

第5章

鋼管巻き中実杭部分架構実験

5.1 はじめに

本章では、2章～4章までの一連の研究によって開発された鋼管巻き中実杭を用いて、杭基礎部分架構実験を実施する。試験体は1体で、鋼管巻き中実杭、基礎梁、1階柱、パイルキャップからなるト形部分架構試験体である。実験では、大地震時の転倒モーメントによる変動軸力が作用することを想定し、試験体に変動軸力を作用させる。ただし、載荷装置の都合により2章～4章までで実施した杭径400mmの鋼管巻き中実杭ではなく、縮尺を小さくした杭径165.2mmの鋼管巻き中実杭を用いて実験を実施する。

5.2 実験概要

5.2.1 試験体概要

(1) 試験体諸元

本実験では、図 5.2.1-1 のような中実杭を用いた杭基礎部分架構試験体を作成し、静的加力実験を実施する。表 5.2.1-1 に試験体諸元を示す。また、表 5.2.1-2 に中実杭の諸元を示す。表 5.2.1-2 では、比較のために C-1 試験体の諸元も掲載している。U-1 試験体は、できるだけ C-1 試験体と同等となるように配筋を決定する方針であったが、薄肉鋼管が手に入らなかったことから鋼管厚さが杭径と比べると厚くなった。具体的には、表 5.2.1-2 に示すように径厚比 ts/D が C-1 試験体 44.0 に対して 33.9 となった。また、コンクリート打設のための鉄筋間距離を空けるために、C-1 試験体と比べ軸方向鉄筋も少なくなった。具体的には、表 5.2.1-2 に示すように鉄筋比が C-1 試験体 11.0% に対して 6.4% となった。隙間部の高さ (= 隙間幅) は、3 章の実験と同様に杭径の 5% (= 8.3mm) としたが、実験実施前に試験体の隙間幅を計測したところ、8.5mm であった。

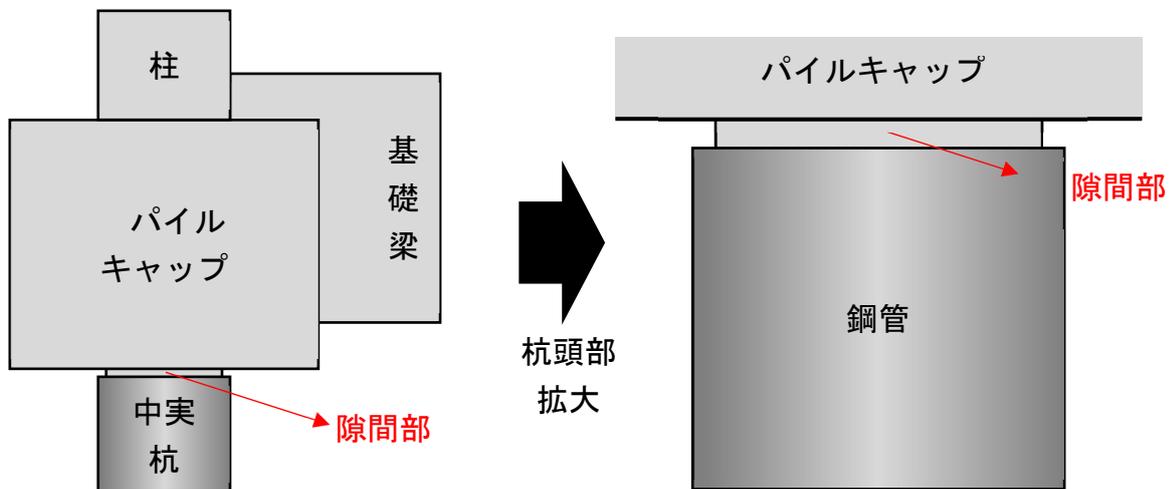


図 5.2.1-1 試験体概要図

表 5.2.1-1 試験体諸元

試験体諸元		U-1
杭体	杭径D(mm)(鋼材種)	165.2(STK490)
	鋼管厚ts(mm)	4.87
	隙間幅 (mm)	8.5
	主筋	外側：12-D10(SD390) 内側：6-D10(SD390)
パイルキャップ	幅Bb(mm)	770
	高さHb(mm)	770
	縦筋	875
	せん断補強筋	24-D13(SD295)
	杭頭補強筋	12-D13×4@50(MK785)
柱	幅Bc(mm)	300
	せいDc(mm)	300
	主筋	12-D16(SD785)
	せん断補強筋	D6@50(SKK785) (パイルキャップ内:D6@75(SKK785))
袖壁	幅Bc(mm)	150
	せいDc(mm)	450
	主筋	拘束域4-D13(SD490) 拘束域以外8-D10(SD490)
	せん断補強筋	D10@50(SD490)
基礎梁	幅Bc(mm)	250
	せいDc(mm)	600
	主筋	6-D22(USD590)
	せん断補強筋	U9.0@50(SBPD1275)

表 5.2.1-2 中実杭諸元

	C-1	U-1
杭径D(mm)(鋼材種)	400 (STK490)	165.2 (STK490)
鋼管厚ts(mm)	9.1	4.87
ts/D	44.0	33.9
軸方向鉄筋(鋼材種) (上段外側, 下段内側)	20-D22(SD390)	12-D10(SD390)
	14-D22(SD390)	6-D10(SD390)
主筋比(=As/Ac)	11.0%	6.4%
隙間幅	20mm	8.5mm
圧縮軸力比	0.43	0.48
引張側軸力比	-0.21	-0.35

*Ac:コンクリート部断面積

*As:軸方向鉄筋断面積

* σ_B : コンクリート圧縮強度

* σ_y : 軸方向鉄筋降伏強度

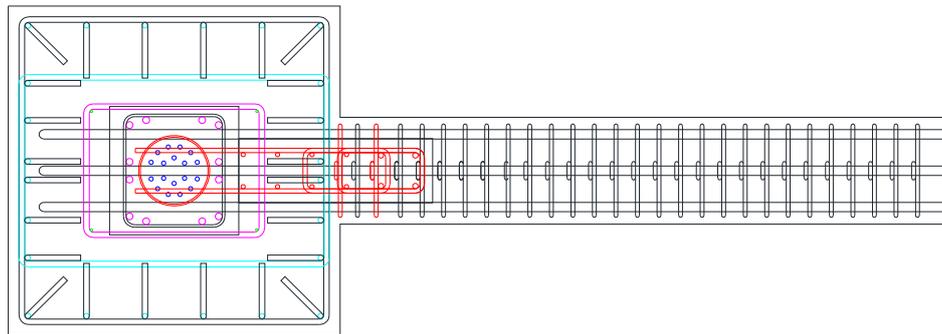
*N: 杭作用軸力(圧縮正)

*圧縮杭軸力比 = $N / (Ac \times \sigma_B + As \times \sigma_{sy})$

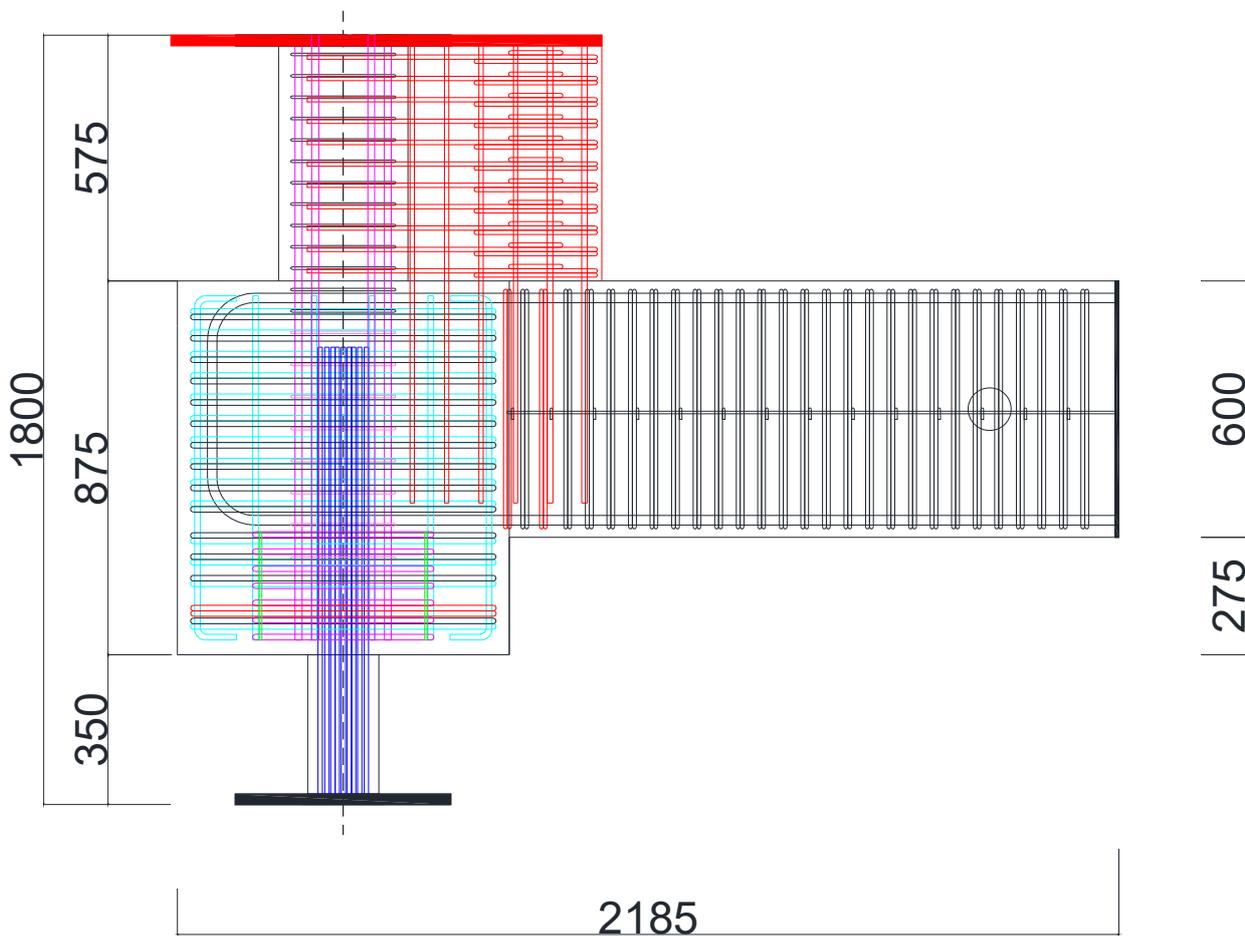
*引張杭軸力比 = $N / (As \times \sigma_{sy})$

(2) 試験体図面

U-1 試験体の配筋図を図 5.2.1-1～図 5.2.1-2 に示す。



(a) 断面図



(b) 西側立面図

図 5.2.1-1 試験体配筋図 (単位 : mm)

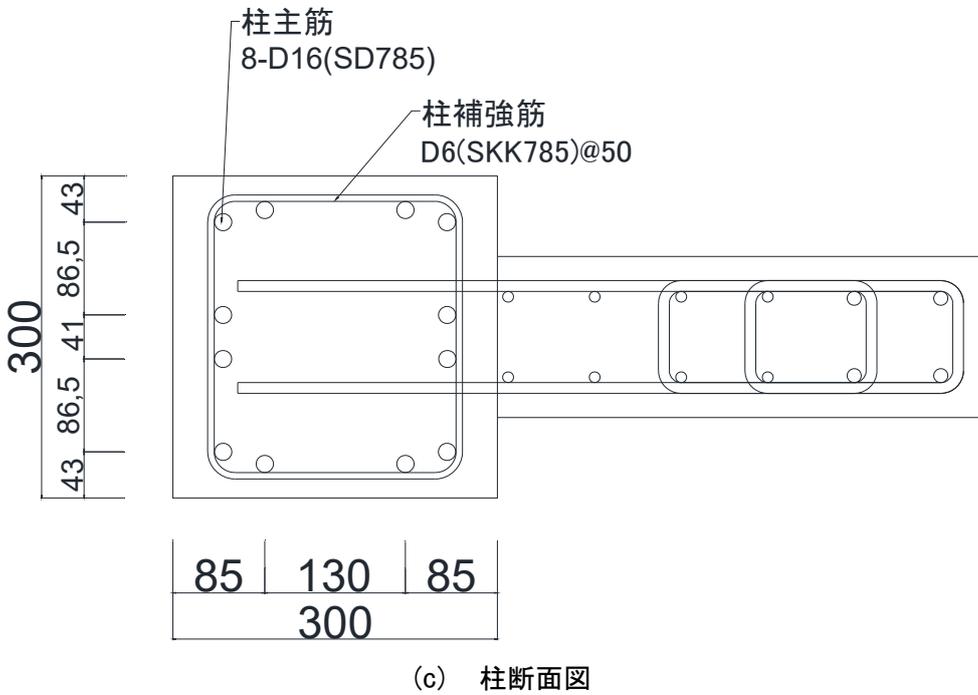
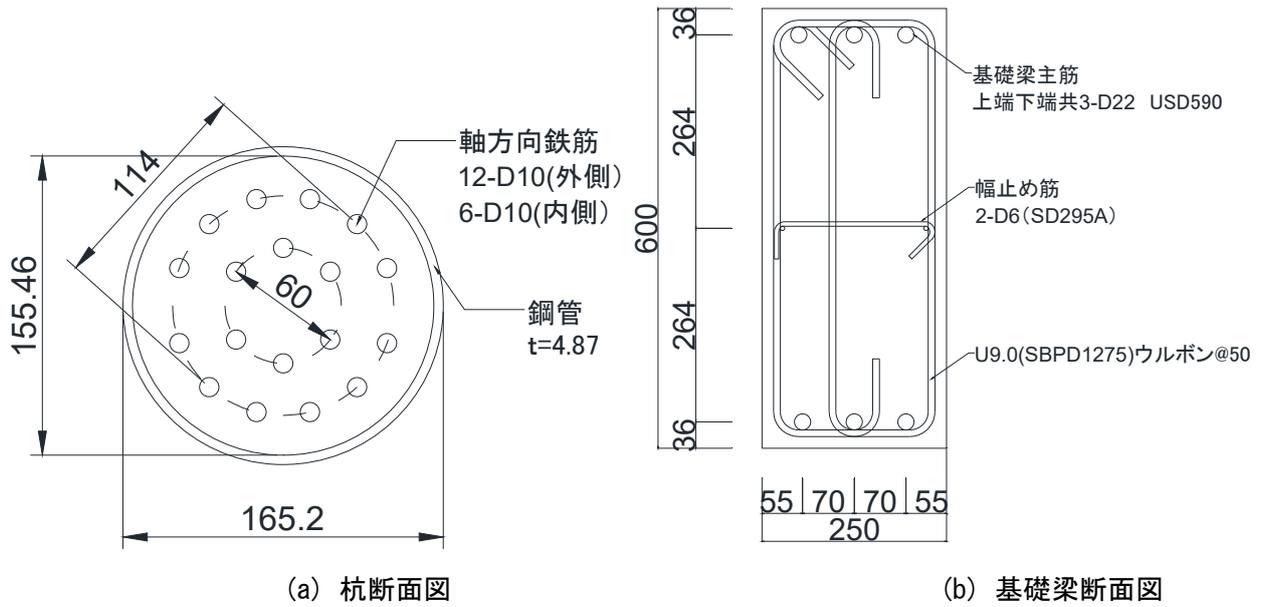
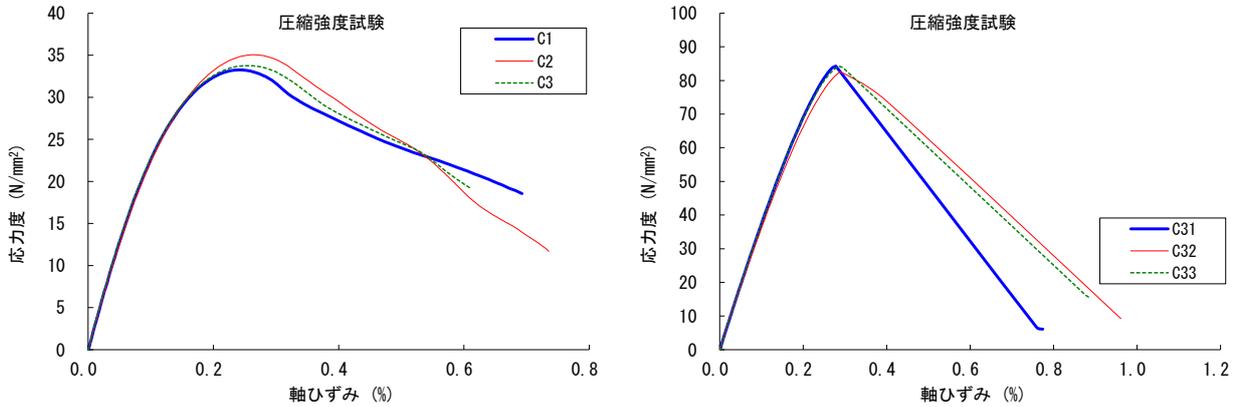


図 5.2.1-2 部材断面図 (単位 : mm)

5.2.2 材料特性

(1) コンクリート

試験体のコンクリートは、セメントに普通セメント、細骨材に砂(陸砂)、細骨材に砕石(最大径 13mm)を使用した。コンクリートの打設方向は縦打ちでパイルキャップ、基礎梁と柱、袖壁に分けて打設を行った。試験体の養生方法は気中養生、コンクリートの材料試験用テストピースは封緘養生とした。コンクリート材料特性を図 5.2.2-1 及び表 5.2.2-1 に示す。



(a) 袖壁・柱

(b) パイルキャップ・杭・基礎梁

図 5.2.2-1 U-1 試験体 コンクリート材料試験結果

表 5.2.2-2 U-1 試験体 コンクリート材料試験結果一覧

使用箇所	ヤング係数 (GPa)	圧縮強度 (MPa)	圧縮強度時歪 (%)	割裂引張強度 (MPa)
袖壁・柱	38.0	83.5	0.285	3.81
パイルキャップ, 杭, 基礎梁	26.2	34.0	0.254	2.53

(2) 鉄筋

鉄筋の引張試験は万能試験機を用いて行った。ひずみゲージを2枚貼付した供試験体を3体、ひずみゲージを貼付しないことで断面欠損が発生しない供試験体を1体用意した。鉄筋のひずみは貼付した2枚のひずみゲージの平均とした。最大強度はひずみゲージを貼付しない供試験体から得られたデータとする。各鉄筋の引張応力度-ひずみ関係を図 5.2.2-2～図 5.2.2-4 に、鉄筋の材料試験結果一覧を表 5.2.2-2 に示す。降伏棚の平均を鉄筋の降伏強度とし、明確な降伏棚が確認されない場合には0.2%オフセット法により降伏強度を算出した。鉄筋のヤング係数は、弾性範囲において算出を行った。また、各鉄筋の降伏判断は、降伏棚がある鉄筋に関しては材料のばらつきを考慮して降伏ひずみの0.97倍の値、降伏棚がない鉄筋に関しては降伏ひずみから2000 μ 減じた値を弾性限界ひずみとし、その値を0.97倍した値を用いて判断を行った。

また、ひずみゲージを貼付した供試体はゲージを貼付するために断面をやすりで削るために、断面が欠損し最大強度がひずみゲージを貼付しない供試体と比べ小さくなる。そこで、ひずみゲージを貼付しない供試体の最大強度をひずみゲージを貼付した供試体の最大強度で除した係数を α とし、降伏応力度とヤング率はひずみゲージを貼付した供試験体から得られたデータに α を乗じたものとした。

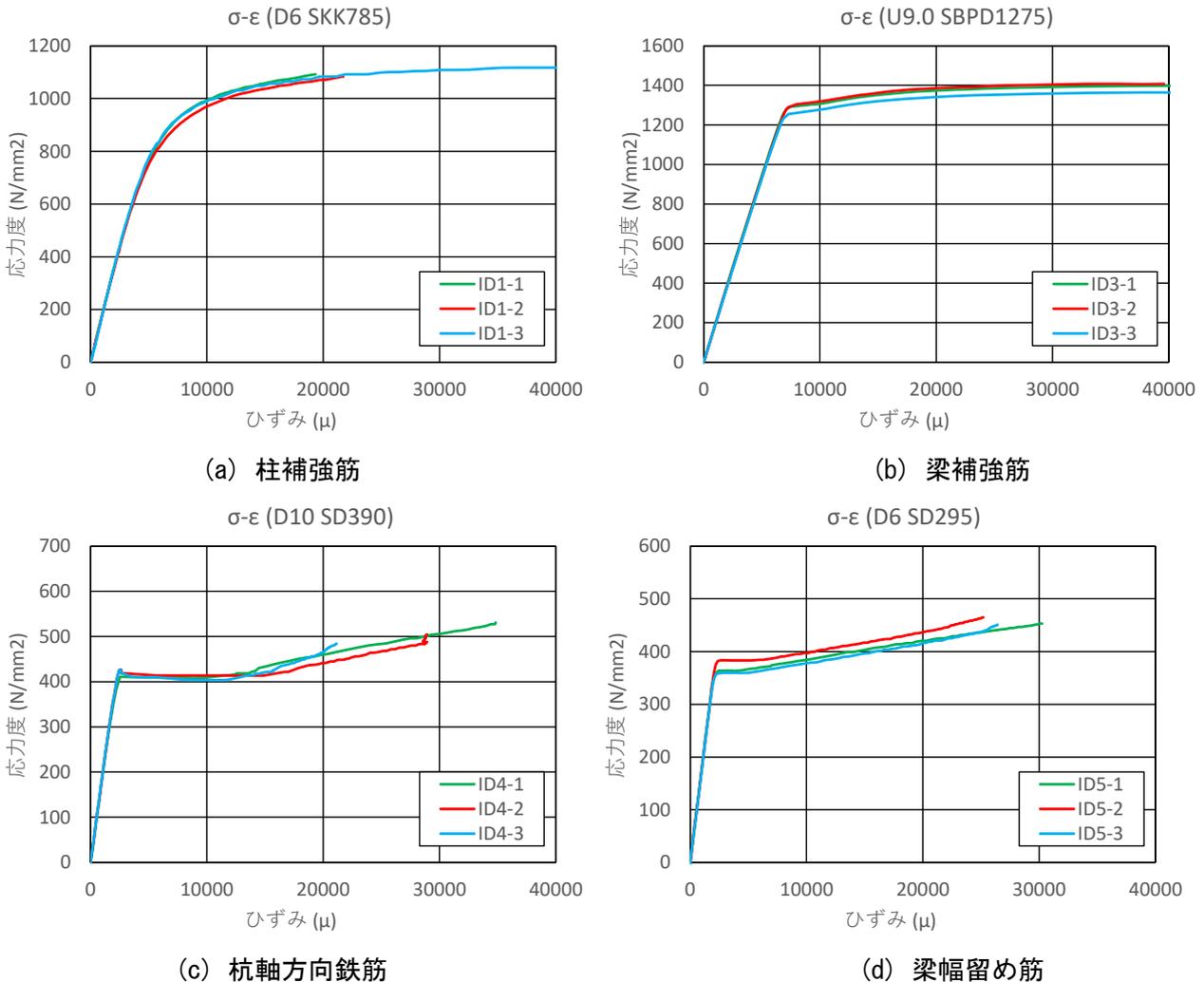


図 5.2.2-2 U-1 試験体 鋼材材料試験 応力度歪み関係

第5章 鋼管巻き中実杭部分架構実験

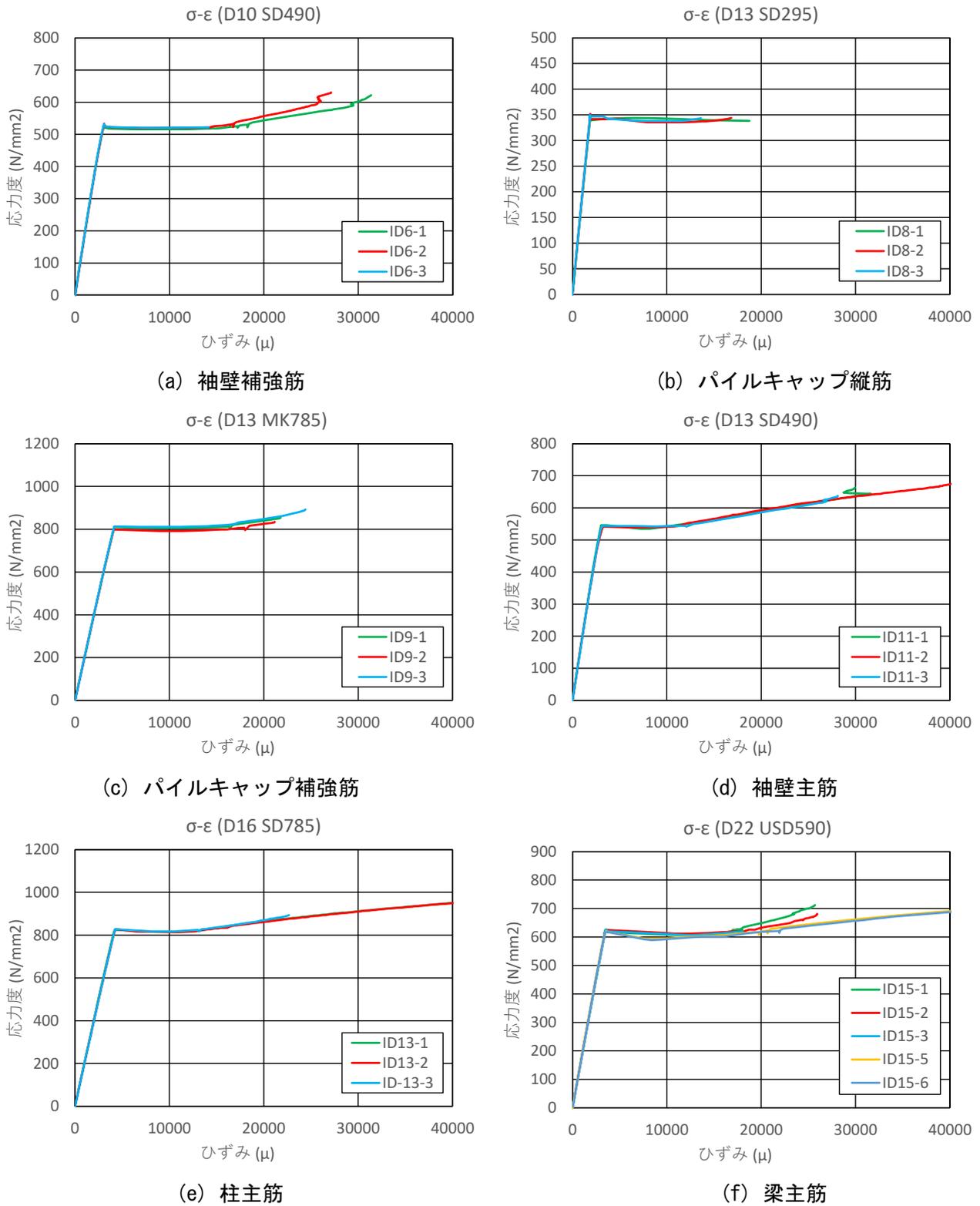


図 5.2.2-3 U-1 試験体 鋼材材料試験 応力度歪み関係

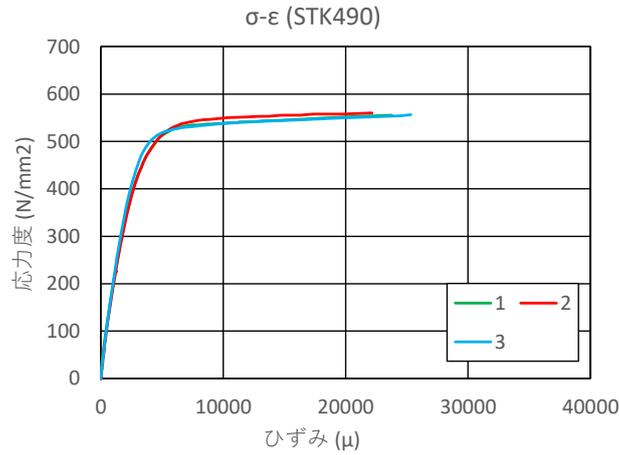


図 5.2.2-4 U-1 試験体 杭鋼管 応力度歪み関係

表 5.2.2-2 U-1 試験体 鋼材材料試験結果一覧

使用箇所	鉄筋径	鋼種	ヤング係数 (GPa)	降伏強度 (MPa)	降伏歪 (%)	引張強度 (MPa)	破断歪 (%)	降伏耐力判定法
柱補強筋	D6	SKK785	186	925	0.699	1153	3.50	0.2%オフセット法
梁補強筋	U9.0	SBPD1275	206	1384	0.898	1498	10.19	0.2%オフセット法
杭軸方向鉄筋	D10	SD390	195	433	0.243	631	22.5	降伏棚
梁幅留め筋	D6	SD295	191	393	0.263	543	25.3	降伏棚
袖壁補強筋	D10	SD490	189	524	0.294	694	22.7	降伏棚
パイルキャップ縦筋	D13	SD295	187	393	0.184	478	29.5	降伏棚
パイルキャップ補強筋	D13	MK785	200	805	0.412	987	13.6	降伏棚
袖壁主筋	D13	SD490	190	546	0.314	726	18.7	降伏棚
柱主筋	D16	SD785	204	846	0.427	1037	12.0	降伏棚
梁主筋	D22	USD590	188	622	0.345	780	16.3	降伏棚
使用箇所	鋼管厚さ (mm)	鋼種	ヤング係数 (GPa)	降伏強度 (MPa)	降伏歪 (%)	引張強度 (MPa)	破断歪 (%)	降伏耐力判定法
杭鋼管	4.87	STK490	167	520	0.531	572	25.2	0.2%オフセット法

