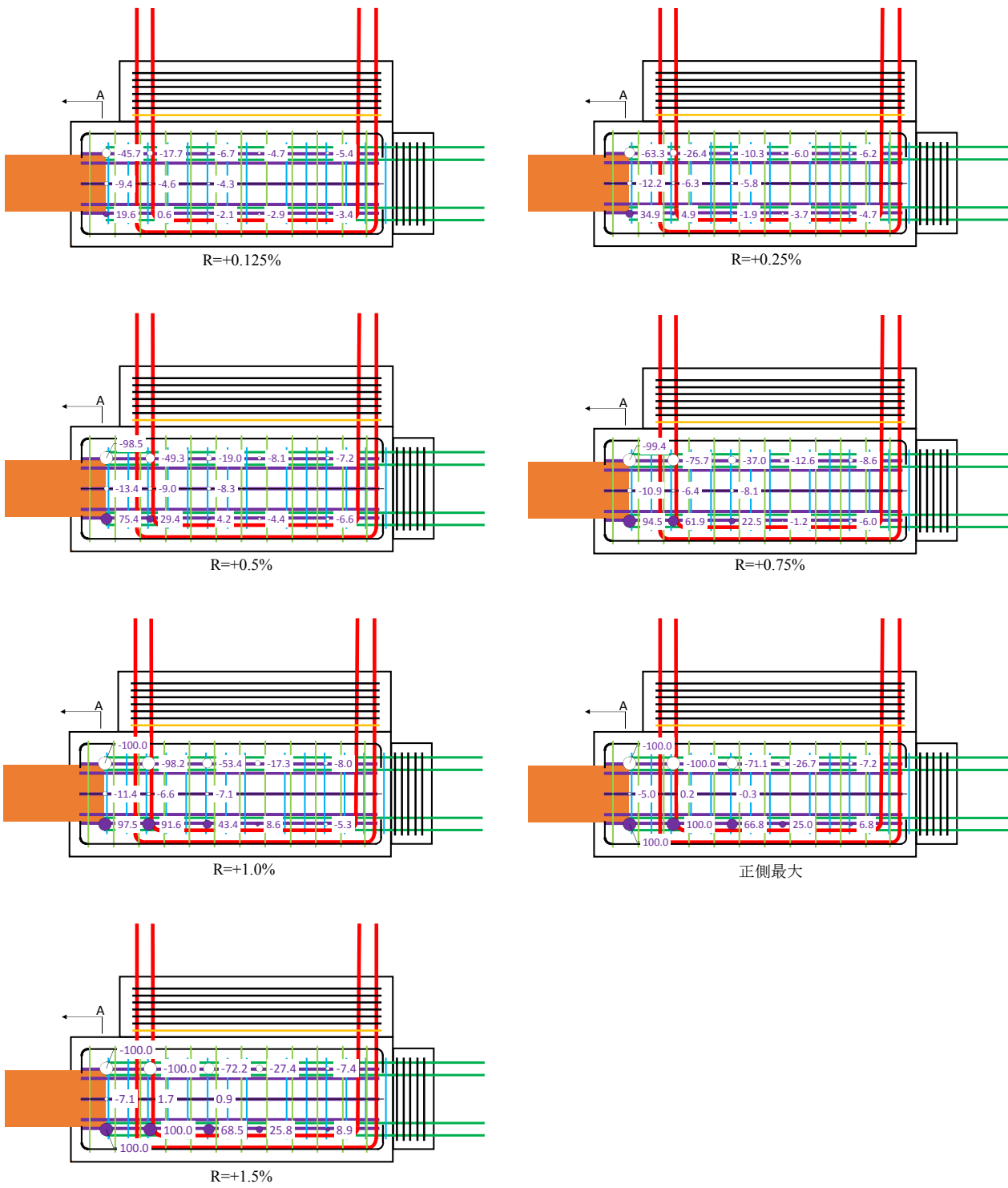
各試験体の杭頭定着筋の各サイクル一回目ピーク時の降伏状況を付録図 31 から付録図 35 に示す。



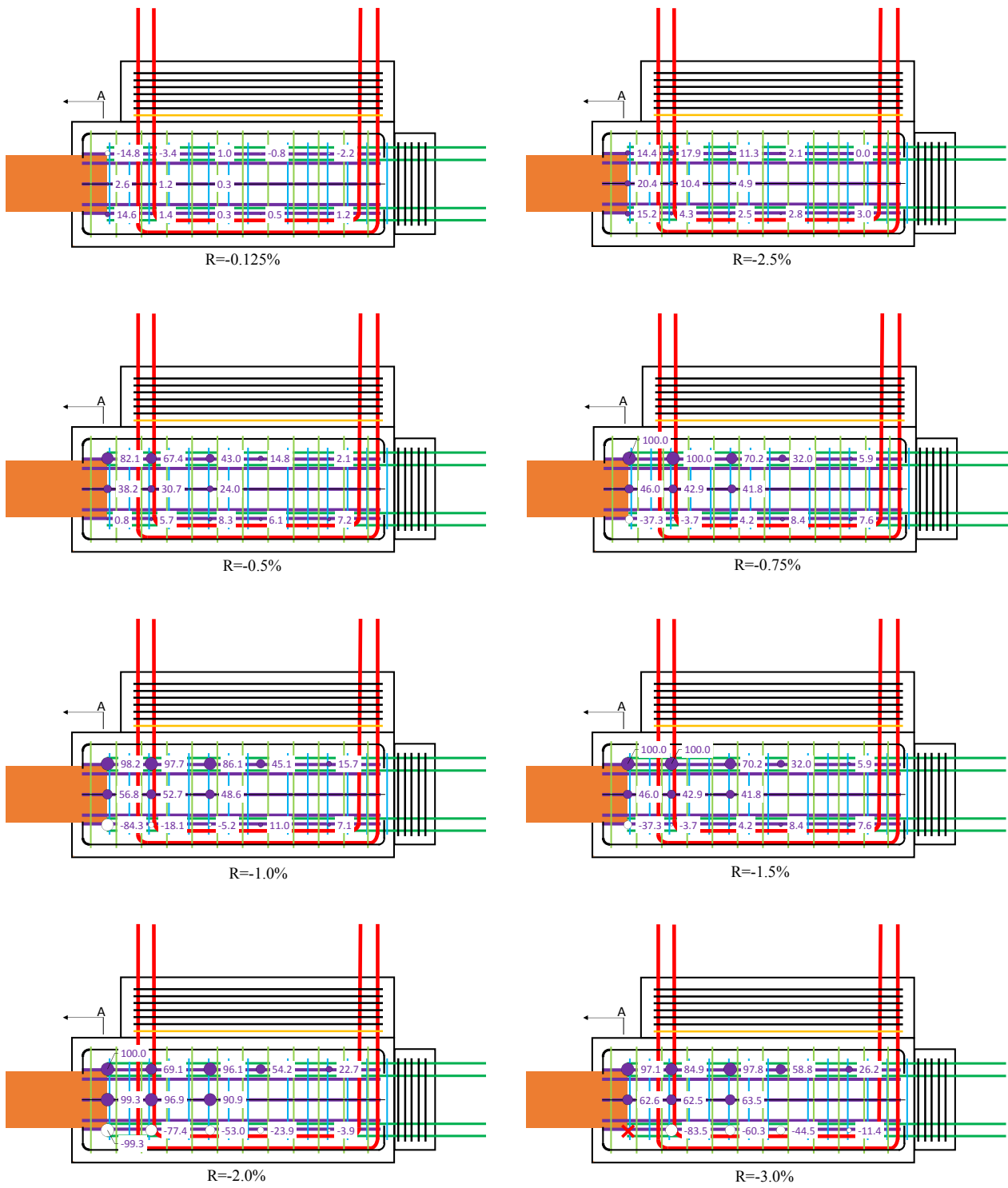
付録図 31 杭頭定着筋応力度分布 (σ/σ_y (%), 試験体 No. 1 正側)



