

## 第2章

### 杭の中心一軸圧縮実験

## 2.1 はじめに

本研究では、1.1 節で述べた研究背景を踏まえ、大地震時の変動軸力作用下においても、建物の継続使用性を確保するために十分な靱性能を有する杭体の開発を行う。本章は特に圧縮靱性に着目し、基本的な杭の圧縮挙動を確認することを目的に一軸圧縮実験を実施する。

一軸圧縮実験では、基本的な圧縮靱性能を確認するための基礎的な試験体を A シリーズとして、中空断面を持つ既製コンクリート杭を模した試験体、文献[2-1]や[2-2]を参考に既製コンクリート杭の外側に端部に隙間部を設け鋼管を取付けた試験体、上部構造の圧縮靱性のある RC 柱を模した試験体を設定した。

次に、既製コンクリート杭は中空断面で圧縮靱性を発揮することが難しいと考えられたため、中実断面となる既製コンクリート杭を想定した試験体での検討を B シリーズとした。

## 2.2 実験概要

### 2.2.1 試験体諸元

試験体一覧を表 2.2.1-1 に、試験体詳細図面を図 2.2.1-1～図 2.2.1-8 に示す。

各シリーズでの試験体の詳細は、以下のとおりである。

#### (1) 圧縮靱性確認のための基礎的検討（試験体 A シリーズ）

A-1：基本の試験体で、PHC 杭を模し、中空断面で上下端部に継手金物がある。ただし、軸方向の PC 鋼材は配置せず、コンクリートのみとした。壁厚は PHC 杭の杭径 400mm の標準厚である  $t=65\text{mm}$  とした。

A-2：A-1 に拘束効果を期待した鋼管で補強した試験体である。なお、鋼管と端板の間は隙間部 10mm を上下に設けた。

A-3：高性能の圧縮靱性がある RC 柱を模擬した 500mm 角の RC 試験体。なお、せん断補強筋、中子筋を井形に配して圧縮靱性を高めた。また、せん断補強筋比は 1.59%、中子筋（拘束筋）の体積比は 4.08% とした。

#### (2) 中実断面となる既製コンクリート杭を想定した検討（試験体 B シリーズ）

本シリーズでは、A シリーズでの実験結果を受け、中実断面、鋼管拘束構造の性能を検討した。

##### 1) 試験体諸元：共通事項

杭径：400mm

端板：16mm（両端）

コンクリート部：中実断面

コンクリート設計基準強度：45N/mm<sup>2</sup>、中空断面の A シリーズと比較するため、軸圧縮耐力(kN)が同じとなる強度とした。

##### 2) 各試験体

B-1：基本の試験体で、上下端部に端板を設け、コンクリートのみの試験体。

B-2-1：鋼管拘束効果のみを発揮させるために端部が接合されていない外殻鋼管で補強した試験体である。鋼管厚の影響を確認するため、薄い場合の  $t=4.5\text{mm}$  とした。

B-2-2：鋼管拘束効果のみを発揮させるために端部が接合されていない外殻鋼管で補強した試験体である。鋼管厚の影響を確認するため、また A-2 の試験と比較するために  $t=9.0\text{mm}$  とした。

B-2-3 : B-2-2 での仕様に加え、軸方向鉄筋を配置した。鋼管拘束の場合、引張に対し軸方向鉄筋を配置することから、実際を想定・確認する。

B-3 : SC 杭（鋼管厚  $t=9.0\text{mm}$ ）と同様に端部金具と外殻鋼管を溶接し、一方でコンクリート部は中実とした試験体である。なお、通常は鋼管厚  $6\text{mm}$  程度を用いることが一般的である。

表 2.2.1-1 試験体一覧

試験体	外径 <sup>※1</sup> (mm)	高さ <sup>※1</sup> (mm)	断面形状	コンクリート厚 (mm)	鋼管厚 (mm)	鋼管長 (mm)	端板— 鋼管 接続方法	隙間部 (mm)	軸方向 鉄筋	試験区間 (mm)
A-1	400	400	中空円形	69.3	—	—	—	—	—	368
A-2	400	400	中空円形	58.6	8.7	348	非接合	20	—	368
A-3	500	500	中実正方形	—	—	—	—	—	16-D19	468
B-1	400.8	399.5	中実円形	—	—	—	—	—	—	367.5
B-2-1	398.1	397	中実円形	—	4.3	345	非接合	20	—	365
B-2-2	398.4	399	中実円形	—	9.2	348	非接合	20	—	367
B-2-3	398.8	400.6	中実円形	—	9.2	348	非接合	20	16-D32	369
B-3	399	398	中実円形	—	9.2	368	接合	—	—	366