5.2.3 載荷方法

(1) 載荷装置

載荷装置図を図 5.2.3-1 に示す。柱頭および杭脚をピン支持、基礎梁端はピンローラー支持とした。試験体に軸力を作用させた後に、水平ジャッキを用いて正負繰返し漸増載荷を実施した。この時の水平力の制御方法を「5.2.3 (2) 水平加力の制御方法」に示す。また、この実験では、水平力 Q によって柱に作用させる軸力 N を変動させた。この時の軸力の制御方法を「5.2.3 (3) 軸力の制御方法」に示す。なお、正載荷時に引張軸力、負載荷時に圧縮軸力となるように軸力を制御した。

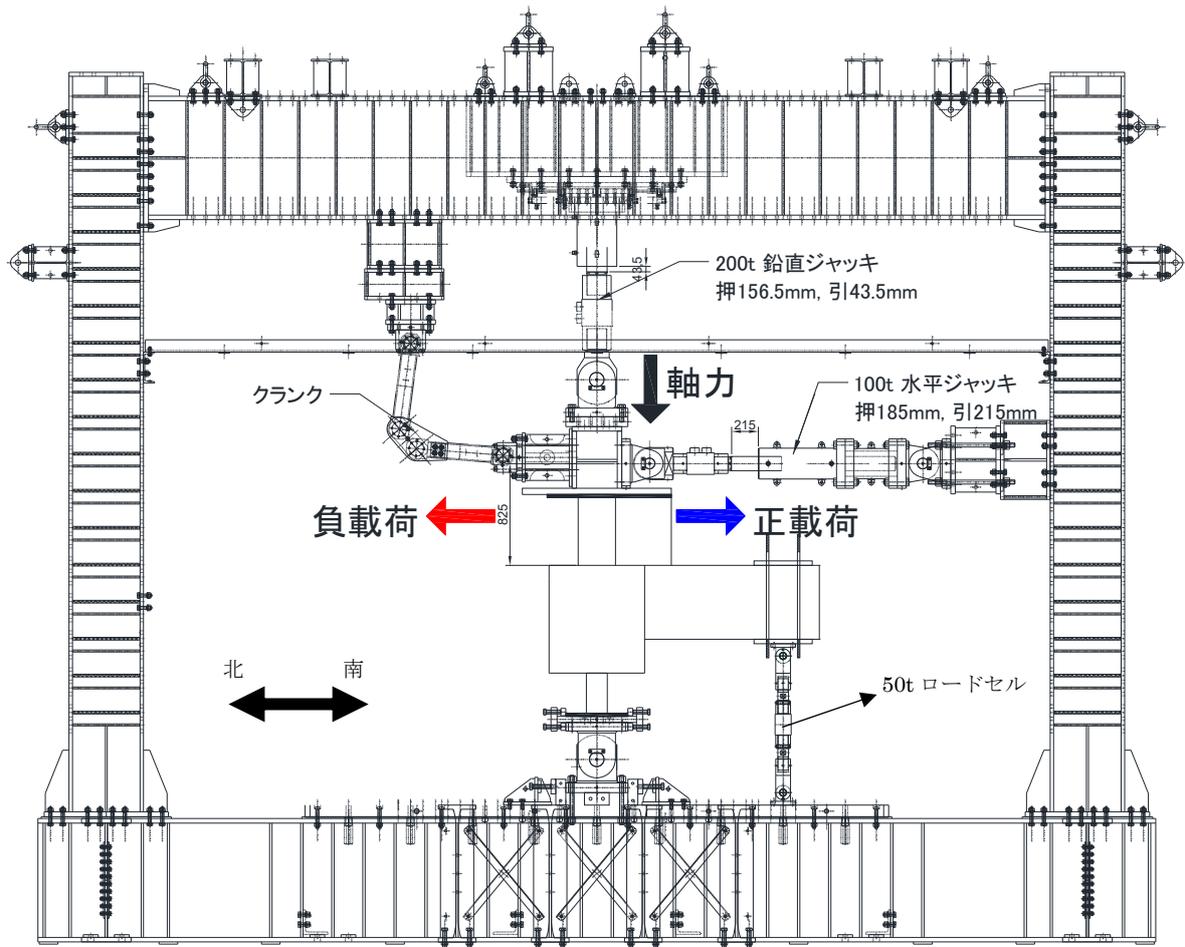


図 5.2.3-1 載荷装置図 (西側から見た図)

(2) 水平加力の制御方法

加力は変位制御として柱頭位置での層間変形角を計測して行った。正負交番繰り返し载荷として、層間変形角 $R = 0.125\%$, 0.25% を1回, 0.5% , 1.0% , 2.0% , 3.0% を2回ずつ行い, 除荷した。図 5.2.3-2 にその加力スケジュールを示す。

载荷スケジュールを以下に示す。

- | | |
|-------------------------------|-------------------------------|
| ○+1Cycle: 層間変形角 $R = 0.125\%$ | ○-1Cycle: 層間変形角 $R = 0.125\%$ |
| ○+2Cycle: 層間変形角 $R = 0.25\%$ | ○-2Cycle: 層間変形角 $R = 0.25\%$ |
| ○+3Cycle: 層間変形角 $R = 0.5\%$ | ○-3Cycle: 層間変形角 $R = 0.5\%$ |
| ●+4Cycle: 層間変形角 $R = 0.5\%$ | ●-4Cycle: 層間変形角 $R = 0.5\%$ |
| ○+5Cycle: 層間変形角 $R = 1.0\%$ | ○-5Cycle: 層間変形角 $R = 1.0\%$ |
| ●+6Cycle: 層間変形角 $R = 1.0\%$ | ●-6Cycle: 層間変形角 $R = 1.0\%$ |
| ○+7Cycle: 層間変形角 $R = 2.0\%$ | ○-7Cycle: 層間変形角 $R = 2.0\%$ |
| ●+8Cycle: 層間変形角 $R = 2.0\%$ | ●-8Cycle: 層間変形角 $R = 2.0\%$ |
| ○+9Cycle: 層間変形角 $R = 3.0\%$ | ○-9Cycle: 層間変形角 $R = 3.0\%$ |
| ●+10Cycle: 層間変形角 $R = 3.0\%$ | ●-10Cycle: 層間変形角 $R = 3.0\%$ |

○: 新载荷 ●: 繰り返し Cycle

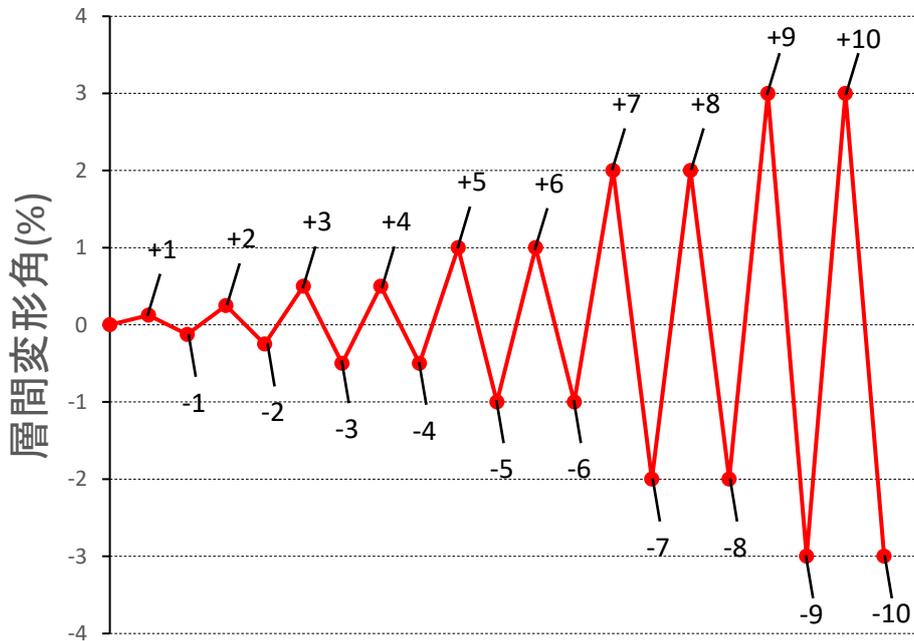


図 5.2.3-2 制御サイクル

(3) 軸力の制御方法

大地震時では、杭に大きな変動軸力が作用する。このことを考慮し本実験でも試験体に変動軸力を作用させた。なお、正載荷時に引張軸力、負載荷時に圧縮軸力となるように軸力を制御した。本実験で採用する軸力は、3章の C-1 試験体と比較するために C-1 試験体と同様の、長期軸力比 0.09, 最大圧縮軸力比 0.430, 最大引張軸力比-0.20 とした。なお、ここでいう軸力比は圧縮正, 引張負とし、下記のように計算した。

$$\text{圧縮軸力比} = \text{杭軸力} / (\text{杭断面積} \times \text{コンクリート強度} + \text{軸方向鉄筋断面積} \times \text{軸方向鉄筋降伏強度})$$

$$\text{引張軸力比} = \text{杭軸力} / (\text{軸方向鉄筋断面積} \times \text{軸方向鉄筋降伏強度})$$

3章の C-1 試験体では、杭試験体脚部のモーメント M と杭軸力 N_p を連動させて変動軸力を制御したが、本実験では載荷装置の都合上、水平ジャッキ水平力 Q と柱軸力 N_c を連動させて変動軸力を制御する。この時の水平ジャッキ Q と柱軸力 N_c の載荷経路は、下記の手順で計算した。

- 1) 実際の材料試験値（鋼管降伏強度、鉄筋降伏強度、コンクリート圧縮強度）を用いて試験体 U-1 の曲げ耐力に関するモーメント M - 杭軸力 N_p 関係を計算する。この時の計算では、鋼管拘束効果によるコンクリート強度の上昇を考慮し、3章の C-1 試験体と同様の計算方法を実施する。
- 2) 次にモーメント M - 杭軸力 N_p 関係を水平ジャッキ水平力 Q - 柱軸力 N_c 関係に変換する。モーメントを杭のせん断スパン 0.7m で除すことで水平ジャッキの水平力 Q が計算できる。杭軸力 N_p は実際には柱軸力 N_c と梁せん断力の合計となるが、この軸力制御においてはこれを無視し $N_p = N_c$ として計算を行う。図 5.2.3-3 に試験体 U-1 の曲げ耐力に関する水平ジャッキ水平力 Q - 柱軸力 N_c 関係を示す。
- 3) C-1 試験体と同様に、長期軸力比 0.09, 最大圧縮軸力比 0.430, 最大引張軸力比-0.20 としてそれぞれ軸力の計算を行う。最大圧縮軸力または最大引張軸力に到達する時の水平力は、計算した曲げ耐力の 50%の水平力に達した時点で、想定する変動軸力となるように設定する。これは、実際の実験において試験体の最大曲げ耐力時に確実に想定する変動軸力となるように考えたためである。実験で計画した載荷経路を図 5.2.3-3 に示す。

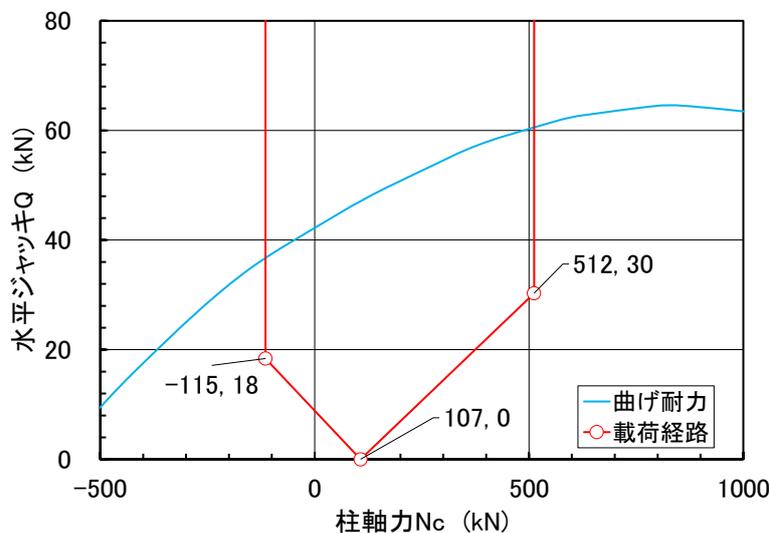


図 5.2.3-3 変動軸力の載荷経路

5.2.4 計測方法

本実験では、試験体に歪みゲージを取り付け歪みの計測を、変位計を取り付け変位の計測を行った。また、図 5.2.3-1 の荷重装置に示したロードセルで荷重の計測を行った。また、試験体の損傷計測を行った。計測した内容を以下に示す。

(1) ひずみ計測

歪みゲージの貼付状況を図 5.2.4-1～図 5.2.4-6 に示す。

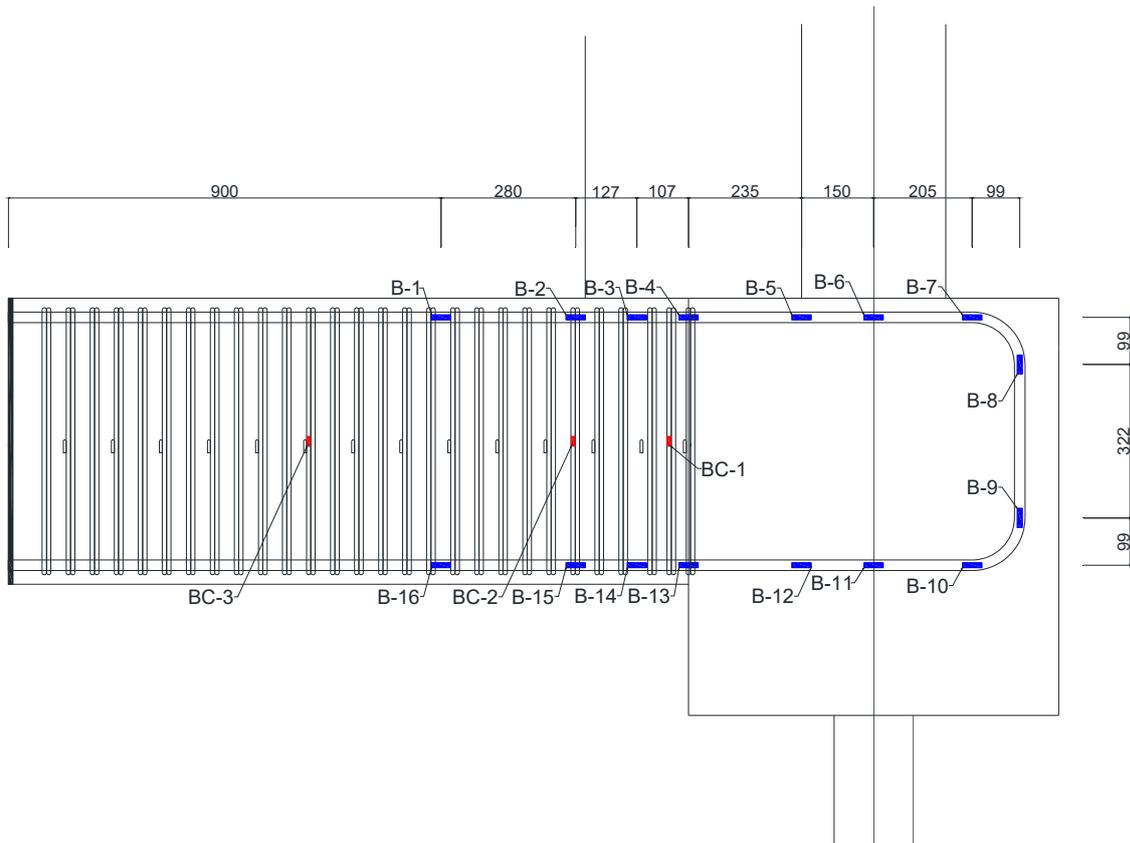


図 5.2.4-1 梁部材 歪みゲージ貼付図（東側立面図）

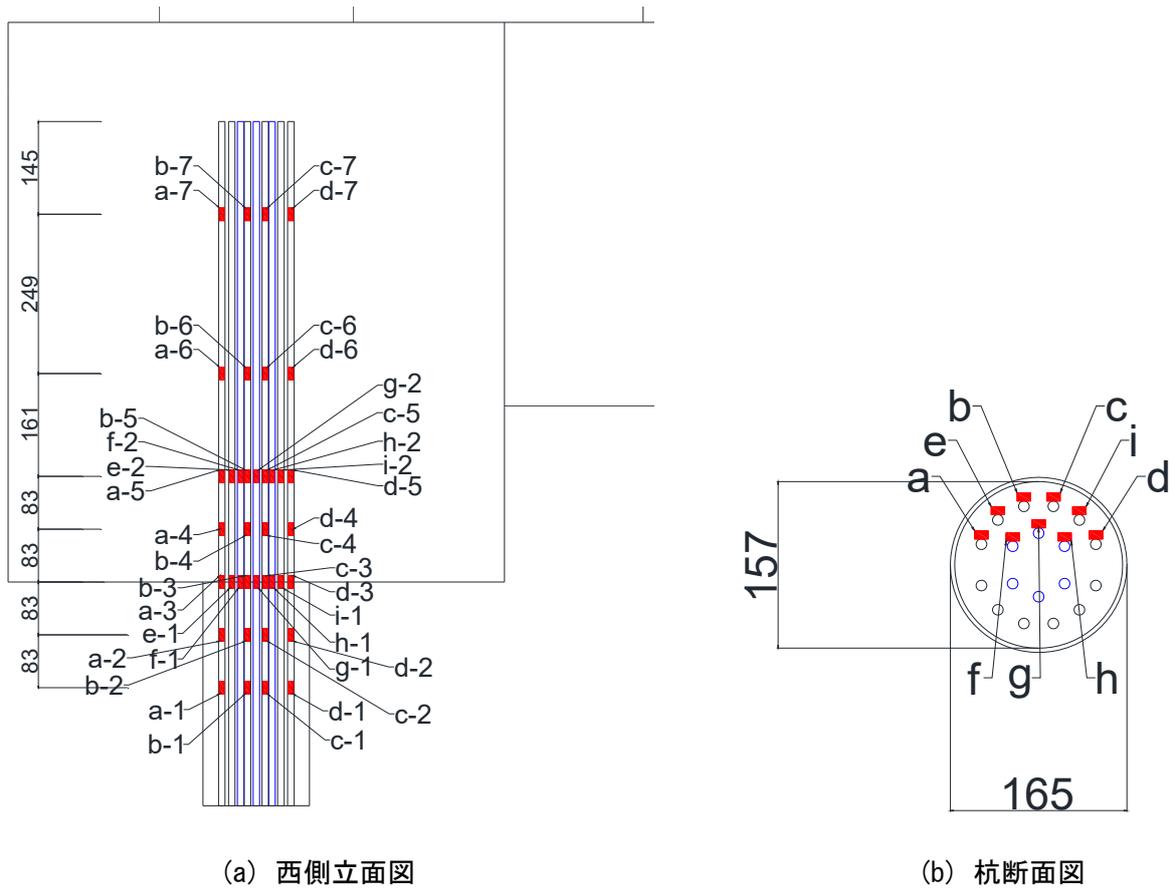


図 5.2.4-2 杭軸方向鉄筋 歪みゲージ貼付図

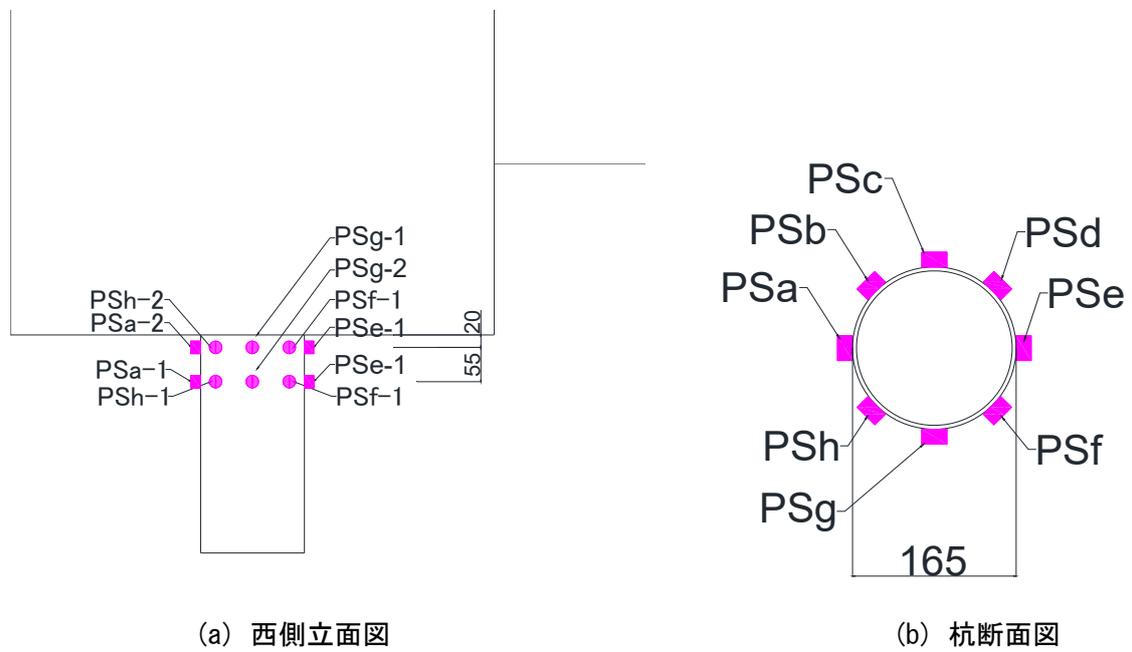
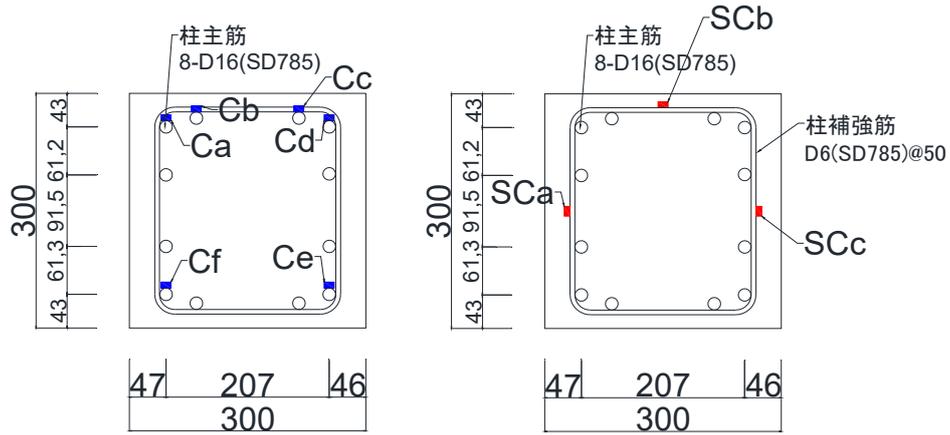
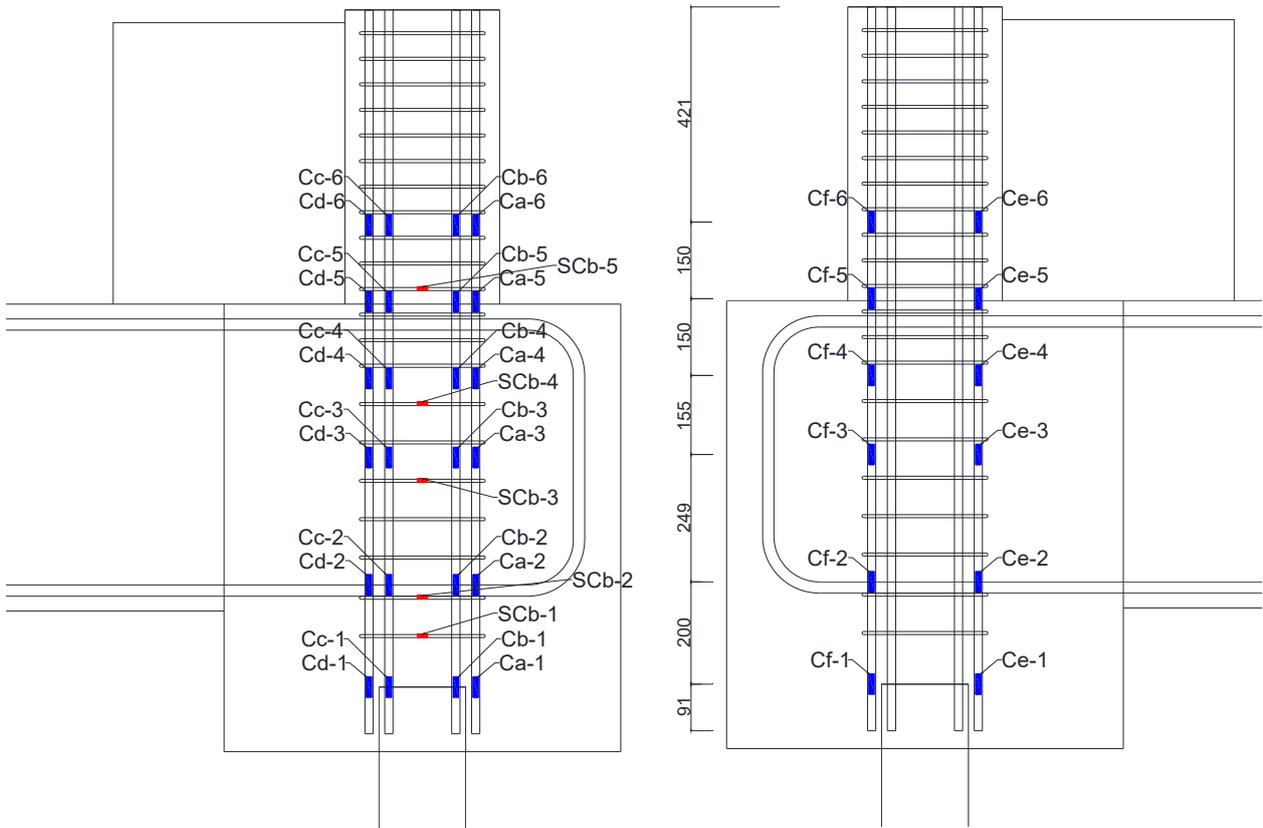


図 5.2.4-3 杭鋼管 3軸ゲージ貼付図



(a) 断面図(柱主筋)

(b) 断面図(せん断補強筋)