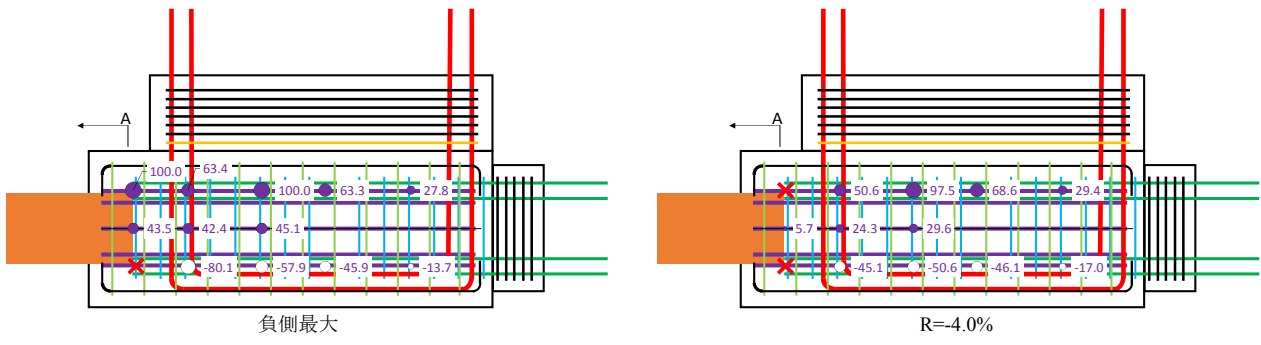
付録図 32 杭頭定着筋応力度分布 (σ/σ_y (%), 試験体 No. 1 負側)



付録図 33 杭頭定着筋応力度分布 (σ/σ_y (%), 試験体 No. 2 正側)



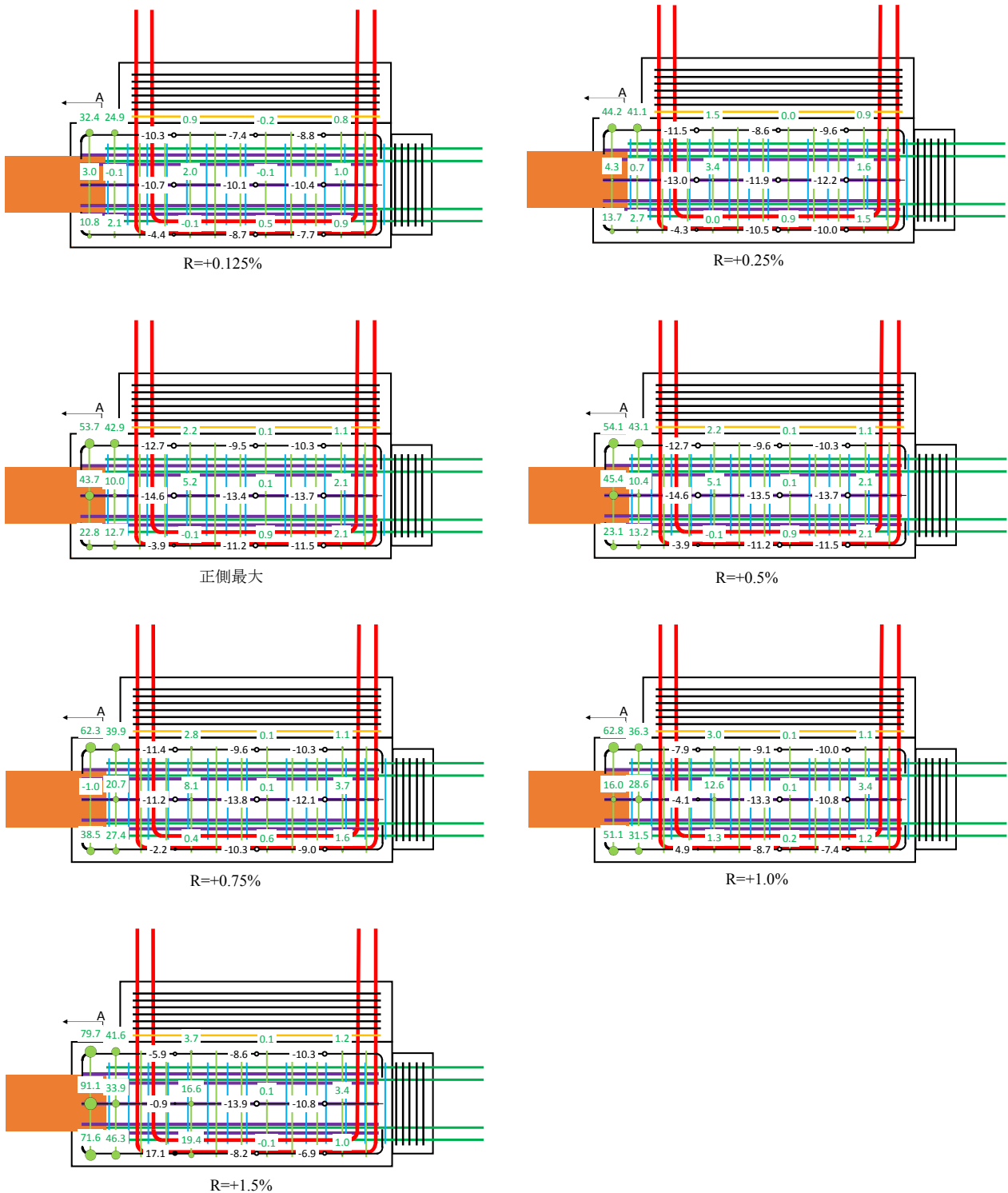
付録図 34 杭頭定着筋応力度分布 (σ/σ_y (%), 試験体 No. 2 負側)



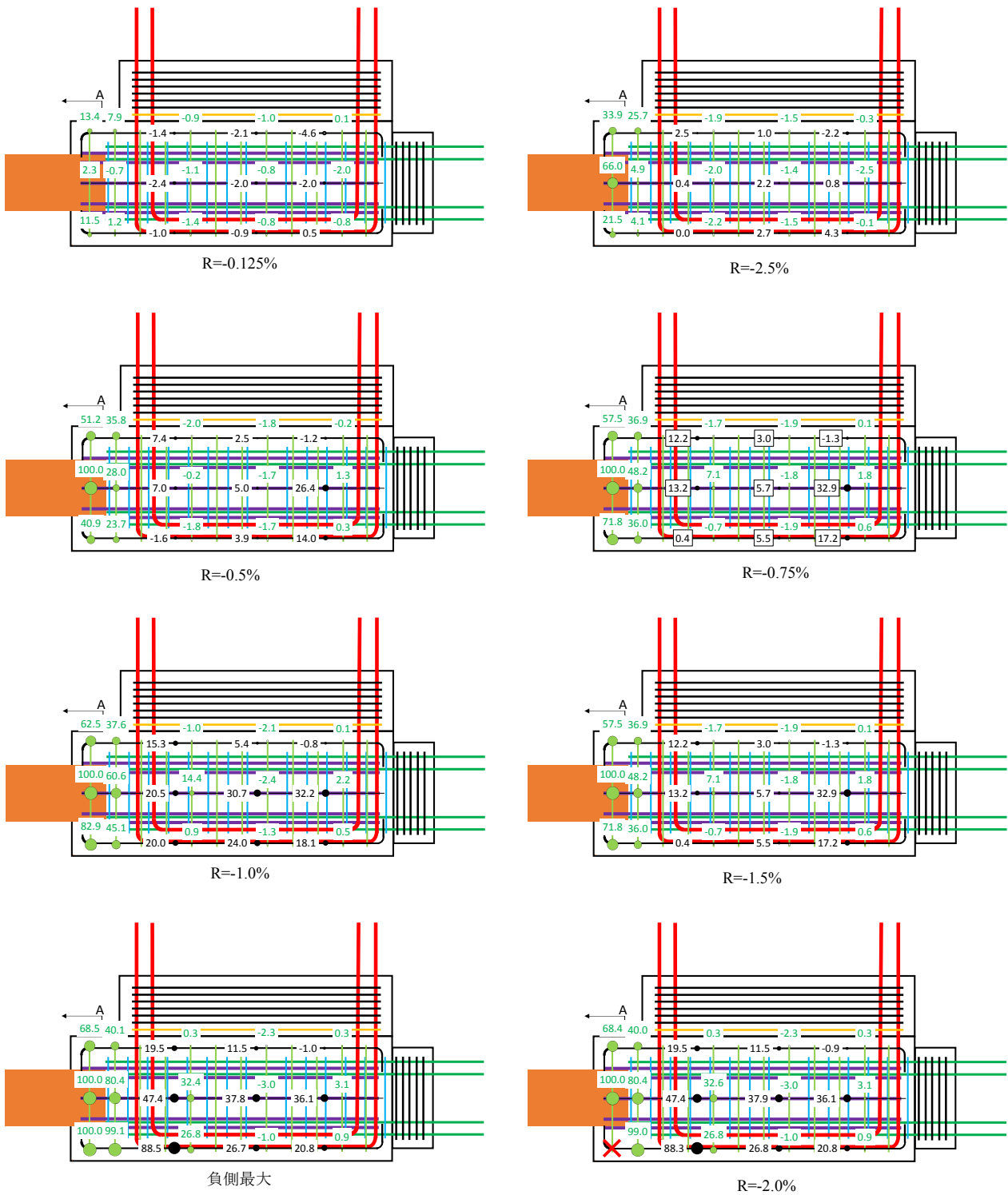
付録図 35 杭頭定着筋応力度分布 (σ/σ_y (%), 試験体 No. 2 負側)