※1 : A シリーズの外径および高さは計測できていなかったため、実測値ではなく設計値を示す。

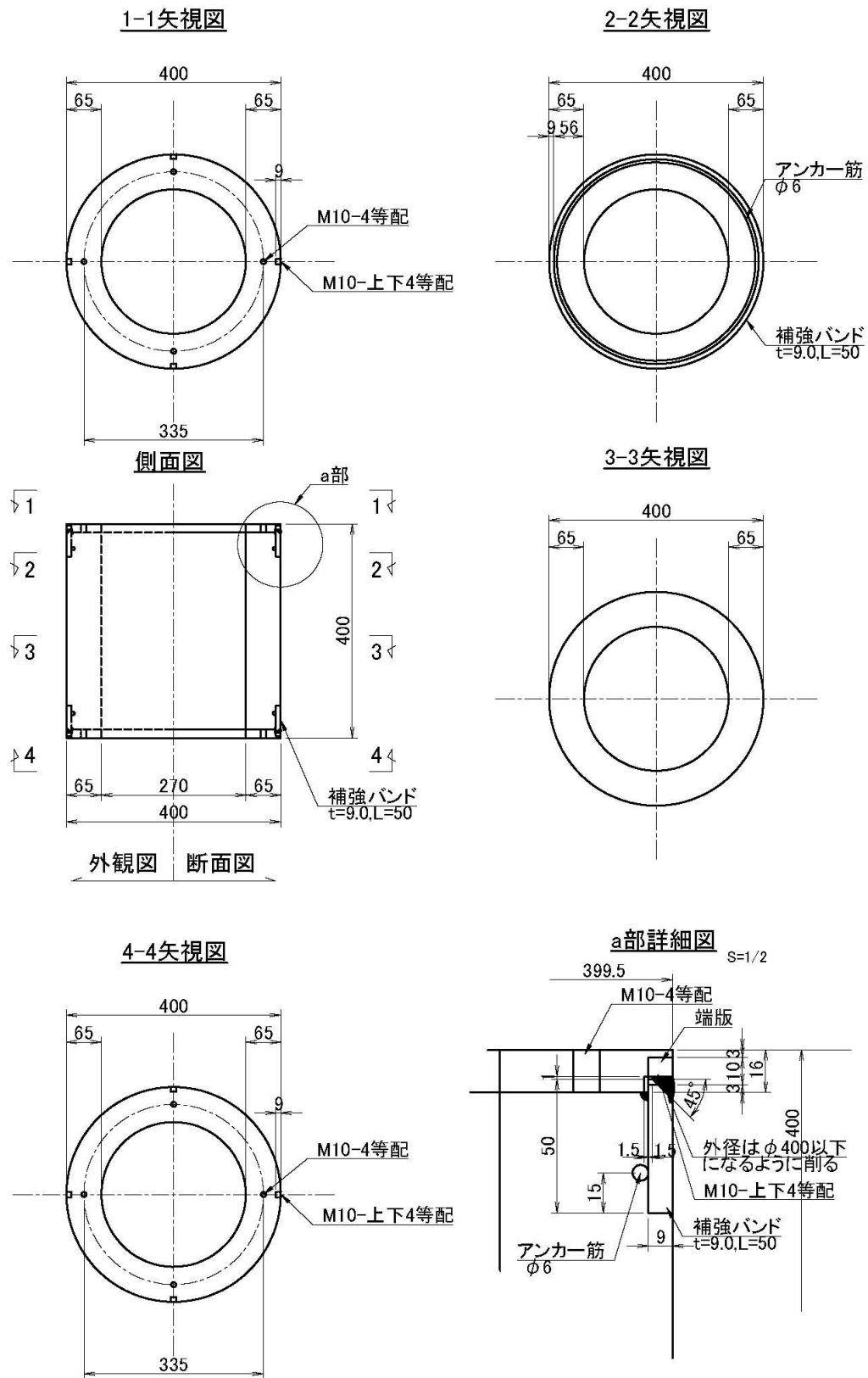


図 2. 2. 1-1 試験体詳細図面 : A-1



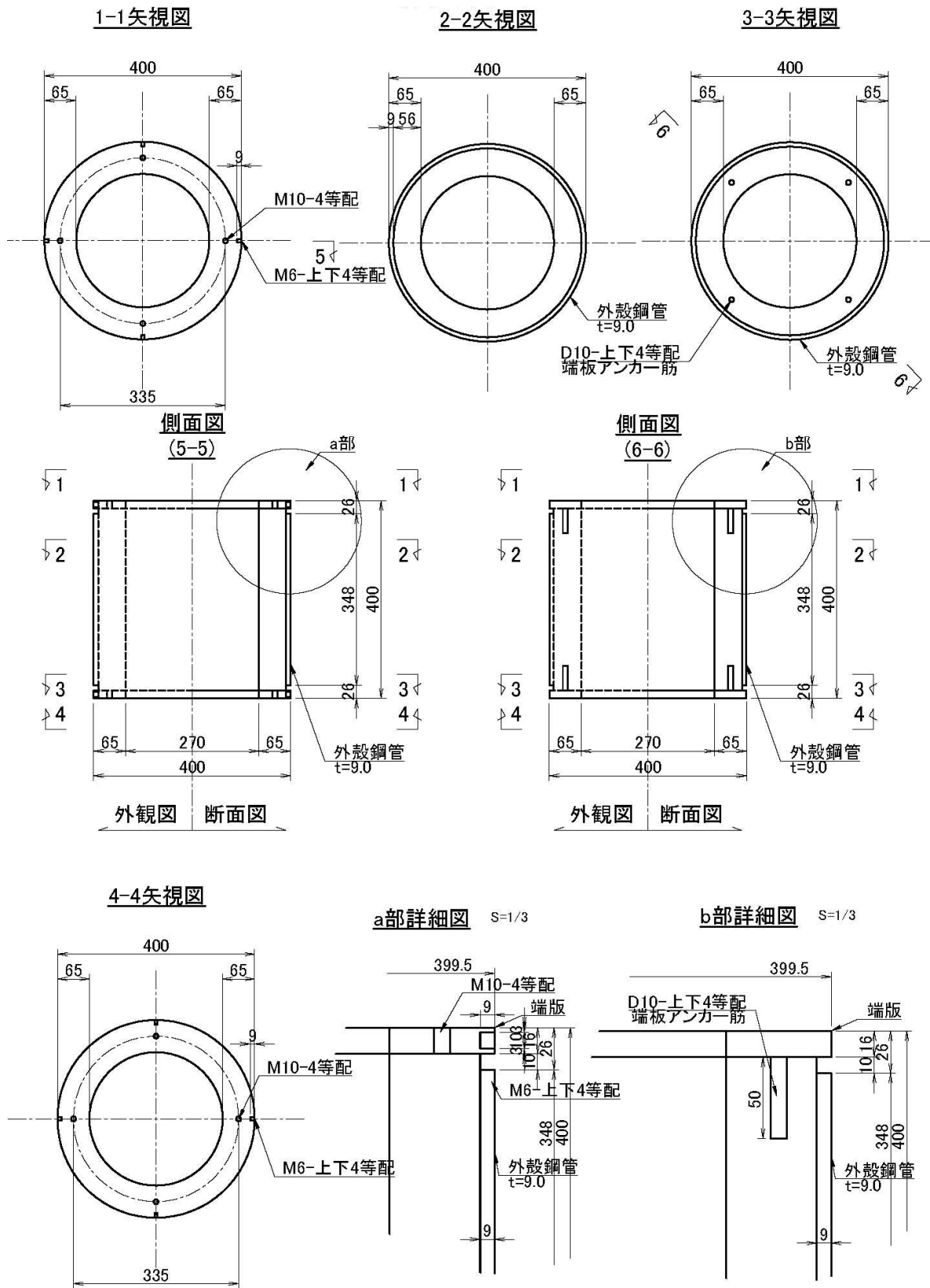


図 2.2.1-2 試験体詳細図面 : A-2

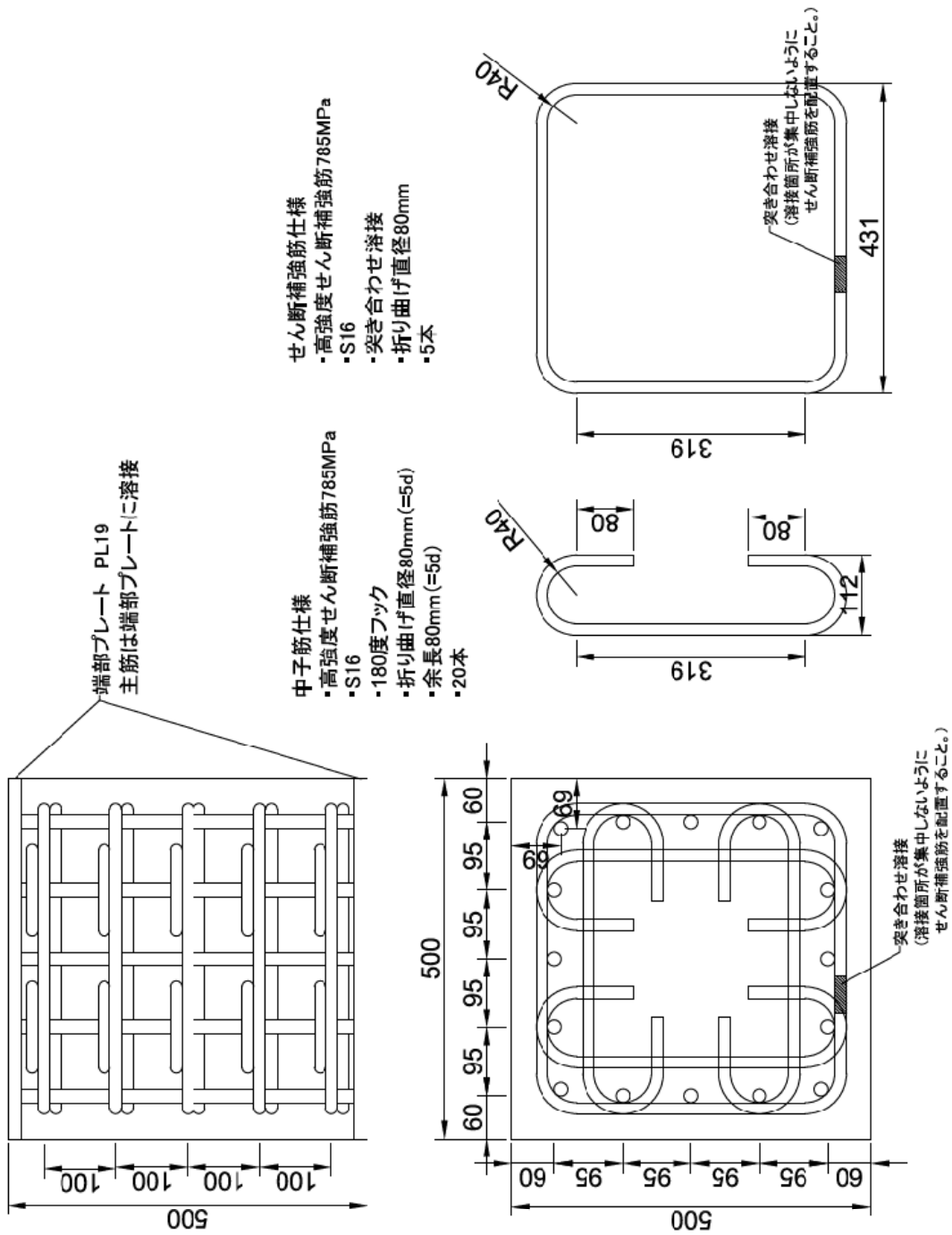


図 2. 2. 1-3 試験体詳細図面：A-3

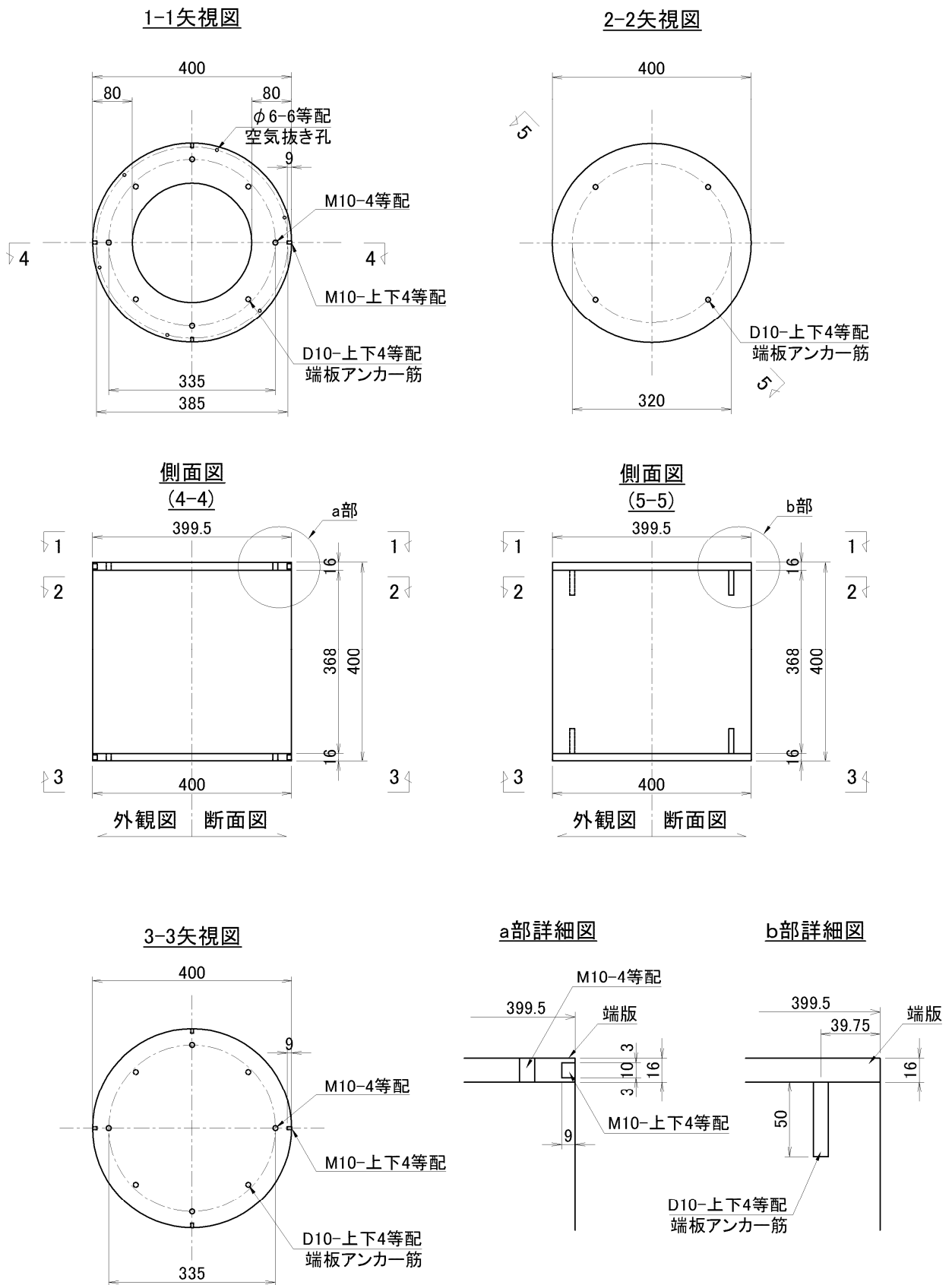


図 2. 2. 1-4 試験体詳細図面 : B-1

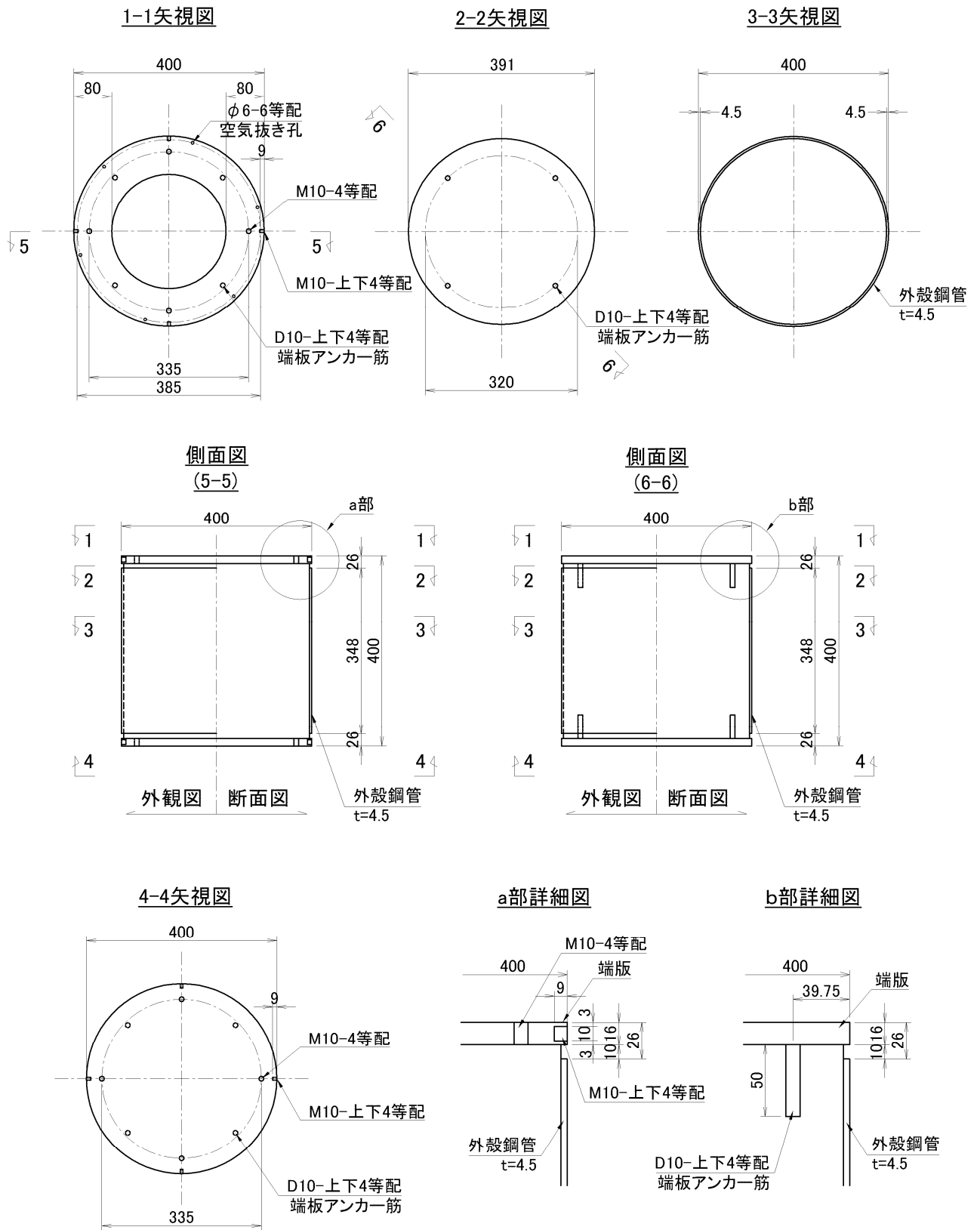


図 2. 2. 1-5 試験体詳細図面 : B-2-1

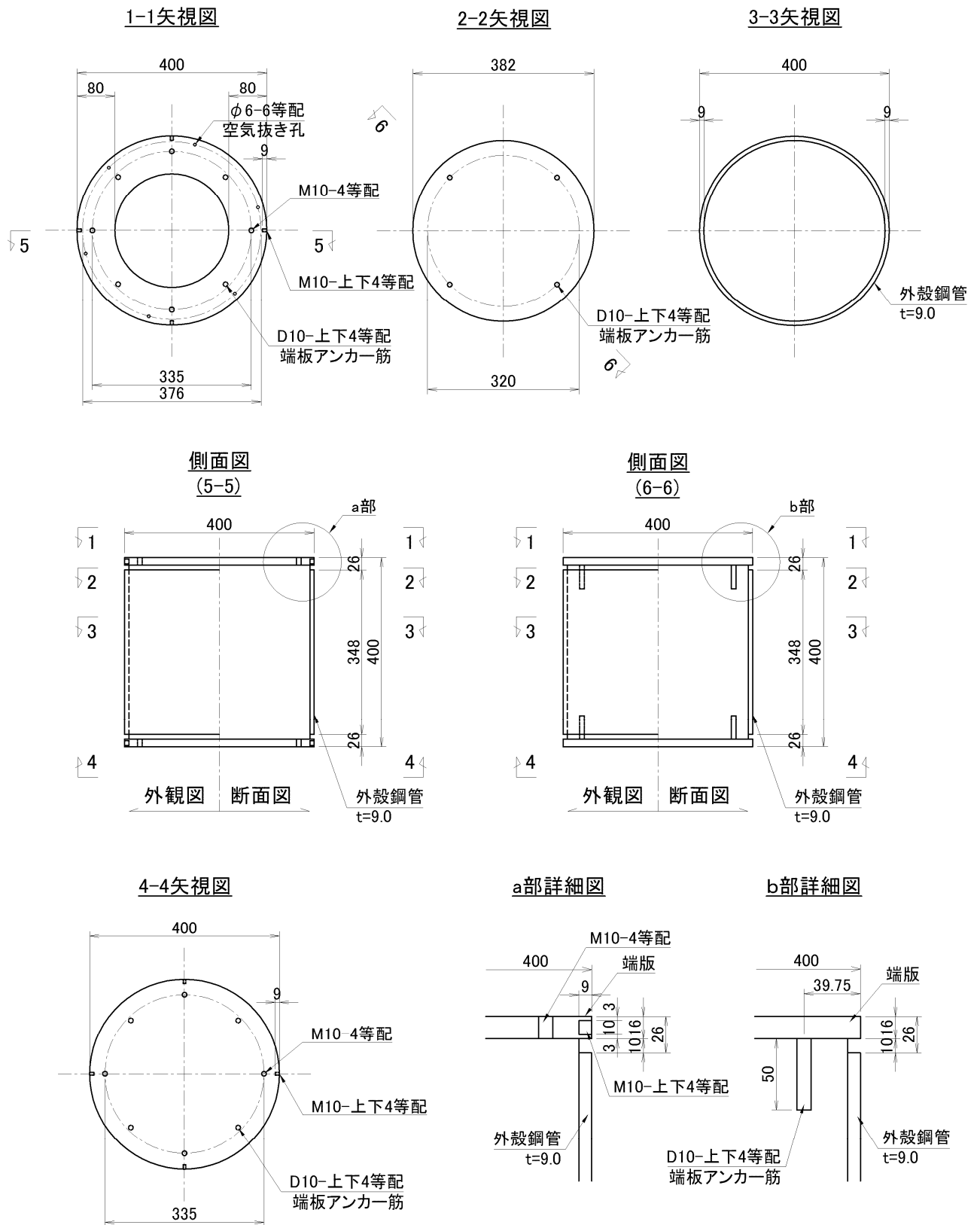


図 2.2.1-6 試験体詳細図面 : B-2-2

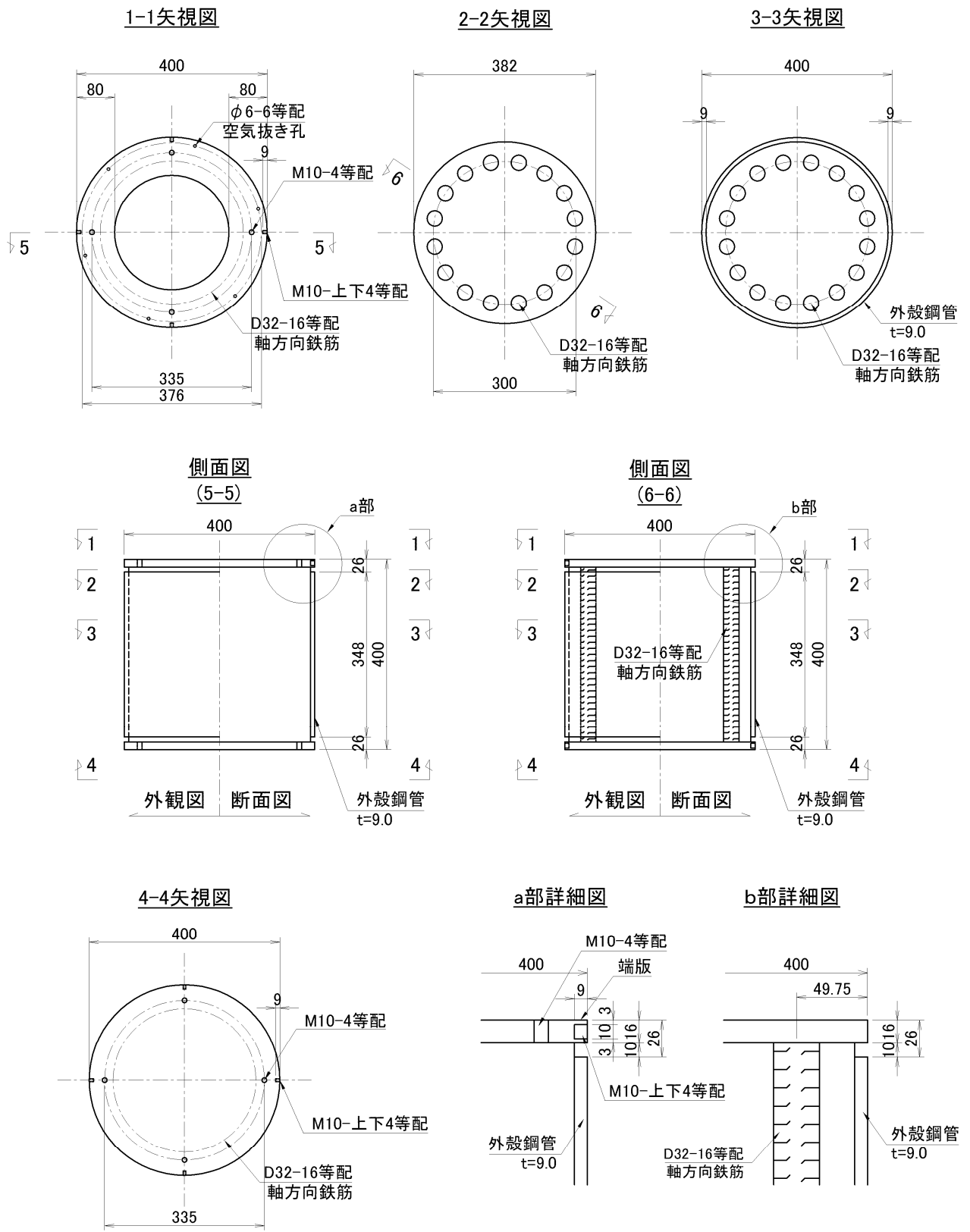


図 2. 2. 1-7 試験体詳細図面 : B-2-3

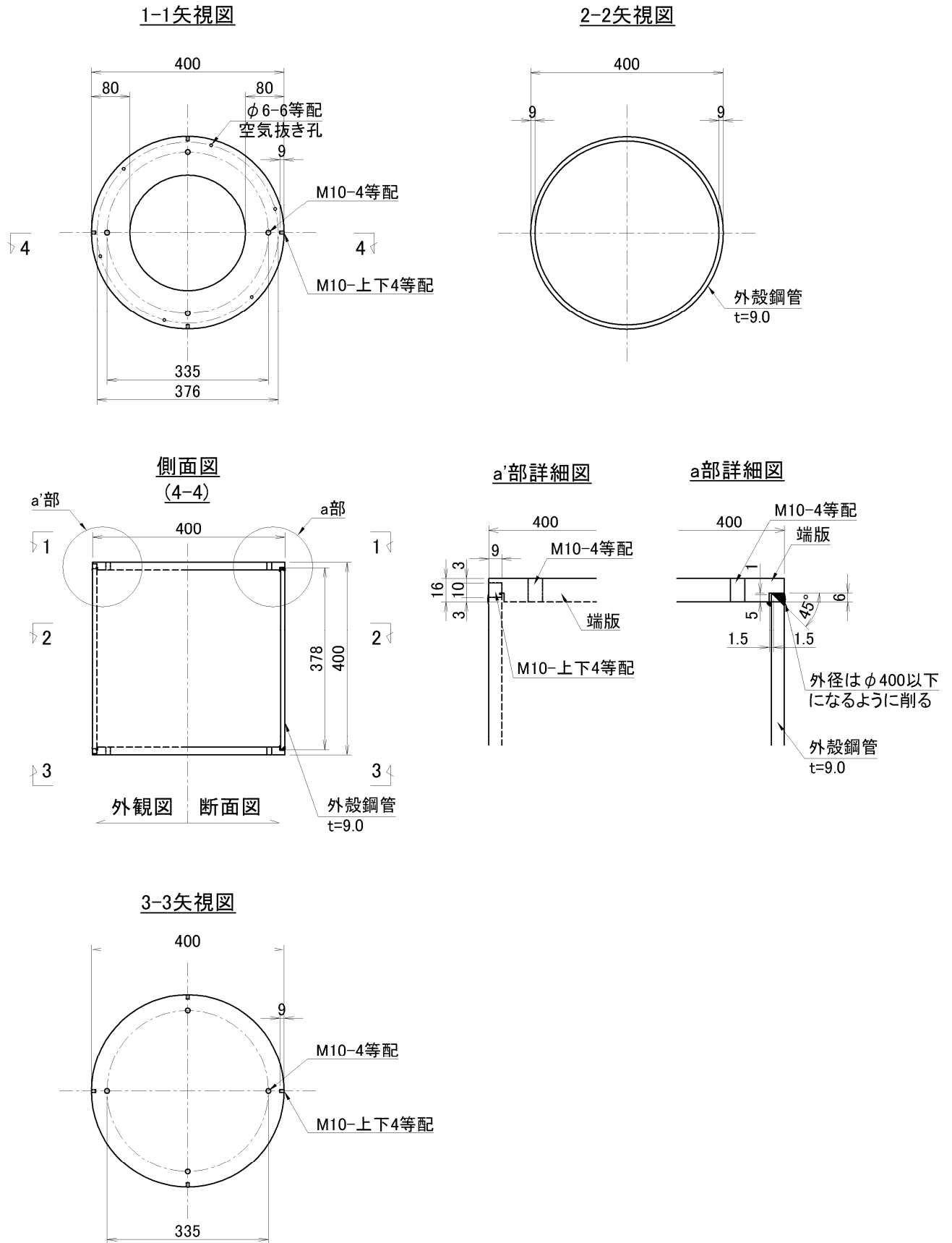


図 2. 2. 1-8 試験体詳細図面 : B-3

2.2.2 材料特性

表 2.2.2-1 および表 2.2.2-2 に各試験体のコンクリート、鋼材の材料試験結果を示す。

A-1, A-2 で使用したコンクリートは、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 SC 杭用の遠心力締固めコンクリートを用いた。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。

