

第3章

杭の曲げせん断実験

3.1 はじめに

2章で示した一軸圧縮実験の結果、中空断面の試験体では脆性破壊したが、中実断面の鋼管巻き杭（非接合）試験体では外側に取り付けた鋼管による拘束効果により一軸圧縮強度の上昇と靱性能の向上が確認できた。本章は、鋼管巻き中実杭の構造性能を確認することを目的に静的載荷実験を実施した。

静的載荷実験としては、一軸圧縮実験を実施し、最大強度と靱性能の向上が見られた鋼管巻き中実杭（非接合）試験体 B-2-2 及び B-2-3 の仕様に基づき作製した鋼管巻き中実杭の試験体、比較のために SC 杭の試験体を設けた。その載荷方法は、大地震を想定して作用軸力は水平力に連動して変動させ、軸力比を表 3.1-1 に示すように大地震を想定して実施した。なお、軸力比の設定は 3.2.4(3)で説明する。また、鋼管巻き中実杭は、SC 杭と同等以上の曲げ耐力となるように、杭体内に軸方向鉄筋を配筋した。なお、杭体内の配筋は高密配筋となるため、工場で品質管理された状態で製造することを想定している。

表 3.1-1 試験体の作用軸力比

試験体	変動軸力		
	引張側	長期	圧縮側
C-1,C-3	-0.210	0.090	0.430
C-2	-0.500	0.090	0.185

※軸力比の値は、圧縮を正、引張を負とした。

3.2 実験概要

3.2.1 試験体諸元

試験体概要を表 3.2.1-1 に、試験体詳細図を図 3.2.1-1, 2 に示す。鋼管巻き中実杭試験体 C-1 及び C-2 と、SC 杭試験体 C-3 の 3 体を用いて実験を行った。C-1 と C-2 は同じ配筋の試験体だが、実験時に導入する軸力を変化させた。C-3 は、C-1 と比較することを目的とした、同径の SC 杭（中空断面）である。C-1 と C-2 は、設計隙間部 20mm、設計鋼管厚 9mm の鋼管巻き中実杭の内部に、内周 14-D22 と外周 20-D22 の軸方向鉄筋を二重に配筋した。この軸方向鉄筋は、C-3 と曲げ耐力ができるだけ同じになるように設計した。

試験体条件：共通事項

①コンクリート強度：50N/mm²

※1：C-1 および C-2 では試験体およびスタブ、C-3 ではスタブのコンクリート強度となる。

※2：C-1 および C-2 と C-3 では、コンクリート断面性能を同程度に設定した。なお、SC 杭試験体 C-3 の断面積とコンクリート圧縮強度の積と、鋼管巻き中実杭試験体 C-1 及び C-2 の断面積とコンクリート圧縮強度の積が同程度となるようにコンクリート強度を決定した。

②杭の外径：400mm

③鋼管厚：9mm

※すべての試験体で同じ製造ロットの鋼管を使用するようにした。

表 3.2.1-1 試験体一覧

試験体	外径 (mm)	断面形状	コンクリート厚 (mm)	鋼管厚 (mm)	鋼管長 (mm)	隙間部 (mm)	軸方向鉄筋 (本-呼び径)	試験区間 (mm)
C-1	400	中実円形	—	9.1	1960	頭：22.3 脚：20.0	内周 14-D22 外周 20-D22	2001.3
C-2	400	中実円形	—	9.1	1960	頭：24.6 脚：20.1	内周 14-D22 外周 20-D22	2001.6
C-3	400	中空円形	53.3	9.1	2000	—	—	2001.5

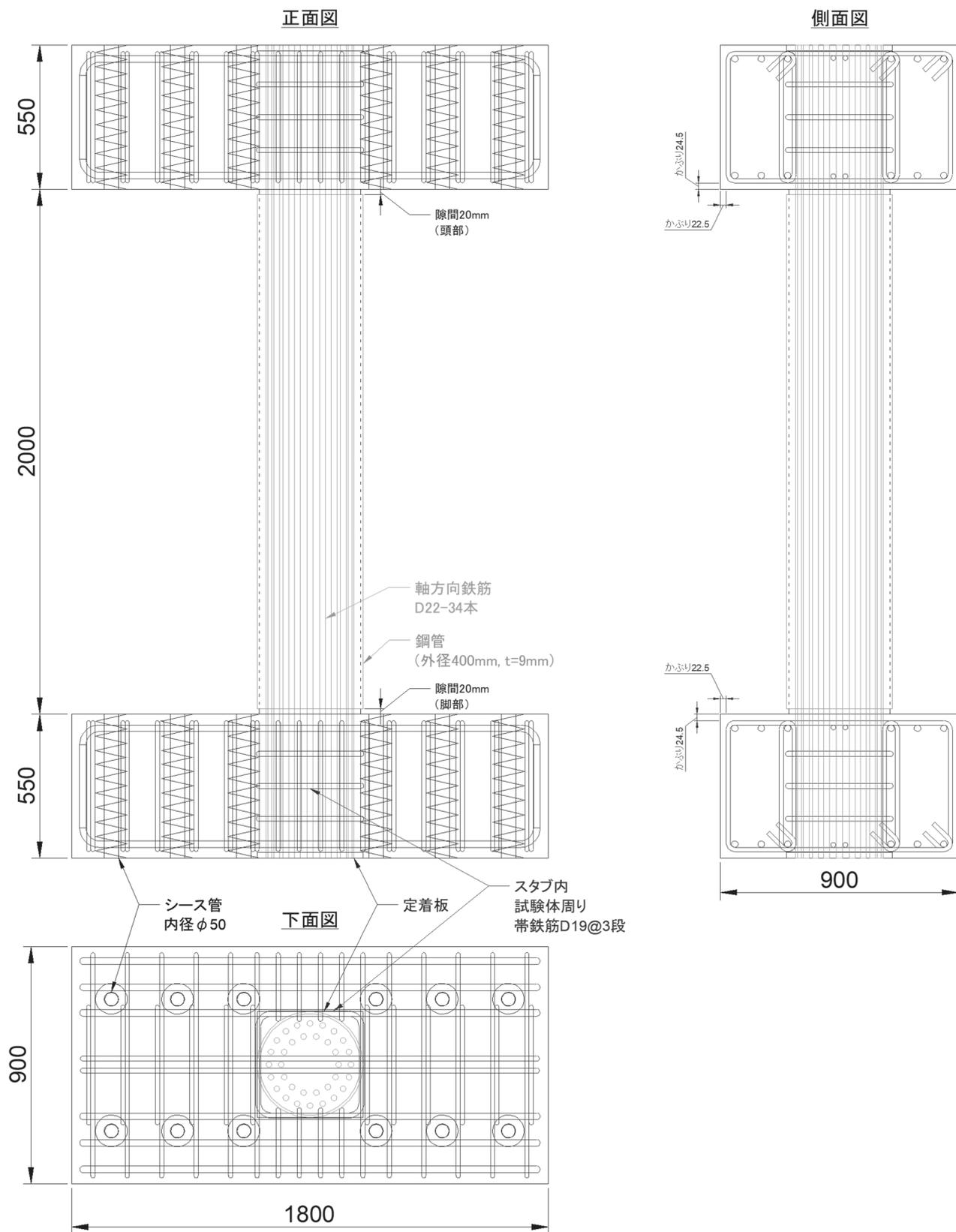


図 3.2.1-1 試験体詳細図(C-1, C-2)

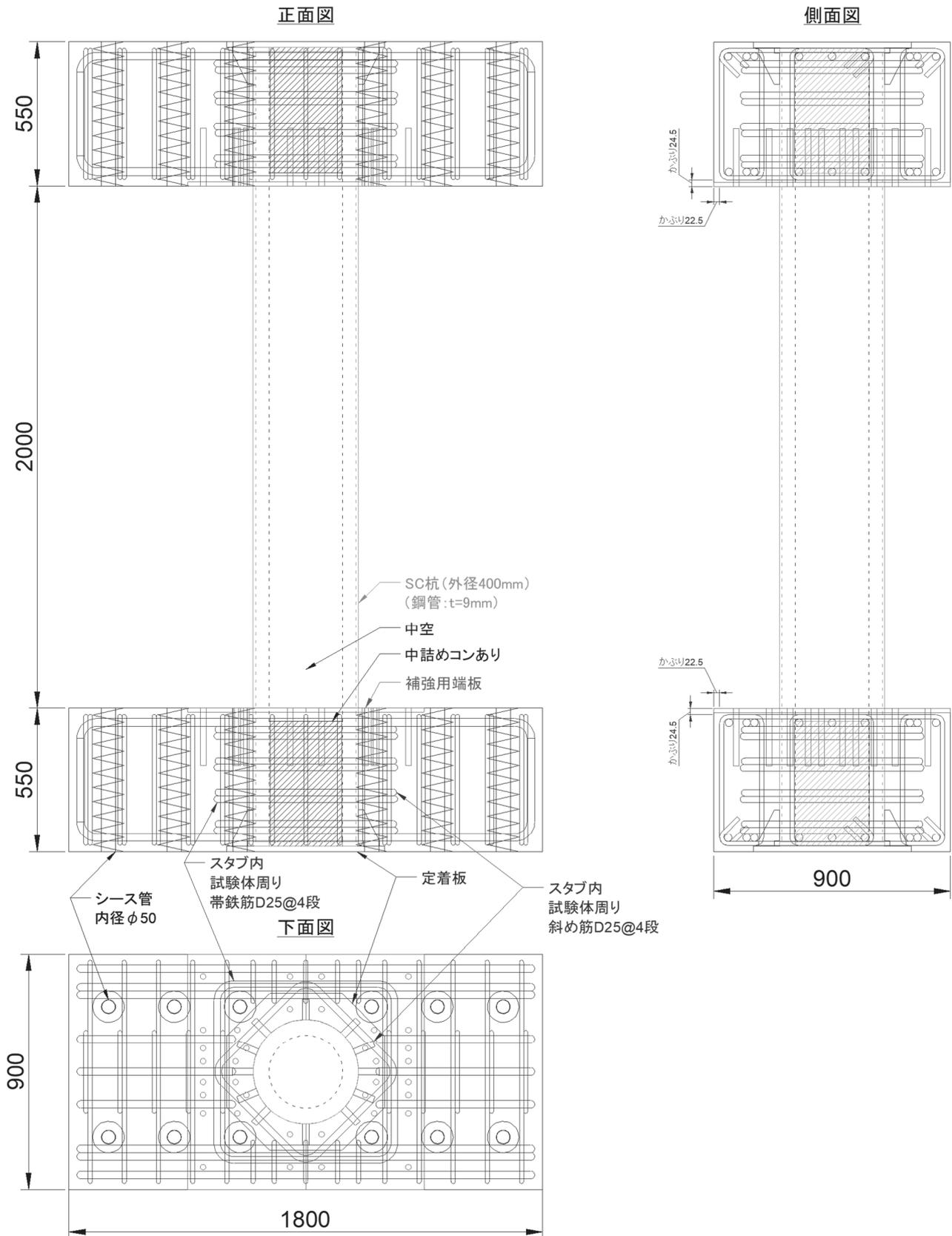


図 3.2.1-2 試験体詳細図 (C-3)

3.2.2 材料特性

表 3.2.2-1 及び表 3.2.2-2 に各試験体のコンクリート，鋼材の材料試験結果を示す。

C-1, C-2 で使用したコンクリートは，設計基準強度 50MPa の普通コンクリートに膨張材を投与し，膨張材による膨張量が乾燥収縮による収縮量を上回るように調合設計を行った。なお，コンクリートの材料試験は径 100mm，高さ 200mm の供試体にて実施した。

C-3 の SC 杭は，JIS A 5372 のⅡ類品の規格に則っている製品で，コンクリートは膨張材による膨張量が乾燥収縮による収縮量を上回るように膨張材を混入した設計基準強度 105MPa の遠心力締固めコンクリートである。なお，コンクリートの材料試験は遠心供試体(径 200mm×高さ 300mm×厚さ 40mm)にて実施した。

表 3.2.2-1 各試験体のコンクリートの材料試験値

試験体	供試体形状	材齢 (日)	圧縮強度 σ_B (MPa)	圧縮強度 時ひずみ (%)	ヤング係数 (GPa)
C-1	中実	29	64.9	0.315	29.9
C-2	中実	40	66.0	0.301	30.5
C-3	中空	106	107.0	0.265	40.5

表 3.2.2-2 鋼材の材料試験値

供試体名	鋼種	鋼管厚さ (mm)	ヤング係数 (GPa)	降伏強度 (MPa)	降伏ひずみ (%)	引張強度 (MPa)
D22	SD390	—	188	429	0.280	648
鋼管	SKK490	9.1	205	414	0.202	517

3.2.3 試験体の設計

本研究では、鋼管巻き中実杭試験体 C-1 及び C-2 と、比較のための中空段面である SC 杭試験体 C-3 の 3 体を用いて実験を行った。鋼管巻き中実杭試験体は、設計隙間部 20mm、設計鋼管厚 9mm の鋼管巻き中実杭の内部に、内周 14-D22 (内径:216mm) と外周 20-D22 (外径:310mm) の軸方向鉄筋を二重に配筋した。本試験体は既製コンクリート杭を想定しているが、試験体製作上、試験区間のコンクリートはスタブと同時に現場で打設した。しかし、杭体内の配筋は高密配筋となるため、製造管理が容易な工場で製造する既製コンクリート杭を想定している。鋼管巻き中実杭試験体は、C-3 と同等以上の曲げ性能となるよう、杭体内に同程度の鋼材量の軸方向鉄筋を配筋した。また、C-1 と C-2 は同配筋の試験体だが、実験時の軸力を変化させた試験体である。

(1) 想定した実建物と設計条件

本実験では本資料の第 3 編 6 章で試設計を実施した共同住宅 C を想定建築物として試験体設計を行った。想定した建築物の諸元を表 3.2.3-1 に、試設計における杭の諸元を表 3.2.3-2 に、試設計で用いた SC 杭の設計用応力を表 3.2.3-3 に示す。

表 3.2.3-1 想定建築物諸元

	構造種別	階数	延床面積	備考
共同住宅 C	RC 造	地上 11 階	約 6,800m ²	X 方向：ラーメン架構 Y 方向：連層耐力壁架構

表 3.2.3-2 想定建築物の杭諸元

	杭径	コンクリート圧縮強度	壁厚	鋼管
SC 杭	1100mm	105N/mm ²	160mm	t=23mm (SKK490)

表 3.2.3-3 SC 杭の設計用応力

	引張側軸力	長期軸力	圧縮側軸力
隅柱下の軸力	-5000 (kN) (-0.20)	2950 (kN) (0.05)	5500 (kN) (0.08)
中柱下の軸力	3250 (kN) (0.05)	5892 (kN) (0.09)	15000 (kN) (0.23)

注：軸力の値は、圧縮を正、引張を負とする。

括弧内の数字は軸力比とし、下記の計算により計算した。

圧縮の場合は、軸力比＝軸力／（コンクリート断面積×コンクリート強度＋
外殻鋼管断面積×外殻鋼管降伏強度）

引張の場合は、軸力比＝軸力／（外殻鋼管断面積×外殻鋼管降伏強度）

この共同住宅 C で鋼管巻き中実杭を採用することを想定し、2 章で実施した杭径 400mm の B-2-2 試験体 (図 3.2.3-1(a)) の鉄筋量等の断面仕様を参考に杭径 1100mm の鋼管巻き中実杭 (図 3.2.3-1(b)) の設計を行った。鋼管厚さは 11/4 倍して 25mm とした (9mm×11/4=24.75≒25mm)。しか

第3章 杭の曲げせん断実験

し、軸方向鉄筋を同じように配筋する（軸方向鉄筋の面積を $11/4 \times 11/4$ 倍する）と、太径の鉄筋の上
限が D51 であるため D51 を多数配筋する必要がある。計算の結果、実大スケールでは 48-D51 の軸
方向鉄筋が必要となるが、これを 1 重配筋で配筋するのは困難なことから、図 3.2.3-1 (b) のように 2
重配筋で配筋を行った。試設計で用いた SC 杭と同様に、共同住宅 C で鋼管巻き中実杭を採用した場
合の設計用応力を表 3.2.3-4 に示す。

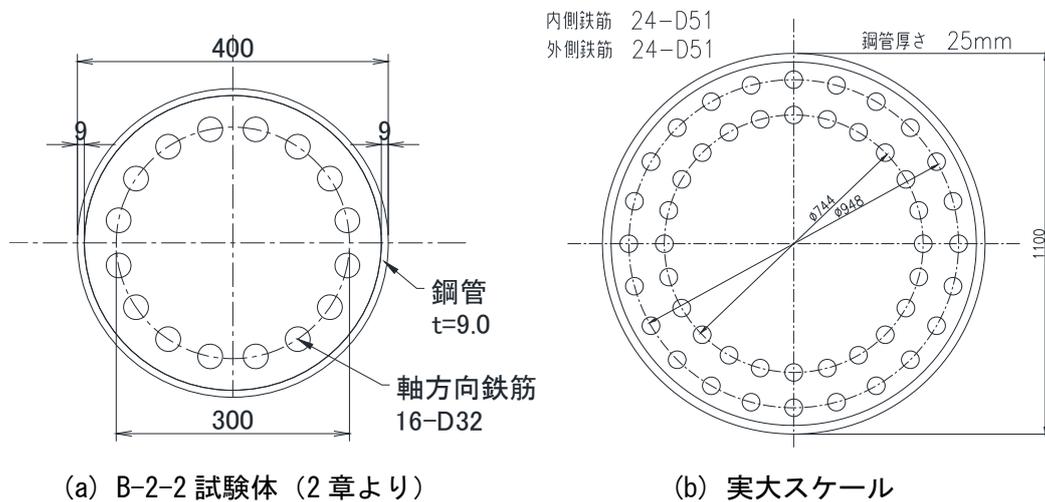


図 3.2.3-1 鋼管巻き中実杭 断面図

表 3.2.3-4 鋼管巻き中実杭の設計用応力

	引張側軸力	長期軸力	圧縮側軸力
隅柱下の軸力	-5000 (kN) (-0.13)	2950 (kN) (0.04)	5500 (kN) (0.07)
中柱下の軸力	3250 (kN) (0.04)	5892 (kN) (0.07)	15000 (kN) (0.19)

注：圧縮を正，引張を負とする。

括弧内の数字は軸力比とし，下記の計算により計算した。

圧縮の場合は， $\text{軸力比} = \text{軸力} / (\text{コンクリート断面積} \times \text{コンクリート強度} + \text{軸方向鉄筋断面積} \times \text{軸方向鉄筋降伏強度})$

引張の場合は， $\text{軸力比} = \text{軸力} / (\text{軸方向鉄筋断面積} \times \text{軸方向鉄筋降伏強度})$

(2) 縮小試験体の断面決定

3.2.3 (1)で想定した SC 杭と鋼管巻き中実杭の縮小試験体の断面を，図 3.2.3-2 のように決定した。それぞれ、杭径 1100mm の実大スケールの杭を杭径 400mm の試験体に縮小した。ただし、鋼管巻き中実杭の試験体における鋼管と外周軸方向鉄筋の間隔及び外周軸方向鉄筋と内周軸方向鉄筋の間隔は、粗骨材寸法 (13mm) の 1.25 倍 (=16.25mm) にひずみゲージ貼付けのためのスペース (8mm 程度) を考慮して 25mm 程度とした。また、試験体の曲げモーメントー軸力関係を図 3.2.3-3 に示す。試験体の諸元を表 3.2.3-5 及び表 3.2.3-6 に示す。図 3.2.3-3 に示すように SC 杭と鋼管の拘束効果を期待した鋼管巻き中実杭の曲げ耐力は同程度となっていることがわかる。

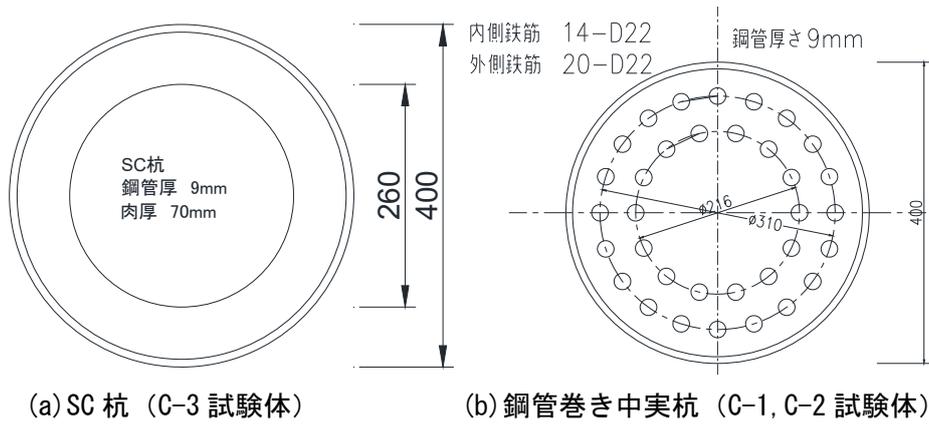


図 3.2.3-2 試験体 断面図

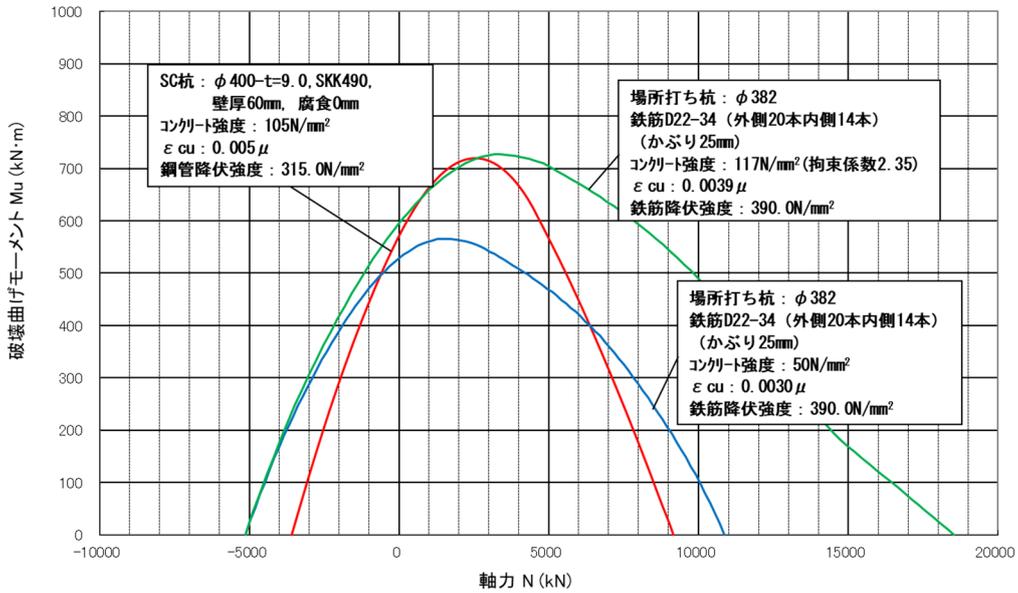


図 3.2.3-3 破壊曲げモーメントー軸力関係：設計値

表 3.2.3-5 計算諸元一覧：SC 杭

項目		単位	設計値
鋼管	降伏強度	(N/mm^2)	315
	ヤング係数	(N/mm^2)	205,000
	腐食代	(mm)	0
コンクリート	圧縮強度	(N/mm^2)	105
	ヤング係数	(N/mm^2)	40000
壁厚 (鋼管+コンクリート)		(mm)	60

表 3.2.3-6 計算諸元一覧：鋼管巻き中実杭

項目		単位	設計値
軸方向鉄筋	降伏強度	(N/mm^2)	390
	ヤング係数	(N/mm^2)	205,000
コンクリート	圧縮強度	(N/mm^2)	50
	拘束効果を考慮した強度	(N/mm^2)	117
	ヤング係数	(N/mm^2)	30,000

(3) 試験体各部の耐力計算

1) 隙間部のせん断耐力の検討

隙間部のせん断耐力 (C-1,C-2) は、コンクリートおよび鋼管による拘束効果を期待せず、軸方向鉄筋のみで抵抗するとして検討した。

仕様 : SD390, D22, 34 本

D22 の公称断面積 387.1 mm^2 , 軸方向鉄筋面積 $387.1 \times 34 = 13161.4 \text{ mm}^2$

軸方向鉄筋のせん断応力度 $390/\sqrt{3} = 225.2 \text{ N/mm}^2$

せん断抵抗力 $225.2 \times 13161.4 / 1000 = 2963.9 \text{ kN}$

試験体外径 400 で曲げスパンを外径の 2.5 倍 (=1m) とした場合 $M/m = P = Q$

図 3.2.3-4 の全ての軸力の範囲で曲げモーメント耐力が最大となる $M_{d1} = 730 \text{ kNm}$ に対し安全率は 4 倍程度となった。

2) 試験体スタブの設計検討

試験体スタブの検討では、試験体の想定耐力を発揮する際に、スタブが浮きあがらず、かつ水平に滑らないように PC 鋼棒の緊結本数や緊結荷重の設計を行った。また、試験体の想定耐力時にスタブが曲げまたはせん断の短期許容耐力以内となるように配筋設計を行った。検討結果を以下に示す。なお、このスタブの設計用応力は、図 3.2.3-4 の全ての軸力の範囲で曲げモーメント耐力が最大となる $M_{d1} = 730 \text{ kNm}$ と、その時の水平力 $P_{d1} = 730 \text{ kN}$ として計算を行った。

(a) PC 鋼棒の配置設計

試験体スタブの PC 鋼棒配置図を図 3.2.3-4 に示す。図中の赤い箇所が PC 鋼棒の配置位置であり、スタブ一つにつき 12 本配置する。このとき、スタブが浮きあがる際の試験体水平力 P_{u1} とスタブ水平に滑る時の試験体水平力 P_{u2} をそれぞれ (式 3.2.3-1) ~ (式 3.2.3-2) を用いて計算した。また、それぞれの検討による水平力を設計用水平力で除した安全率の計算を行った結果、 P_{u1}/P_{d1} は 2.12, P_{u2}/P_{d1} は 1.32, となり 1 を上回ることが確認できた。

$$P_{u1} = (T_{pc} \cdot L_{pc} \cdot n_{pc} \div 2) \div h_s \quad (\text{式 3.2.3-1})$$

$$P_{u2} = T_{pc} \cdot \mu_{pc} \cdot n_{pc} \quad (\text{式 3.2.3-2})$$

P_{u1} : スタブ浮きあがり耐力 (kN)

P_{u2} : スタブ水平滑り耐力 (kN)

T_{pc} : 一本あたりの PC 鋼棒の緊張力で、400kN とする。

L_{pc} : PC 鋼棒緊張力の応力中心間距離で、図 3.2.3-4 より 1.0m とする。

n_{pc} : PC 鋼棒の本数で、図 3.2.3-4 より 12 本とする。

μ_{pc} : スタブと載荷装置底面間での摩擦係数で、0.2 とする。

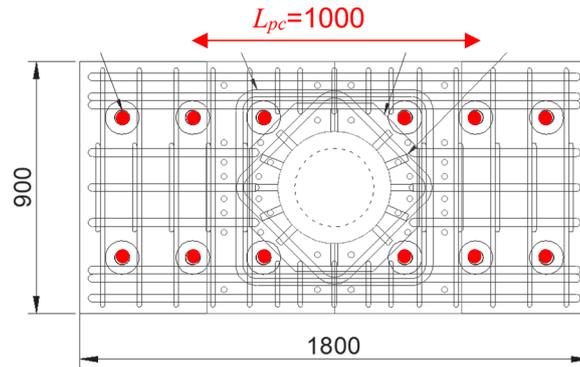


図 3.2.3-4 試験体スタブの PC 鋼棒配置図 (単位 : mm)

(b) スタブ配筋設計

スタブの設計用水平力 P_d ($=730\text{kN}$) 作用時の試験体のモーメント図を図 3.2.3-5 に示す。スタブに作用する最大の曲げモーメント M_{d2} とせん断力 Q_{d2} はそれぞれ (式 3.2.3-3) ~ (式 3.2.3-4) を用いて計算し、それらを作用応力として設計した。また、それぞれの作用応力に対応して、試験体スタブの短期許容曲げモーメントと短期許容せん断耐力を RC 規準 2018^[3-1]の計算方法を用いて計算を行った。短期許容曲げモーメント M_{a1} と短期許容せん断耐力 P_{a1} をそれぞれ (式 3.2.3-5) ~ (式 3.2.3-6) を用いて計算した。また、それぞれの検討による水平力を設計用水平力で除した安全率の計算を行った結果、 M_{a1}/M_{d2} は 1.15、 P_{a1}/P_{d2} は 1.26、となり 1 を上回ることが確認できた。

$$M_{d2} = Q_{d1} \cdot h_{d2} \div 2 \quad (\text{式 3.2.3-3})$$

$$P_{d2} = \frac{2 \cdot M_{d2}}{L_{d2}} \quad (\text{式 3.2.3-4})$$

M_{d2} : スタブ検討断面における設計用モーメント (kNm)

h_{d2} : スタブ中心高さから試験体中心高さまでの距離で、図 3.2.3-5 に示すように 1.275 (m) とする。

L_{d2} : スタブの支持点間距離で、図 3.2.3-5 に示すように 1.0 (m) とする。

$$M_{a1} = a_t \cdot f_t \cdot j \cdot 10^6 \quad (\text{式 3.2.3-5})$$

$$P_{a1} = bj \left\{ \frac{2}{3} \alpha f_s + 0.5 {}_w f_t (p_w - 0.002) \right\} \quad (\text{式 3.2.3-6})$$

M_{a1} : 短期許容曲げモーメント (kNm)

P_{a1} : 短期許容せん断耐力 (kN)

a_t : 引張鉄筋断面積で、3547 ($=506.7 \times 7$ 本) (mm^2) とする。

f_t : 引張鉄筋の許容引張応力度で、345 (MPa) とする。

j : スタブの応力中心間距離 (mm) で、 $7/8d$ とする。

d : スタブの有効せいで、500 (mm) とする。

b : スタブの幅で、900 (mm) とする。

α : せん断スパン比による割増係数で, $\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd}+1} = 1.33$ とする。

$\frac{M}{Qd}$: せん断スパン比で, 2.0 (=1000mm/500mm) とする。

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度で, 1.49 (MPa) とする。

wf_i : スタブせん断補強筋の短期許容引張応力度で, 295 (MPa) とする。

p_w : スタブのせん断補強筋比で, 0.0132 とする。

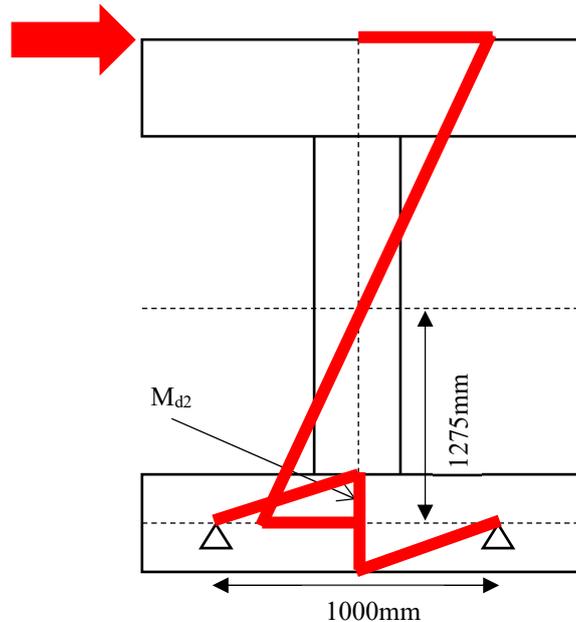


図 3.2.3-5 試験体モーメント図

3) 試験体スタブの補強板の設計

C-3 では, 水平力載荷時に, 杭の押出しによるスタブの早期圧壊が想定されたため, C-3 の SC 杭とスタブ上面の設置面に半割の鋼板を差し込み, スタブ側に横ずれ防止に鉄筋を配置した補強板を設けるとした。補強板は, 支圧の範囲の境目で図 3.2.3-6 のように抵抗部を設定し検討した。また, アンカー筋は, 試験体の想定耐力時にスタブコンクリートがアンカー筋のせん断力を受けても短期許容耐力以内となるように本数を検討した。検討結果を以下に示す。なお, 設計用応力は, 図 3.2.3-4 の全ての軸力の範囲で曲げモーメント耐力が最大となる $M_{d1}=730\text{kNm}$ のときの水平力 $P_{d1}=730\text{kN}$ を用いて計算を行った。

(a) 補強板の抵抗部の検討

補強板の検討は, 支圧の範囲の境目で図 3.2.3-6 のように支圧抵抗部, 補強板のせん断抵抗部, 板とコンクリート境界部のせん断抵抗部を設定し, 検討した。なお, 各抵抗部の面積を求め, 試験体水平力 P_{d1} が作用したときの応力度を計算し, 補強板, アンカー筋の降伏強度に対する安全率を計算した。補強板の抵抗部の検討結果を表 3.2.3-7 に示す。また, 検討の結果, 各抵抗部の安全率は 1.27~1.83 となり, 1 を上回ることが確認できた。ここで, 補強板の角付近の空いたスペースには適度に鉄筋を配置した。

表 3.2.3-7 補強板の抵抗部の検討

抵抗部	鋼種	仕様	面積 (mm ²)	応力度 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	安全率
支圧	SS400	板厚 16mm	5026.5	145.2	235.0	1.62
補強板のせん断	SS400	板厚 16mm	9856.0	74.1	135.7	1.83
補強板とコンクリート境界面のせん断	SD345	D22-12本	4645.2	157.2	199.2	1.27

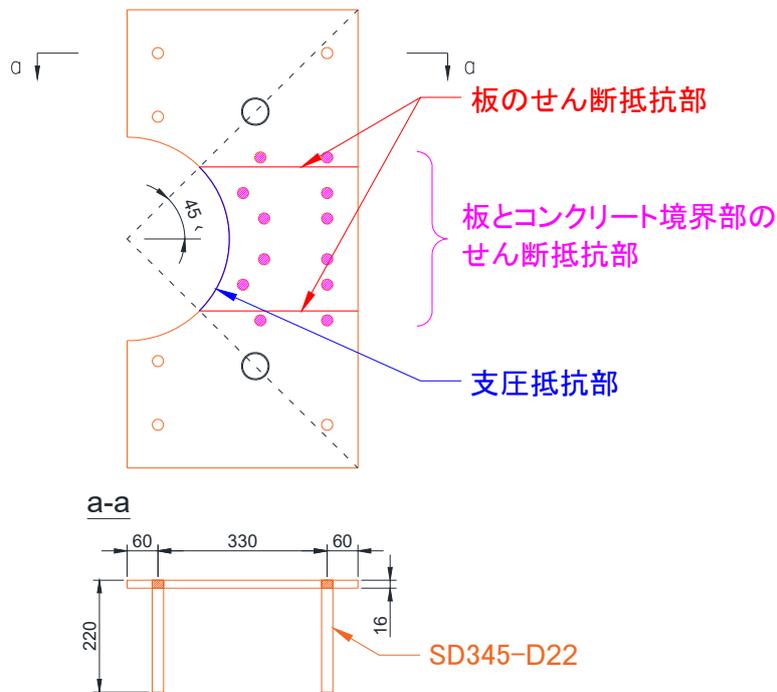


図 3.2.3-6 補強板の検討図

(b) アンカー筋の検討

コンクリート躯体の支圧強度により決まる許容せん断力，定着したコンクリート躯体のコーン破壊により決まる許容せん断力は，各種合成構造設計指針・同解説 4 章 各種アンカーボルトの設計^[3-2]を参考に，それぞれ (式 3.2.3-7)，(式 3.2.3-8) を用いて計算した。ここで，アンカー筋の必要数を配置させる範囲は，図 3.2.3-6 に示す板のせん断抵抗部付近から支圧抵抗部の範囲で検討した。

また，それぞれの検討による許容せん断力を設計用水平力 Pd (=730kN) で除した安全率の計算を行った結果， q_1/Pd は 2.60， q_2/Pd は 1.77，となり 1 を上回ることが確認できた。

$$q_1 = \phi_1 \cdot c\sigma_{qa} \cdot A_s \tag{式 3.2.3-7}$$

$$q_2 = \phi_1 \cdot c\sigma_t \cdot A_{qc} \cdot a_s \tag{式 3.2.3-8}$$

q_1 : コンクリート躯体の支圧強度により決まる許容せん断力(kN)で，(式 3.2.3-7) より 1,896(kN)となる。

q_2 : 定着したコンクリート躯体のコーン破壊により決まる許容せん断力(kN)で，(式 3.2.3-8) より 1,292(kN)となる。

第3章 杭の曲げせん断実験

ϕ_1 : 短期許容における低減係数で, $2/3$ とする。

${}_c\sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度で, ${}_c\sigma_{qa} = 0.5\sqrt{F_c \cdot E_c}$ とする。

F_c : コンクリート設計基準強度(N/mm²)で, $50(\text{N/mm}^2)$ とする。

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)で, $30,000(\text{N/mm}^2)$ とする。

A_s : アンカー筋の全面積(N/mm²)

なお, アンカー筋の本数は 12 本とし, 呼び径は D22, その公称断面積 $387.1(\text{mm}^2)$ を用いて, $A_s = 4645.2(\text{mm}^2)$ とする。

${}_c\sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度で, ${}_c\sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$ とする。

A_{qc} : 有効投影面積(N/mm²)

なお, SC 杭から遠い位置のアンカー筋列から投影し, $A_{qc} = 442,061(\text{mm}^2)$ とする。

a_s : アンカー筋の段数で, 2 段とする。

4) 付着割裂破壊に対する検討

付着割裂破壊に対する検討では, 試験体が想定 of 曲げ耐力に達するまでは, コンクリート内部の軸方向鉄筋が付着割裂を起こさないように, RC 規準 2018^[3-1]方法を準用して検討を行った。RC 規準 2018^[3-1]では, 矩形の鉄筋コンクリート造の断面における大地震動に対する安全性確保のための検討方法が記載されている。しかし, 本試験体は円形断面かつせん断補強筋がなく鋼管を用いているため, せん断補強筋による効果を計算することができない。そこで, せん断補強筋による効果を計算する時のみ図 3.2.3-7(b)のような円形断面を面積が等価な正方形断面を想定し, また鋼管は鉄筋量が同じのせん断補強筋だと考えて, 計算を行った。計算方法を(式 3.2.3-9) ~ (式 3.2.3-12)に示す。検討の結果, Kf_b/τ_D は 1.26 と 1 を上回ることが確認できた。

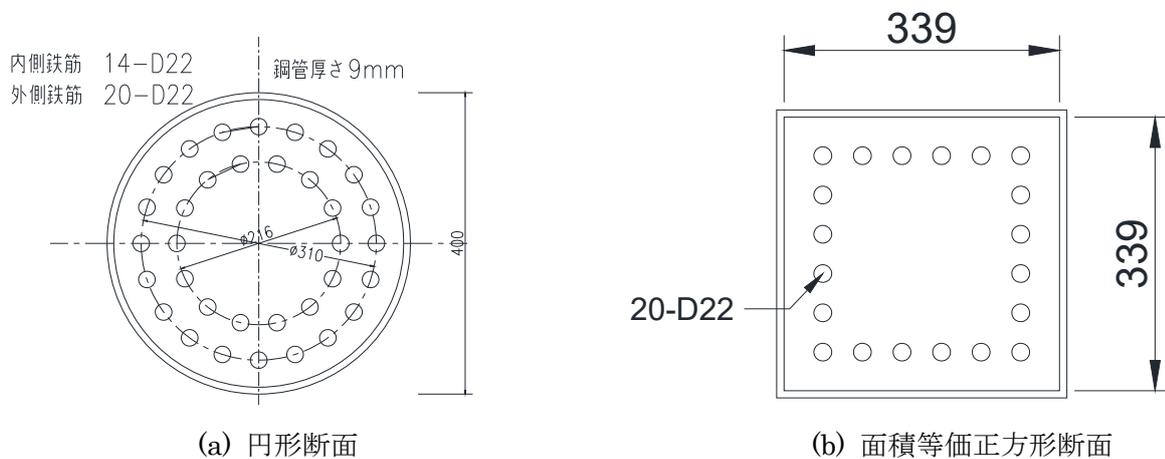


図 3.2.3-7 W 計算時に想定した矩形等価断面

$$\tau_D = \alpha_1 \times \frac{\sigma_D \cdot d_b}{4(L' - d)} \leq Kf_b \quad (\text{式 3.2.3-9})$$

$$K = 0.3 \left(\frac{C+W}{d_b} \right) + 0.4 \leq 2.5 \quad (\text{式 3.2.3-10})$$

$$W = 80 \frac{A_{st}}{sN} \leq 2.5d_b \quad (\text{式 3.2.3-11})$$

$$f_b = \frac{F_c}{40} + 0.9 \quad (\text{式 3.2.3-12})$$

τ_D : 安全性検討用の平均付着応力度(N/mm²)で (式 3.2.3-9) により, 2.59(N/mm²)となる。

α_l : 通し筋の応力状態を表す係数で, RC 規準 2018^[3-1]より 2.0 とする。

σ_D : 付着検定断面位置における安全性検討用の鉄筋引張応力度(N/mm²)で, 本試験体は曲げ降伏を計画する部材のため, 軸方向鉄筋の降伏強度 390(N/mm²)を用いる。

d_b : 軸方向鉄筋の鉄筋径で, 22(mm)とする。

L' : 通し筋の付着長さで, 今回は部材の内法長さ 2000(mm)とする。

d : 曲げ材の有効せいで, 346(mm)とする。

K : 鉄筋配置と横補強筋による修正係数で (式 3.2.3-10) で計算した結果, 1.51 となる。

C : 計算する断面における鉄筋間のあき(26.7mm), または最小かぶり厚さの3倍(25mm×3=75mm)のうち小さいほうの数値で, 5 d_b (22mm×5=110mm)以下とする。すなわち, 今回はこれらの最小値の鉄筋間のあき 26.7(mm)とする。

W : 付着割裂面を横切る横補強筋効果を表す換算長さで, 図 3.2.3-4 のような面積が等価な正方形断面を想定し計算を行った。しかし, 今回の計算の結果 A_{st}/s (s*N)の値が 240mm となり, 2.5 d_b = 55mm を上回ったため, 2.5 d_b の上限値で決定され $W=55$ mm となった。

A_{st}/s : RC 規準 2018^[3-1]では, 当該鉄筋列の想定される付着断面を横切る一組の横補強筋全断面積 A_{st} (mm²)を 1 組の横補強筋の間隔 s (mm)で除した値となるが, 本実験では鋼管を使用しているため, 単位間隔あたり一組の(両側の)鋼管の面積を単位間隔で除した値と考えると, この値は鋼管厚さ 9mm×2=18mm となるため, これを用いて計算する。

N : 当該鉄筋列の想定される付着割裂面における鉄筋本数で, 本試験体では外周軸方向鉄筋 20-D22 が図 3.2.3-4 (b)のように並ぶと考え, 6 本とする。

f_b : 付着強度の基準となる強度(N/mm²)で (式 3.2.3-12) により, 2.15(N/mm²)となる。

F_c : コンクリート設計基準強度(N/mm²)で, 50(N/mm²)とする。

(4) 隙間部の高さの設定について

既往文献を参考に隙間部の高さを設計した。

①文献[3-3]では, 鉄筋コンクリート造杭の曲げせん断試験を実施している。

鉄筋コンクリート造杭の杭軸部径は ϕ 400mm, スタブ直上の PHIS 接合部径は ϕ 283mm, 隙間部は 25mm であり, スタブ直上で部材径が減少する形状である。寸法は異なるが, 鋼管巻き中実杭と類似しているため, 論文で報告されている曲率分布と部材角との関係について検討を行い, さらにこの結果を参考にスタブと鋼管の隙間部の設定について検討を行う。

②降伏機構分離型鉄筋コンクリート造杭の曲率と部材角の関係

図 3.2.3-8 に曲率計測区間および中立軸を中心位置と仮定した変位分布を示す。

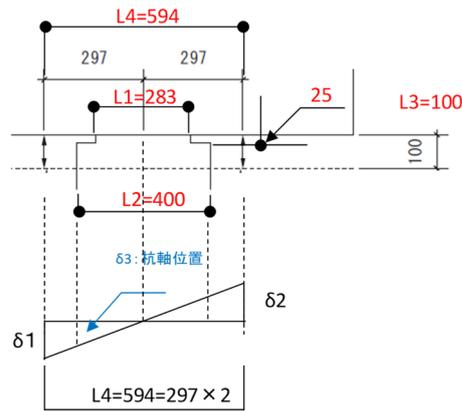


図 3. 2. 3-8 曲率の計測区間及び変位分布(単位 mm)

曲率の算定式を下式に示す。

$$\phi = (\epsilon_1 - \epsilon_2) / L_4 \tag{式 3. 2. 3-13}$$

$$\phi = (\delta_1 / L_3 - \delta_2 / L_3) / L_4 = ((\delta_1 - \delta_2) / L_4) / L_3 \tag{式 3. 2. 3-14}$$

ϕ : 曲率(1/mm)

δ_1 , 100mm 区間の変位 (図 3. 2. 3-8 参照)

δ_2 , 100mm 区間の変位 (図 3. 2. 3-8 参照)

ϵ_1 , 100mm 区間のひずみ, $\epsilon_1 = \delta_1 / L_3$

ϵ_2 , 100mm 区間のひずみ, $\epsilon_2 = \delta_2 / L_3$

L3 : 曲率計測区間(100mm)

L4 : 曲率計測位置 (図 3. 2. 3-8 参照)

PHIS 接合部の断面積が杭軸部の断面積の 1/2 と小さいため、杭軸部は変形しないと仮定した部材角を下式に示す。

$$\theta = (\delta_1 - \delta_2) / L_4 \tag{式 3. 2. 3-15}$$

$$\theta = \phi \times L_3 \tag{式 3. 2. 3-16}$$

$$\phi = \theta / L_3 \tag{式 3. 2. 3-17}$$

試験体 No.1 の M- θ 関係、曲率分布から読み取ったスタブから 100mm 区間の曲率 ϕ と部材角 θ との関係を表 3. 2. 3-8 に示す。

式 3. 2. 3-17 を用いて、部材角を曲率計測区間 L3 (=100mm) で除し、計算曲率を求めた。

今回のケースでは実測部材角と計測部材角はほぼ等しい値となった。

表 3. 2. 3-8 部材角と曲率の関係

部材角 θ	実測曲率 ϕ ($\times 10^{-5}/\text{mm}$)	曲率計測距離 L3 (mm)	計算曲率 ϕ' = θ / L_3 ($\times 10^{-5}/\text{mm}$)	
1/400	2.5/1000	2.5	100	2.5
1/200	5/1000	5	100	5.0
1/100	10/1000	10	100	10.0
1/50	20/1000	20	100	20.0
1/33	27/1000	27	100	30.3

③鋼管巻き中実杭の M-φ 関係

図 3.2.3-9 に鋼管巻き中実杭の M-φ 関係, M-θ 関係の計算結果を示す。

M-θ 関係の θ は, 曲率に②の曲率計測区間と同じ L3 (100mm) を掛け計算した。

$$\theta = \phi \times L3 = \phi \times 100 \tag{式 3.2.3-18}$$

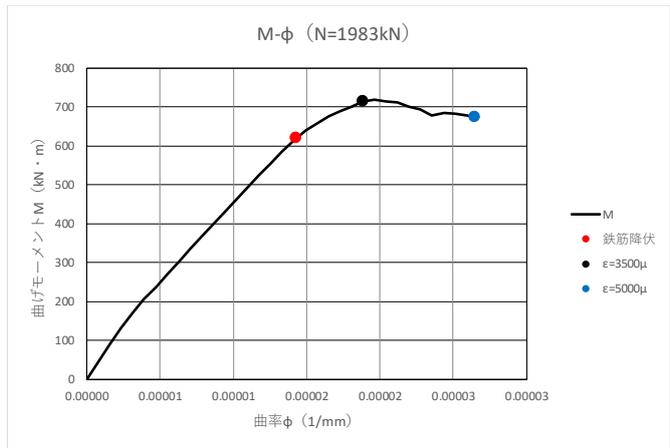
スタブと鋼管の隙間部は, 中立軸を中心位置とし次式で算定した。

$$L1 = \theta \times D/2 = \theta \times 200 \tag{式 3.2.3-19}$$

コンクリートの圧縮ひずみ (εc) を 5000μ とした場合の曲率は 2.65×10⁻⁵/mm, 部材角は 0.003 = 3/1000, 中立軸を中心位置としたスタブと鋼管の隙間部 L1 は, 0.53mm となった。なお, 部材角 50/1000 とした場合のスタブと鋼管の隙間部 L1 は, 50/1000×200=10mm となる。

鋼管径	Ds	mm	400
杭径	D	mm	382
鉄筋配置半径	rf	mm	151
鉄筋本数	nf	本	16
鉄筋断面積/本	af	mm ²	794.2
鉄筋全断面積	As	mm ²	12707.2
薄肉鋼管厚さ	ts	mm	13.39
薄肉鋼管外側位置	rs_out	mm	157.70
薄肉鋼管内側位置	rs_in	mm	144.30

コンクリート設計基準強度	Fc	N/mm ²	105
コンクリート弾性係数	Ec	N/mm ²	30000
コンクリート支圧強度	Fn	N/mm ²	105
コンクリートひび割れ強度	Fcr	N/mm ²	5.77
コンクリート降伏ひずみ	εcy		0.0035
コンクリートバイリニア			
鉄筋基準強度	fy		429
鉄筋弾性係数	Es		205000
鉄筋降伏ひずみ	εsy		0.002093
鉄筋バイリニア			



$$\theta = \phi \times 100 \text{mm}$$

	設計軸力	N_target	kN	1983	曲率 (×10 ⁻⁵ /mm)	コン圧縮縁	コン引張縁	引張側鉄筋	回転角	中立軸を中心と仮定したクリアランス下限 (mm)	終局曲げ時のクリアランスとの比率
					φ	εc	εt	εy	θ	L1=θ×D/2	
鉄筋降伏時曲げ	MHaΔ_s	kNm	620.8	1.43	-0.002796	0.002664	0.002093	0.001	0.001	0.29	0.76
終局 (εc=3500μ) 曲げ	MHuΔ	kNm	713.5	1.89	-0.003500	0.003710	0.002955	0.002	0.002	0.38	1.00
εc=5000μ 時曲げ		kNm	674.7	2.65	-0.005000	0.005117	0.004058	0.003	0.003	0.53	1.40
想定最大部材角時									0.050	10.00	26.49

$$\uparrow \theta \times 200$$

図 3.2.3-9 M-φ 関係

降伏機構分離型鉄筋コンクリート造杭実験 (No.1) で得られた最大荷重時曲率は 27×10⁻⁵/mm, 部材角は 27/1000rad である。曲率の計測区間はスラブから 100mm 区間であり, この曲率には, 杭軸部のめり込みやひび割れの影響が含まれていると考えられる。