(2) パイルキャップ縦筋, 帯筋

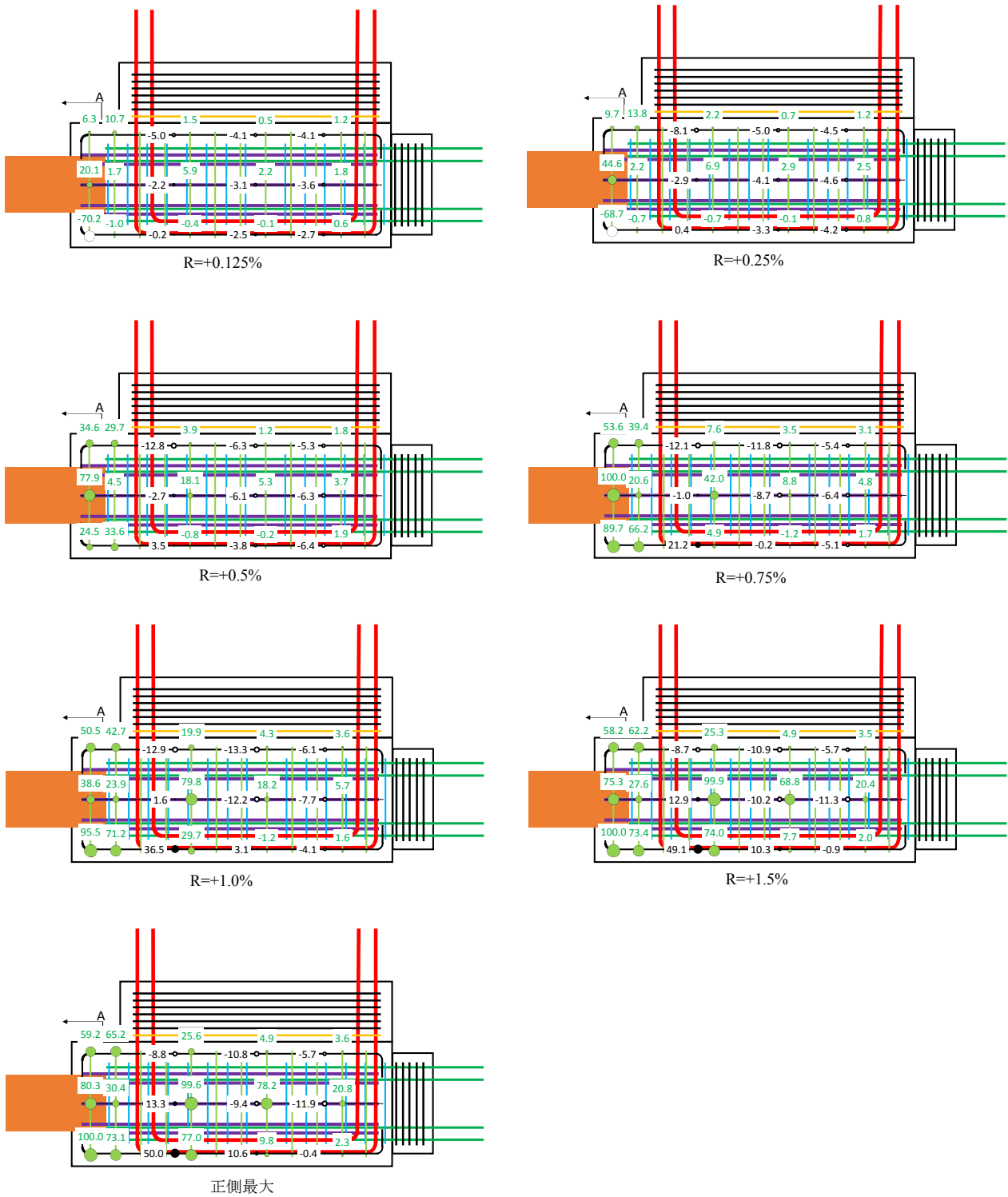
各試験体のパイルキャップ縦筋, パイルキャップ帯筋の各サイクル一回目ピーク時の降伏状況を付録図 36 から付録図 40 に示す。



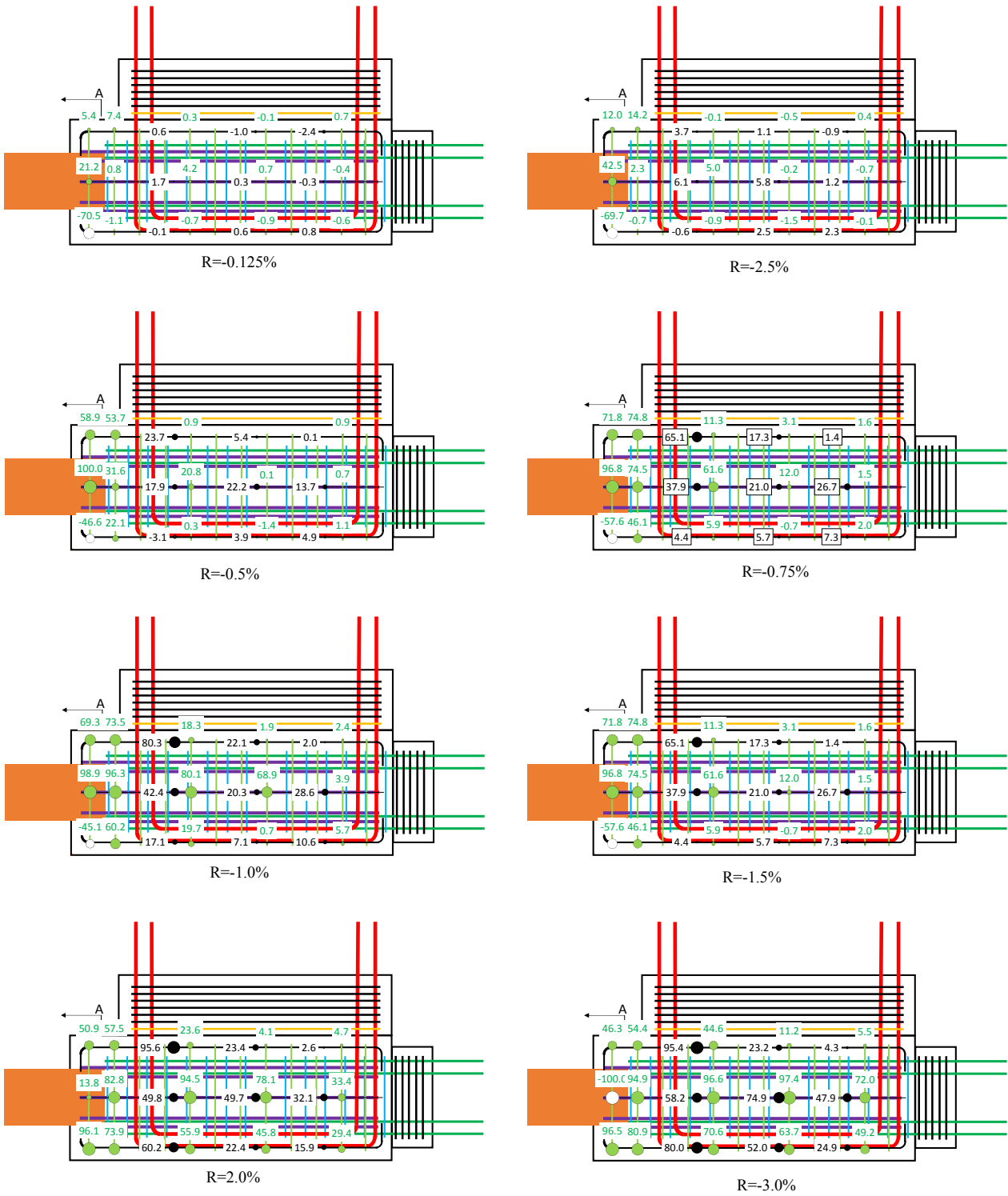
付録図 36 パイルキャップ縦筋, 帯筋応力度分布 (σ/σ_y (%), 試験体 No. 1 正側)