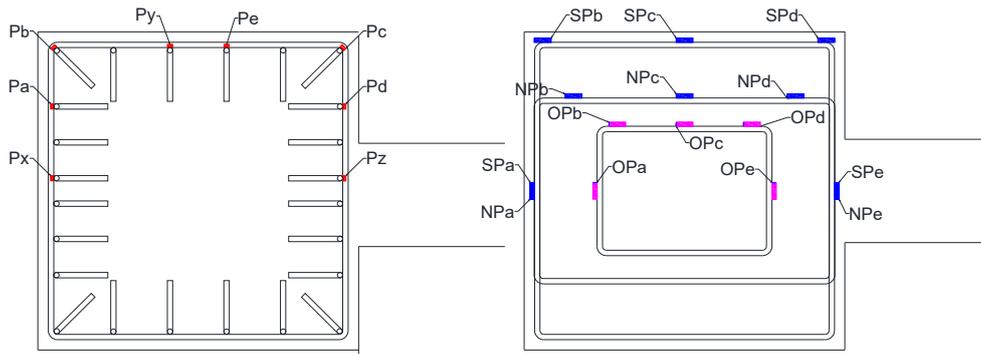


(c) 東側立面図

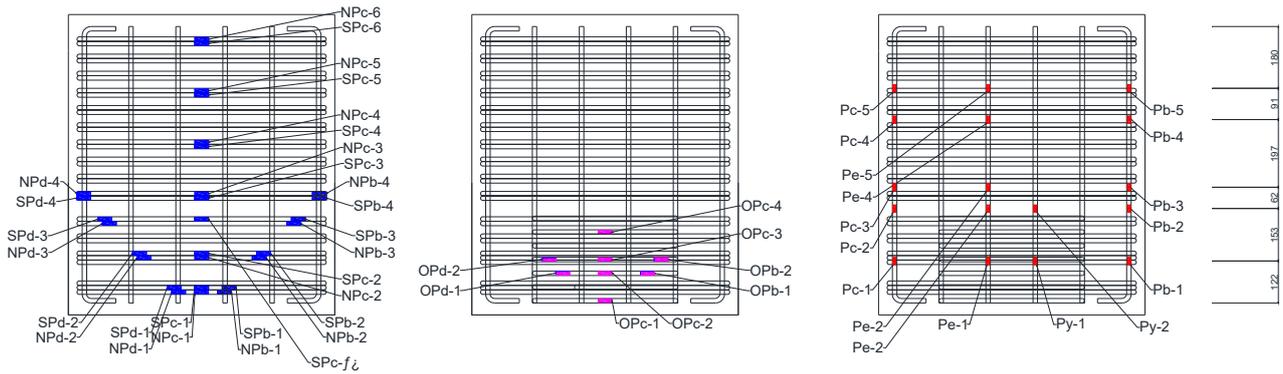
(d) 西側立面図

図 5.2.4-4 柱部材 歪みゲージ貼付図

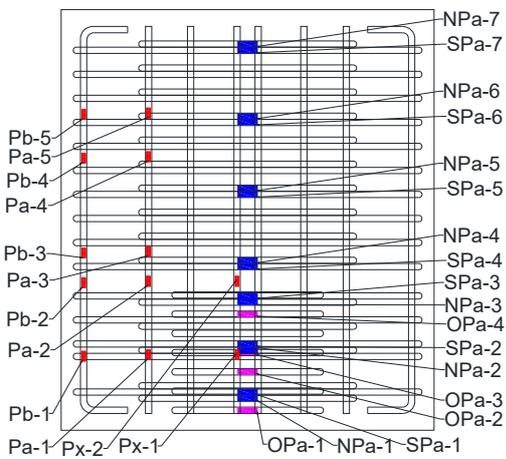
第5章 鋼管巻き中実杭部分架構実験



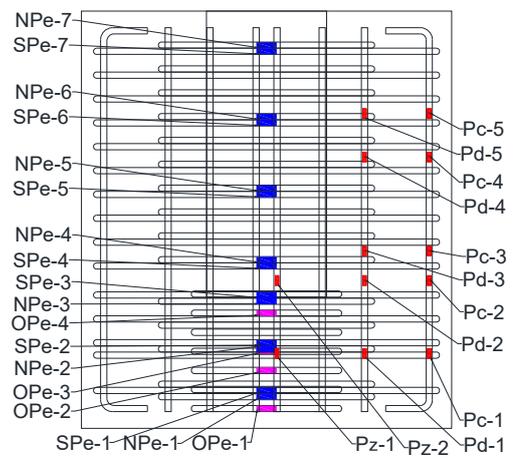
(a) 断面図(パイルキャップ縦筋) (b) 断面図(パイルキャップせん断補強筋)



(c) 東側立面図

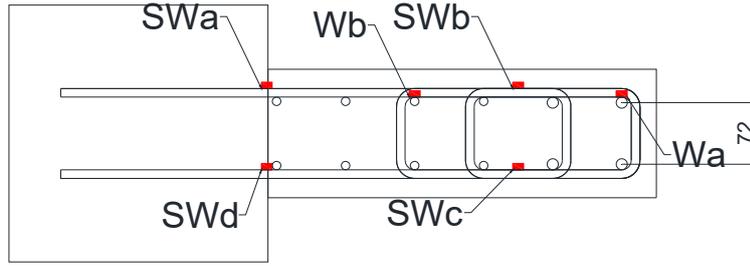


(d) 北側立面図

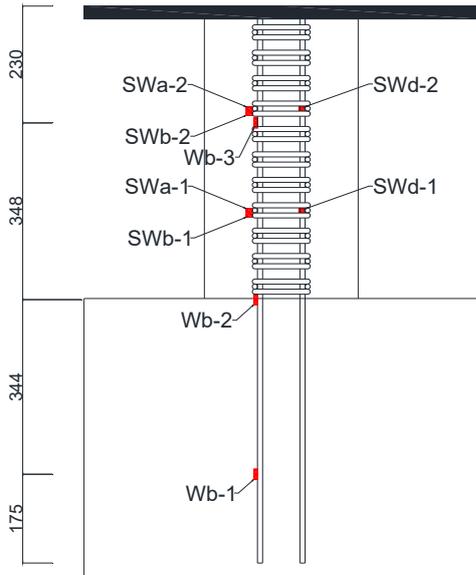


(e) 南側立面図

図 5.2.4-5 パイルキャップ部 歪みゲージ貼付図



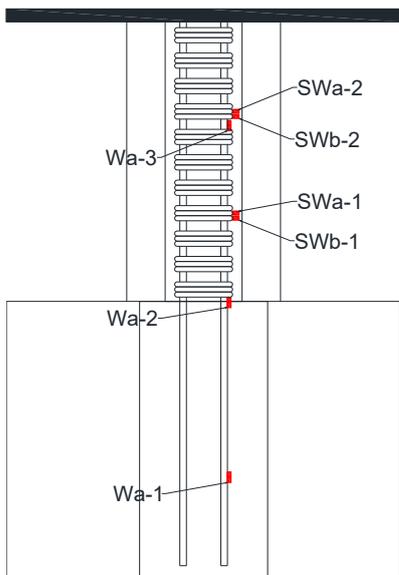
(a) 断面図



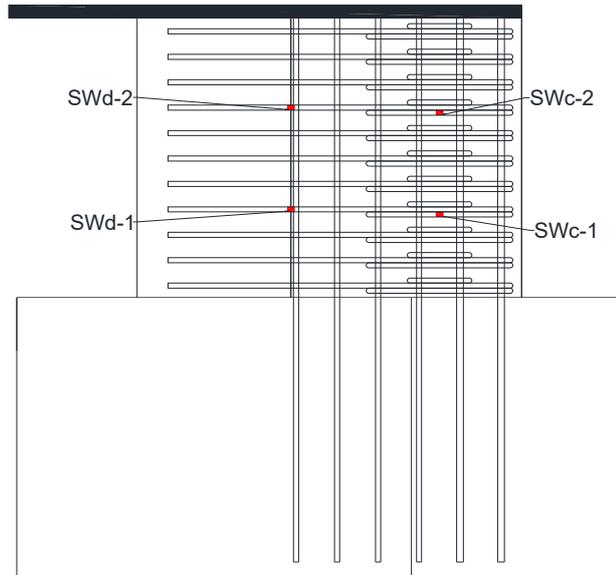
(b) 北側立面図



(c) 西側立面図



(d) 南側立面図



(e) 東側立面図

図 5.2.4-5 袖壁部 歪みゲージ貼付図

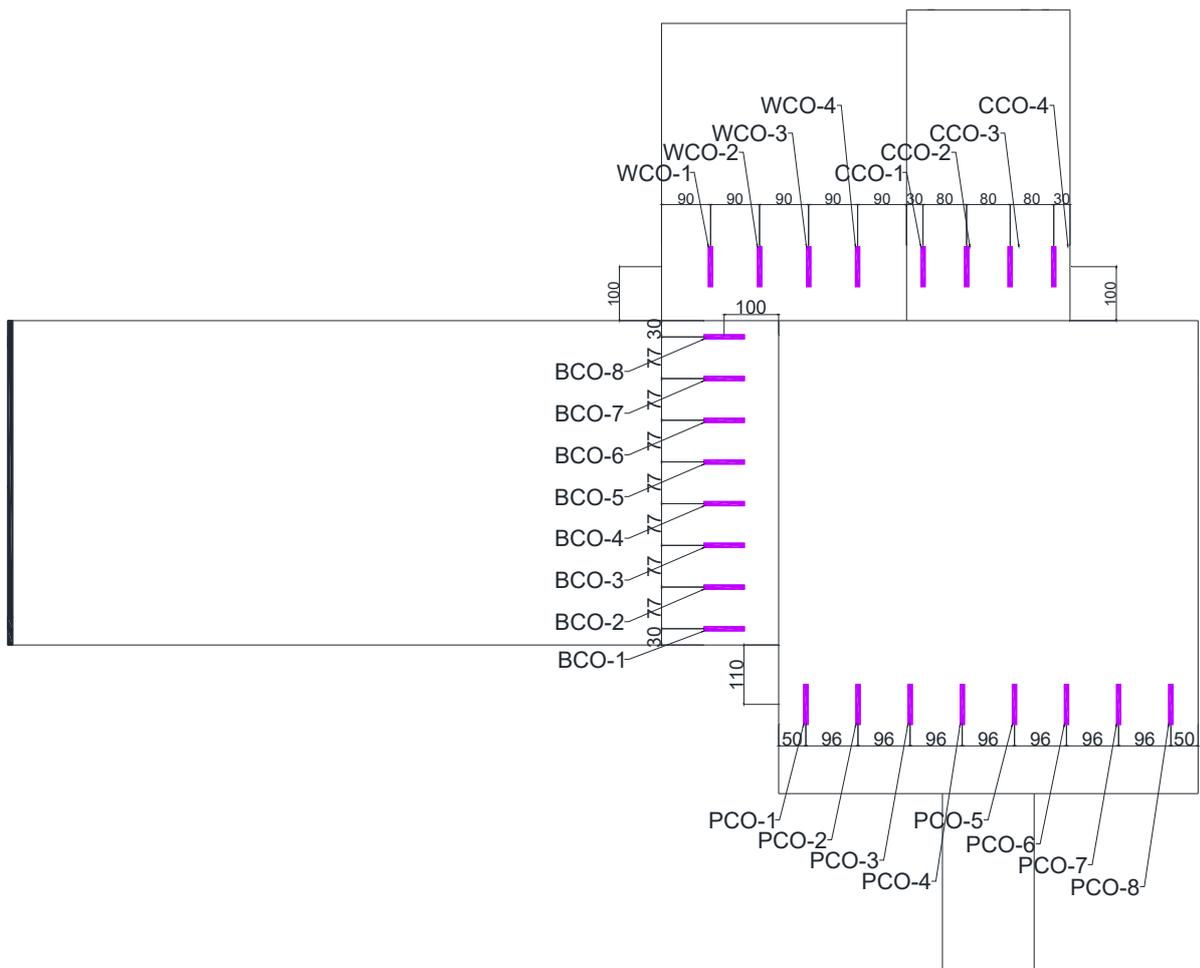


図 5.2.4-6 コンクリート表面 歪みゲージ貼付図 (東側立面図)

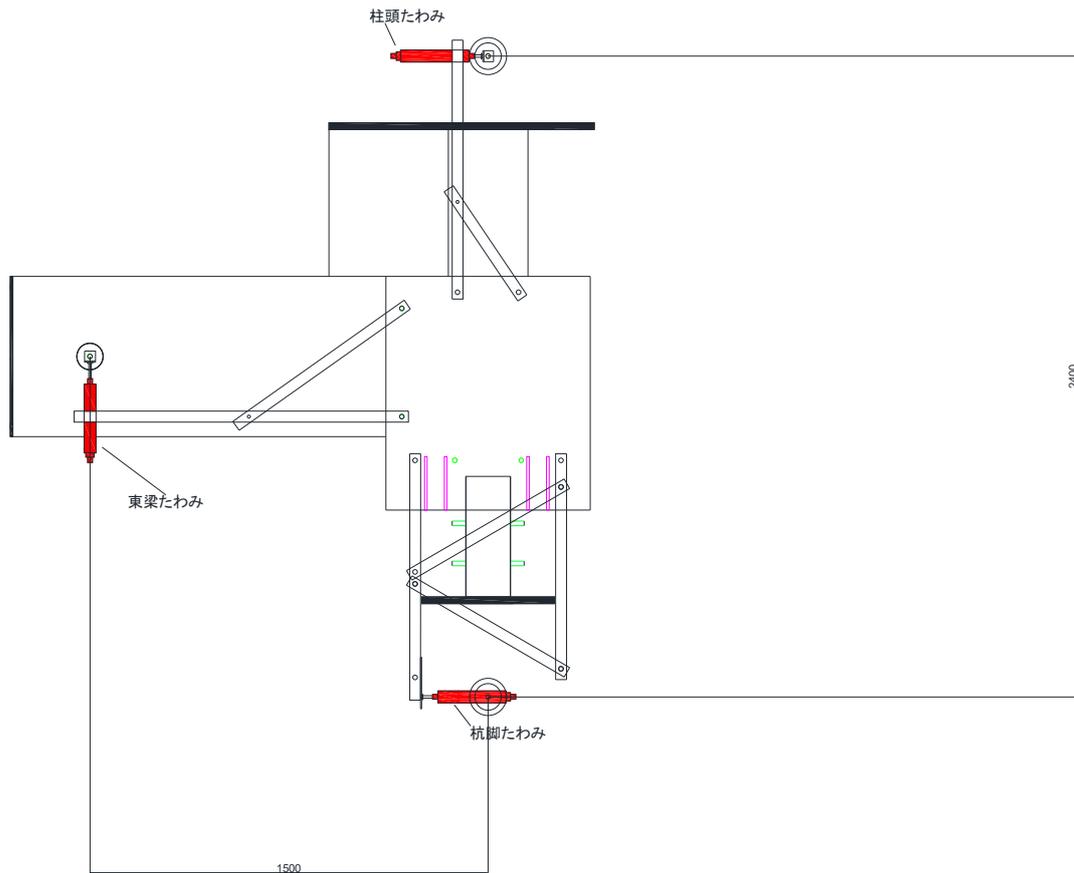


図 2.4.2-8 部材変形治具図面

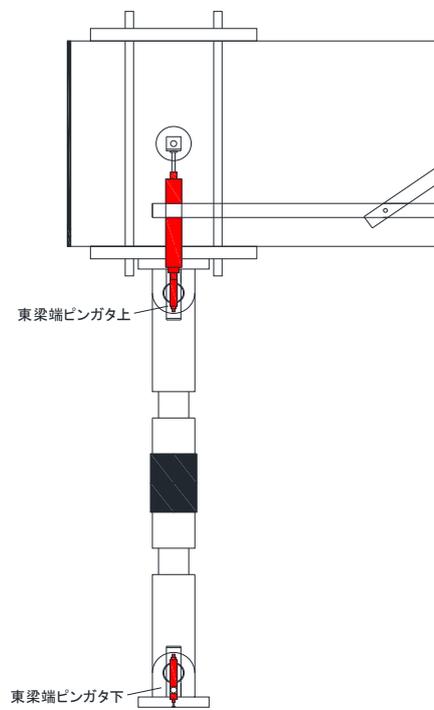


図 2.4.2-9 基礎梁端変位計治具図面

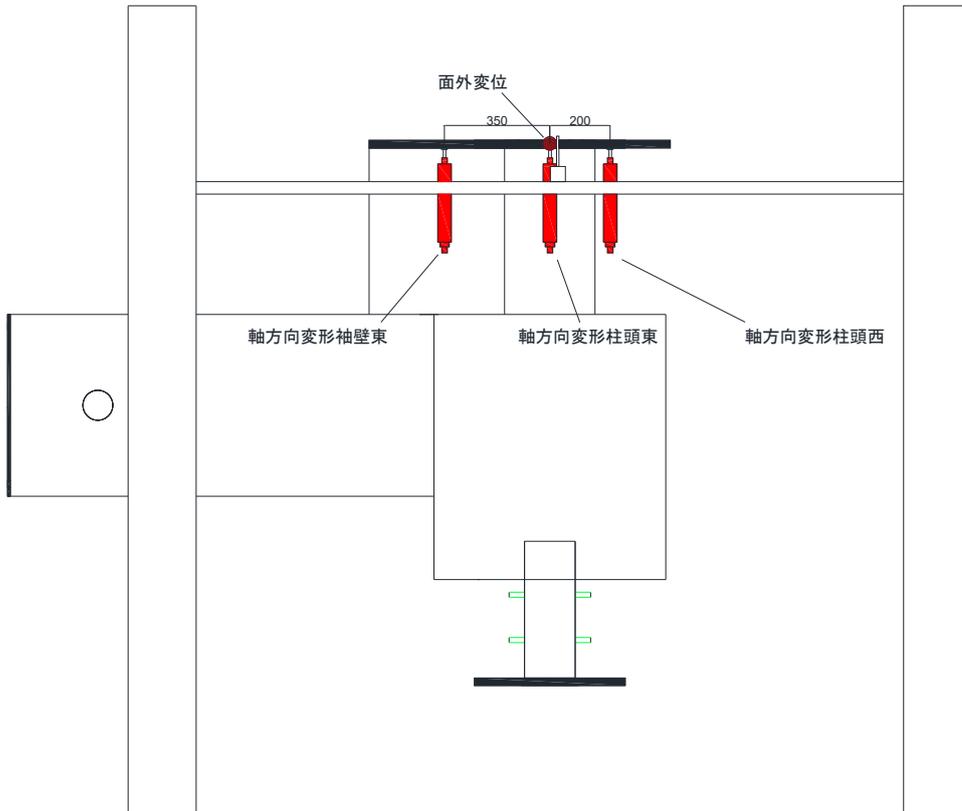


図 2.4.2-10 鉛直方向変位計治具図面

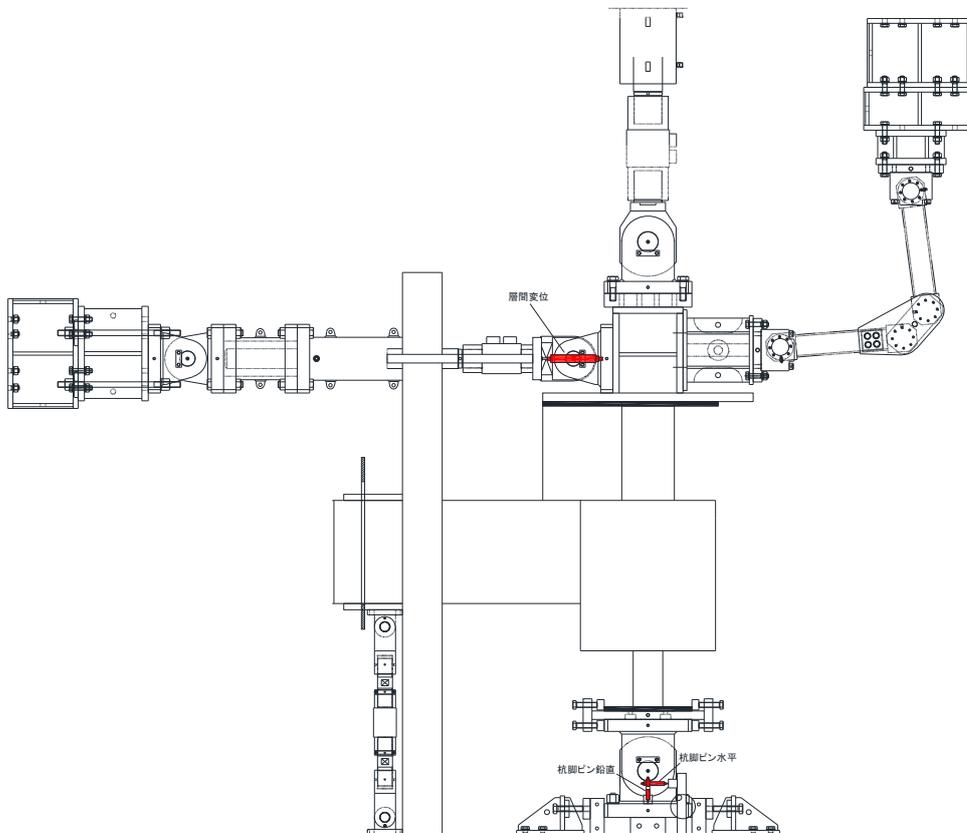


図 2.4.2-11 水平変位変位計治具図面

(3) 損傷計測

損傷計測として、ひび割れ図の作成及びひび割れ幅の計測を行った。

ひび割れ幅の計測方法は、クラックスケールを用いて測定した。繰り返し载荷を行ったサイクルにおいては1回目にひび割れ幅の測定を行った。

計測したひび割れにはひび割れ名称を付けて管理した。ひび割れ幅は、そのひび割れの中で最もひび割れ幅が大きくなる箇所で計測した。ただしパイルキャップ底面については、パイルキャップ底面の中でひび割れ幅の最も大きかった場所を計測したため、同じ位置で計測を行っていない。

5.3 実験結果

5.3.1 荷重－変形関係と破壊経過

図 5.3.1-1 に層せん断力 Q －層間変形角 R 関係を示す。本実験では層間変形角 R で制御し実験を実施したが、杭頭部の曲げ変形が支配的であり、かつ杭頭部周辺の破壊が顕著だったため、杭頭曲げモーメント M_p －杭部材角 R_p 関係を用いて議論を進めることとする。

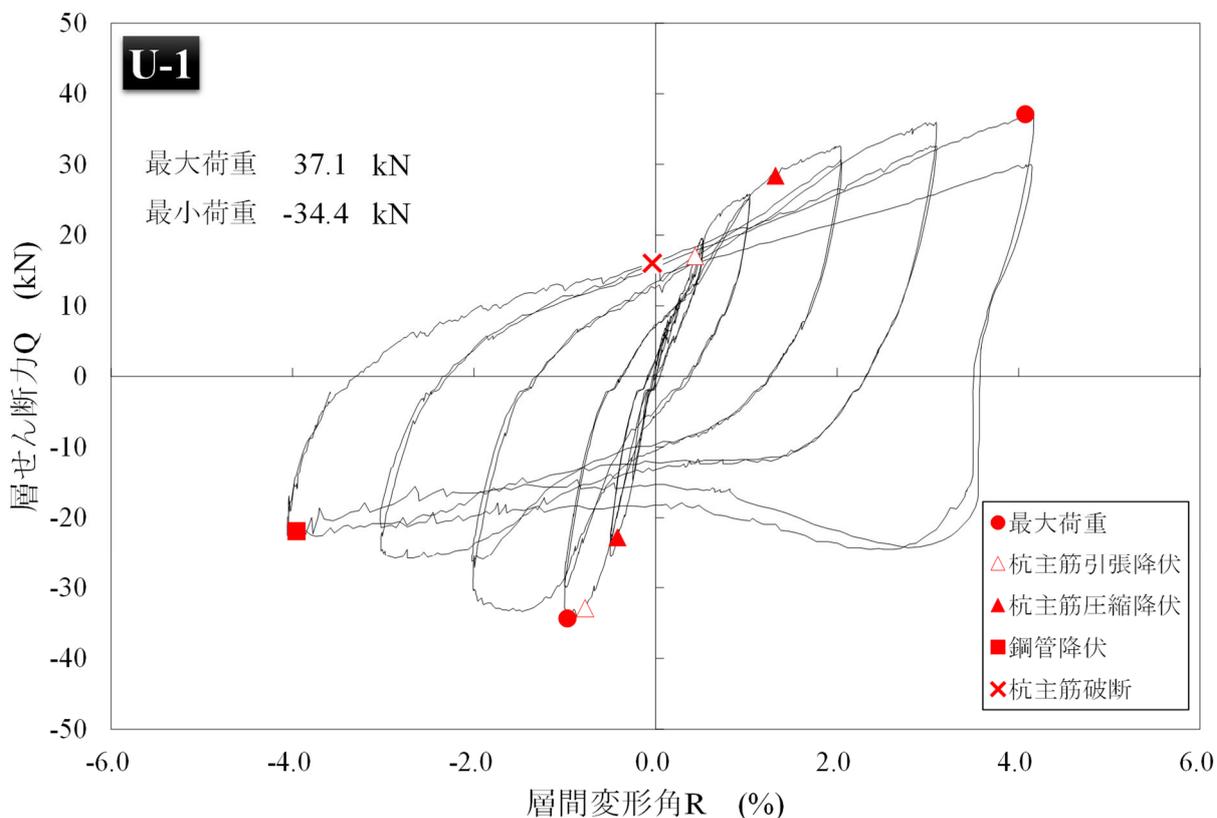


図 5.3.1-1 層せん断力 Q －層間変形角 R 関係

図 5.3.1-2 に杭頭曲げモーメント M_p －杭部材角 R_p 関係を示す。また、各特性点の一覧を表 5.3.1-1 のように示す。正側（引張軸力時）では、杭主筋は引張降伏が先行しその後圧縮降伏に至っている。杭主筋の圧縮降伏後は杭端部のモーメントはほぼ一定となっている。杭部材角 $R_p=+8.0\%$ 付近で最大モーメント 26.3kNm を記録した。負側（圧縮軸力時）では杭主筋は圧縮降伏が先行しその後引張降伏に至っている。その後耐力は上昇し、杭部材角 $R_p=-5.0\%$ 付近で最小モーメント-42.2kNm を記録した。徐々にモーメントが低下したが、80%以下にはならなかった。鋼管は杭部材角 $R_p=-10.0\%$ 付近で円周方向に引張降伏しており、最大耐力時には未降伏であった。

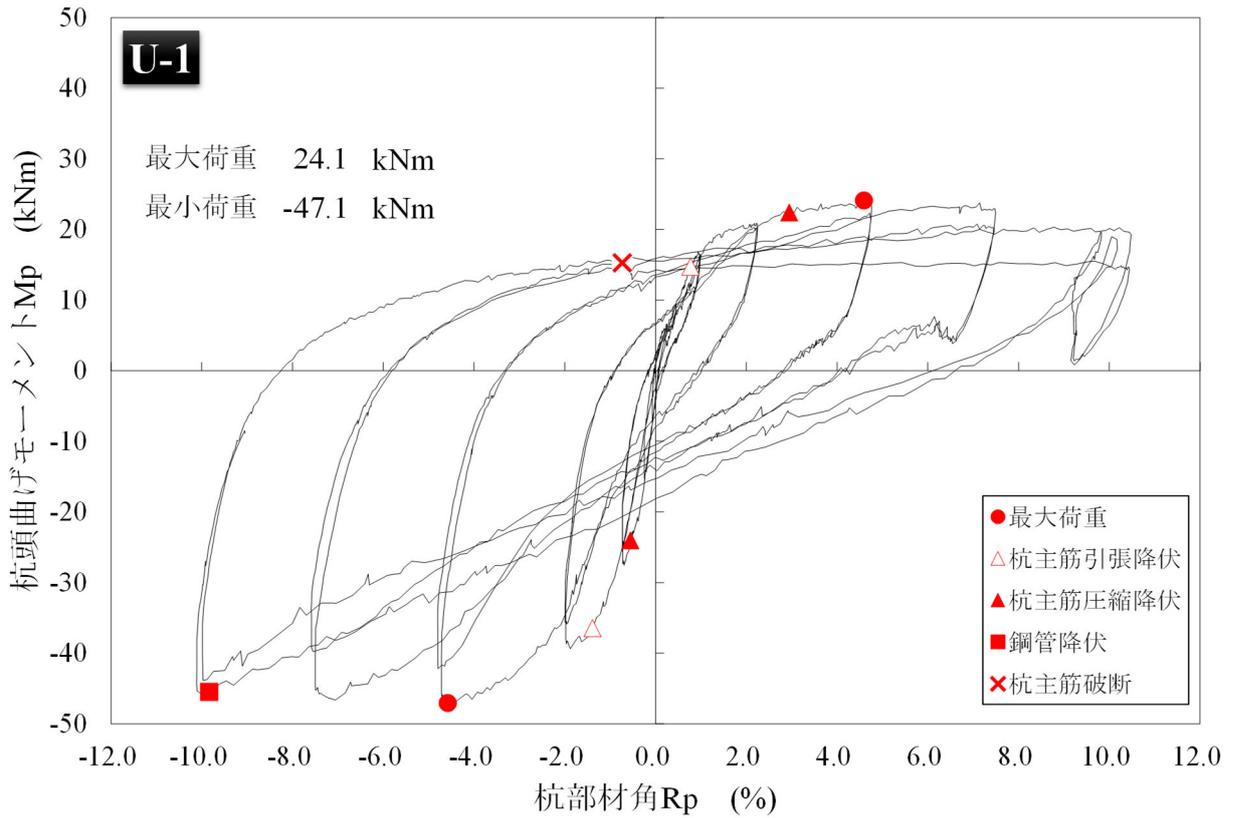


図 5.3.1-2 杭頭曲げモーメント Mp—杭部材角 Rp 関係

表 5.3.1-1 各特性点一覧

U-1	正側		負側	
	変形角Rp (%)	モーメント (kNm)	変形角Rp (%)	モーメント (kNm)
鋼管降伏	-	-	-9.84	-45.5
杭主筋破断	-0.733	15.3	-	-
最大荷重	4.60	24.1	-4.58	-47.1
杭軸方向鉄筋 引張降伏	0.77	14.7	-1.39	-36.5
杭軸方向鉄筋 圧縮降伏	2.95	22.4	-0.55	-24.0
その他の鉄筋	降伏なし			