A-3 で使用したコンクリートは、設計基準強度 24MPa の普通コンクリートである。B シリーズで使用したコンクリートは、設計基準強度 40MPa 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、A-3 及び B シリーズの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。

表 2.2.2-1 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 $\sigma_B$ (MPa)	圧縮強度時歪 (%)	ヤング係数 (GPa)	割裂引張強度 (MPa)	ポアソン比
A-1	中空	35	112.9	0.281	44.2	-	0.214
A-2	中空	29	114.2	0.290	43.5	-	0.211
A-3	中実	35	30.1	0.220	24.1	2.04	0.186
B-1	中実	14	42.7	0.251	30.4	3.77	0.123
B-2-1	中実	14	50.3	0.237	31.1	3.64	0.127
B-2-2	中実	20	38.5	0.222	28.7	-	0.116
B-2-3	中実	20	44.9	0.221	30.8	3.87	0.119
B-3	中実	32	41.2	0.226	29.1	-	0.114

表 2.2.2-2 鋼材の材料試験値

	試験体	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)	破断ひずみ (%)
鉄筋 S16 <sup>※1</sup>	A-3	-	205	852	0.425	1051	13.4
鉄筋 D19	A-3	-	188	384	0.212	559	17.7
鉄筋 D32	B-2-3	-	198	441	0.234	610	26.5
鋼管	A-2	8.7	216	374	0.183	539	25.9
鋼管	B-2-1	4.3	188	359 <sup>※2</sup>	0.396	489	32.6
鋼管	B-2-2 B-2-3 B-3	9.2	208	388	0.186	525	24.8

※1:降伏強度の規格値が 785N/mm<sup>2</sup> の高強度せん断補強筋で、表面形状は異形鉄筋の形状と同じ。

※2:0.2%オフセット耐力



### 2.2.3 試験体の設計

A-3を除いて、外径400mm高さ400mmの既製杭である。Aシリーズは、基本的な圧縮靱性能を確認するための基礎的な試験体である。中空円形断面を持つ既製コンクリート杭A-1、文献[2-1]や[2-2]を参考にA-1の外側に鋼管を取り付けたA-2、比較用として上部構造の圧縮靱性のあるRC柱を模したA-3の3体である。なお、ここでいう鋼管は、試験体の上下の鋼製端板と鋼管の接続をせず隙間部を設けた鋼管のことである。既往の実験<sup>[2-1][2-2]</sup>と違い、施工性を考慮し鋼管とコンクリートの間の付着を除去するような特別な処理はしていないが、上下に設けたそれぞれ10mmの隙間部を設けることで鋼管に直接圧縮力が伝達しないように設計した。一方、Bシリーズは中空断面での圧縮靱性を発揮する杭が難しいことを想定し、断面を中実断面に変更した杭試験体を用いた検討を実施した。Bシリーズは既製コンクリート杭を想定したため、気中にて打設し、試験体端部に端板を設置した。B-1試験体は中実断面を持つ無筋の既製コンクリート杭であり、B-1試験体の外側に鋼管を取り付けたものがB-2シリーズであり、本章ではこれを鋼管巻き中実杭（非接合）とよぶ。B-2シリーズでは、鋼管の厚さの影響をB-2-1とB-2-2との比較で検討し、杭内の軸方向鉄筋の有無の影響をB-2-2とB-2-3との比較で検討する。また、外側に鋼管を取り付け上下端板と溶接したものがB-3であり、本章ではこれを鋼管巻き中実杭（接合）とよぶ。

A-1、A-2で使用したコンクリートは、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SC杭用の遠心力締固めコンクリートを用いた。A-3で使用したコンクリートは、設計基準強度24MPaの普通コンクリートである。Bシリーズで使用したコンクリートは、設計基準強度40MPa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。

### 2.2.4 測定方法

一軸圧縮実験は、図2.2.4-1に示すような載荷装置を用いて実施した。

載荷用スタブの4隅には、変位制御で用いるスタブ変位計（図2.2.4-2）を取り付けた。また、試験体の変位は、図2.2.4-2に示す試験体用変位計(D1～D4)を用いて計測した。この試験体用変位計取り付け時に必要なクリアランスを確保するため、またひずみゲージのリード線を逃がすため、試験体の上下に16mmの鋼製端板（図2.2.4-3）を設置した。また、試験体外側中央位置に、3軸ひずみゲージ（S1～S4）を貼付した。なお、ひずみゲージと変位計は、図2.2.4-2に示すように1～4の数字がそれぞれ対応するように同じ方角に設置した。中空の試験体(A-1、A-2)は、外側だけでなく内側のコンクリートにも同じ方角に3軸ひずみゲージ（SC1～SC4）を貼付した。また、軸方向筋を配したB-2-3には、鉄筋の軸方向の中央に1軸ひずみゲージを同じ方角に貼付した。

各試験体に取付けたひずみゲージ取り付け位置を図2.2.4-4～図2.2.4-10に示す。

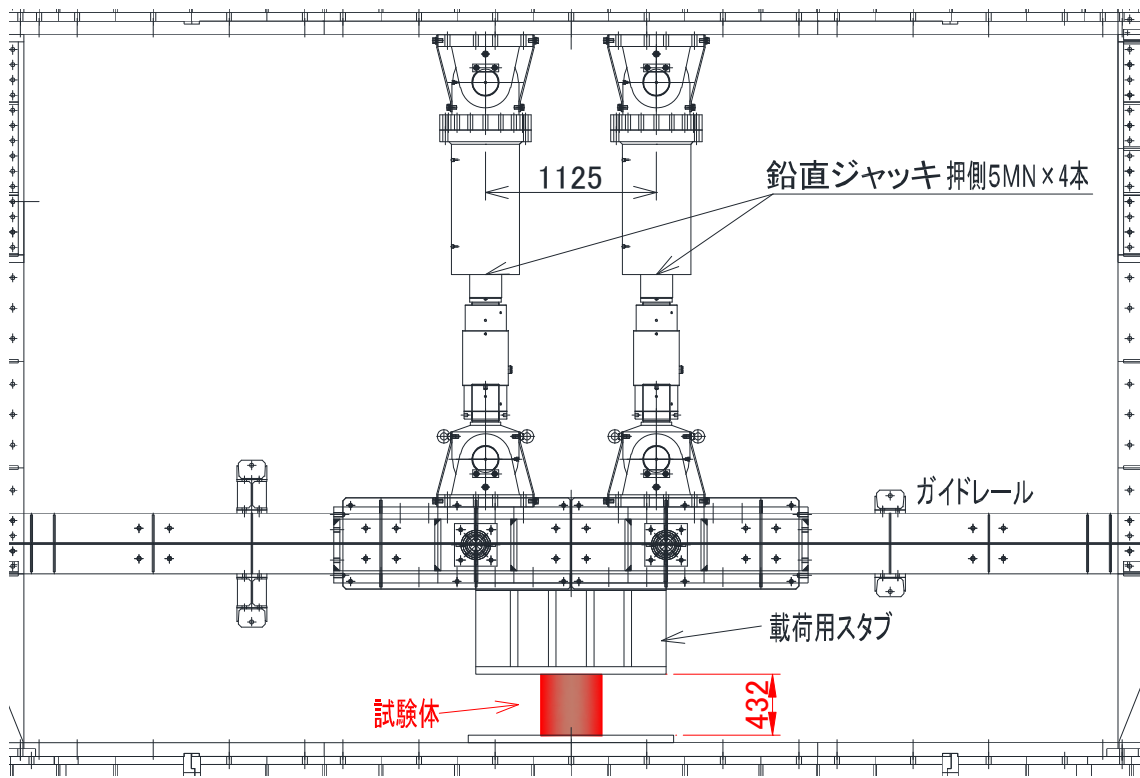


図 2. 2. 4-1 载荷装置と試験体設置状況

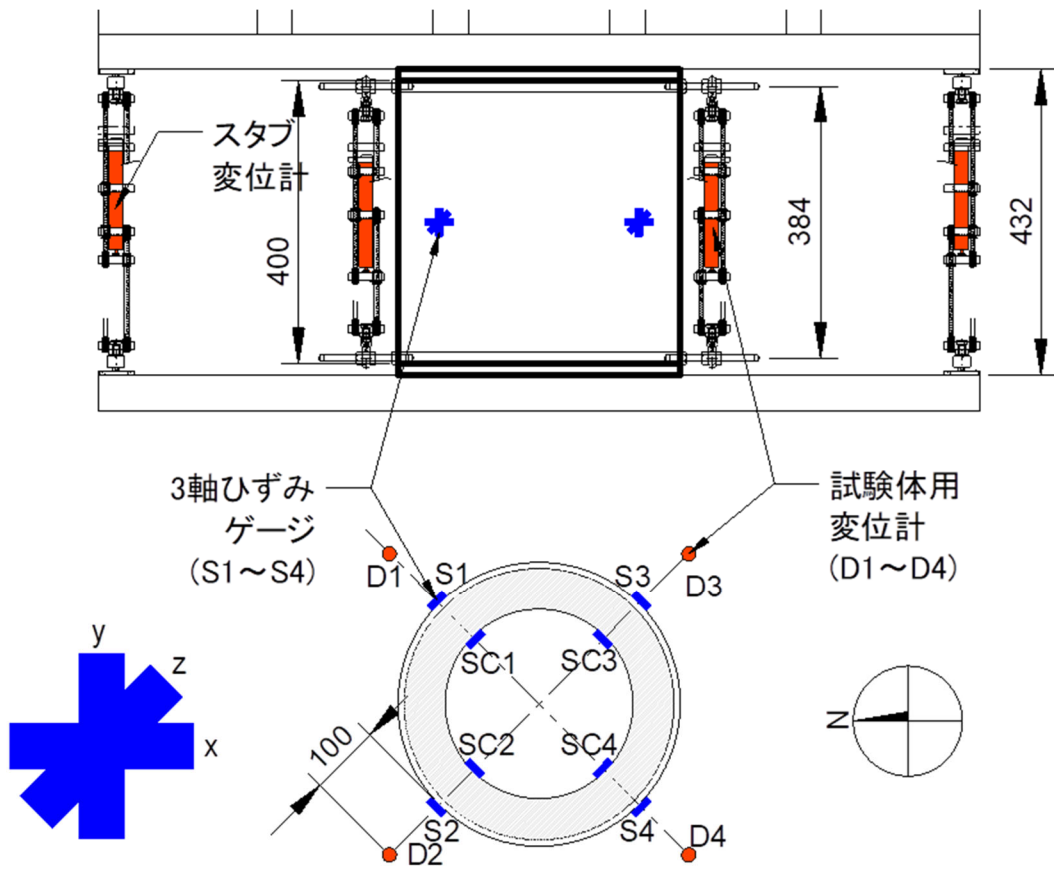


図 2. 2. 4-2 変位計及びひずみゲージ設置状況 (A-2 の例)