鋼管巻き中実杭のコンクリートひずみ εc を SC 杭と同様に 5000μ と仮定した計算曲率は 2.7×10⁻⁵/mm (部材角は 3/1000rad) で, 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造杭実験 (No.1) の曲率の 1/10 程度の値となった。これは, 試験体形状や曲率計測区間などの影響が考えられる。

本実験では, 目標とする繰返し変形角を 4% と決め, そのときに隙間部が閉塞しないよう部材角を 50/1000rad とした。部材角 50/1000rad の場合, スタブと鋼管の隙間部は, 中立軸を中心位置とすると 10mm, 中立軸を鋼管最外縁位置とすると 20mm となる。従って, スタブと鋼管の隙間部を 20mm とした。

3.2.4 載荷方法

(1) 試験装置概要

本実験では、建築研究所の強度試験棟にある 20MN 載荷装置を用いて実施した。図 3.2.4-1 に装置の概要図、写真 3.2.4-1 に実験状況を示す。

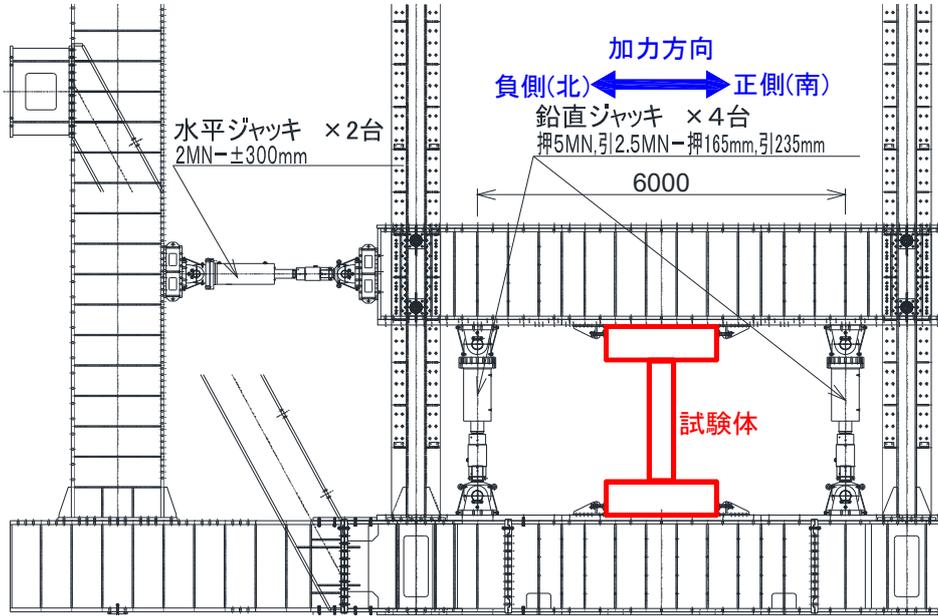


図 3.2.4-1 20MN 載荷装置概要図



写真 3.2.4-1 載荷装置および実験実施状況

(2) 載荷方法

1) セットアップ及び加力方法

実験の手順は以下に示す。

- ① 試験体を図 3.2.4-1 のようにセットする。
- ② 試験体に軸力が作用していない状況（ただし、試験体の自重は作用している）で、ひずみゲージ

および変位計の 0 調整を行う。

- ③鉛直方向に設置したジャッキ 4 本を用いて、試験体に所定の長期軸力（軸力比 0.09）を作用させる。
- ④上スタブと下スタブを平行に保ったまま水平ジャッキを押し引きし、正負漸増繰り返し載荷（逆対称加力）を実施した。このとき、試験体脚部（下スタブ上面位置）のモーメントに応じて軸力を変動させた。このときのモーメントは $P \cdot \delta$ 効果による付加モーメントも考慮した。また、軸力の設定、変動軸力の方法は 3.2.4(3)に示す。

2) 加力サイクル

実験では、試験体の全体変形角 R （試験体の水平変位を内法高さで除した値）で変位制御しながら繰り返し載荷を行い、 $R = \pm 0.125\%$, $\pm 0.25\%$, $\pm 0.50\%$, $\pm 0.75\%$, $\pm 1.00\%$, $\pm 1.50\%$, $\pm 2.00\%$, $\pm 3.00\%$, $\pm 4.00\%$ を 2 回ずつ繰り返したあと、C-1 及び C-2 は正側へ水平ジャッキのストロークの限界まで Pushover 加力を行った。

(3) 軸力の設定

1) 最大軸力及び最小軸力

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。本実験で採用する軸力は、3.2.3 で想定した建築物における杭の軸力比以上になること、また既往の実験結果と比較できることを目的に下記のように決定した。なお、ここでいう軸力比は下記のように計算した。

【鋼管巻き中実杭】 軸力は圧縮正、引張負とする。

圧縮軸力比 = 軸力 / (コンクリート断面積 × コンクリート強度 + 軸方向鉄筋断面積 × 軸方向鉄筋降伏強度)

引張軸力比 = 軸力 / (軸方向鉄筋断面積 × 軸方向鉄筋降伏強度)

【SC 杭】 軸力は圧縮正、引張負とする。

圧縮軸力比 = 軸力 / (コンクリート断面積 × コンクリート強度 + 鋼管断面積 × 鋼管降伏強度)

引張軸力比 = 軸力 / (鋼管断面積 × 鋼管降伏強度)

文献[3-4]における場所打ち鋼管コンクリート杭の杭体実験では、引張側軸力比 -0.21 、長期軸力比 0.09 、圧縮側軸力比 0.43 の変動軸力で実施している。一方、表 3.2.3-3 で示した想定した建築物における SC 杭の軸力は、引張側最小軸力比が -0.20 、圧縮側最大軸力比が 0.23 となっている。また、表 3.2.3-4 で示した想定した建築物における鋼管巻き中実杭の軸力は、引張側最小軸力比が -0.13 、圧縮側最大軸力比が 0.185 となっている。以上より、C-1 と C-3 の軸力比は文献[3-4]と同じ、引張側軸力比 -0.21 、長期軸力比 0.09 、圧縮側軸力比 0.43 の変動軸力で実施する。これらの軸力を用いることで、3.2.3 で想定した建築物における杭の軸力比を超えた範囲で実験を実施した。

また、C-2 試験体は軸力の適用範囲の拡大を目的に、C-1 試験体の軸力範囲を引張側にずらして引張側軸力比 -0.50 、長期軸力比 0.09 、圧縮側軸力比 0.185 の変動軸力で実施した。引張側軸力比は大きく範囲を広げ -0.50 とし、一方で圧縮側の軸力比は、想定した建築物における鋼管巻き中実杭の最

第3章 杭の曲げせん断実験

大軸力比 0.185 (表 3.2.3-4 参照) を採用した。長期軸力比は C-1 試験体と同じ値とした。表 3.2.4-1 に試験体に作用させた軸力および軸力比の一覧を示す。

表 3.2.4-1 試験体 作用軸力

項目	単位	4/11スケール								
		C-3			C-1			C-2		
		引張	長期	圧縮	引張	長期	圧縮	引張	長期	圧縮
作用軸力P	kN	-973	947	4522	-1186	1177	5623	-2825	1189	2443
杭径	mm	400	400	400	400	400	400	400	400	400
杭壁厚(鋼管厚+コンクリート厚)	mm	62.4	62.4	62.4	/	/	/	/	/	/
コンクリート圧縮強度 F_c	MPa	107.0	107.0	107.0	64.9	64.9	64.9	66.0	66.0	66.0
$P_c = F_c \times A_c$	kN	5886	5886	5886	7427	7427	7427	7556	7556	7556
鋼管厚	mm	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1
鋼管降伏強度 σ_y	MPa	414	414	414	414	414	414	414	414	414
$P_s = \sigma_y \times A_s$	kN	4631	4631	4631	/	/	/	/	/	/
鉄筋		/	/	/	14-D22 + 20-D22					
鉄筋比(A_r/A_c)		/	/	/	11.5%	11.5%	11.5%	11.5%	11.5%	11.5%
鉄筋面積 A_r	mm ²	/	/	/	13161	13161	13161	13161	13161	13161
鉄筋降伏強度 σ_{yr}	MPa	/	/	/	429	429	429	429	429	429
$P_r = \sigma_{yr} \times A_r$	kN	/	/	/	5650	5650	5650	5650	5650	5650
P/P_c		/	0.161	0.768	/	0.158	0.757	/	0.157	0.323
$P/or(P_s, P_r)$		-0.210	/	/	-0.210	/	/	-0.500	/	/
$P/(P_c + or(P_s, P_r))$		/	0.090	0.430	/	0.090	0.430	/	0.090	0.185

2) 変動軸力の経路

実験時に試験体に作用させる変動軸力の経路は、以下の考え方にに基づき決定した。

- 実際の材料試験値(鋼管降伏強度、軸方向鉄筋降伏強度、コンクリート圧縮強度)を用いて作用させる軸力を決定する。すなわち、事前に軸力比を決めておき、実験日当日の材料試験結果によって試験体に作用させる軸力を変動させる。
- まず試験体の曲げモーメント-軸力関係上の、変動軸力(圧縮軸力および引張軸力)における計算曲げ耐力を算定する。変動軸力の経路は計算曲げ耐力の75%の曲げモーメント時点で、想定する変動軸力となるように、変動軸力の経路を設定する。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、計算曲げ耐力100%ではなく計算曲げ耐力75%の値を用いる。なお、試験体の曲げモーメント-軸力関係は実験当日の材料試験結果を用いて再計算する。ただし、鋼管巻き中実杭の計算では拘束効果によるコンクリート強度の上昇は無視した計算を用いる。

以上により、試験体の曲げモーメント-軸力関係と実験における軸力および変動軸力の経路を図 3.2.4-2 に示す。なお、使用する材料の材料試験結果を用いて計算した。

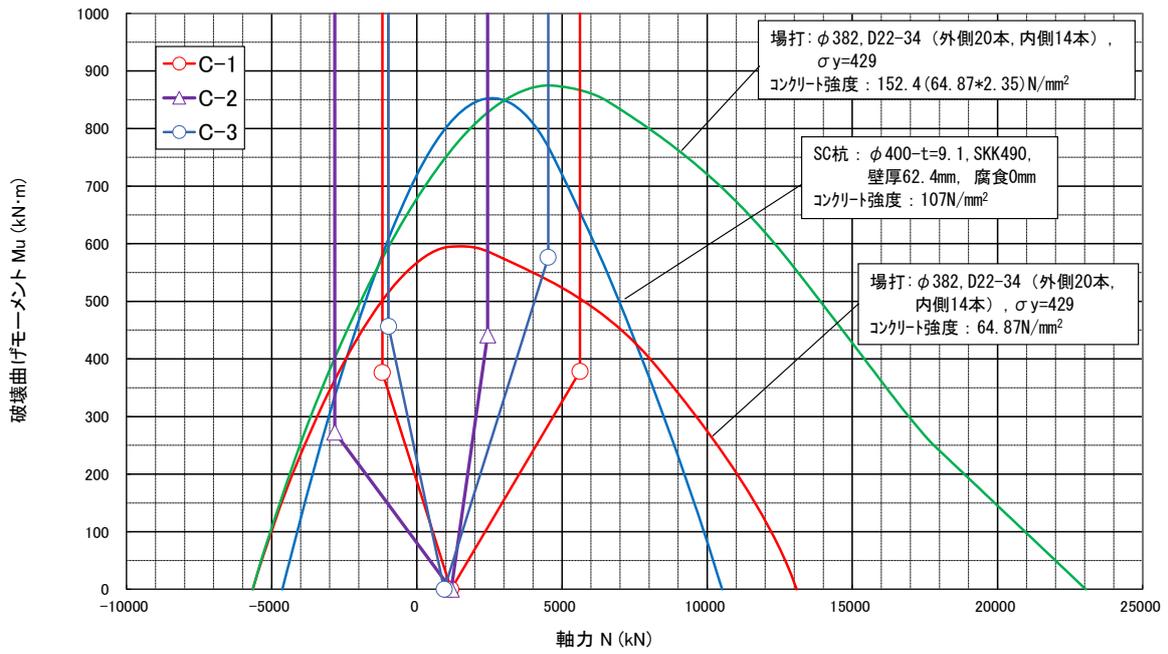


図 3.2.4-2 曲げモーメントー軸力関係：試験体に採用した変動軸力载荷経路

第3章 杭の曲げせん断実験

3.2.5 計測方法

実験では、各ジャッキに取り付けたロードセルから荷重を、試験体に取り付けた変位計から変位を計測した。また、試験体内部の軸方向鉄筋に貼付けたひずみゲージから軸方向鉄筋のひずみを、鋼管の表面に貼付けた3軸ひずみゲージから鋼管の平面ひずみをそれぞれ計測した。変位計とひずみゲージ貼付け状況を図3.2.5-1～3に示す。なおひずみゲージと変位計は試験体中央高さで対称配置とした。

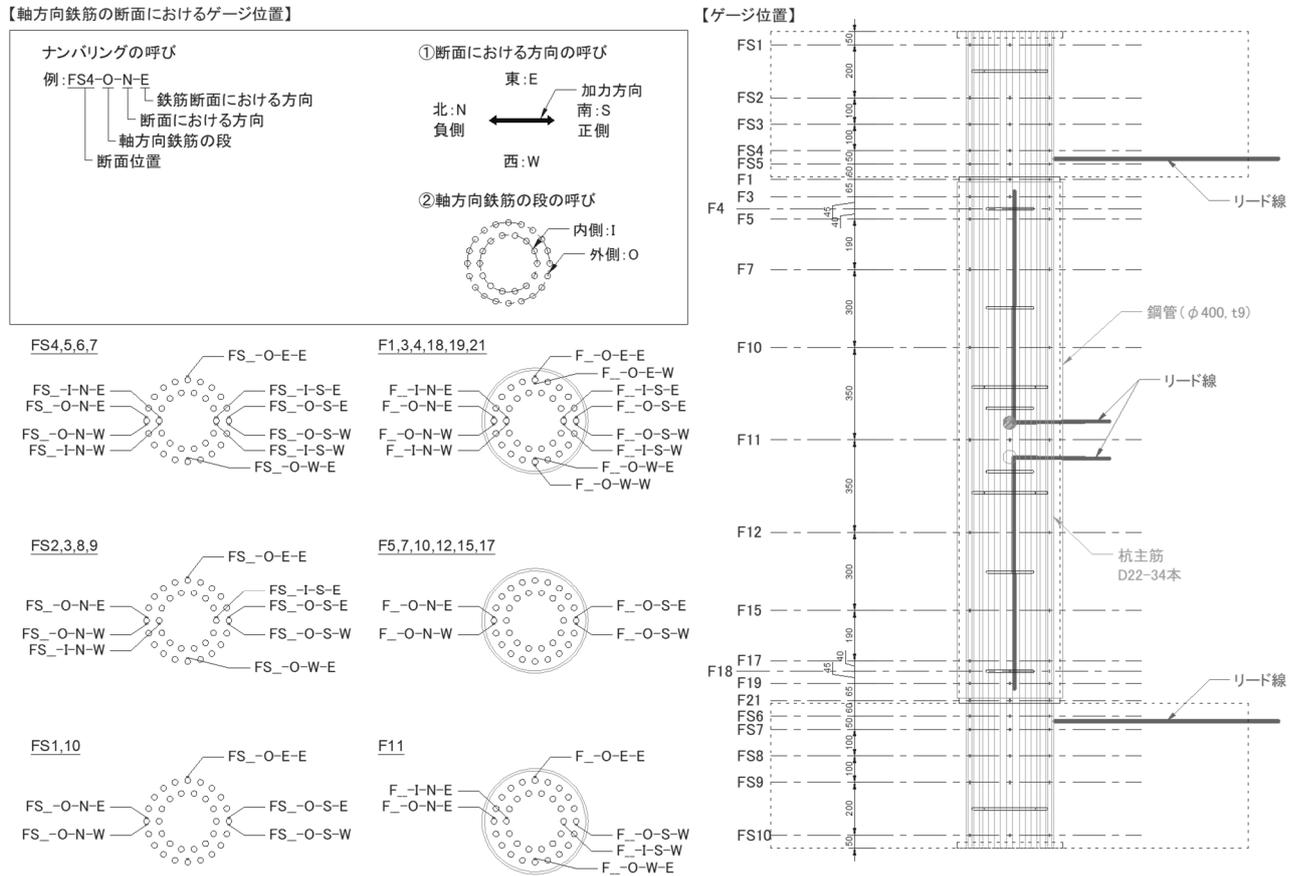


図 3.2.5-1 C-1, C-2 軸方向鉄筋のひずみゲージ貼付け位置

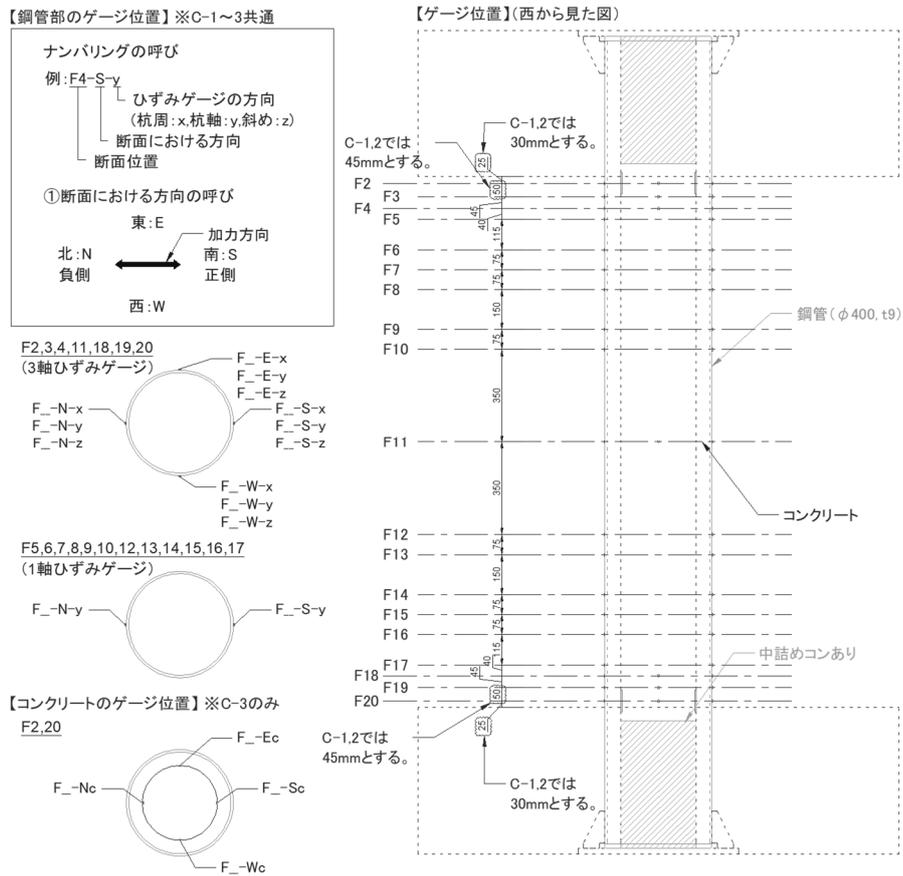


図 3.2.5-2 C-1, 2, 3 鋼管および C-3 コンクリート内面のひずみゲージ取付け位置

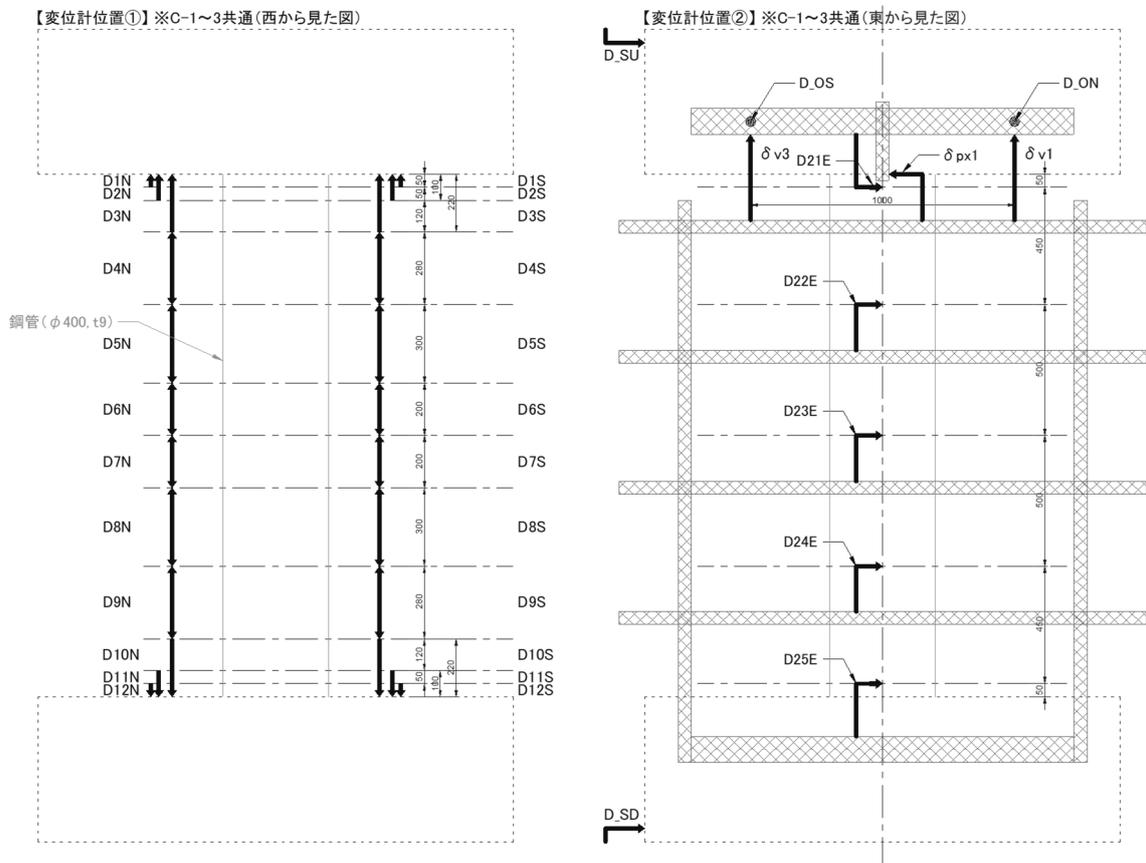


図 3.2.5-3 変位計の取付け位置

第3章 杭の曲げせん断実験

(1) ひずみ計測

C-1 および C-2 におけるひずみゲージ設置断面位置における計測箇所を表 3.2.5-1 に、ひずみゲージの計測点数を表 3.2.5-2 に示す。また、C-3 におけるひずみゲージ設置断面位置における計測箇所を表 3.2.5-3 に、ひずみゲージの計測点数を表 3.2.5-4 に示す。

1) 鋼管表面の圧縮縁及び引張縁のひずみ

① スタブ間の試験体に設置する変位計の設置間中心位置

(F2,F3,F5,F7,F10,F11,F12,F15,F17,F18,F19)

② 軸方向鉄筋のゲージ位置と同じ位置 (F3,F4,F5,F7,F10,F11,F12,F15,F17,F18,F19)

③①と②の区間の中心位置 (F6,F8,F9,F13,F14,F16)

・ C-1 および C-2 では、鋼管端部のひずみを計測 (スタブより 30mm 位置)

(C-3 では、スタブ間の試験体に設置する変位計の設置間中心位置のスタブより 25mm 位置)

2) 杭体内の主筋のひずみ

・ C-1 および C-2 : スタブ間の試験体

① 試験体に設置する変位計の設置間中心位置

(F2,F3,F5,F7,F10,F11,F12,F15,F17,F18,F19)

② 隙間部の中心位置 (F1,F21)

③ 隙間部付近では、内外側共に 2 点、加力直角位置に外側で 2 点 (F1,F3,F4,F18,F19,F21)

④ 試験体軸方向の等配置の計測で重要ではない断面は外側 2 点 (F5,F7,F10,F12,F15,F17)

⑤ 試験体区間中央位置は軸方向鉄筋 1 本あたり計測 1 点を配置 (F11)

・ C-1 および C-2 : スタブ内 (定着区間)

① スタブ内は、深さ 100mm まで 50mm ピッチ、スタブ中心位置まで 100mm ピッチ、スタブ下端付近 50mm (引抜抵抗用端板回避) に設ける。なお、スタブ内の引抜きの状況を把握するため、スタブ内全体に配置させつつ、試験体付近は密となるように配置。

② スタブ内の加力直角位置での計測点は外側で 1 点

③ 隙間部に近いスタブ内の部分は内外側共に 2 点。ただし、スタブ中心付近は外側 2 点、内側は 1 点。

④ スタブ内の端部部分は、製造上、溶接後にひずみゲージを貼付けるため、外側のみ設置

・ C-3 : スタブ間の試験体

コンクリート内面にひずみ計測を設け、スタブより 25mm 位置 (スタブ間の試験体に設置する変位計 50mm の中心位置) とした。

・ C-3 : スタブ内 (定着区間)

スタブから 50mm~100mm 付近の鋼管座屈が卓越すると考えられることから、スタブ内の鋼管部にひずみゲージを設けない。

表 3.2.5-1 ひずみゲージ設置断面位置における計測箇所：C-1, C-2

断面位置	軸方向鉄筋(外)			軸方向鉄筋(内)			鋼管外面			備考
	方向	軸数	点数	方向	軸数	点数	方向	軸数	点数	
FS1	4	2,1	(6)	0	0	(0)	-			スタブ内
FS2	4	2,1	(6)	2	1	(2)	-			
FS3	4	2,1	(6)	2	1	(2)	-			
FS4	4	2,1	(6)	2	2	(4)	-			
FS5	4	2,1	(6)	2	2	(4)	-			
F1	4	2	(8)	2	2	(4)				
F2							4	3	(12)	
F3	4	2	(8)	2	2	(4)	4	3	(12)	
F4	4	2	(8)	2	2	(4)	4	3	(12)	
F5	2	2	(4)	0	0	(0)	2	1	(2)	
F6							2	1	(2)	
F7	2	2	(4)	0	0	(0)	2	1	(2)	
F8							2	1	(2)	
F9							2	1	(2)	
F10	2	2	(4)	0	0	(0)	2	1	(2)	
F11	4	1	(4)	2	1	(2)	4	3	(12)	中心
F12	2	2	(4)	0	0	(0)	2	1	(2)	
F13							2	1	(2)	
F14							2	1	(2)	
F15	2	2	(4)	0	0	(0)	2	1	(2)	
F16							2	1	(2)	
F17	2	2	(4)	0	0	(0)	2	1	(2)	
F18	4	2	(8)	2	2	(4)	4	3	(12)	
F19	4	2	(8)	2	2	(4)	4	3	(12)	
F20							4	3	(12)	
F21	4	2	(8)	2	2	(4)				
FS6	4	2,1	(6)	2	2	(4)	-			スタブ内
FS7	4	2,1	(6)	2	2	(4)	-			
FS8	4	2,1	(6)	2	1	(2)	-			
FS9	4	2,1	(6)	2	1	(2)	-			
FS10	4	2,1	(6)	0	0	(0)	-			

※()内は計測点数を示す。

表 3.2.5-2 ひずみゲージの計測点数：C-1, C-2

		計測点数	
鋼管外面		108	
軸方向鉄筋	外	136	186
	内	50	
合計		294	

表 3.2.5-3 ひずみゲージ設置断面位置における計測箇所：C-3

断面位置	コンクリート内面			鋼管外面			備考
	方向	軸数	点数	方向	軸数	点数	
F2	4	1	(4)	4	3	(12)	
F3				4	3	(12)	
F4				4	3	(12)	
F5				2	1	(2)	
F6				2	1	(2)	
F7				2	1	(2)	
F8				2	1	(2)	
F9				2	1	(2)	
F10				2	1	(2)	
F11				4	3	(12)	中心
F12				2	1	(2)	
F13				2	1	(2)	
F14				2	1	(2)	
F15				2	1	(2)	
F16				2	1	(2)	
F17				2	1	(2)	
F18				4	3	(12)	
F19				4	3	(12)	
F20	4	1	(4)	4	3	(12)	

表 3.2.5-4 ひずみゲージの計測点数：C-3

	計測点数
鋼管外面	108
コンクリート内面	8
合計	116

(2) 変位計計測

1) 試験体の水平変位および断面の曲率

- ・スタブ間の試験体に設置する変位計
 - ①隙間部 20mm に加えて 200mm 位置（スタブより 220mm 位置）からスタブへ変位計を設置。（D3N,D3S,D10N,D10S）
 - ②①の中間で 100mm の位置からスタブへ変位計を設置。（D2N,D2S,D11N,D11S）
 - ③②の中間で 50mm の位置からスタブへ変位計を設置。（D1N,D1S,D12N,D12S）
 - ④逆対称区間 1000mm の中間位置（スタブより 500mm 位置）
（D4N,D4S,D5N,D5S,D8N,D8S,D9N,D9S）
 - ⑤試験体区間 2000mm の中間位置にターゲットを設置し，その上下に変位計を設置。
（D6N,D6S,D7N,D7S）
- ・下部スタブを基準に上部スタブの水平変位を計測
 なお，制御のために上部スタブの北側，南側に鉛直変位を計測する変位計を設置
 （加えて，西東の制御のため，北側，南側の鉛直変位計測位置に西東方向の変位を計測）
- ・下部スタブを基準に試験体の水平変位を計測

2) 試験体の軸方向変位

- ・上部スタブの北側，南側に鉛直変位を計測する変位計を設置

(3) 局所領域計測

実験では、C-1 と C-2 における頭部、脚部の隙間部、C-3 におけるスタブ上面から試験区間の 50mm ~100mm 部分の鋼管部座屈が想定される箇所を局所領域とし、計測した。

1) C-1 と C-2 における隙間部計測

計測は、各サイクルの除荷時、8 割程度まで除荷した時点で写真およびノギスで計測した。ノギスで計測している状況を写真 3.2.5-1 に示す。



写真 3.2.5-1 C-1 と C-2 における隙間部計測状況

2) C-3 における鋼管部座屈想定位置の計測

計測は、各サイクルの除荷時、8 割程度まで除荷した時点で写真および型取りゲージで計測した。使用した型取りゲージを写真 3.2.5-2 に、計測および記録状況を写真 3.2.5-3、4 に示す。

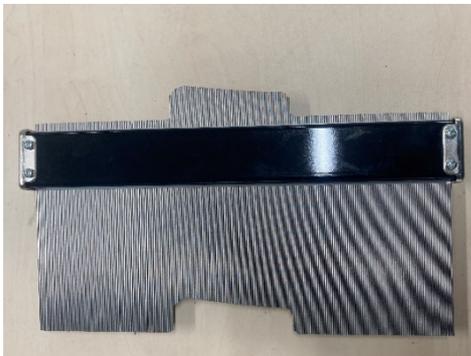


写真 3.2.5-2 型取りゲージ



写真 3.2.5-3 型取り状況



写真 3.2.5-4 型取り後の記録状況

第3章 杭の曲げせん断実験

(4) 写真等による損傷状態の計測

動画・定点写真の撮影は、全体背景 1 箇所、試験体正面 1 箇所、隙間部加力方向の頭部、脚部の 2 箇所とした。

3.2.6 試験体製作

試験体寸法及び配筋図を図3.2.6-1及び図3.2.6-2に示す。C-3における定着板、スタブ補強端板の詳細図を図3.2.6-3、図3.2.6-4に示す。また、鋼管部に設けた罫書線の寸法図を図3.2.6-5に示す。

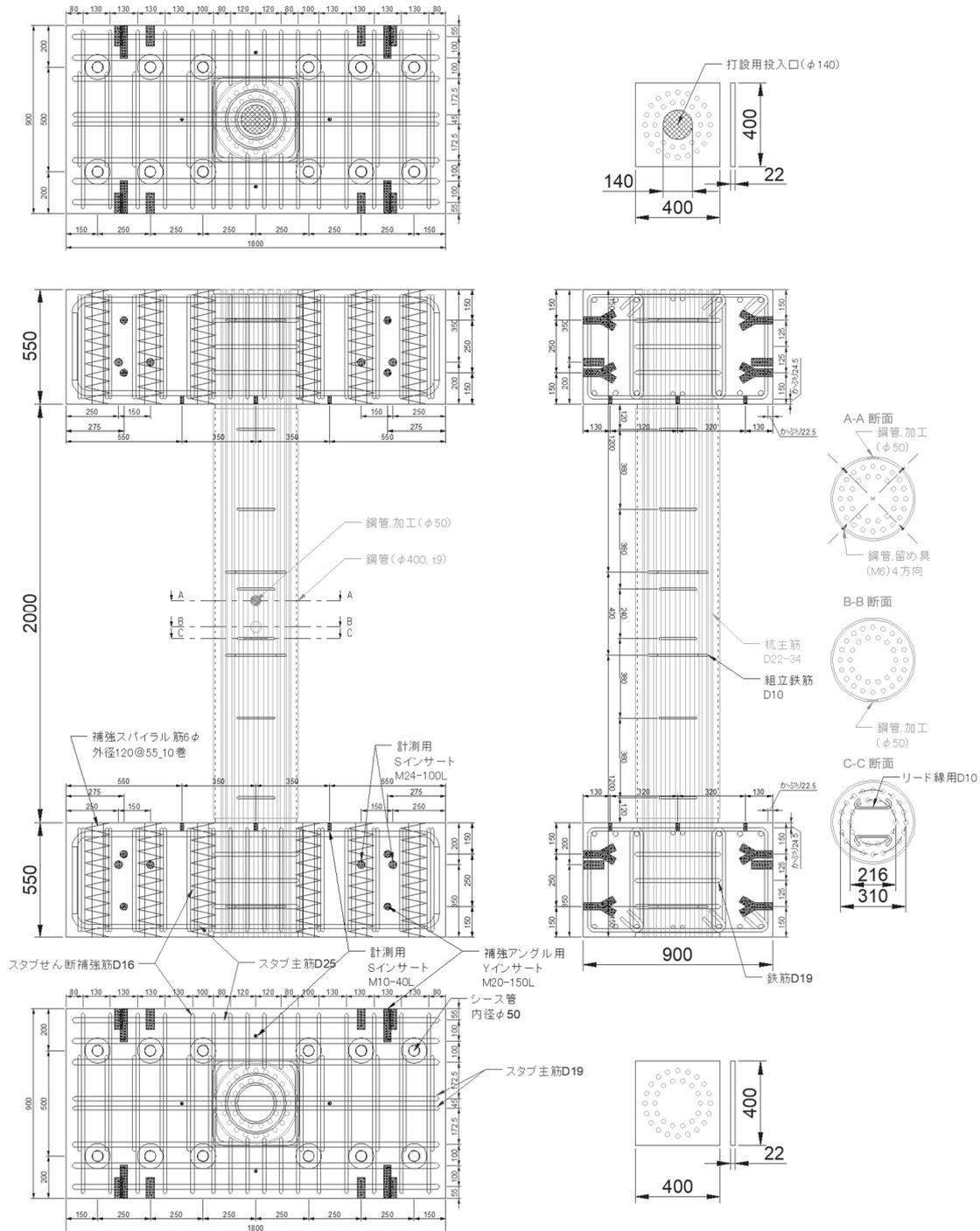


図 3.2.6-1 試験体配筋図(C-1, C-2)

第3章 杭の曲げせん断実験

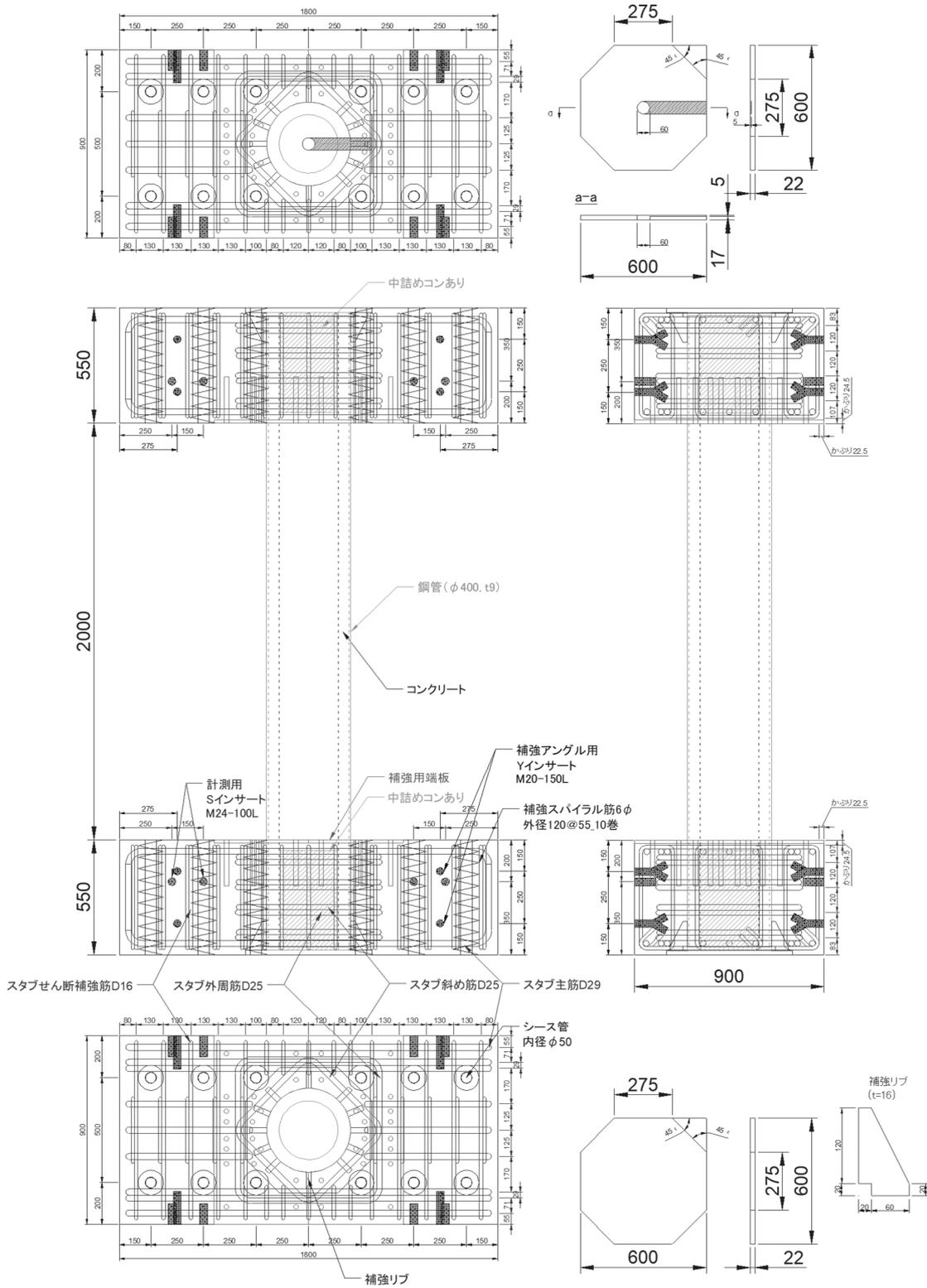
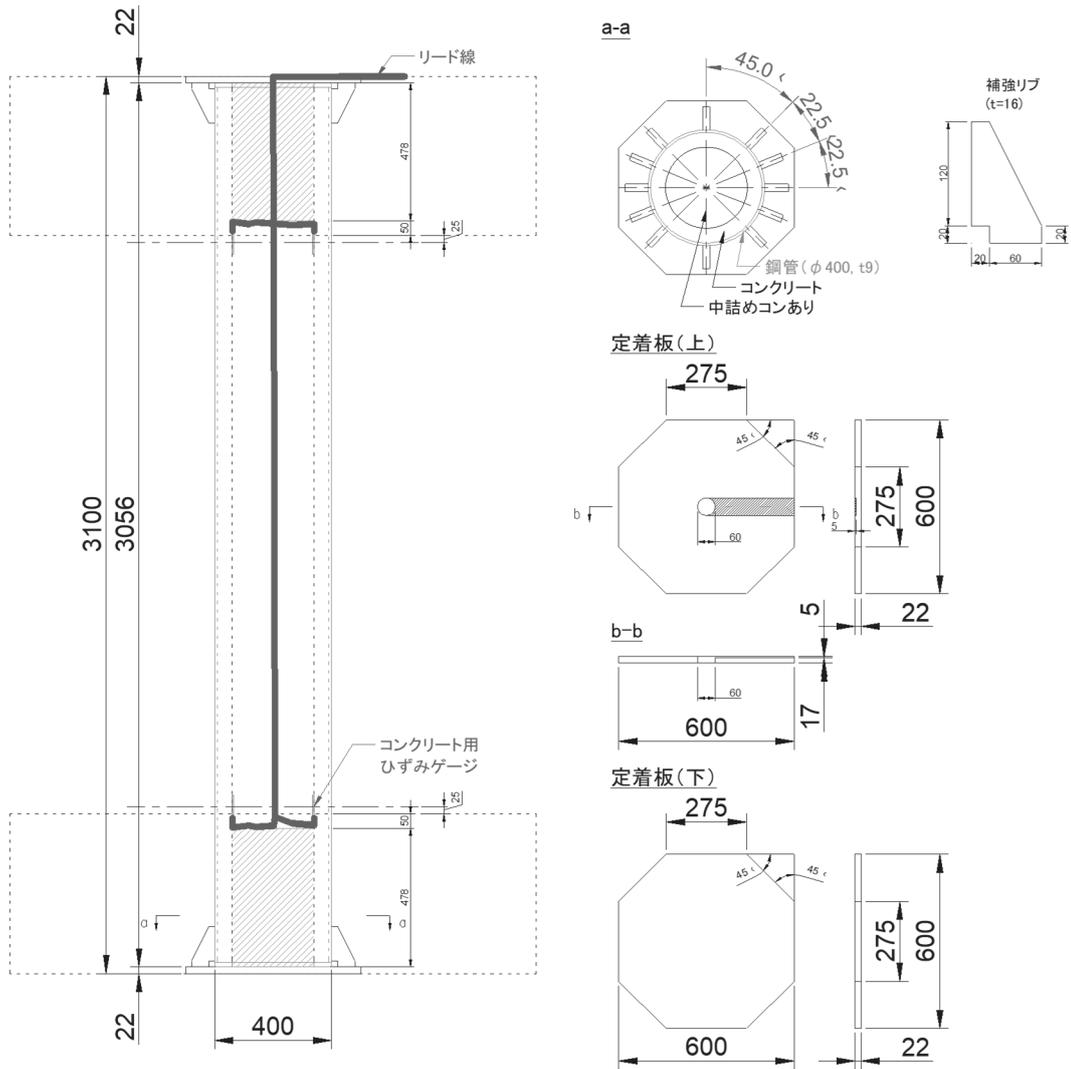


図 3.2.6-2 試験体配筋図 (C-3)



※SC杭の端板と定着板の溶接は、全周隅肉溶接とした。

図 3.2.6-3 C-3の定着板

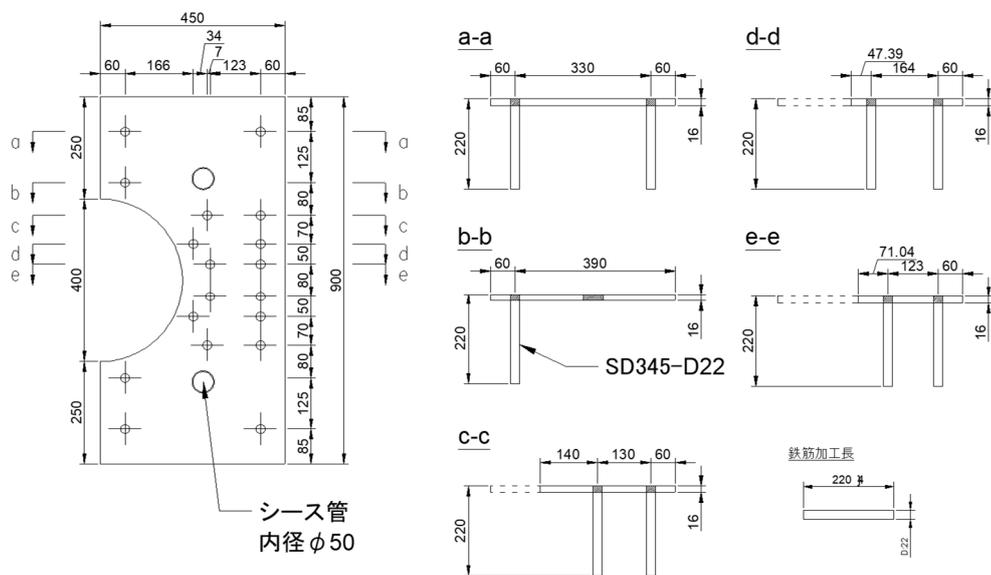


図 3.2.6-4 C-3のスタブ補強端板

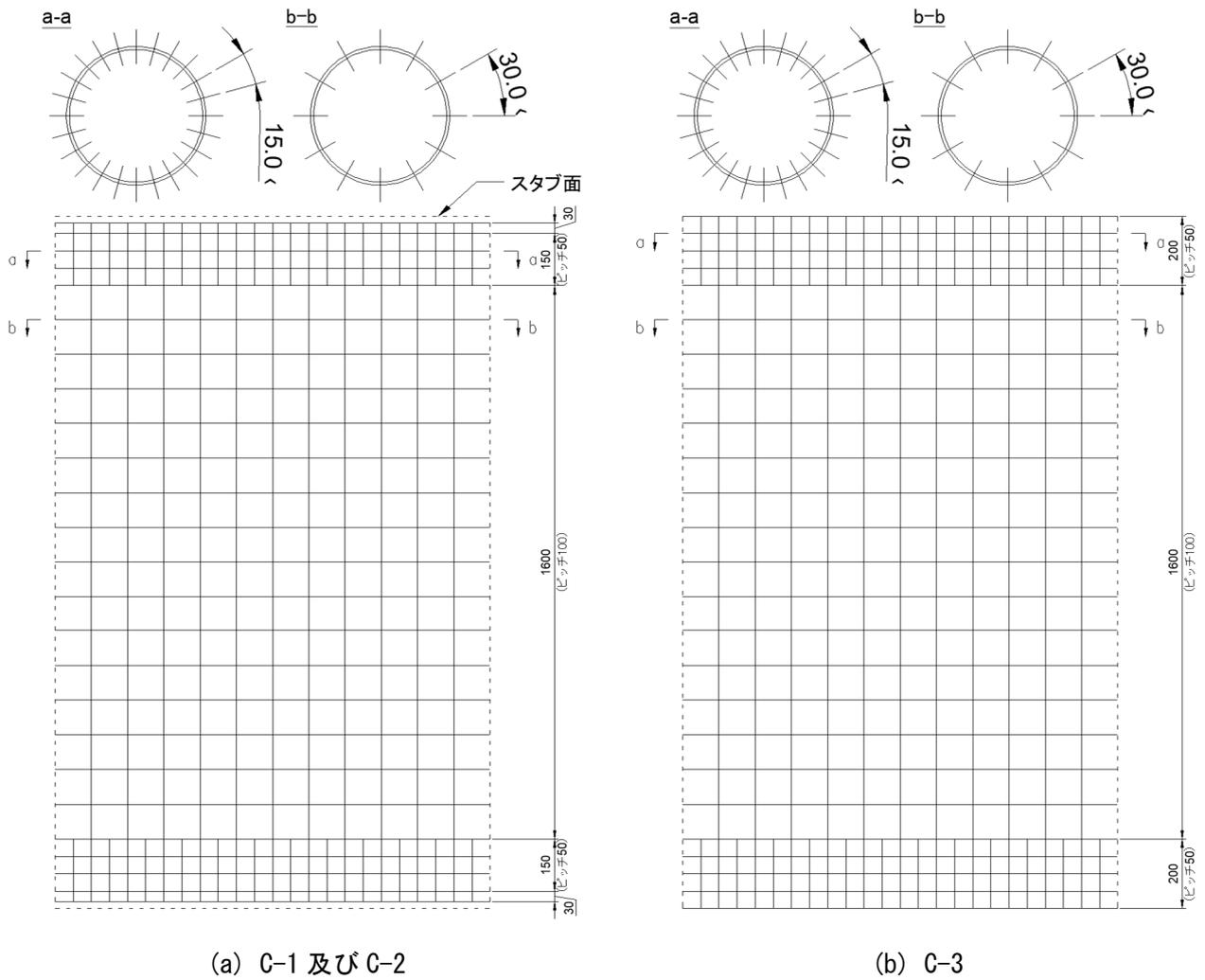


図 3.2.6-5 鋼管部の罫書線寸法

試験体製作において、留意した事項を次に示す。

①C-1, C-2における鋼管落下防止対策

試験体は逆対称型で、C-1, C-2では鋼管と上下スタブの境目に隙間部を設けており、鋼管とコンクリートの付着切れによる鋼管の落下が想定されたことから、対策として鋼管の軸方向中心位置に、M6のねじを4方向（载荷方向に対しクロス）設置した。