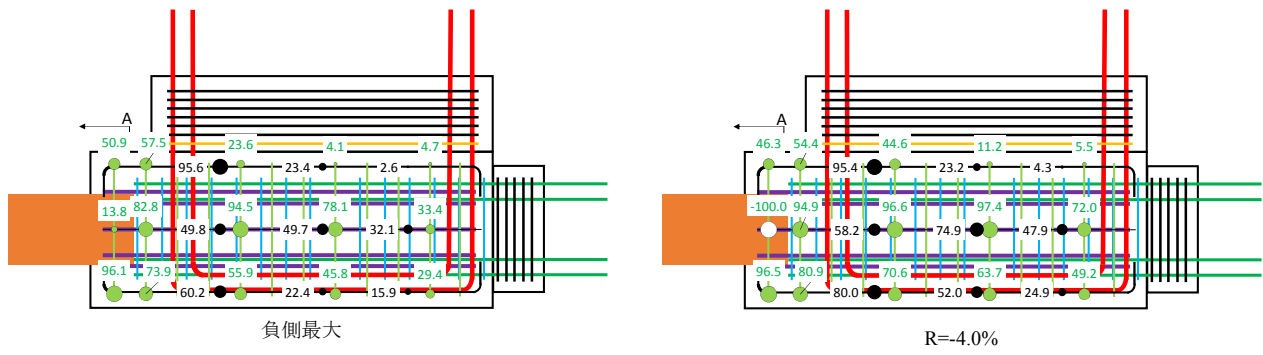
付録図 37 パイルキャップ縦筋，帯筋応力度分布 (σ/σ_y (%))，試験体 No. 1 負側



付録図 38 パイルキャップ縦筋，帯筋応力度分布 (σ/σ_y (%), 試験体 No. 2 正側)



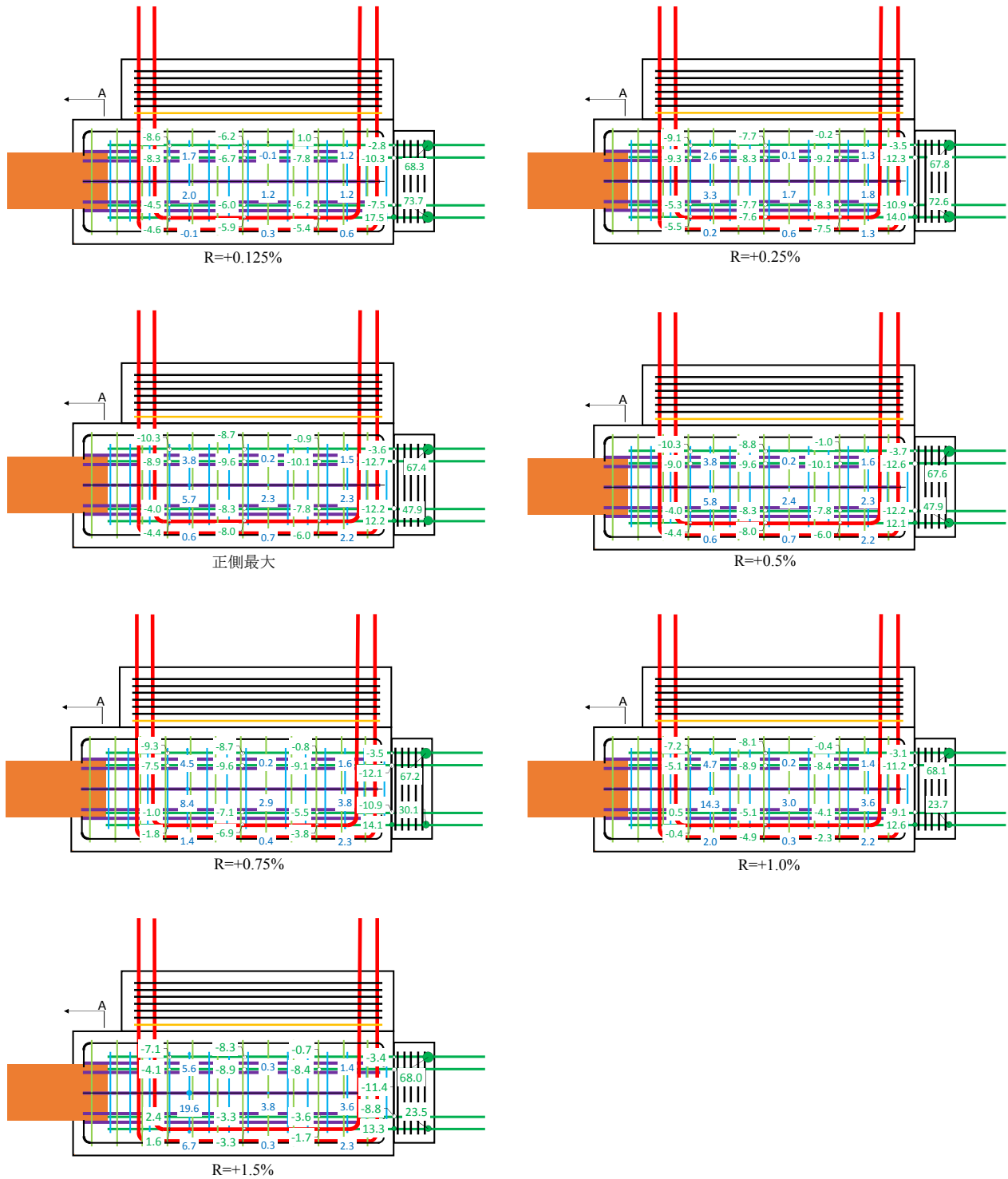
付録図 39 パイルキャップ縦筋，帯筋応力度分布 (σ/σ_y (%))，試験体 No. 2 負側