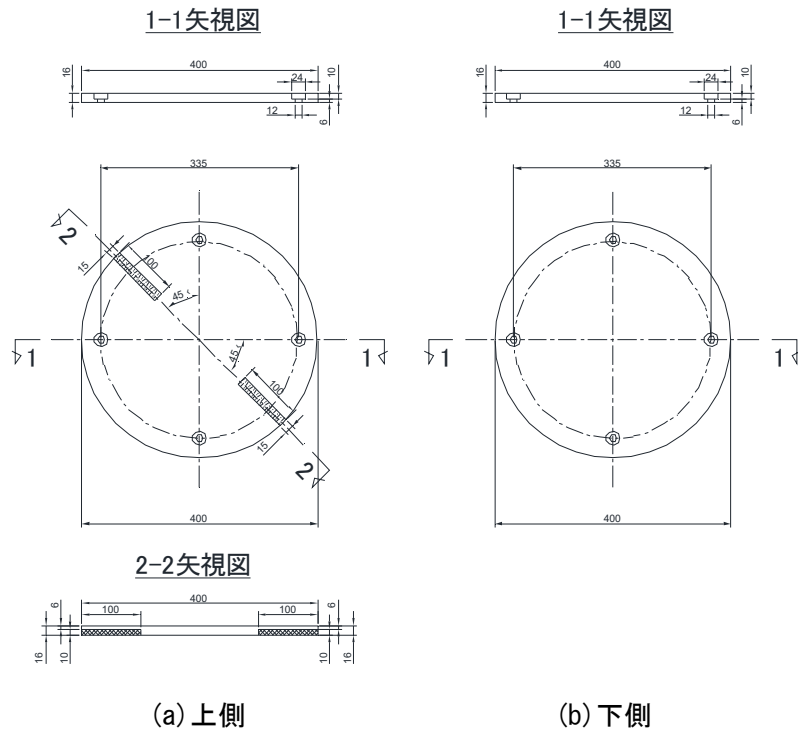


図 2.2.4-3 変位計クリアランス確保およびリード線回避用端板

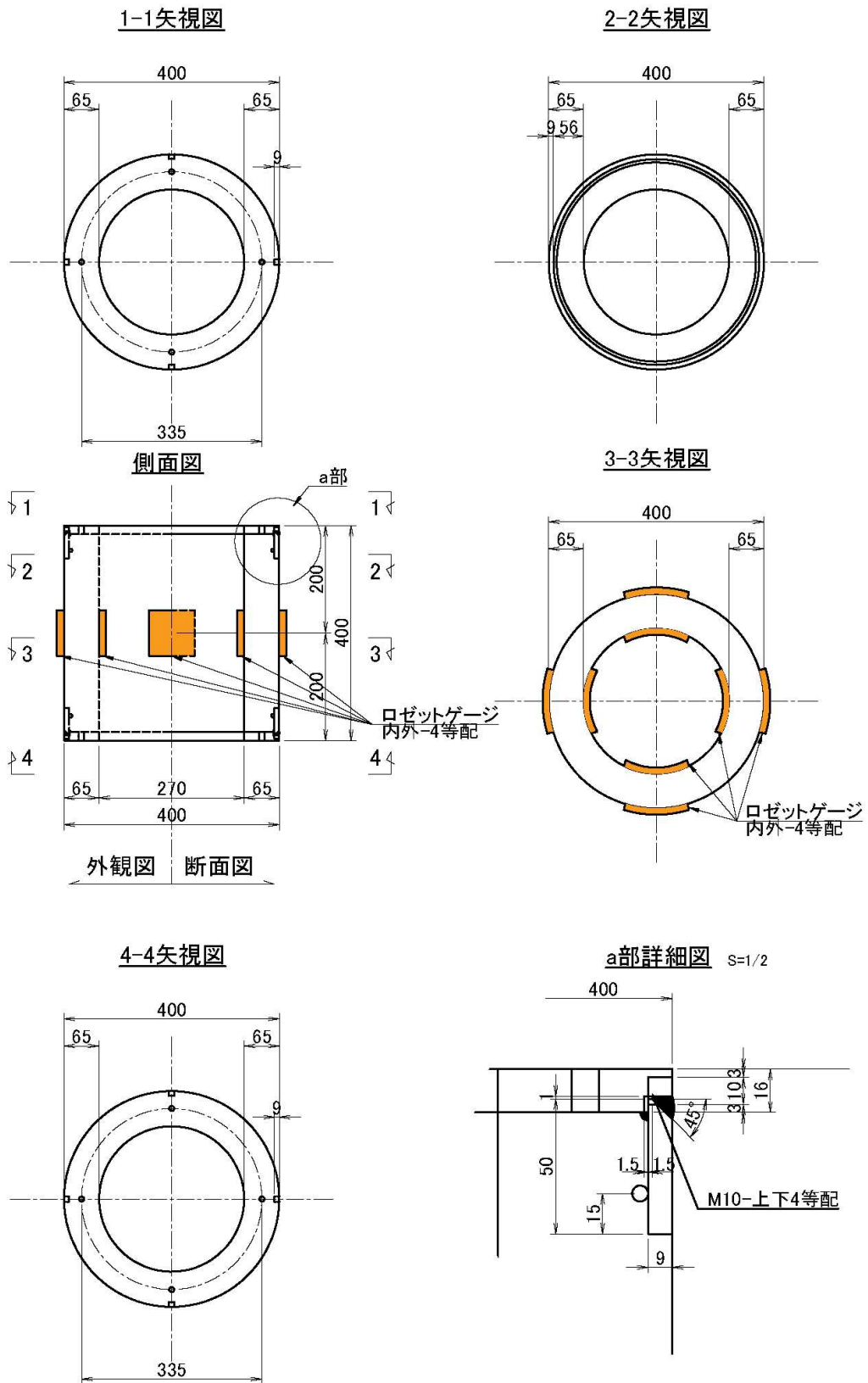


図 2.2.4-4 ひずみゲージ取付け位置 : A-1

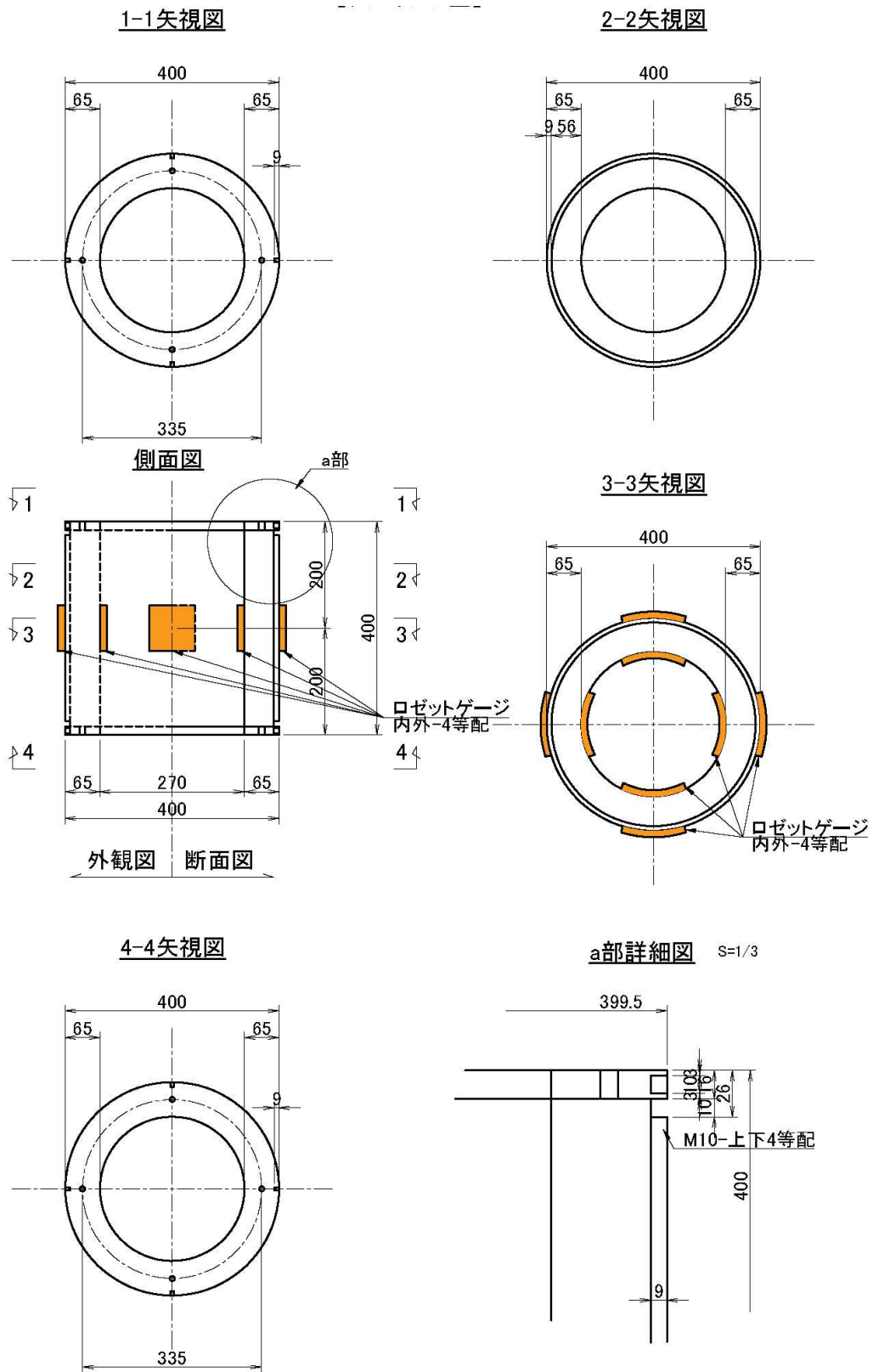


図 2. 2. 4-5 ひずみゲージ取付け位置 : A-2

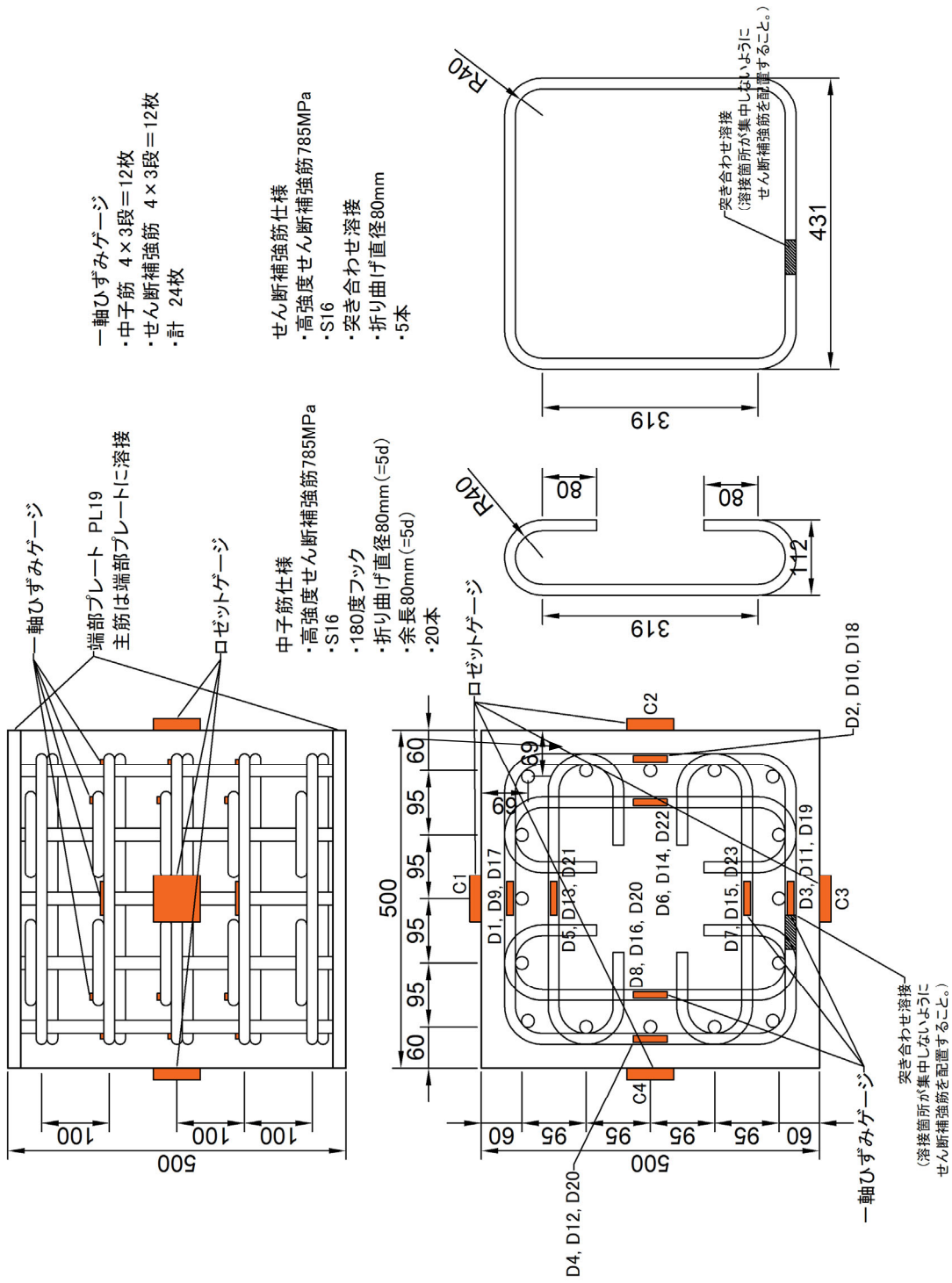


図 2.2.4-6 ひずみゲージ取り付け位置：A-3

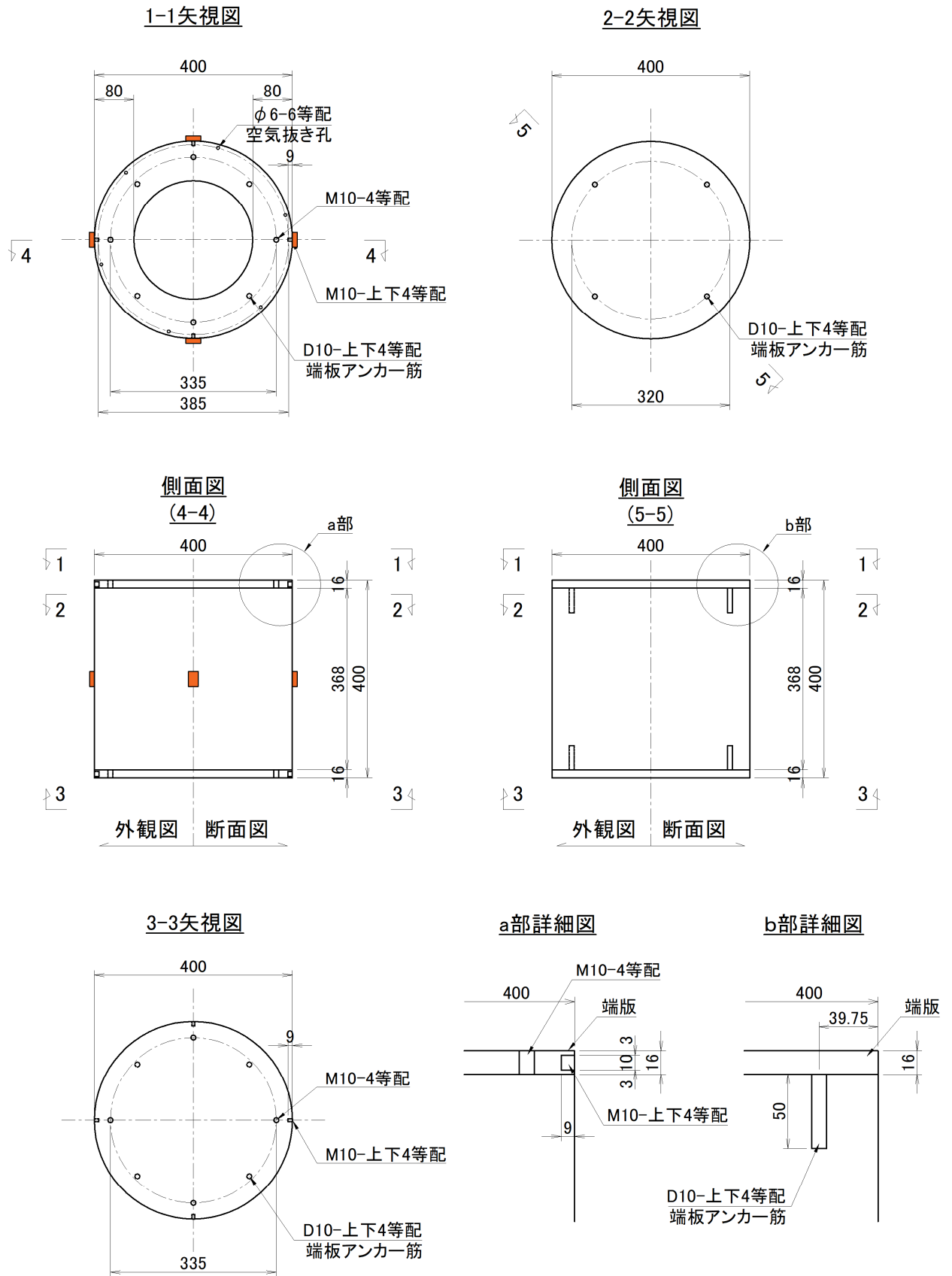


図 2.2.4-7 ひずみゲージ取付け位置 : B-1

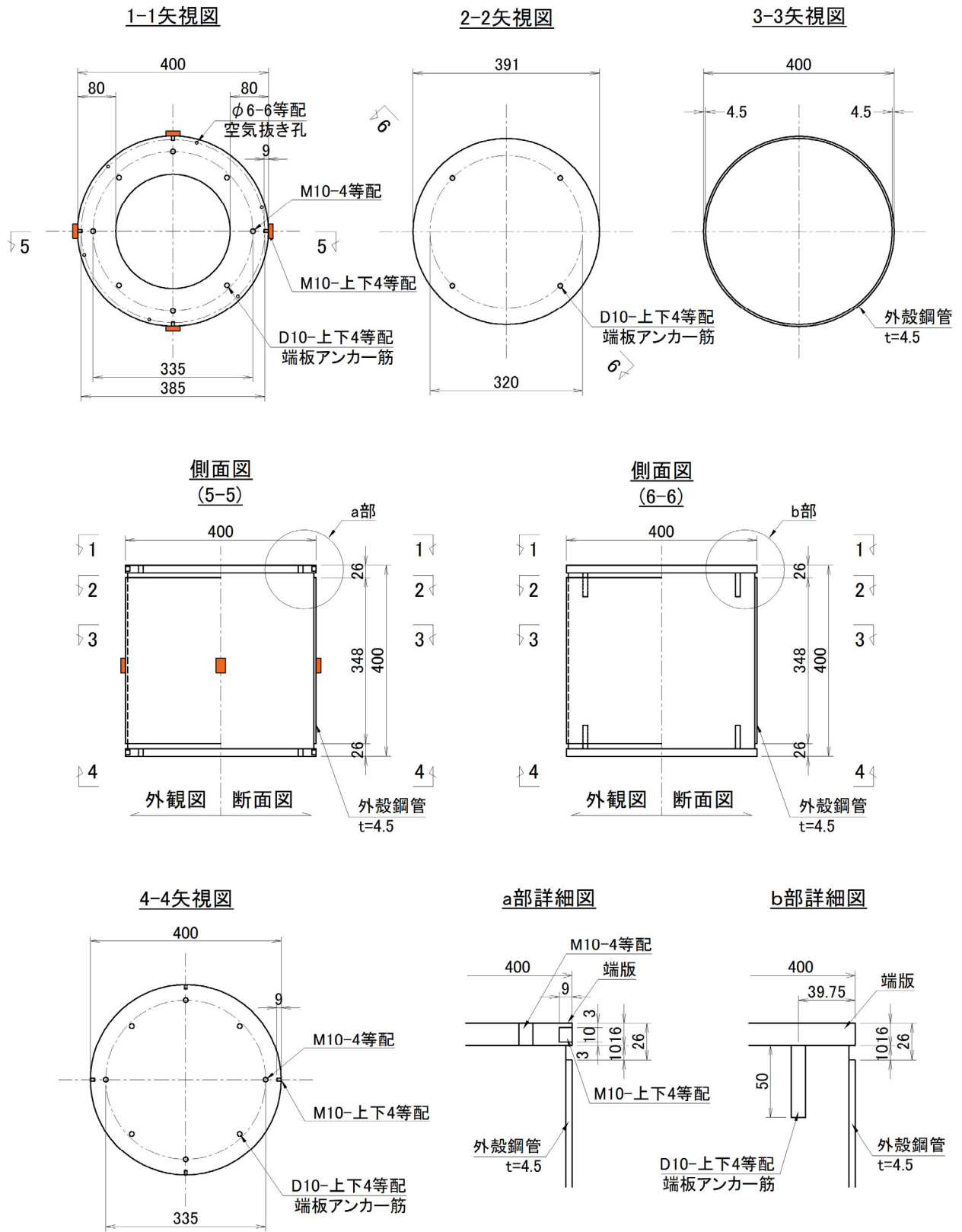


図 2.2.4-8 ひずみゲージ取付け位置 : B-2-1



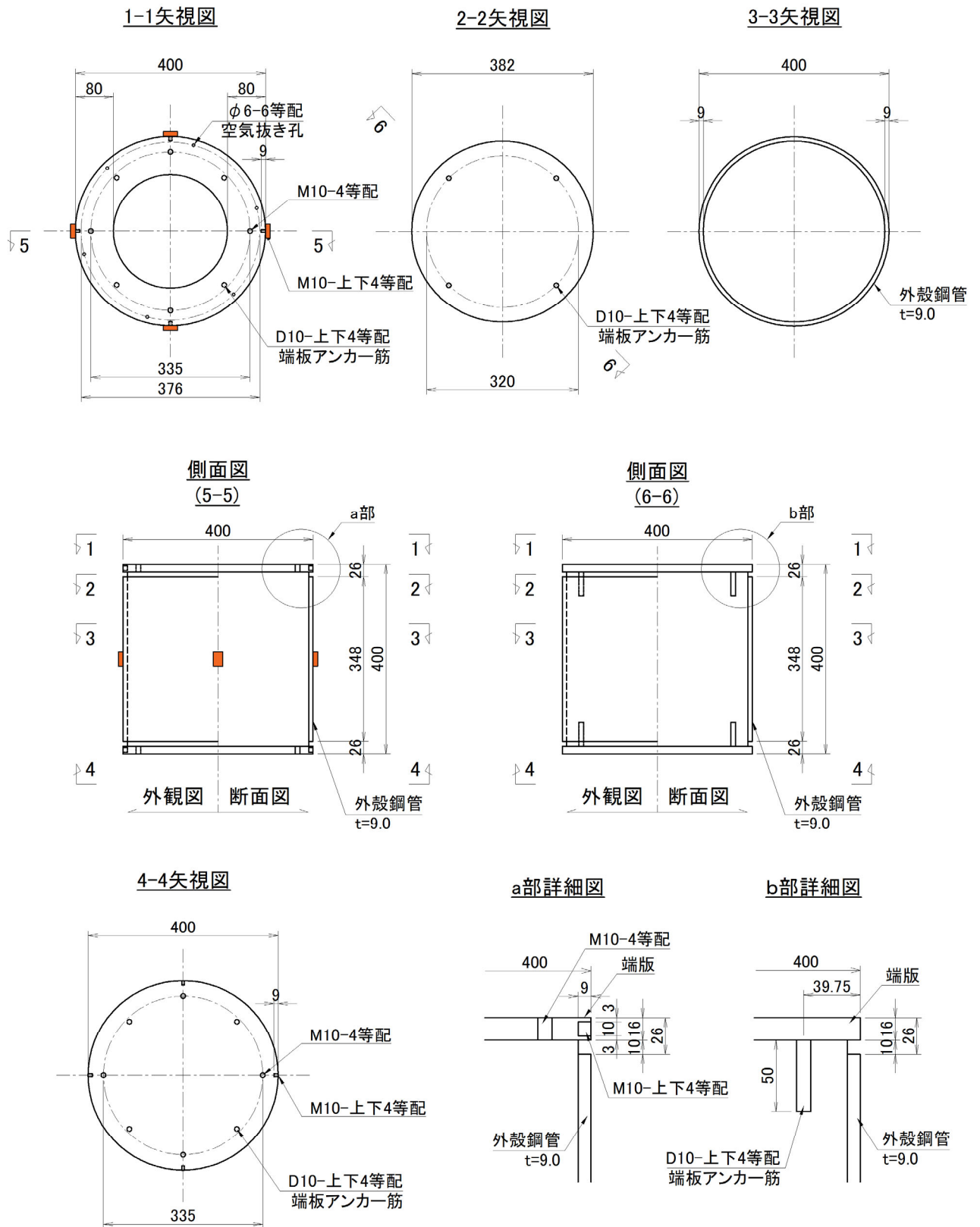


図 2.2.4-9 ひずみゲージ取付け位置 : B-2-2

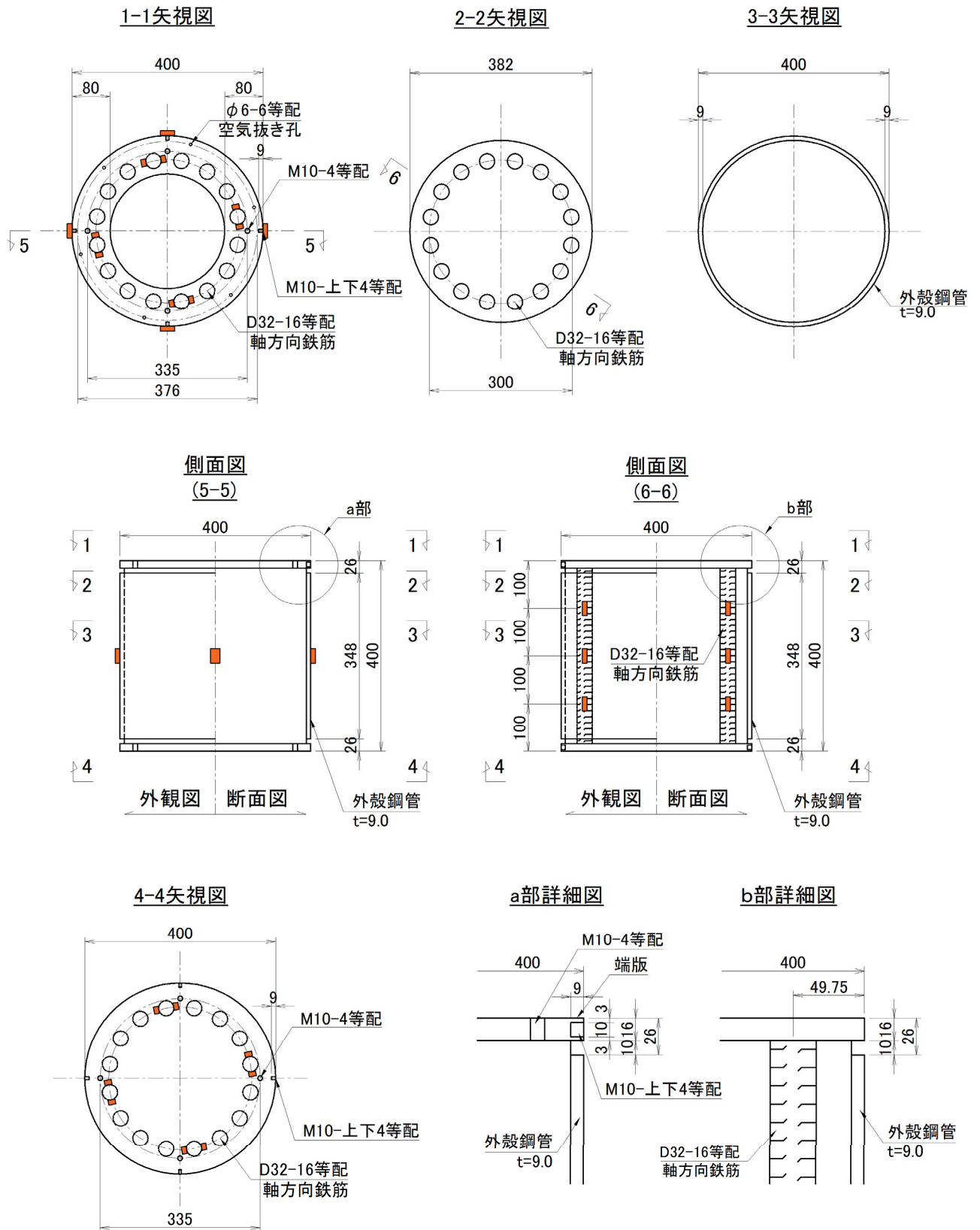


図 2.2.4-10 ひずみゲージ取付け位置：B-2-3

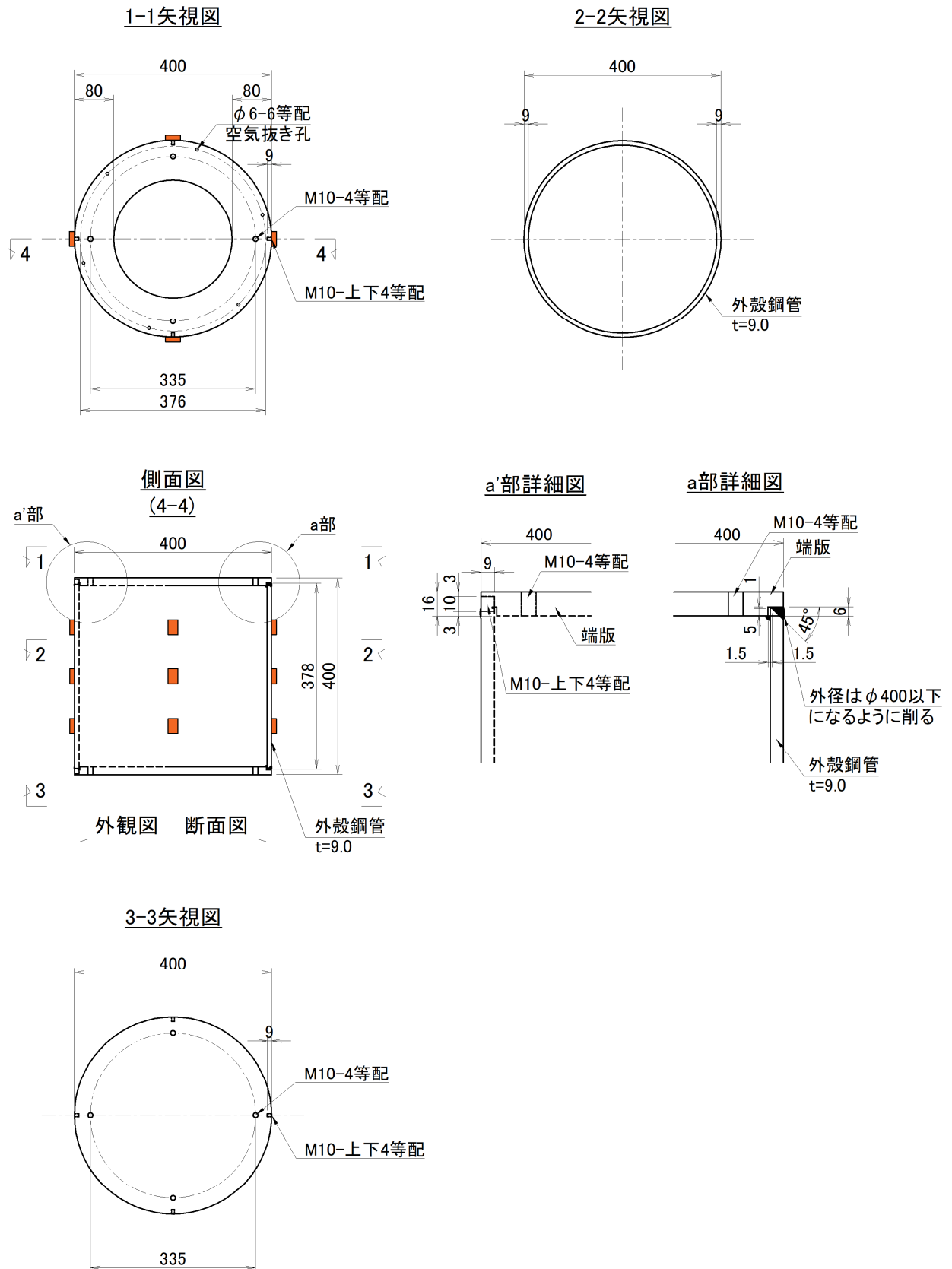