②コンクリート打設

- ・試験体はIのように立てた状態で上から打設した。
- ・打設は連続的に行い1日で実施した。なお、すべての試験体を同日で打設した。

③SC杭の上下スタブ内の中詰めコンクリート

C-3のSC杭では、スタブ内となる端部に中詰めコンクリートを打設した。なお、杭体コンクリートの強度に合わせた高強度無収縮モルタルを用いた。

④C-1, C-2における隙間部の養生方法

隙間部分に板材(コンパネ)を挟んでコンクリートの漏れを防ぎ、かつ鋼管のズレ防止も兼ねて板材を設置した。図3.2.6-6に簡略図を示す。

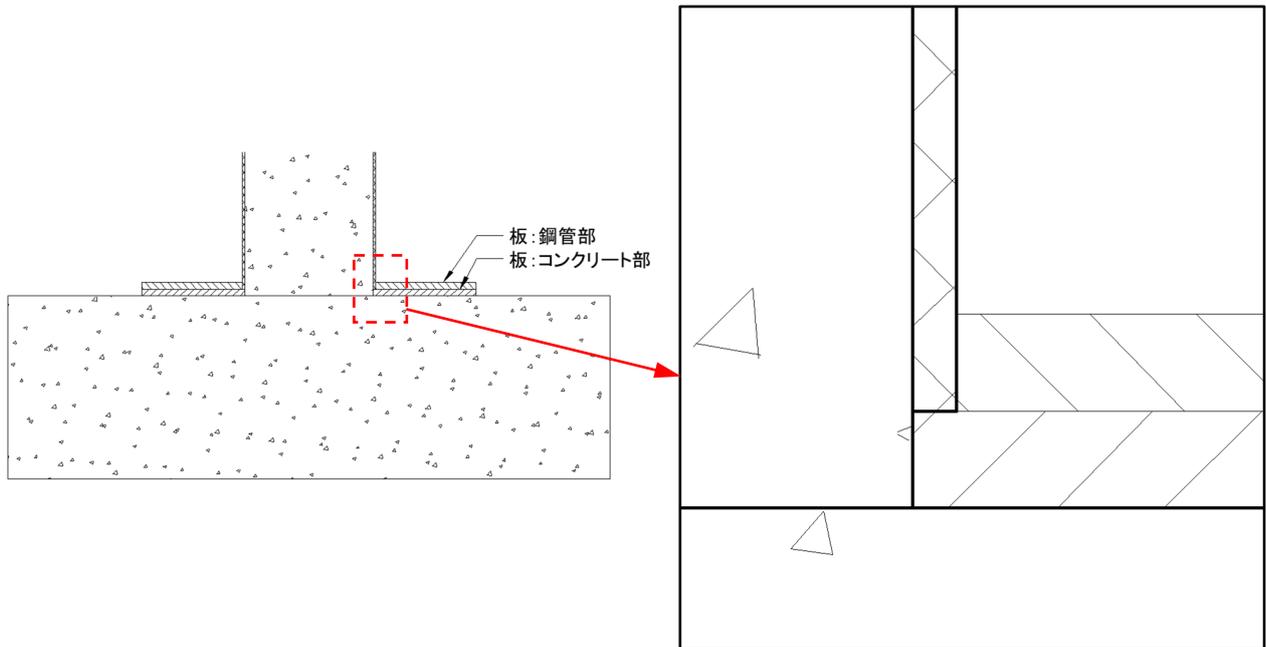


図 3.2.6-6 C-1, C-2 の隙間部の養生方法

⑤変位計を固定する金具の取付け方法

- C-1, C-2 では、全ねじ棒を設置するナットをエポキシ樹脂系の接着剤（製品：デブコン AQ）にて固定した。写真 3.2.6-1 に設置状況を示す。
- C-3 では、破壊形態としてスタブ上面から試験区間の 50mm～100mm 部分の鋼管部が座屈することが想定され、変形が大きいことから、C-1 及び C-2 と違い、溶接にて全ねじ棒を設置するナットを固定した。写真 3.2.6-2 に設置状況を示す。



写真 3.2.6-1 C-1, C-2 における金具設置状況



写真 3.2.6-2 C-3 における金具設置状況

(1) 試験体製作状況

試験体製造時の写真を写真 3.2.6-3～9 に示す。



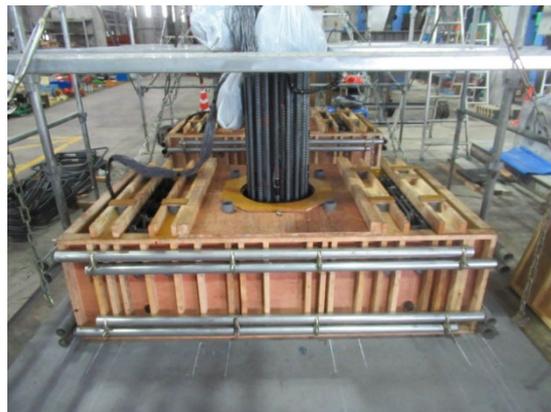
(a) 軸方向鉄筋組



(b) 軸方向鉄筋建て及び固定



(c) 下スタブ鉄筋組



(d) 下スタブ型枠組



(e) 鋼管建込み状況



(f) 鋼管設置状況



(g) 鋼管固定状況



(h) 軸方向鉄筋内側リード線避け状況

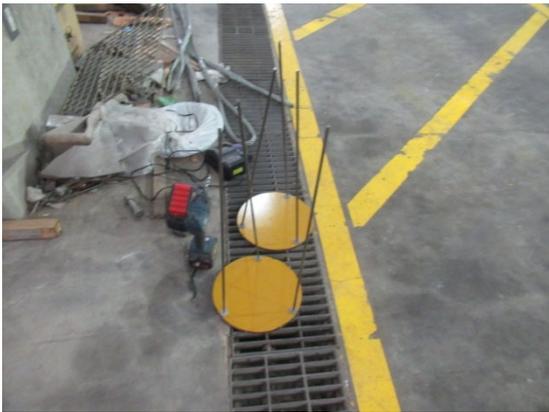
写真 3.2.6-3 C-1, C-2 の作製状況①



(a) SC 杭外観



(b) 杭内面ひずみゲージ貼付け状況



(c) 中詰め用型枠



(d) 型枠設置状況



(e) 補強リブ及び定着板取付状況



(f) 中詰めモルタル打設状況



(g) SC 杭建て及び固定



(h) 下スタブ鉄筋組

写真 3.2.6-4 C-3 の作製状況①



(a) 上スタブ型枠設置 (下面)



(b) 上スタブ型枠の漏れ防止処理状況



(c) 上スタブ型枠設置 (上面)



(d) 上スタブ鉄筋組



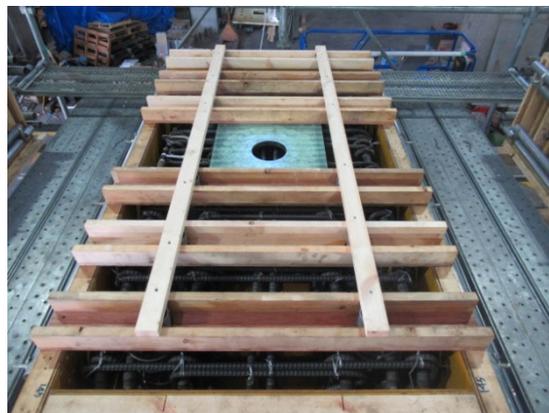
(e) 上スタブ側面型枠



(f) 軸方向鉄筋の端板設置状況



(g) 軸方向鉄筋の端板溶接完了



(h) 上スタブ型枠完了

写真 3.2.6-5 C-1, C-2 の作製状況②



(a) 試験体スタブの補強板



(b) 上スタブの型枠及び補強板設置状況



(c) 上スタブ鉄筋組

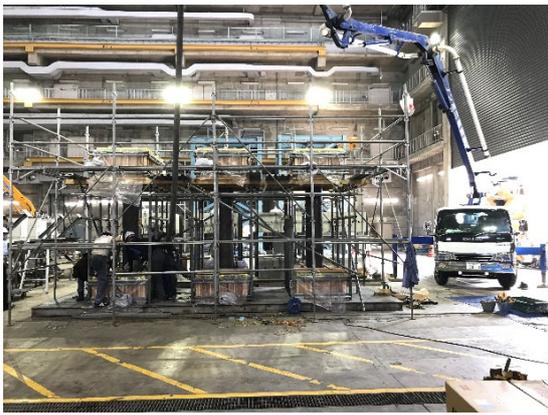


(d) 上スタブ型枠完了

写真 3. 2. 6-6 C-3 の作製状況②



写真 3. 2. 6-7 鉄筋組及び型枠組完了



(a) 打設状況全景



(b) 下スタブ打設状況



(c) C-1, C-2 杭体部打設状況



(d) 上スタブ打設状況



(e) 上スタブ打設完了



(f) 下スタブ仕上げ状況

写真 3.2.6-8 コンクリート打設状況



(a) 型枠撤去状況



(b) 型枠撤去完了及び付属品取付状況



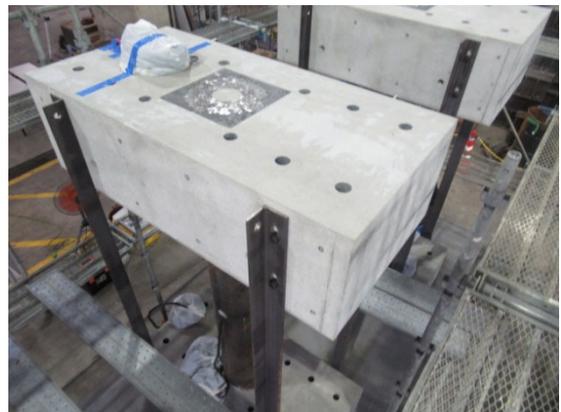
(c) C-1 上スタブ型枠撤去



(d) C-1 上スタブ概観状況



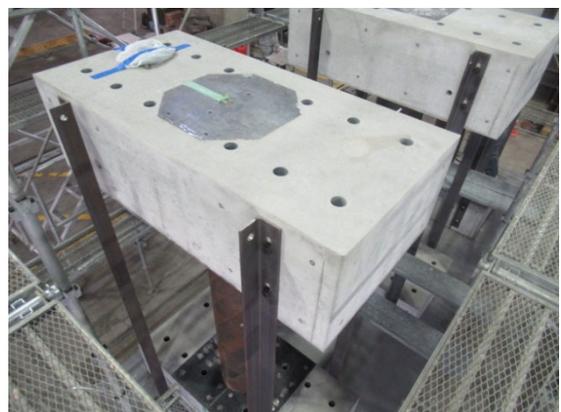
(e) C-2 上スタブ型枠撤去



(f) C-2 上スタブ概観状況



(g) C-3 上スタブ型枠撤去



(h) C-3 上スタブ概観状況

写真 3. 2. 6-9 試験体概観状況

(2) 製作後の試験体寸法

1) 試験区間長さ

試験区間長さの位置および計測位置を図 3.2.6-7, 8 に示す。また, 計測結果を表 3.2.6-1 に示す。

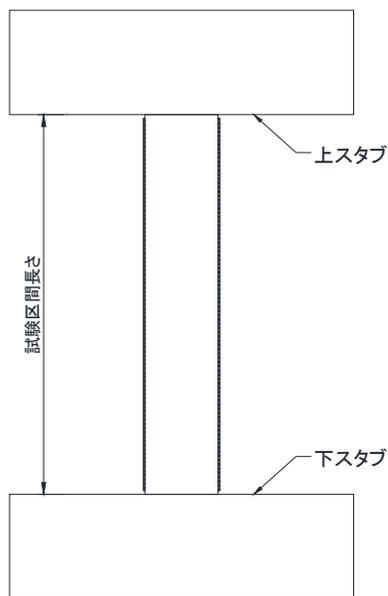


図 3.2.6-7 試験区間長さ位置

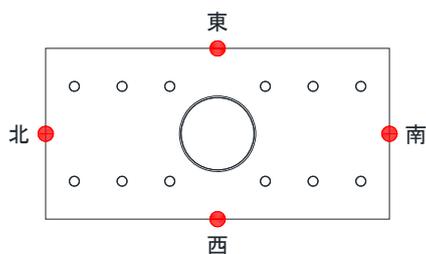


図 3.2.6-8 試験区間長さ計測位置

表 3.2.6-1 試験区間長さ計測結果

試験体	試験区間長さ (mm)				
	東	西	南	北	平均
C-1	2001.5	2002.0	2000.0	2001.5	2001.3
C-2	2002.0	2002.0	2001.0	2001.5	2001.6
C-3	2002.5	2001.0	2000.5	2002.0	2001.5

2) 隙間部

隙間部の位置および計測位置を図 3.2.6-9, 10 に示す。また, 計測結果を表 3.2.6-2 に示す。

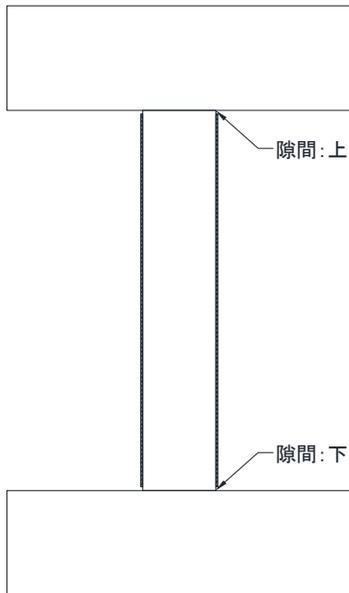


図 3.2.6-9 隙間部位置 (C-1, C-2)

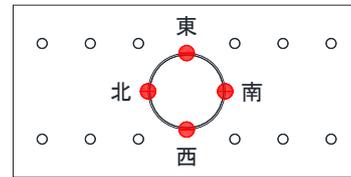


図 3.2.6-10 隙間部計測位置

表 3.2.6-2 隙間部計測結果

試験体	隙間部位置	隙間部 (mm)				
		東	西	南	北	平均
C-1	上	21.8	22.5	22.7	22.3	22.3
	下	20.6	19.9	19.3	20.2	20.0
C-2	上	24.6	24.8	25.5	23.3	24.6
	下	20.0	20.4	20.0	20.0	20.1

隙間部の外観の例を写真 3.2.6-10~12 に示す。

表 3.2.6-2 示すように、C-1 と C-2 の頭部の隙間部が大きい結果となった。また、写真 3.2.6-10, 11 に示すように、試験体付近で凹むような傾斜がみられた。これは、上スタブの型枠設置時の漏れ防止処理（写真 3.2.6-3(b)）が原因であると考えられる。

なお、下スタブでは漏れ防止処理は行っておらず、試験体付近で凹むような傾斜がなかった。また、上スタブの試験体付近以外の表面は傾斜しておらず、上下スタブ間（試験区間長さ）が縮んでいないことから、上スタブの自重による型枠の変形は無いものと考えられた。



写真 3.2.6-10 C-2 の隙間部 (上)



写真 3.2.6-11 C-2 の隙間部分拡大 (上)



写真 3.2.6-12 C-2 の隙間部 (下)

3) 変位計及び鋼管に設置するひずみゲージ位置

試験区間に設置する変位計及び鋼管に設置するひずみゲージ位置は、計測した試験区間長さの中心位置を起点に上下の各寸法位置を出すこととした。ただし、スタブ面に最も近い加力方向の変位計の計測位置が試験体毎と異なるとデータ整理及び試験結果の比較に影響があると考え、中心位置の次にスタブから 50mm 離れた位置 (図 3.2.6-11 参照) を出し、これを基に各寸法位置を出すこととした。

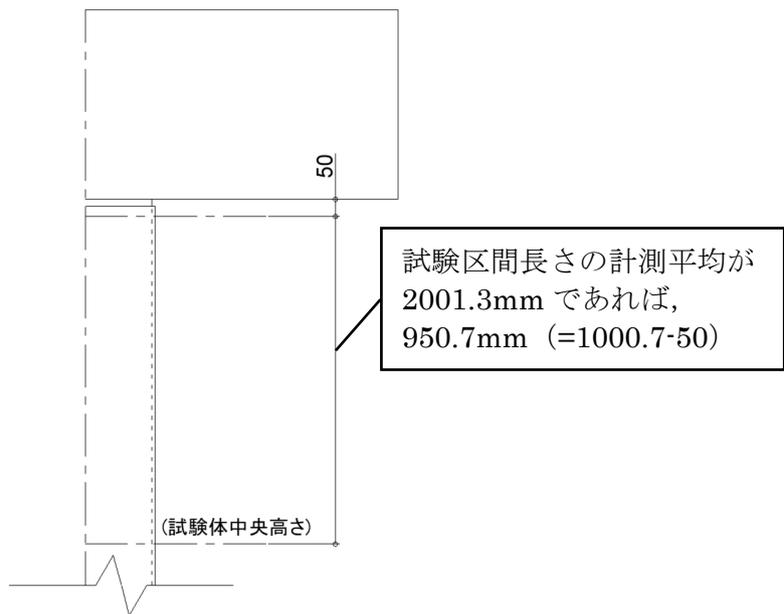


図 3.2.6-11 試験区間における位置決め方法

3.3 実験結果

実験結果の一覧を表 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 実験結果一覧

No.	外径 (mm)	断面 形状	鋼管厚 (mm) [軸方向鉄筋]	最大荷重 ^{※1} (kN・m)		最大荷重 接触後 (kN・m)	実験終了状況
				正	負		
C-1	400	中実 円形	9.1 [14-D22 +20-D22]	正	1349 ^{※1}	1555	水平ジャッキのストローク限界
				負	-732		
C-2	400	中空 円形	9.1	正	1275 ^{※1}	1286	水平ジャッキのストローク限界
				負	-679		
C-3	400	中空 円形	9.1	正	1060	—	鋼管の局部座屈
				負	-842		

※1：載荷開始から鋼管の隙間部が閉塞したと考えられる間の最大荷重とした。

3.3.1 荷重変形関係

荷重変形関係を図 3.3.1-2～図 3.3.1-7 に示す。なお，試験体頭部モーメント M_{x1} ，試験体脚部モーメント M_{x2} ，全体変形角 R はそれぞれ (式 3.3.1-1) ～ (式 3.3.1-5) を用いて計算を行った。

$$R = \delta_{px1} \div H_0 \times 100 \quad (\text{式 3.3.1-1})$$

$$M_{x1} = Q_x \cdot H_{h1} + (P_{vm} - P_{vs}) \cdot \cos\theta v \cdot L_{vx} + N \cdot \sin\theta vx \cdot H_{v1} - N \cdot \cos\theta v \cdot \delta_{px1} \quad (\text{式 3.3.1-2})$$

$$\cos\theta v = \frac{L_{v1}}{\sqrt{(L_{v1})^2 + (\delta_{px1})^2}} \quad (\text{式 3.3.1-3})$$

$$\sin\theta vx = \frac{\delta_{px1}}{\sqrt{(L_{v1})^2 + (\delta_{px1})^2}} \quad (\text{式 3.3.1-4})$$

$$M_{x2} = Q_x \times H_0 - M_{x1} \quad (\text{式 3.3.1-5})$$

R : 全体変形角 (%)

M_{x1} : 試験体脚部モーメント (kNm)

M_{x2} : 試験体頭部モーメント (kNm)

δ_{px1} : 試験体全体変形 (m) (上下スタブ間の水平変形で，図 3.2.5-3 参照)

H_0 : 試験体内法高さ (=2.0m, 図 3.3.1-1 参照)

Q_x : 試験体せん断力 (水平ジャッキ 2 本の計測値の合計) (kN)

H_{h1} : 水平ジャッキのピンー下スタブ上場面間の初期高さ (=3.415m, 図 3.3.1-1 参照)

P_{vm} : 鉛直ジャッキ北側 2 本の計測値の合計 (kN)

P_{vs} : 鉛直ジャッキ南側 2 本の計測値の合計 (kN)

L_{v1} : 鉛直ジャッキのピンーピン間の初期長さ (=2.495m, 図 3.3.1-1 参照)

L_{vx} : 試験体中心から鉛直ジャッキまでの南北方向の水平距離 (=3.0m, 図 3.3.1-1 参照)

N : 試験体軸力 (鉛直ジャッキ 4 本の計測値の合計) (kN)

H_{v1} : 水平ジャッキのピンー下スタブ上場面間の初期高さ (=3.415m, 図 3.3.1-1 参照)

試験体における反曲点高さは圧縮軸力となる加力方向正側では中央高さより高い位置，引張軸力となる加力方向負側は中央位置となることから，図 3.3.1-2，図 3.3.1-4，図 3.3.1-6 に示す脚部正側と比べ，図 3.3.1-3，図 3.3.1-5，図 3.3.1-7 に示す頭部正側のモーメントが小さくなった。

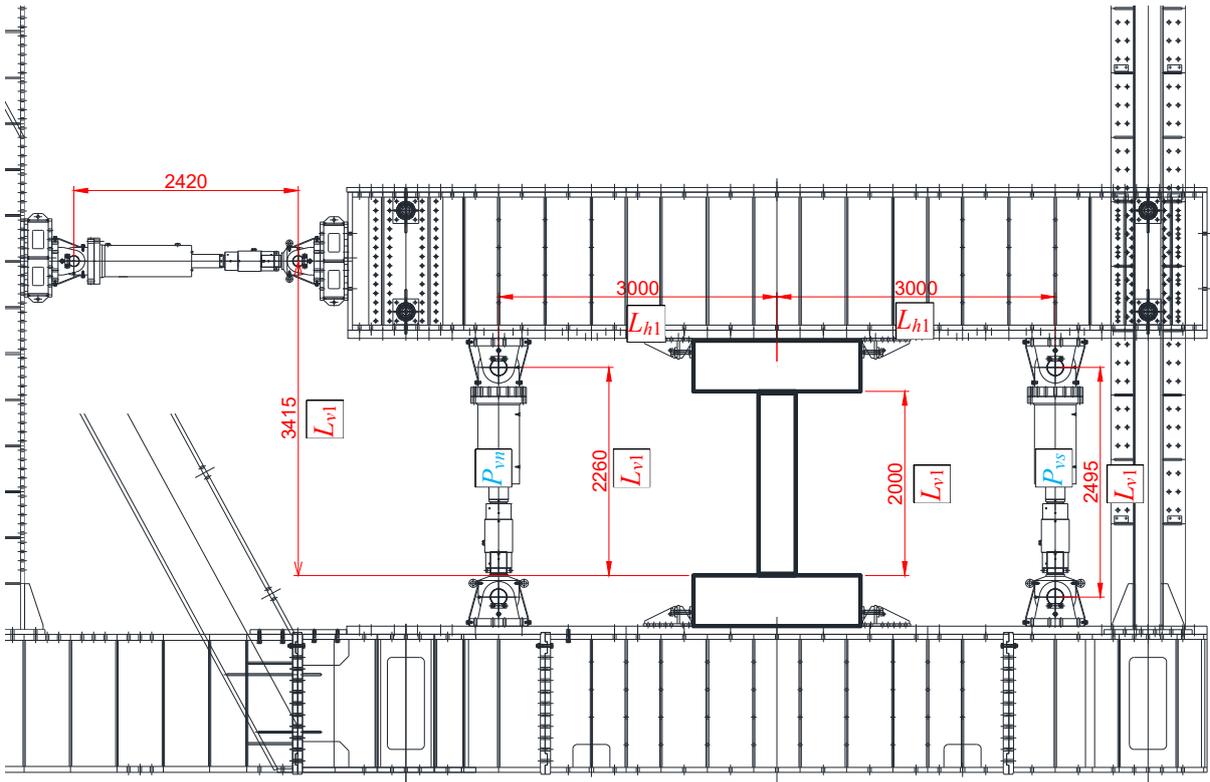


図 3.3.1-1 試験体セットアップ

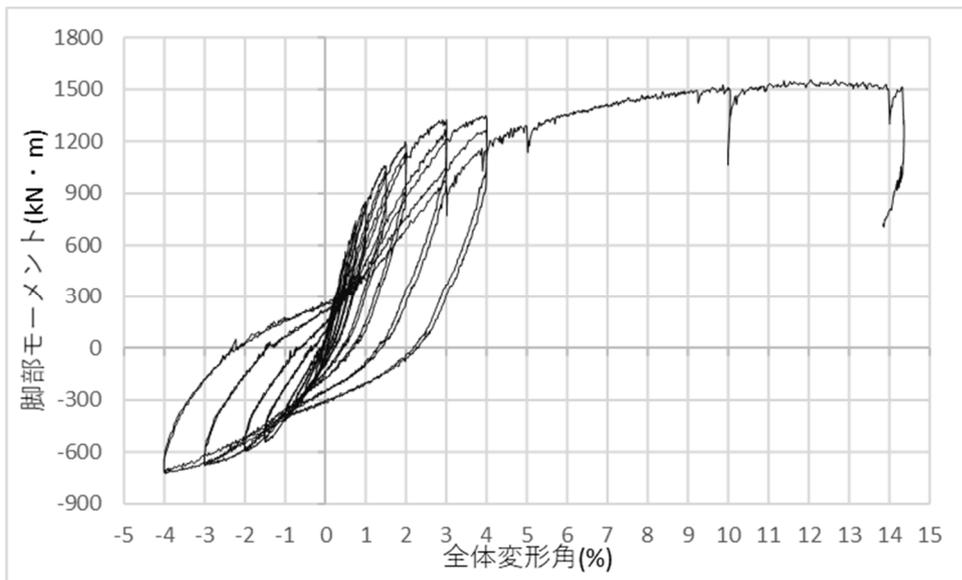


図 3.3.1-2 試験体脚部モーメント-全体変形角関係 : C-1

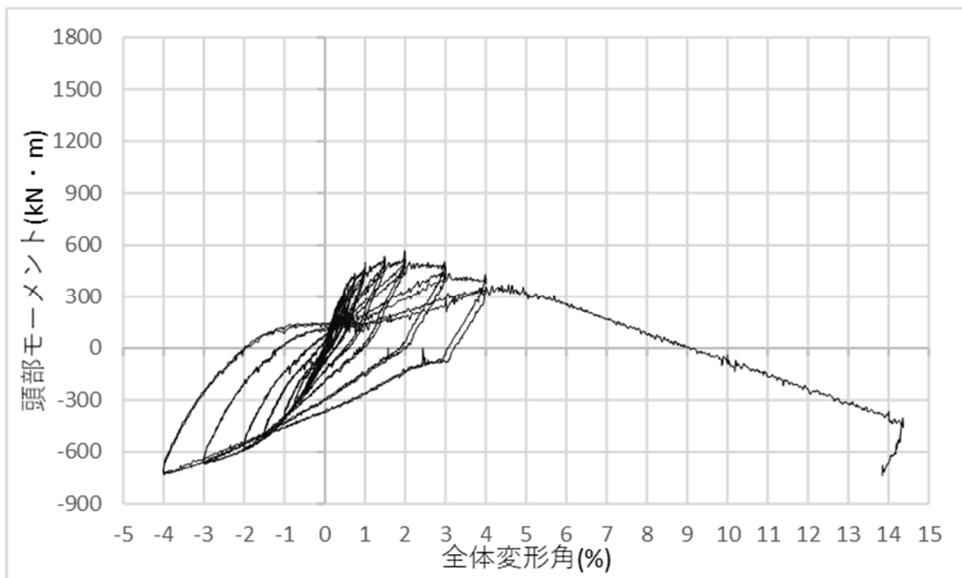


図 3.3.1-3 試験体頭部モーメント-全体変形角関係 : C-1

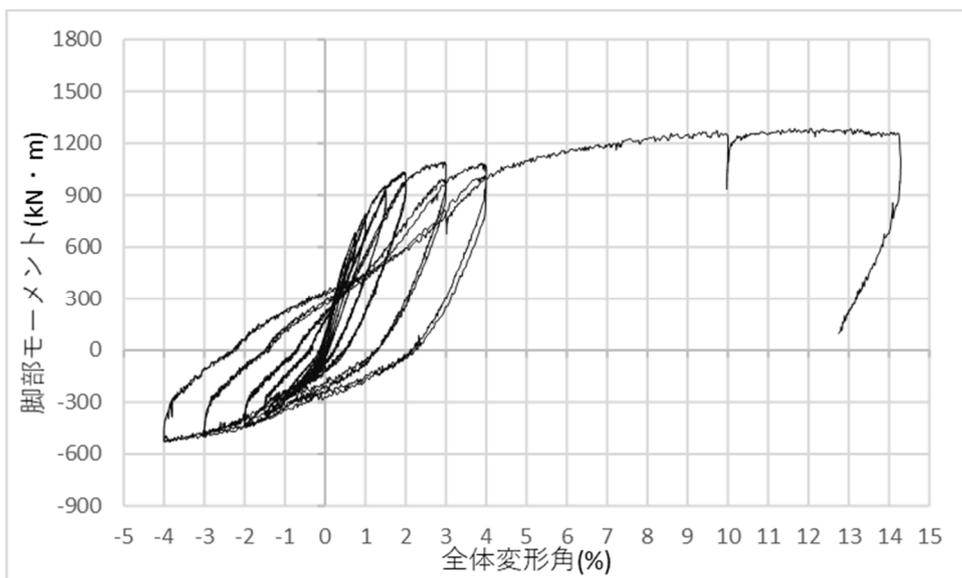


図 3.3.1-4 試験体脚部モーメント-全体変形角関係 : C-2

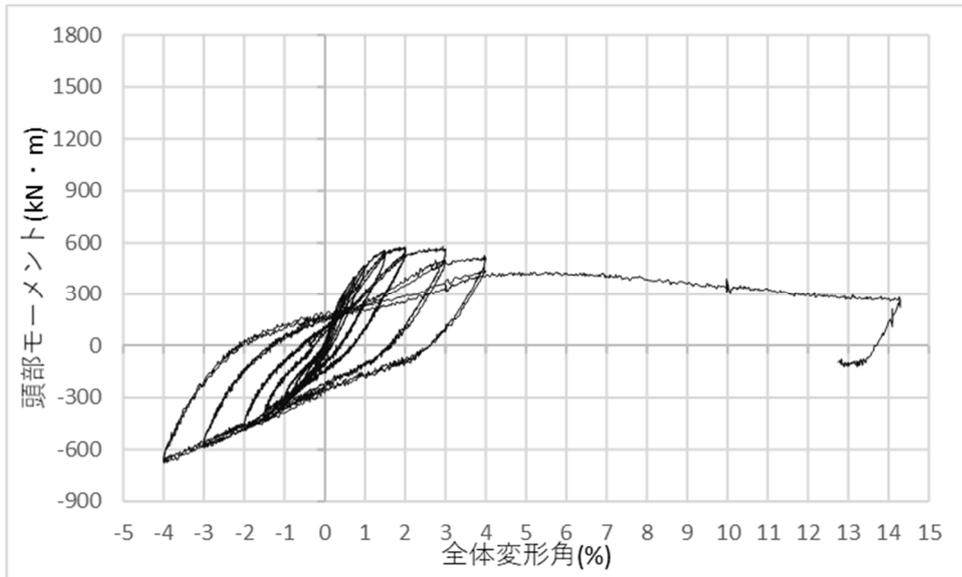


図 3.3.1-5 試験体頭部モーメント-全体変形角関係 : C-2

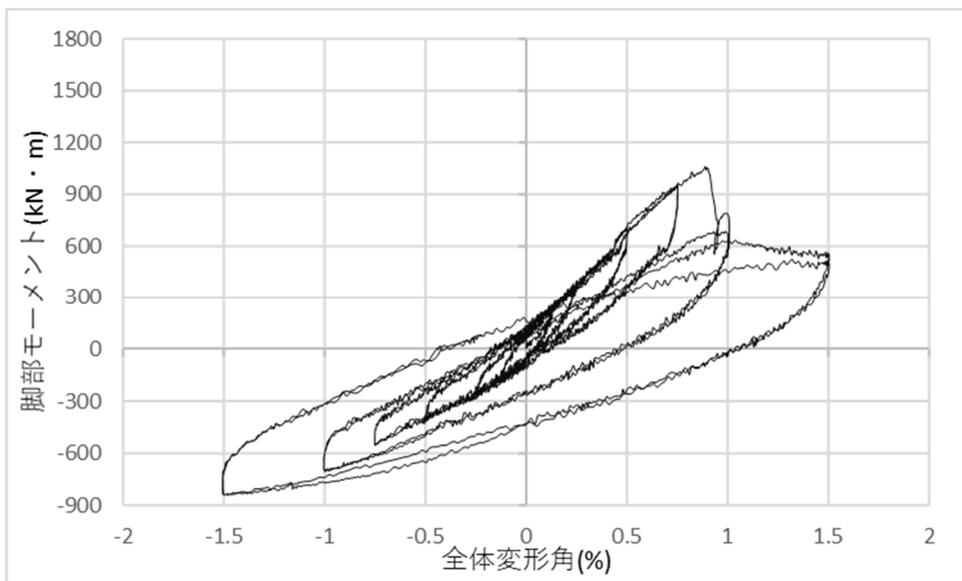


図 3.3.1-6 試験体脚部モーメント-全体変形角関係 : C-3

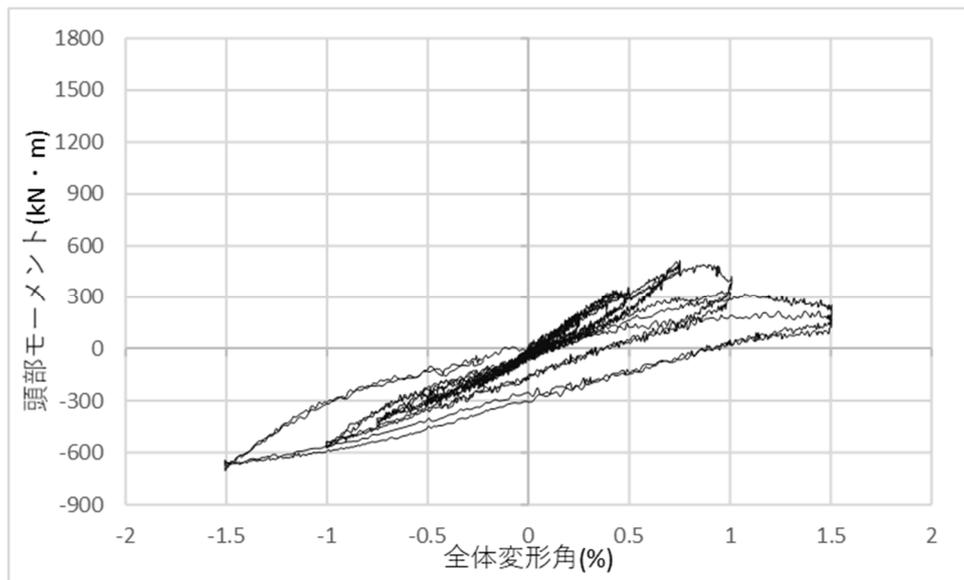


図 3.3.1-7 試験体頭部モーメント-全体変形角関係 : C-3

3.3.2 破壊状況

(1) C-1 の破壊状況

C-1 の試験状況および破壊状況を写真 3.3.2-1～写真 3.3.2-4 に示す。

C-1 では、全体変形角 R (以降、 R とする) $=+0.25\%$ ピーク時の 2 サイクル目に脚部の隙間部のコンクリートにひび割れが発生し、 $R=+0.5\%$ ピーク時の 2 サイクル目に頭部の隙間部のコンクリートにひび割れが発生した。 $R=+1.5\%$ ピーク時の 2 サイクル目に脚部の隙間部のコンクリートが剥離で埋まってしまっており、隙間部計測は計測箇所を剥離コンクリートを取り避けて行った。 $R=-1.5\%$ ピーク時の 2 サイクル目に頭部の引張側にひび割れが発生し、 $R=+2.0$ ピーク時の 2 サイクル目に頭部の引張側のひび割れが大きくなり、脚部の圧縮側にひび割れが発生した。 $R=+3.0\%$ ピーク時の 2 サイクル目に下スタブの圧縮側が 2.4mm 浮き上がり、 $R=+4.0\%$ ピーク時の 2 サイクル目に下スタブの圧縮側が 10mm 浮き上がった。 $R=\pm 4.0\%$ の 2 サイクル後の Pushover では脚部の圧縮側の隙間部がなくなり、鋼管が下スタブにめり込まれたが Pushover 後も鋼管に損傷はなかった。

第3章 杭の曲げせん断実験



(a) $R=+0.25\%$



(b) $R=+1.0\%$



(c) $R=+2.0\%$



(d) $R=+4.0\%$



(e) $R=+10.0\%$



(f) $R=+14.0\%$

写真 3.3.2-1 脚部北側-隙間部 : C-1



(a) R=+0.5%



(b) R=+1.0%



(c) R=+2.0%



(d) R=+4.0%

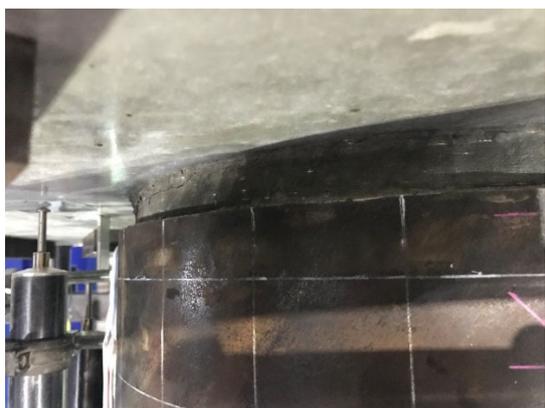


(e) R=+10.0%



(f) R=+14.0%

写真 3.3.2-2 脚部南側-隙間部 : C-1



(a) $R=+0.5\%$



(b) $R=-1.0\%$



(c) $R=-2.0\%$



(d) $R=-4.0\%$



(e) $R=+10.0\%$



(f) $R=+14.0\%$

写真 3.3.2-3 頭部北側-隙間部 : C-1



(a) R=+3.0%



(b) R=+4.0%



(c) R=+10.0%



(d) R=+14.0%

写真 3.3.2-4 頭部南側-隙間部 : C-1

(2) C-2 の破壊状況

C-2 の試験状況および破壊状況を写真 3.3.2-5～写真 3.3.2-8 に示す。

C-2 では、 $R=+0.75\%$ ピーク時の 1 サイクル目に頭部、脚部の隙間部コンクリートにひび割れが発生し、 $R=+1.5\%$ ピーク時の 1 サイクル目に頭部、脚部の隙間部コンクリートが剥離した。 $R=+0.75\%$ ピーク時の 1 サイクル目に上下スタブ加力直交方向のひび割れ発生し、 $R=-1.00\%$ 時に上下スタブひび割れ幅が増大し、下スタブは側面までひび割れが発生した。 $R=+4.0\%$ ピーク時の 1 サイクル目まで浮き上がりは発生していないが、Pushover 後に浮き上がりが発生した。Pushover 後は脚部の圧縮側の隙間部がなくなり、鋼管が下スタブにめり込まれたが Pushover 後も鋼管には損傷はなかった。

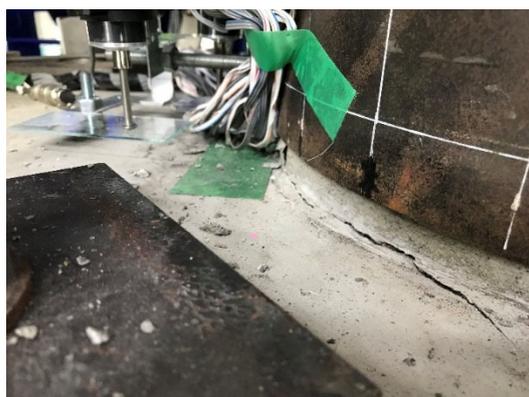
第3章 杭の曲げせん断実験



(a) $R=+0.75\%$



(b) $R=+2.0\%$



(c) $R=+3.0\%$



(d) $R=+4.0\%$



(e) $R=+10.0\%$



(f) $R=+14.0\%$

写真 3.3.2-5 脚部北側-隙間部 : C-2



(a) $R=-0.75\%$



(b) $R=+1.5\%$



(c) $R=+3.0\%$



(d) $R=+4.0\%$



(e) $R=+10.0\%$



(f) $R=+14.0\%$

写真 3.3.2-6 脚部南側-隙間部 : C-2



(a) $R=-0.75\%$



(b) $R=-1.0\%$



(c) $R=-1.5\%$



(d) $R=-2.0\%$



(e) $R=-3.0\%$



(f) $R=-4.0\%$



(g) $R=+10.0\%$



(h) $R=+14.0\%$

写真 3.3.2-7 頭部 N 側-隙間部 : C-2



(a) $R=+0.75\%$



(b) $R=+2.0\%$



(c) $R=+3.0\%$



(d) $R=+4.0\%$



(e) $R=+10.0\%$



(f) $R=+14.0\%$

写真 3.3.2-8 頭部 S 側-隙間部 : C-2

(3) C-3 の破壊状況

C-3 の試験状況および破壊状況を写真 3.3.2-9～写真 3.3.2-11 に示す。

C-3 は、 $R=+1.0\%$ の 1 サイクル目のとき、 $R=0.89\%$ で脚部の鋼管の局部座屈による脆性的な破壊が発生した。なお、亀裂等の損傷は見られなかった。



(a) $R=+0.5\%$



(b) $R=-0.75\%$

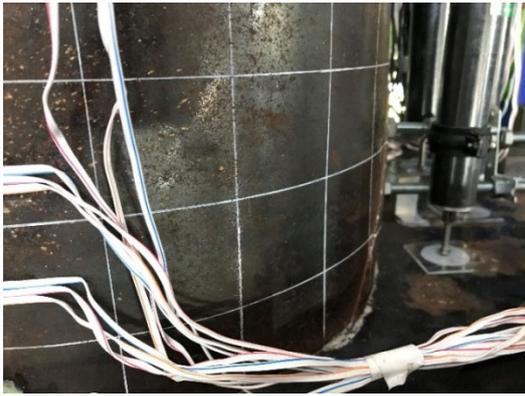


(c) $R=-1.0\%$



(d) $R=-1.5\%$

写真 3.3.2-9 脚部 N 側 : C-3



(a) $R=+0.5\%$



(b) $R=-0.5\%$



(c) $R=+0.75\%$



(d) $R=+1.0\%$



(e) $R=+1.5\%$

写真 3.3.2-10 脚部 S 側 : C-3



(a) $R=+0.5\%$



(b) $R=-0.5\%$



(c) $R=+0.75\%$



(d) $R=-0.75\%$



(e) $R=+1.0\%$



(f) $R=-1.0\%$



(g) $R=-1.5\%$

写真 3.3.2-11 頭部 N 側 : C-3

3.3.3 降伏状況

鋼管の降伏判定の方法は、鋼管表面に貼付けたひずみゲージ（貼付け位置は図 3.2.5-2 参照のこと）からロゼット解析を行い、その結果とミーゼスの降伏条件により判定した。（式 3.3.3-1）～（式 3.3.3-6）に計算方法を示す。ただし、x 軸方向（杭周方向）に貼付けたひずみゲージの値を ε_x 、y 軸方向（杭軸方向）に貼付けたひずみゲージの値を ε_y 、x 軸と y 軸の間の 45° 方向（z 方向）に貼付けたひずみゲージの値を ε_z とする。また、鋼管のヤング係数 E 及び降伏応力度 ${}_s\sigma_y$ は材料試験結果の値（表 3.2.2-2 参照）を用いた。本検討では、鋼管のポアソン比 ν は材料試験で計測していないため 0.3 を仮定して計算した。

軸方向鉄筋は、鉄筋軸方向に貼付けたひずみゲージの値が降伏ひずみを超過したときを降伏点とした。なお、1 箇所に 2 枚のひずみゲージを貼付けている場合は、どちらかが先に降伏ひずみを超過したときを降伏点とした。

(1) ロゼット解析の計算方法とミーゼスの降伏条件

（式 3.3.3-1）～（式 3.3.3-4）のロゼット解析により鋼管の最大主応力及び最小主応力を計算し、これを用いて（式 3.3.3-5）でミーゼスの相当応力 σ_{me} を計算する。（式 3.3.3-6）のように σ_{me} が降伏応力度 ${}_s\sigma_y$ を超えたときに降伏と判断した。

最大主ひずみ ε_{\max}

$$\varepsilon_{\max} = \frac{1}{2} \left[\varepsilon_x + \varepsilon_y + \sqrt{2 \left\{ (\varepsilon_x - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 \right\}} \right] \quad (\text{式 3.3.3-1})$$

最小主ひずみ

$$\varepsilon_{\min} = \frac{1}{2} \left[\varepsilon_x + \varepsilon_y - \sqrt{2 \left\{ (\varepsilon_x - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 \right\}} \right] \quad (\text{式 3.3.3-2})$$

最大主応力

$$\sigma_{\max} = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_{\max} + \nu \varepsilon_{\min}) \quad (\text{式 3.3.3-3})$$

最小主応力

$$\sigma_{\min} = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_{\min} + \nu \varepsilon_{\max}) \quad (\text{式 3.3.3-4})$$

ミーゼスの相当応力 σ_{me}

$$\sigma_{me} = \sqrt{\sigma_{\min}^2 - \sigma_{\min} \sigma_{\max} + \sigma_{\max}^2} \quad (\text{式 3.3.3-5})$$

ミーゼスの降伏条件

$$\sigma_{me} > {}_s\sigma_y \quad (\text{式 3.3.3-6})$$

(2) 降伏状況

1) C-1 試験体

図 3.3.3-1 に試験体脚部モーメント-全体変形角関係を示す。正側加力において軸方向鉄筋の圧縮降伏($R=+0.49\%$)の後、引張降伏($R=+1.75\%$)が発生した。負側では軸方向鉄筋の引張降伏($R=-1.00\%$)のみが確認された。鋼管は $R=+1.29\%$ で降伏が確認されている。Pushover 以前の最大モーメントは $R=+4.0\%$ 1 サイクル目のときに 1309kNm ($R=+3.98\%$), $R=-4.0\%$ 1 サイクル目のときに -724kNm ($R=-3.96\%$) を記録した。Pushover でも耐力が上昇し, $R=12.1\%$ で 1555kNm の最大モーメントを記録した。

表 3.3.3-1 に鋼管, 表 3.3.3-2 に軸方向鉄筋の降伏状況を示す。C-1 は全体変形角 0.49% のときに軸方向鉄筋が圧縮の降伏強度に達した。そのときの短期許容曲げモーメント 535kNm であった。全体変形角 1.29% のときに鋼管が引張の降伏応力度に達した。閉塞地点より前での最大耐力は全体変形角 3.975% で 1349kNm であった。

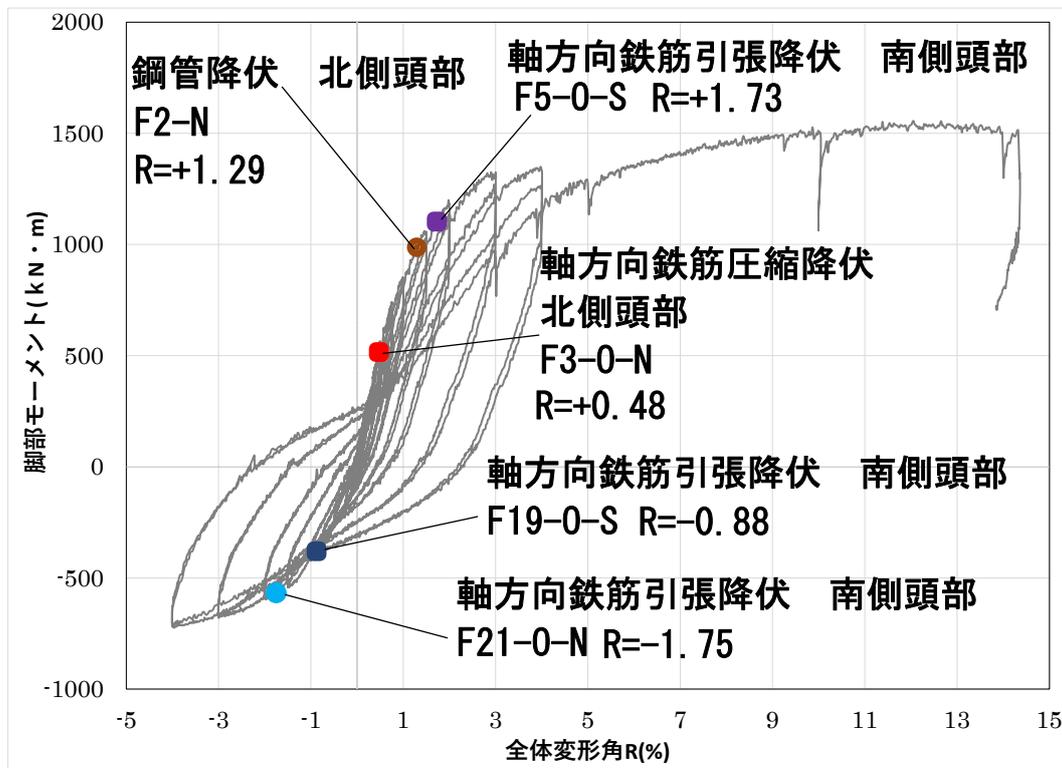


図 3.3.3-1 試験体脚部モーメント-全体変形角関係(C-1)

表 3.3.3-1 鋼管の降伏状況(C-1)

	ステップ	最大主応力 (N/mm ²)	最小主応力 (N/mm ²)	変形角 (%)	脚部M (kNm)	水平力 (kN)
F2-N	4901	427	28.7	1.29	987	734
F20-S	6190	422	17.7	1.77	1111	808
F3-N	6196	410	-8.19	1.81	1137	815
F4-N	7380	265	-210.4	2.19	1164	822
F19-S	7407	387	-48.3	2.42	1221	856
F18-S	7457	293	-180.6	2.85	1307	893

表 3.3.3-2 軸方向鉄筋の降伏状況 (C-1)

	正側									
	引張降伏					圧縮降伏				
	降伏位置	ステップ	変形角 (%)	脚部M (kN・m)	水平力 (kN)	降伏位置	ステップ	変形角 (%)	脚部M (kN・m)	水平力 (kN)
杭軸鉄筋	F21-O-N-W	6199	1.83	1138	820	F19-O-S-W	3757	0.88	781	608
スタブ	FS6-O-N-W	6206	1.87	1153	825	FS6-O-S-W	4878	1.20	934	703
	負側									
	引張降伏					圧縮降伏				
	降伏位置	ステップ	変形角 (%)	脚部M (kN・m)	水平力 (kN)	降伏位置	ステップ	変形角 (%)	脚部M (kN・m)	水平力 (kN)
杭軸鉄筋	F19-O-S-E	4056	-0.88	-380	-374	F21-O-N-E	6504	-1.75	-567	-564
スタブ	FS6-O-S-E	4083	-0.99	-420	-411	FS6-O-N-E	7909	-2.70	-661	-654