5.3.2 損傷状況

図 5.3.2-1 に、実験終了後の杭頭部の損傷状況を示す。写真に見られるように隙間部のコンクリートとパイルキャップ下面の一部に損傷が見られた。鋼管内のコンクリートは目視では損傷が見られなかった。図 5.3.2-2 に、実験終了後に計測したパイルキャップ下面の損傷状況を示す。パイルキャップ下面がえぐられるような損傷が見られ、その最大深さは南西側で 11.5mm であった。



図 5.3.2-1 実験終了時損傷状況写真，北西からの写真

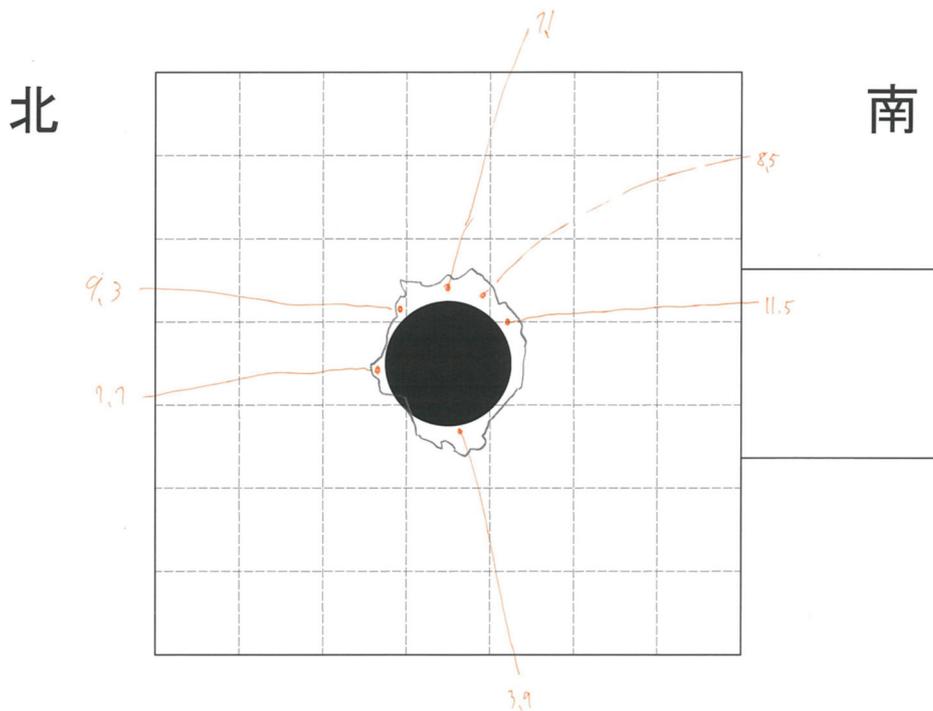


図 5.3.2-2 実験終了時損傷状況，パイルキャップ下面見上げ

実験終了後、試験体の損傷を確認するために杭隙間部で水平に切断した。またその後杭の鋼管を剥ぎコンクリートをむき出しにして鋼管内部のコンクリートの損傷を確認した。図 5.3.2-3 (a)にパイルキャップ下面見上げ写真を、図 5.3.2-3(b)に杭体内部の写真を示す。図 5.3.2-3(a)に見られるように、杭の軸方向鉄筋は赤丸の1本(南端)に座屈後の破断の後が見られ、それ以外は破断していなかった。また、図 5.3.2-3(b)に示すように、鋼管内部のコンクリート表面では損傷を目視で確認できなかった。



(a) パイルキャップ下面見上げ写真

(b) 杭体内部（鋼管剥がし後）

図 5.3.2-3 実験終了後、杭隙間部切断後の損傷状況写真

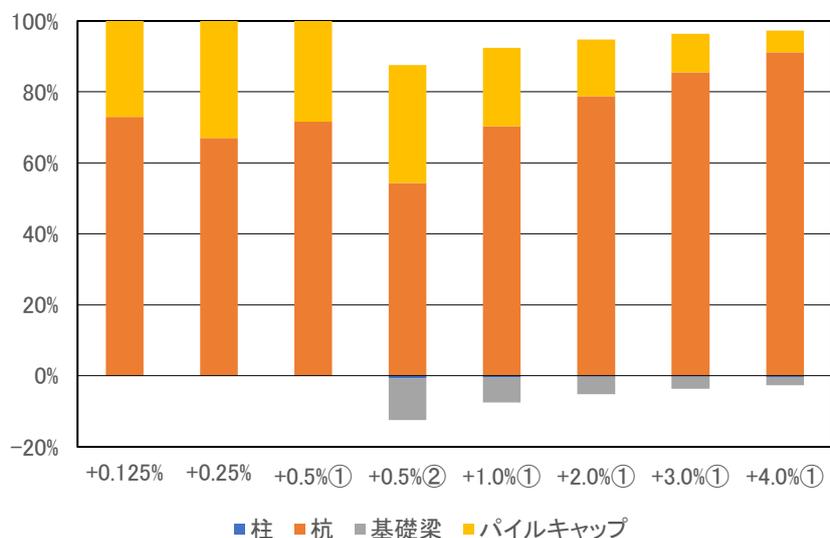
以上より、杭の隙間部とパイルキャップ下面の一部に損傷が見られたが、杭の鋼管内部のコンクリート表面には損傷がなかったと考えられる。

5.3.3 試験体の変形状況

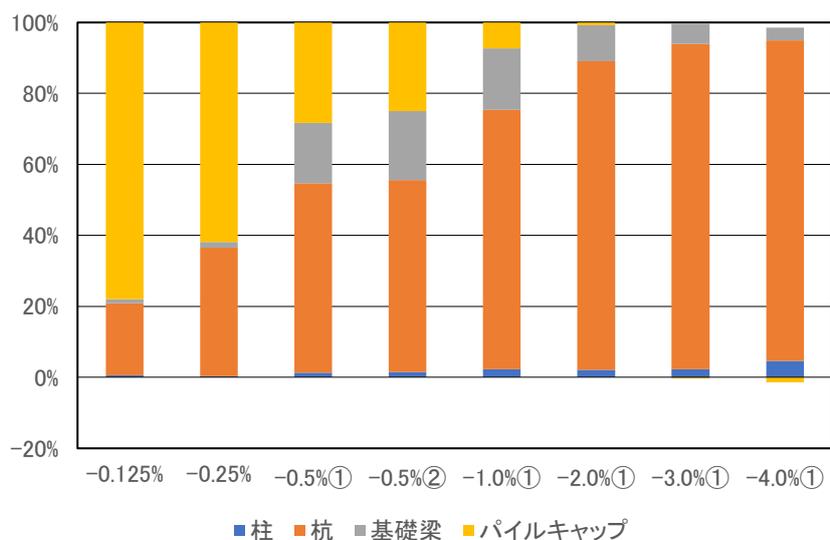
(1) 各部材の変形状況

図 5.3.3-1 に柱，杭，基礎梁，パイルキャップ部材のそれぞれの変形が，層間変形角 R に占める変形成分の割合についての検討結果を示す。柱，杭，基礎梁は，各部材に取り付けた部材角計測用の変位計の計測結果から部材角を計算し，そこから層間変形角 R に占める変形成分の割合を計算した。一方，パイルキャップの変形成分の割合は，100%から柱，杭，基礎梁の変形成分の割合の合計値を引くことで計算を行った。

図 5.3.3-1 に示すように，正側（引張軸力）の場合は，パイルキャップと杭の変形でほとんどを占めている。ただし，0.5%の 2 サイクル目以降は基礎梁の変形が逆に変形している様子が見られた。負側（圧縮軸力）では，小さ変形ではパイルキャップの変形が大きいものの，変形が進むにつれて，ほとんど杭の変形が全体を占めるようになった。



(a) 正側

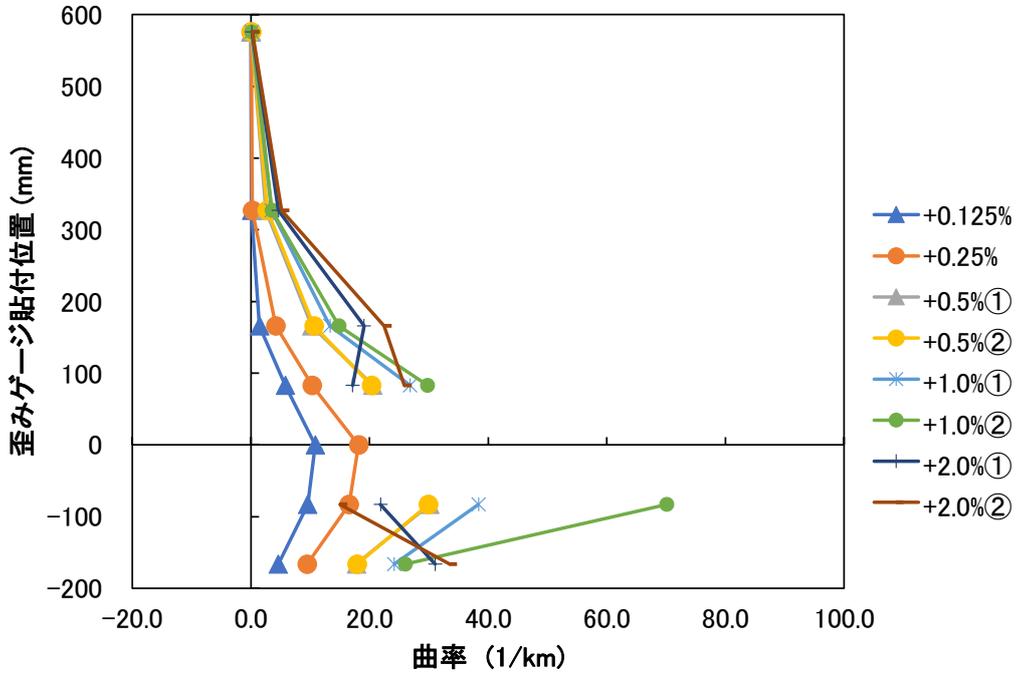


(b) 負側

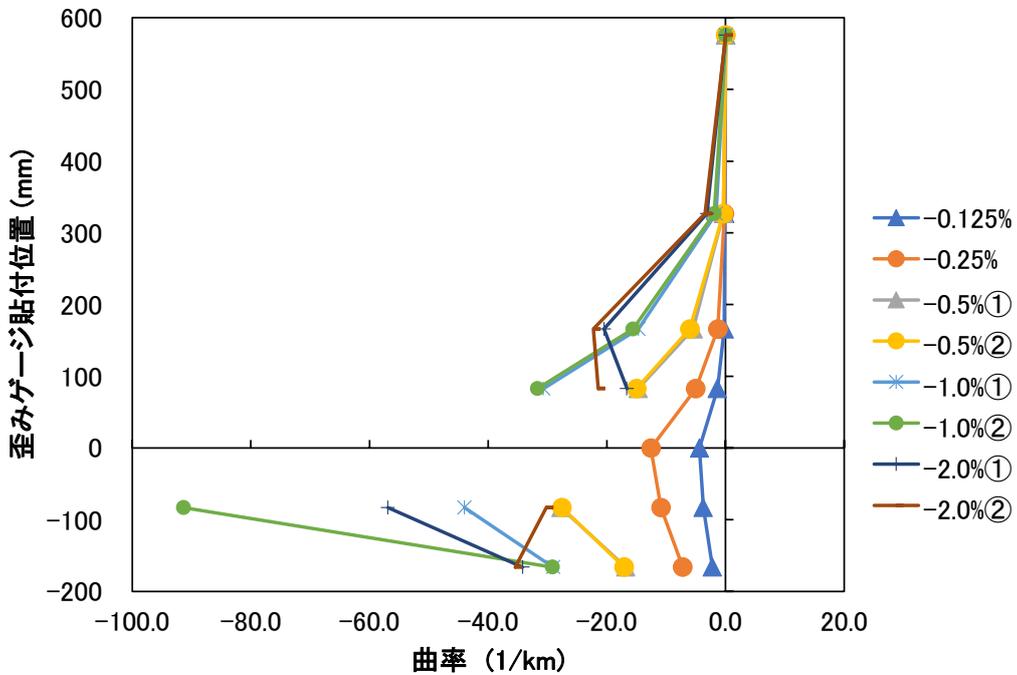
図 5.3.3-1 各部材の変形成分

(2) 杭 RC 部の曲率分布

杭軸方向鉄筋の歪みゲージの値を用いて、曲率の計算を行った。図 5.3.3-2 に杭 RC 部の曲率分布を示す。正負ともに降伏前の 0.25%以前ではパイロキャップ下面位置（鋼管の隙間部位置）での曲率が一番大きくなっているが、0.5%サイクルで鉄筋が鋼管の隙間部位置で降伏した後 5000 μ 程度で、歪みゲージの計測ができなくなってしまったため、表示していない。



(a) 正側



(b) 負側

図 5.3.3-2 杭 RC 部の曲率分布

(3) 隙間幅の推移

図 5.3.3-3 に試験体の隙間幅の推移を示す。隙間幅の推移の値は、加力前の状態を基準として開く場合に正の値、閉じる場合に負の値とした。加力前の状態では隙間幅は 8.5mm であり、今回の実験においてこの隙間部が閉塞することはなかった。隙間幅の計測は実測ではなく、パイルキャップ下 50mm の箇所に取り付けた変位計の計測値から、(式 5.3.3-1)により推定した。図 5.3.3-3 に示すように、南側の隙間の方が北側よりも隙間幅の変動が大きい。例えば隙間幅が広がる場合、Rp=4.7%程度で比較すると、南側は 7.66mm、北側では 5.18mm となった。これは、南側隙間幅は正側（引張軸力時）に引張縁になるのに対し、北側隙間幅は負側（圧縮軸力時）に引張縁になるためである。同様に隙間幅が狭まる場合、南側は-4.76mm、北側では-2.23mm となった。これも、南側隙間幅は負側（圧縮軸力時）に圧縮縁になるのに対し、北側隙間幅は正側（引張軸力時）に圧縮縁になるためである。

$$\delta_{gn} = \delta_n + \frac{\delta_s - \delta_n}{B_{di}} \cdot \frac{B_{di} - D_p}{2}$$

$$\delta_{gs} = \delta_s - \frac{\delta_s - \delta_n}{B_{di}} \cdot \frac{B_{di} - D_p}{2}$$

(式 5.3.3-1)

ここで、 δ_{gn} , δ_{gs} : 北側隙間幅変化量, 南側隙間幅変化量 (mm)
 δ_n , δ_s : 北側変位計計測値, 南側変位計計測値 (mm)
 B_{di} : 変位計間距離 (=358mm)
 D_p : 杭径 (=165.2mm)

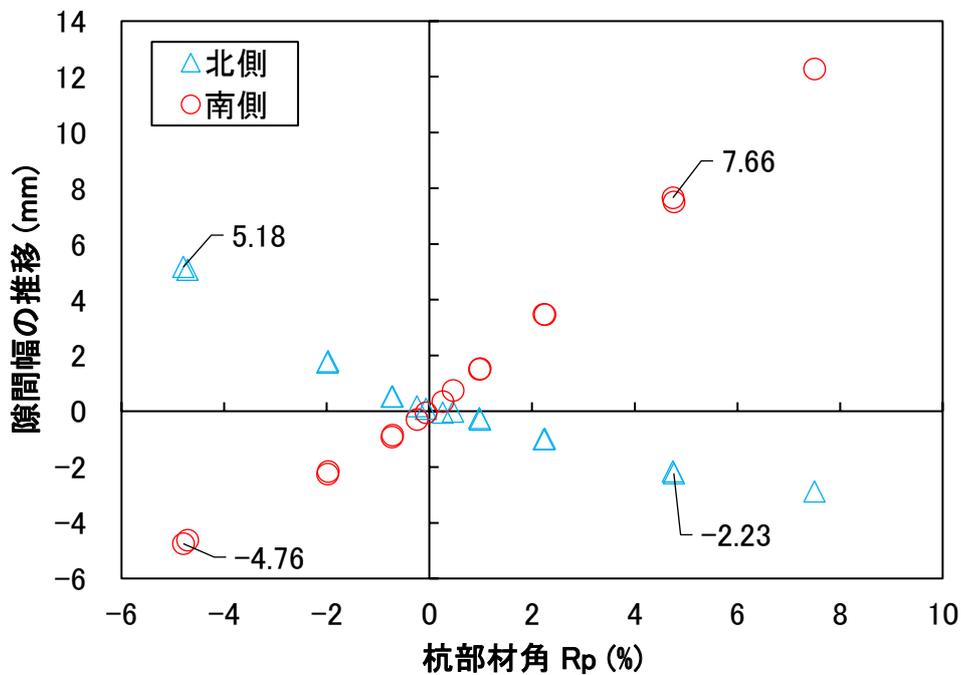


図 5.3.3-3 隙間幅の推移

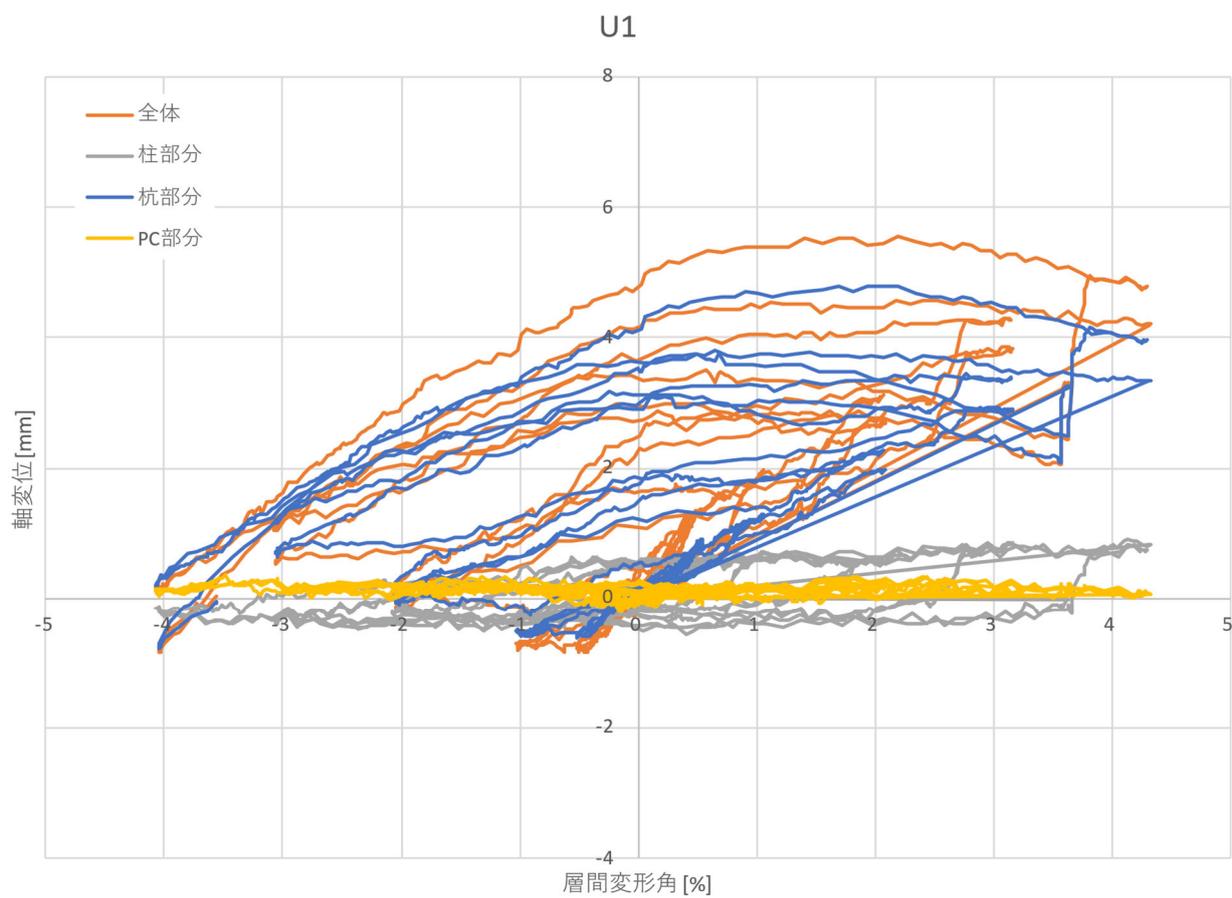


図 5.3.3-5 試験体軸変形と層間変形角の関係

5.3.4 試験体ひび割れ性状

(1) ひび割れ図

初期ひび割れを灰線で、正載荷時のひび割れを青線で、負載荷時のひび割れを赤線で示す。剥落した部分は、ハッチングで示す。

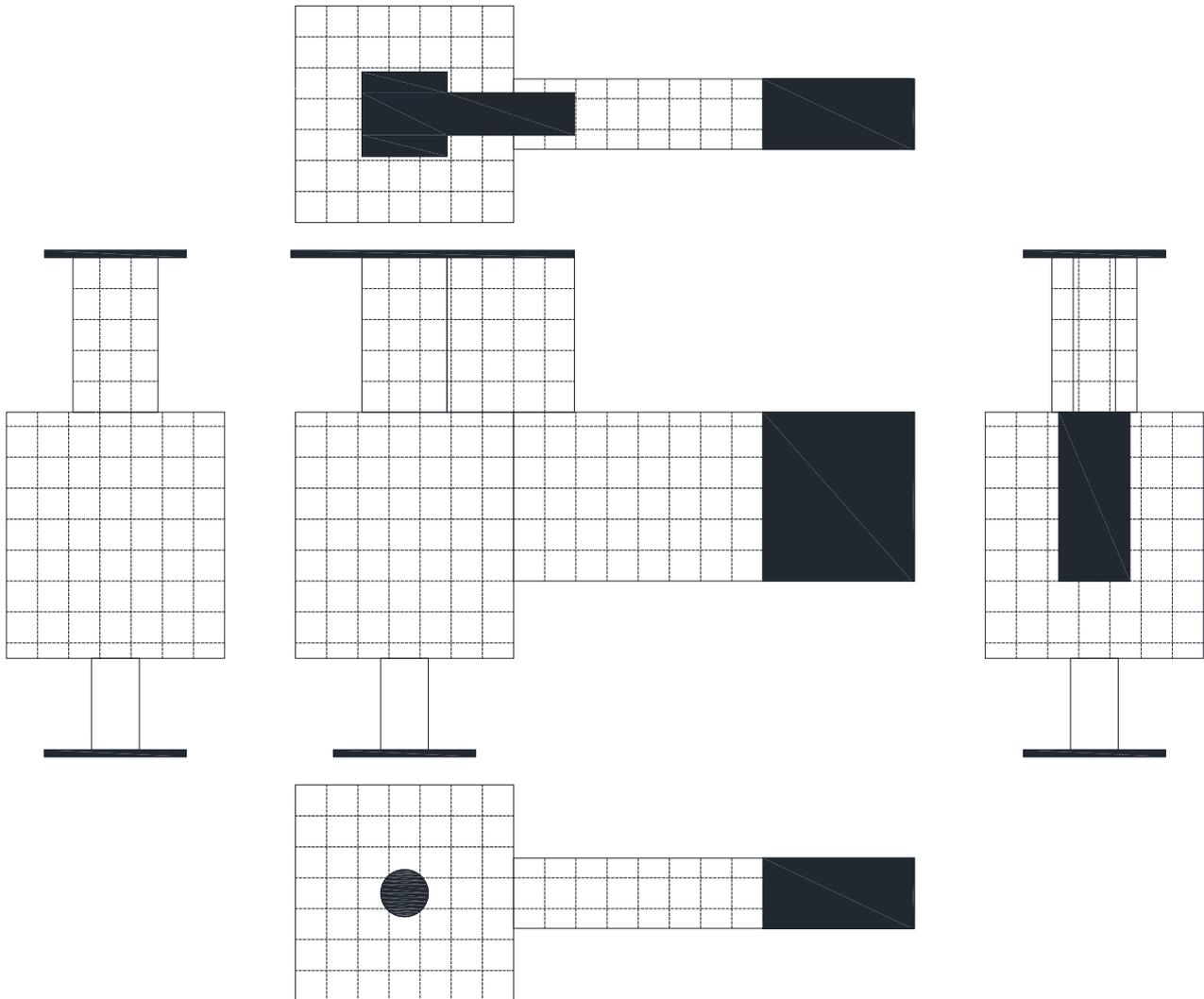


図 5.3.4-1 ひび割れ状況 (R=±0.125%サイクル)

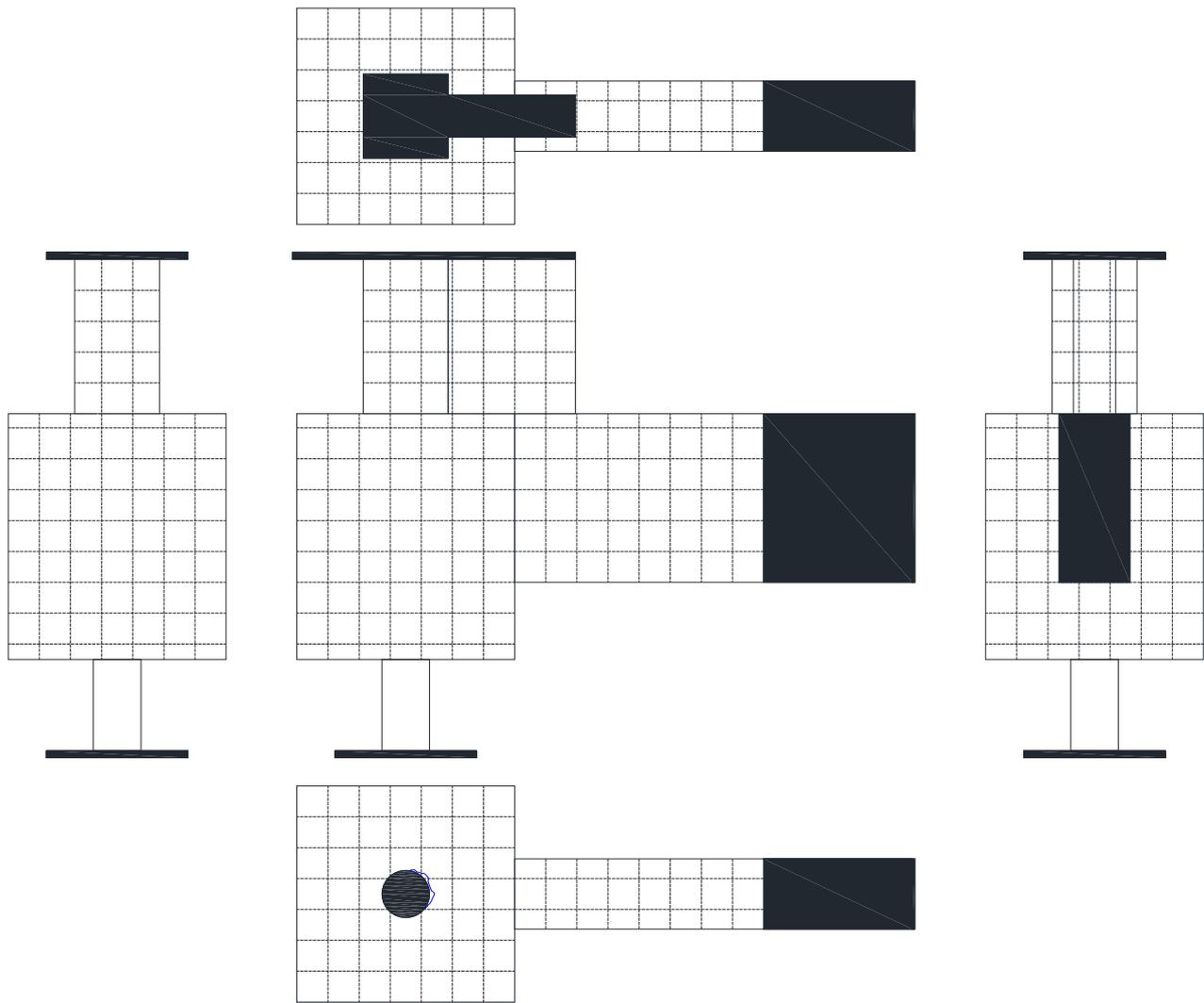


図 5. 3. 4-2 ひび割れ状況 (R=±0.25%サイクル)