図 2. 2. 4-11 ひずみゲージ取付け位置 : B-3

2.2.5 載荷方法

(1) 載荷装置概要

本実験では、建築研究所の強度試験棟にある 20MN 載荷装置を用いた。図 2.2.4-1 に 20MN 載荷装置概要図、写真 2.2.4-1 に載荷装置および実験実施状況を示す。また、スタブ形状および設置状況を図 2.2.4-2 に示す。

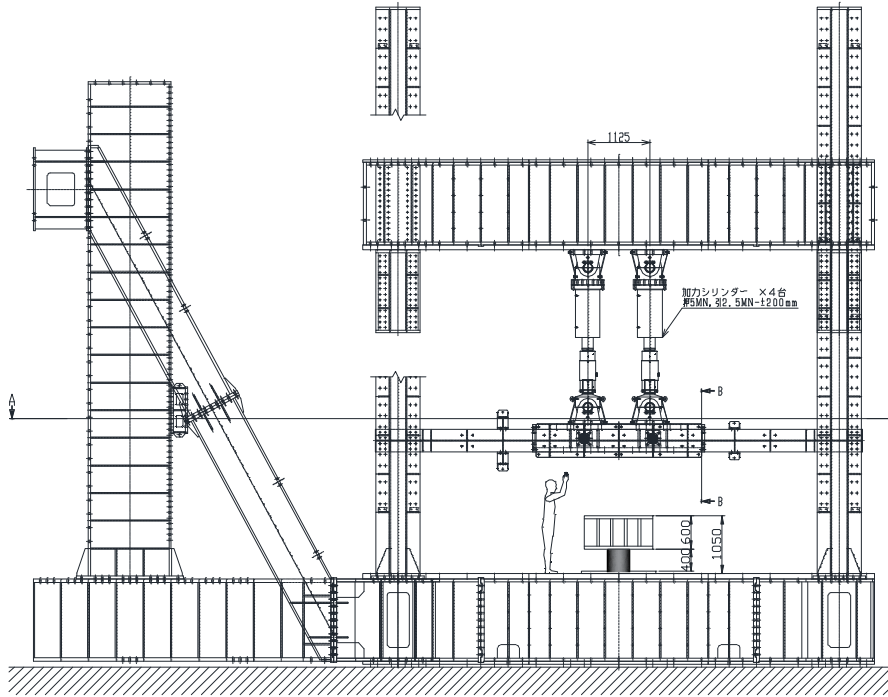


図 2.2.4-1 20MN 載荷装置概要図

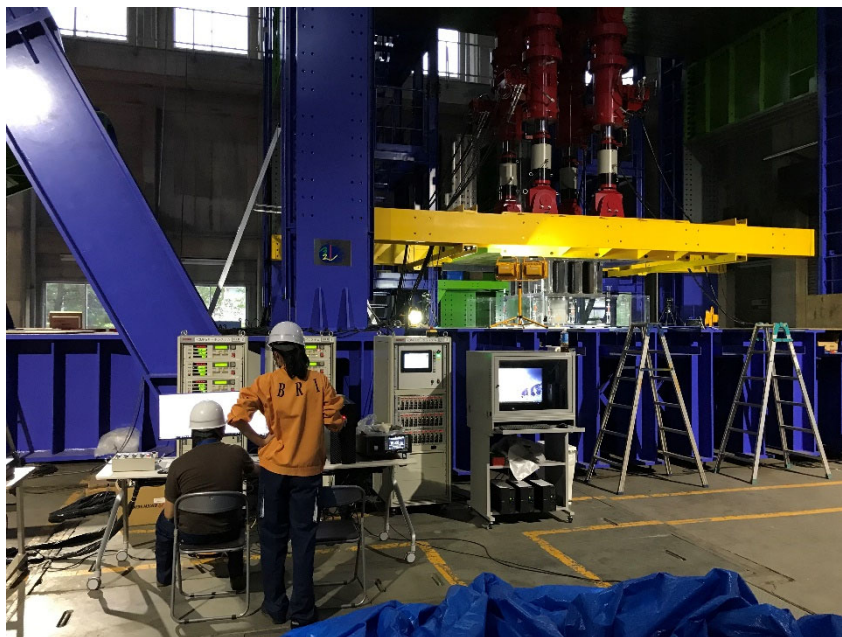


写真 2.2.4-1 載荷装置および実験実施状況

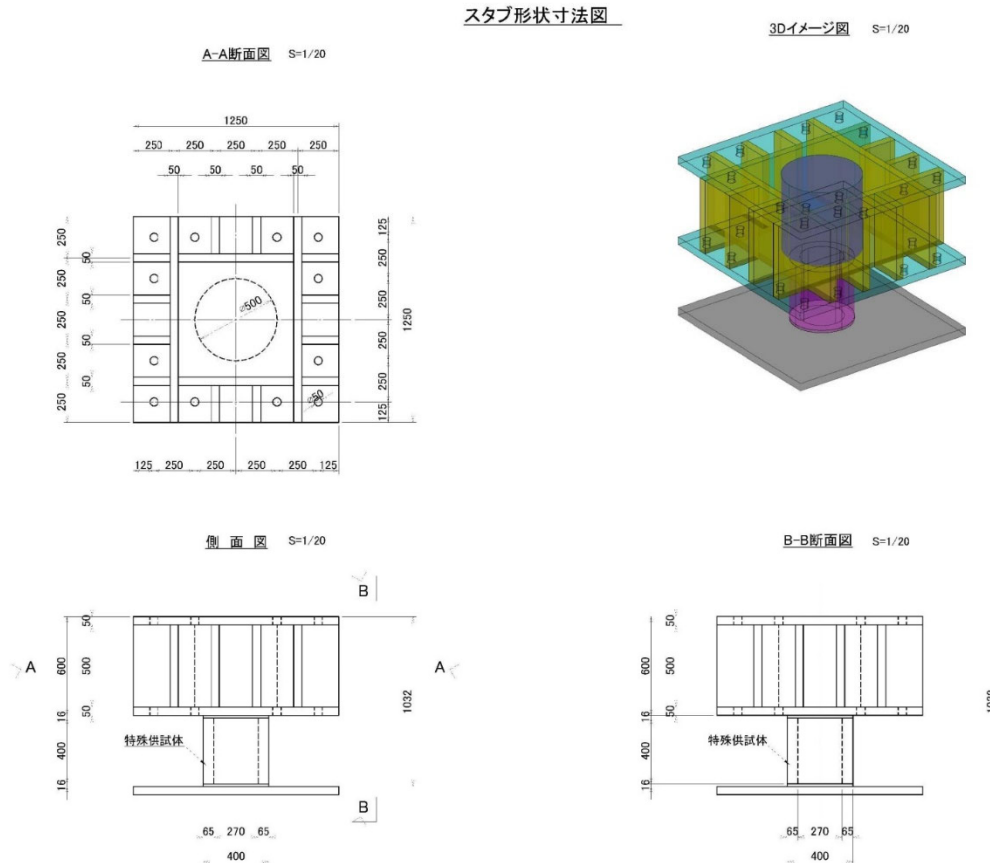


図 2.2.4-2 スタブ形状および設置状況

## (2) 荷重方法

### 1) 加力方法

本実験では、図 2.2.4-1 の荷重装置を用いて加力を行った。

図 2.2.4-3 に、ジャッキや変位計の名称を示す記号の定義を示す。なお、ジャッキが Pv シリーズ、ジャッキの変位を DJ シリーズ、試験体に取付けた変位計が D シリーズ、加力スタブ間に取り付けた変位計が  $\delta v$  シリーズである。また、試験体の変位計取付け状況を図 2.2.4-4 に示す。