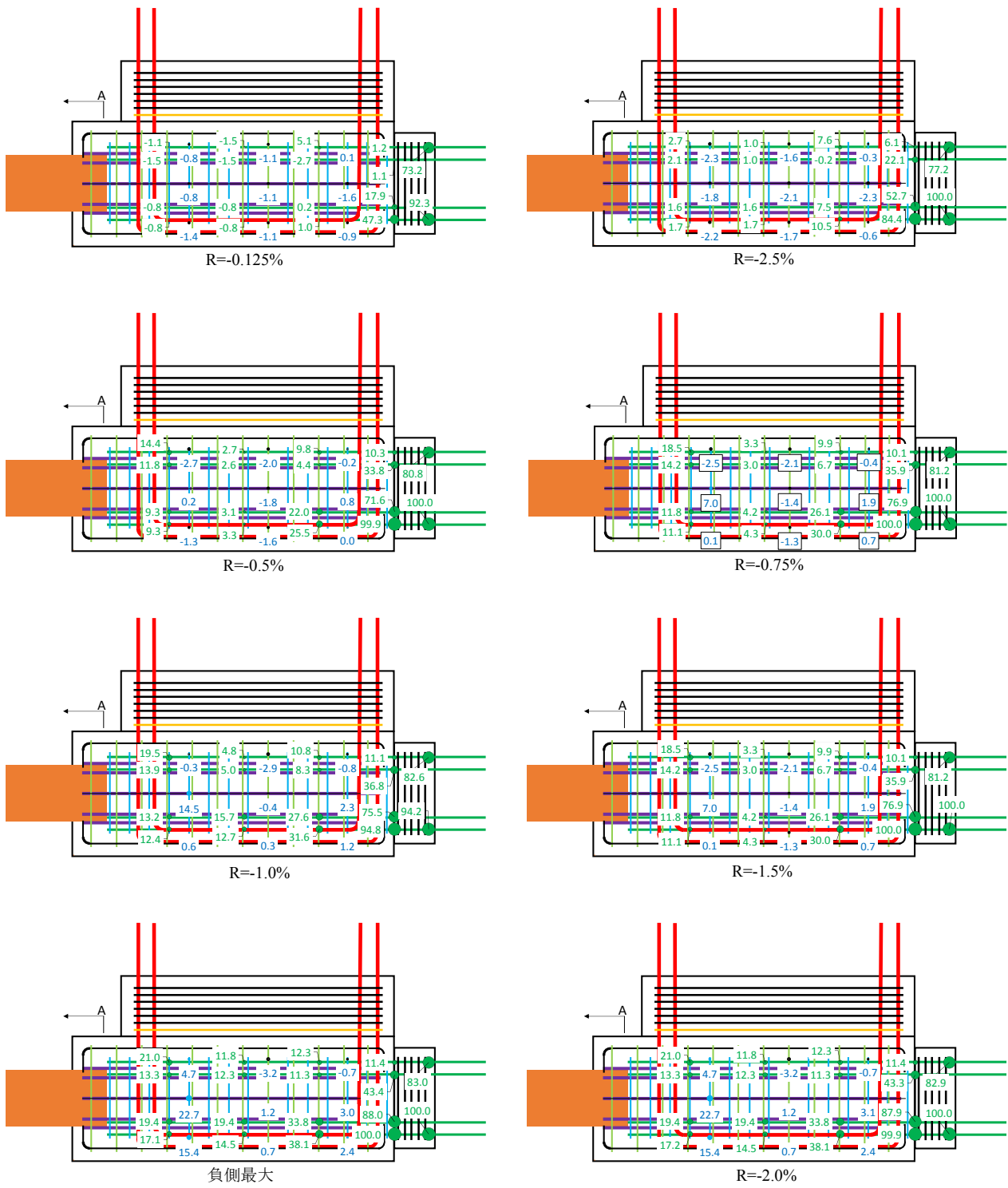
付録図 40 パイルキャップ縦筋，帯筋応力度分布 (σ/σ_y (%))，試験体 No. 2 負側

(3) 柱主筋, 帯筋

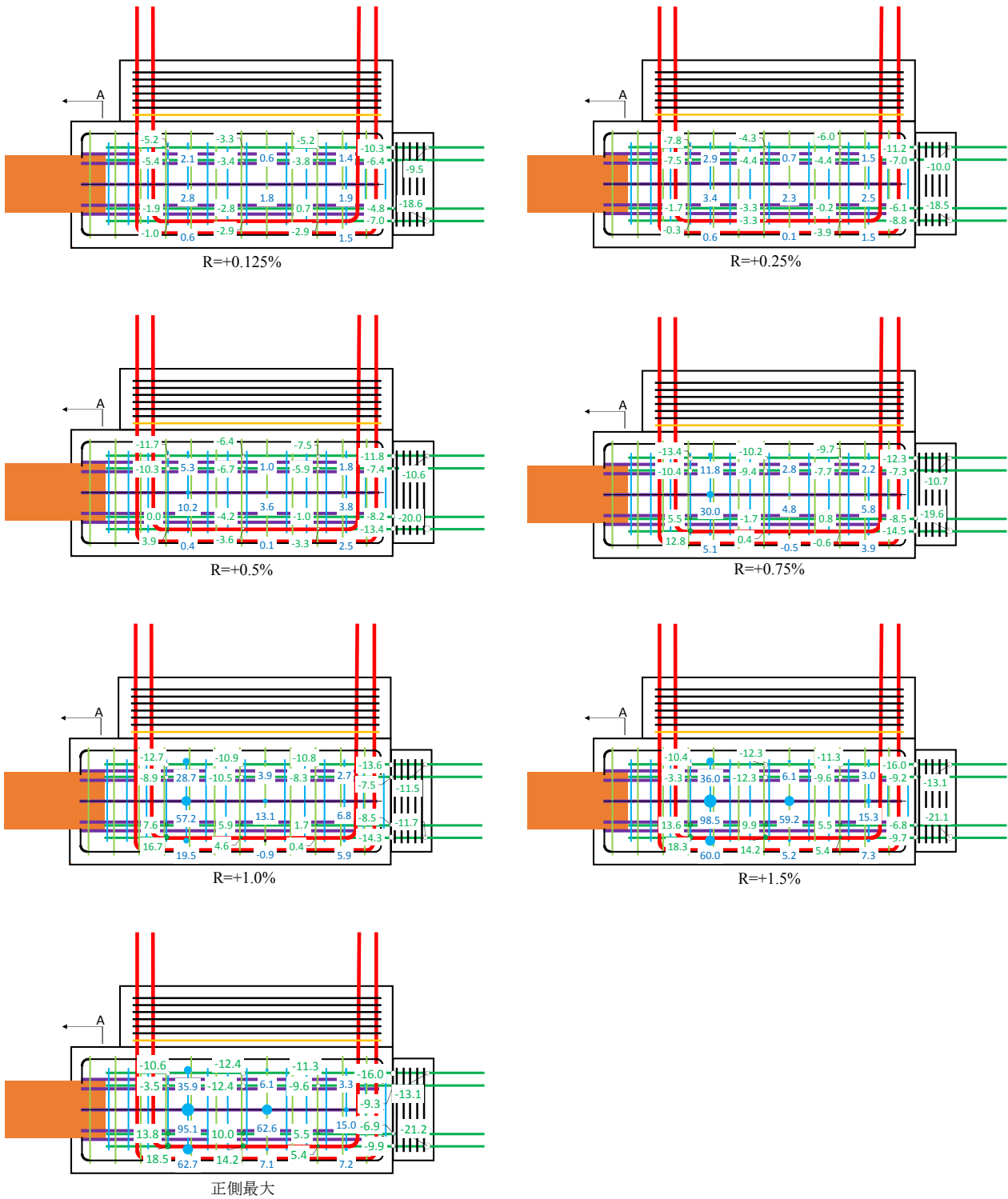
各試験体の柱主筋, 柱帯筋の各サイクル一回目ピーク時の降伏状況を付録図 41 から付録図 45 に示す。