2) C-2 試験体

図 3.3.3-2 に試験体脚部モーメント-全体変形角関係を示す。試験体は、負側加力において軸方向鉄筋の圧縮降伏(R=+0.93%)の後引張降伏(R=+1.20%)が発生した。負側では軸方向鉄筋の引張降伏(R=-0.88%)のみが確認された。鋼管は R=+2.58%で降伏が確認されている。Pushover 以前の最大モーメントは R=+3.0%, 1 サイクル目のときに 1093kNm(R=+2.90), R=-4.0%, 2 サイクル目のときに -532kNm(R=-3.97%)を記録した。その後の Pushover でも耐力が上昇し、全体変形角 12.1%で 1286 kNm の最大モーメントを記録した。

表 3.3.3-3 に鋼管, 表 3.3.3-4 に軸方向鉄筋の降伏状況を示す。C-2 は全体変形角 0.42%のときに軸方向鉄筋が引張の降伏応力度に達した。そのときの短期許容曲げモーメント 460kNm であった。全体変形角 2.58%のときに鋼管が引張の降伏応力度に達した。閉塞地点より前での最大耐力は 9.707%で 1275kNm であった。

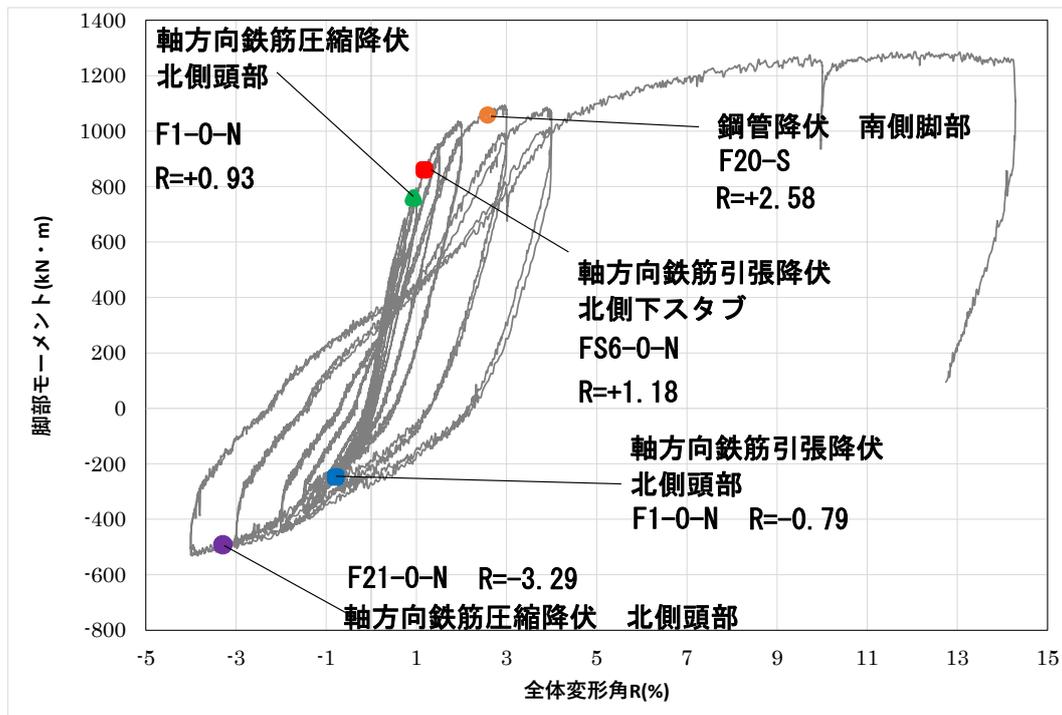


図 3.3.3-2 試験体脚部モーメント-全体変形角関係 (C-2)

表 3.3.3-3 鋼管の降伏状況 (C-2)

測定位置	ステップ	最大主応力 (N/mm ²)	最小主応力 (N/mm ²)	変形角 (%)	脚部M (kN・m)	水平力 (kN)
F20-S	7878	409.4	-7.11	2.58	1058	808
F3-N	7924	408.5	-11.3	2.95	1092	824
F2-S	10829	403.1	-17.6	0.20	345	265
F20-N	10836	371.9	-72.7	0.34	346	272
F19-S	11068	420.2	13.3	6.00	1146	785
F4-N	11092	363.5	-87.6	6.65	1170	792

表 3.3.3-4 軸方向鉄筋の降伏状況 (C-2)

	正側									
	引張降伏					圧縮降伏				
	降伏位置	ステップ	変形角 (%)	脚部M (kN・m)	水平力 (kN)	降伏位置	ステップ	変形角 (%)	脚部M (kN・m)	水平力 (kN)
杭軸鉄筋	F19-O-N-E	4146	1.25	884	700	F18-O-S-E	4134	1.15	849	673
スタブ	FS6-O-N-E	4136	1.18	860	682	FS6-O-S-W	4177	1.40	921	733
	負側									
	引張降伏					圧縮降伏				
	降伏位置	ステップ	変形角 (%)	脚部M (kN・m)	水平力 (kN)	降伏位置	ステップ	変形角 (%)	脚部M (kN・m)	水平力 (kN)
杭軸鉄筋	F21-O-S-E	2904	-0.90	-275	-294	F21-O-N-E	9924	-3.29	-492	-553
スタブ	FS6-O-S-E	2894	-0.86	-270	-284	-	-	-	-	-

3) C-3 試験体

図 3.3.3-3 に試験体脚部モーメント-全体変形角関係を示す。試験体は、正側加力において鋼管は $R=+0.35\%$ で圧縮降伏、 $R=+1.50\%$ で引張降伏が確認されている。また、 $R=+1.0\%$ 、1 サイクル目のとき、 $R=0.89\%$ で脚部の鋼管の局部座屈による脆性的な破壊が発生し、急激にモーメントが低下した。一方で所定の圧縮軸力（軸力比 0.43）は保持していたため、そのまま载荷を続行した。

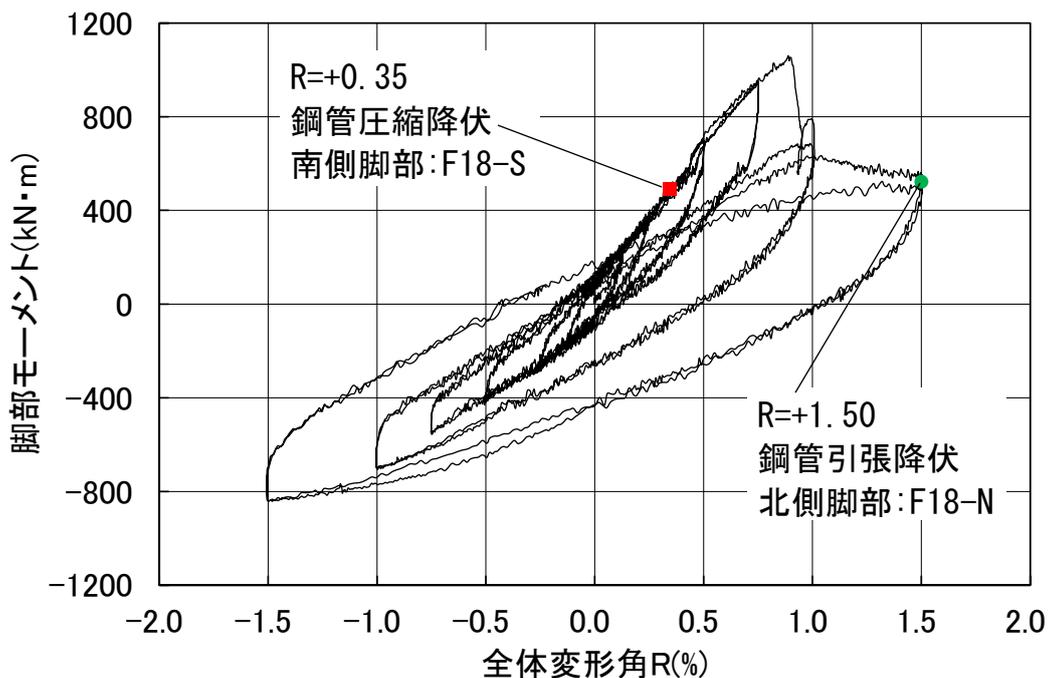


図 3.3.3-3 試験体脚部モーメント-全体変形角関係 (C-3)

表 3.3.3-5 に鋼管の降伏状況を示す。C-3 は全体変形角 0.35% のときに鋼管が圧縮の降伏応力度に達した。そのときの短期許容曲げモーメント 491kNm であった。最大耐力は全体変形角 0.88% で 1060kNm であった。

表 3.3.3-5 鋼管の降伏状況 (C-3)

測定位置	ステップ	最大主応力 (N/mm ²)	最小主応力 (N/mm ²)	変形角 (%)	脚部M (kNm)	水平力 (kN)
F18-S	1159	-84.8	-448	0.35	491	380
F19-S	1164	-103	-456	0.36	522	391
F4-N	1167	-86.6	-450	0.36	517	397
F3-N	1188	-106	-456	0.41	552	435
F20-S	1188	-144	-466	0.41	552	435
F2-N	1224	-136	-464	0.49	687	508

(3) 降伏位置の推移

1) 試験体における鋼管の降伏位置の推移

試験体における鋼管の降伏位置の推移を図 3.3.3-4～図 3.3.4-10 に示す。なお、図中における降伏位置を次のように表記した。

青: 圧縮降伏

赤: 引張降伏

N: ○表記

S: ○表記

W: □表記

E: ×表記

図 3.3.3-4～図 3.3.3-10 に示した鋼管の降伏を比較した。鋼管の初期降伏を全体変形角で比較すると、C-3(R=±0.5%時)、C-1(R=±1.5%時)、C-2(R=±3.0%時)の順であった。

C-1 と C-3 の R=±1.5%時を比較すると、C-1 は F2N の 1 箇所のみに対して、C-3 は F2, F3, F4, F18, F19, F20 の東西南北のそれぞれ降伏していた。

C-1 と C-2 を比較すると C-1 は R=±1.5%, 2.0%, 3.0%と降伏箇所が増加したのに対して、C-2 は R=±3.0%時のみ降伏箇所が増加した。R=±3.0%時を比較すると、C-1 は F2N, F3N, F4N, F18S, F19S, F20S の 6 箇所以降降伏したのに対し、C-2 は F3N, F20S の 2 箇所以降降伏した。

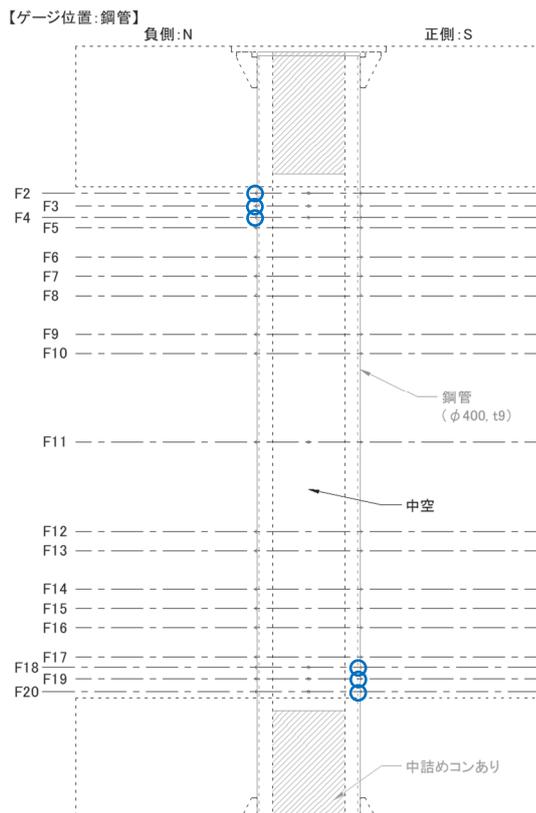


図 3. 3. 3-8 C-3 での鋼管の降伏位置 : $R=\pm 0.5\%$

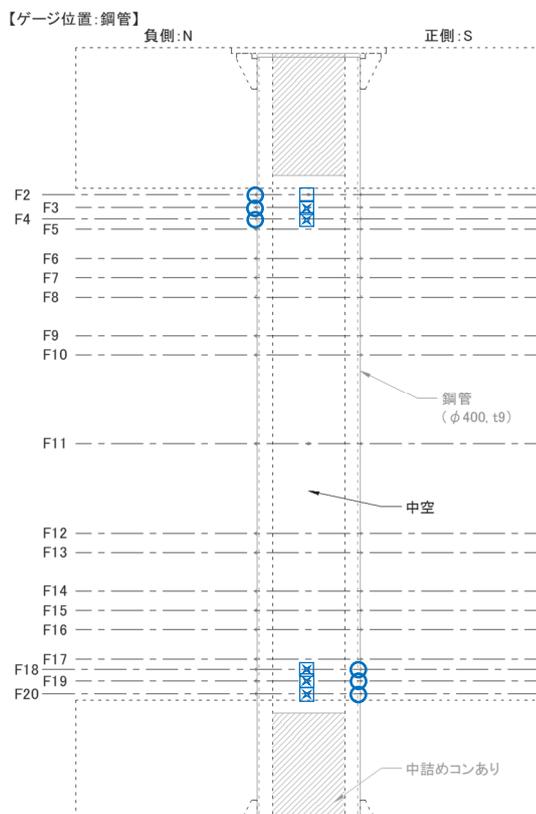


図 3. 3. 3-9 C-3 での鋼管の降伏位置 : $R=\pm 1.0\%$

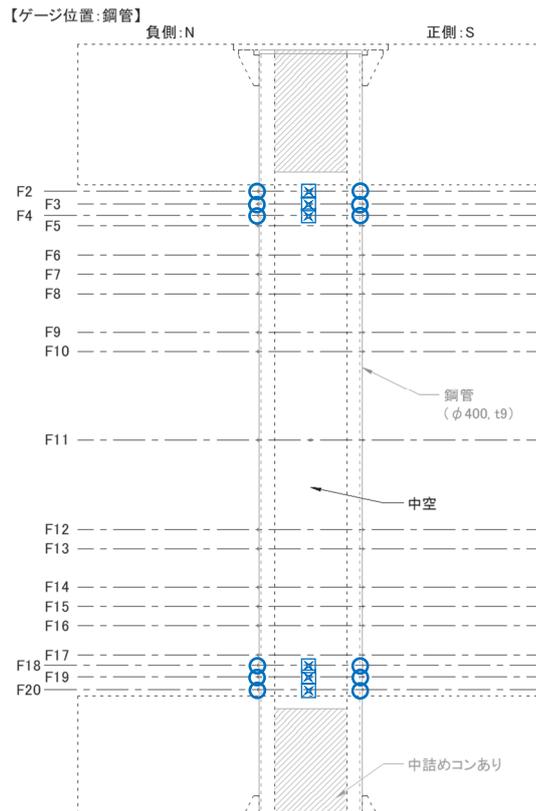


図 3. 3. 3-10 C-3 での鋼管の降伏位置 : $R=\pm 1.5\%$

2) 試験体における軸方向鉄筋の降伏位置の推移

試験体における軸方向鉄筋の降伏位置の推移を図 3. 3. 3-11～図 3. 3. 3-21 に示す。なお、図中における降伏位置を次のように表記した。

青○表記:圧縮降伏

赤●表記:引張降伏

図 3. 3. 3-11～図 3. 3. 3-21 に示した軸方向鉄筋の降伏を比較した。軸方向鉄筋の初期降伏を全体変形角で比較すると、C-1($R=\pm 0.5\%$ 時)、C-2($R=\pm 1.0\%$ 時)であった。C-1 と C-2 の $R=\pm 1.0\%$ 時、 $\pm 1.5\%$ 時は、降伏箇所はほぼ同じであるが、C-1 では圧縮降伏、C-2 では引張降伏がほとんどであった。C-1 と C-2 の $R=\pm 2.0\%$ 時は、C-1 と C-2 はほとんど同じ範囲が降伏している。ただし、C-1 は北側が圧縮降伏、南側が引張降伏と対称的で外側の軸方向鉄筋の東側及び西側（中央）は降伏していないが、C-2 はほとんどが引張降伏、また外側と内側のひずみゲージを貼付けた軸方向鉄筋全てが引張降伏している。C-1 と C-2 の $R=\pm 3.0\%$ 時は、外側と内側のひずみゲージを貼付けた軸方向鉄筋全てが降伏している。なお、C-1 の方がスタブ内の降伏箇所が若干広い。C-1 と C-2 の $R=\pm 4.0\%$ 時は、降伏箇所はほぼ同じであった。

第3章 杭の曲げせん断実験

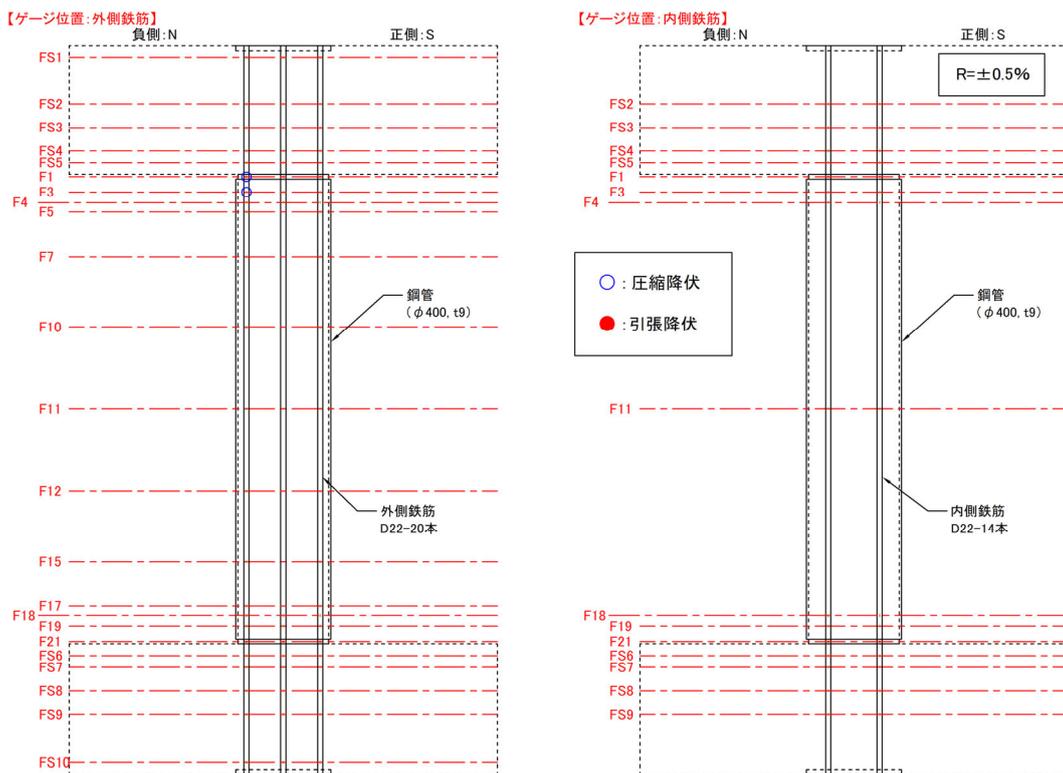


図 3.3.3-11 C-1 での軸方向鉄筋の降伏位置 : $R=\pm 0.5\%$

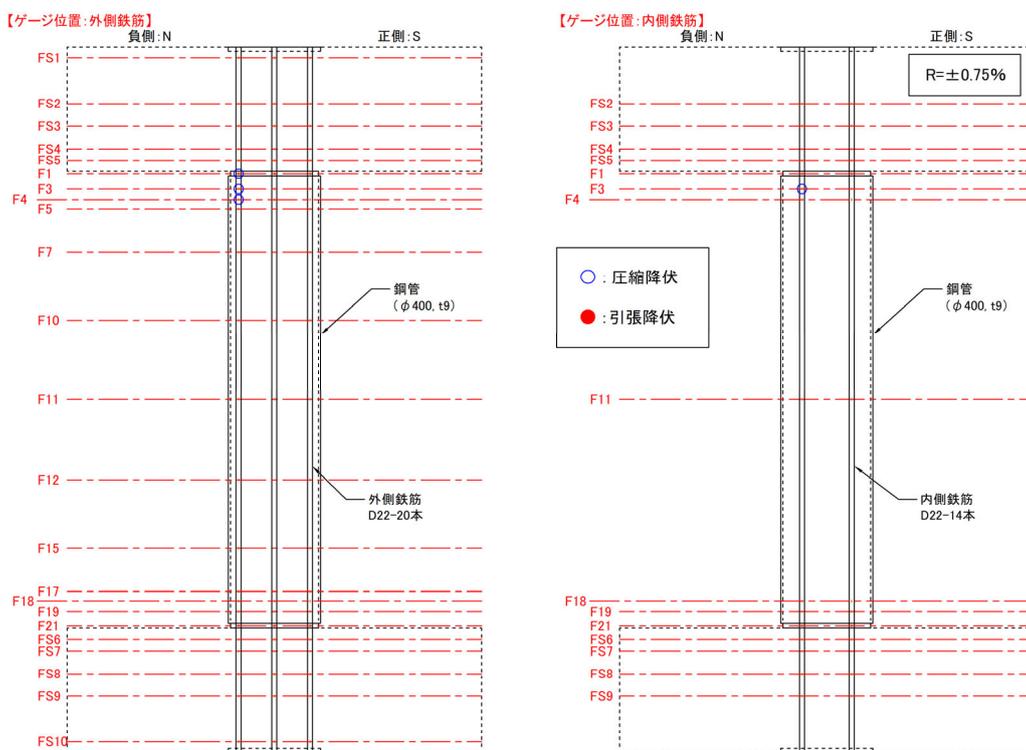


図 3.3.3-12 C-1 での軸方向鉄筋の降伏位置 : $R=\pm 0.75\%$

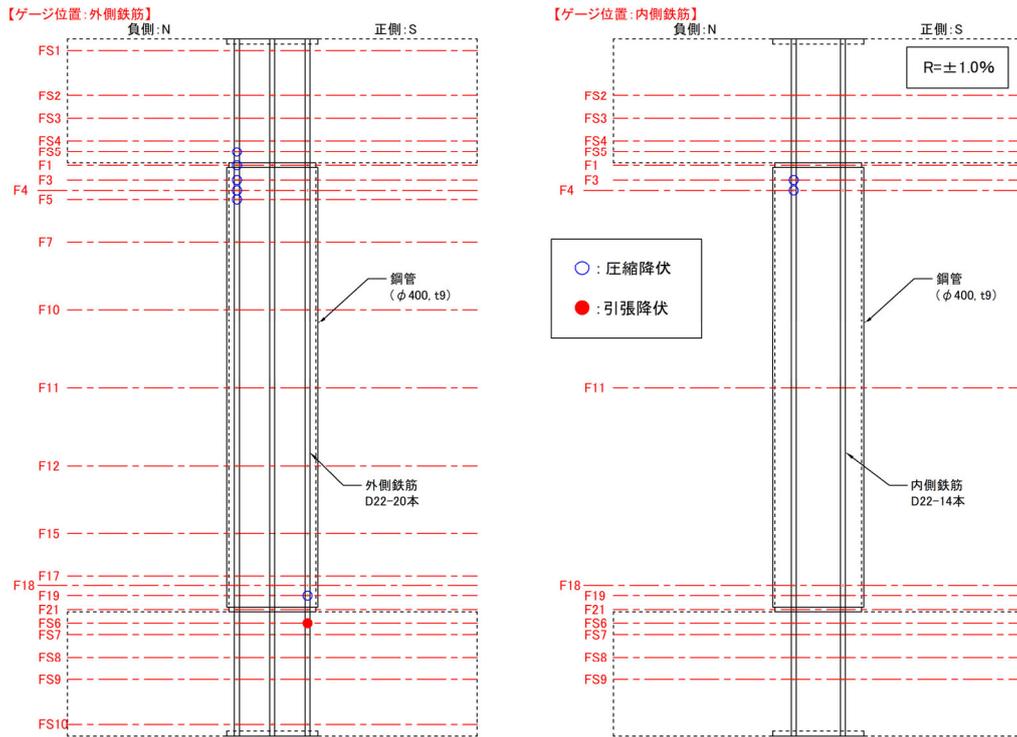


図 3.3.3-13 C-1 での軸方向鉄筋の降伏位置 : $R=\pm 1.0\%$

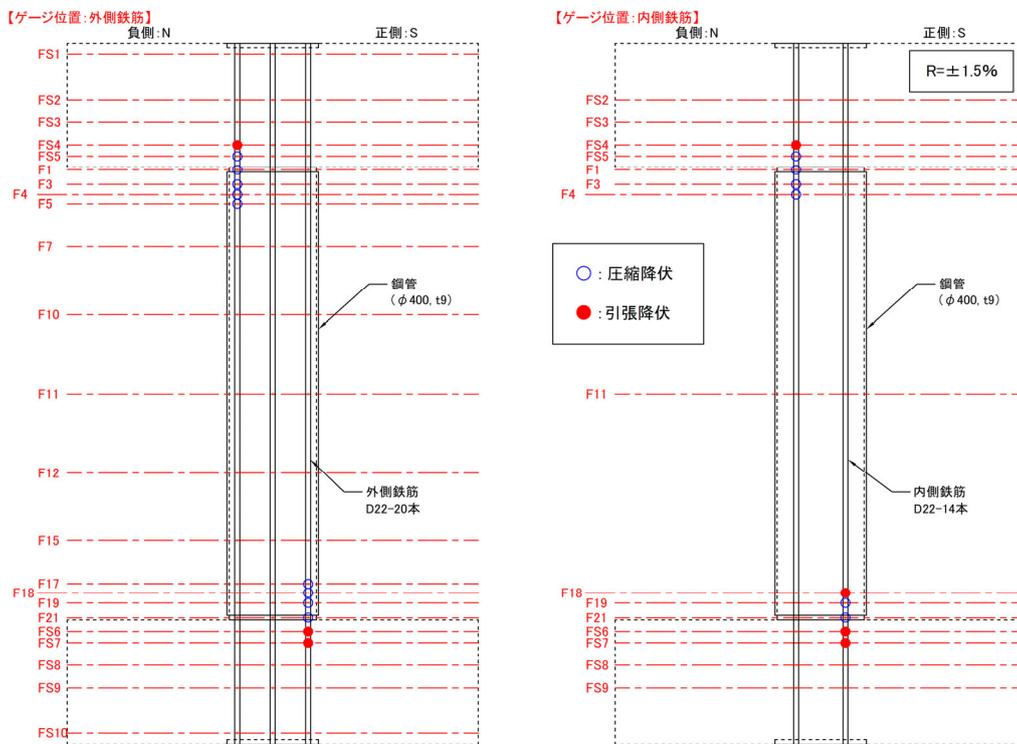


図 3.3.3-14 C-1 での軸方向鉄筋の降伏位置 : $R=\pm 1.5\%$

第3章 杭の曲げせん断実験

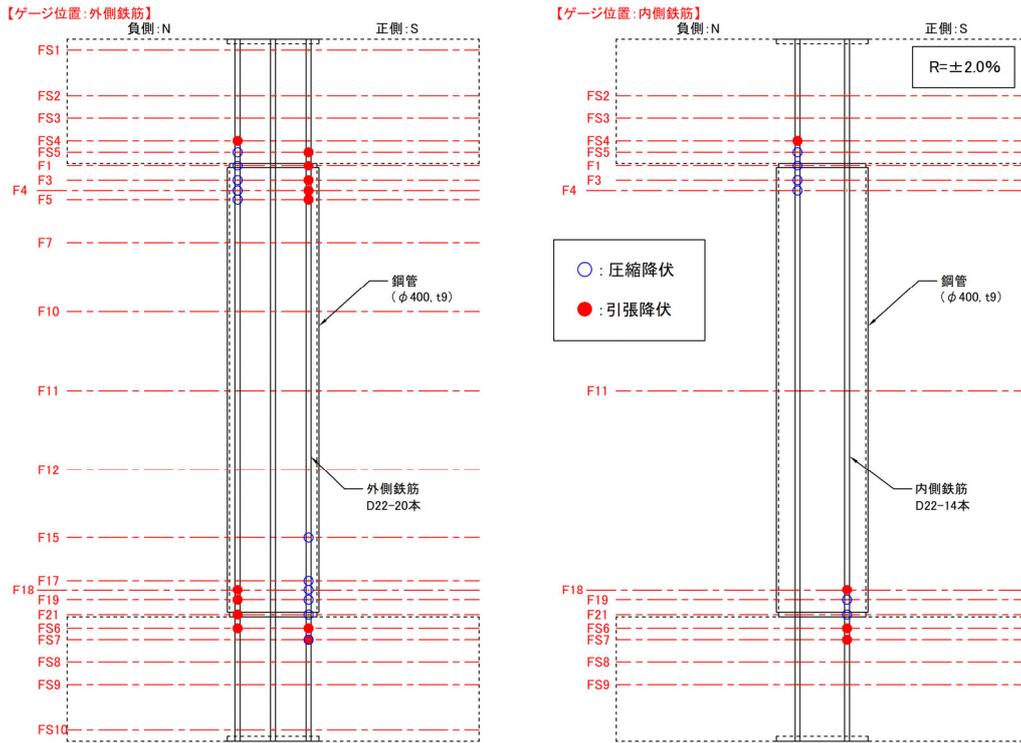


図 3.3.3-15 C-1 での軸方向鉄筋の降伏位置 : $R=\pm 2.0\%$

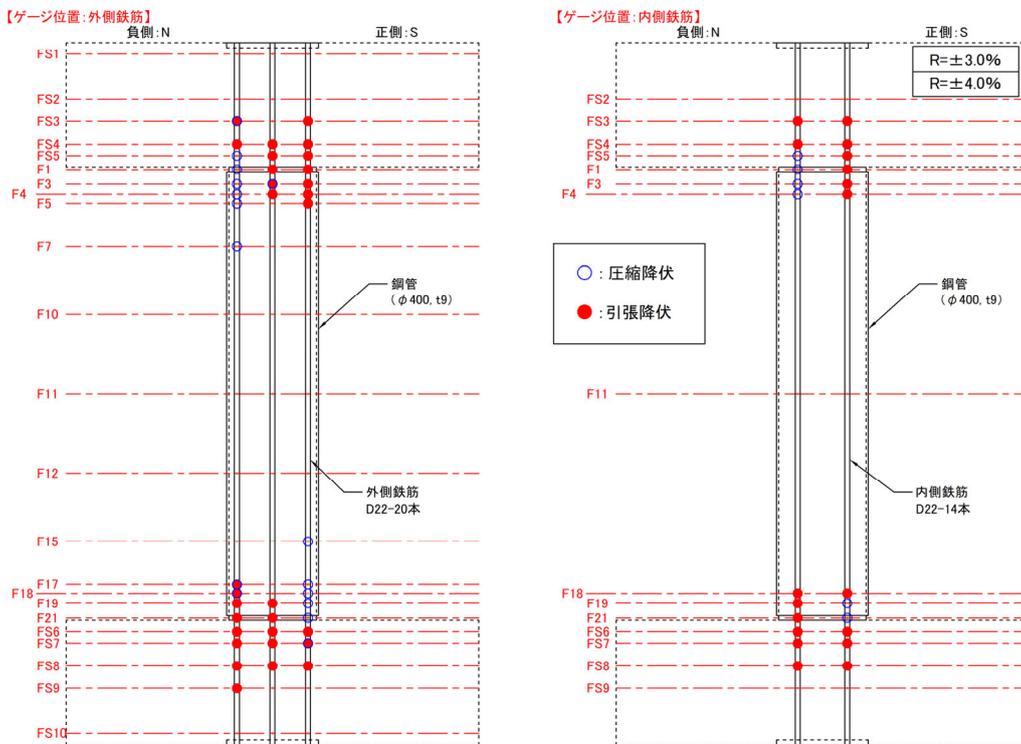


図 3.3.3-16 C-1 での軸方向鉄筋の降伏位置 : $R=\pm 3.0\%$, $\pm 4.0\%$

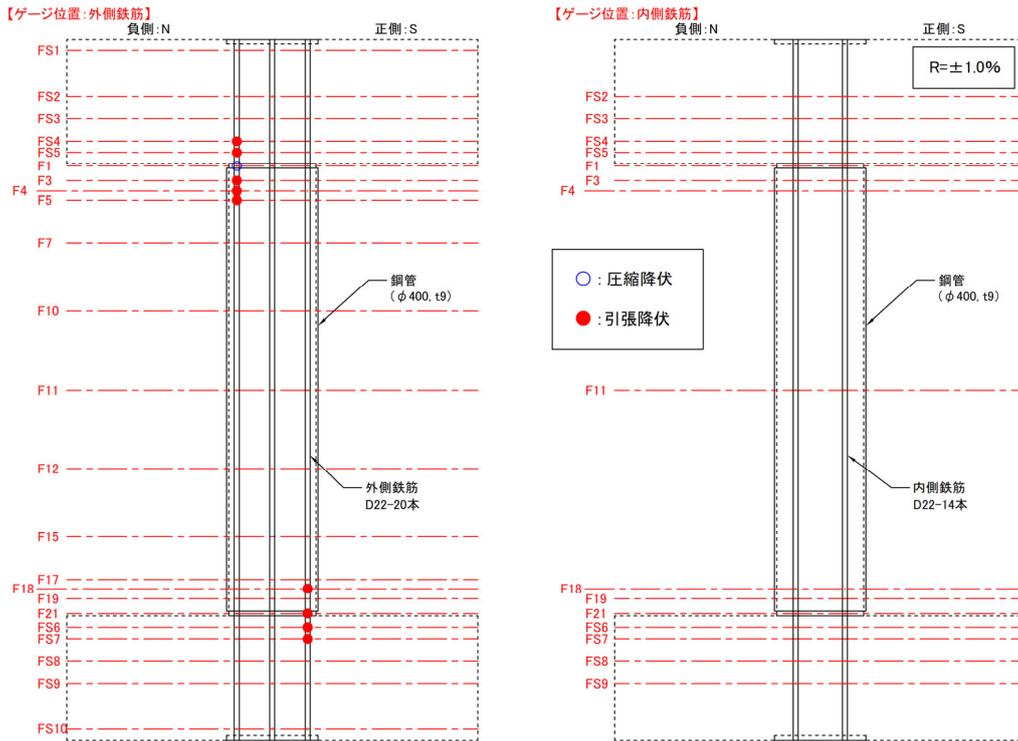


図 3.3.3-17 C-2 での軸方向鉄筋の降伏位置 : $R=\pm 1.0\%$

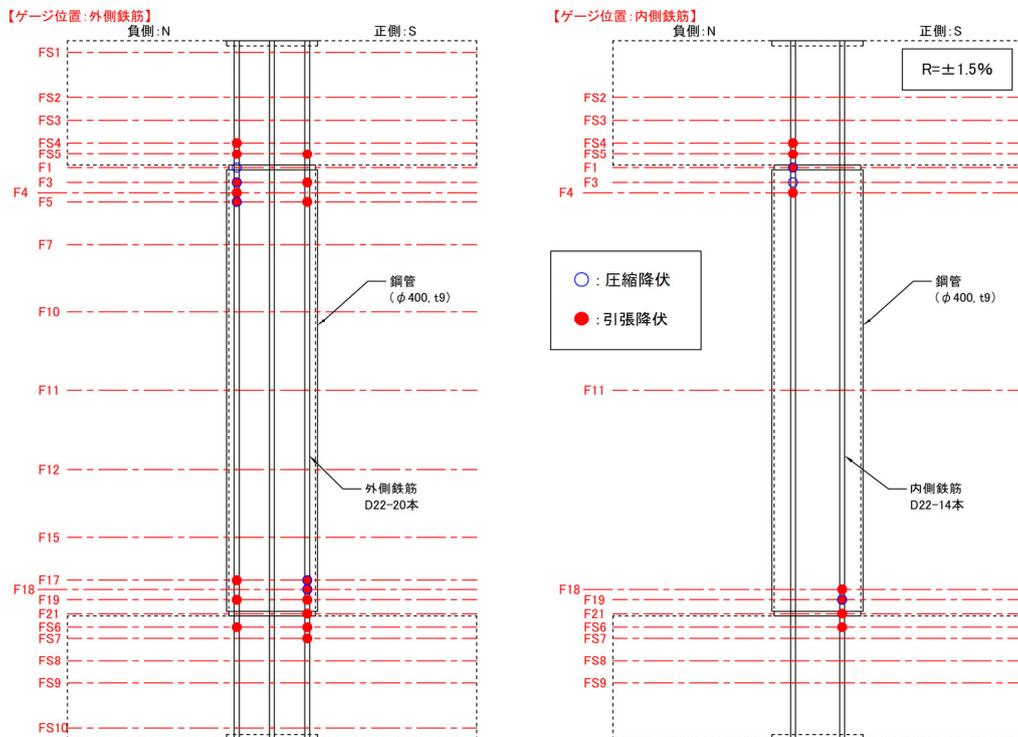


図 3.3.3-18 C-2 での軸方向鉄筋の降伏位置 : $R=\pm 1.5\%$

第3章 杭の曲げせん断実験

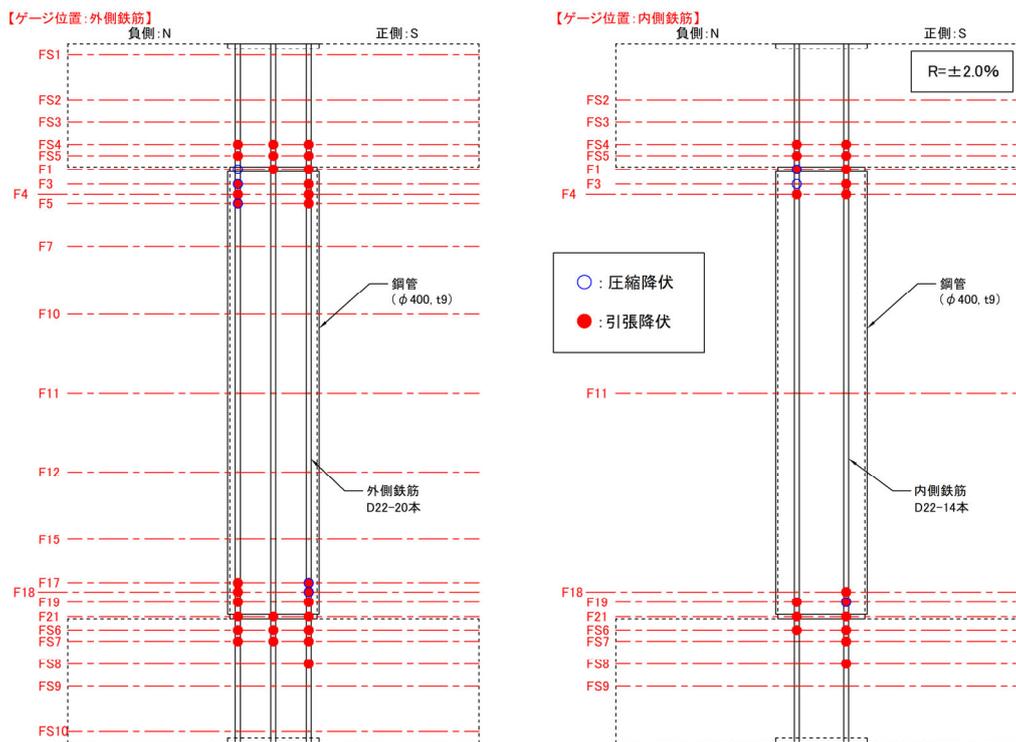


図 3.3.3-19 C-2 での軸方向鉄筋の降伏位置 : $R=\pm 2.0\%$

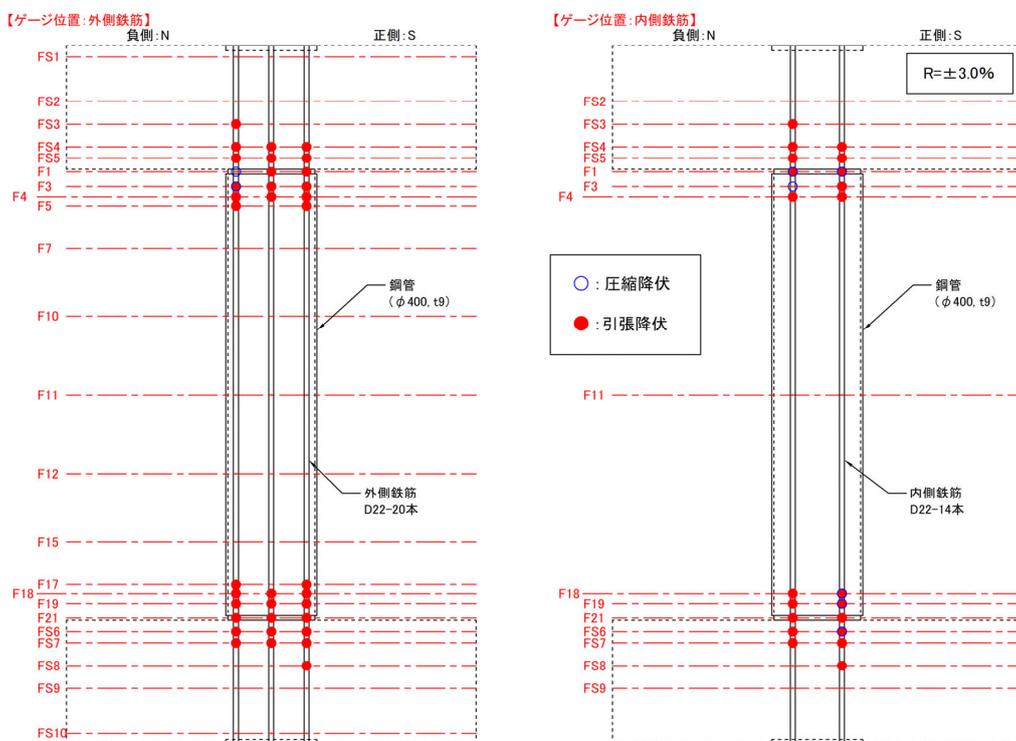


図 3.3.3-20 C-2 での軸方向鉄筋の降伏位置 : $R=\pm 3.0\%$

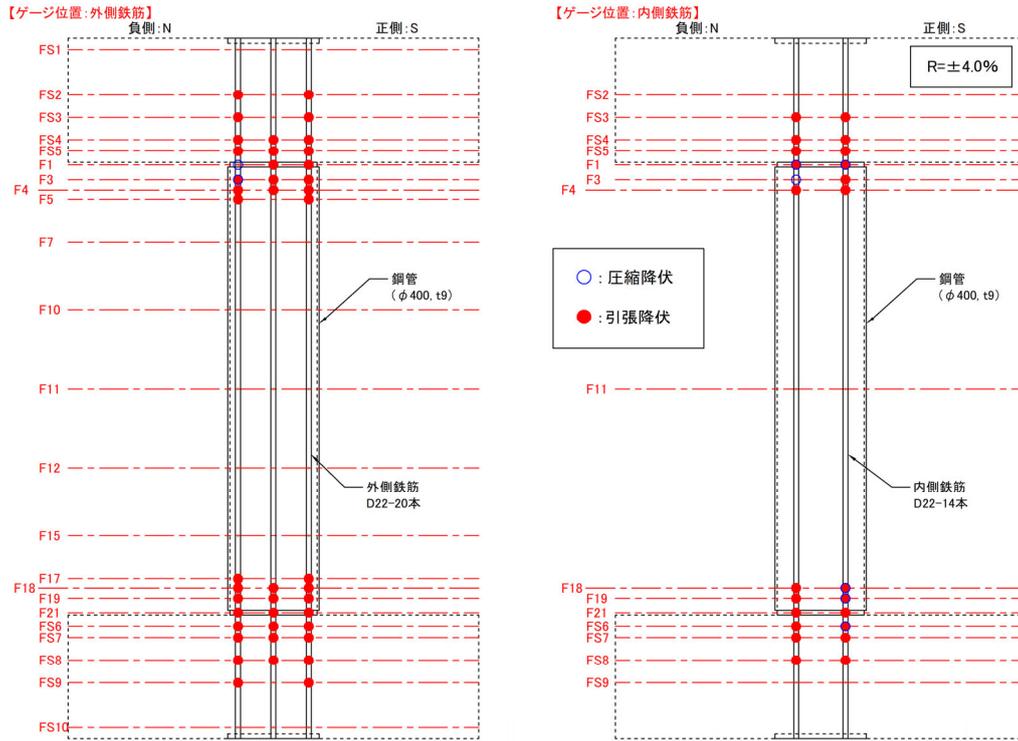


図 3.3.3-21 C-2 での軸方向鉄筋の降伏位置 : $R=\pm 4.0\%$

3.3.4 等価粘性減衰定数

等価粘性減衰定数の計算結果を図 3.3.4-1 に示す。本実験は試験体に変動軸力を作用させたため、正側と負側でそれぞれ分けて計算した。C-1 は、 $R=\pm 1.5\%$ までは正負の違いがあまりなかった。しかし、 $R=\pm 2.0\%$ 以降では負側の方が大きくなった。C-2 は、 $R=\pm 0.125\%$ では正側に比べ負側が小さくなったが、 $R=\pm 0.25\% \sim \pm 1.0\%$ までは正負の違いがあまりなかった。また、 $R=\pm 1.5\%$ 以降では負側の方が大きくなった。C-3 は、正側よりも負側の方が大きくなった。このように全体的には引張軸力が作用している負側の値が大きくなった。これは、一般的には圧縮軸力下と比べると、引張軸力下において曲げ耐力に対する軸方向鉄筋の寄与が大きいため軸方向鉄筋のエネルギー消費が大きくなったことが原因の一つと考えられる。

変動軸力のルールが同じ C-1 と C-3 について、 $R=+0.89\%$ で鋼管が座屈する前までの $R=\pm 0.75\%$ までを比較すると、正側では、C-1 は C-3 の 0.95~1.05 倍となりほぼ同様の結果となった。一方で、負側は、C-1 は C-3 の 0.6~0.8 倍と小さい値となった。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W_e} \tag{式 3.3.4-1}$$

h_{eq} : 等価粘性減数定数

ΔW : 履歴ループ 1 サイクルの面積

W_e : 等価ポテンシャルエネルギー

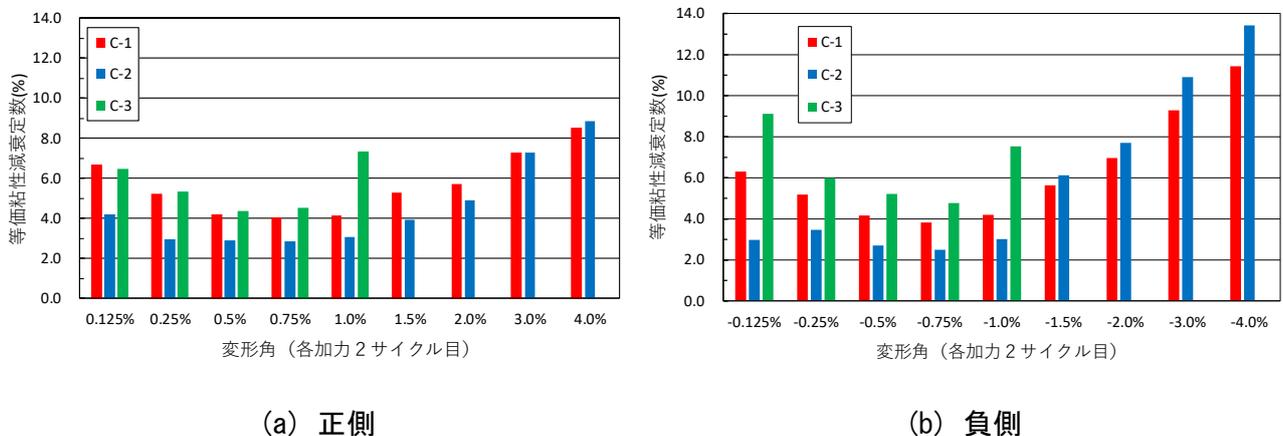


図 3.3.4-1 等価粘性減衰定数

3.3.5 試験体の変形状況

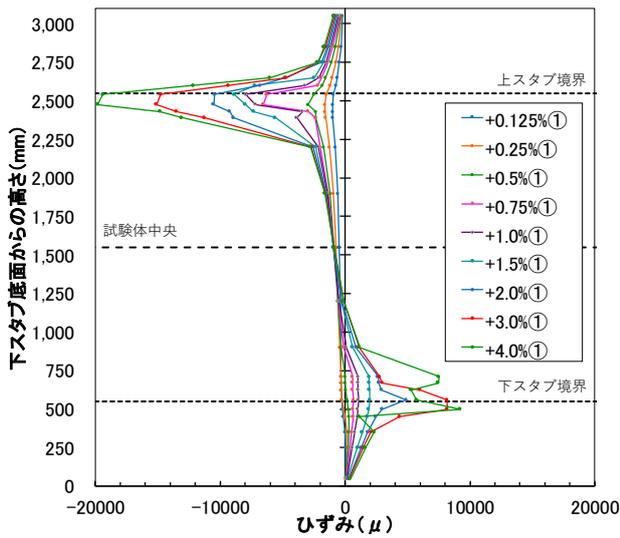
(1) 曲率分布

C-1 及び C-2 の変形挙動を明らかにするため、試験体の RC 部（コンクリート及び軸方向鉄筋）と、鋼管部の曲率分布について検討を実施する。

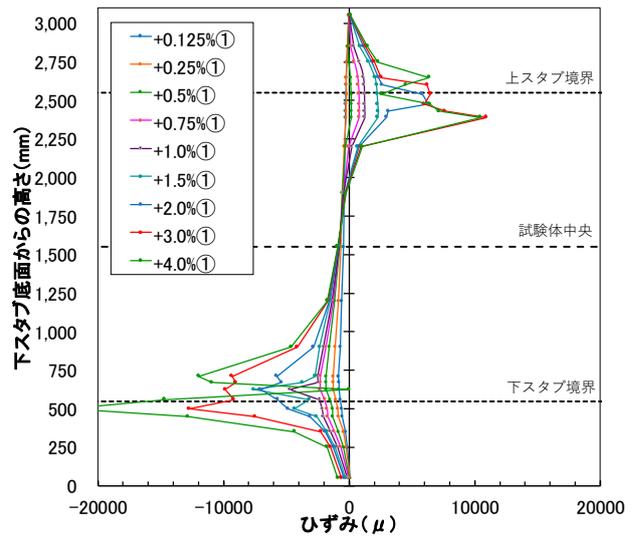
1) 軸方向鉄筋のひずみゲージによる曲率分布

図 3.3.5-1～3.3.5-4 に C-1 及び C-2 の軸方向鉄筋に貼付けたひずみゲージの分布を示す。また、図 3.3.5-5、図 3.3.5-6 に試験体の軸方向鉄筋に貼付けたひずみゲージの値を用いて計算を行った曲率分布の計算結果を示す。図 3.3.5-1～図 3.3.5-1 に示すように、モーメント分布に近い S 字形の分布となっている。軸方向鉄筋とコンクリート間の付着は良好だったことを考えると、この軸方向鉄筋のひずみ値に基づく曲率分布は鋼管内の RC 部の曲率分布と考えられる。