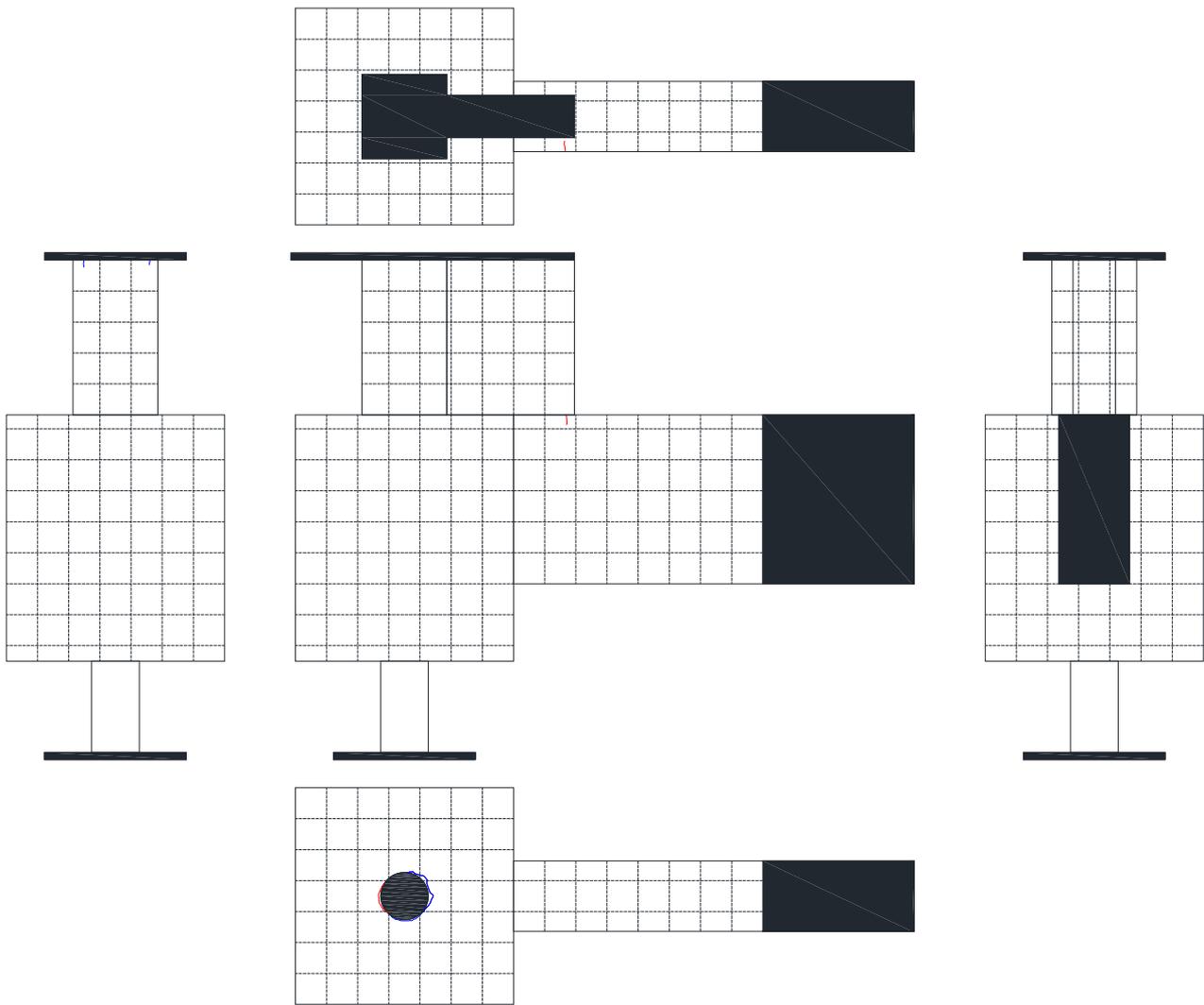


図 5. 3. 4-3 ひび割れ状況 (R=±0. 5%サイクル①)

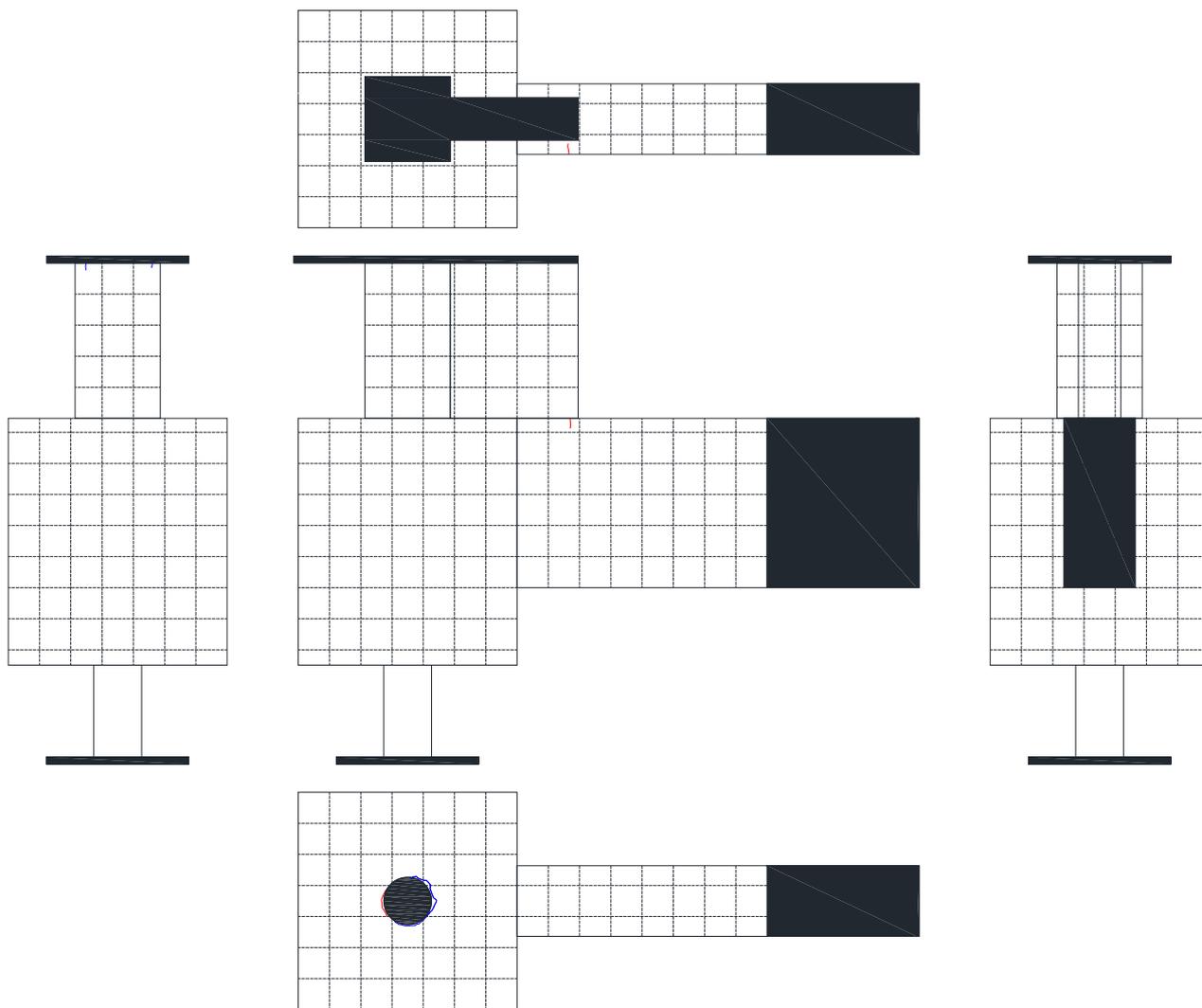


図 5. 3. 4-4 ひび割れ状況 (R=±0. 5%サイクル②)

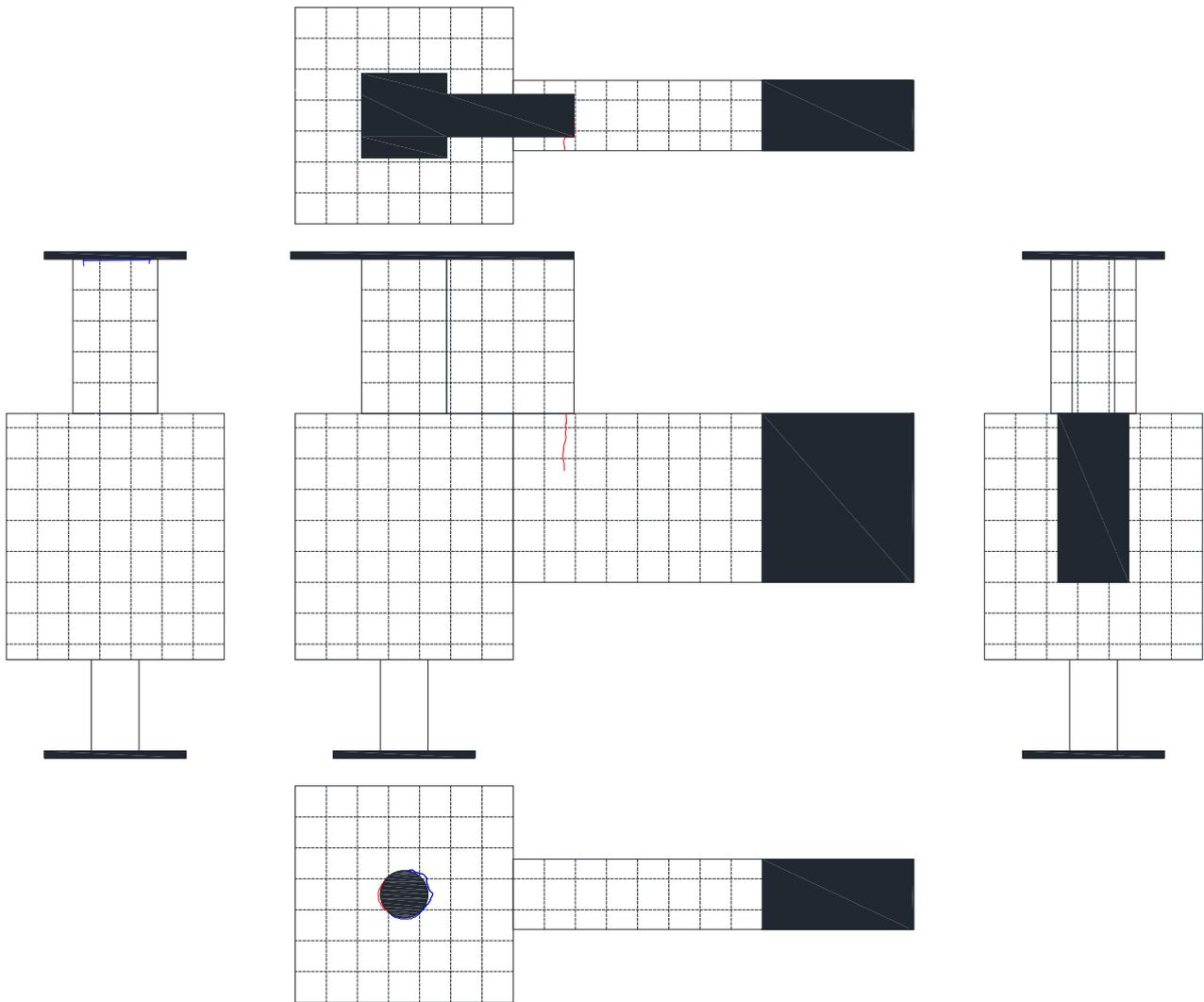


図 5.3.4-5 ひび割れ状況 (R=±1.0%サイクル①)

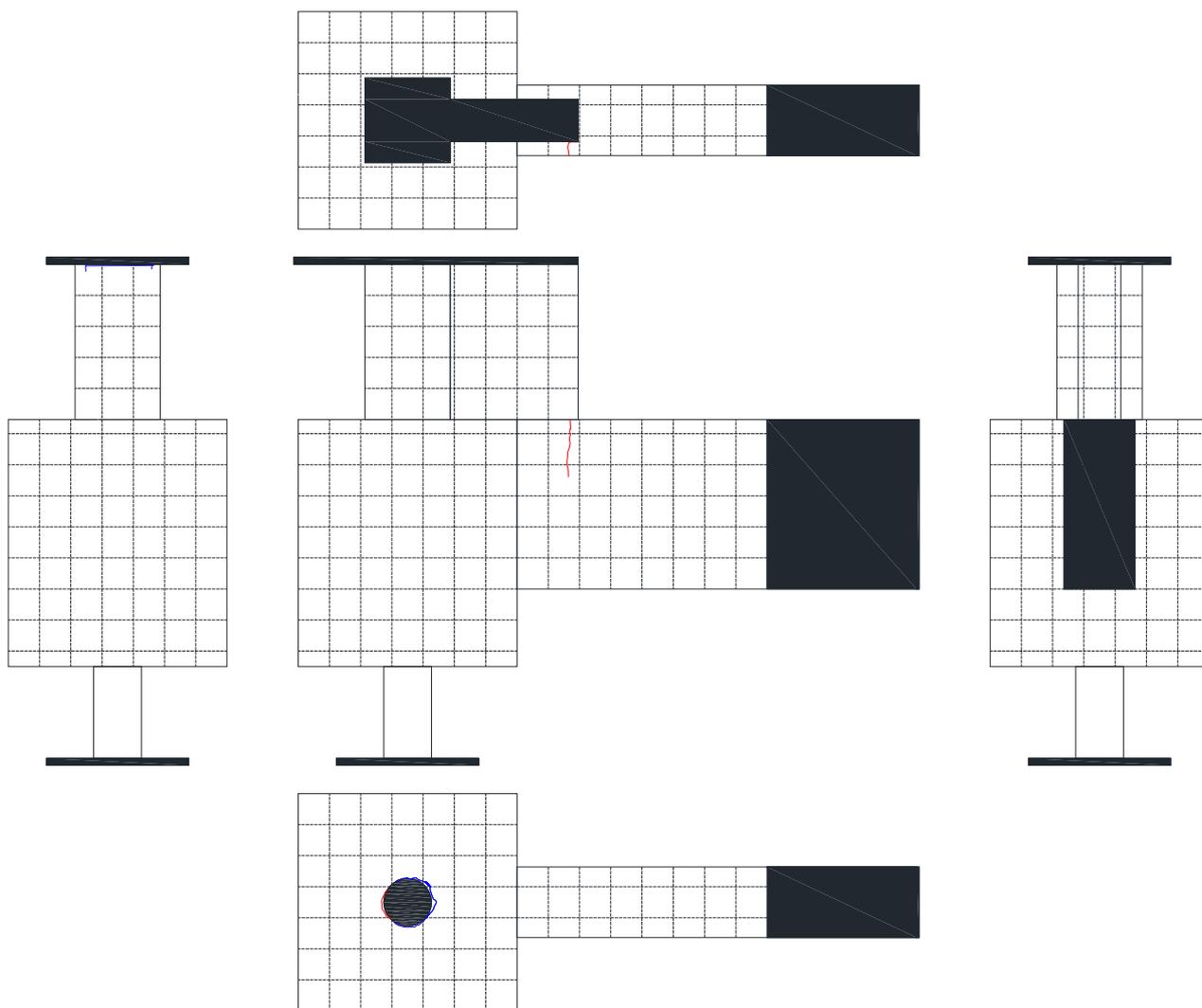


図 5.3.4-6 ひび割れ状況 (R=±1.0%サイクル②)

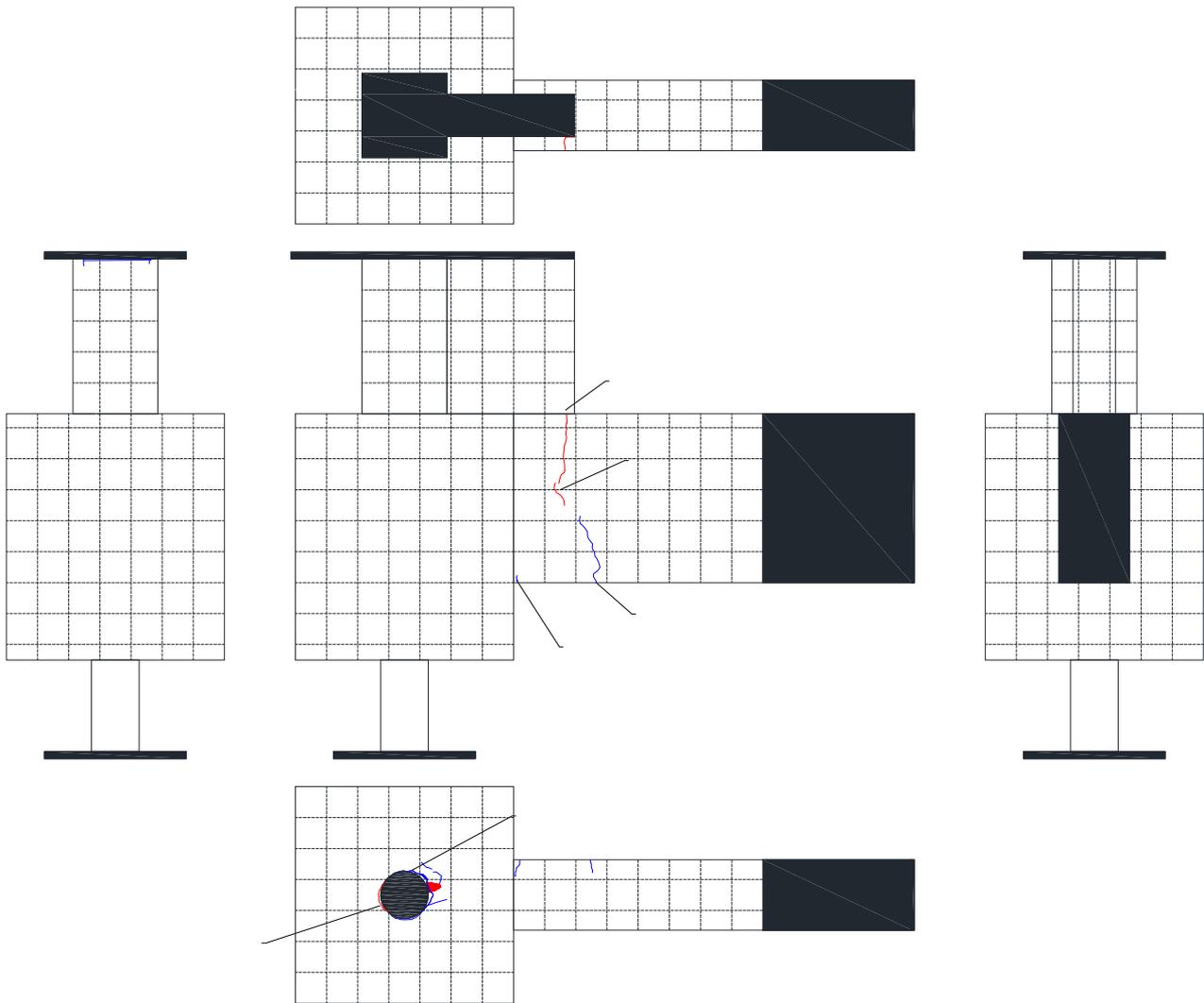


図 5. 3. 4-7 ひび割れ状況 (R=±2. 0%サイクル①)

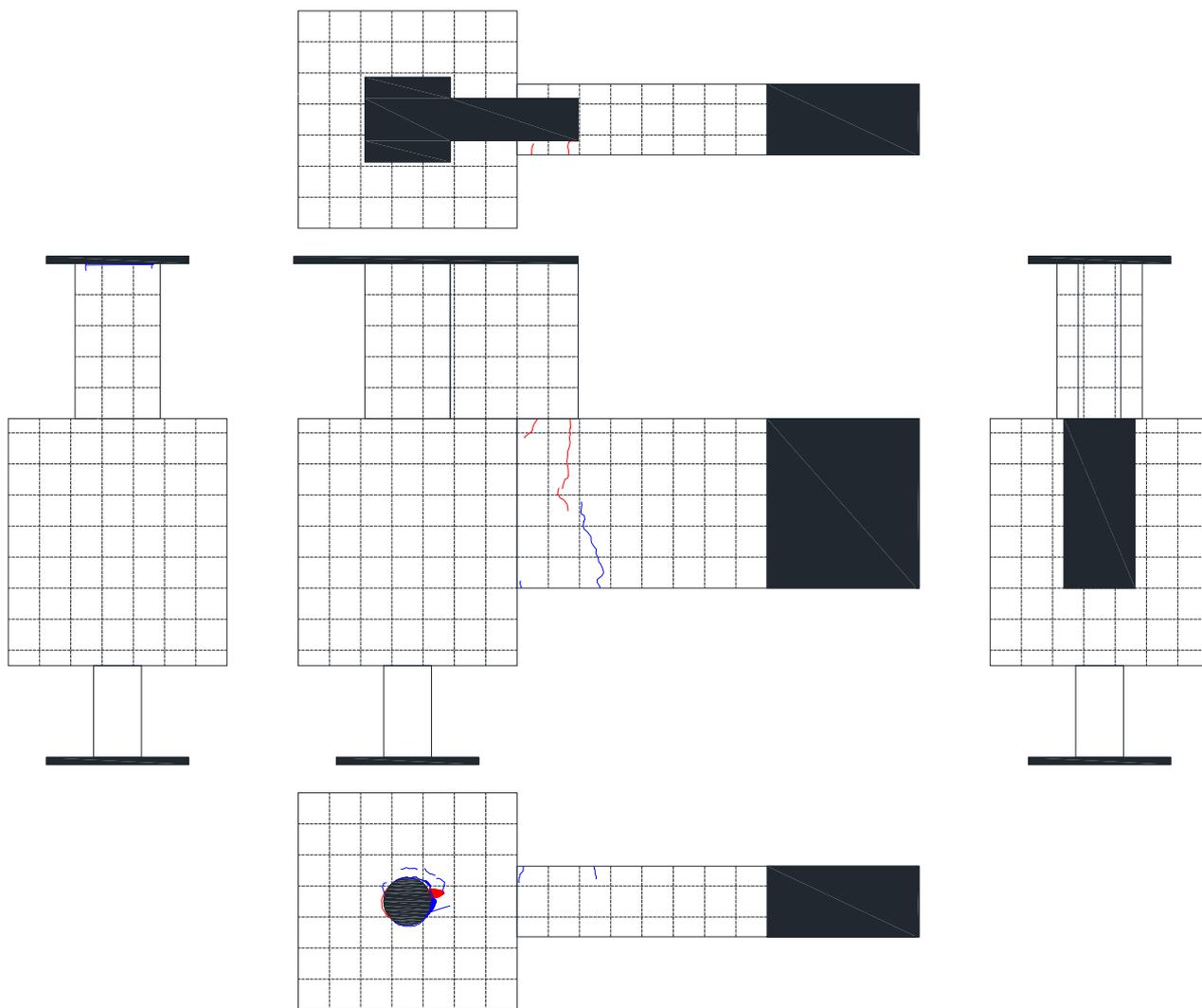


図 5.3.4-8 ひび割れ状況 (R=±2.0%サイクル②)

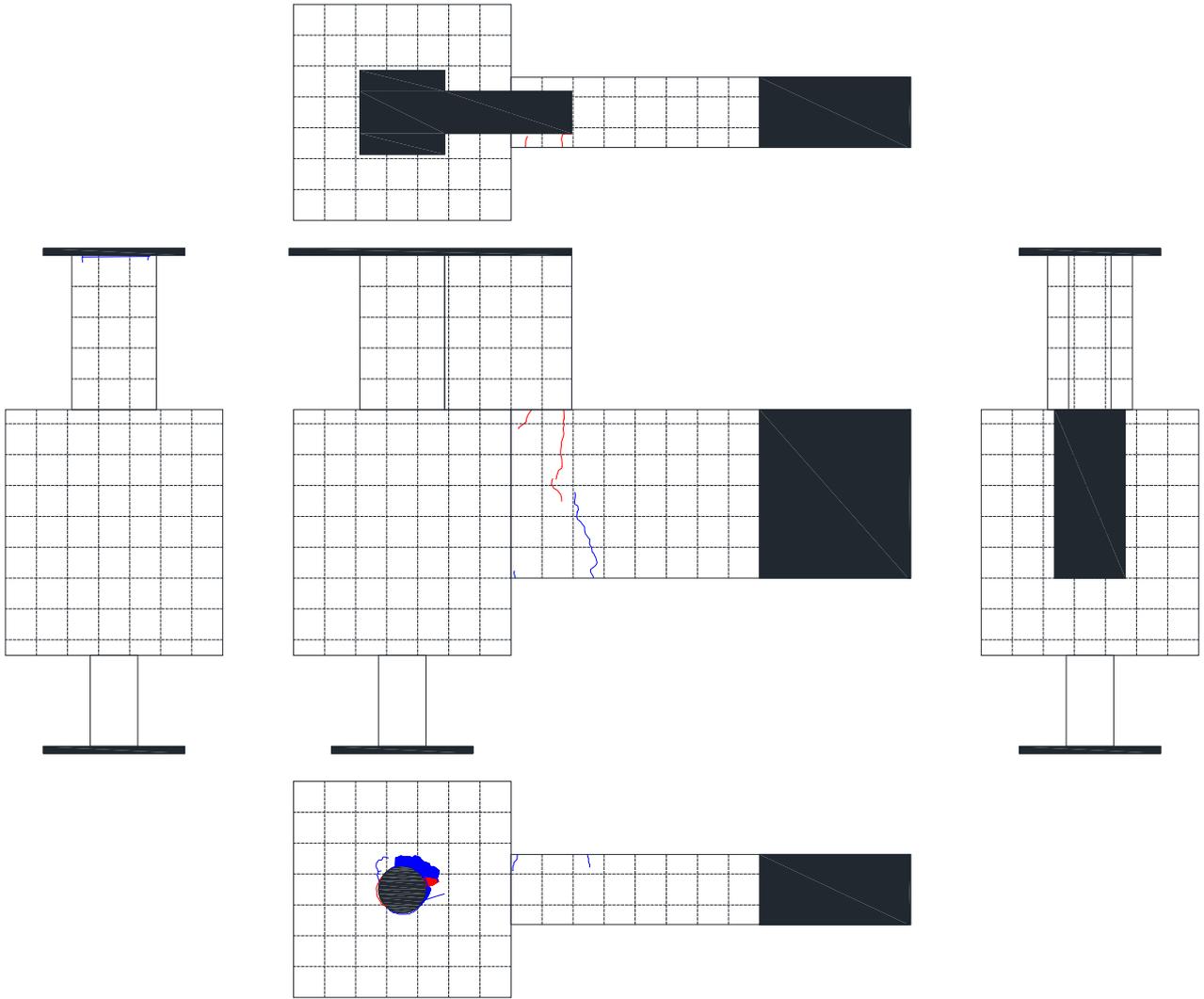


図 5. 3. 4-9 ひび割れ状況 (R=±3.0%サイクル①)

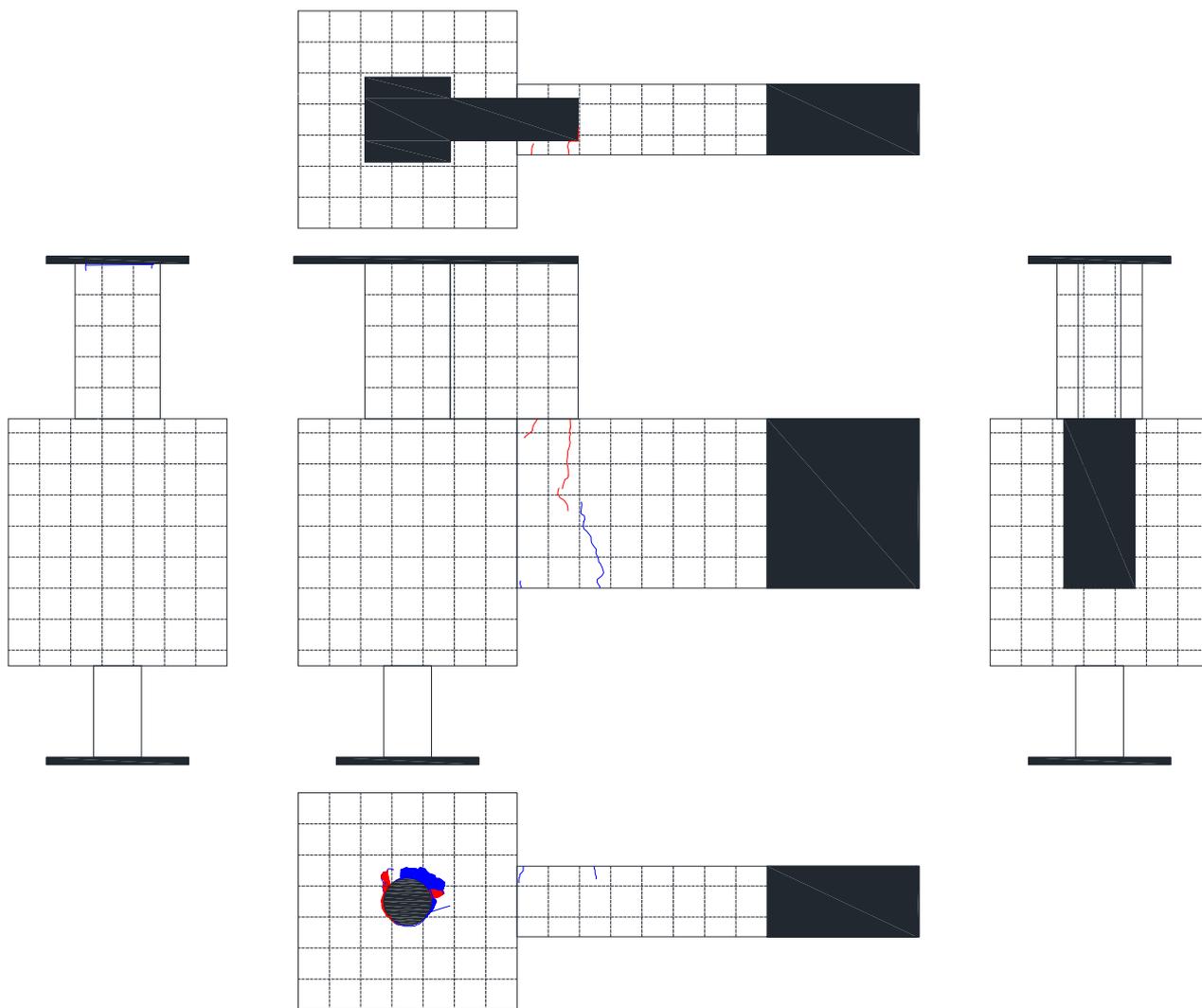


図 5.3.4-10 ひび割れ状況 (R=±3.0%サイクル②)