鉛直方向に設置した押側最大容量 5MN のジャッキ 4 本を用いて、試験体の軸方向に圧縮力を作用させ 1 方向押し切り荷重を行った。荷重開始時は、試験体に偏心荷重が作用しないように 4 本のジャッキ荷重が同じになるように制御しながら実験を行った。なお、実験時、脆性的に破壊した A-1、A-2 以外の試験体は、最大荷重の 50%~80% の点で変位制御に切り替えた。変位制御では、荷重用スタブの 4 隅に取り付けたスタブ変位計 (図 2.2.4-4) を用いて、切り替え時からのそれぞれの変位計の変位増分が同一となるように制御した。

### 2) セットアップ方法

実験の手順は以下に示す。

- ① 試験体を図 2.2.4-4 のようにセットする。
- ② 試験体に荷重が作用していない状況で、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 1000kN 程度の荷重を行い、試験体に取り付けた変位計 4 箇所の計測値の推移が同程度となるか確認する。

第2章 杭の中心一軸圧縮実験

- ④試験体に取り付けた変位計4箇所の計測値の推移が同程度でない場合、除荷し、変位計4箇所の計測履歴を考慮して、スタブと試験体の間に紙または薄鉄板にて高さ調整を行う。  
 ⑤③と④を繰り返し、変位計4箇所の計測値の推移が同程度となるまで行う。

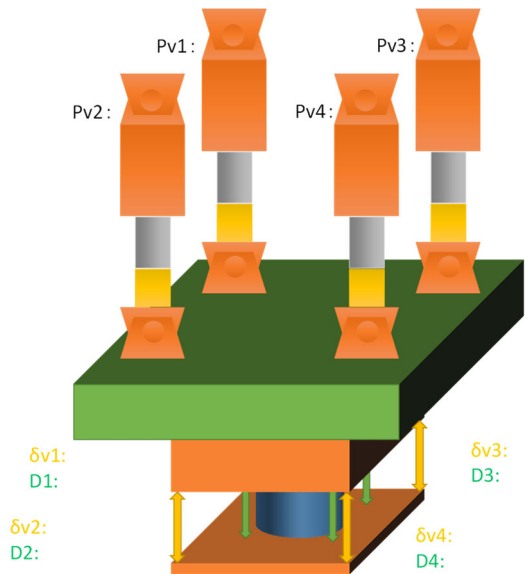
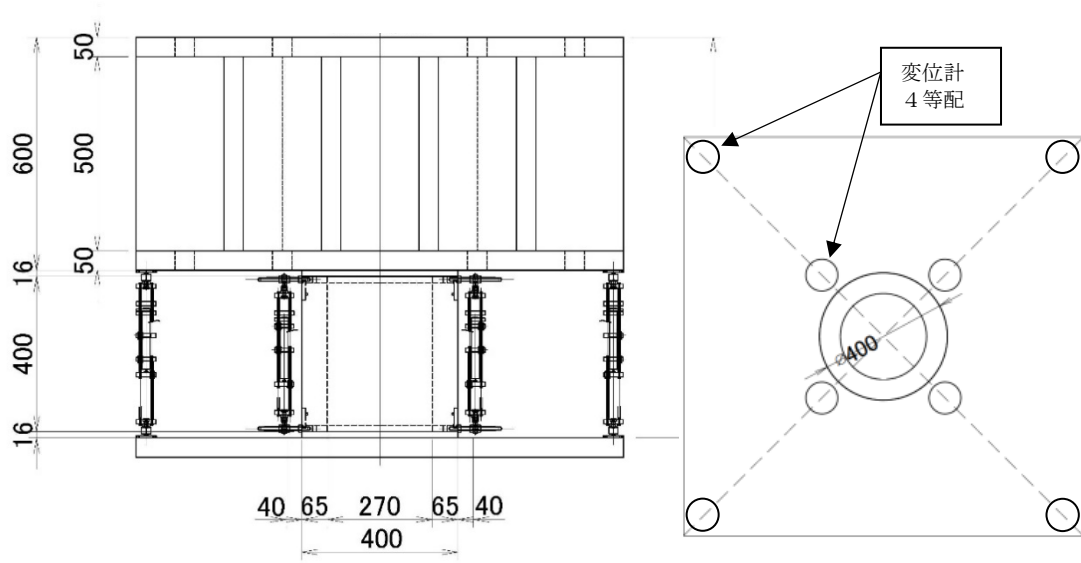


図 2. 2. 4-3 ジャッキや変位計の記号



(a) 横側

(b) 上側

図 2. 2. 4-4 試験体の変位計取付け状況



2.2.6 試験体製作

(1) 試験体 A シリーズ

1) A-1 及び A-2 (遠心成形による試験体製作)

試験体製造時の写真を写真 2.2.6-1~2 に示す。また、試験体の概観写真を写真 2.2.6-3~4 に示す。A-1 と A-2 は、製造後の厚さが等しくなるよう、コンクリートの遠心成形時に厚さ仕上げを行った。



(a) 組立状況



(b) 解体状況

写真 2.2.6-1 試験体用遠心型枠 (試験体外径 400mm, 高さ 400mm)



(a) 厚さ仕上げ作業状況



(b) 仕上り状況

写真 2.2.6-2 コンクリートの遠心成形状況



写真 2.2.6-3 試験体概観状況 : A-1



写真 2.2.6-4 試験体概観状況 : A-2



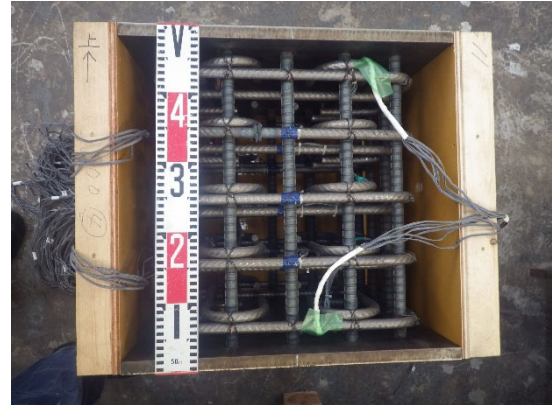
## 第2章 杭の中心一軸圧縮実験

### 2) A-3 (手詰めによる試験体製作)

試験体製造時の写真を写真 2.2.6-5 に示す。また、試験体の概観写真を写真 2.2.6-6 に示す。コンクリートの打設方向は、側面から横打ちした。



(a) 鉄筋組



(b) 鉄筋設置状況



(c) リード線養生と型枠組状況



(d) コンクリート打設状況



(e) 側面仕上げ状況



(f) 養生状況

写真 2.2.6-5 A-3 試験体製造状況





(a) 試験体概観状況：側面



(b) 変位計設置用高ナット取付け状況

写真 2. 2. 6-6 試験体概観状況：A-3

(2) 試験体 B シリーズ

試験体製造時の写真を写真 2. 2. 6-7~9 に示す。また、試験体の概観写真を写真 2. 2. 6-10~12 に示す。

コンクリートの打設方向は、試験体上面の端板に投入孔を設け、設置面の上面から打設した。また、試験体上面のコンクリート部分は、養生後、研削にて表面を仕上げた。



(a) 試験体上面



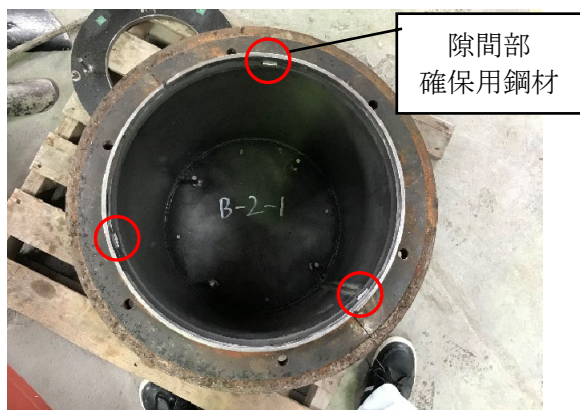
(b) ひずみゲージ設置状況

写真 2. 2. 6-7 B-2-3 鉄筋及びひずみゲージ取付状況



B-2-3 と B-3 は鋼材各種が一体のため、型枠組を完了してから打設を行った。

写真 2. 2. 6-8 B-2-3 と B-3 の型枠組状況



(a) 下部端板と鋼管設置状況



(b) 隙間部のシール材設置状況



(c) 上側隙間部までのコンクリート打設状況



(d) 上部端板設置状況



(e) コンクリート打設及び型枠組完了状況

写真 2.2.6-9 B-1, B-2-1, 2 の試験体製造状況

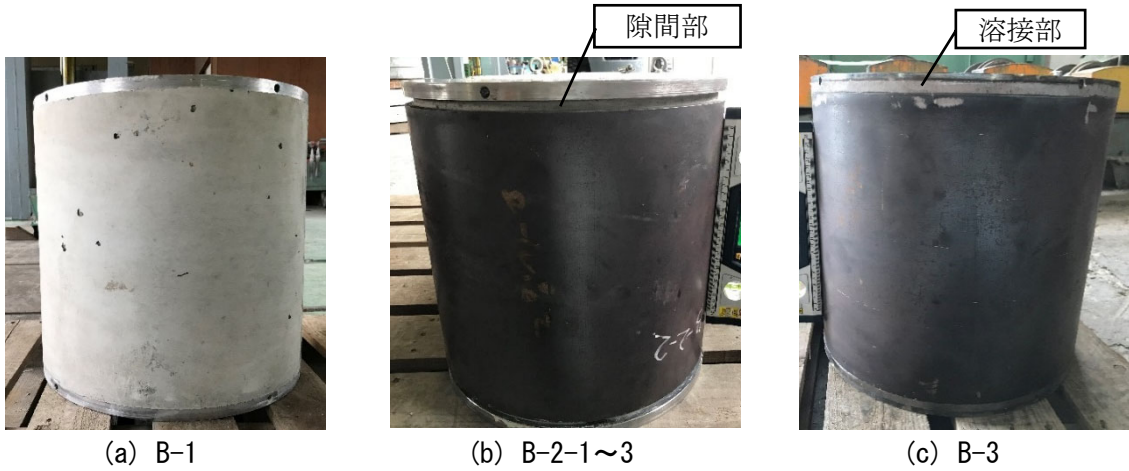




写真 2. 2. 6-10 B-1, B-2-1, 2 及び B-3  
上面のコンクリート仕上げ状況の例



写真 2. 2. 6-11 B-2-3 上面のコンクリート  
仕上げ状況



(a) B-1

(b) B-2-1~3

(c) B-3

写真 2. 2. 6-12 試験体概観状況 : B シリーズ

試験体上面のコンクリート部分は、研削にて表面を仕上げており、凹みがみられたことから、変位計クリアランス確保およびリード線回避用端板との設置面の平滑性を確保するために石こうを用いた。その仕上げ状況の例を写真 2. 2. 6-13 に示す。



写真 2. 2. 6-13 試験体上面のコンクリート部仕上げ状況 : B-2-3

2.3 実験結果

実験結果を表 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 実験結果一覧

No.	外径, 高さ (mm)	断面形状	鋼管厚 (mm) [軸方向鉄筋]	端板-鋼管 接続方法	実験日	最大荷重 (kN)	破壊状況 または 実験終了状況
A-1	400	中空円形	—	—	2019/5/14	5,614	コンクリートの圧壊
A-2	400	中空円形	9	非接合	2019/5/8	7,914	コンクリートの圧壊
A-3	500	中実正方形	[16-D19]	—	2019/5/28	10,943	スタブ変位計計測限界
B-1	400	中実円形	—	—	2019/9/11	7,360	スタブ変位計計測限界
B-2-1	400	中実円形	4.5	非接合	2019/9/13	11,358	スタブ変位計計測限界
B-2-2	400	中実円形	9	非接合	2019/9/18	15,809	スタブ変位計計測限界
B-2-3	400	中実円形	9 [16-D32]	非接合	2019/9/26	18,483	油圧ジャッキ能力限界
B-3	400	中実円形	9	接合	2019/9/30	13,774	スタブ変位計計測限界

2.3.1 軸力と軸変位の関係及び破壊状況

(1) 試験体 A シリーズ

図 2.3.1-1(a) に実験で得られた軸力-軸変位関係を示す。なお、軸力は 4 本の鉛直ジャッキの圧縮荷重の合計値を、軸変位は D1~D4 の変位計の平均値とした。また、A-1 及び A-2 と A-3 では、試験体の高さが異なることから、図 2.3.1-1(b) に実験で得られた軸力-軸ひずみ関係を示す。軸ひずみは、計測した軸変位を試験区間（試験体のコンクリート部分の高さで、表 2.2.1-1 参照）で除して算定した。

写真 2.3.1-1~写真 2.3.1-3 に試験体最終破壊状況を、図 2.3.1-2~図 2.3.1-5 に軸力とひずみの関係を示す。

A-1 は、最大耐力記録後、コンクリートが爆裂し脆性的に破壊した。また、図 2.3.1-2(c), (d) に示す外面、内面の縦ひずみでは、両面ともに圧縮で推移も同様であるが、図 2.3.1-2(a), (b) に示す外面、内面の横ひずみを見ると外面の横ひずみが引張側へ推移していることから、試験体は軸力を受けると外へ膨らむような挙動を示していると考えられ、縦断面において圧縮だけでなく、曲げが作用していることが考えられる。

A-2 は最大耐力記録後、荷重が急激に低下し脆性的に破壊した。このとき内部のコンクリートが爆裂し、試験体上側の隙間部(10mm)が閉塞した。その後、残存部で軸力 4000kN 程度を維持したが、軸変位 12mm (軸ひずみ 3.3%) 程度から再び破壊が進行したため、载荷を終了した。なお、図 2.3.1-3(a), (c) 及び (e) に示すように鋼管は脆性的に破壊するまで降伏しなかった。また、図 2.3.1-3(d) に示すようにコンクリートは、内側のコンクリート面の縦ひずみが 3000 $\mu$  程度で破壊した。

A-3 は、軸力 8000kN 付近でカバーコンクリートの圧壊が見られ、その後カバーコンクリートが徐々に剥落し、軸変位 10mm (軸ひずみ 2.1%) 程度でせん断補強筋が引張降伏ひずみに達した。その後も徐々に軸力が上昇し軸変位 16mm (軸ひずみ 3.4%) 程度で最大耐力を記録した。なお、図 2.3.1-4 に示すように軸力 8000kN 付近でコンクリートのひずみが減退し、せん断補強筋の引張ひずみが増加している。軸方向鉄筋の座屈とともに軸力が徐々に低下し、軸変位 31mm (軸ひずみ 6.6%) 付近で変位計の計測限界に達したため载荷を終了した。以上のことから、中空断面である A-1,2 試験体では A-3 のような圧縮靱性がないことを確認した。