第3章 杭の曲げせん断実験

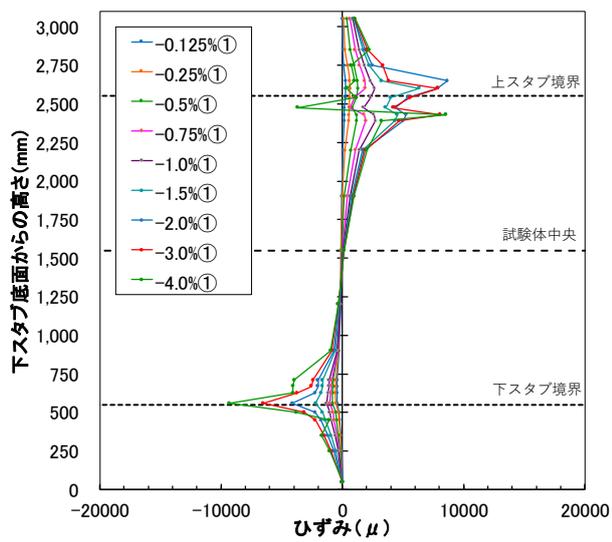


(a) 北側

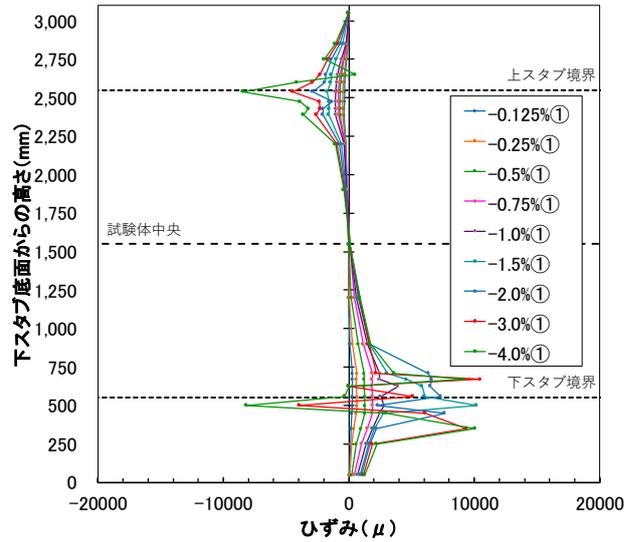


(b) 南側

図 3.3.5-1 軸方向鉄筋のひずみ分布(C-1, 正側加力時)

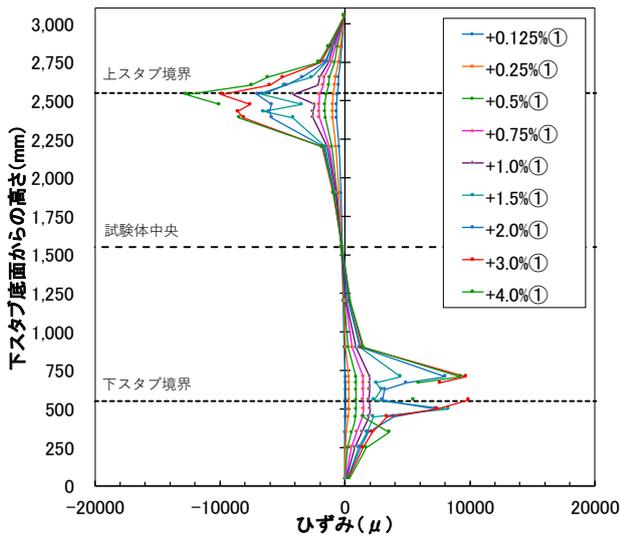


(a) 北側

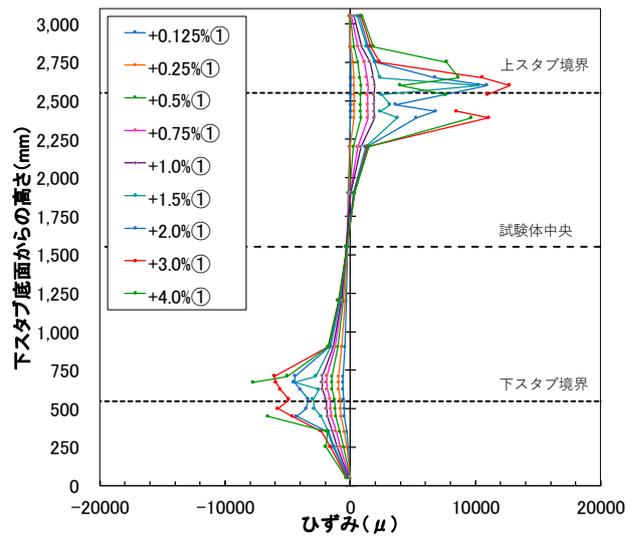


(b) 南側

図 3.3.5-2 軸方向鉄筋のひずみ分布(C-1, 負側加力時)

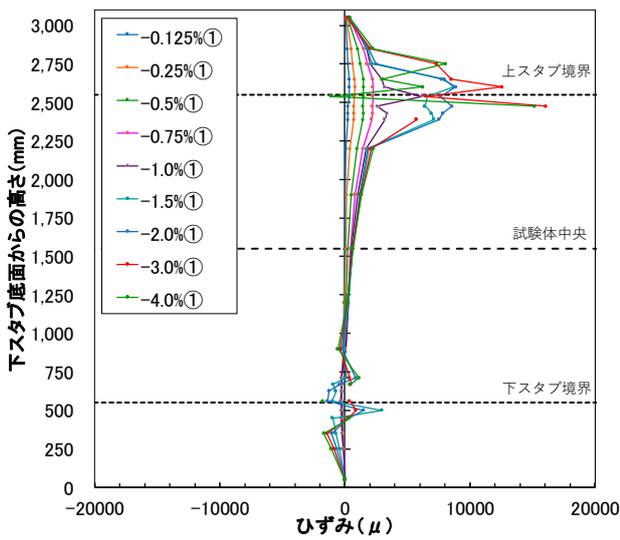


(a) 北側

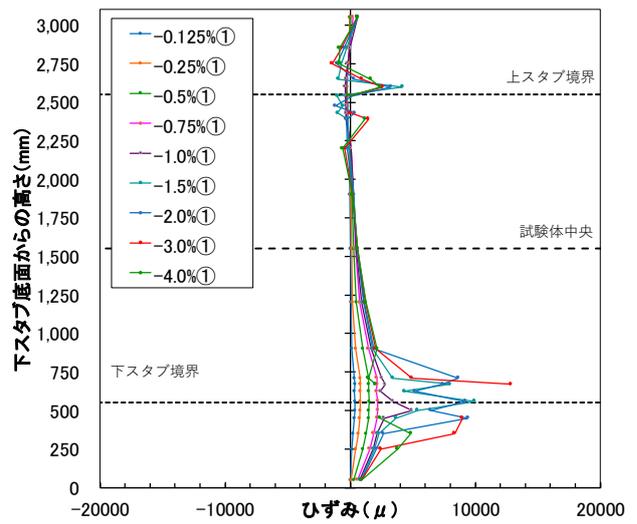


(b) 南側

図 3.3.5-3 軸方向鉄筋のひずみ分布(C-2, 正側加力時)



(a) 北側



(b) 南側

図 3.3.5-4 軸方向鉄筋のひずみ分布(C-2, 負側加力時)

第3章 杭の曲げせん断実験

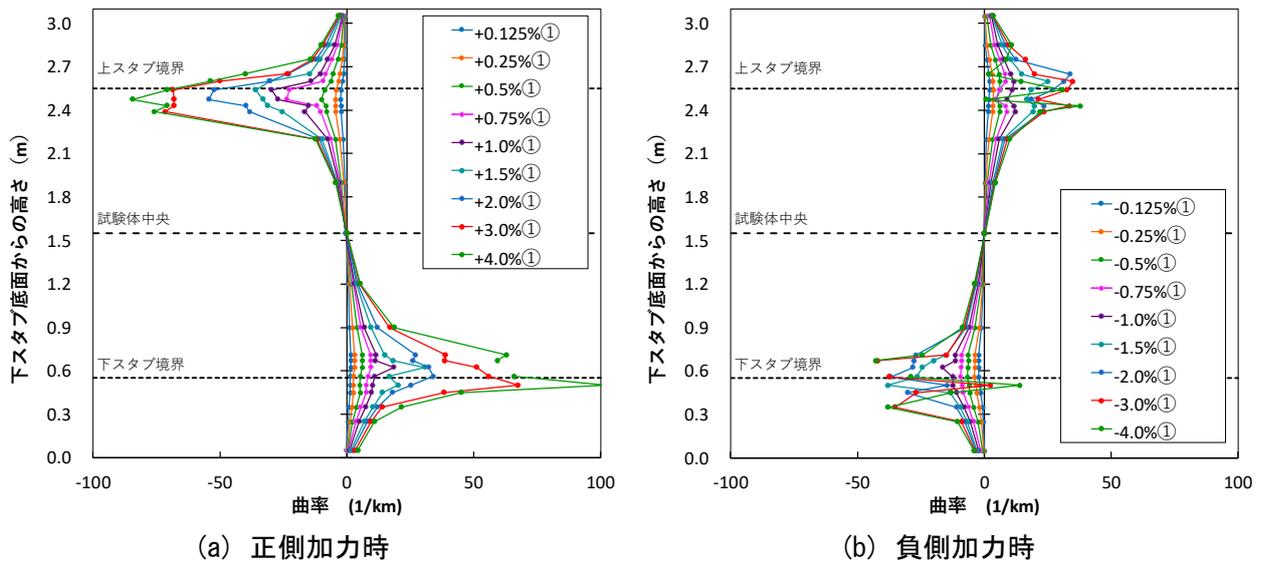


図 3.3.5-5 軸方向鉄筋のひずみに基づく曲率分布(C-1)

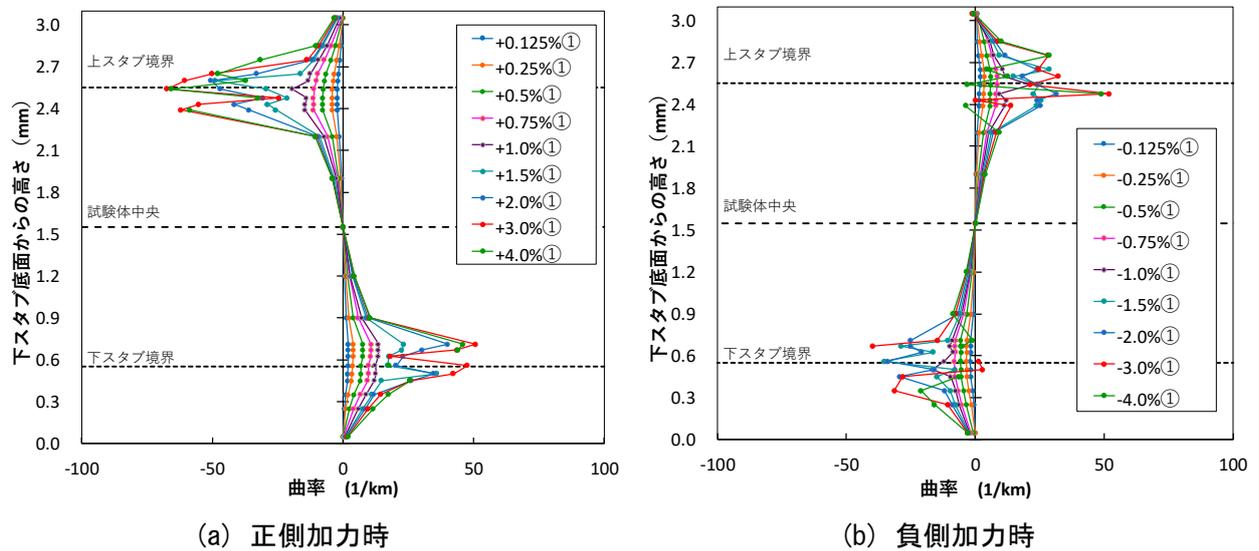


図 3.3.5-6 軸方向鉄筋のひずみに基づく曲率分布(C-2)

2) 変位計による曲率分布

図 3.3.5-7, 図 3.3.5-8 に変位計による曲率分布を示す。この曲率は、試験体鋼管部に軸方向に取り付けた曲率計測用の変位計の計測値を用いて計算を行った。ただし、鋼管の上下端部には図 3.2.5-3 のように変位計を重複して設置していたため、重複部分の変位量は適切に減じて計算を行った。図 3.3.5-7, 図 3.3.5-8 を見ると、上下端部に設けた 20mm の隙間部を含む 50mm の範囲の曲率が大きく、それ以外の鋼管部分ではほとんど曲率が生じていない。このことから、鋼管は、杭体 RC 部とは異なり、隙間部の変形が支配的であることがわかる。これは、鋼管とコンクリート間の付着による軸方向の一体性がなかったためと考えられる。

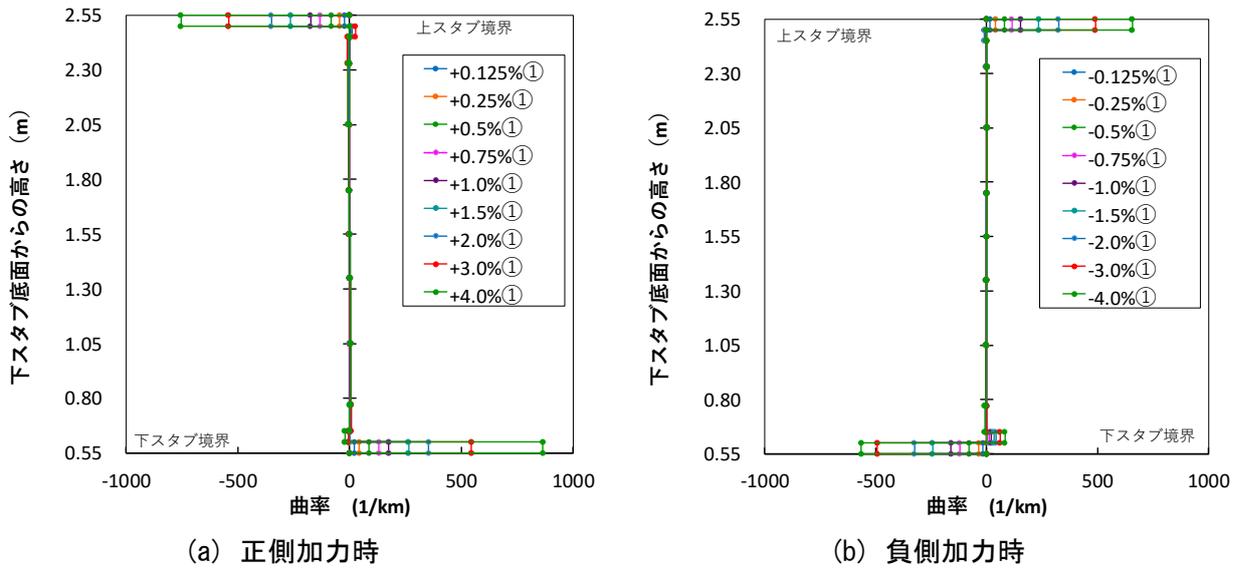


図 3.3.5-7 変位計による曲率分布 (C-1)

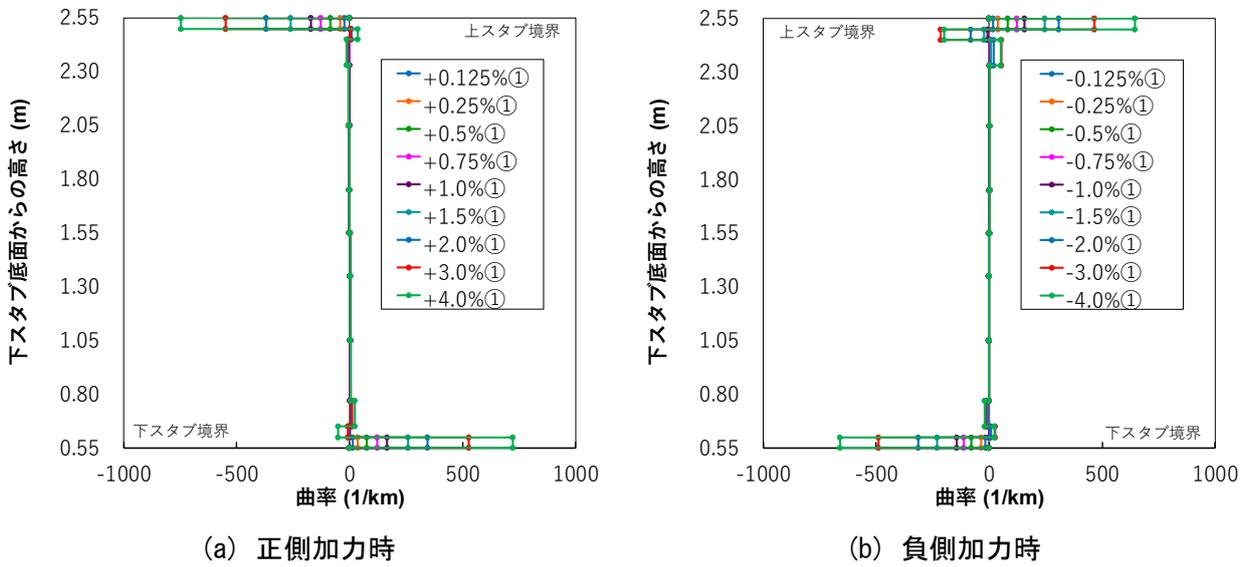


図 3.3.5-8 変位計による曲率分布 (C-2)

(2) すべり変形

本実験では、試験体隙間部で断面が急変しているため、加力方向における滑り変形が発生することが危惧される。そこで、試験体頭部、脚部の隙間部の加力方向の水平変形を別途計測し試験体が隙間部で大きく加力方向に変形しているかどうかを確認するために、頭部、脚部の隙間部の水平変形の合計値を滑り変形と定義し、(式 3.3.5-1) を用いて計算した。なお、(式 3.3.5-1) では、隙間部の回転による影響を除去するために、隙間部の回転による変形を減算している。

$$\delta_{sl} = {}_1\delta_{sl} - {}_1\varphi \cdot {}_1h^2 + {}_{12}\delta_{sl} - {}_{12}\varphi \cdot {}_{12}h^2 \quad (式 3.3.5-1)$$

${}_1\delta_{sl}$, ${}_{12}\delta_{sl}$: すべり計測用変位計 (それぞれ D21E, D25E) の計測値(mm)

${}_1\varphi$, ${}_1h$, ${}_{12}\varphi$, ${}_{12}h$: 曲率 (1/mm)および区間の軸方向長さ (mm)で (式 3.3.5-2) を用いて計算する。

$${}_1\varphi = \frac{{}_1\delta_n - {}_1\delta_s}{{}_1B \cdot {}_1h} \tag{式 3.3.5-2}$$

$${}_1h = 50 \text{ (mm)}$$

(3) 変形分離

本実験では試験体の部材水平変形を、曲げ変形とせん断変形、すべり変形の3つに分離できると考える。ここで、曲げ変形は(1)で計算した鋼管の曲率分布を積分することで計算できる。また、頭部、脚部の隙間部をそれぞれまたぐように水平に設置した変位計(図3.2.5-3の青矢印)の値から、隙間部での水平滑り変形を計測し、頭部、脚部の合計値を δ_{sl} とした。せん断変形 δ_s は、(式3.3.5-3)を用いて、試験体の水平変形から曲げ変形と滑り変形を引くことで計算した。

$$\begin{aligned} \delta &= \delta_f + \delta_s + \delta_{sl} \\ R &= R_f + R_s + R_{sl} \end{aligned} \tag{式 3.3.5-3}$$

δ, R : 試験体の水平変形 (mm), 試験体の変形角 (rad)

δ_f, R_f : 曲げ変形 (mm), 曲げ変形角 (rad)

δ_s, R_s : せん断変形 (mm), せん断変形角 (rad)

δ_{sl}, R_{sl} : 滑り変形 (mm), 滑り変形角 (rad)

図3.3.5-9, 図3.3.5-10に変形分離の計算結果を示す。図3.3.5-9, 図3.3.5-10に示すように、隙間部での滑り変形は、-0.3%~-1.2%の間でほぼ0となった。また、曲げ変形が70%~90%程度と大きな割合を占めていた。変形が進んでもその傾向は変わらず、 $R=+3.0\%$ までほぼ同様の傾向であり、本実験では曲げ挙動が卓越していたことがわかった。

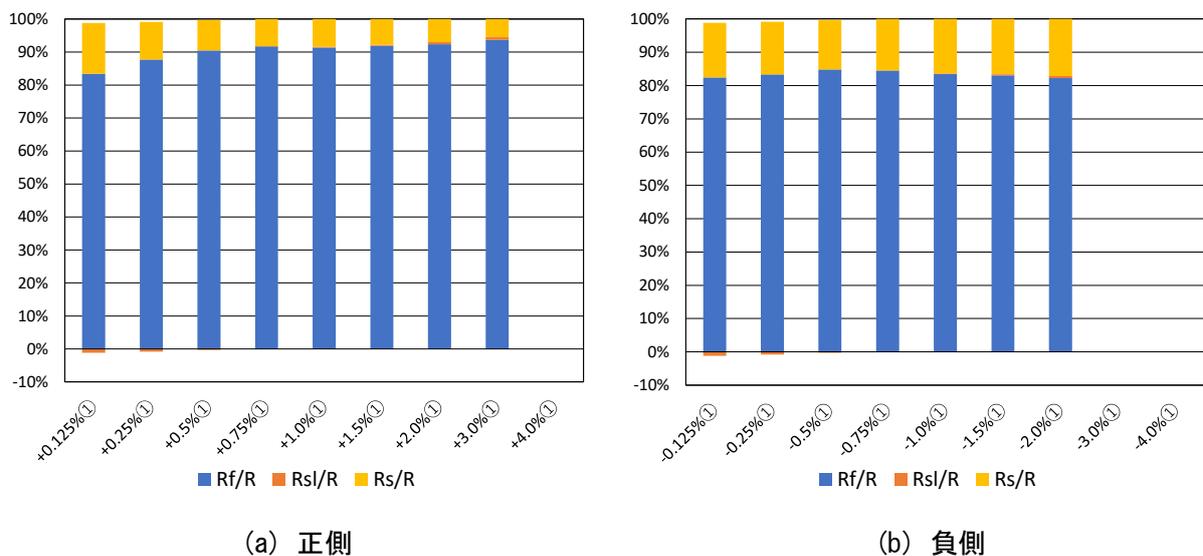


図 3.3.5-9 変形分離結果(C-1)

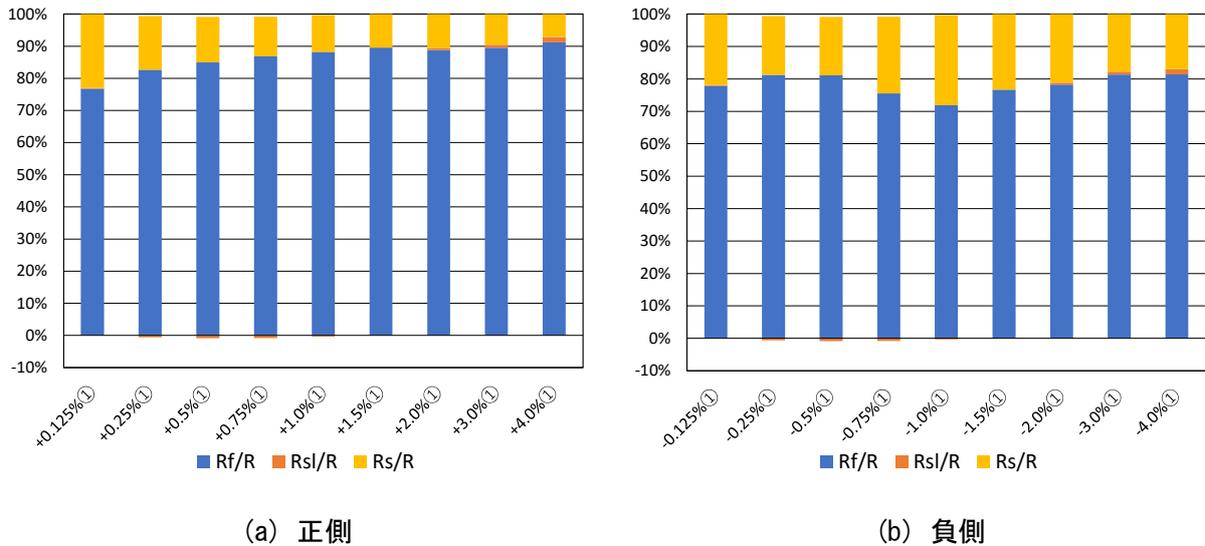


図 3.3.5-10 変形分離結果 (C-2)

3.3.6 局所領域計測結果

(1) 隙間部の計測結果

C-1 及び C-2 における隙間部の計測結果を図 3.3.6-1～図 3.3.6-4 に示す。なお、脚部の南側を脚 S、頭部の北側を頭 S とした。

C-1 では、図 3.3.6-1 に示すように脚 S と頭 N は $R=0.125\sim 3.0\%$ までは徐々に縮んでいく、脚 S は $R=3.0\sim 4.0\%$ にかけて大きく縮んでいる。また、図 3.3.6-2 では荷重開始時から -4.0% にかけて脚 N、頭 S の隙間部の差の大きさより、脚 S、頭 N の隙間部の差のほうが大きい。

C-2 では、図 3.3.6-3 に示すように脚 S、頭 N は徐々に縮んでいるが C-1 のように急激に激に縮むようなことはなかった。また、図 3.3.6-4 では脚 S、頭 N は隙間部が大きくなっているが、脚 N、脚 S は変化が少ない。

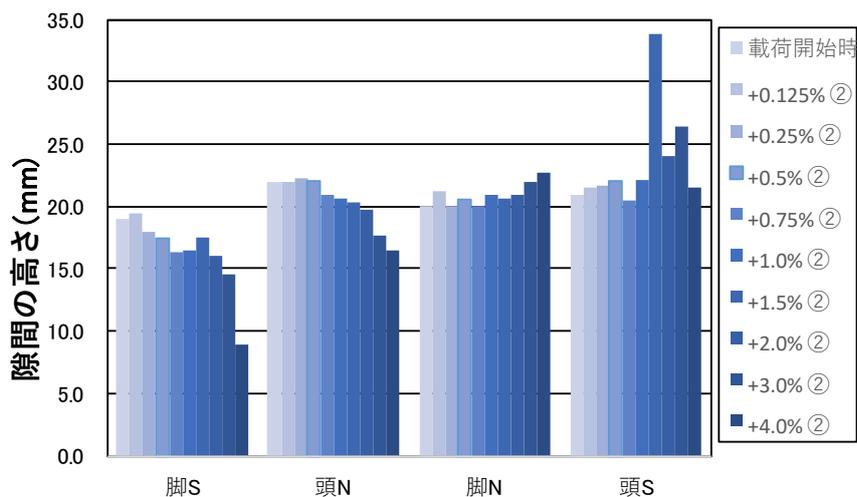


図 3.3.6-1 隙間部の高さ (C-1, 正側加力時)

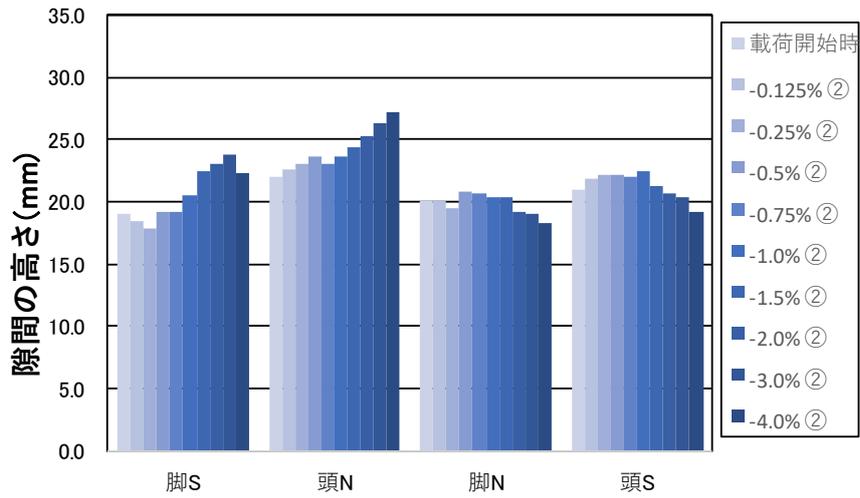


図 3.3.6-2 隙間部の高さ (C-1, 負側加力時)

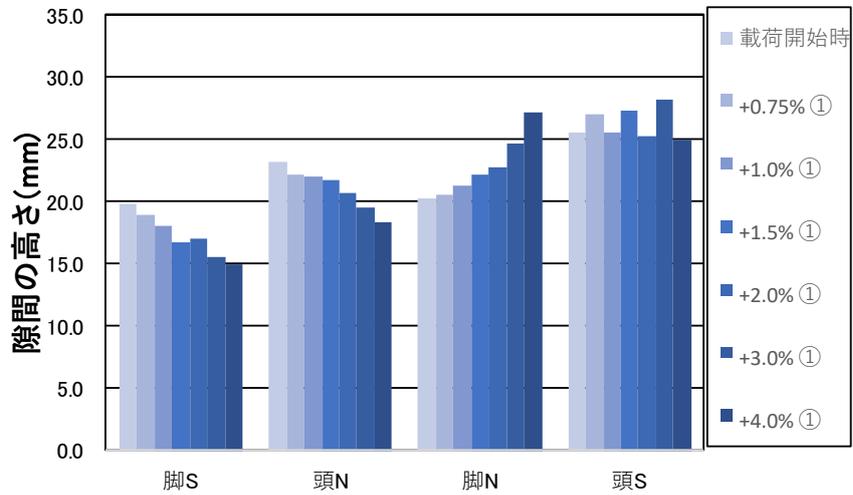


図 3.3.6-3 隙間部の高さ (C-2, 正側加力時)

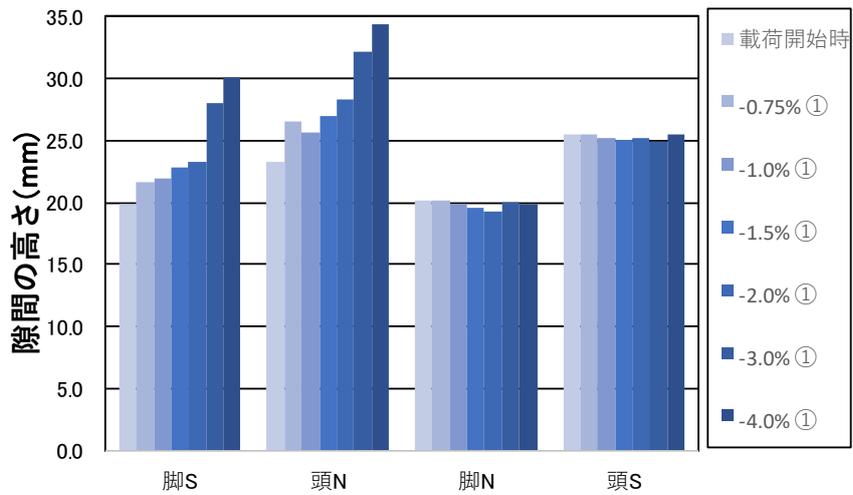


図 3.3.6-4 隙間部の高さ (C-2, 負側加力時)

(2) 鋼管部座屈の計測結果

C-3における鋼管部座屈想定位置の計測結果を図3.3.6-5、図3.3.6-6に示す。なお、C-1及びC-2は鋼管の変形がなかったことから省略した。なお、計測範囲はスタブ境界面から5mm離れた点から200mmの区間となる。

型取りゲージでの計測では、計測ごとに型取りゲージを押し当てて計測しているために、計測ごとの鋼管の相対変位が計測される。そのため、計測された変形には、各変形での変位の連続性がなく、直接比較できない。しかし、杭の頭部脚部の鋼管端部の局所領域の変形をおおまかに把握することを目的に計測を行った。そこで、計測値の処理は、杭の傾きは考慮せずに押し当てた型取りゲージの両端の値が0となるように傾きを補正した。また、図3.3.6-5及び図3.3.6-6は、加力方向における圧縮側の座屈の絶対変位を表したわけではなく、各変位角での座屈の相対変位を表している。

図3.3.6-5(a)に示すように頭部の北側はR=1.0%から徐々に鋼管が膨らんでいる。一方で、図3.3.6-5(b)に示すように負側加力時の頭部の南側では、鋼管の変形がほとんど見られなかった。また、図3.3.6-6(a)に示すように脚部の南側はR=0.75%から徐々に鋼管が膨らみ、R=1.5%にかけて大きく膨らんでいる。一方で、図3.3.6-6(b)に示すように正側加力時の脚部の北側では、鋼管の変形がほとんど見られなかった。

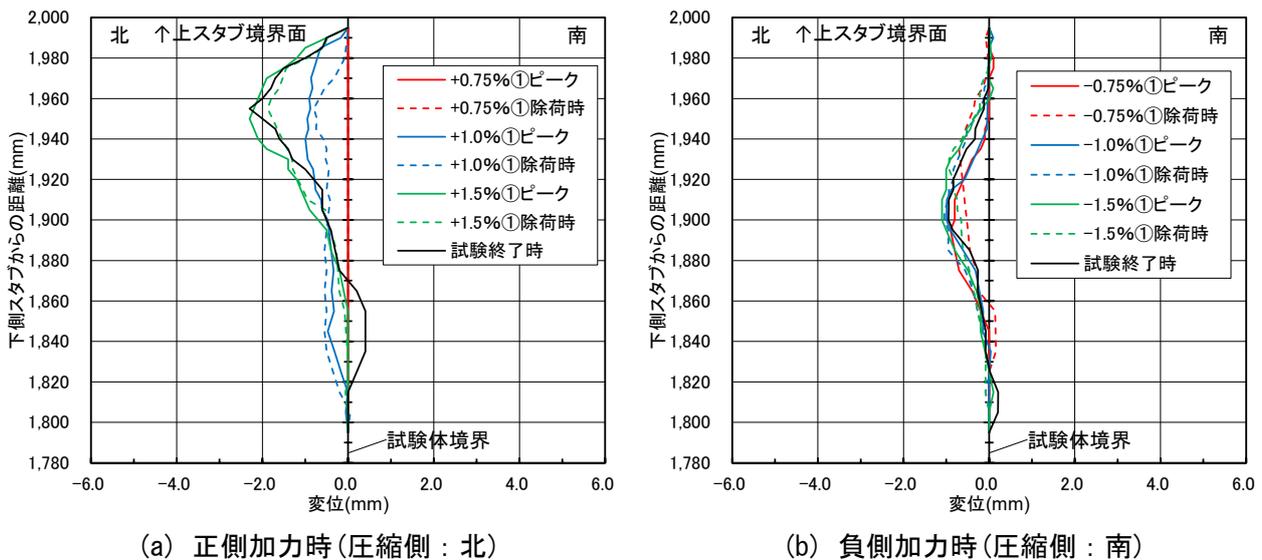
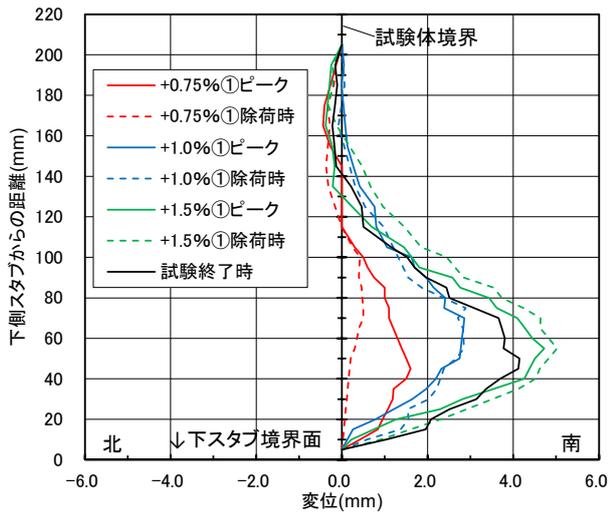
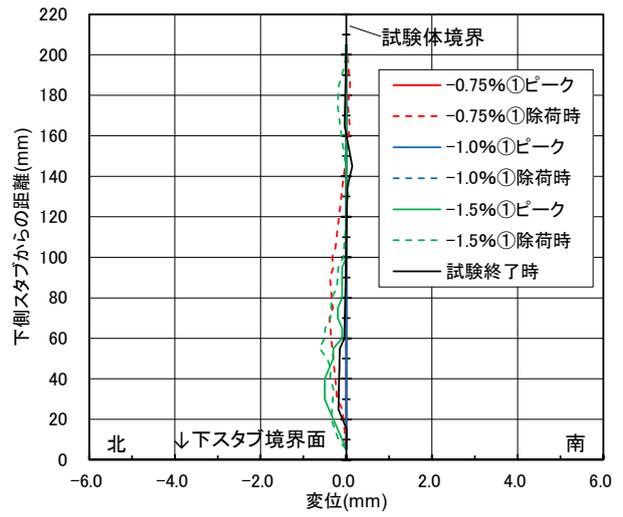


図3.3.6-5 鋼管座屈(C-3, 頭部)

第3章 杭の曲げせん断実験



(a) 正側加力時(圧縮側：南)



(b) 負側加力時(圧縮側：北)

図 3.3.6-6 鋼管座屈(C-3, 脚部)

3.3.7 隙間部閉塞状況

R=-4.0%の2サイクル目終了後、Pushover 荷重を実施した。その際に、試験体端部の隙間部の閉塞が発生した。この閉塞した地点を、試験体脚部の鋼管端部に貼付けたひずみゲージの値を用いて特定する。隙間部が閉塞したときに、この鋼管の端部に貼付けたひずみゲージの値が圧縮側に、より押されたと仮定し、そのデータを用いて検討を行った。Pushover 荷重時の全体変形角 R=0.0%時点から全体変形角 R=10.0%時点までの端部に貼付けたひずみゲージの値を図 3.3.7-1、図 3.3.7-2 に示す。ここで、隙間部閉塞の判断では、図 3.3.7-1、図 3.3.7-2 に示すように R=0.0%の点から、各点までの割線剛性を用いて検討した。この割線剛性が、 $-80 (\mu\epsilon/\%)$ を超えた地点を隙間部閉塞の地点と定義し、図 3.3.7-3、図 3.3.7-4 に示す。その結果、C-1 試験体で R=5.24%、C-2 試験体で R=7.94%となった。

圧縮軸力の大きな C-1 試験体のほうが、中立軸から圧縮端までの距離が長くなるため、C-2 試験体よりも早く閉塞に至ったものと考えられる。3.2.3(4)にてスタブと鋼管の隙間部は、変形角 5.0%のとき、中立軸を鋼管最外縁位置とした場合の 20mm とした。これに対し C-1 の軸力比の範囲内では閉塞が R=5.24%と近似となった。

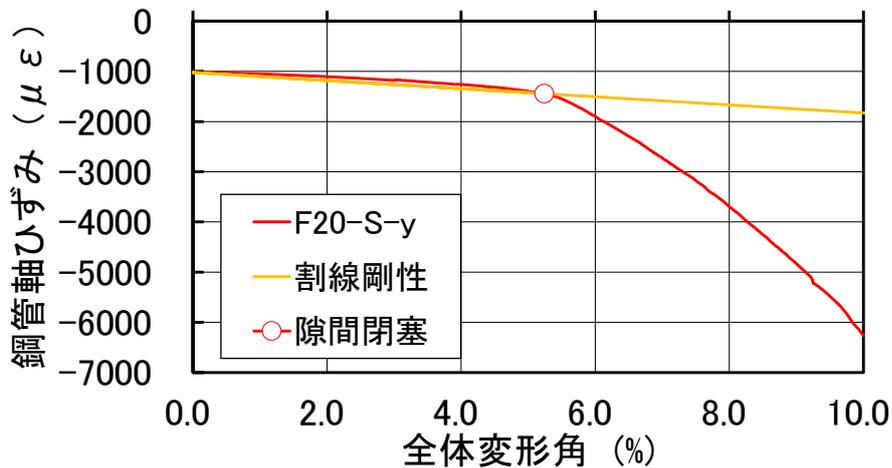


図 3.3.7-1 C-1 試験体

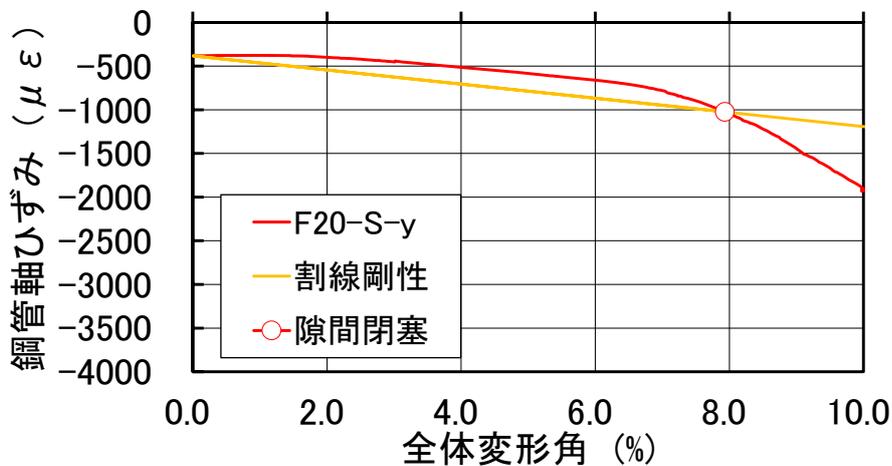


図 3.3.7-2 C-2 試験体

第3章 杭の曲げせん断実験

また、閉塞が発生した試験体脚部における中立軸位置—全体変形角関係を図 3.3.7-3、図 3.3.7-4 に示す。中立軸の計算では、ひずみゲージによる計算結果と、変位計による計算結果の二つの計算結果を示している。図 3.3.7-3、図 3.3.7-4 では、中立軸の位置を加力方向（南北方向）における位置として計算している。試験体の中心が座標 0 となり、北側がマイナス、南側がプラスとなるように座標軸を設定した。

ひずみゲージによる中立軸の計算ではゲージ番号 F1 と F21 のひずみ計測値からひずみが 0 となる座標 dxn (=中立軸位置) を計算した。

変位計による中立軸の計算では変位計 D1 と D12 の計測値から変位が 0 となる座標 sxn (=中立軸位置) を計算した。

中立軸の計算値は、両試験体共に+4.0%までしか計算できていないが、そのときの値は C-1 試験体で (dxn=-69mm, sxn=-94mm), C-2 試験体で (dxn=39mm, sxn=不明) であった。

ここで、C-1 は中立軸から圧縮端までの距離は、 $(D/2 - dxn) = 200\text{mm} - (-69\text{mm}) = 269\text{mm}$ となる。隙間部は 20mm なので、隙間部の角度は $20/269 = 7.4\%$ となった。一方、C-2 は中立軸から圧縮端までの距離は、 $(D/2 - dxn) = 200\text{mm} - (39\text{mm}) = 161\text{mm}$ となり、隙間部の角度は $20/161 = 12.4\%$ となった。圧縮軸力が小さい C-2 のほうが、C-1 よりも中立軸から圧縮端までの距離が小さくなった。

隙間部の角度が全体変形角 R とそのまま一致するわけではなく、また閉塞時の中立軸位置が計測できているわけではないものの、隙間部の角度と全体変形角 R の比較を行う。隙間部が閉塞したときの隙間部の角度と全体変形角 R を比べると、C-1 試験体では隙間部の角度 7.4 %に対して R=5.24%であった。C-2 試験体では隙間部の角度 12.4 %に対して R=7.94%であった。それぞれ、隙間部の角度のほうが大きな値となった。

	変形角	変位計	ひずみゲージ
正側	R	dxn	sxn
	%	mm	mm
+0.125%①	0.12	-411	-323
+0.25%①	0.26	-361	-230
+0.5%①	0.50	-245	-131
+0.75%①	0.75	-167	-98
+1.0%①	1.00	-134	-86
+1.5%①	1.50	-97	-64
+2.0%①	2.00	-83	-28
+3.0%①	3.00	-60	-35
+4.0%①	4.01	-69	-94
負側	R	dxn	sxn
	%	mm	mm
-0.125%①	-0.13	117	29
-0.25%①	-0.25	19	-14
-0.5%①	-0.50	-48	-35
-0.75%①	-0.75	-72	-29
-1.0%①	-1.00	-78	-53
-1.5%①	-1.50	-79	-67
-2.0%①	-2.01	-81	-45
-3.0%①	-3.00	-84	1
-4.0%①	-4.01	-64	142

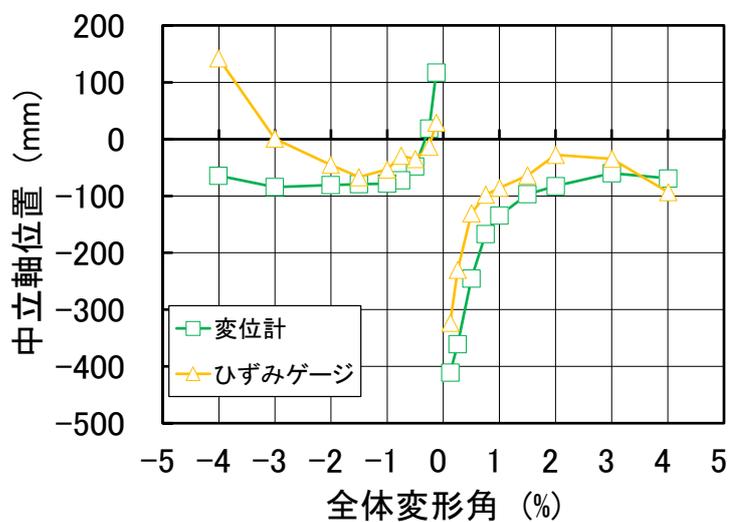


図 3.3.7-3 C-1 試験体

		変位計	ひずみゲージ
正側	R	dxn	sxn
	%	mm	mm
+0.125%①	0.13	-164	-129
+0.25%①	0.25	-92	-74
+0.5%①	0.50	-41	-37
+0.75%①	0.75	-15	-20
+1.0%①	1.01	-9	-30
+1.5%①	1.51	1	-44
+2.0%①	2.01	13	-2
+3.0%①	3.00	31	30
+4.0%①	4.00	39	
負側	R	dxn	sxn
	%	mm	mm
-0.125%①	-0.13	-70	-28
-0.25%①	-0.25	-128	-69
-0.5%①	-0.50	-155	-98
-0.75%①	-0.76	-156	-114
-1.0%①	-1.01	-154	-132
-1.5%①	-1.51	-146	-119
-2.0%①	-2.01	-150	-138
-3.0%①	-3.00	-159	
-4.0%①	-4.00	-174	

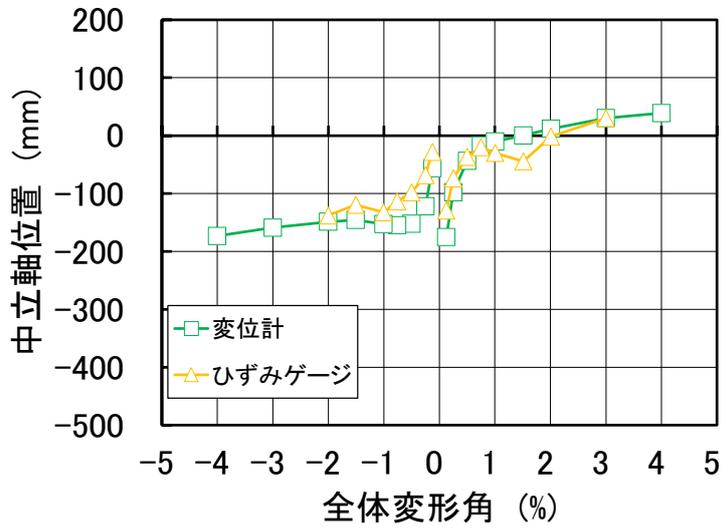


図 3.3.7-4 C-2 試験体

3.3.8 実験装置制御状況

本実験では、図 3.2.4-1 のような加力装置を用いて実験を行った。加力時の軸変形および変動軸力のそれぞれの制御状況について説明する。

(1) 軸変形の制御状況

本実験では、上スタブと下スタブを平行に保ったまま、水平ジャッキを押し引きした。図 3.3.8-1～図 3.3.8-3 に、全ての試験体における制御で用いた変位計の計測値を示す。実験では北側に取り付けた北鉛直変位 $\delta v1$ と南側に取り付けた南鉛直変位 $\delta v3$ が同一変位になるように軸力ジャッキを制御することで、上スタブと下スタブの平行を保った。ただし、実験開始時の長期軸力を導入した際に発生する、北と南の鉛直変位の差はそのまま保ったまま制御を行った。図 3.3.8-1～図 3.3.8-3 に示すように、初期の鉛直変位の差はあるものの、その差を保ったまま精度良く制御することができた。