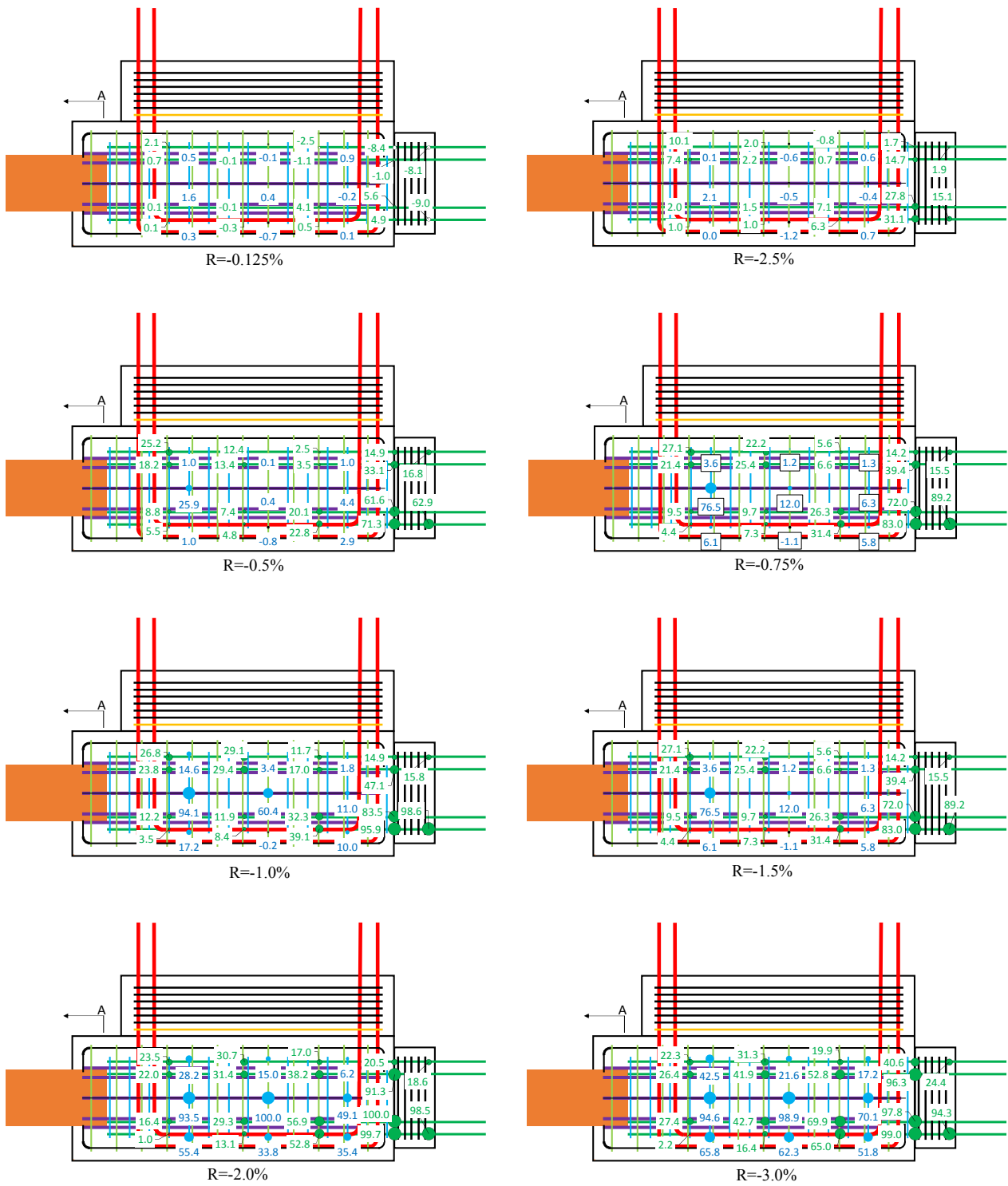
付録図 41 柱主筋, 柱帯筋応力度分布 (σ/σ_y (%), 試験体 No. 1 正側)



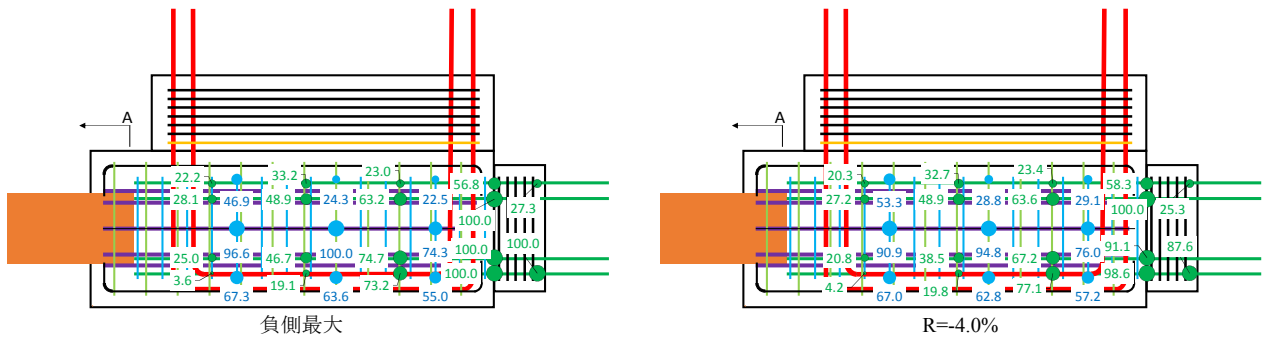
付録図 42 柱主筋，柱帯筋応力度分布(σ/σ_y (%)，試験体 No. 1 負側)



付録図 43 柱主筋，柱帯筋応力度分布 (σ/σ_y (%))，試験体 No. 2 正側



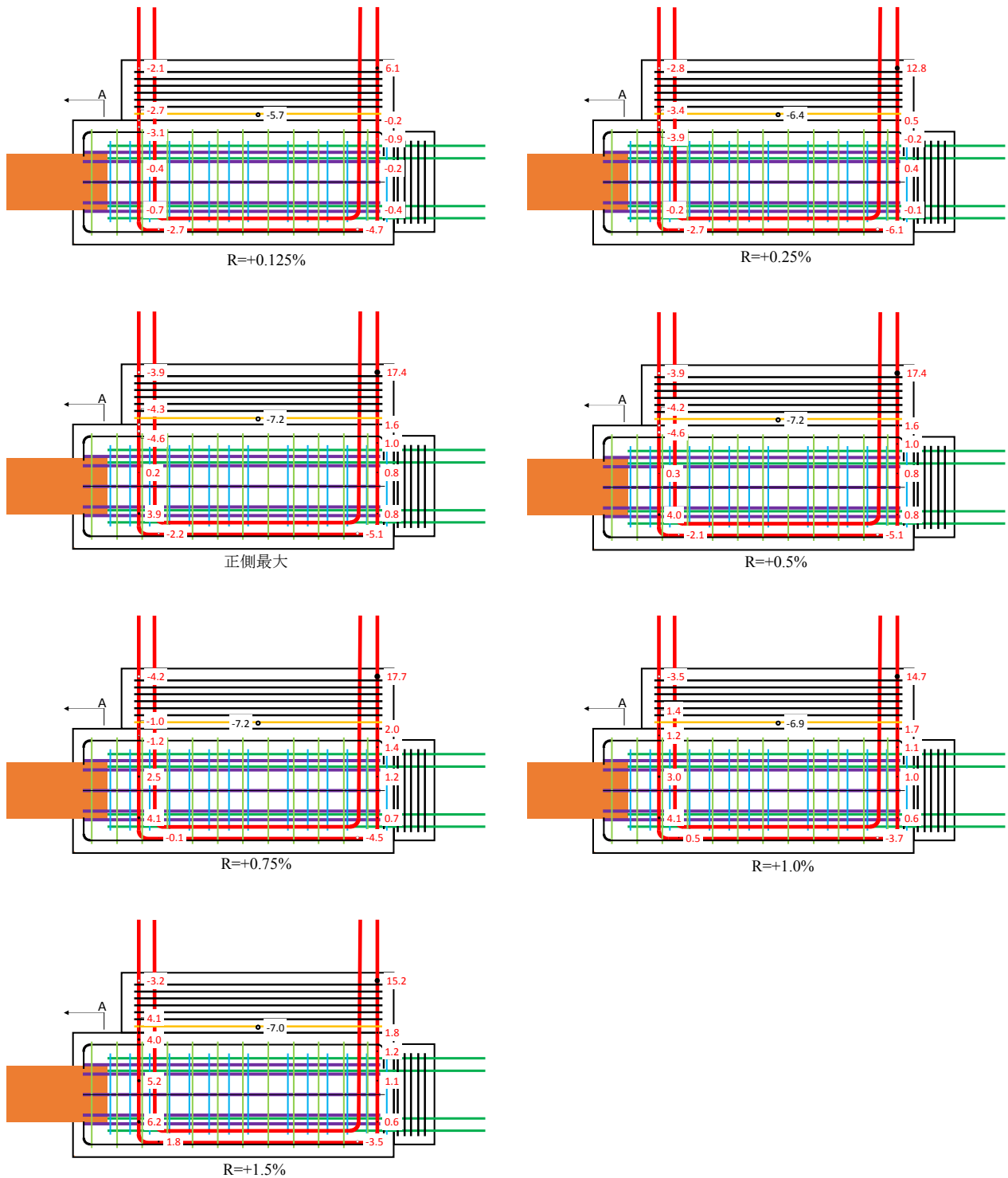
付録図 44 柱主筋，柱帯筋応力度分布 (σ/σ_y (%))，試験体 No. 2 負側