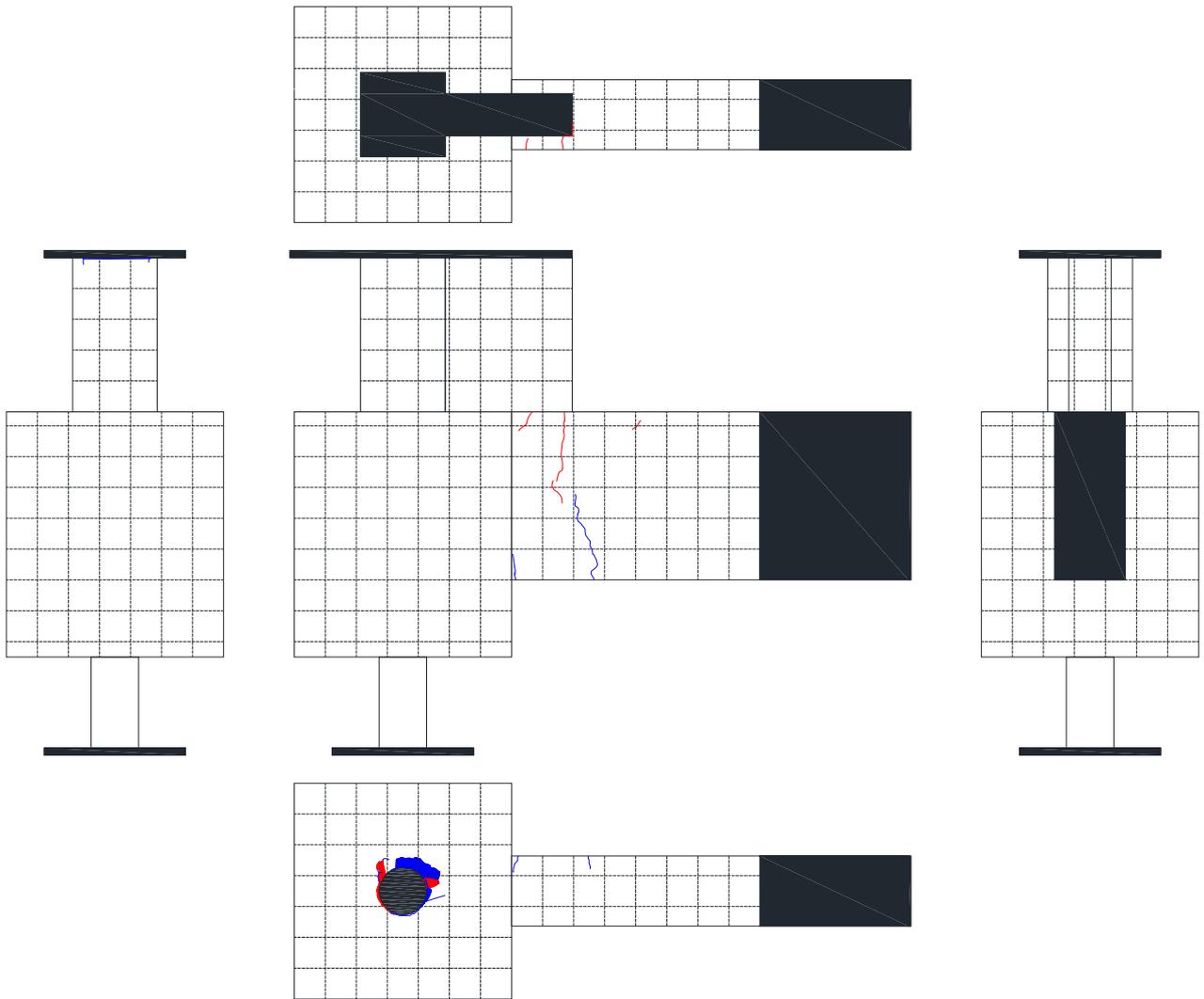


図 5.3.4-11 ひび割れ状況 (R=±4.0%サイクル①)

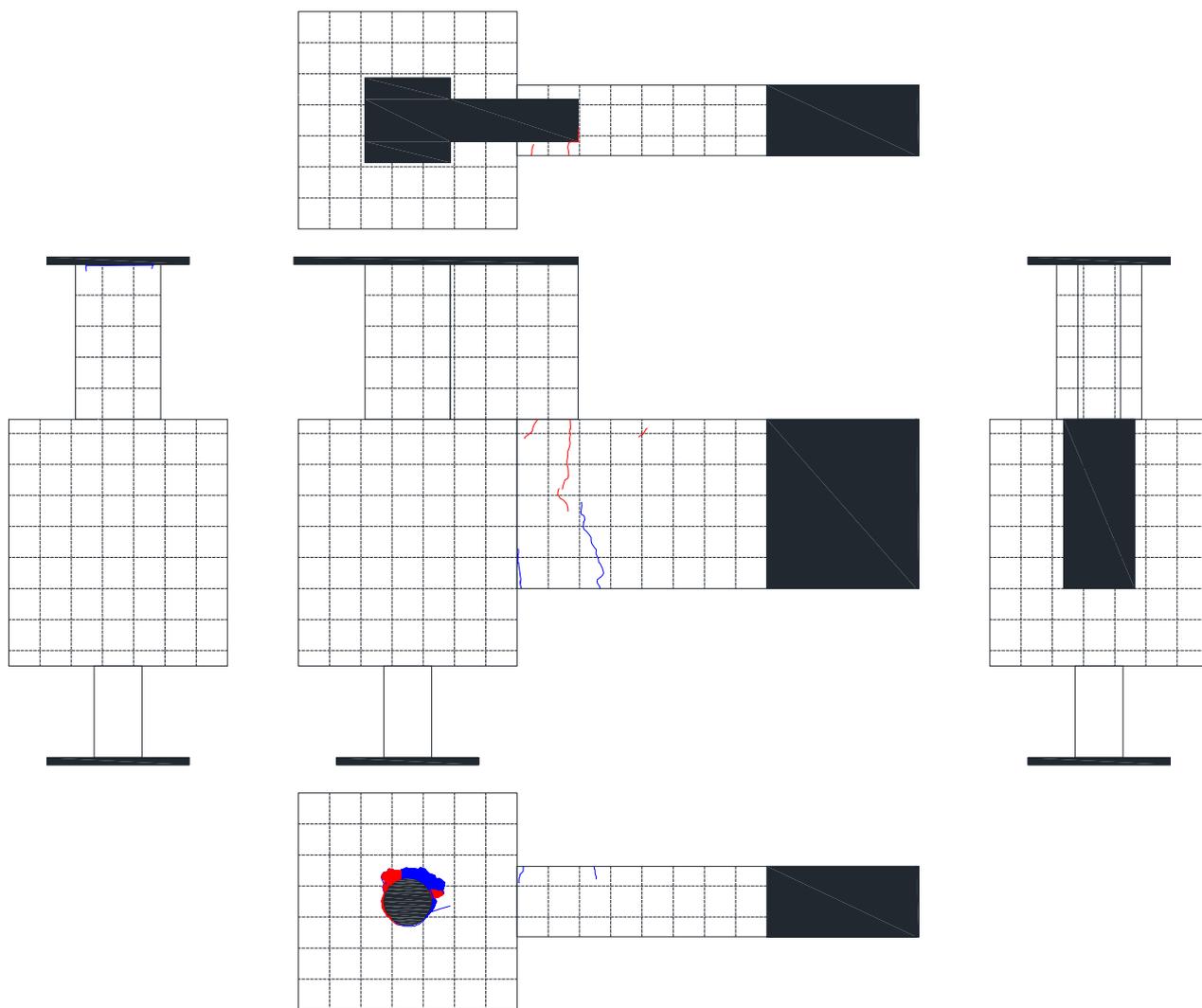


図 5.3.4-12 ひび割れ状況 (R=±4.0%サイクル②)

(2) ひび割れ幅

発生したひび割れのひび割れ幅の計測結果を表 5.3.4-1 に示す。なお、計測したひび割れの名称と位置は図 5.3.4-7 に記載したとおりである。耐震性能評価指針^[5-5]では、鉄筋コンクリート造部材の除荷時のひび割れ幅について、使用限界のひび割れ幅を 0.20mm 超、修復限界Iのひび割れ幅を 1.0mm 超、修復限界IIのひび割れ幅を 2.0mm 超としている。本試験体は縮小試験体であり、その縮小率が 1/3~1/4 程度であることを考慮し、使用限界のひび割れ幅を 0.05mm 超、修復限界Iのひび割れ幅を 0.25mm 超、修復限界IIのひび割れ幅を 0.5mm 超と考えた。表 5.3.4-1 では、残留ひび割れ幅 0.05mm を超える場合は黄色に、残留ひび割れ幅 0.25mm を超える場合はオレンジ色に、残留ひび割れ幅 0.5mm を超える場合は赤色に塗りつぶした。

表 5.3.4-1 に示すように、層間変形角 R=0.5%の変形角のサイクルまでは使用限界を超えなかった。層間変形角 R=0.5%のサイクルで杭軸方向鉄筋が降伏しているものの、降伏後すぐに層間変形角 R=0.5%のサイクルを迎えたため、残留変形が小さかったと考えられる。その後、層間変形角 R=1.0%の変形角では使用限界を超え、正負ともに最大モーメントを記録した層間変形角 R=2.0%の変形角では修復限界IIを超える結果となった。

表 5.3.4-1 ひび割れ幅計測結果一覧

(a) 正側載荷

サイクル	杭部材角 Rp (%)	ひび割れ位置	パイルキャップ 底面ひび割れ	基礎梁 曲げひび割れ	
		ひび割れ名称		てf1	きf1
+0.125%	0.26	ひび割れ幅	-	-	-
除荷			-	-	-
+0.25%	0.46		0.10 mm	-	-
除荷			0.00 mm	-	-
+0.5%①	0.97		0.10 mm	-	-
除荷			0.00 mm	-	-
+1.0%①	2.25		0.80 mm	-	-
除荷			0.50 mm	-	-
+2.0%①	4.76		2.50 mm	0.05 mm	0.05 mm
除荷			2.00 mm	0.05 mm	0.05 mm

(b) 負側載荷

サイクル	杭部材角 Rp (%)	ひび割れ位置	パイルキャップ 底面ひび割れ	基礎梁 曲げひび割れ	
		ひび割れ名称		てf1	きf1
-0.125%	-0.07	ひび割れ幅	-	-	-
除荷			-	-	-
-0.25%	-0.25		0.10 mm	-	-
除荷			0.05 mm	-	-
-0.5%①	-0.72		0.10 mm	0.05 mm	-
除荷			0.00 mm	0.05 mm	-
-1.0%①	-1.98		0.80 mm	0.10 mm	-
除荷			0.50 mm	0.05 mm	-
-2.0%①	-4.72		3.00 mm	0.10 mm	0.05 mm
除荷			2.50 mm	0.05 mm	0.05 mm

5.3.5 杭軸方向鉄筋の降伏範囲について

U-1 試験体の杭軸方向鉄筋の降伏位置の推移を図 5.3.5-1 に示す。紙面の左が北側である。

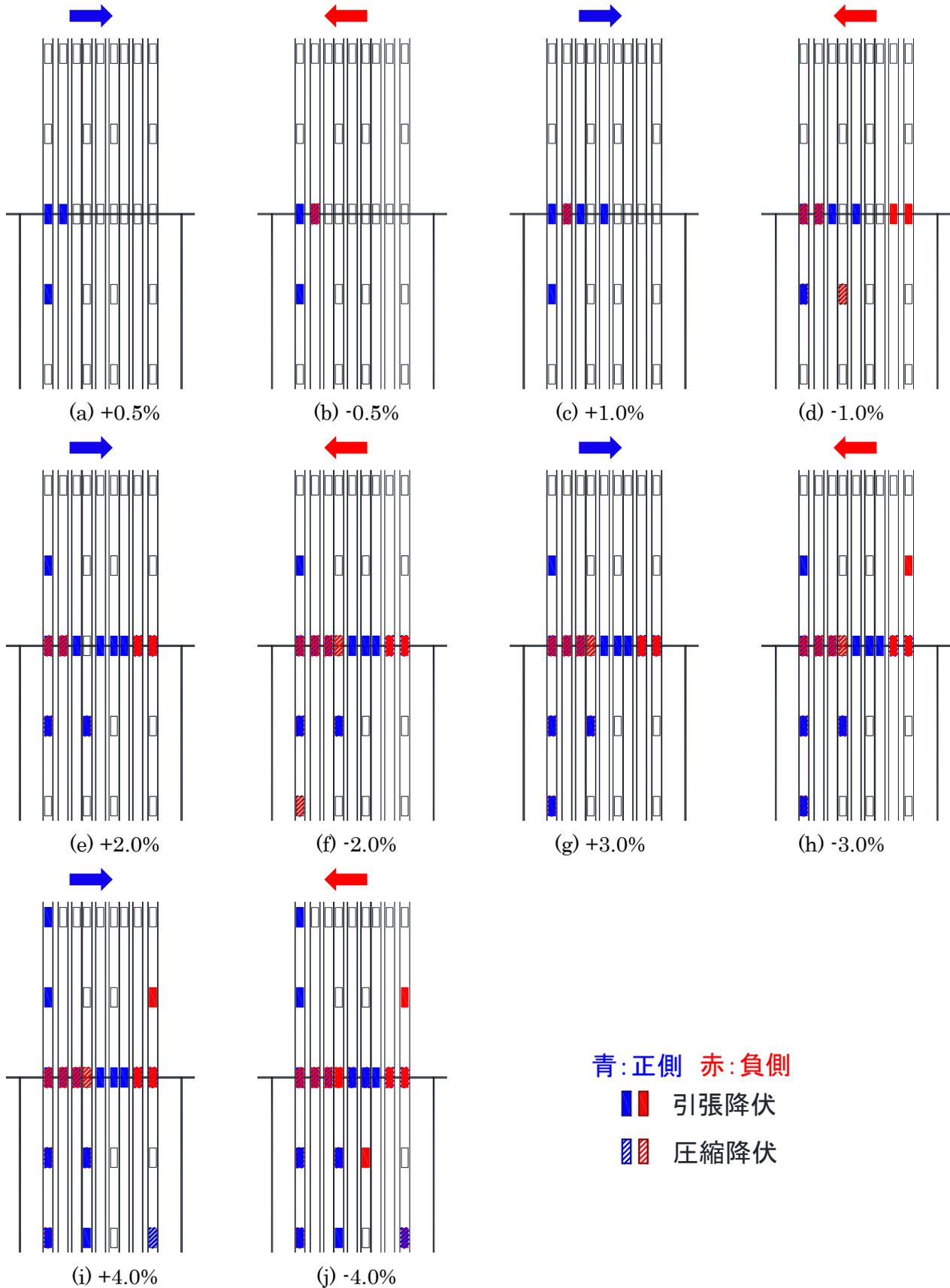


図 5.3.5-1 軸方向鉄筋の降伏位置の推移

図 5.3.5-1 に示したように、U-1 試験体は正側加力時（引張軸力時）に鉄筋の引張降伏が先行した。その後同じ箇所の鉄筋が負側加力時（圧縮軸力時）に圧縮降伏した。3 章及び 4 章と同様に、軸方向鉄筋降伏範囲長さ L_{p_s} 及び L_{p_p} を用いて計算を行った。パイルキャップ下面を起点とし、そこからパイルキャップ側を L_{p_s} 、杭側を L_{p_p} とし、 L_{p_s} と L_{p_p} の合計値を L_p とした。U-1 試験体の計算結果を図 5.3.5-2 に示す。U-1 試験体では、大変形時には L_p が軸方向鉄筋降伏範囲長さが $2.0D$ となり、これは既存の実験と比べて範囲が広がった。また、既存の実験と同様に杭側で先行して降伏する傾向にあり、杭側 L_{p_p} がパイルキャップ側の L_{p_s} よりも長いまたは同じ長さとなった。

一方、本実験における最大耐力時の杭部材角は正側で $R_p=+4.60\%$ 、負側で $R_p=-4.58\%$ であった。この時の U-1 試験体の軸方向鉄筋降伏範囲長さは杭側 L_{p_p} もパイルキャップ側 L_{p_s} も $0.5D$ の長さとなり、杭側とパイルキャップ側の合計で $1.0D$ となった。

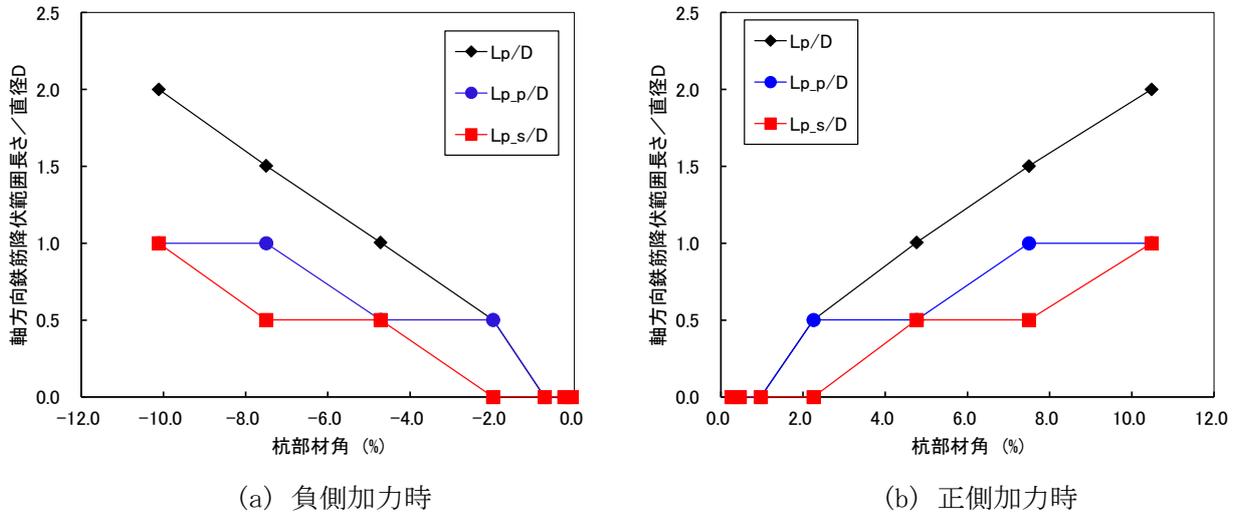


図 5.3.5-2 軸方向鉄筋降伏範囲長さ (U-1 試験体)

5.3.6 鋼管の拘束効果

本実験の試験体では、鋼管による拘束効果によりコンクリートの見かけ上の圧縮強度が上昇している。ここでは、試験体に作用している拘束効果についての検討を行う。特に、圧縮軸力下と引張軸力下による拘束効果の違いについての検討を行う。拘束されたコンクリートの圧縮強度 σ_{cc} は、(式 5.3.6-1) 及び (式 5.3.6-2) で計算することができる。

$$\sigma_{cc} = c\gamma_U \cdot \sigma_B + k \cdot \sigma_r \quad (\text{式 5.3.6-1})$$

$$\sigma_r = \frac{2t}{D-2t} \cdot \alpha \cdot \sigma_y \quad (\text{式 5.3.6-2})$$

σ_{cc} : 拘束されたコンクリートの圧縮強度 (MPa)

$c\gamma_U$: コンクリートの強度低減係数で、 $c\gamma_U=1.0$ とする。

k : 拘束係数で、 $k=4$ とする。 D : 試験体直径 (mm)

σ_B : コンクリート圧縮強度 (MPa) t : 鋼管厚さ (mm)

σ_r : コンクリートに作用する側圧 (MPa)

α : 周方向応力成分比で、 $\alpha=1.0$ とする。

σ_y : 鋼材降伏強度 (MPa)

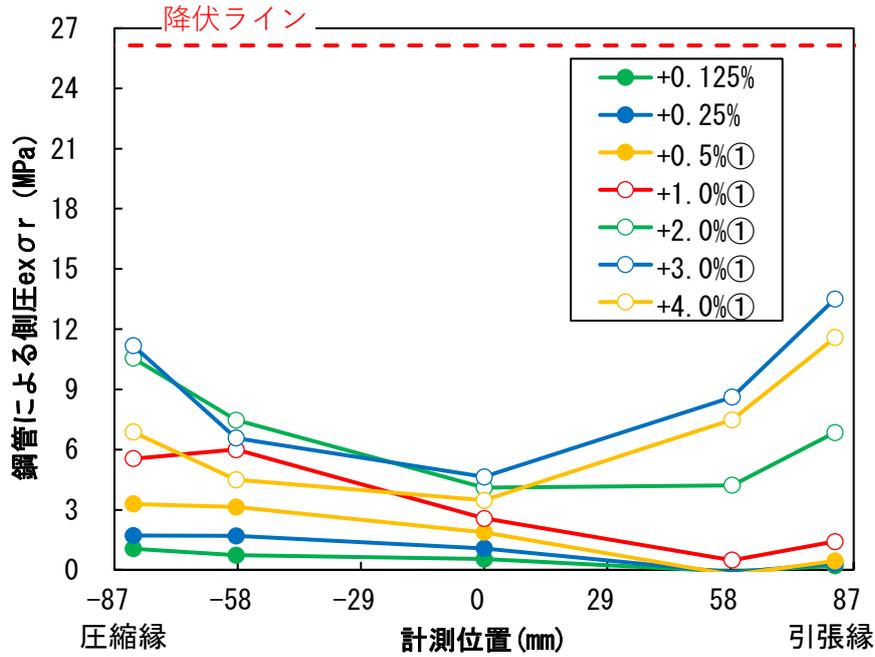
ここで、(式 5.3.6-2) の $\alpha\sigma_y$ は、中実杭が周方向に降伏するときの値を示しており、この値に実験で得られる周方向の応力 $ex\sigma_{xx}$ を入力することで、実験時にコンクリートに作用する側圧 $ex\sigma_r$ を(式 5.3.6-3) のように計算することができる。

$$ex\sigma_r = \frac{2t}{D-2t} \cdot ex\sigma_{xx} \quad (\text{式 5.3.6-3})$$

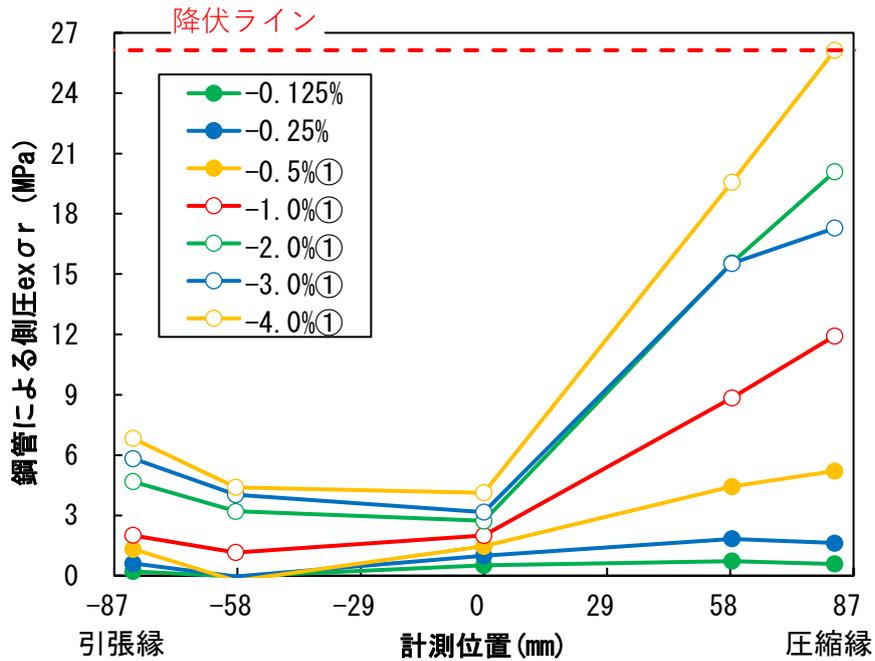
$ex\sigma_r$: 実験においてコンクリートに作用する側圧 (MPa)

$ex\sigma_{xx}$: 3軸歪みゲージで計測した周方向の応力 (MPa)

実験時にコンクリートに作用する側圧 $ex\sigma_r$ の計算結果を図 5.3.6-1 のように示す。図 5.3.6-1 では、各サイクルのピーク時（ただし、変形角は層間変形角 R）の実験結果を示している。図 5.3.6-1 に示すように、圧縮縁における側圧 $ex\sigma_r$ が中央位置よりも大きくなっており、コンクリートが圧縮される際に鋼管の歪みが大きくなっていることがわかる。一方で、コンクリートの引張縁も繰返し载荷による影響により反対側の载荷方向で発生した側圧が残留している様子が見られた。



(a) 正側ピーク時



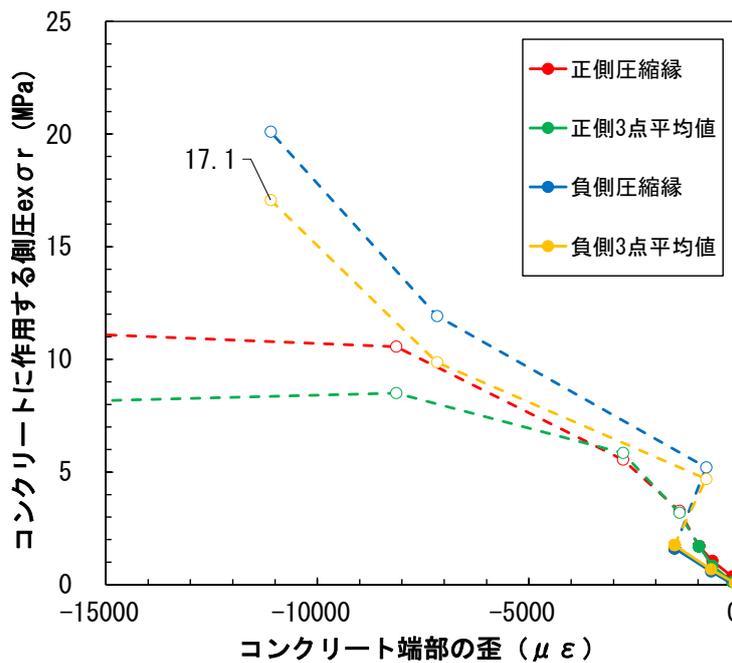
(b) 負側ピーク時

図 5.3.6-1 鋼管による側圧 $ex\sigma_r$ 計測結果

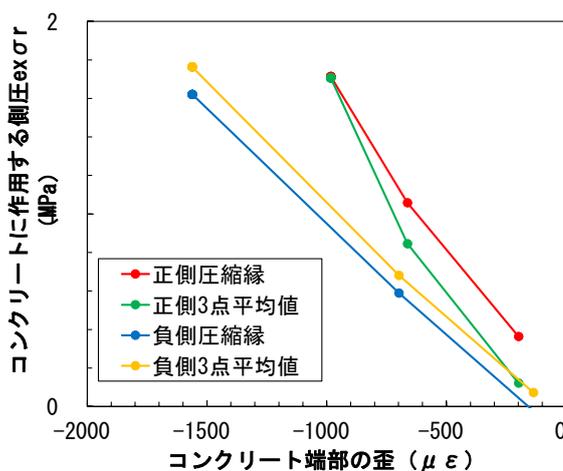
危険断面位置の圧縮縁におけるコンクリートに作用する側圧の推移を図 5.3.6-2 に示す。図 5.3.6-2 では正側加力時（引張軸力）と負側加力時（圧縮軸力）のピーク時に、それぞれ圧縮縁となる位置でのコンクリートに作用する側圧を示している。なお、横軸の圧縮縁におけるコンクリート端部の歪みは、直接計測できないため、軸方向鉄筋の隙間部高さに貼付した歪みゲージの値から推測した。具体的には、隙間部高さで平面保持を仮定することで、計測した鉄筋の歪みゲージ値よりその危険断面位置のコンクリート端部の歪みを推定した。また、コンクリート端部の歪みの計算のために用いた軸方向鉄筋が降伏