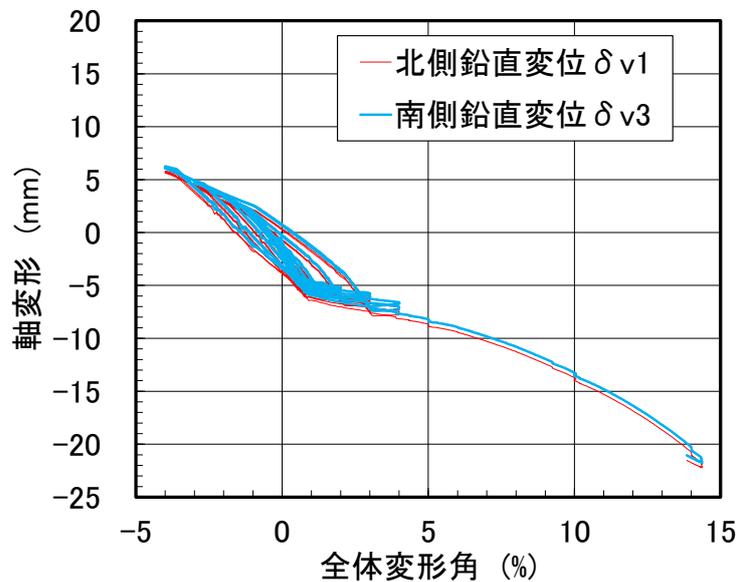


図 3.3.8-1 軸変形の制御状況 (C-1)

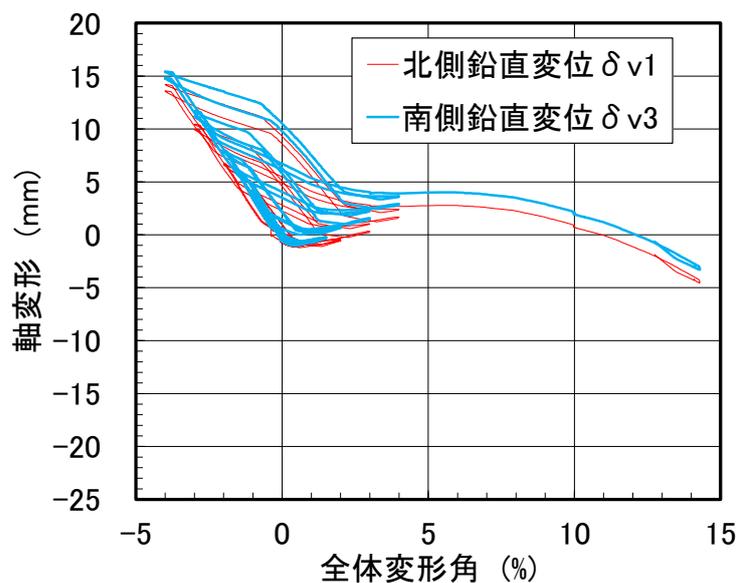


図 3.3.8-2 軸変形の制御状況 (C-2)

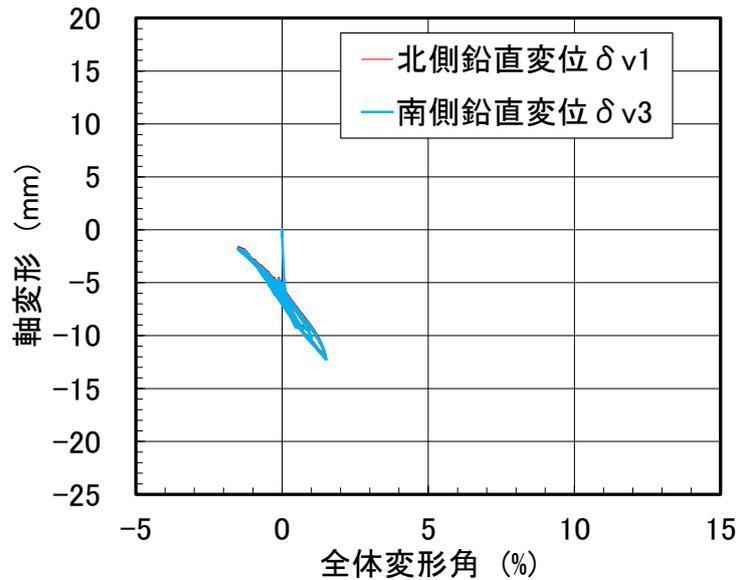


図 3.3.8-3 軸変形の制御状況 (C-3)

図 3.3.8-4 に各試験の $R=\pm 4.0\%$ までの軸変形—全体変形角関係を重ねて示す。

図 3.3.8-4 に示すように、C-3 と比べると C-1 は圧縮側の軸変形が小さかった。C-1 は、圧縮軸力が一定となった $R=+1.0\%$ 以後では軸変形が緩やかに増加した安定的な挙動であった。

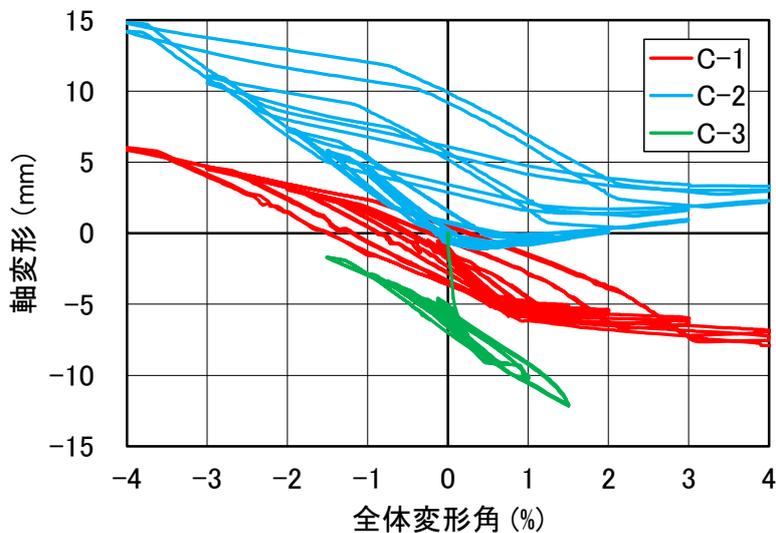


図 3.3.8-4 軸変形—全体変形角関係

(2) 変動軸力の制御状況

試験体に作用させる軸力は試験体脚部モーメントに応じた変動軸力とした。図 3.3.8-5～図 3.3.8-7 に、全ての試験体における、目標とした変動軸力のルールと実際の制御結果を示す。図 3.3.8-5～図 3.3.8-7 に示すように、基本的には目標とした軸力で制御することができた。実験では、正側サイクルのピーク時の損傷計測中において、所定の軸力から低下することが見られた。これは図 3.3.8-5～図 3.3.8-7 で圧縮の一定軸力となっている箇所において、しばしば軸力が低下していることからわかる。ピーク時の損傷計測中では、安全のために実験装置の制御を一旦停止し、ジャッキを変位ホー

ルド状態にする。そのため、ピーク時の損傷計測中では軸力が低下したことが原因と考えられる。

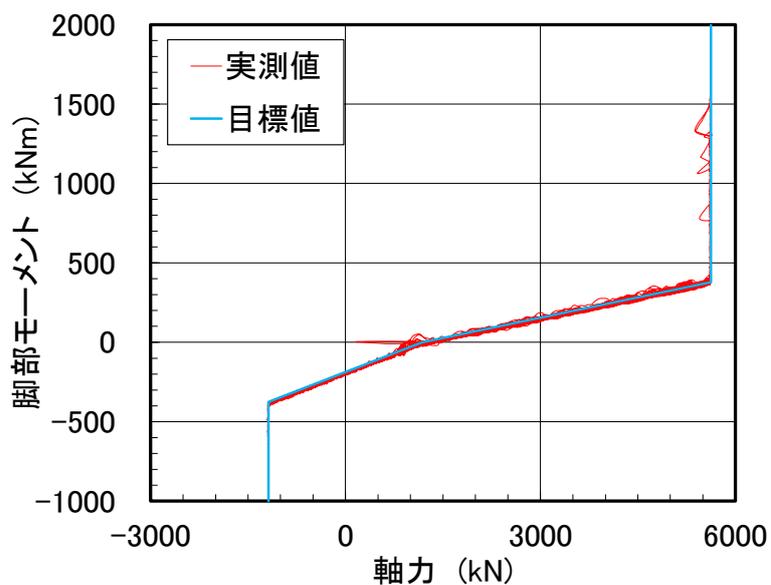


図 3.3.8-5 変動軸力の制御状況 (C-1)

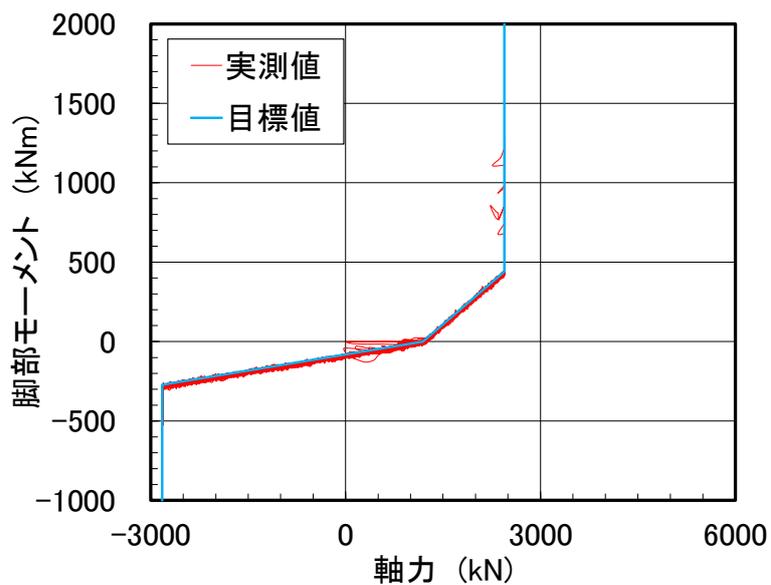


図 3.3.8-6 変動軸力の制御状況 (C-2)

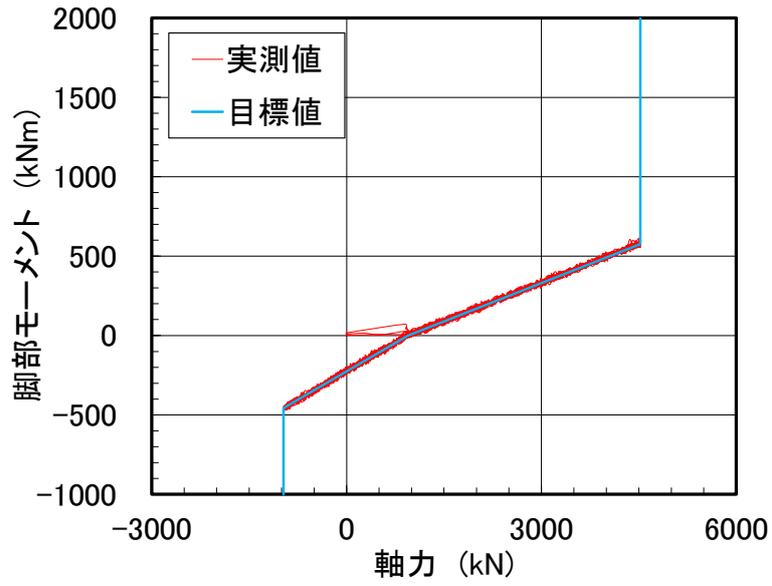


図 3.3.8-7 変動軸力の制御状況 (C-3)

3.3.9 試験体の最終破壊性状（鋼管除去後）

図 3.3.9-1 に試験体における荷重方向ならびに破壊確認箇所を示す。なお、赤線は杭切断位置、点線部分はグラインダーで剥がした切断箇所を示す。また、加工作業状況の例を写真 3.3.9-1、写真 3.3.9-2 に示す。

試験体は、写真 3.3.9-1 に示すように横倒しにした状態で点線の箇所の（柱脚部および柱脚部～中央部の側面）鋼管の切断を実施する。スタブから 20cm 上がった赤線は杭を切断し断面の観察をする。ひび割れを観察する箇所は、柱脚部および、柱脚部から中央部の荷重方向の直交方法の側面。C-1 および C-2 は柱脚部付近のスタブをハンマーで軽打し、観察する。

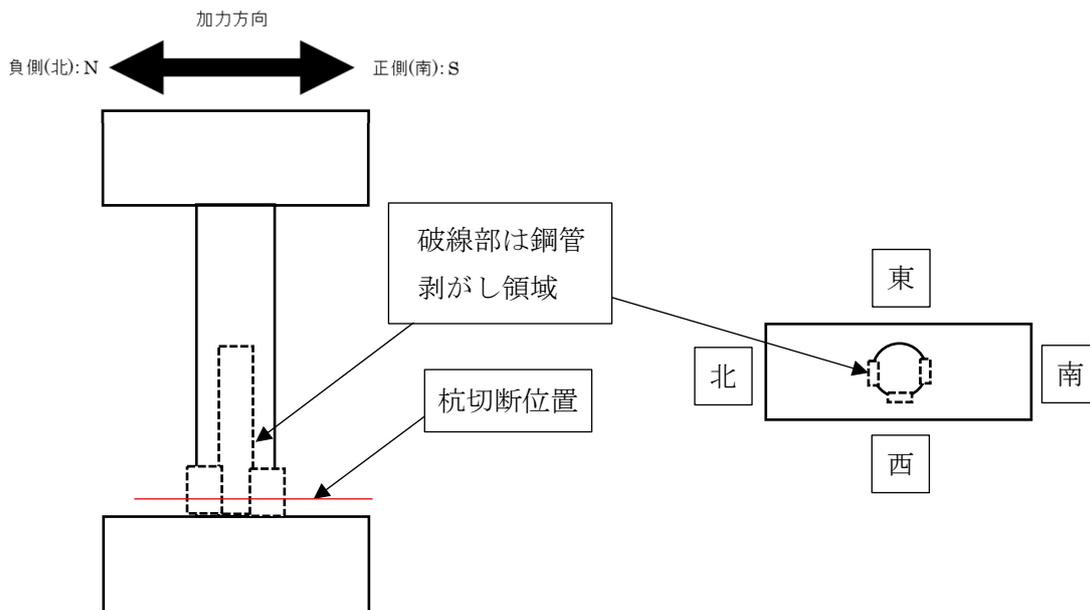


図 3.3.9-1 試験体における荷重方向ならびに破壊確認箇所



写真 3.3.9-1 鋼管剥がし作業

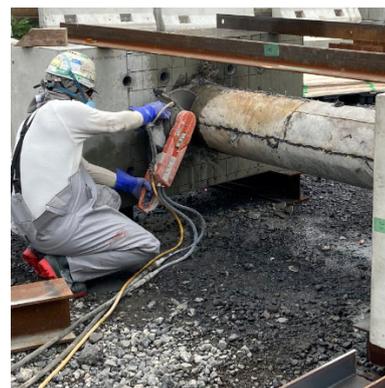
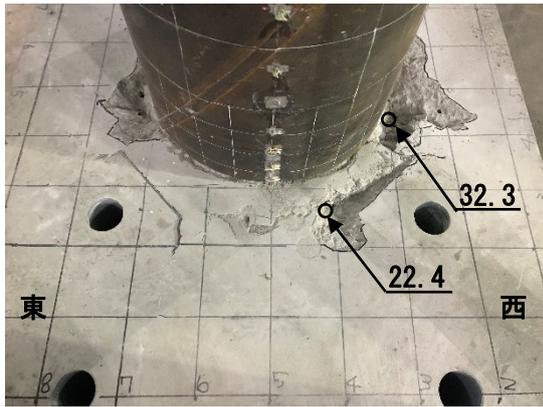


写真 3.3.9-2 杭切断作業

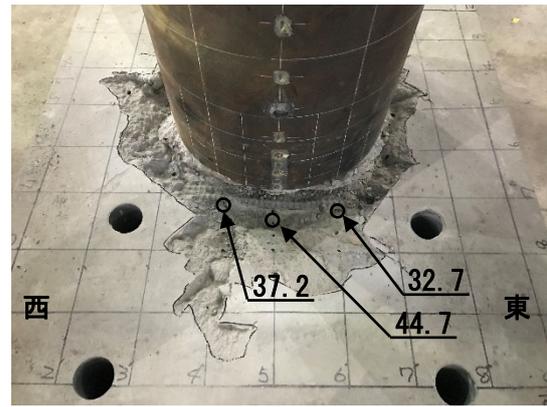
(1) C-1 の最終破壊性状（鋼管除去後）

1) スタブ

スタブの剥離した部分を除去後の状況を写真 3.3.9-3 に示す。写真 3.3.9-3 は 10cm 間隔でメッシュを入れており、南面は杭から 30cm 離れている範囲まで破損していた。数字は深さを示している。



(a) 北側



(b) 南側

写真 3.3.9-3 スタブの剥離部分除去 (C-1) (単位 : mm)

2) 鋼管除去後の試験体

鋼管部分を除去した状況を写真 3.3.9-4 に示す。写真 3.3.9-4 に示すように、鋼管除去後コンクリート部に 10cm 間隔でメッシュを入れている。

北面側のひび割れは水平方向に、スタブから 150mm の範囲に 3 本程度発生している。西側は北側斜めひび割れが発生した。南面側のひび割れは水平方向にスタブから 200mm の位置に一本観察された。南側はハンマーで簡単に剥がせるところまで剥がした結果、スタブの鉄筋が露出した。



(a) 北側

(b) 北西側

(c) 西側

(d) 南側

写真 3.3.9-4 試験体鋼管除去後 (C-1)

3) 試験体断面

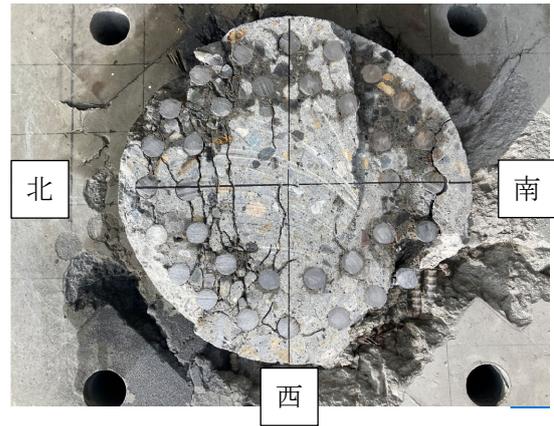
試験体を切断した断面部分の状況を写真 3.3.9-5 に示す。

写真 3.3.9-4 で見られた曲げひび割れが、写真 3.3.9-5 に示すように試験体断面の中間位置付近のところに確認できた。





(a) 切断面



(b) 切断面拡大

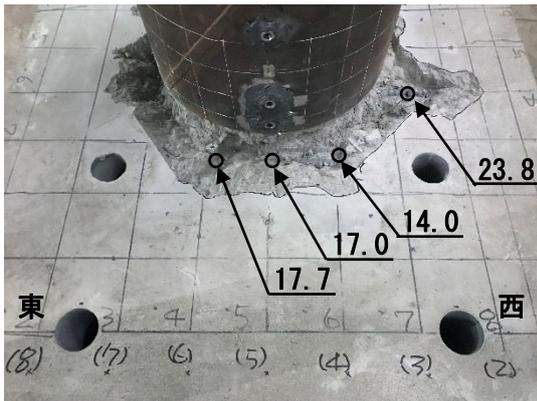
写真 3.3.9-5 杭断面 (C-1)

(2) C-2 の最終破壊性状 (鋼管除去後)

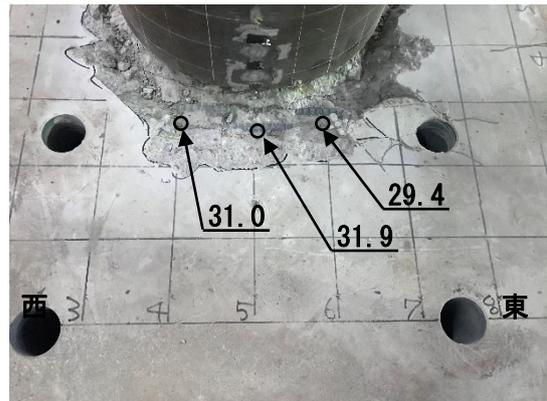
1) スタブ

スタブの剥離した部分を除去後の状況を写真 3.3.9-6 に示す。

写真 3.3.9-6 は北面にはひび割れが確認できたが、南面にはひび割れが確認できなかった。



(a) 北側



(b) 南側

写真 3.3.9-6 スタブの剥離部分除去 (C-2) (単位 : mm)

2) 鋼管除去後の試験体

鋼管部分を除去した状況を写真 3.3.9-7 に示す。

北面側の水平方向ひび割れは、スタブから 150mm の範囲に 5 本程度、南面側の水平方向ひび割れは観察されなかった。スタブと鋼管が大きくは破損していたが杭自体にひび割れはみられなはなかった。



(a) 北面



(b) 西面



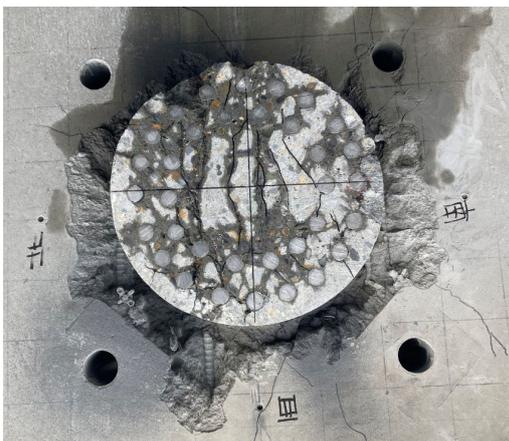
(c) 南面

写真 3.3.9-7 試験体鋼管除去後 (C-2)

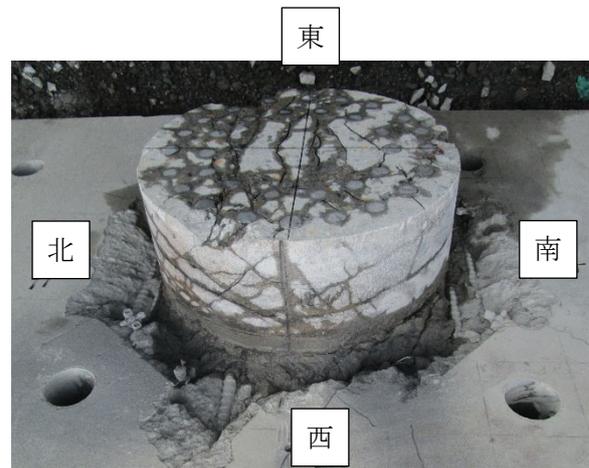
3) 試験体断面

杭を切断した断面部分の状況を写真 3.3.9-8 に示す。

写真 3.3.9-7 で見られた曲げひび割れに加え、写真 3.3.9-8 では切断時の水により浮き上った曲げひび割れが確認できた。また、写真 3.3.9-8 に示すように曲げによるひび割れが試験体断面の中間位置付近のところに確認できた。



(a) 切断面



(b) 切断面拡大

写真 3.3.9-8 杭断面 (C-2)

(3) C-3 の最終破壊性状 (鋼管除去後)

1) 鋼管除去後の試験体

鋼管部分を除去した状況を写真 3.3.9-9 に示す。

写真 3.3.9-9 に示すように、南面は損傷していたが、北面はほとんど損傷していない。北面のひび

第3章 杭の曲げせん断実験

割れは全く確認されなかった。南側はひび割れとコンクリートが欠損していた。



(a)北面



(b)西面



(c)南面

写真 3.3.9-9 試験体鋼管除去後 (C-3)

2) 試験体コンクリート部の損傷状況

鋼管除去後、コンクリートが欠損している部分をハンマーで軽打し除去した状況を写真 3.3.9-10 に示す。また、杭を切断した状況を写真 3.3.9-11 に示す。

写真 3.3.9-10 に示すように、コンクリート部を軽打し除去した部分は空洞ができた。また、スタブから 10cm から 12,3cm の箇所が一番大きい。



写真 3.3.9-10 コンクリート損傷箇所 (C-3, 西面)

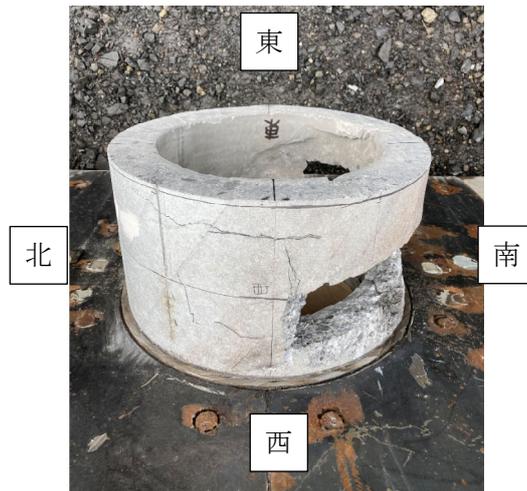


写真 3.3.9-11 杭断面(C-3)

(4) まとめ

各試験体では、北面と南面でひび割れ本数が異なるのは载荷履歴（正側载荷の軸力は、圧縮軸力で、負側载荷の軸力は圧縮軸力～引張軸力である。）や、载荷した全体変形角（正側の全体変形角は+14%程度、負側の全体変形角は-4%程度）による影響が考えられる。

C-1 及び C-2 における隙間部のコンクリートは、北側、南側ともに水平方向のひび割れおよび圧縮破壊が観察された。杭体のコンクリートはひび割れ程度で損傷が軽微な理由は、塑性領域が隙間部およびスタブ部に集中しているためと考えられる。北側のひび割れが多いのは、圧縮軸力で、正载荷で鋼管がスラブに接触し、引張力が隙間部だけでなく、杭体にも引張力が作用したためではと考えられる。南側のひび割れが少ないのは、引張軸力が隙間部の軸方向鉄筋が変形を吸収したと考えられる。また、隙間部とスタブ部分の損傷はあったが、杭体部に破壊断面に見られない杭体では壊れなかったため、スタブで終局状態が決まっている可能性がある。

3.3.10 試験体の損傷領域

(1) 軸方向鉄筋降伏範囲

試験体の変形が進むにつれ、軸方向鉄筋が降伏している範囲が広がっていく様子が見られた。そこで、全体変形角と軸方向鉄筋の降伏範囲を検討するため、図 3.3.10-1 のように軸方向鉄筋降伏範囲長さ L_{p_s} 及び L_{p_p} を定義して計算を行った。 L_{p_s} 及び L_{p_p} は、スタブ境界面を起点とし、そこから降伏と判断されたひずみゲージ位置までの長さとして計算した。軸方向鉄筋の降伏は、ひずみゲージ (図 3.2.5-3 の青印) の値の絶対値が軸方向鉄筋の降伏ひずみ $2283 \mu \epsilon$ を一度でも超えた場合、それ以降値が小さくなくても降伏していると判断した。 L_{p_s} 及び L_{p_p} は、北端と南端の軸方向鉄筋のそれぞれで計算し、また、試験体頭部と脚部の 4 箇所 で計算した値を平均して計算を行った。また、 L_{p_s} と L_{p_p} の合計値を L_p とした。なお、加力は圧縮軸力を導入する正側方向から実施したため、ほとんどの軸方向鉄筋において圧縮降伏が先行することとなった。

C-1、C-2 とともに正負での違いはなかったため、正側加力時の結果のみを図 3.3.10-2 及び図 3.3.10-3 に示す。両試験体とも試験体の杭側の軸方向鉄筋がスタブ側の軸方向鉄筋よりも先行して (または同時に) 降伏していた。両試験体とも、 L_{p_p} は、 $R=2.0\%$ 程度で頭打ちとなり 4.0% まで増えなかったが、 L_{p_s} は頭打ちすることなく 4.0% まで増加した。C-1 と C-2 の L_{p_s} の値はほとんど同じだった。一方で、 L_{p_p} は違いが見られ C-1 では $R=2.0\% \sim 4.0\%$ の範囲で $0.64D$ 、C-2 では $R=1.5\% \sim 4.0\%$ の範囲で $0.40D$ と、C-1 のほうが $0.24D$ 大きくなった。この違いを検討するために、試験体の水平方向の圧縮領域の計算を行う。

本研究では、 L_{p_p} が頭打ちになった範囲 (C-1 は $R=2.0\% \sim 4.0\%$ 、C-2 は $R=1.5\% \sim 4.0\%$) について、試験体の水平方向の圧縮領域を軸方向鉄筋のひずみ計測値から求める。ここで、南北軸方向鉄筋の隙間部の高さに貼付けたひずみ計測値から、隙間部における中立軸位置を計算し、その中立軸位置から圧縮端部までの距離を圧縮領域として計算した結果を、図 3.3.10-4 に示す。なお、計算は両試験体の正側全体変形角のみの計算を行った。図 3.3.10-4 に示すように、圧縮領域は全体変形角が大きくなるに従い小さくなり、 $R=1.0\%$ を超えるとほぼ一定の値となった。また、C-1 のほうが C-2 よりも試験体に作用させた圧縮軸力が大きいため、圧縮領域も大きな値となっていた。 L_{p_p} との比較を行うため、 L_{p_p} が頭打ちになった全体変形角での圧縮領域 (図 3.3.10-4 で黒塗りしたプロット) の平均値を計算すると、C-1 では $252\text{mm}(=0.63D)$ 、C-2 は $205\text{mm}(=0.51D)$ となった。 $L_{p_p}=0.64D$ (C-1)、 $L_{p_p}=0.40D$ (C-2) となったことから、 L_{p_p} が頭打ちになった範囲 (C-1 は $R=2.0\% \sim 4.0\%$ 、C-2 は $R=1.5\% \sim 4.0\%$) において軸力が変わること、 L_{p_p} と水平方向の圧縮領域が連動して変化することがわかった。定性的な傾向として、 L_{p_p} は試験体に作用させた軸力が大きくなることで、C-1 のほうが $0.24D$ 大きくなったと考えられる。そのことから、C-2 試験体の限界曲率が C-1 のそれより大きかったことが想定される。

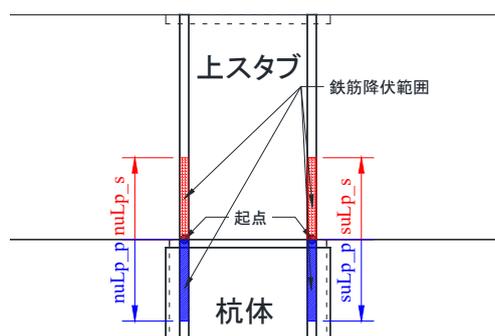


図 3.3.10-1 軸方向鉄筋降伏範囲 (試験体頭部)

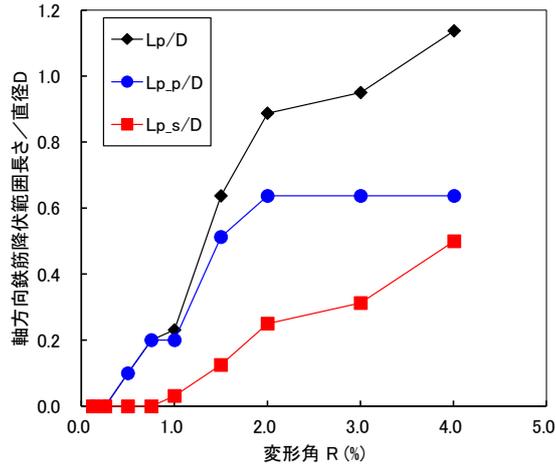


図 3.3.10-2 C-1 試験体 軸方向鉄筋降伏範囲長さ

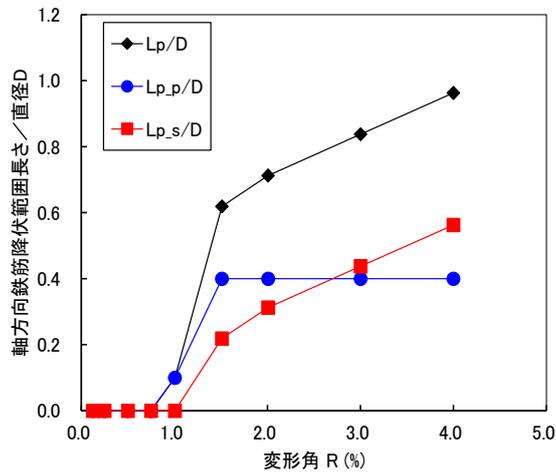


図 3.3.10-3 C-2 試験体 軸方向鉄筋降伏範囲長さ

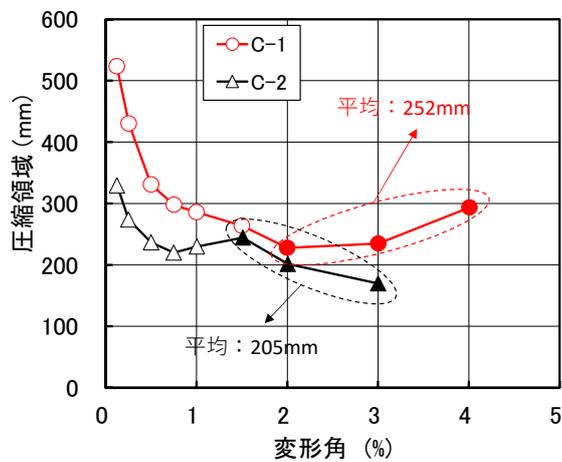


図 3.3.10-4 試験体の水平方向の圧縮領域

(2) 試験体の最終破壊領域

試験体の最終破壊領域を確認することを目的として、載荷終了後にスタブの損傷領域の計測を行った。また、その後試験体の鋼管を除去し、内部の破壊状況の確認を行った。

写真 3.3.10-1 に載荷終了後 C-1 の下スタブの南側(正載荷時に圧縮側)の状況を示す。写真 3.3.10-1 は 100mm 間隔でメッシュを書いており、写真 3.3.10-1 に示すように、杭端部から水平に 250mm 程度離れている範囲まで剥離していたことがわかる。また、剥離した深さの計測を 3 点行った結果、最大で 44.7mm の深さとなった。鋼管除去後の状況を写真 3.3.10-2 に示す。水平方向のひび割れは確認されたものの、軸方向鉄筋の座屈は見られなかった。写真 3.3.10-3 に載荷終了後 C-2 の下スタブの南側(正載荷時に圧縮側)の状況を示す。杭端部から水平に 100mm 離れている範囲まで剥離していた。また、剥離した深さは最大で 31.9mm となった。C-1 及び C-2 では、3.3.3 節で示したように杭体側の軸方向鉄筋の降伏が見られたものの、最終破壊状態では写真に示したように軸方向鉄筋の座屈やコンクリートの圧壊は見られなかった。

C-3 では鋼管を除去したあと、コンクリートが欠損している部分をハンマーで軽打すると北側部に空洞ができた。写真 3.3.10-4 は、その状況を西面から撮影した写真である。空洞は、端部から 130mm 程度の高さで広がっており、最終的には直径の 1/3 程度の高さの範囲でコンクリートが圧壊していたことがわかった。

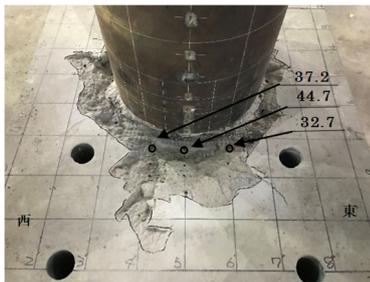


写真 3.3.10-1 載荷終了後 (C-1 南面)



写真 3.3.10-2 鋼管除去後 (C-1 南面)



写真 3.3.10-3 載荷終了後 (C-2 南面)



写真 3.3.10-4 鋼管除去後ハンマー軽打後 (C-3, 西面)

3.3.11 鋼管による拘束効果

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 3.3.11-1 及び式 3.3.11-2 で計算することができる。

$$\sigma_{cc} = c\gamma_U \cdot \sigma_B + k \cdot \sigma_r \quad (\text{式 3.3.11-1})$$

$$\sigma_r = \frac{2t}{D-2t} \cdot \alpha \cdot \sigma_y \quad (\text{式 3.3.11-2})$$

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 : 試験体外径 (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 : 鋼材の降伏強度 (MPa)

ここで、式 3.3.11-2 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 3.3.11-3 のように計算することができる。

$$ex\sigma_r = \frac{2t}{D-2t} \cdot ex\sigma_{xx} \quad (\text{式 3.3.11-3})$$

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

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

(1) 鋼管による側圧

実験時にコンクリートに作用する側圧 $ex\sigma_r$ の推移について、試験体の頭部と脚部の隙間部近傍に貼付したひずみゲージ (F2 断面位置と F20 断面位置) により得られた計測値により計算を行った。計測位置と鋼管による側圧の推移を図 3.3.11-1~図 3.3.11-4 に示す。なお、鋼管が降伏した場合それ以降のコンクリートに作用している側圧は一定を保つと仮定し計算した。

いずれの結果も圧縮軸力の作用する正側ピーク時の圧縮縁における鋼管による側圧 $ex\sigma_r$ が大きくなっており、コンクリートが圧縮される際に鋼管による拘束が働いていることがわかる。一方で、引張軸力の作用する負側ピーク時でも、C-1 試験体では鋼管による側圧 $ex\sigma_r$ が大きくなっているが、C-2 試験体では鋼管による側圧 $ex\sigma_r$ が小さい。これは、C-2 試験体では引張軸力の大きさが大きいことから圧縮縁であってもそれほど大きな圧縮ひずみが発生していないためと考えられる。また、中央部の側圧計測値を見ると、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。

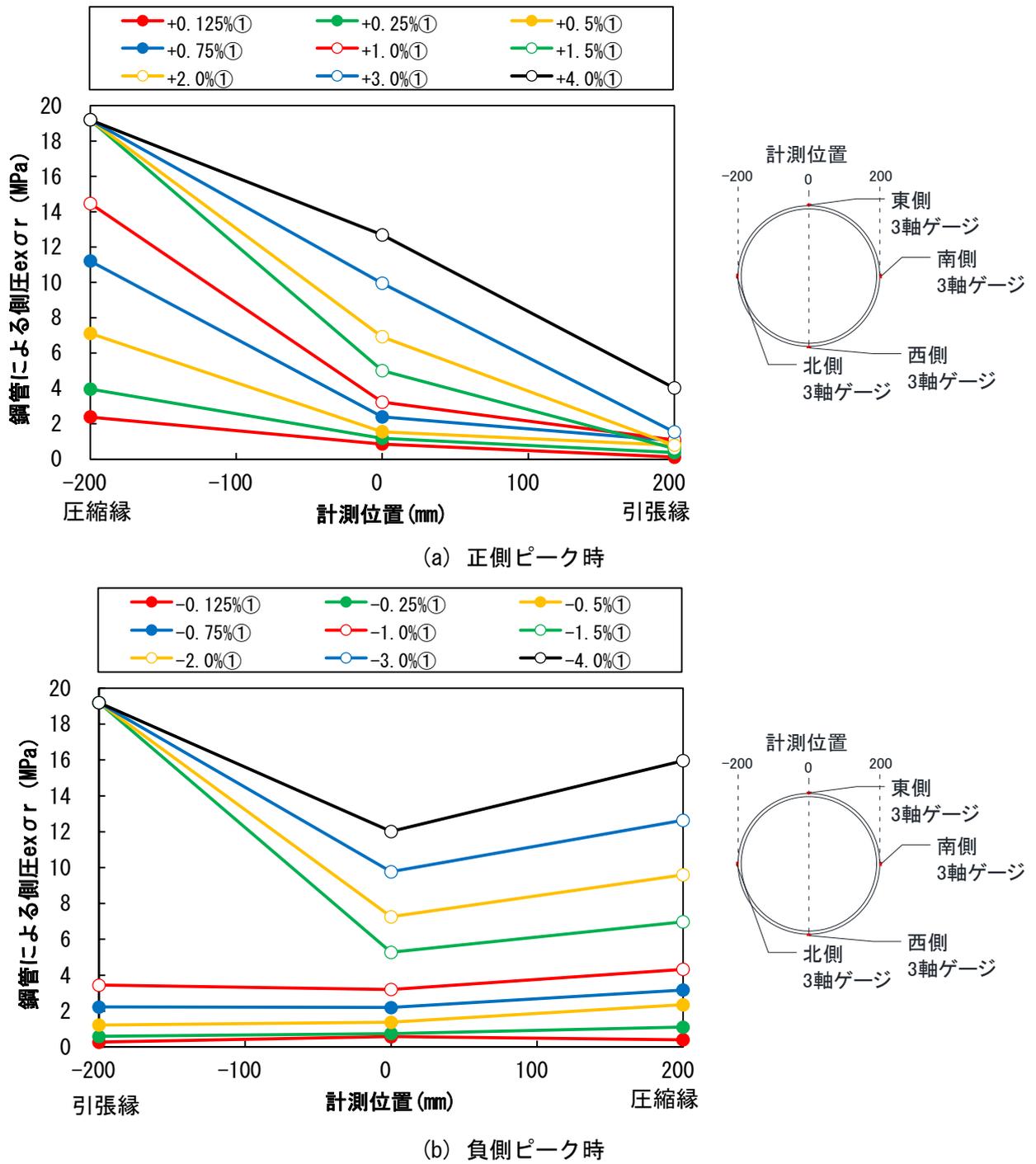
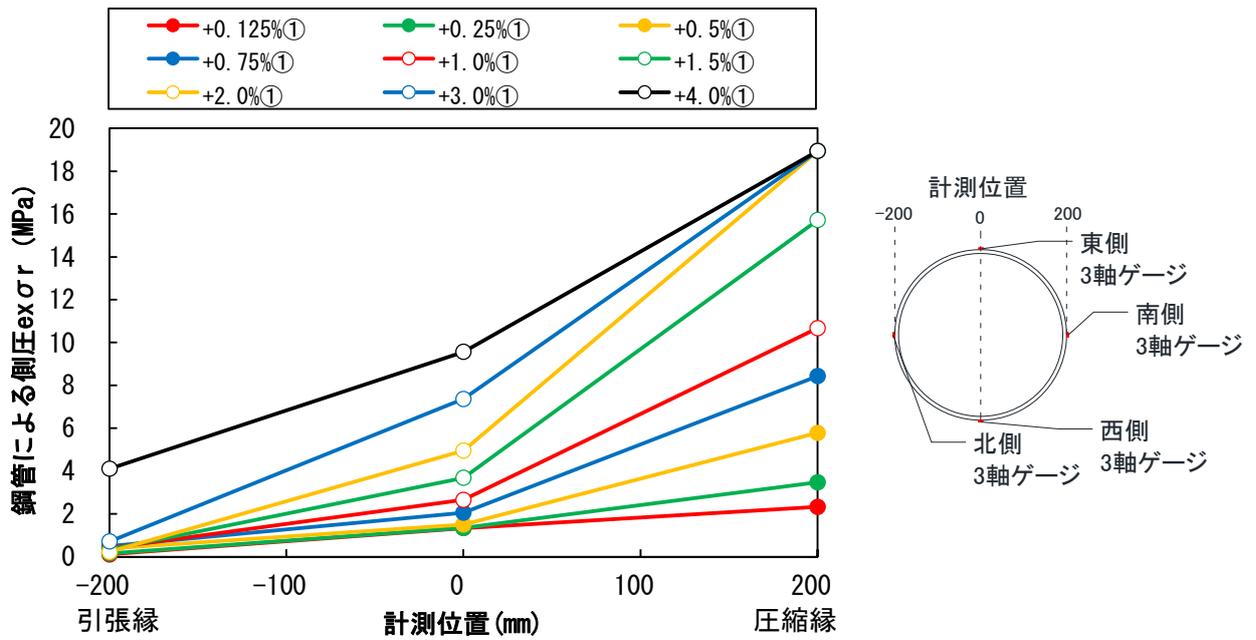
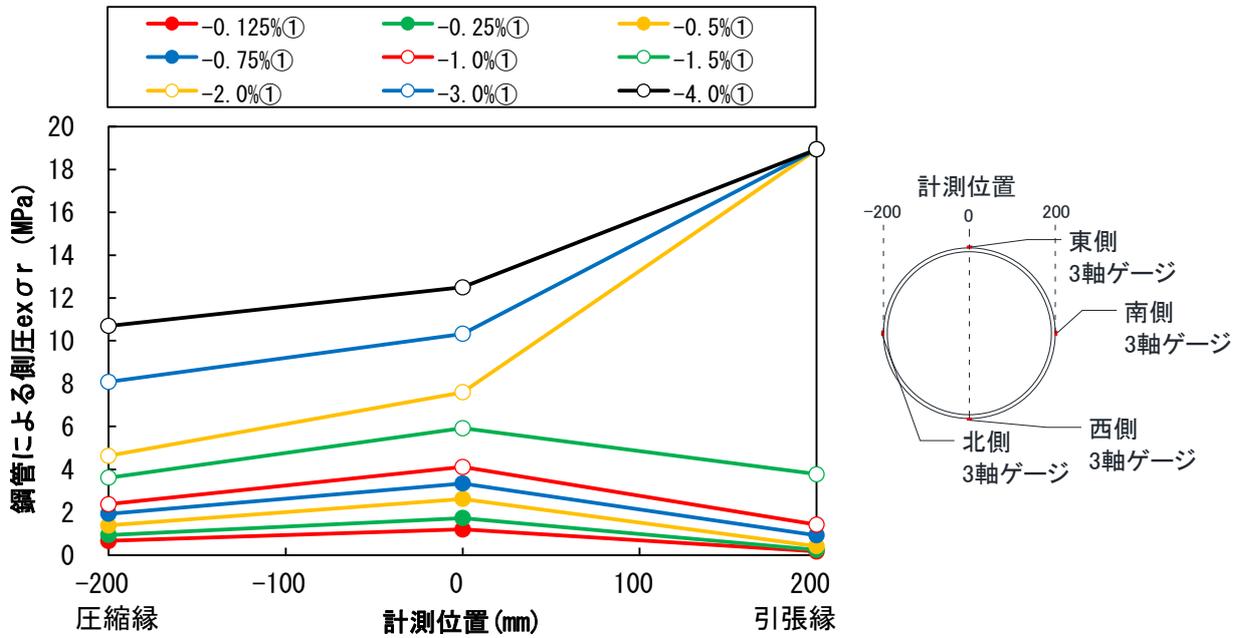


図 3.3.11-1 鋼管による側圧 $exOr$ 計測結果 (C-1 試験体, 頭部)

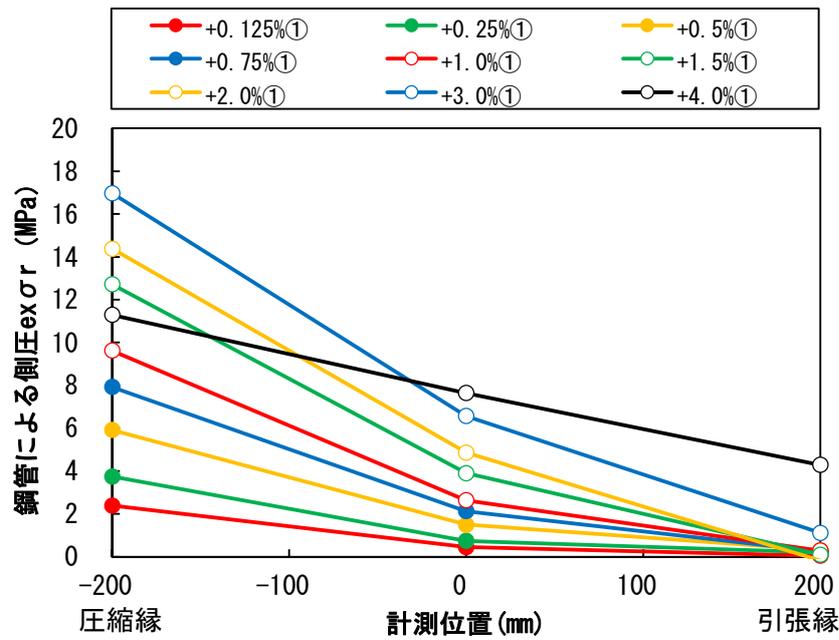


(a) 正側ピーク時

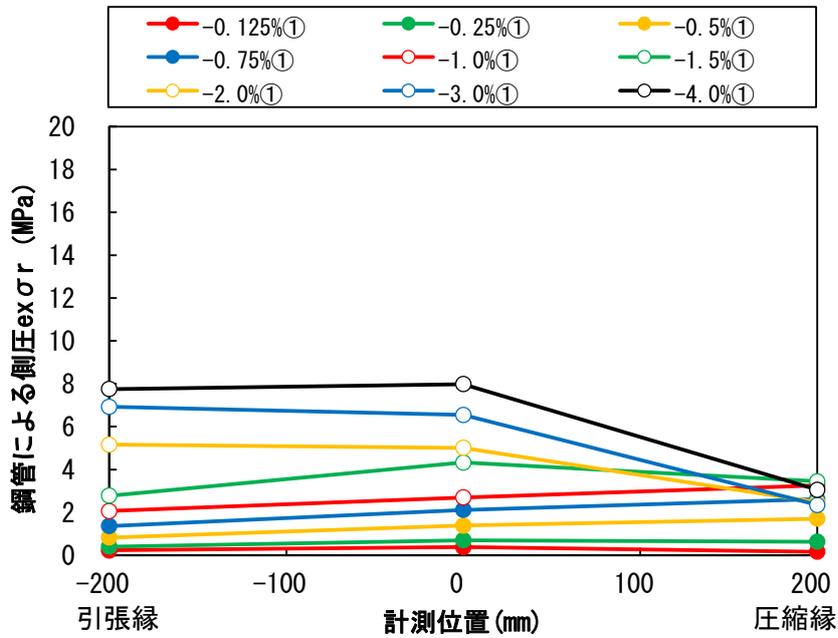


(b) 負側ピーク時

図 3.3.11-2 鋼管による側圧 $ex\sigma_r$ 計測結果 (C-1 試験体, 脚部)