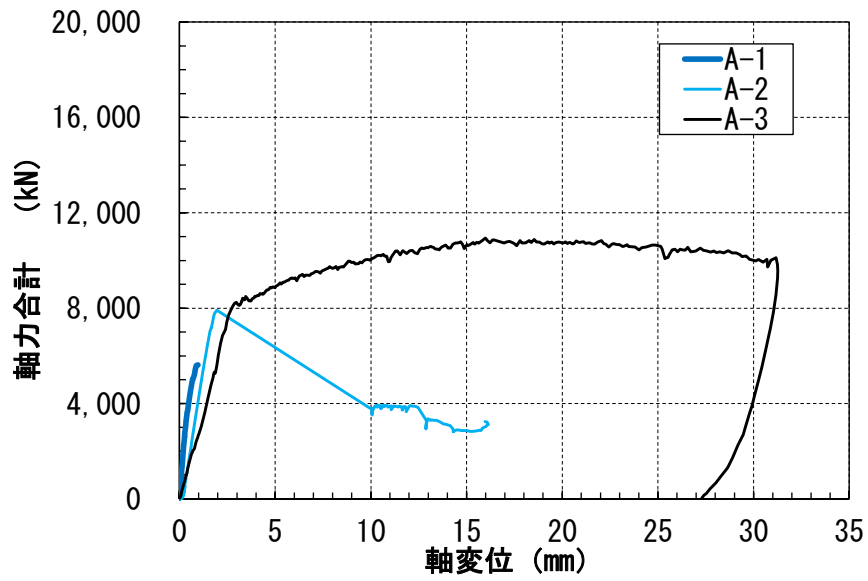


図 2.3.1-1(a) 軸力-軸変位関係 : A シリーズ

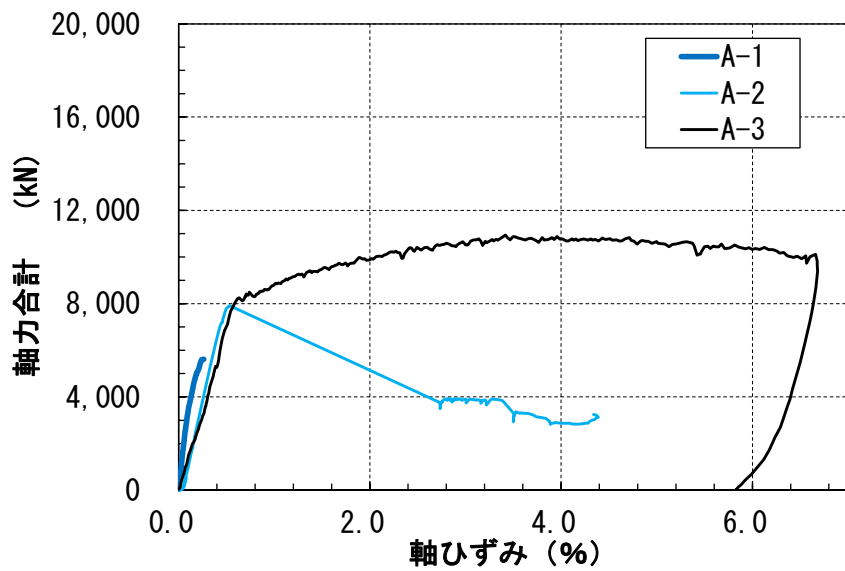
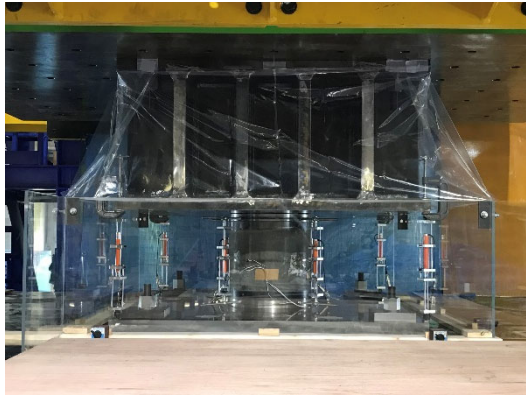
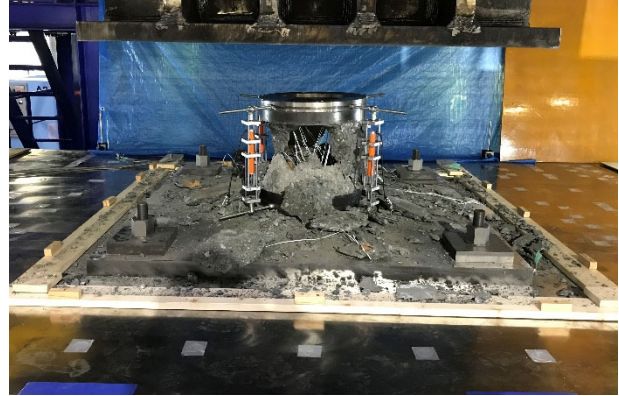