第5章 鋼管巻き中実杭部分架構実験

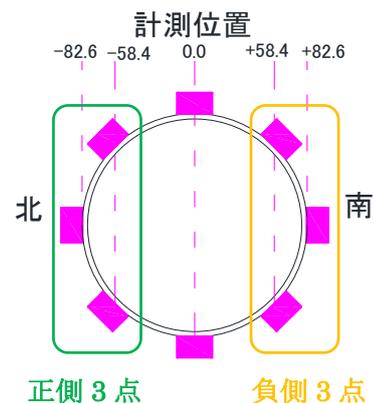
(圧縮降伏または引張降伏)した場合は、それ以降の計測値を点線で示している。なお、コンクリートに作用する側圧の計算では、鋼管の圧縮縁(正側は北端1点, 負側は南端1点)に貼付した歪みゲージから計算した値を「圧縮縁」と表記し、図5.3.6-2に示すように、圧縮側の計測点3点の値を平均したものを「3点平均値」として表示している。図5.3.6-2に示すように、正側でも負側でも圧縮縁と3点の平均値を比べると、圧縮縁1点のみの方が圧縮縁3点の平均値よりも側圧は小さくなった。負側加力時(圧縮軸力)の最大モーメント時では、3点平均値の側圧は17.1MPaとなった。また、図5.3.6-2(b)に示すように、軸方向鉄筋降伏前では引張軸力時(正側加力時)の鋼管の鋼管の拘束効果が、圧縮軸力時(負側加力時)と比べ同等以上の拘束効果が作用していることが確認できた。



(a) 側圧とコンクリート端部の歪み



(b) (a)の拡大図



(c) 計測位置

図5.3.6-2 側圧とコンクリート端部の歪み (U-1)

5.3.7 隙間部回転角

(1) 隙間部回転角と全体変形角の関係

図 5.3.7-1 に杭周辺の変位計設置状況を示す。本研究では、図 5.3.7-1 の Ch144 の変位計の計測値を計測区間で除した値を杭部材角 R_p としている。また、図 5.3.7-1 の Ch78 と Ch81 の変位計の計測値の差分を変位計間距離で除した値を隙間部回転角 θ_s としている。この杭部材角 R_p と隙間部回転角 θ_s の関係を図 5.3.7-2 に示す。隙間部回転角は杭部材角とほぼ線形の関係となり、杭部材角の 1.26 倍であった。

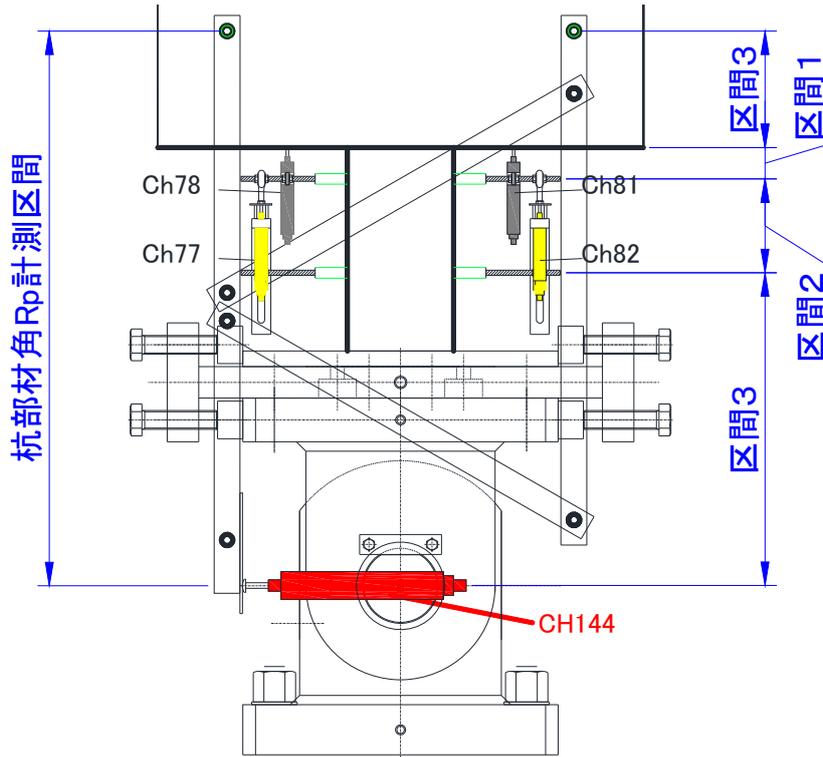


図 5.3.7-1 杭周辺の変位計設置状況

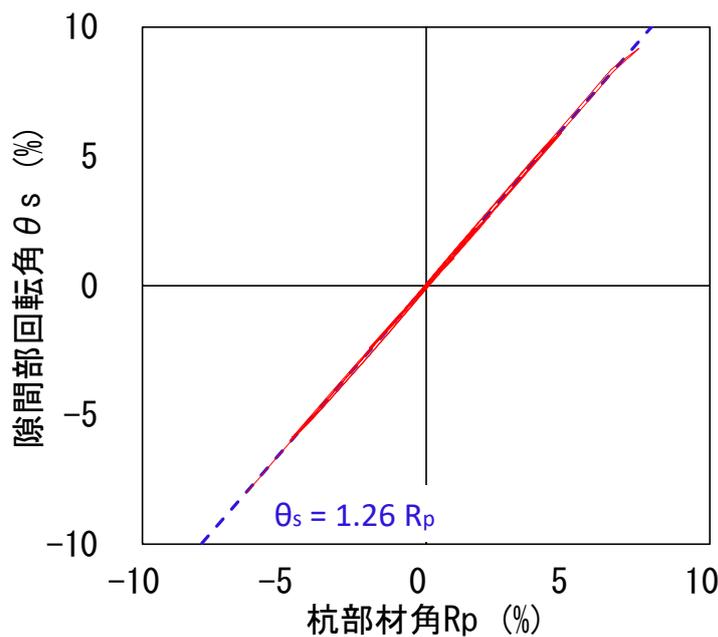
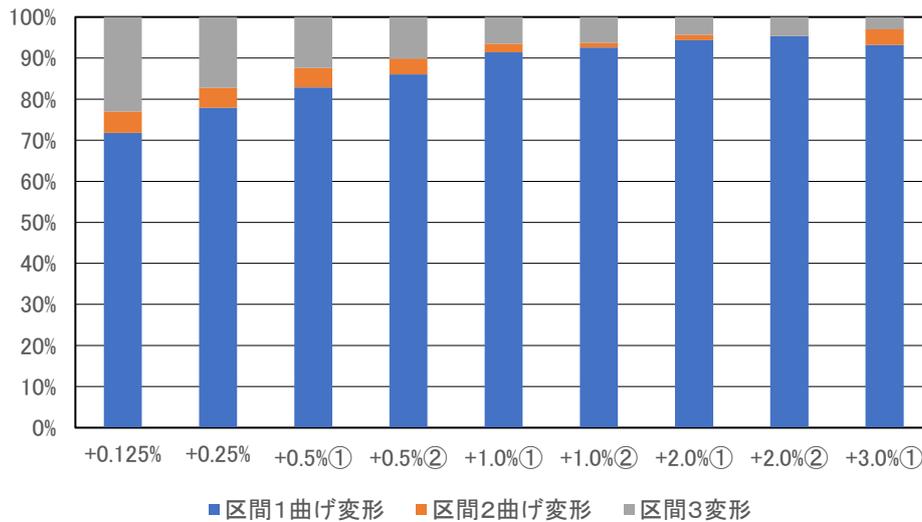


図 5.3.7-2 隙間部回転角 θ_s —杭部材角 R_p 関係

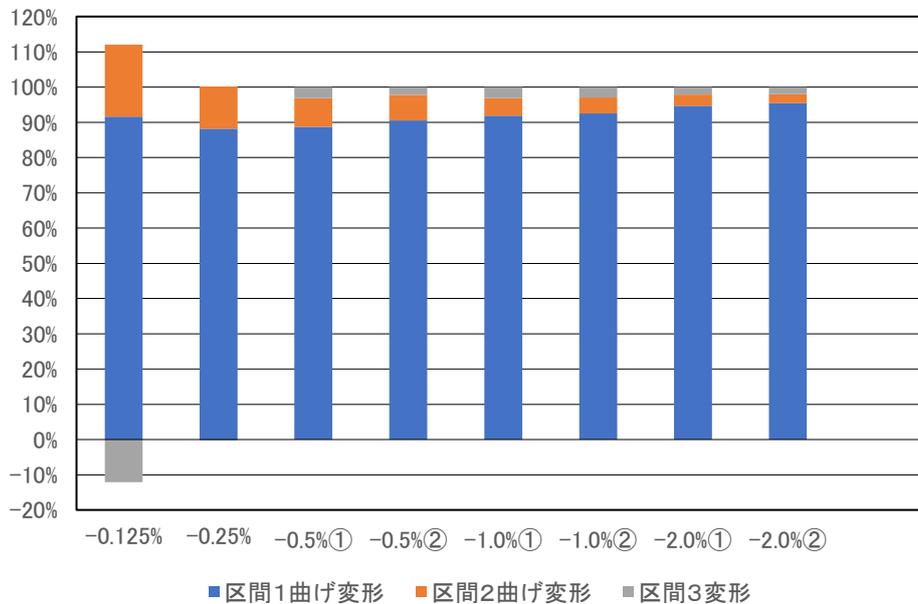
第5章 鋼管巻き中実杭部分架構実験

また、杭部材角の計測範囲において、各区間がどの程度変形しているかの検討のために、杭部材変形 (=Ch144 の変位計の計測値) における各区間の変形割合の計算を行う。ただし、本実験では、**図 5.3.3-3** に示すように、区間 1 および区間 2 のみ曲げ変形計算用の変位計を設置しており、その他の箇所では変位計を設置していなかった。そこで、区間 1 および区間 2 の曲げ変形を計算し、杭部材変形からそれぞれの変形を引いた変形は区間 3 の変形として整理を行った。

検討結果として、**図 5.3.7-3** に杭部材の変形割合を示す。正負ともに最大モーメントを記録した R=2.0% のサイクル付近では、区間 1 の曲げ変形が全体の 95% を占めており、杭部材の変形は区間 1 に集中していることがわかった。



(b) 正側



(b) 負側

図 5.3.7-3 杭部材の変形割合

(2) 曲率と軸方向鉄筋降伏範囲を用いた隙間部回転角の推定方法

3章及び4章では、隙間部の曲率と軸方向鉄筋降伏範囲を用いて隙間部の回転角 θ_s の推定を行っている。しかし、U-1 試験体では図 5.3.3-2 に示すように、隙間部に貼付した歪みゲージの計測不良により、降伏後 5000 μ 程度までしか計測できておらず、曲率が R=0.5% サイクルまでしか計測できていない。そのため、本検討は実施できなかった。

(3) 終局限界状態時の隙間部回転角

本研究では、以下の4つの状態の一つでも到達した時を、鋼管巻き中実杭の終局限界状態と定義した。今回の実験では、2, 3, 4 は発生せず、1：軸方向鉄筋の破断によって終局限界状態と判定された。

- 1：軸方向鉄筋の破断
- 2：隙間部の閉塞
- 3：鋼管の座屈
- 4：試験体モーメントが、最大モーメント耐力の80%以下まで耐力低下

表 3.3.7-1 に、終局限界状態時の層間変形角、杭部材角、隙間部回転角の一覧を示す。軸方向鉄筋の破断は層間変形角 R=+4.0%②の途中で発生したため、それぞれの値は R=±4.0%①のピーク時の値を用いた。表 3.3.7-1 に示すように終局限界状態時の隙間部回転角は正負共に 12%程度であった。

表 3.3.7-1 終局限界状態時の全体変形角及び隙間部回転角

試験体	終局限界状態の判定	層間変形角 R (%)	杭部材角 Rp (%)	隙間部回転角 θ_s (%)
U-1 (引張)	1：軸方向鉄筋の破断	4.17	10.5	11.9
U-1 (圧縮)		-4.06	-10.1	-12.0

5.4. 耐力評価

U-1 試験体の曲げ耐力を評価することを目的として、断面解析を実施する。解析ではコンクリートの鋼管による拘束効果を変化させて解析を実施する。

5.4.1 杭体曲げ解析概要

(1) 解析モデル

本解析では、断面の平面保持を仮定した断面解析により試験体の耐力を計算する。本解析では曲げ変形のみを考慮して計算を行う。また、本解析での曲げ変形の計算は(式 5.4.1-1)のように断面解析で得られる曲率に塑性ヒンジ長さ $\alpha_s D$ を乗じて計算することとする。なお、この塑性ヒンジ長さは「5.3.5 杭軸方向鉄筋の降伏範囲について」で得られた最大耐力時の軸方向鉄筋の降伏範囲(杭側とパイルキャップ側の合計値 1.0D)を参考に、1.0D ($\alpha_s = 1.0$) とする。断面解析では、図 5.4.1-1 に示すような断面分割により計算を行う。この時試験体の鋼管は直接モデル化せず、コンクリートと軸方向鉄筋のみをモデル化する。鋼管は、コンクリートへの拘束効果として、コンクリートの材料モデルに反映することとする。なお、図 5.4.1-1 (b) では、鉄筋の要素とコンクリートの要素が重複している。実際の試験体では、鉄筋の要素がある場所にはコンクリートが存在しないので、その影響を考慮する必要がある。そこで、本解析では鉄筋要素と同じ場所と同じ断面のコンクリート要素を配置し、そのコンクリート要素は図 5.4.1-3 のように応力となる材料モデルを設定し、要素の重複を避けている。

$$R_p = \phi \cdot \alpha_s D \tag{式 5.4.1-1}$$

ここで、 R_p : 杭部材角 (rad)

ϕ : 断面解析で得られる曲率 (1/mm)

α_s : 塑性ヒンジ長さに関する係数 (=1.0)

D : 試験体直径 (mm)

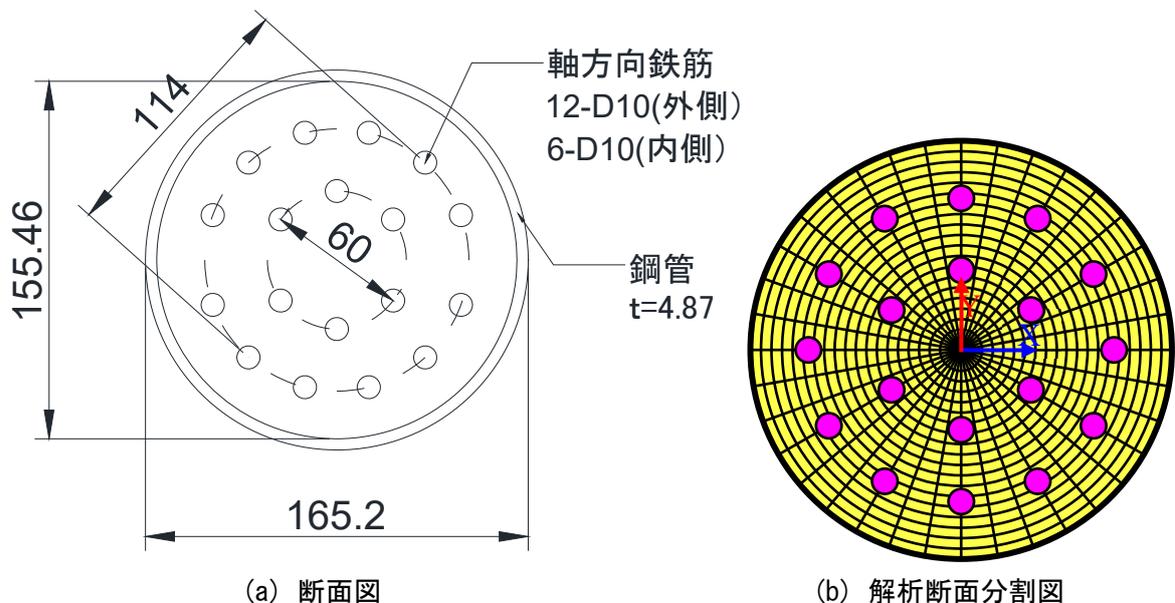


図 5.4.1-1 試験体断面

(2) 材料モデル

コンクリートの材料モデルは鋼管による拘束効果を考慮し、図 5.4.1-2 のようにコンクリートの圧縮強度を上昇させたモデルとし、引張側の応力は負担しない。拘束されたコンクリートの圧縮強度 σ_{cc} は、(式 5.4.1-2)、(式 5.4.1-3) により計算する。また、コンクリートの終局歪みは2章で示した B-2-1 試験体および B-2-2 試験体の実験結果から 4.0% とする。

U-1 試験体の材料モデルの諸元を、表 5.4.1-1 のように示す。Case2 では、圧縮強度 σ_{cc} は、(式 5.4.1-2)、(式 5.4.1-3) により計算した結果、164.3(MPa)となり、34.0(MPa)の 4.83 倍となった。一方 Case1 では、鋼管による拘束効果を考慮せず、コンクリート強度は材料試験結果をそのまま使い、終局歪みを 0.003 として計算を行った。鉄筋は完全弾塑性モデルとし、材料試験結果による降伏ひずみ 0.243% と降伏強度 443 (MPa) とする。なお、表 3.2.2-2 で示した鉄筋の材料試験結果では、降伏ひずみ×ヤング係数=降伏強度とはならないため、解析で用いる鉄筋の完全弾塑性モデルのヤング係数 178(GPa)は、表 3.2.2-2 の値 195(GPa)と一致しない。本研究では、部材実験における鉄筋の降伏を降伏ひずみで判断しているため、解析でも降伏ひずみを評価できる鉄筋モデルを用いた。

$$\sigma_{cc} = c\gamma_U \cdot \sigma_B + k \cdot \sigma_r \tag{式 5.4.1-2}$$

$$\sigma_r = \frac{2t}{D-2t} \cdot \alpha \cdot \sigma_y \tag{式 5.4.1-3}$$

σ_{cc} : 拘束されたコンクリートの圧縮強度 (MPa)

$c\gamma_U$: コンクリートの強度低減係数で、 $c\gamma_U=1.0$ とする。

k : 拘束係数で、 $k=4$ とする。

σ_B : コンクリート圧縮強度 (MPa)

σ_r : 拘束コンクリートに作用する側圧 (MPa)

α : 周方向応力成分比で、 $\alpha=1.0$ とする。

D : 杭直径 (mm)

t : 鋼管厚さ (mm)

σ_y : 鋼管降伏強度 (MPa)

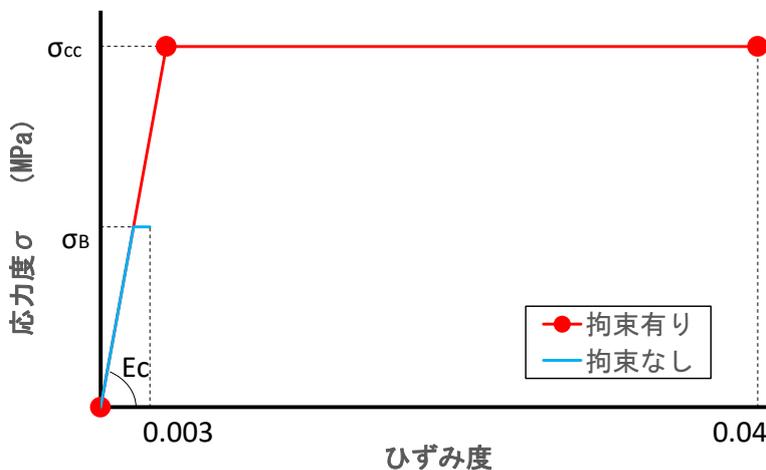


図 5.4.1-2 コンクリート材料モデル（圧縮が正）

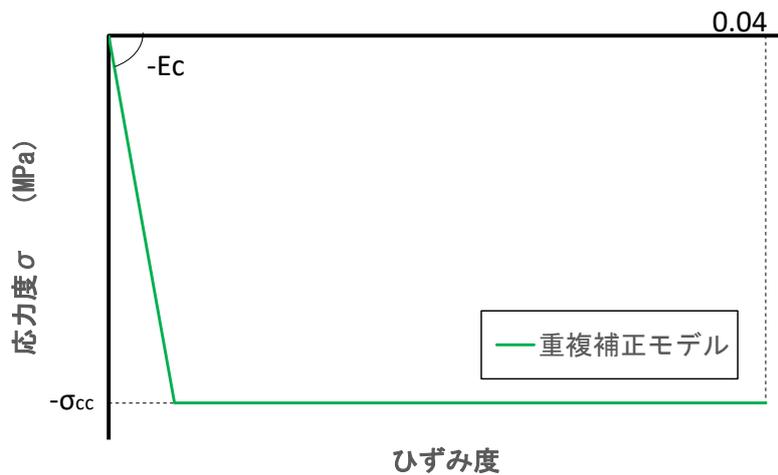


図 5.4.1-3 重複補正モデル（圧縮が正）

表 5.4.1-1 解析で使した材料定数

解析ケース	E_c (GPa)	σ_B (MPa)	σ_{cc} (MPa)	σ_{cc} / σ_B
U-1 Case1	31.7	34.0	34.0	1.00
U-1 Case2	31.7	34.0	164.3	4.83

5.4.2 杭体曲げ解析結果

解析結果として、計算結果一覧を表 5.4.2-1 に、実験結果一覧を表 5.4.2-2 に、実験値／計算値を表 5.4.2-3 に、杭部材角ーモーメント関係を図 5.4.2-1～図 5.4.2-3 に示す。ここで、短期許容モーメントの実験値の計算は、実験結果より得られる圧縮縁のコンクリートひずみにヤング係数を乗じてコンクリートの応力を計算し、その応力が設定する短期許容応力度に達した時の脚部モーメントを短期許容モーメントとして計算を行った。なお、この時の圧縮縁のコンクリートひずみは、隙間部に貼付した外側の軸方向鉄筋のひずみゲージの計測値から、隙間部断面で平面保持を仮定することで計算を行った。

Case1 の場合、実験における短期許容曲げモーメントの決定要因は正負ともにコンクリートとなり、解析でも同様の結果となった。しかし、表 5.4.2-3 に示すように、Case1 は鋼管の拘束効果を無視しているため、全ての実験値／解析値は 1.0 を超え、解析値は実験値を過小評価した。

Case2 の場合、正側載荷では短期許容曲げモーメントの決定要因は軸方向鉄筋の引張降伏となり、実験も解析も同じ結果となった。また、表 5.4.2-3 に示すように、Case2 の正側載荷の実験値／解析値は 1.01～1.16 となり精度良く実験を再現できた。一方で、Case2 の負側載荷における短期許容曲げモーメントの決定要因は、解析ではコンクリート、実験では軸方向鉄筋の圧縮降伏となり、異なる結果となった。また、Case2 の負側載荷の実験値／解析値は 0.84～1.21 となった。特に Case2 の負側載荷の最大耐力における実験値／解析値は 0.95 となり危険側の判定となった。これは、最大耐力時に鋼管が降伏していないことにより、鋼管による拘束効果が最大耐力時には発揮できていなかったことが原因の一つと考えられる。

表 5.4.2-1 Case 毎の計算結果一覧

(a) 正側載荷 (引張軸力)

解析ケース	最大耐力		軸方向鉄筋 引張降伏		軸方向鉄筋 圧縮降伏		コンクリート 短期 (σ_{as1})		短期許容モーメント の決定要因
	変形角 (%)	Moment (kNm)	変形角 (%)	Moment (kNm)	変形角 (%)	Moment (kNm)	変形角 (%)	Moment (kNm)	$\sigma_{cc} \times 2/3.5$ 方法1
U-1 Case1	1.06	16.7	0.49	13.2	1.54	16.2	0.16	5.2	コンクリート
U-1 Case2	5.94	22.7	0.49	13.5	-	-	1.15	19.1	引張降伏

(b) 負側載荷 (圧縮軸力)

解析ケース	最大耐力		軸方向鉄筋 引張降伏		軸方向鉄筋 圧縮降伏		コンクリート 短期 (σ_{as1})		短期許容モーメント の決定要因
	変形角 (%)	Moment (kNm)	変形角 (%)	Moment (kNm)	変形角 (%)	Moment (kNm)	変形角 (%)	Moment (kNm)	$\sigma_{cc} \times 2/3.5$
U-1 Case1	-0.49	-16.9	-	-	-0.49	-16.9	-0.07	-4.5	コンクリート
U-1 Case2	-5.68	-49.1	-0.81	-35.2	-0.62	-29.4	-0.55	-26.9	コンクリート

表 5.4.2-2 Case 毎の実験結果一覧

(a) 正側載荷 (引張軸力)

ケース	最大耐力		軸方向鉄筋 引張降伏		軸方向鉄筋 圧縮降伏		コンクリート 短期 (σ_{as1})		短期許容モーメント の決定要因
	変形角 (%)	Moment (kNm)	変形角 (%)	Moment (kNm)	変形角 (%)	Moment (kNm)	変形角 (%)	Moment (kNm)	$\sigma_{cc} \times 2 / 3.5$ 方法1
U-1 Case1	5.68	24.1	0.82	14.7	3.59	22.4	0.21	5.9	コンクリート
U-1 Case2	5.68	24.1	0.82	14.7	3.59	22.4	3.59	22.4	引張降伏

(b) 負側載荷 (圧縮軸力)

ケース	最大耐力		軸方向鉄筋 引張降伏		軸方向鉄筋 圧縮降伏		コンクリート 短期 (σ_{as1})		短期許容モーメント の決定要因
	変形角 (%)	Moment (kNm)	変形角 (%)	Moment (kNm)	変形角 (%)	Moment (kNm)	変形角 (%)	Moment (kNm)	$\sigma_{cc} \times 2 / 3.5$
U-1 Case1	-5.68	-47.1	-1.65	-36.5	-0.65	-24.0	-0.07	-7.1	コンクリート
U-1 Case2	-5.68	-47.1	-1.65	-36.5	-0.65	-24.0	-1.36	-32.7	圧縮降伏

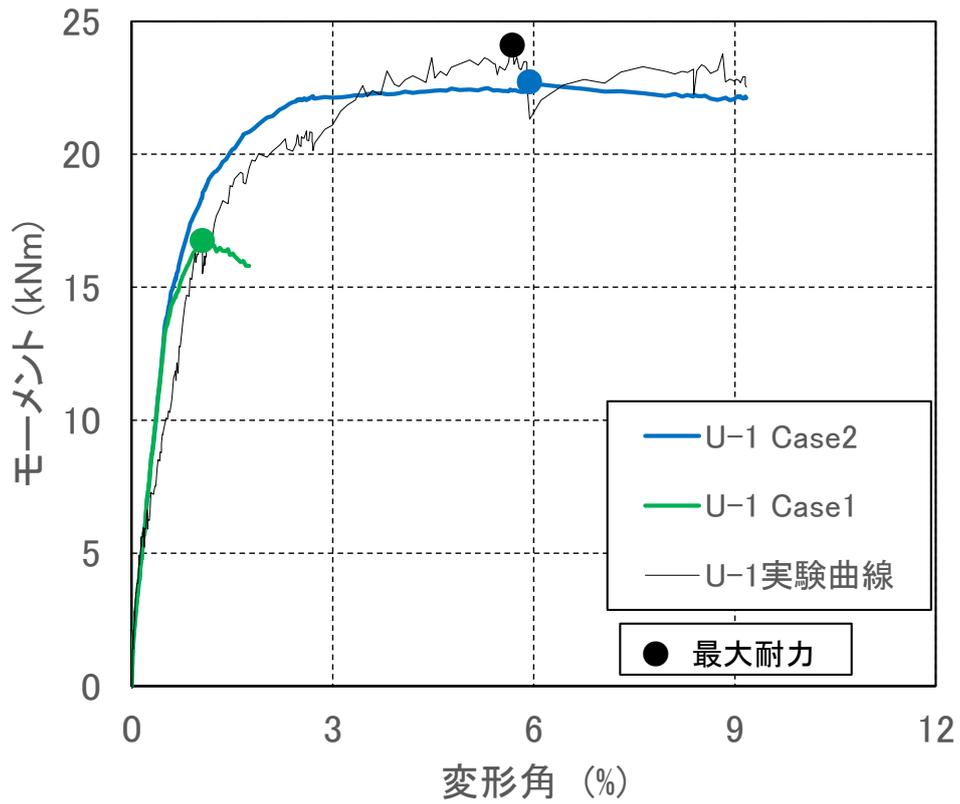
表 5.4.2-3 Case 毎の実験値 / 計算値

(a) 正側載荷 (引張軸力)