(a) 正側ピーク時



(b) 負側ピーク時

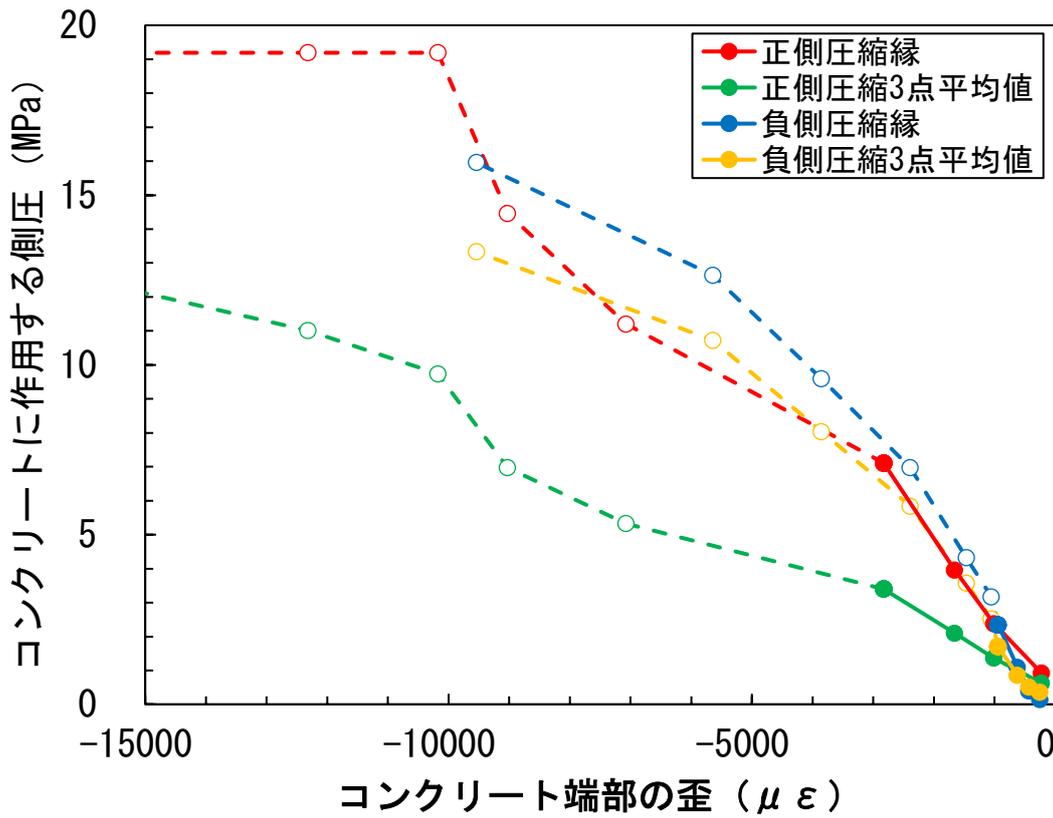
図 3.3.11-3 鋼管による側圧 σ_r 計測結果 (C-2 試験体, 頭部)

(2) 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

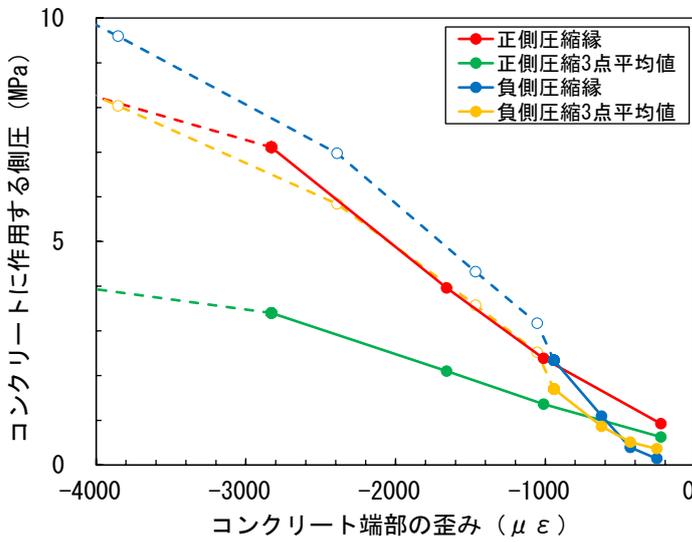
図 3.3.11-1～図 3.3.11-4 より、試験体が引張軸力下であっても、危険断面における圧縮縁ではコンクリートに鋼管により側圧が作用していることがわかった。一方で、C-2 試験体の負側載荷（引張軸力）のように、圧縮縁における圧縮ひずみが小さいと側圧も小さくなる傾向も見られた。そこで、圧縮縁における圧縮ひずみの影響も考慮して、正側載荷（圧縮軸力）時と負側載荷（引張軸力）時のそれぞれにおける危険断面位置の圧縮縁におけるコンクリートに作用する側圧の推移を図 3.3.11-5～図 3.3.11-8 に示す。ここでは、正側加力時と負側加力時のピーク時に、それぞれ圧縮縁となる位置のコンクリートに作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ひずみは、直接計測できないため、軸方向筋の隙間部高さに貼付したひず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、計測した軸方向鉄筋のひず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ひずみを推定した。また、コンクリート端部のひずみの計算のために用いた軸方向鉄筋が降伏（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、鋼管の圧縮縁に貼付したひずみゲージから計算した値を「圧縮縁」と表記し、図 3.3.11-5～図 3.3.11-8 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「圧縮 3 点平均値」として表示している。

いずれの試験体も、正側の圧縮 3 点平均値と圧縮縁とを比べると、正側の圧縮 3 点平均値の側圧が小さくなる傾向があった。さらに、C-1 試験体の脚部を除けば正側の圧縮 3 点平均値は 4 つの計測値のうち最も小さくなった。これは、圧縮縁と比べ中央の計測値が小さいため、3 点を平均すると中央の計測値の影響が大きくなり、結果として、圧縮 3 点平均値の値が小さくなったためと考えられる。

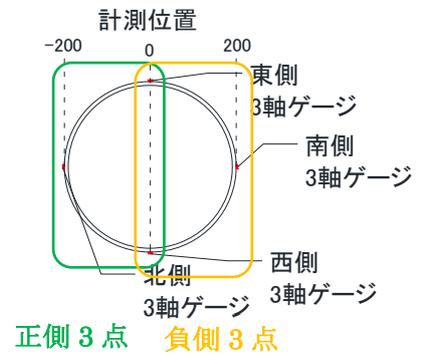
C-1 試験体の脚部を除けば、同じ軸ひずみレベルで比較すると、負側載荷（引張軸力）時でも正側載荷（圧縮軸力）時と同等の側圧が得られていることがわかった。以上より、引張軸力下においてもコンクリートの圧縮ひずみに応じて鋼管の拘束効果が働いていることがわかった。



(a) 側圧とコンクリート端部のひずみ

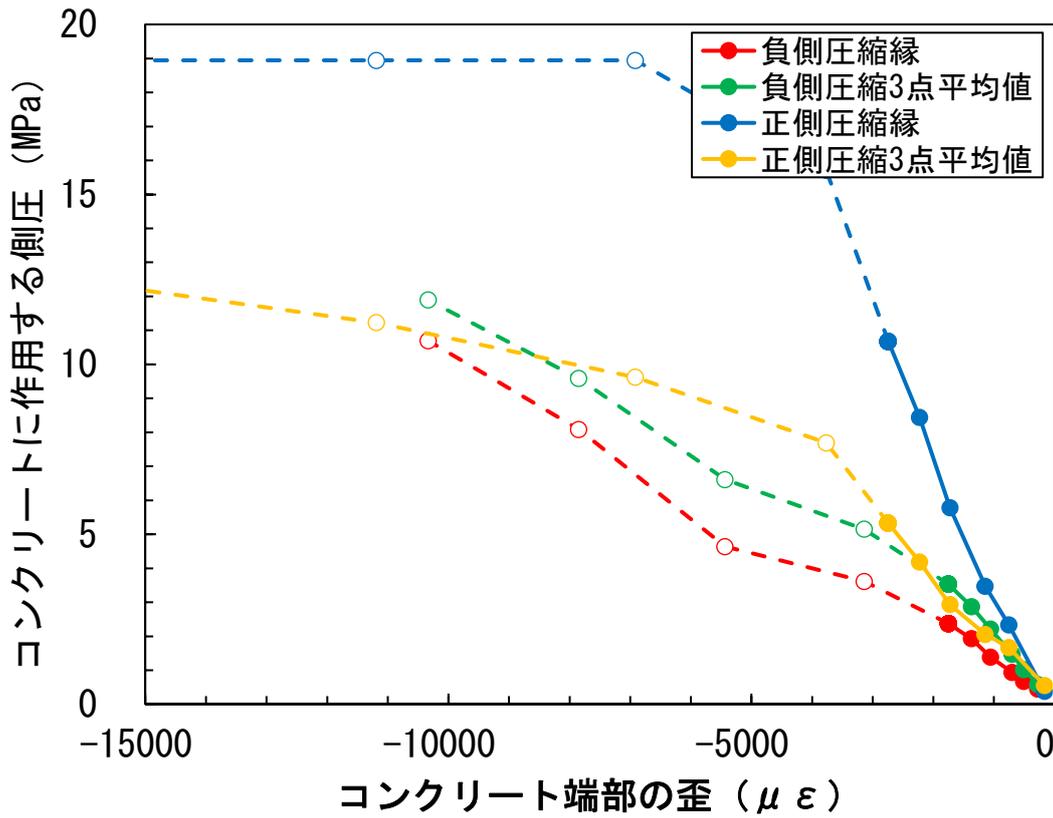


(b) (a)の拡大図

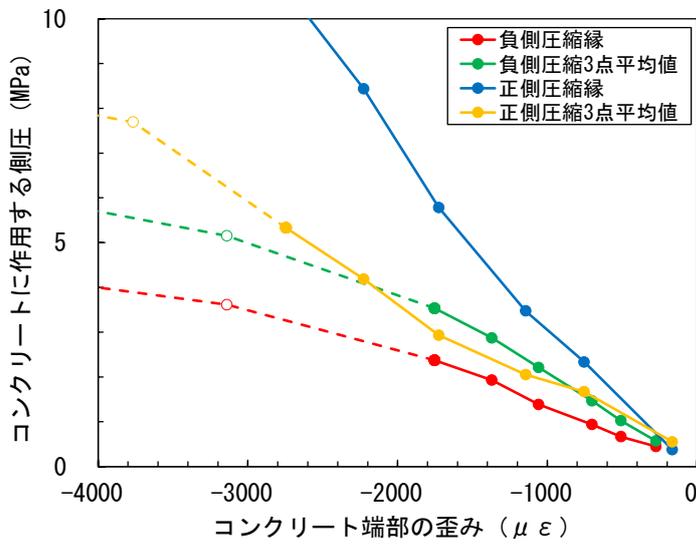


(c) 計測位置

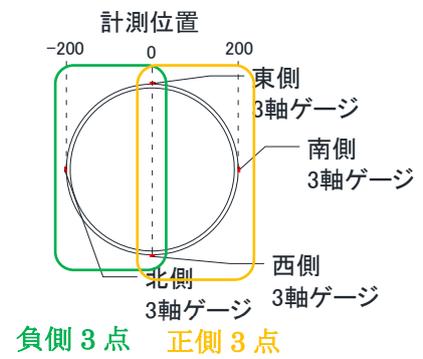
図 3.3.11-5 圧縮縁の側圧とコンクリート端部のひずみ (C-1 試験体, 頭部)



(a) 側圧とコンクリート端部のひずみ

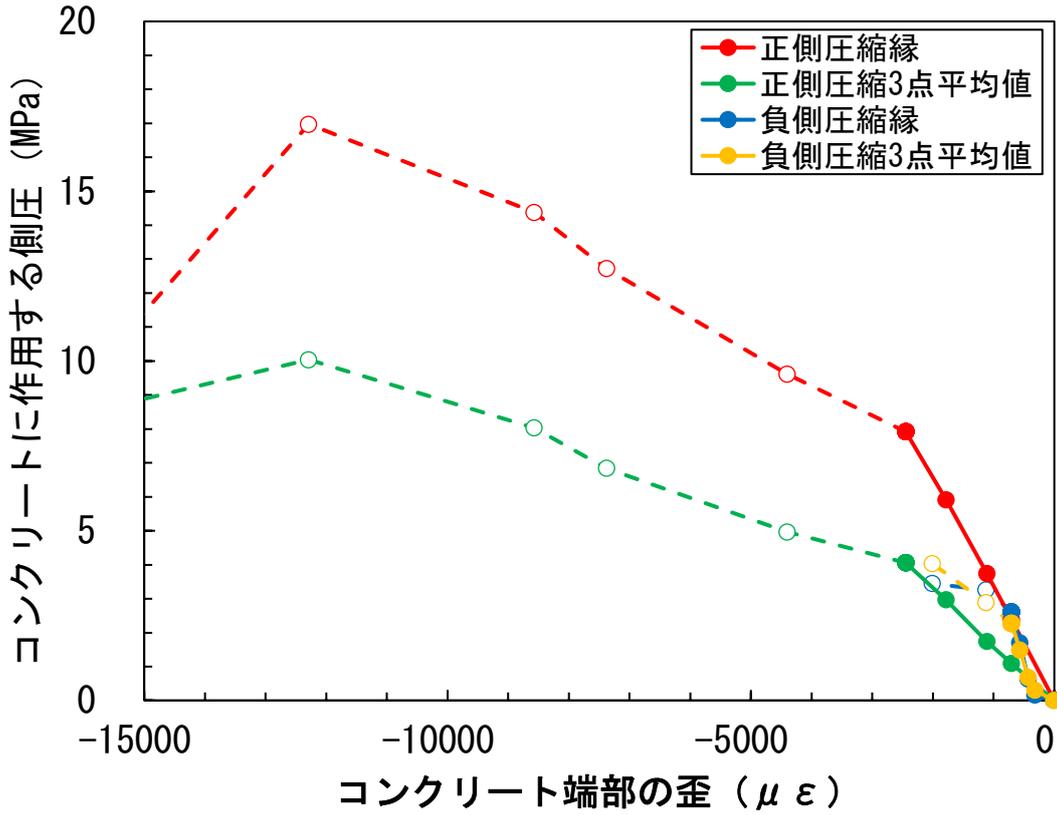


(b) (a)の拡大図

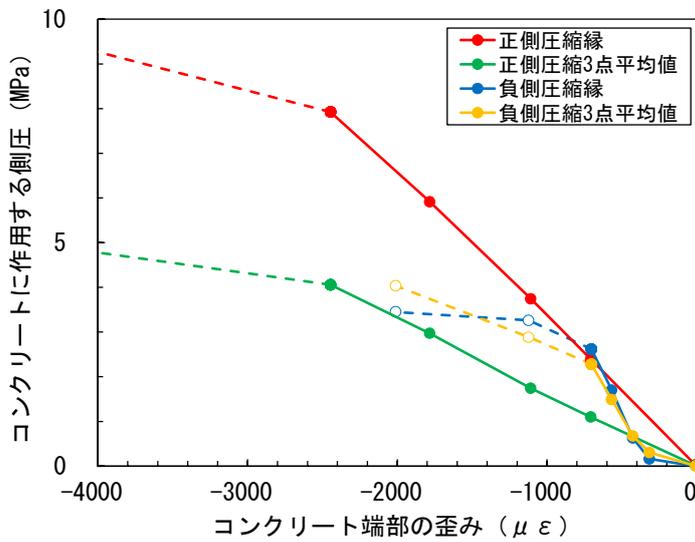


(c) 計測位置

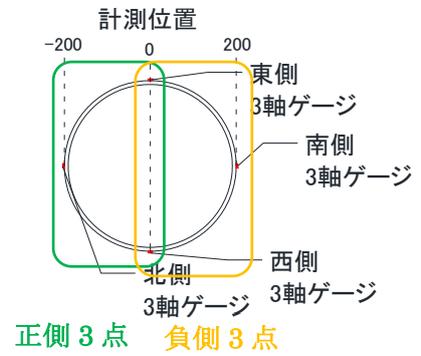
図 3. 3. 11-6 圧縮縁の側圧とコンクリート端部のひずみ (G-1 試験体, 脚部)



(a) 側圧とコンクリート端部のひずみ



(b) (a)の拡大図



(c) 計測位置

図 3. 3. 11-7 圧縮縁の側圧とコンクリート端部のひずみ (G-2 試験体, 頭部)

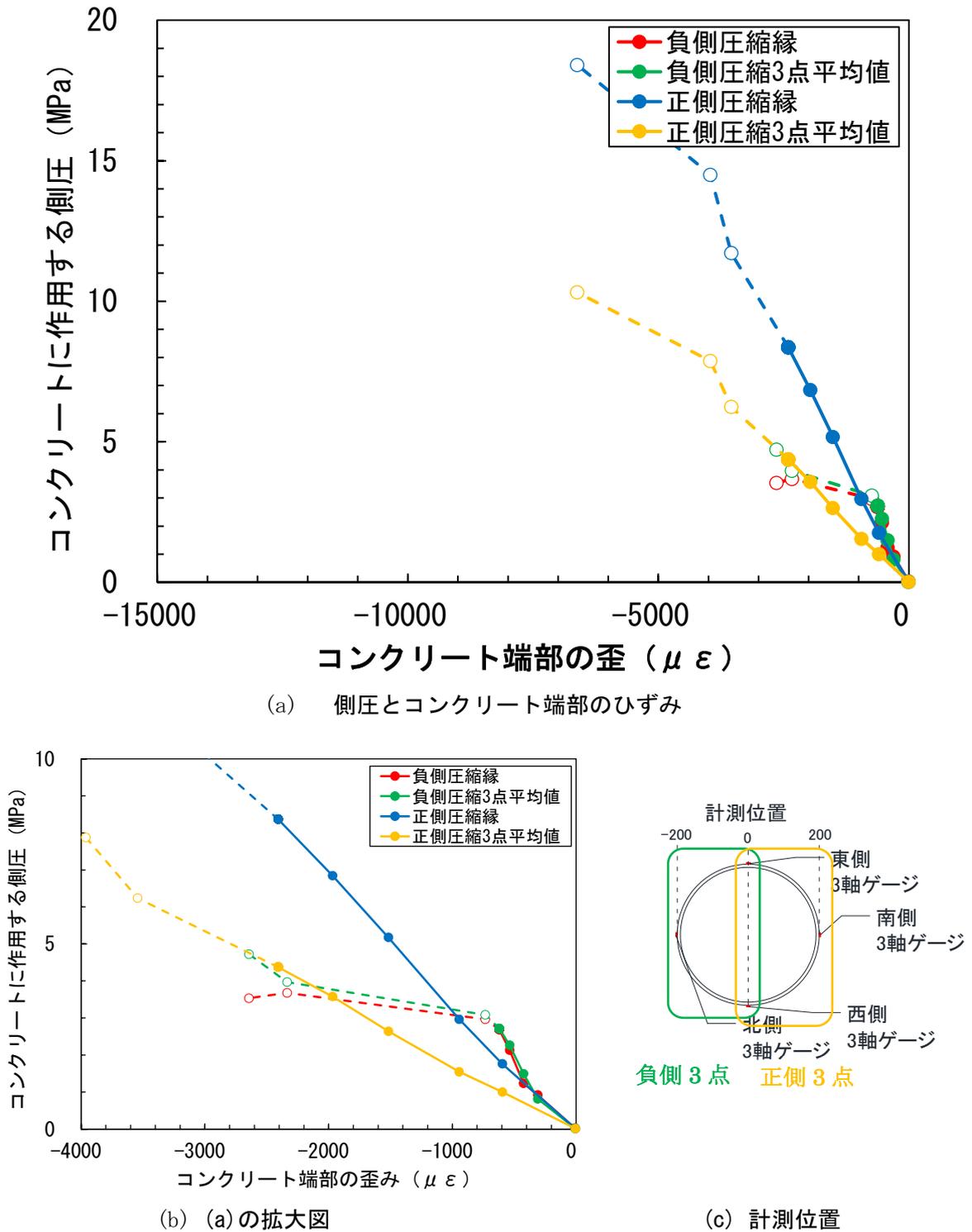


図 3.3.11-8 圧縮縁の側圧とコンクリート端部のひずみ (G-2 試験体, 脚部)

3.3.12 隙間部回転角

(1) 隙間部回転角と全体変形角の関係

隙間部回転角 θ_s は、変位計 D1N, D1S, D12N, D12S の計測値を用いて、(式 3.3.12-1) で計算を行った。なお、変位計の取り付け位置や状況は図 3.2.5-3 を参照のこと。

$$\theta_s = \frac{{}_1\theta_s + {}_{12}\theta_s}{2}$$

$${}_1\theta_s = -\frac{{}_1\delta_n - {}_1\delta_s}{{}_1B}, \quad {}_{12}\theta_s = \frac{{}_{12}\delta_n - {}_{12}\delta_s}{{}_{12}B} \quad \text{(式 3.3.12-1)}$$

${}_1\theta_s, {}_{12}\theta_s$: それぞれ、試験体頭部の隙間部回転角, 試験体脚部の隙間部回転角 (rad)

${}_1\delta_n, {}_1\delta_s, {}_{12}\delta_n, {}_{12}\delta_s$: それぞれ変位計 D1N, D1S, D12N, D12S の計測値 (mm)

${}_1B, {}_{12}B$: 変位計 D1N と D1S の水平距離, 変位計 D12N と D12S の水平距離 (mm)

図 3.3.12-1 と表 3.3.12-1 に隙間部回転角の計算結果を示す。図 3.3.12-1 と表 3.3.12-1 に示すように、隙間部回転角 θ_s の全体変形角に対する割合は、小変形で少し小さくなるものの、全体変形角 $R=0.5\%$ 以降はほとんど変化せず、 θ_s/R が 80%~90%の範囲となった。

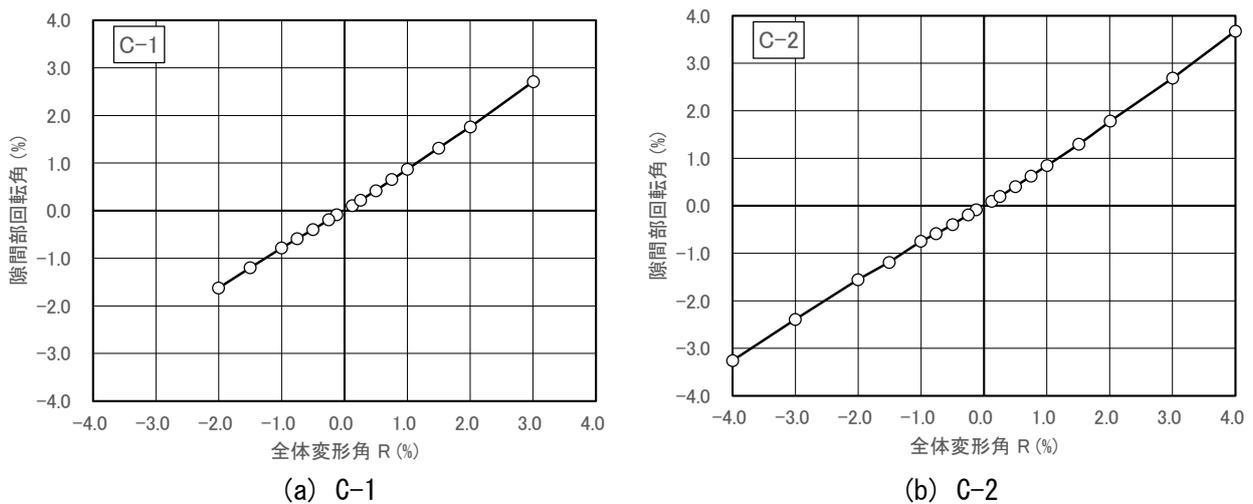


図 3.3.12-1 隙間部回転角—全体変形角関係

表 3.3.12-1 実際の曲率分布と曲率分布の仮定 (試験体脚部の模式図)

(a) C-1

(b) C-2

C-1						C-2					
正側	隙間部回	θ_s/R	負側	隙間部回	θ_s/R	正側	隙間部回	θ_s/R	負側	隙間部回	θ_s/R
	転角 θ_s			転角 θ_s			転角 θ_s			転角 θ_s	
	%			%			%			%	
+0.125%①	0.11	85%	-0.125%①	-0.08	67%	+0.125%①	0.09	74%	-0.125%①	-0.08	66%
+0.25%①	0.22	85%	-0.25%①	-0.19	77%	+0.25%①	0.20	78%	-0.25%①	-0.19	76%
+0.5%①	0.42	84%	-0.5%①	-0.40	80%	+0.5%①	0.41	81%	-0.5%①	-0.40	80%
+0.75%①	0.65	87%	-0.75%①	-0.59	78%	+0.75%①	0.63	83%	-0.75%①	-0.59	77%
+1.0%①	0.87	87%	-1.0%①	-0.78	78%	+1.0%①	0.85	84%	-1.0%①	-0.75	74%
+1.5%①	1.32	88%	-1.5%①	-1.20	80%	+1.5%①	1.29	86%	-1.5%①	-1.19	79%
+2.0%①	1.76	88%	-2.0%①	-1.63	81%	+2.0%①	1.78	89%	-2.0%①	-1.55	78%
+3.0%①	2.71	90%	-3.0%①			+3.0%①	2.69	90%	-3.0%①	-2.39	80%
+4.0%①			-4.0%①			+4.0%①	3.67	92%	-4.0%①	-3.26	81%

(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

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 を推定することを目的として、隙間部の曲率 φ_p を(式 3.3.12-2)で計算を行った。なお、この曲率は、図 3.3.5-5 及び図 3.3.5-6 に示した曲率分布のうち、試験体頭部の隙間部曲率と試験体脚部の隙間部曲率を平均した値である。また、3.3.10 項で検討を行った、軸方向鉄筋の降伏範囲 L_p のうち、変形角-4.0%時の L_p の値を mL_p とする。このとき、C-1 では $mL_p = 455\text{mm}$ 、C-2 では $mL_p = 385\text{mm}$ である。

実際の軸方向鉄筋の曲率分布は、図 3.3.12-2 のように連続的に変化しており、これを軸方向に積分することで、隙間部の回転角 θ_s が推定できると考えられる。しかし、計算が複雑なため図 3.3.12-2 のような矩形曲率分布を仮定し、簡易な計算で隙間部の回転角 θ_s が推定できるかどうかの検討を行う。今回の仮定では、矩形分布の高さ方向の距離について、二種類の仮定を用いて検討を行った。仮定 1 では、変形によって増大していく軸方向鉄筋の降伏範囲 L_p の値そのものを使用した。仮定 2 では、 L_p の最大値である変形角-4.0%時の L_p の値 mL_p を使用して計算を行った。

検討した結果を、図 3.3.12-3 及び図 3.3.12-3、表 3.3.12-2 及び表 3.3.12-3 に示す。図 3.3.12-3 及び図 3.3.12-4 を見ると、仮定 2 の計算 (mL_p を使用する) を行うことで隙間部回転角 θ_s を概ね計算できることがわかった。一方で、仮定 1 の計算 (L_p を使用する) では特に変形の小さな範囲で回転角を過小評価していた。

$$\varphi_p = \frac{t\varphi_p + b\varphi_p}{2} \tag{式 3.3.12-2}$$

$t\varphi_p, b\varphi_p$: それぞれ、試験体頭部の隙間部曲率、試験体脚部の隙間部曲率 (1/mm)

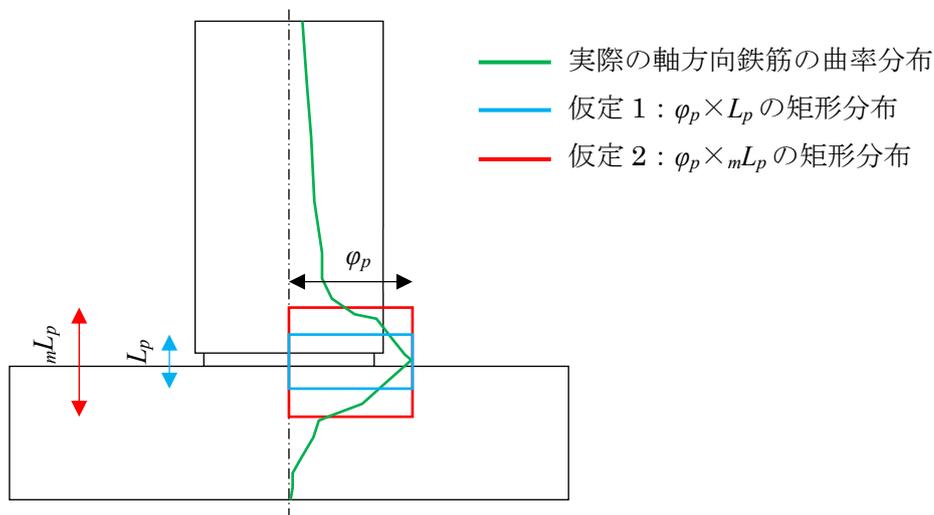


図 3.3.12-2 実際の曲率分布と曲率分布の仮定 (試験体脚部の模式図)

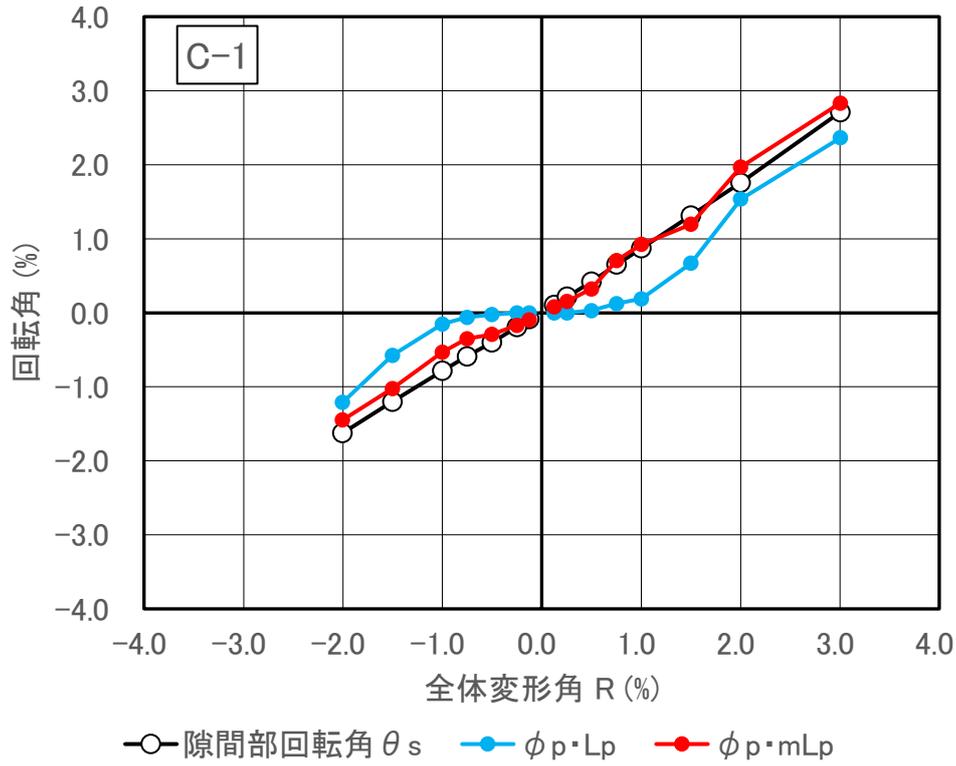


図 3.3.12-3 隙間部回転角 θ_s の評価 (C-1 試験体)

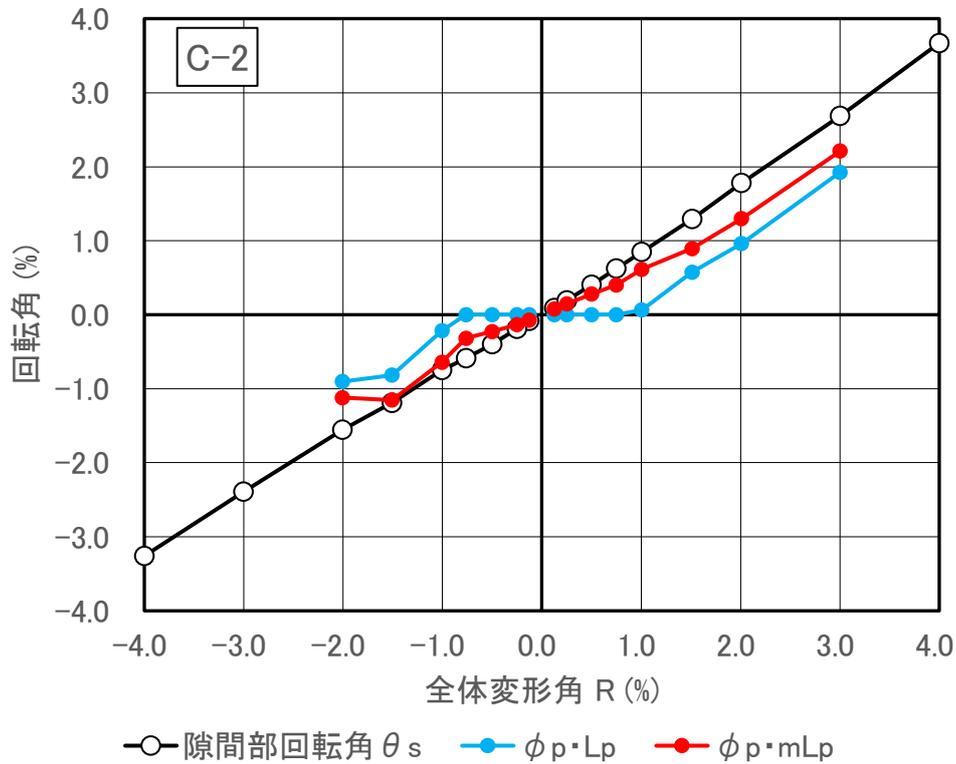


図 3.3.12-4 隙間部回転角 θ_s の評価 (C-2 試験体)

表 3.3.12-2 C-1 試験体

	全体変形角R	Lp	隙間部回転角 θ_s	端部の曲率 ϕ_p	$\phi_p \cdot Lp$	$\phi_p \cdot mLp$
	%	mm	%	1/km	%	%
+0.125%①	0.12	0	0.11	1.8	0.0	0.08
+0.25%①	0.26	0	0.22	3.4	0.0	0.15
+0.5%①	0.50	40	0.42	7.1	0.0	0.32
+0.75%①	0.75	80	0.65	15.5	0.1	0.71
+1.0%①	1.00	93	0.87	20.3	0.2	0.92
+1.5%①	1.50	255	1.32	26.3	0.7	1.20
+2.0%①	2.00	355	1.76	43.3	1.5	1.97
+3.0%①	3.00	380	2.71	62.3	2.4	2.83
+4.0%①	4.008	455				
-0.125%①	-0.13	0	-0.08	-2.1	0.0	-0.10
-0.25%①	-0.25	0	-0.19	-3.7	0.0	-0.17
-0.5%①	-0.50	40	-0.40	-6.4	0.0	-0.29
-0.75%①	-0.75	80	-0.59	-7.7	-0.1	-0.35
-1.0%①	-1.00	130	-0.78	-11.7	-0.2	-0.53
-1.5%①	-1.50	255	-1.20	-22.5	-0.6	-1.02
-2.0%①	-2.01	380	-1.63	-31.8	-1.2	-1.45
-3.0%①	-3.00	405				
-4.0%①	-4.007	455				

表 3.3.12-3 C-2 試験体

	全体変形角R	Lp	隙間部回転角 θ_s	端部の曲率 ϕ_p	$\phi_p \cdot Lp$	$\phi_p \cdot mLp$
	%	mm	%	1/km	%	%
+0.125%①	0.13	0	0.09	2.0	0.0	0.08
+0.25%①	0.25	0	0.20	3.9	0.0	0.15
+0.5%①	0.50	0	0.41	7.2	0.0	0.28
+0.75%①	0.75	0	0.63	10.4	0.0	0.40
+1.0%①	1.01	40	0.85	15.9	0.1	0.61
+1.5%①	1.51	248	1.29	23.2	0.6	0.89
+2.0%①	2.01	285	1.78	33.7	1.0	1.30
+3.0%①	3.00	335	2.69	57.5	1.9	2.21
+4.0%①	4	385	3.67			
-0.125%①	-0.13	0	-0.08	-1.9	0.0	-0.07
-0.25%①	-0.25	0	-0.19	-3.5	0.0	-0.13
-0.5%①	-0.50	0	-0.40	-5.9	0.0	-0.23
-0.75%①	-0.76	0	-0.59	-8.3	0.0	-0.32
-1.0%①	-1.01	130	-0.75	-16.7	-0.2	-0.64
-1.5%①	-1.51	273	-1.19	-30.0	-0.8	-1.15
-2.0%①	-2.01	310	-1.55	-29.1	-0.9	-1.12
-3.0%①	-3.00	360	-2.39			
-4.0%①	-4	385	-3.26			

(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、1, 3, 4は発生せず、2の隙間部の閉塞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 3.3.12-3 に、終局限界状態時の全体変形角及び隙間部回転角の一覧を示す。ただ、終局限界状態時では隙間部回転角を計測していた変形が計測できなくなってしまったため、計測ができなかった。図 3.3.12-1 及び表 3.3.12-1 に示すように、隙間部回転角の全体変形角 R に対する比はほぼ一定で、C-1 では $R=+3.0\%$ で $\theta_s/R = 90\%$ 、C-2 では $R=+4.0\%$ で $\theta_s/R = 90\%$ であった。このことから、終局限界状態時においても同程度の関係だと仮定すると、表 3.3.12-3 のように C-1 で $\theta_s=4.72\%$ 、C-2 で $\theta_s=7.15\%$ と計算できる。

既往の実験結果である文献[3-4]の場所打ち鋼管コンクリート杭で、C-1 と同様な軸力範囲にて実施された試験体 SC-TB3 は、圧縮側（軸力比 0.43）のとき代表変形角 0.63%、引張側（軸力比-1.21）のとき代表変形角-1.5%で鋼管が座屈した。その後、1.5%サイクル中に鋼管が破断した。このことから、試験体 SC-TB3 の終局限界変形角を 0.63%と考えると、場所打ち鋼管コンクリート杭に比べ、鋼管巻き中実杭 C-1 の終局限界変形角 5.24%は大きいことがわかる。

表 3.3.12-4 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	Moment (kNm)	全体変形角 R (%)	隙間部回転角 θ_s (%)
C-1	2：隙間部の閉塞	1271	5.24	(4.72) *1
C-2	2：隙間部の閉塞	1226	7.94	(7.15) *1

*1 θ_s/R の値が 90%と仮定した場合の推測値であり計測値ではない。

3.4 耐力評価

C-1 及び C-2 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によるコンクリートの材料モデルを変化させて 3 種類の解析を実施する。

Case1……鋼管の拘束効果を無視した。

Case2……鋼管の拘束効果によるコンクリート圧縮強度の上昇率を 2 章「2.5 耐力評価、(式 2.5-2)、(式 2.5-3)」より計算した値とした。

Case3……鋼管の拘束効果によるコンクリート圧縮強度の上昇率は Case2 と同様とし、ヤング係数の上昇率を (式 3.4.1-4) により計算した。

3.4.1 解析モデルの概要

(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。本実験では 3.3.5(3)に示したように曲げ変形が卓越していたため、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 3.4.1-1) 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 3.3.10(1)で得られた軸方向鉄筋の降伏範囲 (R=4.0%時点で、1.14D (C-1 試験体), 0.96D (C-2 試験体)) を参考に、1.0D とする。断面解析では、図 3.4.1-1 に示すような断面分割により計算を行う。このとき、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 3.4.1-1 (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ため、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に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 3.4.1-3 のように図 3.4.1-2 の応力となる材料モデルを設定し、要素の重複を避けることとした。

$$R = \phi \cdot \alpha_s D \tag{式 3.4.1-1}$$

ここで、 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)

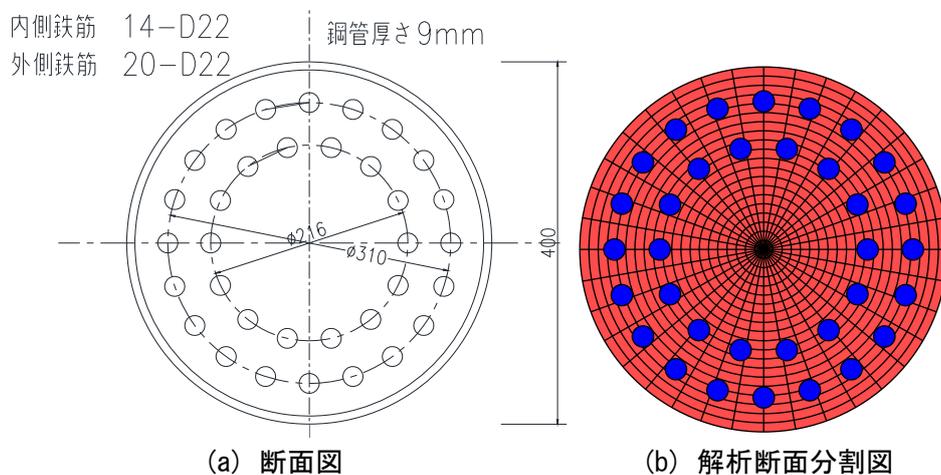


図 3.4.1-1 試験体断面

(2) 材料モデル

鋼管による拘束効果を考慮する場合、図 3.4.1-2 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、2 章に示す (式 2.5-2)、(式 2.5-3) より (式 3.4.1-2)、(式 3.4.1-3) により計算する。また、コンクリートの終局ひずみは 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。図 3.4.1-4 に、2 章で示した B-2-1 試験体および B-2-2 試験体の実験結果とそれに対応するコンクリートのモデル化の結果を示す。B-2-1 試験体の場合は、計算結果が 1.63 に対して実験結果は 1.82、B-2-2 試験体の場合は、計算結果が 2.95 に対して実験結果は 3.20 と安全側に評価している。

ここで、C-1 および C-2 の試験体の材料モデルの諸元は、表 3.4.1-1 のように示す。Case1 では、鋼管による拘束効果を考慮せず、コンクリート強度及びヤング係数は材料試験結果をそのまま用い、終局ひずみを 0.003 として計算を行った。軸方向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 0.280% と降伏強度 429(MPa) とする。なお、表 3.2.2-2 で示した軸方向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、解析で用いる軸方向鉄筋の完全弾塑性モデルのヤング係数 153(GPa) は、表 3.2.2-2 の値 188(GPa) と一致しない。本研究では、部材実験における軸方向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。Case2 では、圧縮強度 σ_{cc} は、(式 3.4.1-2)、(式 3.4.1-3) により計算した結果を用い、ヤング係数は材料試験結果をそのまま用いた。Case3 では、圧縮強度 σ_{cc} は Case2 と同様の値を用いる一方で、ヤング係数は (式 3.4.1-4) により計算することで材料試験結果よりも大きな値を用いた。

また、コンクリートの短期許容応力度は、SC 杭のコンクリートの短期許容応力度を想定した $\sigma_{as1} = 2/3.5 \times \sigma_{cc}$ として計算する方法を用いた。なお、計算結果を表 3.4.1-1 に示す。

$$\sigma_{cc} = {}_c\gamma_U \cdot \sigma_B + k \cdot \sigma_r \quad (\text{式 3.4.1-2})$$

$$\sigma_r = \frac{2t}{D-2t} \cdot \alpha \cdot \sigma_y \quad (\text{式 3.4.1-3})$$

ここで、 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 : 杭外径 (mm)

t : 鋼管厚さ (mm)

σ_y : 鋼管の降伏強度 (MPa)

$$E_{cc} = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{25}{24} \right) \times \left(\frac{\sigma_{cc}}{60} \right) \quad (\text{式 3.4.1-4})$$

ここで、 E_{cc} : 拘束されたコンクリートのヤング係数 (MPa)

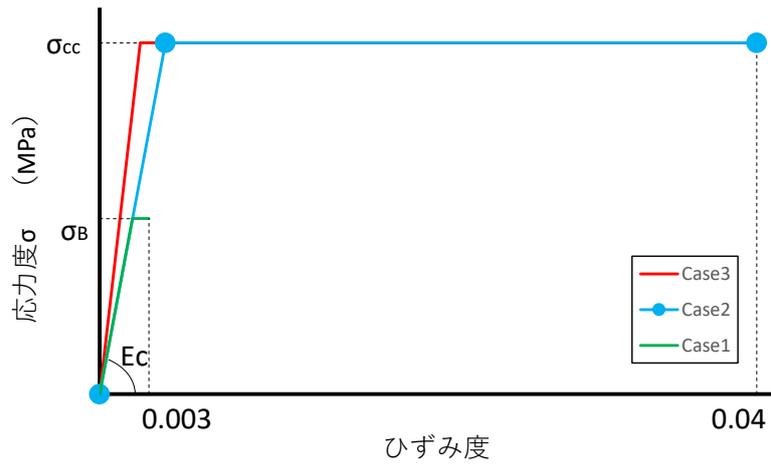


図 3.4.1-2 コンクリート材料モデル（圧縮が正）

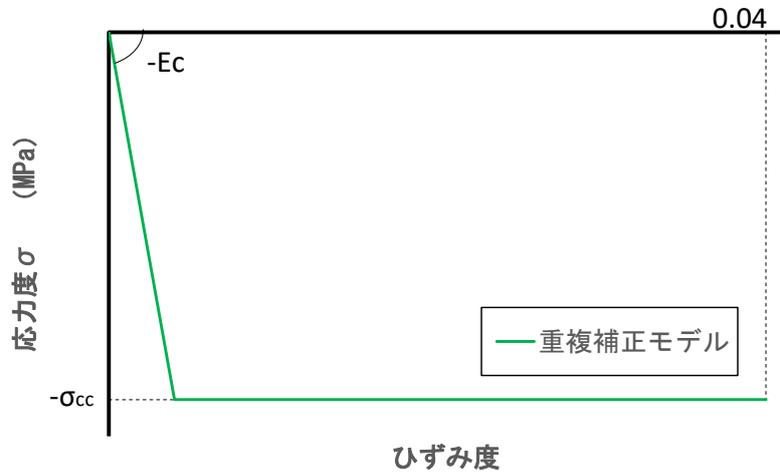


図 3.4.1-3 重複補正モデル（圧縮が正）

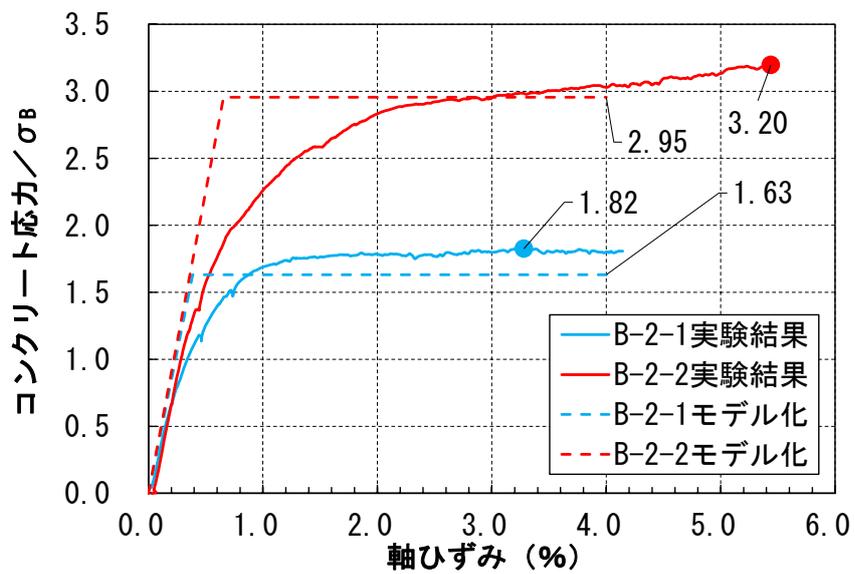


図 3.4.1-4 コンクリート材料モデルの比較

表 3.4.1-1 コンクリート材料モデル諸元一覧

解析ケース	E_c (GPa)	σ_B (MPa)	σ_{cc} (MPa)	σ_{cc} / σ_B	σ_{as} (MPa)
C-1_Case1	29.9	64.9	64.9	1.00	37.1
C-1_Case2	29.9	64.9	143.8	2.22	82.2
C-1_Case3	48.6	64.9	143.8	2.22	82.2
C-2_Case1	30.5	66.0	66.0	1.00	37.7
C-2_Case2	30.5	66.0	144.9	2.20	82.8
C-2_Case3	48.8	66.0	144.9	2.20	82.8

3.4.2 解析結果

解析では、正側または負側の Pushover 解析をそれぞれ $R_f=10\%$ まで実施した。このとき、実験と同じルールで変動軸力を作用させて解析を行った。解析結果として、計算結果一覧を表 3.4.2-1 に、実験結果一覧を表 3.4.2-2 に、実験値/計算値を表 3.4.2-3 に、曲率-モーメント関係を図 3.4.2-1~図 3.4.2-2 に、曲げ変形角 R_f -モーメント関係を図 3.4.2-3~図 3.4.2-10 に示す。このときの実験における曲げ変形角 R_f は、3.3.5(3)で示した計算方法で計算を行った。ここで、短期許容曲げモーメントの実験値の計算では、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ときの脚部モーメントを短期許容曲げモーメントとして計算を行った。なお、このときの圧縮縁のコンクリートひずみは、隙間部に貼付け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 のように鋼管による拘束効果を無視した場合、最大耐力の実験値/計算値は正側で 3.26, 2.40 となり実験値を過小評価した。また負側も同様に 1.50, 1.42 となり実験値を過小評価した。このことから、鋼管の拘束効果を適切に評価する必要があることがわかった。

Case2 のように鋼管による拘束効果を安全側に評価した場合、C-1 と C-2 の最大耐力の実験値/計算値は正側でそれぞれ 1.28, 1.33, 負側でそれぞれ 1.18, 1.19 となり安全側の評価となった。また、軸方向鉄筋の降伏時の強度については、実験値/計算値は正側で 1.09~1.41, 負側で 1.07~1.20 となり安全側の評価となった。また、コンクリートの短期許容曲げモーメント時の強度については、実験値/計算値は正側で 1.08~1.46, 負側で 1.07~1.17 となり安全側の評価となった。

Case3 のようにコンクリートのヤング係数にも鋼管による拘束効果を反映した場合、C-1 と C-2 の最大耐力の実験値/計算値は Case2 と同様の結果となったが、軸方向鉄筋の降伏時の強度については、実験値/計算値は正側で 0.74~1.31, 負側で 0.99~1.15 となり 1.0 を下回る場合があり危険側の評価となった。