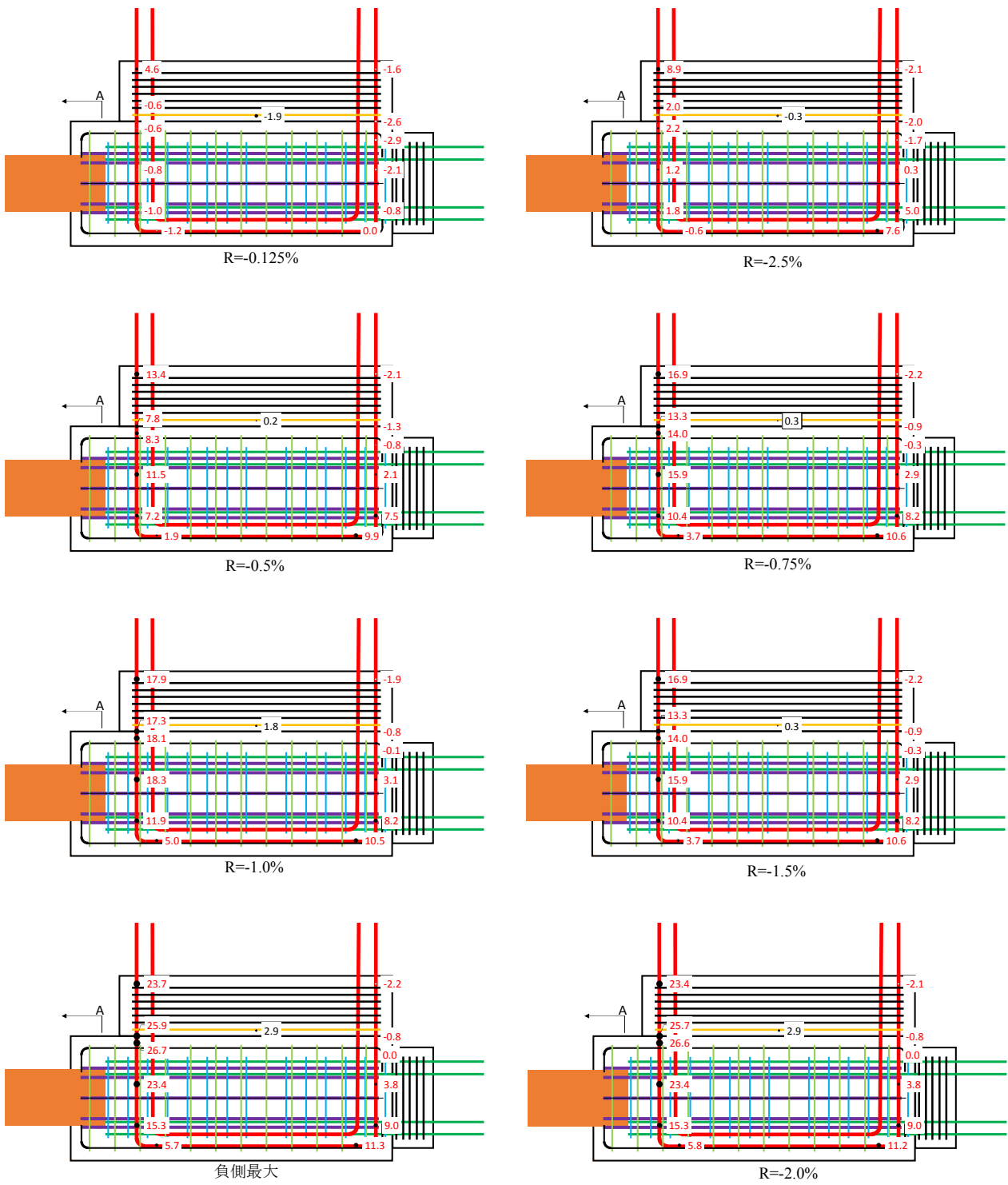
付録図 45 柱主筋, 柱帯筋応力度分布 (σ/σ_y (%), 試験体 No. 2 負側)

(4) 基礎梁主筋，せん断補強筋

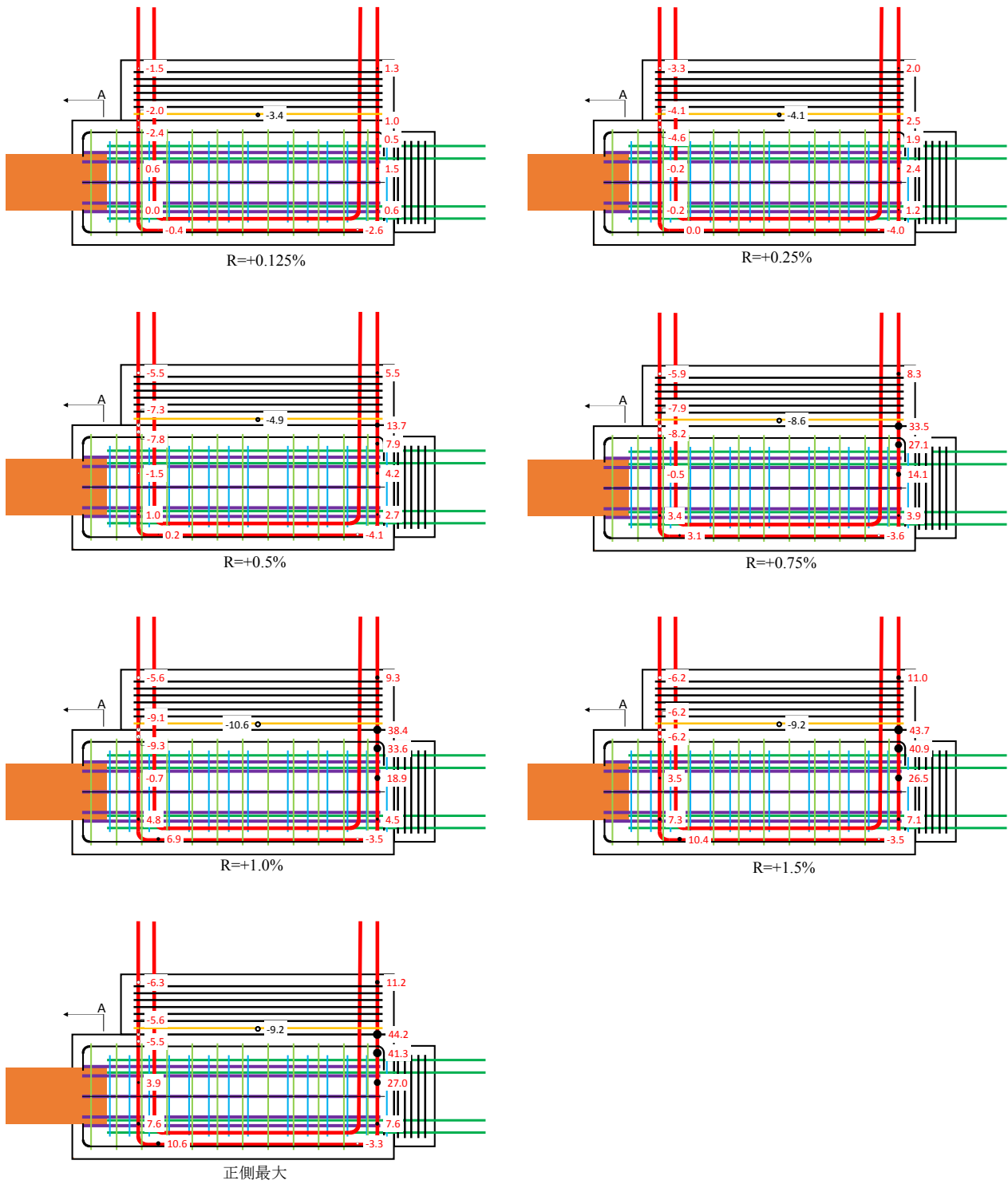
各試験体の基礎梁主筋，基礎梁せん断補強筋の各サイクル一回目ピーク時の降伏状況を付録図 46 から付録図 50 に示す。