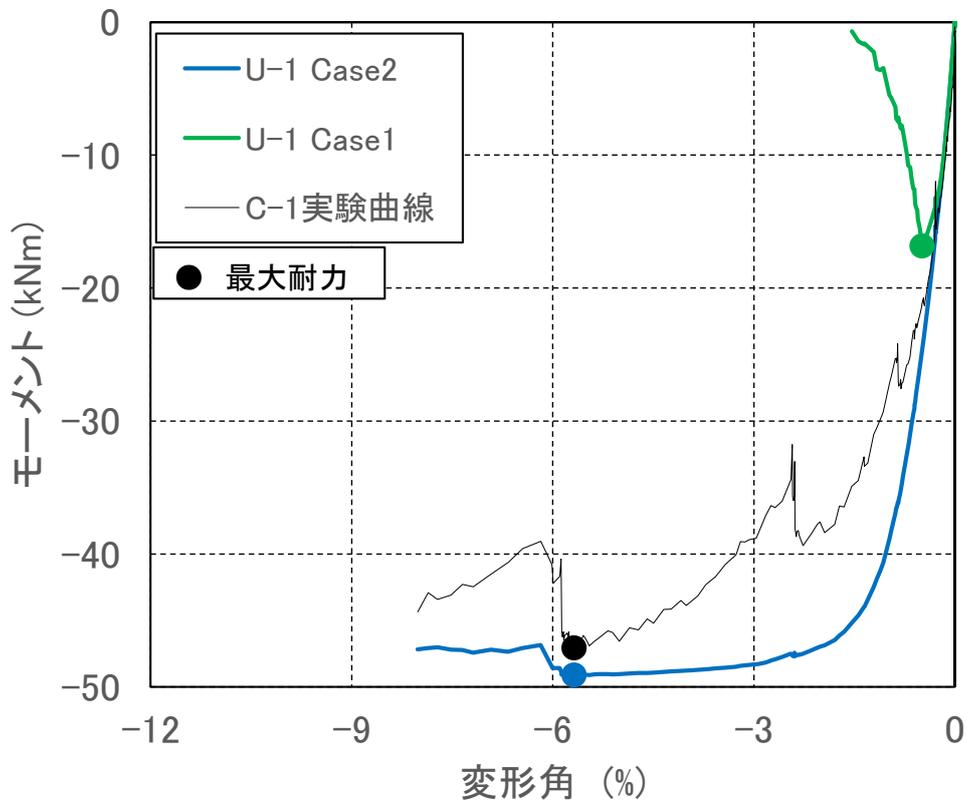
ケース	最大耐力		軸方向鉄筋 引張降伏		軸方向鉄筋 圧縮降伏		コンクリート 短期 (σ_{as1})	
	変形角	Moment	変形角	Moment	変形角	Moment	変形角	Moment
U-1 Case1	—	1.44	—	—	—	1.39	—	1.14
U-1 Case2	—	1.06	—	1.09	—	-	—	1.18

(b) 負側載荷 (圧縮軸力)

ケース	最大耐力		軸方向鉄筋 引張降伏		軸方向鉄筋 圧縮降伏		コンクリート 短期 (σ_{as1})	
	変形角	Moment	変形角	Moment	変形角	Moment	変形角	Moment
U-1 Case1	—	2.79	—	—	—	1.43	—	1.57
U-1 Case2	—	0.96	—	1.04	—	0.82	—	1.21

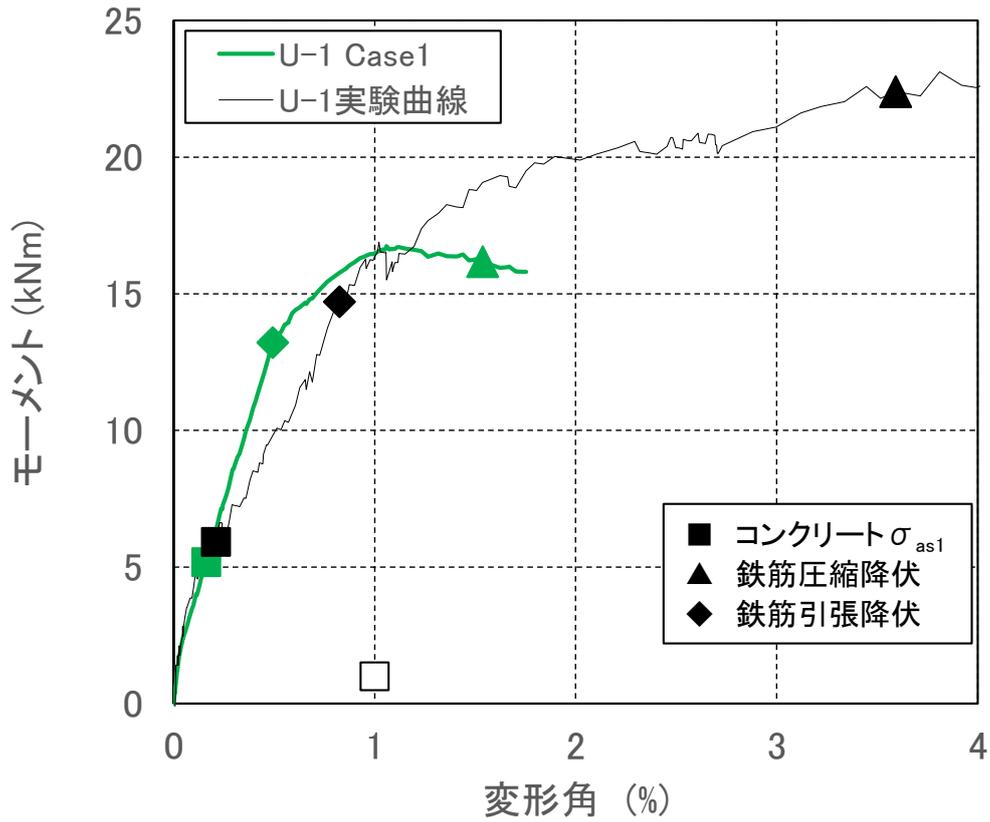


(a) 正側載荷 (引張軸力)

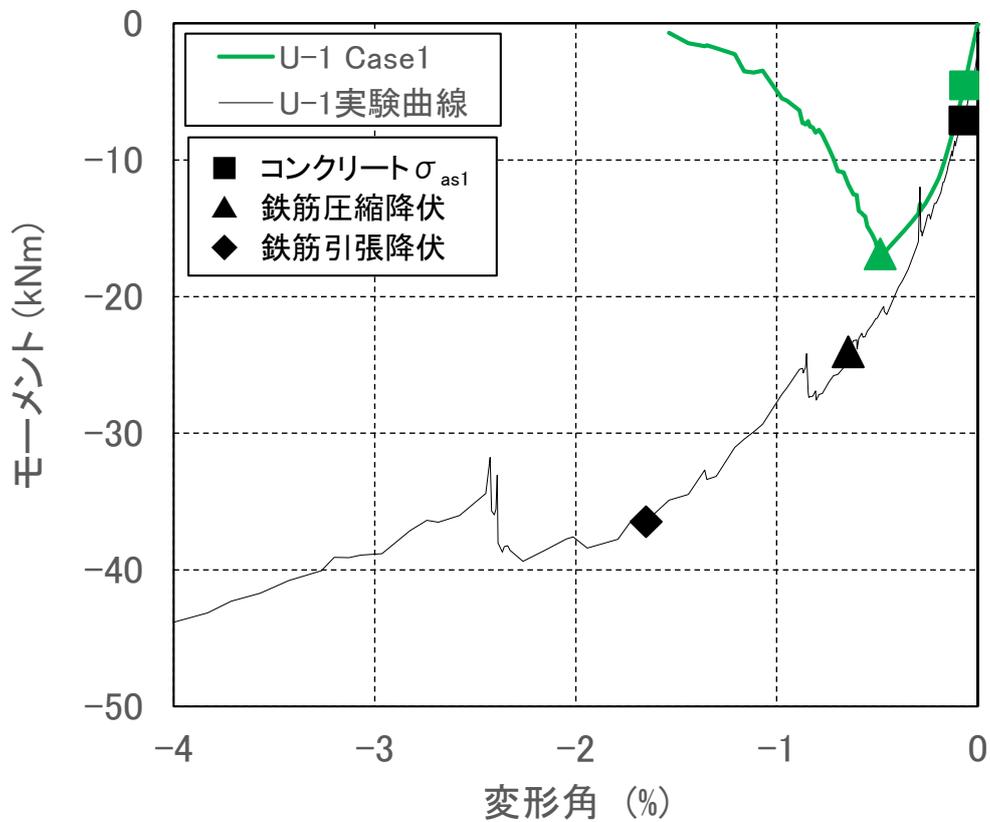


(b) 負側載荷 (圧縮軸力)

図 5.4.2-1 解析結果 全体 (杭部材角-モーメント関係)

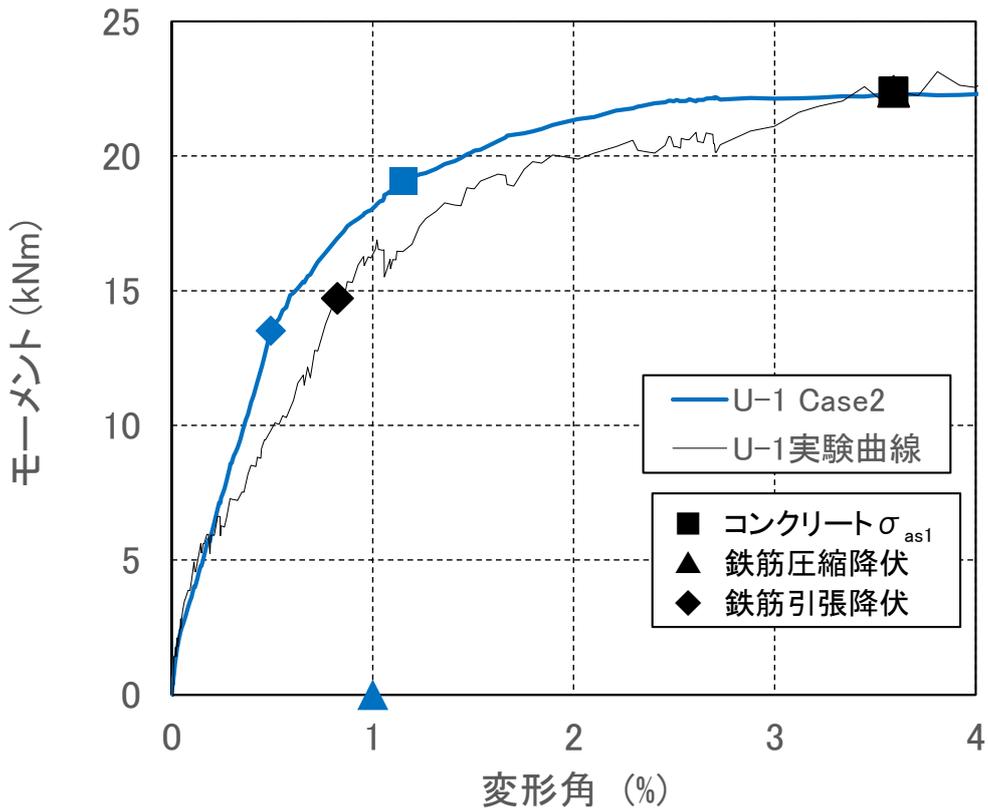


(a) 正側載荷 (引張軸力)

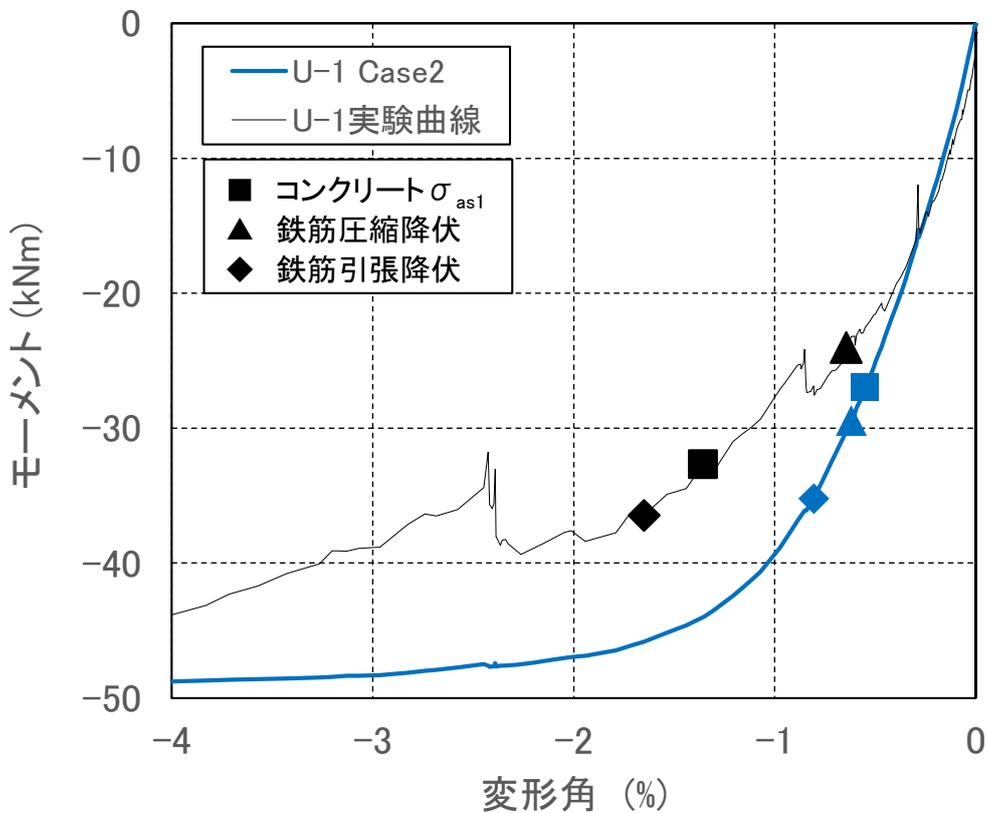


(b) 負側載荷 (圧縮軸力)

図 5.4.2-2 Case1 解析結果 (杭部材角-モーメント関係, 小変形時)



(a) 正側載荷 (引張軸力)



(b) 負側載荷 (圧縮軸力)

図 5.4.2-3 Case2 解析結果 (杭部材角-モーメント関係, 小変形時)

5.4.3 杭体短期許容曲げモーメント時の試験体の損傷状況

(1) 残留変形角

ここで、短期許容曲げモーメント到達後での変形の状況を把握することを目的として以下のように変形角を定義する。短期許容曲げモーメント到達時（コンクリート、軸方向鉄筋のうち最初に短期許容応力度に達した時）の杭部材角を aRp 、短期許容曲げモーメント到達後のピーク時の杭部材角を pRp 、短期許容曲げモーメント到達後のピーク後の除荷時の杭部材角を rRp とする。表 5.4.3-1 に、Case1 および Case2 における、各変形角の計測結果を示す。また、短期許容曲げモーメント到達後の残留変形について確認するために rRp / pRp の値を計算した。

表 5.4.3-1 に示すように、 rRp / pRp の値は 0.177~0.220 となった。このことから、短期許容曲げモーメント到達後の残留変形はピーク時変形の 1/4 以下となることが確認できた。

表 5.4.3-1 短期許容モーメント到達後の変形角一覧

解析ケース	載荷	短期許容モーメントの決定要因	aRp (%)	pRp (%)	rRp (%)	rRp/pRp
Case1	正側載荷	コンクリート	0.223	0.255	0.056	0.220
Case2		引張降伏	0.770	0.970	0.172	0.177
Case1	負側載荷	コンクリート	-0.056	-0.072	-0.014	0.194
Case2		圧縮降伏	-0.553	-0.724	-0.147	0.203

(2) 試験体損傷状況

試験体の短期許容モーメント到達後、ピークの変形を経て除荷した後の杭頭部の損傷状況を写真 5.4.3-1~写真 5.4.3-4 に示す。写真では、パイルキャップ下面に軽微なひび割れがあるものの、除荷時に補修が必要な損傷は見られなかった。



写真 5.4.3-1 正側 Case1, $pRp=0.255\%$ 後除荷時の損傷状況



写真 5.4.3-1 正側 Case2, $pRp=0.970\%$ 後除荷時の損傷状況



写真 5. 4. 3-3 負側 Case1, $pRp=-0.072\%$ 後除荷時の損傷状況



写真 5. 4. 3-4 負側 Case2, $pRp=-0.724\%$ 後除荷時の損傷状況

5.4.4 杭頭定着面の最大耐力評価

(1) 既往評価法を用いた耐力評価

5.3 節で示したように、杭隙間部及び杭が接合しているパイルキャップ下面のコンクリートの損傷により最大曲げモーメントが決定した。すなわち、最大耐力の決定要因は杭体ではなく杭頭定着面の可能性がある。そこで、平面保持を仮定した断面解析を行い、杭頭定着面の曲げ耐力の計算を実施した。なお、その時に用いる断面や材料モデルは、下記のような既往の評価法を用いた。

- **Case A:** 松田等^[5-2]の評価法を参考に断面解析により耐力を求める。コンクリートの材料構成則は、圧縮強度以降を一定とし、終局圧縮ひずみが 0.003 到達時の曲げ耐力を算出する。コンクリートの支圧係数は 1.8 とし、圧縮強度に乗じて計算する。杭頭定着筋はバイリニアで降伏後のひずみ硬化は考慮しない。断面解析を行う対象断面は、直径+200mm の仮想円形断面を設定し計算する。
- **Case B:** 文献[5-3]の評価法を参考に断面解析により耐力を求める。コンクリートの材料構成則は、圧縮強度以降の下降域を直線で考慮し、圧縮ひずみが 0.01 時に圧縮応力が 0 となるモデルを用いる。コンクリートの支圧係数は設定しない。杭頭定着筋はバイリニアで降伏後のひずみ硬化は考慮しない。断面解析を行う対象断面は、(式 5.4.4-1) で計算された直径の仮想円形断面を設定し計算する。

$$D_{a2} = 1.25D + 100 \tag{式 5.4.4-1}$$

ここで、 D_{a2} : Case2 の仮想円形断面直径 (mm) D : 杭径 (mm)

- **Case C:** 仮想円形断面を用いず実断面を想定して計算する。材料構成則は、コンクリートについては圧縮強度以降の下降域を考慮し、圧縮ひずみ 0.01 時に圧縮応力が 0 となるように設定した。鉄筋はバイリニアモデルとしひずみ硬化は考慮しないモデルを用いた。

図 5.4.4-1 に仮想円形断面の概要図を示す。仮想円形断面の杭直径 D_a は、Case A の場合は直径+200mm とし、Case B の場合は (式 5.4.4-1) で計算した。なお、Case C では仮想円形断面を考慮していない。

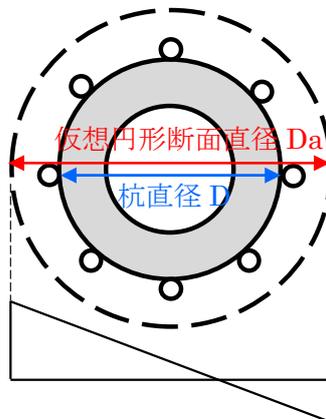


図 5.4.4-1 仮想円形断面の概要図

表 5.4.4-1 に各 Case の計算結果と実験結果の最大耐力の比較を示す。Case A および Case B では実際の杭直径の 2 倍程度の仮想円形断面直径が用いられているため、実験値/計算値は 1.0 を下回り危険側

の結果となった。一方で、Case C では正側，負側ともに 1.0 を上回り，負側では 2.0 以上となり実験結果を過小評価する結果となった。

表 5. 4. 4-1 各 Case の計算結果と実験結果の最大耐力比較

試験体	実験値／計算値		
	Case A	Case B	Case C
U-1正側	0.430	0.637	1.41
U-1負側	0.369	0.694	2.44

(2) 最大耐力実験値を再現可能なコンクリートの支圧係数

(1)の検討では，既往評価式を用いた杭頭定着面の最大耐力評価の精度が低かった。そこで定着面コンクリートの支圧係数に着目し，実験結果を再現可能な支圧係数について検討した。このとき，仮想円形断面の仮定によって耐力精度の結果は左右されるため，本検討では仮想円形断面を考慮せず，実際の断面に対して断面解析を行った。本検討で使用した材料構成則の概要を以下に示す。

- コンクリートにおいて，圧縮強度に支圧係数を乗じた支圧強度を用いる。圧縮強度以降の下降域は考慮し，圧縮ひずみ 0.05 時に圧縮応力が 0.2 倍×支圧強度となるように設定した。定着筋はバイリニアとし，ひずみ硬化を考慮した (0.001×初期剛性 E_s)。

図 5. 4. 4-2 に必要支圧係数－軸力比関係を示す。上記の解析モデルに基づいて断面解析を行った結果，引張軸力時では支圧係数が 6.5，圧縮軸力時では 3.7 となり，基礎部材指針^[5-4]に記載のある支圧係数の上限値 2.0 より大きい値を示した。また，引張軸力時および圧縮軸力時の支圧係数は異なる結果となり，軸力比に応じて変わる可能性があることがわかった。

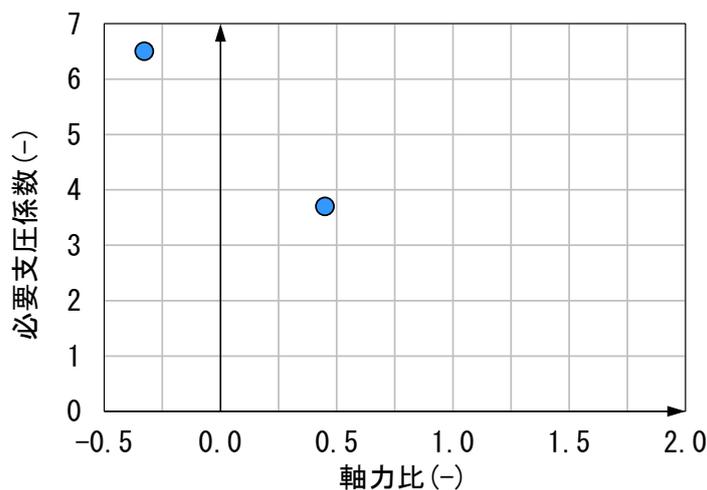


図 5. 4. 4-2 必要支圧係数－軸力比関係

5.4.5 耐力評価まとめ

本研究では、まず杭体の曲げ耐力を計算するために、平面保持を仮定した断面解析を行い、短期許容曲げモーメント及び終局モーメントの耐力評価を行った。なお、解析では鋼管の拘束効果を無視した Case1 と、鋼管の拘束効果を考慮した Case2 を実施した。

短期許容曲げモーメントの耐力比較（実験値/計算値）を表 5.4.4-1 に示す。負側載荷の Case1 では鋼管の拘束効果を無視したため、実験値/計算値が 1.57 と精度が悪かった。また負側載荷の Case2 では、鋼管の拘束効果を考慮したところ 0.82 と危険側の判定となった。

表 5.4.4-1 短期許容曲げモーメント（実験値/計算値）

解析ケース	載荷	短期許容モーメント の決定要因	計算値 (kNm)	実験値 (kNm)	実験値 /計算値
Case1	正側載荷	コンクリート	5.17	5.92	1.14
Case2		引張降伏	13.5	14.7	1.09
Case1	負側載荷	コンクリート	-4.5	-7.11	1.57
Case2		圧縮降伏	-29.4	-24.0	0.82

また、各試験体の最大耐力の比較（実験値/計算値）を表 5.4.4-2 に示す。正側載荷時では、Case2 のように鋼管の拘束効果を考慮することで、最大耐力の推定精度が上昇した。しかし、負側載荷時では Case2 のように鋼管の拘束効果を考慮すると、実験値/解析値は 0.96 となり危険側の判定となった。これは、最大耐力時に鋼管が降伏していないことにより、鋼管による拘束効果が最大耐力時には発揮できていなかったことが原因の一つと考えられる。

実験では、パイルキャップ下面の損傷により最大耐力が決まっていることから、最大耐力を評価するためにはパイルキャップ下面のコンクリートの損傷による破壊に対する耐力評価を行う必要がある。そこで、既往の計算方法を用いて、杭頭定着面の曲げ耐力の計算を行った。既往の評価法として仮想円形断面を用いる方法では実際の杭直径の 2 倍程度の仮想円形断面直径が用いられているため、表 5.4.4-1 に示すように実験値/計算値は 1.0 を下回り危険側の結果となった。一方で、仮想円形断面を用いない解析では正側、負側ともに 1.0 を上回り、負側では 2.0 以上となり実験結果を過小評価する結果となった。そこで、実験の耐力が成立するときの支圧係数（支圧による強度上昇の比率）、を実験結果から逆算して求めると、引張軸力時では支圧係数が 6.5、圧縮軸力時では 3.7 となり、基礎部材指針^[5-4]に記載のある支圧係数の上限値 2.0 より大きい値を示した。また、引張軸力時および圧縮軸力時の支圧係数は異なる結果となり、軸力比に応じて変わる可能性があることがわかった。

表 5.4.4-2 最大耐力（実験値/計算値）

解析ケース	載荷	計算値 (kNm)	実験値 (kNm)	実験値 /計算値
Case1	正側載荷	16.7	24.1	1.44
Case2		22.7	24.1	1.06
Case1	負側載荷	-16.9	-47.1	2.79
Case2		-49.1	-47.1	0.96

5.5 結論

5.5.1 まとめ

U-1 試験体の実験結果から、以下のような知見が得られた。

- (1) 試験体は、杭の軸方向鉄筋降伏後に杭隙間部及び杭が接合しているパイルキャップ下面のコンクリートの損傷により最大曲げモーメントに達した。その後杭鋼管の周方向の引張降伏が見られた。その後すぐに杭軸方向鉄筋の座屈及び破断により終局に至った。
- (2) コンクリートの損傷は、杭隙間部とパイルキャップ下面の一部に見られたが、載荷後に鋼管を除去し杭体内部を確認したところ、杭体内部に損傷は見られなかった。
- (3) 軸方向鉄筋降伏前では引張軸力時（正側加力時）の鋼管の拘束効果は、圧縮軸力時（負側加力時）と比べ同等以上の拘束効果が作用していることが確認できた。
- (4) 本試験体は杭軸方向鉄筋の破断により終局を迎えた。この終局限界状態時の杭部材角は引張軸力時（正側加力時）で 10.5%、圧縮軸力時（負側加力時）で -10.5%であった。また、終局限界状態時の隙間部回転角は、引張軸力時（正側加力時）で 11.9%、圧縮軸力時（負側加力時）で -12.0%であった。
- (5) 曲げ断面解析を実施した結果、コンクリートの鋼管による拘束効果を見捨ると、最大曲げモーメント計算値は実験値を過小評価した。一方で、コンクリートの鋼管による拘束効果について、鋼管降伏を前提とした計算を行うと最大曲げモーメント計算値は実験値を過大評価した。これは、杭隙間部及び杭が接合しているパイルキャップ下面のコンクリートの損傷により最大曲げモーメントが決定したためと考えられる。
- (6) 既往の計算方法を用いて、杭頭定着面の曲げ耐力の計算を行った結果、仮想円形断面を用いる方法では、実験値／計算値は 1.0 を下回り危険側の結果となった。一方で、仮想円形断面を考慮しない解析では正側、負側ともに 1.0 を上回り、負側では 2.0 以上となり実験結果を過小評価する結果となった。
- (7) 杭頭定着面の曲げ耐力について、仮想円形断面を用いず支圧による強度上昇を考慮した計算を行った。実験結果から支圧係数を逆算して求めると、引張軸力時に 6.5、圧縮軸力時に 3.7 となり、基礎部材指針⁵⁻⁴⁾に記載のある支圧係数の上限値 2.0 より大きい値を示した。また、引張軸力時および圧縮軸力時の支圧係数は異なる結果となり、軸力比に応じて変わる可能性があることがわかった。

5.5.2 今後の検討課題

本研究では、以下の項目について今後の検討課題となった。

- (1) 中実杭を部分架構として設計するときには、本実験で見られた破壊のように杭が接合しているパイルキャップ下面のコンクリートによる破壊について、検討が必要である。そのためには、杭隙間部及び杭が接合しているパイルキャップ下面のコンクリートの損傷による破壊に対する耐力評価方法の開発が必要となる。
- (2) 本実験では杭体とパイルキャップは一体打ちとしたが、実際の施工では杭はプレキャスト製品を想定している。そのため、実際の施工を想定した実験の実施が今後必要と考えられる。

参考文献

- [5-1] 渡邊秀和ほか7名：圧縮靱性を持つ既製コンクリート杭の一軸圧縮実験，日本建築学会技術報告集，Vol. 27, No. 66, pp. 726-731, 2021.6
- [5-2] 松田竜ほか4名：SC 杭頭埋込部の曲げ抵抗機構，日本建築学会構造系論文集，Vol.85, No.776, pp.1291-1301, 2020.10
- [5-3] 公益社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，2017.11
- [5-4] 日本建築学会：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，2017
- [5-5] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004