短期許容曲げモーメント時の決定要因としては、実験結果と解析結果が全て一致した。C-1 試験体の正側加力では、短期許容応力度の計算方法の違いで、コンクリートの短期許容応力度で決定する場合と、軸方向鉄筋の圧縮降伏で決まる場合の違いがあらわれた。

図 3.4.2-1~図 3.4.2-10 の曲率-モーメント関係や曲げ変形角 R_f -モーメント関係を見ると、実験結果に対して解析結果は曲率を過大評価する傾向にあったが、曲げ変形角 R_f では実験結果と解析結果が概ね一致した。

表 3.4.2-1 Case 毎の計算結果一覧

(a) 正側加力 (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_{as})			短期許容 モーメント の決定要因
	変形角 Rf (%)	曲率 ϕ (1/km)	Moment (kNm)	変形角 Rf (%)	曲率 ϕ (1/km)	Moment (kNm)	変形角 Rf (%)	曲率 ϕ (1/km)	Moment (kNm)	変形角 Rf (%)	曲率 ϕ (1/km)	Moment (kNm)	
C-1 Case1	0.40	10	414	-	-	-	0.42	10.5	412	0.14	3.5	162	コンクリート
C-1 Case2	9.34	234	1054	0.95	23.8	810	0.44	11.0	474	0.35	8.8	394	コンクリート
C-1 Case3	9.46	237	1055	0.83	20.8	862	0.57	14.3	700	0.21	5.3	324	コンクリート
C-2 Case1	0.65	16	511	-	-	-	0.66	16.5	511	0.20	5.0	200	コンクリート
C-2 Case2	10.00	250	922	0.73	18.3	610	0.70	17.5	589	0.54	13.5	473	コンクリート
C-2 Case3	10.00	250	923	0.67	16.8	655	0.82	20.5	744	0.34	8.5	376	コンクリート

(b) 負側加力 (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_{as})			短期許容 モーメント の決定要因
	変形角 Rf (%)	曲率 ϕ (1/km)	Moment (kNm)	変形角 Rf (%)	曲率 ϕ (1/km)	Moment (kNm)	変形角 Rf (%)	曲率 ϕ (1/km)	Moment (kNm)	変形角 Rf (%)	曲率 ϕ (1/km)	Moment (kNm)	
C-1 Case1	-1.24	-31	-481	-0.52	-13.0	-337.4	-1.24	-31.0	-481	-0.36	-9.0	-245	コンクリート
C-1 Case2	-10.00	-250	-611	-0.52	-13.0	-337	-1.42	-35.5	-531	-0.92	-23.0	-468	引張降伏
C-1 Case3	-10.00	-250	-613	-0.49	-12.3	-347	-1.72	-43.0	-574	-0.60	-15.0	-401	引張降伏
C-2 Case1	-1.52	-38	-370	-0.42	-10.5	-229	-	-	-	-0.63	-15.8	-285	引張降伏
C-2 Case2	-10.00	-250	-441	-0.42	-10.5	-229	-2.51	-62.8	-411	-1.30	-32.5	-364	引張降伏
C-2 Case3	-9.99	-250	-442	-0.41	-10.3	-232	-3.01	-75.3	-427	-0.87	-21.8	-340	引張降伏

表 3.4.2-2 Case 毎の実験結果一覧

(a) 正側加力 (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_{as})			短期許容 モーメント の決定要因
	変形角 Rf (%)	曲率 ϕ (1/km)	Moment (kNm)	変形角 Rf (%)	曲率 ϕ (1/km)	Moment (kNm)	変形角 Rf (%)	曲率 ϕ (1/km)	Moment (kNm)	変形角 Rf (%)	曲率 ϕ (1/km)	Moment (kNm)	
C-1 Case1	4.36	-	1349	1.60	30.8	1103	0.43	6.71	516	0.14	2.21	230	コンクリート
C-1 Case2	4.36	-	1349	1.60	30.8	1103	0.43	6.71	516	0.43	6.61	507	コンクリート
C-1 Case3	4.36	-	1349	1.60	30.8	1103	0.43	6.71	516	0.49	8.17	534	圧縮降伏
C-2 Case1	-	-	1227	1.00	18.7	860	0.79	13.3	759	0.24	4.37	363	コンクリート
C-2 Case2	-	-	1227	1.00	18.7	860	0.79	13.3	759	0.68	11.1	691	コンクリート
C-2 Case3	-	-	1227	1.00	18.7	860	0.79	13.3	759	0.80	13.6	761	圧縮降伏

(b) 負側加力 (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_{as})			短期許容 モーメント の決定要因
	変形角 Rf (%)	曲率 ϕ (1/km)	Moment (kNm)	変形角 Rf (%)	曲率 ϕ (1/km)	Moment (kNm)	変形角 Rf (%)	曲率 ϕ (1/km)	Moment (kNm)	変形角 Rf (%)	曲率 ϕ (1/km)	Moment (kNm)	
C-1 Case1	-2.78	-	-724	-0.73	-8.73	-380	-1.42	-24.7	-567	-0.61	-4.54	-307	コンクリート
C-1 Case2	-2.78	-	-724	-0.73	-8.73	-380	-1.42	-24.7	-567	-1.30	-18.5	-505	引張降伏
C-1 Case3	-2.78	-	-724	-0.73	-8.73	-380	-1.42	-24.7	-567	-1.66	-22.4	-549	引張降伏
C-2 Case1	-2.92	-	-524	-0.55	-9.18	-247	-2.45	-	-492	-0.65	-15.4	-277	引張降伏
C-2 Case2	-2.92	-	-524	-0.55	-9.18	-247	-2.45	-	-492	-1.24	-25.7	-427	引張降伏
C-2 Case3	-2.92	-	-524	-0.55	-9.18	-247	-2.45	-	-492	-	-	-	引張降伏

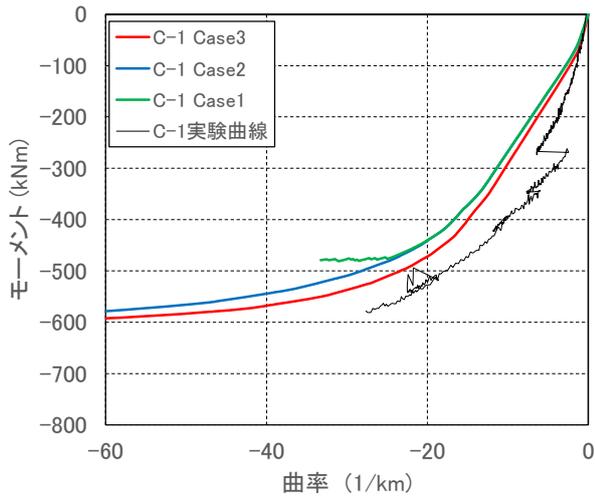
表 3.4.2-3 Case 毎の実験値/計算値

(a) 正側加力 (圧縮軸力)

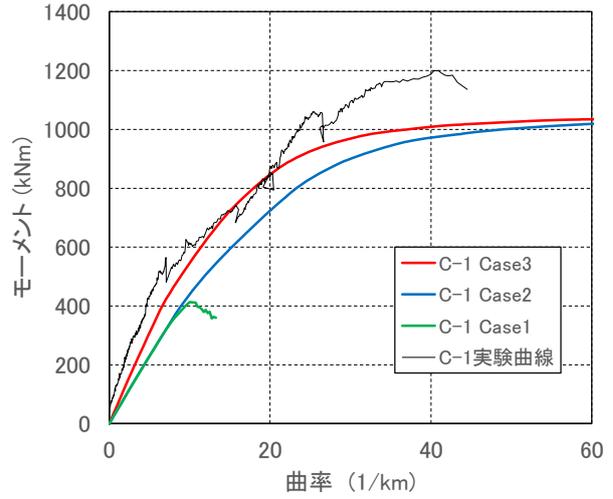
	最大耐力	軸方向鉄筋 引張降伏	軸方向鉄筋 圧縮降伏	コンクリート 短期 (σ_{as})	短期許容モーメント の決定要因	決定要因における 実験値/計算値
C-1 Case1	3.26	-	1.25	1.42	コンクリート	1.42
C-1 Case2	1.28	1.36	1.09	1.29	コンクリート	1.29
C-1 Case3	1.28	1.28	0.74	1.65	圧縮降伏	0.74
C-2 Case1	2.40	-	1.49	1.82	コンクリート	1.82
C-2 Case2	1.33	1.41	1.29	1.46	コンクリート	1.46
C-2 Case3	1.33	1.31	1.02	2.02	圧縮降伏	1.02

(b) 負側加力 (引張軸力)

	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_{as})	短期許容モーメント の決定要因	決定要因における 実験値/計算値
C-1 Case1	1.50	1.13	1.18	1.26	コンクリート	1.26
C-1 Case2	1.18	1.13	1.07	1.08	引張降伏	1.13
C-1 Case3	1.18	1.10	0.99	1.37	引張降伏	1.10
C-2 Case1	1.42	1.08	-	0.97	引張降伏	1.08
C-2 Case2	1.19	1.08	1.20	1.17	引張降伏	1.08
C-2 Case3	1.19	1.07	1.15	-	引張降伏	1.07

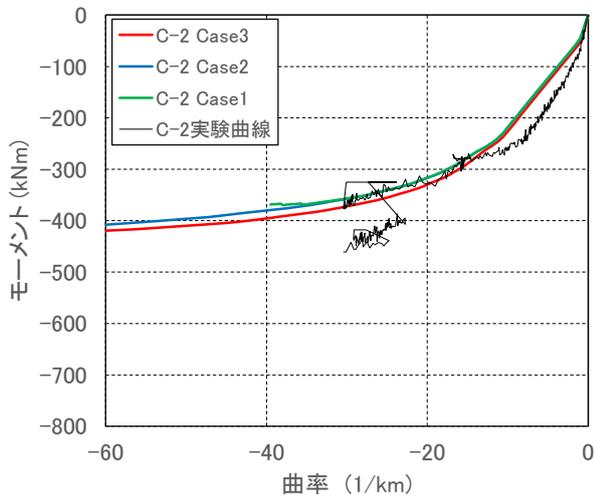


(a) 負側加力 (引張軸力)

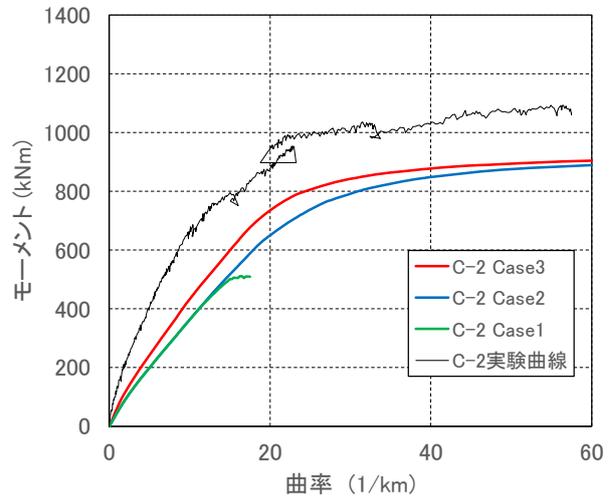


(b) 正側加力 (圧縮軸力)

図 3.4.2-1 解析結果 全体 (曲率-モーメント関係 : C-1)



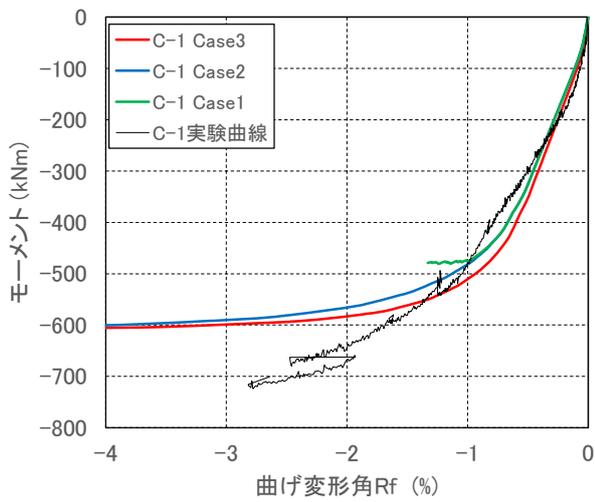
(a) 負側加力 (引張軸力)



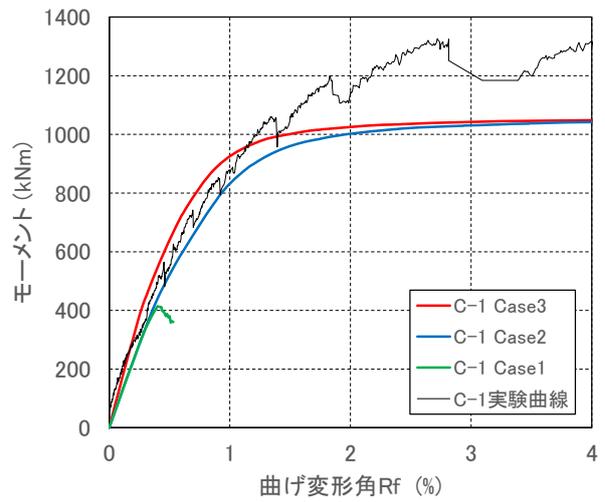
(b) 正側加力 (圧縮軸力)

図 3.4.2-2 解析結果 全体 (曲率-モーメント関係 : C-2)

第3章 杭の曲げせん断実験

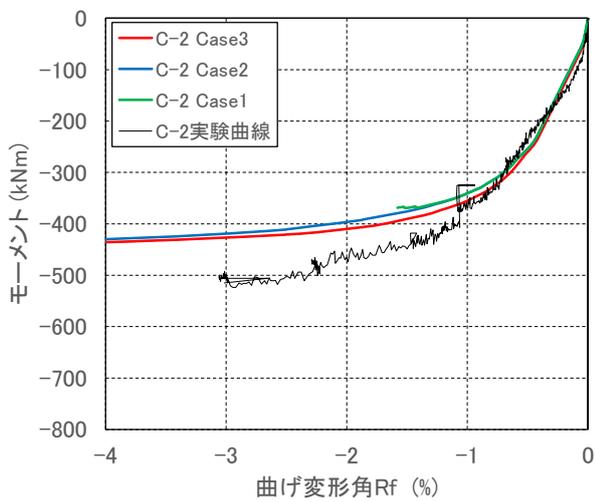


(a) 負側加力（引張軸力）

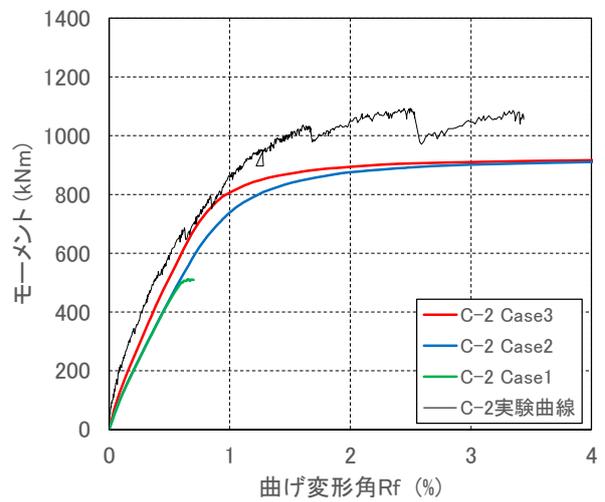


(b) 正側加力（圧縮軸力）

図 3.4.2-3 解析結果 全体（曲げ変形角 Rf-モーメント関係：C-1）

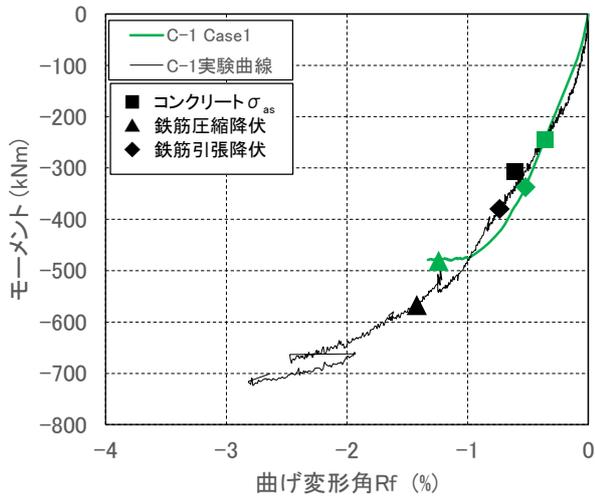


(a) 負側加力（引張軸力）

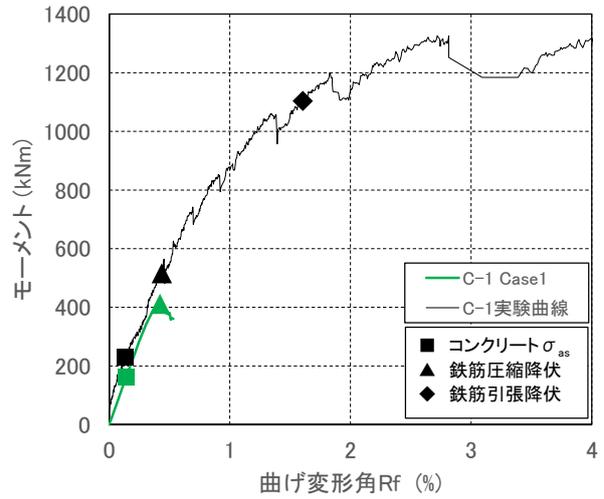


(b) 正側加力（圧縮軸力）

図 3.4.2-4 解析結果 全体（曲げ変形角 Rf-モーメント関係：C-2）

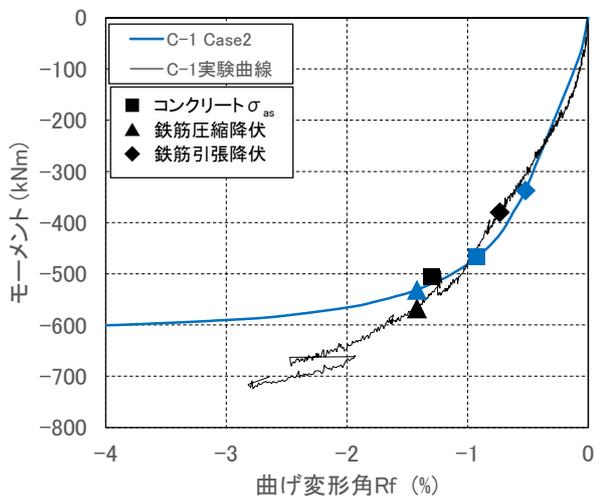


(a) 負側加力 (引張軸力)

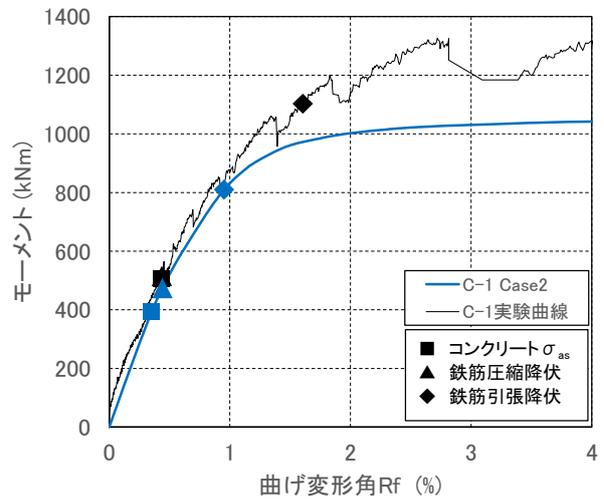


(b) 正側加力 (圧縮軸力)

図 3.4.2-5 Case1 解析結果 (曲げ変形角 Rf-モーメント関係 : C-1)

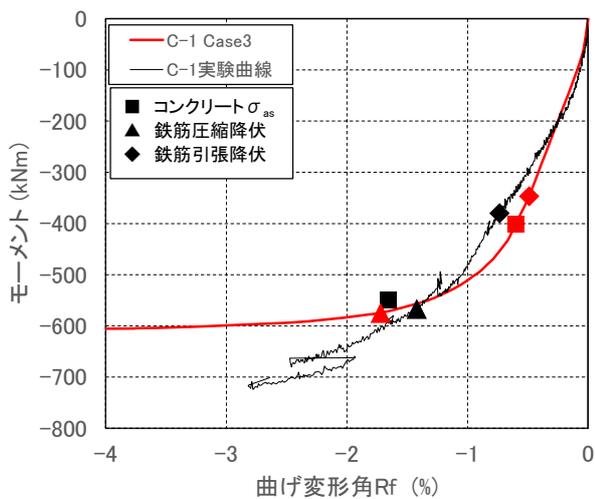


(a) 負側加力 (引張軸力)

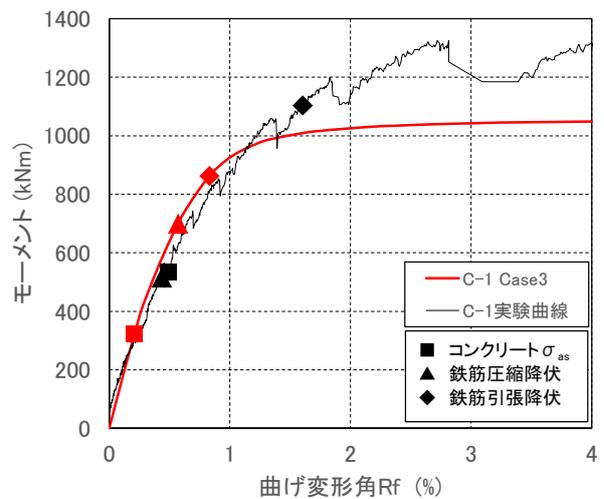


(b) 正側加力 (圧縮軸力)

図 3.4.2-6 Case2 解析結果 (曲げ変形角 Rf-モーメント関係 : C-1)



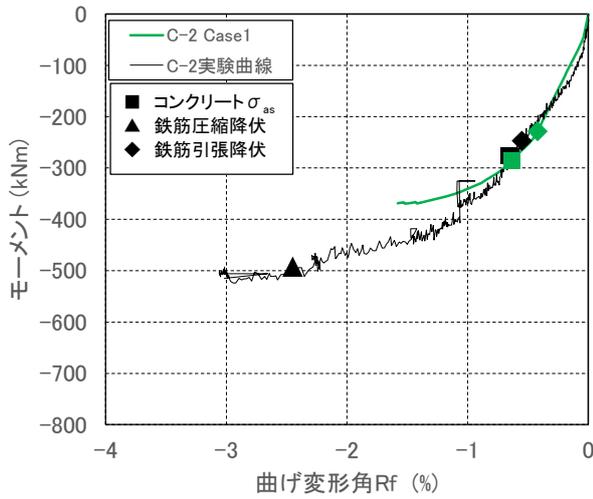
(a) 負側加力 (引張軸力)



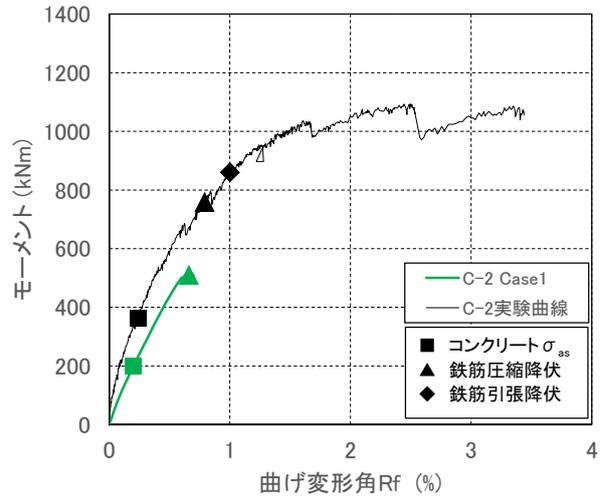
(b) 正側加力 (圧縮軸力)

図 3.4.2-7 Case3 解析結果 (曲げ変形角 Rf-モーメント関係 : C-1)

第3章 杭の曲げせん断実験

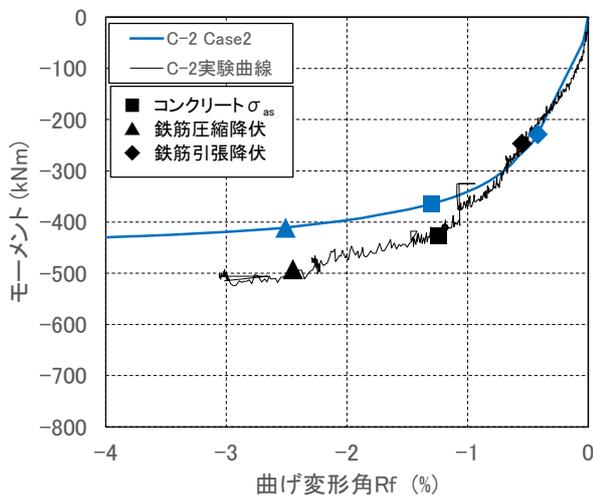


(a) 負側加力 (引張軸力)

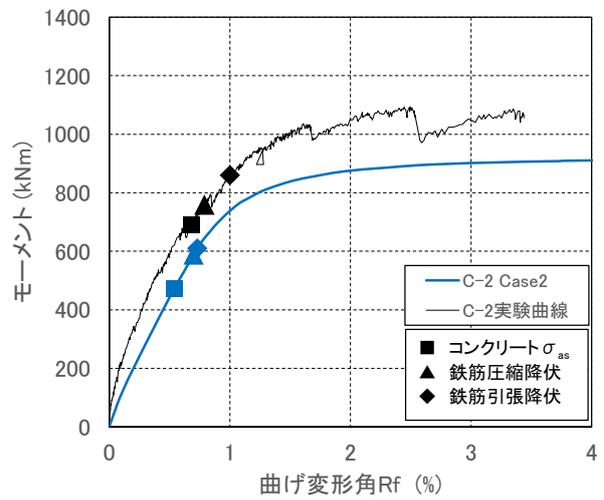


(b) 正側加力 (圧縮軸力)

図 3.4.2-8 Case1 解析結果 (曲げ変形角 Rf-モーメント関係 : C-2)

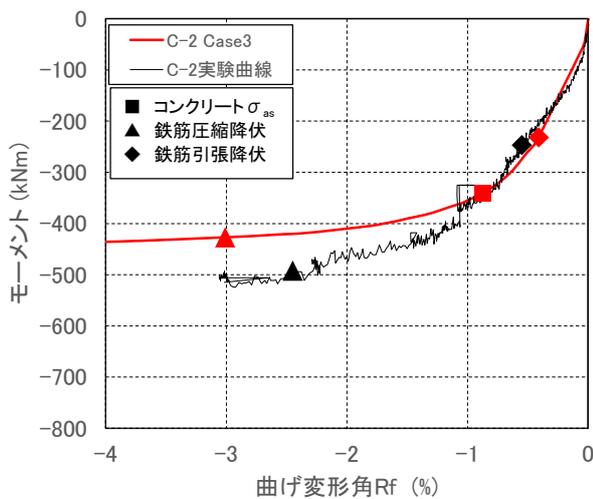


(a) 負側加力 (引張軸力)

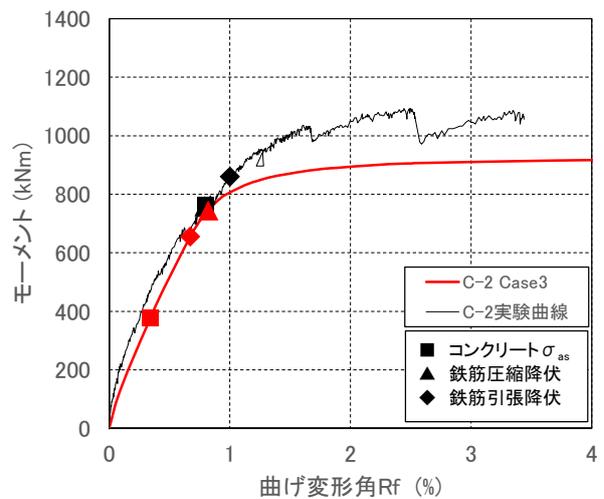


(b) 正側加力 (圧縮軸力)

図 3.4.2-9 Case2 解析結果 (曲げ変形角 Rf-モーメント関係 : C-2)



(a) 負側加力 (引張軸力)



(b) 正側加力 (圧縮軸力)

図 3.4.2-10 Case3 解析結果 (曲げ変形角 Rf-モーメント関係 : C-2)

3.4.3 短期許容曲げモーメント時の試験体損傷状況

(1) 残留変形状況

短期許容曲げモーメントに到達した加力サイクルにおける残留変形は、短期許容曲げモーメント到達後の変形状況を把握することを目的に、短期許容曲げモーメント時（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）、その加力サイクルのピーク時及び除荷時における試験体の損傷状態及び曲率、モーメント、全体変形角に着目し、計測結果から抽出した。解析ケースの Case1, Case2 における抽出結果を表 3.4.3-1 に示す。なお、Case3 は危険側の判定となったことから、検討を省略した。ここで、短期許容曲げモーメント時は曲率を ϕ_a 、全体変形角を R_a 、短期許容曲げモーメント到達後のピーク時は曲率を ϕ_p 、全体変形角を R_p 、そのピーク後の除荷時は曲率を ϕ_r 、全体変形角を R_r とする。また、短期許容曲げモーメント到達後の残留変形を確認するために R_r/R_p の値を計算した。また、表 3.4.3-1 に示す範囲の試験体のモーメントー全体変形角関係を正側、負側それぞれについて拡大し、図 3.4.3-1～図 3.4.3-4 に示す。

表 3.4.3-1 に示すように、Case1 の場合、 R_r/R_p は C-1 の正側で 0.21、負側で 0.05、C-2 の正側で 0.01、負側で 0.00 であった。Case2 の場合、 R_r/R_p は C-1 の正側で 0.19、負側で 0.14、C-2 の正側と負側ともに 0.00 であった。

表 3.4.3-1 短期許容曲げモーメントに到達した加力サイクルにおける残留変形状況

(a) 正側加力（圧縮軸力）

解析ケース	短期許容モーメントの決定要因	状況	損傷状態	モーメント (kNm)	全体変形角 (%)	Rr/Rp
C-1_Case1	コンクリート	短期許容モーメント時	—	Ma 230	Ra 0.166	0.21
		ピーク時	隙間部剥離	Mp 316	Rp 0.256	
		除荷時	—	Mr 5	Rr 0.053	
C-1_Case2	コンクリート	短期許容モーメント時	—	Ma 507	Ra 0.470	0.19
		ピーク時	隙間部剥離	Mp 561	Rp 0.500	
		除荷時	—	Mr 7	Rr 0.095	
C-2_Case1	コンクリート	短期許容モーメント時	—	Ma 363	Ra 0.289	0.01
		ピーク時	損傷無し	Mp 525	Rp 0.500	
		除荷時	—	Mr -22	Rr 0.003	
C-2_Case2	コンクリート	短期許容モーメント時	—	Ma 691	Ra 0.808	0.00
		ピーク時	隙間部剥離	Mp 722	Rp 1.005	
		除荷時	—	Mr -57	Rr 0.004	

(b) 負側加力（引張軸力）

解析ケース	短期許容モーメントの決定要因	状況	損傷状態	モーメント (kNm)	全体変形角 (%)	Rr/Rp
C-1_Case1	コンクリート	短期許容モーメント時	—	Ma -307	Ra -0.605	0.05
		ピーク時	隙間部剥離	Mp -346	Rp -0.752	
		除荷時	—	Mr 20	Rr -0.039	
C-1_Case2	鉄筋引張降伏	短期許容モーメント時		Ma -505	Ra -1.301	0.14
		ピーク時		Mp -539	Rp -1.502	
		除荷時		Mr 30	Rr -0.210	
C-2_Case1	鉄筋引張降伏	短期許容モーメント時		Ma -277	Ra -0.974	0.00
		ピーク時		Mp -279	Rp -1.005	
		除荷時		Mr 102	Rr -0.002	
C-2_Case2	鉄筋引張降伏	短期許容モーメント時		Ma -427	Ra -1.728	0.00
		ピーク時		Mp -418	Rp -2.005	
		除荷時		Mr 204	Rr -0.003	

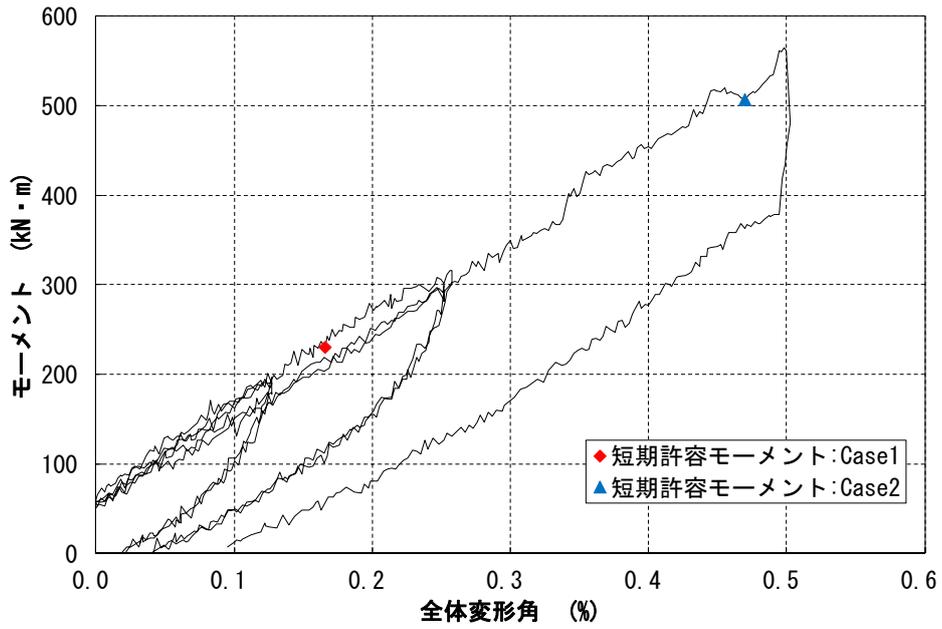


図 3.4.3-1 C-1 試験体正側のモーメント-全体変形角関係 (+0.5% 1 サイクルまで)

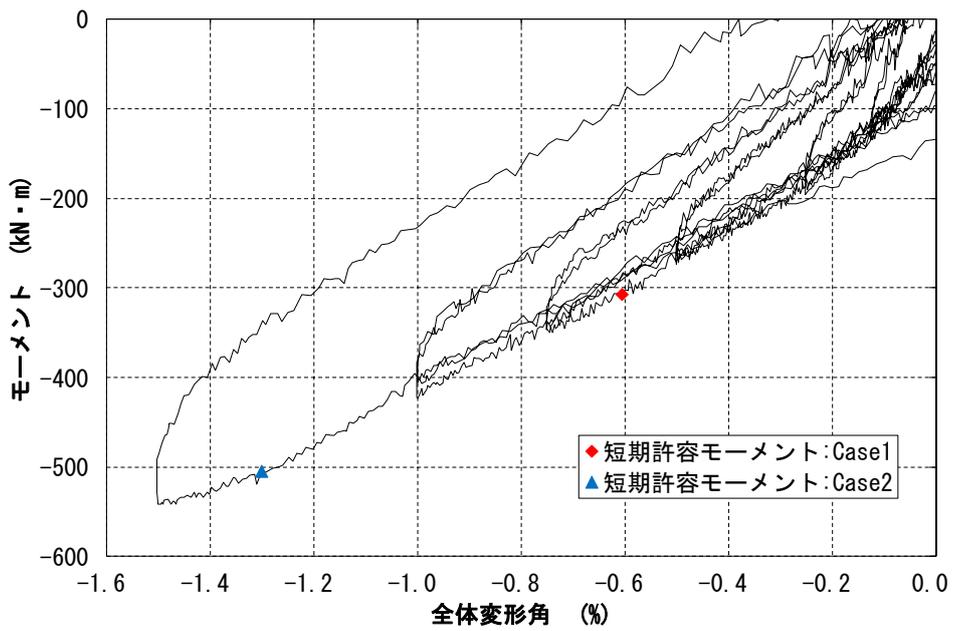


図 3.4.3-2 C-1 試験体負側のモーメント-全体変形角関係 (-1.5% 1 サイクルまで)

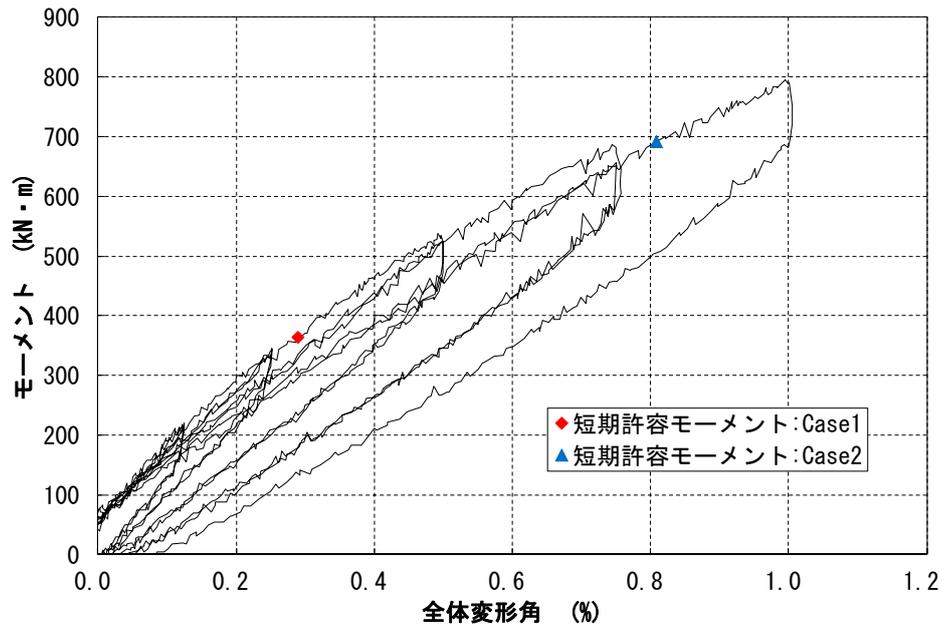


図 3.4.3-3 C-2 試験体正側のモーメント-全体変形角関係 (+1.0% 1 サイクルまで)

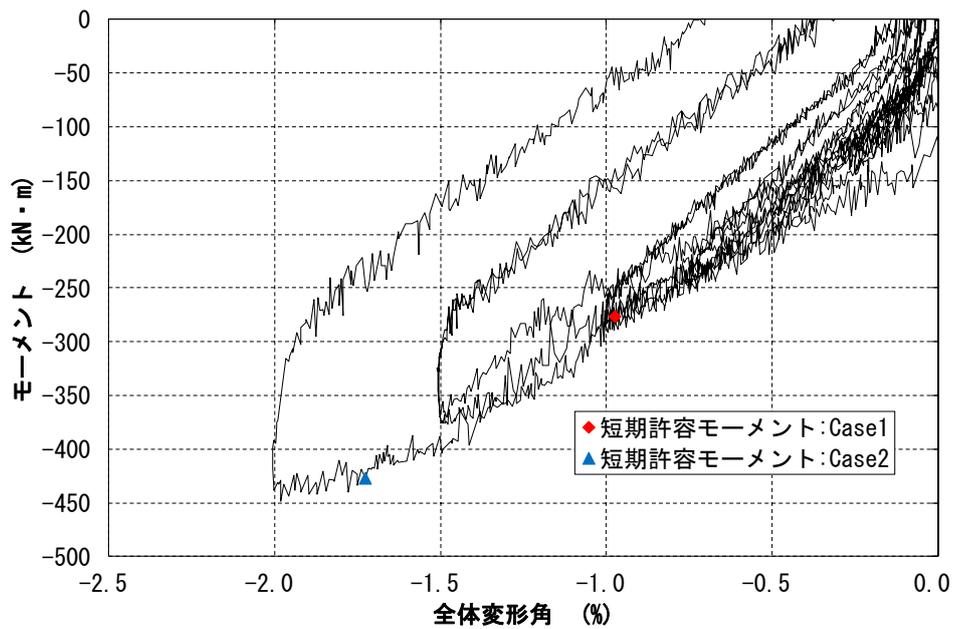


図 3.4.3-4 C-2 試験体負側のモーメント-全体変形角関係 (-2.0% 1 サイクルまで)

(2) 損傷状況

試験体のコンクリートに関して、損傷状況を確認するため、解析ケースにおける短期許容曲げモーメント到達後の除荷時の状況を写真3.4.3-1～写真3.4.3-5に示す。C-2のCace1以外のC-1のCace1及びCace2、C-2のCace2では、隙間部のコンクリート表面において剥離が見られた。また、引張側で発生したひび割れが見られた。



(a) 頭部 N 側-隙間部



(d) 脚部 S 側-隙間部

写真 3. 4. 3-1 短期許容曲げモーメント到達後の除荷時（圧縮側）の状況：C-1
(Case1 R=+0.25% 2 サイクル目除荷時)



(a) 頭部 S 側-隙間部



(d) 脚部 N 側-隙間部

写真 3. 4. 3-2 短期許容曲げモーメント到達後の除荷時（圧縮側）の状況：C-1
(Case1 R=-0.75% 2 サイクル目除荷時)



(a) 頭部 N 側-隙間部



(d) 脚部 S 側-隙間部

写真 3. 4. 3-3 短期許容曲げモーメント到達後の除荷時（圧縮側）の状況：C-2
(Case1 R=+0.50% 1 サイクル目除荷時)



(a) 頭部 N 側-隙間部



(d) 脚部 S 側-隙間部

写真 3. 4. 3-4 短期許容曲げモーメント到達後の除荷時（圧縮側）の状況：C-1
(Case2 R=+0.50% 2 サイクル目除荷時)



(a) 頭部 N 側-隙間部



(d) 脚部 S 側-隙間部

写真 3. 4. 3-5 短期許容曲げモーメント到達後の除荷時（圧縮側）の状況：C-2
(Case2 R=+1.00% 2 サイクル目除荷時)

3.4.4 耐力評価のまとめ

本研究では、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最大耐力の耐力評価を行った。なお、解析では鋼管の拘束効果を見逃した Case1 と、鋼管の拘束効果を考慮した Case2 を実施した。コンクリートの圧縮強度だけでなく、ヤング係数においても鋼管の拘束効果を考慮した Case3 は、危険側の判定となったことから省略する。

短期許容曲げモーメントの耐力比較（実験値/計算値）を表 3.4.4-1 に示す。短期許容曲げモーメント時の評価は、Case1 と Case2 とともに実験値/計算値が 1.0 を上回ったが、C-2 の Case1 以外の C-1 の Case1 及び Case2、C-2 の Case2 では、隙間部のコンクリート表面において剥離が見られた。短期許容曲げモーメント到達後の残留変形 R_r/R_p は、変動軸力比が-0.5~0.185 の C-2 ではほとんど見られず、変動軸力比が-0.21~0.43 の C-1 では最大で 0.21 であった。

表 3.4.4-1 短期許容曲げモーメント（実測値/計算値）

試験体	解析ケース	加力方向	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	R_r/R_p
C-1	Case1	正側	コンクリート	162	230	1.42	0.21
	Case2		コンクリート	394	507	1.29	0.19
	Case1	負側	コンクリート	-245	-307	1.26	0.05
	Case2		引張降伏	-337	-380	1.13	0.14
C-2	Case1	正側	コンクリート	200	363	1.82	0.01
	Case2		コンクリート	473	691	1.46	0.00
	Case1	負側	引張降伏	-229	-247	1.08	0.00
	Case2		引張降伏	-229	-247	1.08	0.00

最大耐力の比較（実験値/計算値）を表 3.4.4-2 に示す。Case1 のように鋼管による拘束効果を見逃した場合、最大耐力の実験値/計算値は正側で 3.26, 2.40 となり実験値を過小評価した。また負側も同様に 1.50, 1.42 となり実験値を過小評価した。このことから、鋼管の拘束効果を適切に評価する必要があることがわかった。

Case2 のように 2 章の評価式（式 2.5-2）、（式 2.5-3）により鋼管による拘束効果を用いて耐力評価した場合、最大耐力の実験値/計算値は正側で 1.28, 1.33, 負側で 1.18, 1.19 となり概ね安全側に評価できていることを確認した。なお、今回の実験では杭体の最大耐力を確認できていないことを踏まえると、実験値/計算値は表 3.4.4-2 に示す評価結果よりも安全側になると考えられる。

表 3.4.4-2 最大耐力（実測値/計算値）

試験体	解析ケース	加力方向	計算値 (kNm)	実験値 (kNm)	実験値/計算値
C-1	Case1	正側	414	1349	3.26
	Case2		1054	1349	1.28
	Case1	負側	-481	-724	1.50
	Case2		-611	-724	1.18
C-2	Case1	正側	511	1227	2.40
	Case2		922	1227	1.33
	Case1	負側	-370	-524	1.42
	Case2		-441	-524	1.19

3.5 結論

3.5.1 まとめ

拘束効果を期待した鋼管巻き中実杭の構造性能を確認することを目的に静的載荷実験を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 鋼管巻き中実杭 C-1 は SC 杭 C-3 に比べ、圧縮軸力下における終局耐力及び変形性能が大きくなった。
- (2) SC 杭 C-3 では、最大耐力時に局部座屈が発生し、実験終了時まで長期軸力以上の軸力を保持できたものの鉛直方向の変形は、13mm 程度発生しており、部材角の増大に伴う鉛直変形の増加が著しい。
- (3) 試験体内部と外側の鋼管の曲率分布を比較したところ、曲率分布の挙動に大きな違いが見られ、鋼管端部に隙間部を設けることにより、内部のコンクリート部とは独立して鋼管が挙動したことを確認できた。鋼管は端部の隙間部のみの変形が大きくなっており、鋼管自体はほとんど変形していなかった。
- (4) 鋼管巻き中実杭について、C-1 及び C-2 の圧縮軸力下での鋼管による側圧は、 $R=4.0\%$ の時に圧縮縁で 19.19N/mm^2 及び 18.41N/mm^2 、引張縁で 4.10N/mm^2 及び 4.81N/mm^2 であった。一方で、引張軸力下では、 $R=4.0\%$ の時に圧縮縁で 15.96N/mm^2 及び 3.68N/mm^2 、引張縁で 19.19N/mm^2 及び 18.41N/mm^2 であった。圧縮軸力下では、圧縮縁と引張縁の側圧の差が大きいが、引張軸力下では、圧縮縁と引張縁の側圧の差が小さくなる結果となった。従って、コンクリートに大きな圧縮応力が作用する時に、当該拘束効果が大きいと期待できるといえる。それに加え、引張軸力下であっても鋼管による側圧によってコンクリートを拘束していたことがわかった。
- (5) 鋼管による拘束効果を評価した場合、C-1 と C-2 の最大耐力の実験値／計算値は正側でそれぞれ 1.28, 1.33, 負側でそれぞれ 1.18, 1.19 となり適切に評価できた。以上のことから、鋼管による拘束効果を考慮することで、最大耐力を適切に評価できることがわかった。
- (6) 鋼管による拘束効果を評価した場合、C-1 と C-2 の短期許容曲げモーメント時の強度は、実験値／計算値は正側でそれぞれ 1.29, 1.46, 負側でそれぞれ 1.08, 1.17 となり適切に評価できた。以上のことから、鋼管による拘束効果を考慮することで、短期許容曲げモーメントを適切に評価できることがわかった。
- (7) 鋼管巻き中実杭について、軸方向鉄筋の降伏領域の検討を行った結果、C-1 と C-2 のスタブ側の圧縮降伏した範囲は 4.0% 全体変形角時点で $0.50D$ (D :試験体外径) とほとんど同じだった。一方で、試験体側は違いが見られ、圧縮降伏した範囲は 4.0% 全体変形角時点で、C-1 では $0.64D$ 、C-2 では $0.40D$ と、C-1 のほうが $0.24D$ 大きくなった。これは、C-1 のほうが C-2 よりも試験体に作用させた圧縮軸力が大きいため、C-1 のほうが $0.24D$ 大きくなったと考えられる。また、載荷後に、鋼管を剥ぎ取り試験体コンクリートの損傷領域を確認したところ、中実杭端部のコンクリートは軽微な損傷であった。その一方でスタブ側には広い範囲で剥離が見られたため、スタブ側で終局状態が決まっている可能性がある。
- (8) 断面の平面保持を仮定した断面解析では、正側または負側の Pushover 解析をそれぞれ $R=10\%$ まで実施した。なお、実験と同じルールで変動軸力を作用させて解析を行った。曲率－モーメント関係や変形角－モーメント関係を見ると、実験結果に対して解析結果は剛性を過小評価する傾向にあった。
- (9) 隙間部回転角 θ_s の全体変形角に対する割合は、小変形で少し小さくなるものの、全体変形角

第3章 杭の曲げせん断実験

$R=0.5\%$ 以降はほとんど変化せず、 θ_s/R が80%~90%の範囲となった。軸方向鉄筋の隙間部位置での曲率と軸方向鉄筋の降伏範囲の最大値である全体変形角 $R=-4.0\%$ 時の値 (C-1 : 1.14D, C-2 : 0.96D) を使用して計算を行うことで隙間部の回転角を概ね計算でき、(8)の結果を考慮すれば、設計上この計算方法が有効であると考えている。

- (10) C-1 及び C-2 の圧縮軸力側では、杭の鋼管や軸方向鉄筋が降伏し杭のモーメントが頭打ちになったものの、杭体の隙間の損傷だけでなく試験体スタブの損傷も激しく、破壊は杭体及び試験体スタブの両方で起こったと考えている。このことから、実験値はほぼ杭体の最大耐力かそれ以上と考えられる。一方 C-1 及び C-2 試験体の引張軸力側では、実験の最大耐力を得る前に加力を終了しており、最大耐力を得るまで加力は実施していないが、少なくとも実験値以上の耐力があることは確認できた。以上より、C-1, C-2 では杭体の正確な終局耐力を確認できなかったことから、4章において、杭体のみの曲げ実験を行う。

参考文献

- [3-1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018.3
- [3-2] 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010.11
- [3-3] 平石久廣ほか3名：杭頭に接合部を設けた降伏機構分離型鉄筋コンクリート造杭の開発，コンクリート工学論文集，第22巻 第1号，pp. 23-31，2011.1
- [3-4] 向井智久ほか16名：大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究，建築研究資料第195号，2019.10