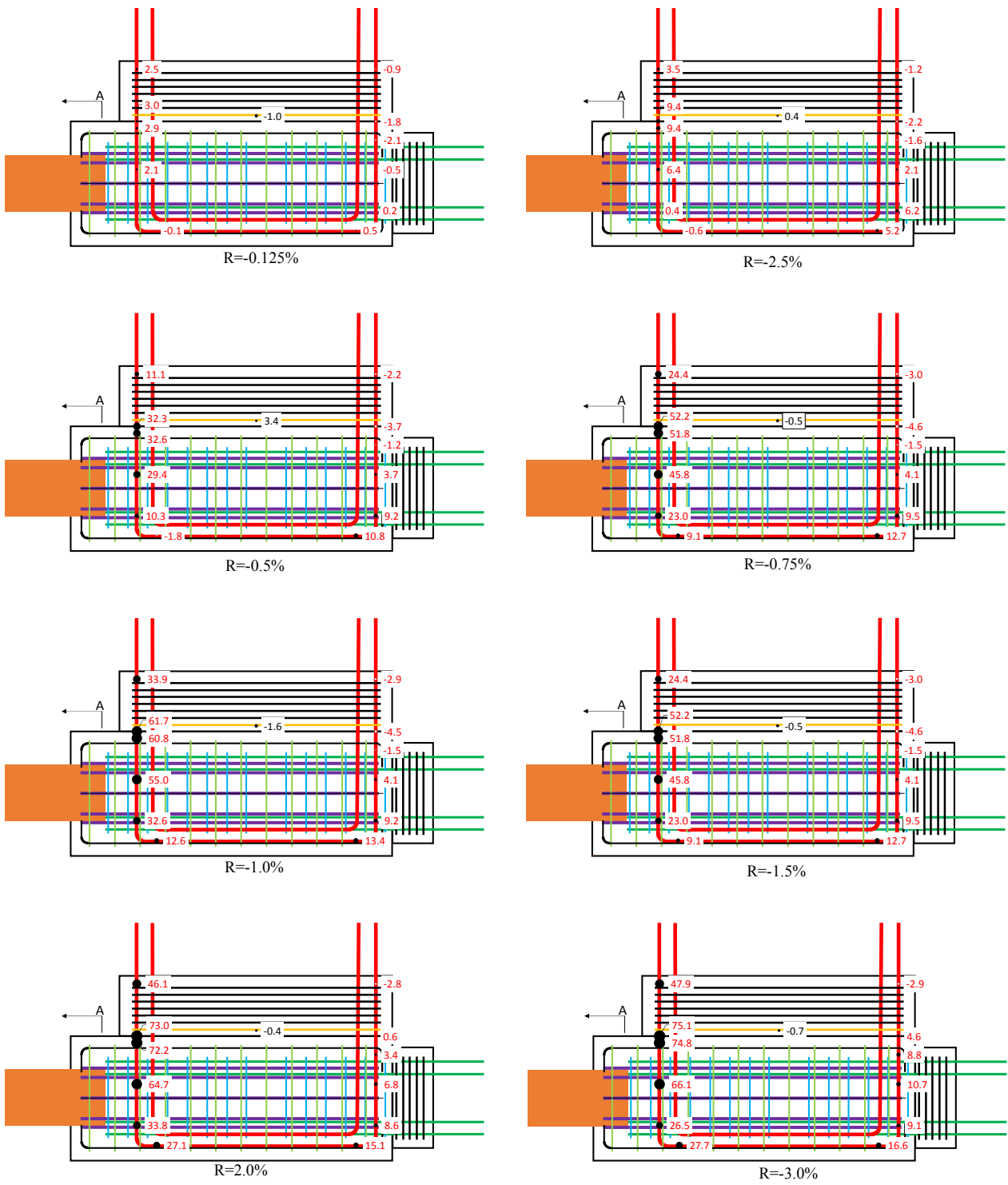
付録図 46 基礎梁主筋，せん断補強筋応力度分布 (σ/σ_y (%))，試験体 No. 1 正側)



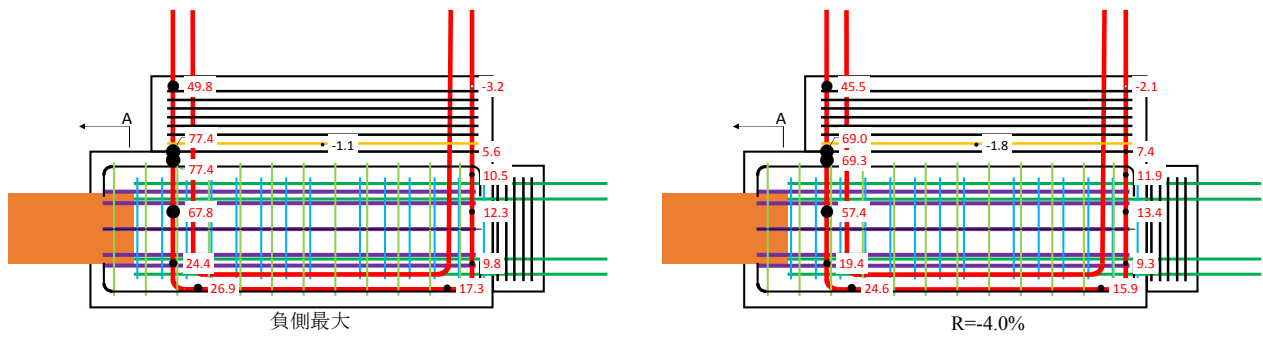
付録図 47 基礎梁主筋，せん断補強筋応力度分布 (σ/σ_y (%))，試験体 No.1 負側



付録図 48 基礎梁主筋，せん断補強筋応力度分布 (σ/σ_y (%))，試験体 No. 2 正側



付録図 49 基礎梁主筋，せん断補強筋応力度分布 (σ/σ_y (%), 試験体 No. 2 負側)



付録図 50 基礎梁主筋，せん断補強筋応力度分布 (σ/σ_y (%), 試験体 No. 2 負側)

参考文献

- [7-1] 鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説，日本建築学会，2017.3
- [7-2] 既製コンクリート杭ー基礎構造設計マニュアルー建築編，コンクリートパイル建設技術協会，2009.5.
- [7-3] 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，日本建築学会，2010
- [7-4] 岸田慎司：既製杭・RC杭を用いたト型部分架構に対する静的載荷実験(その4 パイルキャップせん断強度推定式の検討)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp389-390，2016
- [7-5] 道路橋示方書・同解説，日本道路協会，2017.11
- [7-6] 開先付き異形鋼棒 NewJ-BAR，溶接する異形鋼棒の日本標準，株式会社ブレイブ，2018.3

謝辞

本研究は，平成29年度住宅・建築物技術高度化事業「大地震後の継続使用性に資する杭および杭頭接合部の技術開発」および(国研)建築研究所指定課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性能評価技術の開発」により実施しました。関係各位に謝意を表します。