図 2.3.1-1(b) 軸力-軸ひずみ関係 : A シリーズ





(a) 設置状況

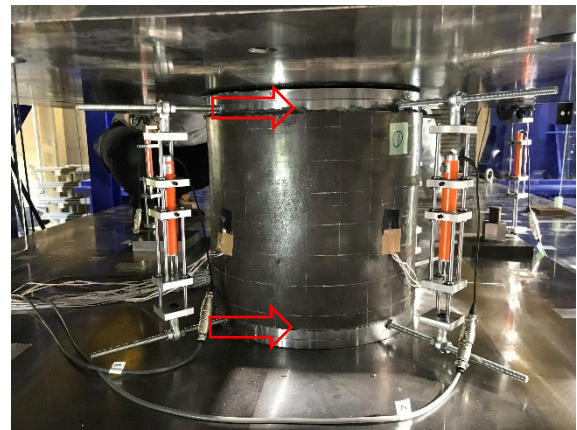


(b) 破壊状況

写真 2.3.1-1 試験状況および破壊状況：A-1



(a) 設置状況



(b) 破壊状況：隙間部

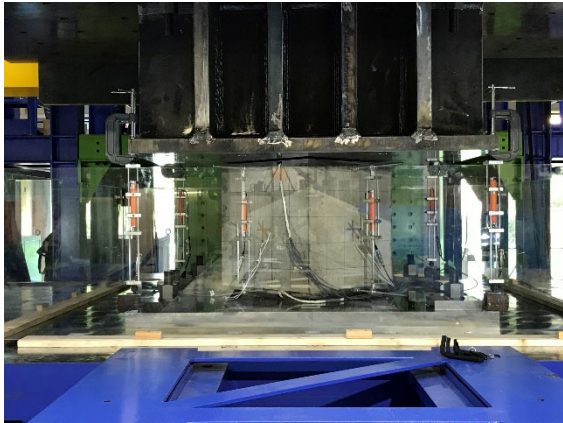


(c) 破壊状況：中空部破壊状況



(d) 破壊状況：鋼管変形状況（一例）

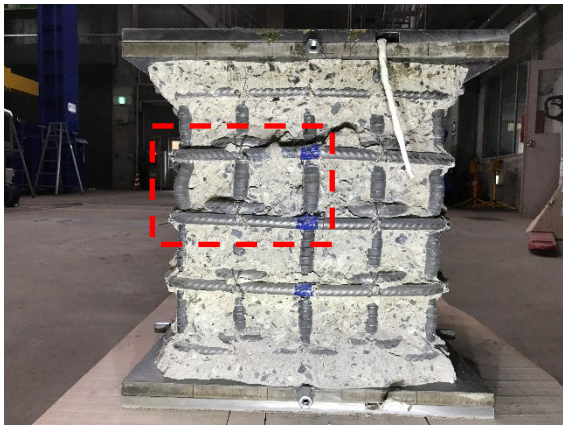
写真 2.3.1-2 試験状況および破壊状況：A-2



(a) 設置状況



(b) 破壊状況：かぶりコンクリート剥離状況（一例）



(c) 破壊状況：鉄筋変形状況（一例）

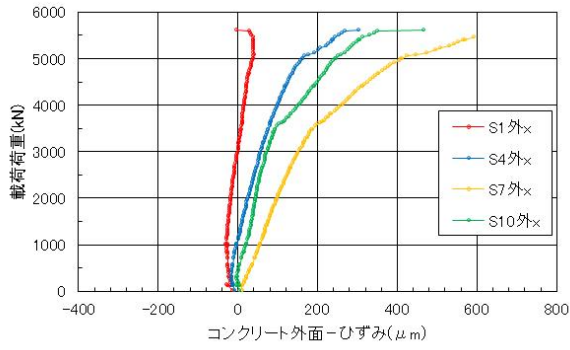


(d) 破壊状況：鉄筋変形状況（(c)拡大）

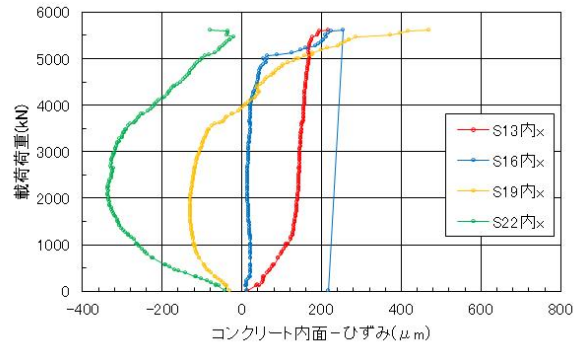
写真 2.3.1-3 試験状況および破壊状況：A-3



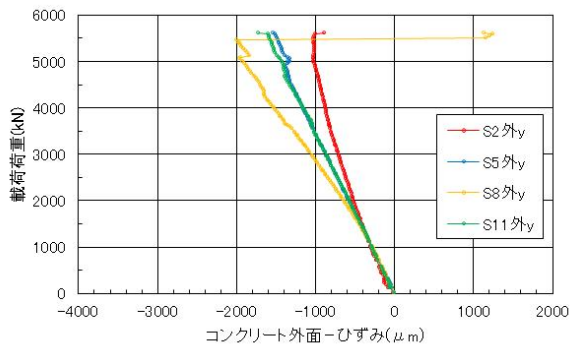
第2章 杭の中心一軸圧縮実験



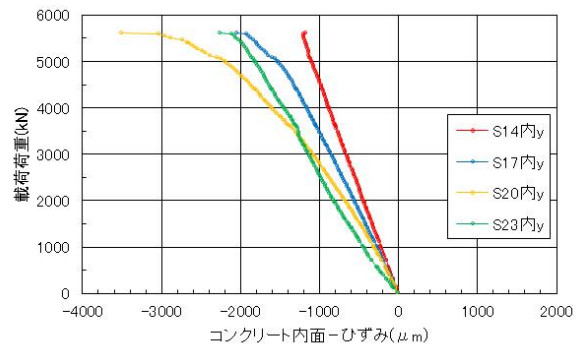
(a) コンクリート外面：横



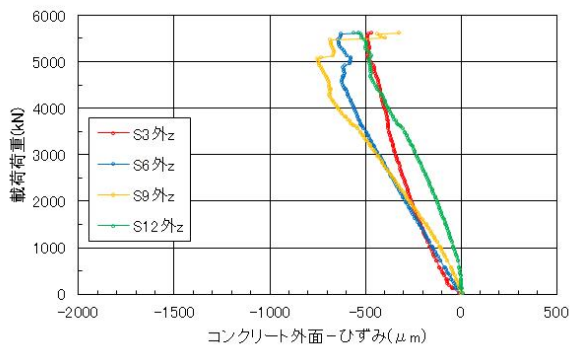
(b) コンクリート内面：横



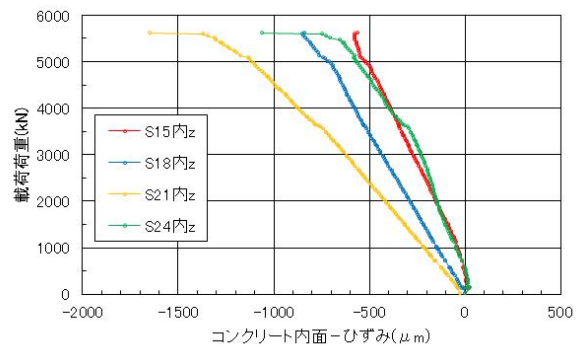
(c) コンクリート外面：縦



(d) コンクリート内面：縦



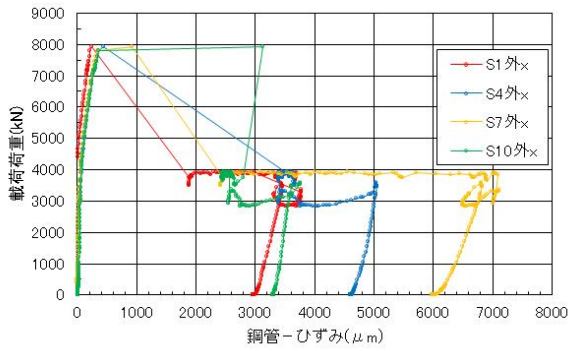
(e) コンクリート外面：斜め



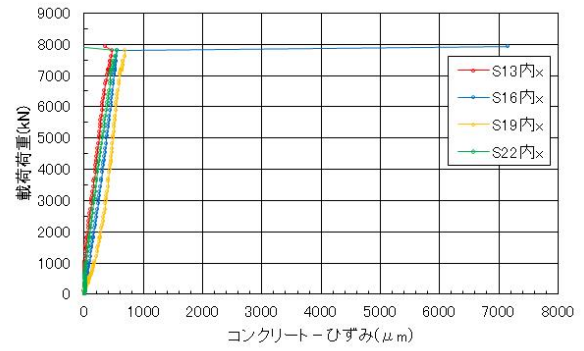
(f) コンクリート内面：斜め

図 2.3.1-2 軸力-ひずみ関係：A-1

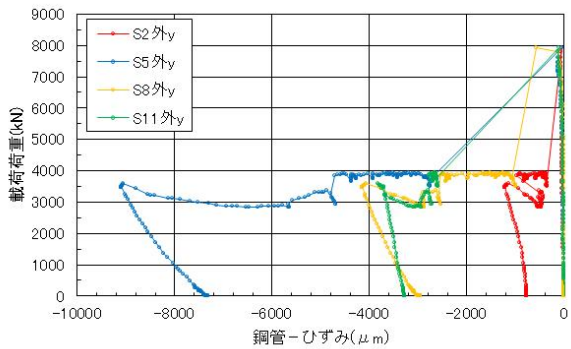




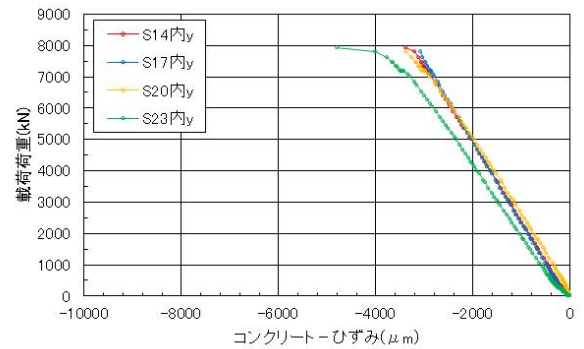
(a) 鋼管外面：横



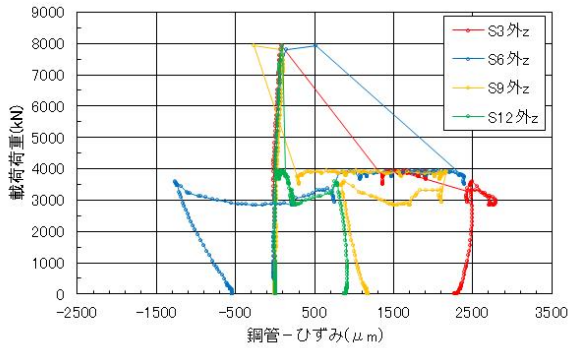
(b) コンクリート内面：横



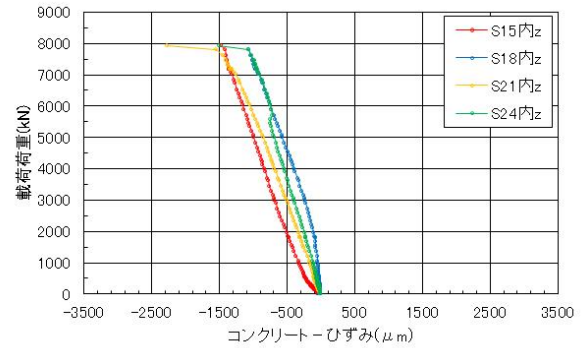
(c) 鋼管外面：縦



(d) コンクリート内面：縦



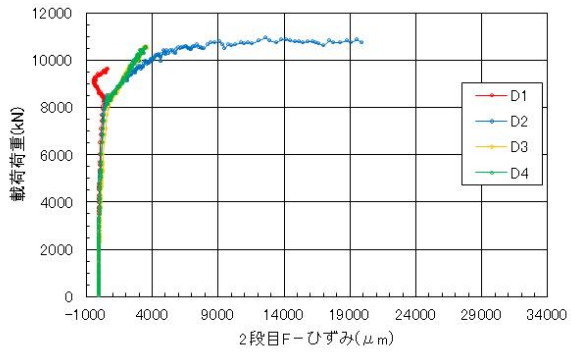
(e) 鋼管外面：斜め



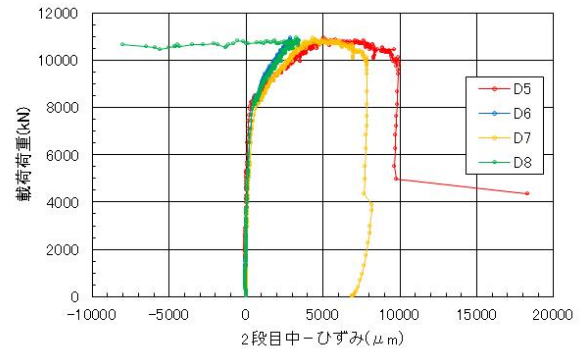
(f) コンクリート内面：斜め

図 2.3.1-3 軸力-ひずみ関係：A-2

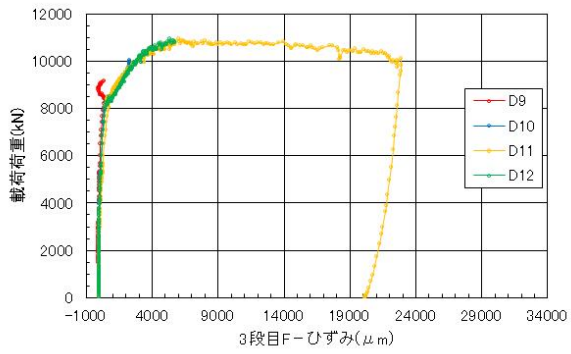
第2章 杭の中心一軸圧縮実験



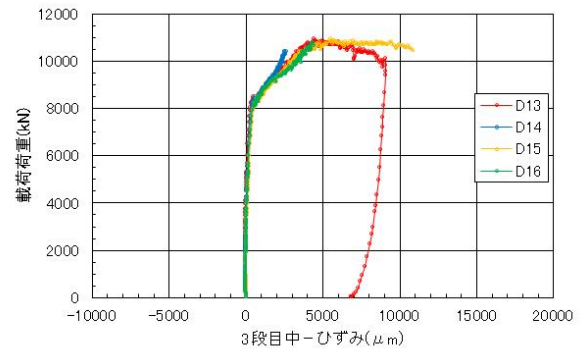
(a) 2 段目帯筋



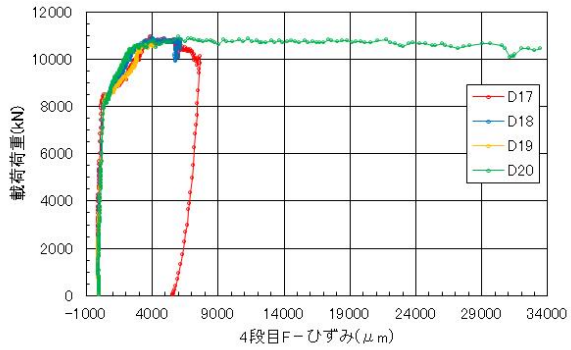
(b) 2 段目中子筋



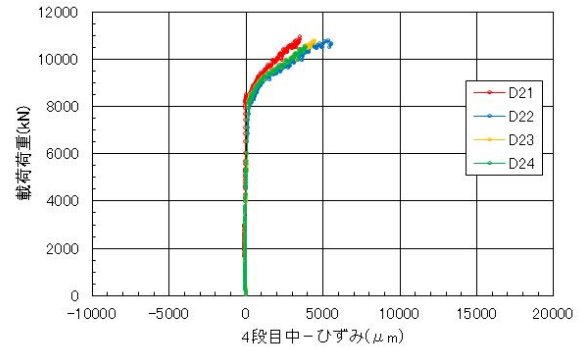
(c) 3 段目帯筋



(d) 3 段目中子筋

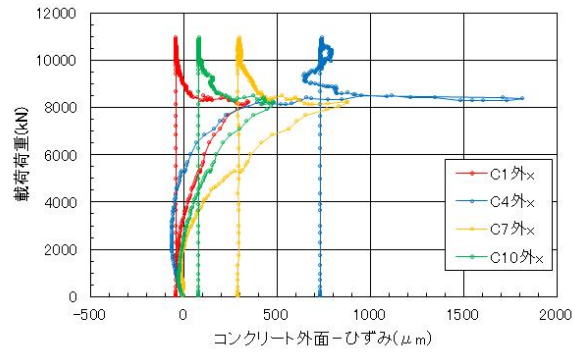


(e) 4 段目帯筋

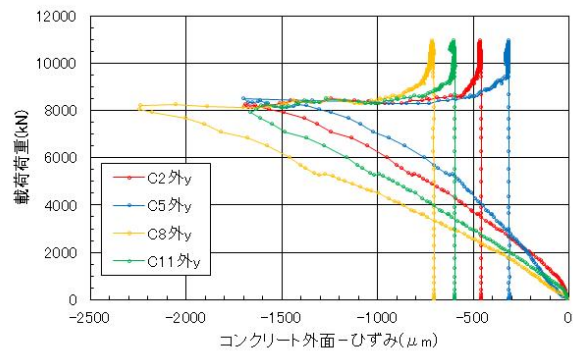


(f) 4 段目中子筋

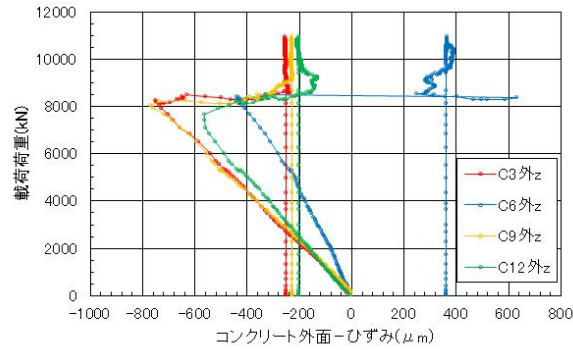
図 2.3.1-4 軸力-ひずみ関係 : A-3-鉄筋



(g) コンクリート外面：横



(h) コンクリート外面：縦



(i) コンクリート外面：斜め

図 2.3.1-4 軸力-ひずみ関係：A-3-コンクリート

(2) 試験体 B シリーズ

図 2.3.1-6(a) に実験で得られた軸力-軸変位関係を示す。また、A シリーズと同様に、図 2.3.1-6(b) に実験で得られた軸力-軸ひずみ関係を示す。

写真 2.3.1-4～写真 2.3.1-8 に試験体最終破壊状況を、図 2.3.1-8～図 2.3.1-15 に軸力とひずみの関係を示す。

B-1 は、軸変位 1.5mm (軸ひずみ 0.4%) 付近まで荷重が増加したが、7360kN の最大荷重を記録した後、荷重が急激に低下し脆性的に破壊した。

B-2-1 および B-2-2 は、鋼管が円周方向に引張降伏した付近で剛性が変化し荷重の増加が緩やかになった。その後荷重がほぼ一定となったが、上下端部に設けた隙間部が閉塞したことで、B-2-1 では軸変位 15mm (軸ひずみ 4.1%) 付近、B-2-2 では軸変位 20mm (軸ひずみ 5.4%) 付近から荷重が増加した。両試験体とも変位計の計測限界に達したため載荷を終了した。なお、載荷終了後に B-2-1 を確認したところ、試験体下部の鋼管に軸方向の亀裂及び鋼管の局部座屈が観察された。これは、鋼管の隙間部が閉塞しさらに圧縮されたことで、亀裂及び局部座屈が発生したと考えられる。

B-2-3 は、図 2.3.1-6(a) に示すように載荷初期の軸変位の計測に不備があり立ち上がりの剛性が正しく計測できていないが、軸力 6700kN 時点で軸方向鉄筋のうち 1 本に圧縮降伏がみられ、軸力 11370kN 時点でひずみゲージを貼付した軸方向鉄筋 4 本全てが圧縮降伏した。その後、荷重が増加し鋼管が円周方向に引張降伏した付近で剛性が変化し、荷重の増加が緩やかになったが、4 本のうちの 1 本の鉛直ジャッキが定格容量に達したために最後まで押し切ることができず、載荷を終了した。

B-3 は最大耐力を記録した軸変位 8.6mm (軸ひずみ 2.3%) 付近で鋼管の座屈が見られた。その後軸力が徐々に低下し、変位計の計測範囲に達したため載荷を終了した。

B-2-3 は、計測に不備があり初期の軸変位が正しく計測できていないことから、剛性が一定になった軸力 4000kN 時と鉄筋降伏直前の軸力 6700kN 時の計測点を結んだ傾きを初期剛性とし、載荷開始から軸力 4000kN までの間はこの傾きで線形挙動すると仮定した。その仮定に基づき軸ひずみの修正を行った軸力-軸変位関係を図 2.3.1-7(a)、軸力-軸ひずみ関係を図 2.3.1-7(b) に示す。

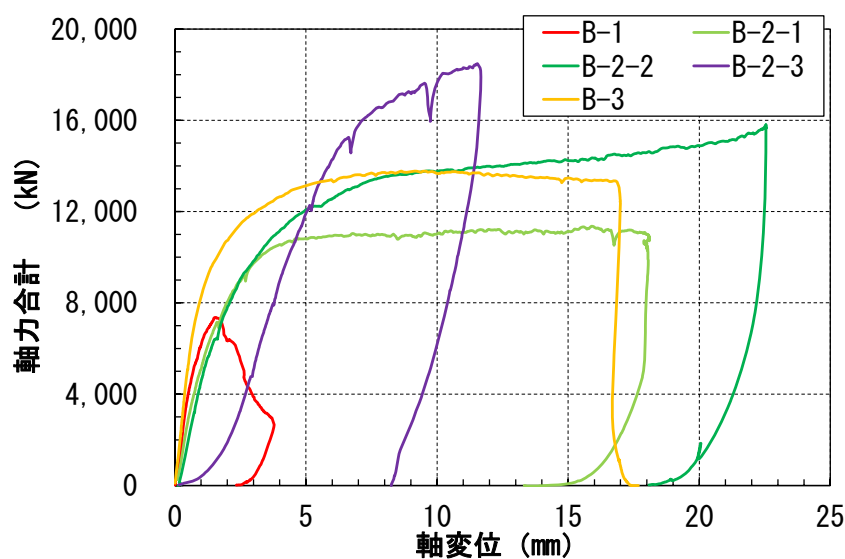


図 2.3.1-6(a) 軸力-軸変位関係 : B シリーズ

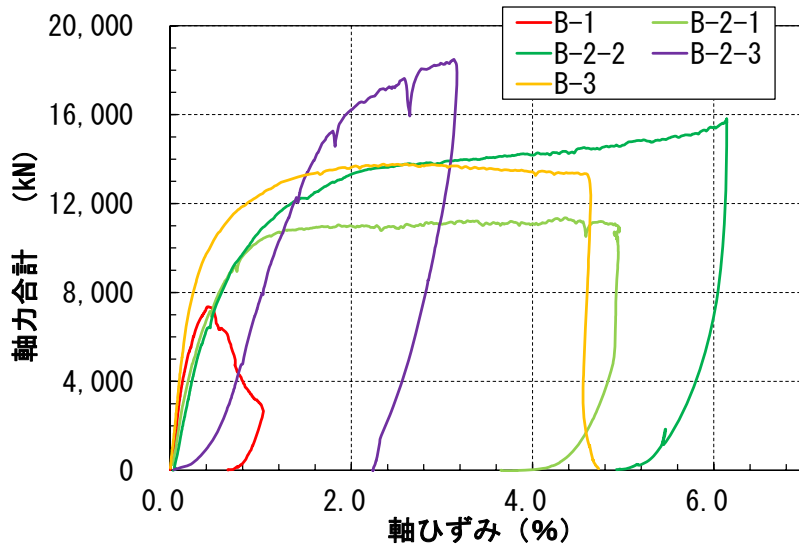


図 2.3.1-6(b) 軸力-軸ひずみ関係 : B シリーズ

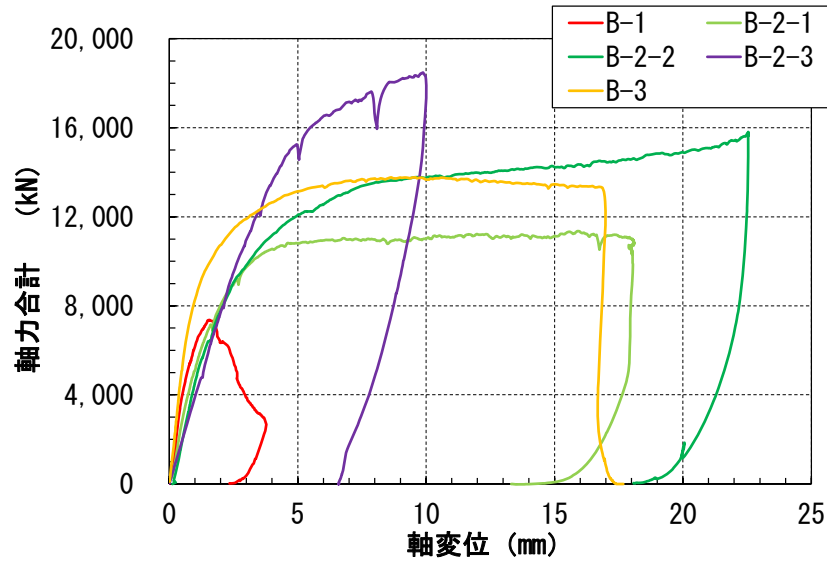


図 2.3.1-7(a) 軸力-軸変位関係 : B シリーズ (B-2-3 初期値修正)

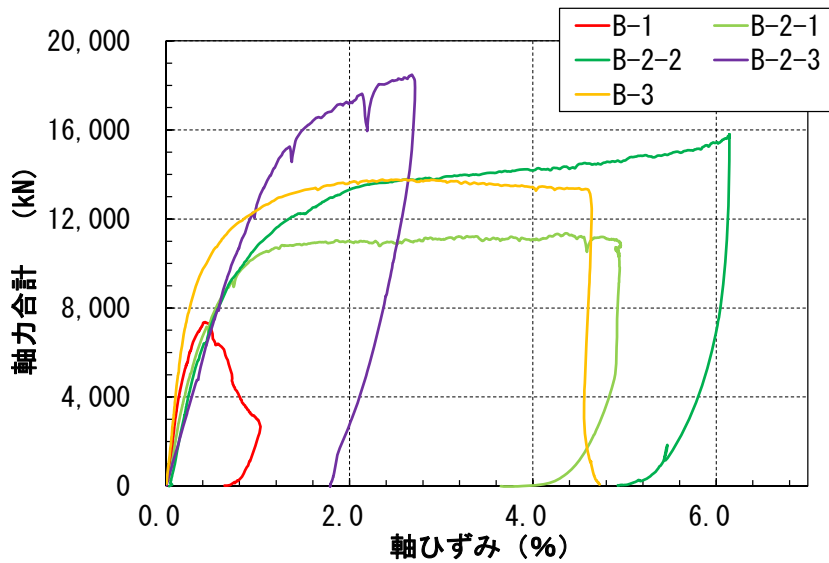
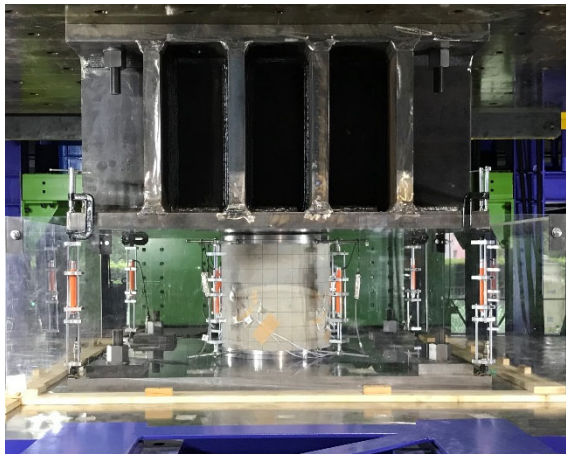
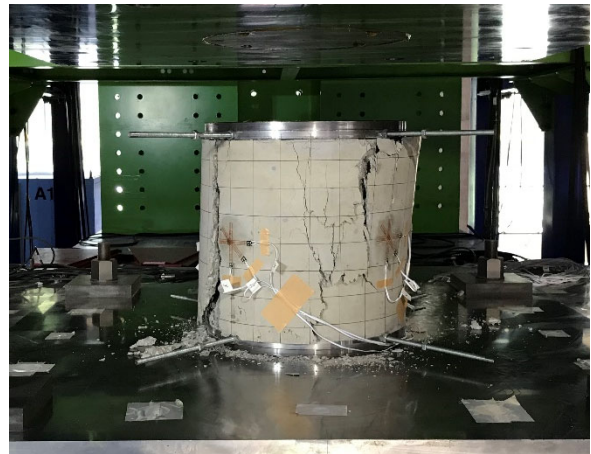


図 2.3.1-7(b) 軸力-軸ひずみ関係 (B-2-3 初期値修正)



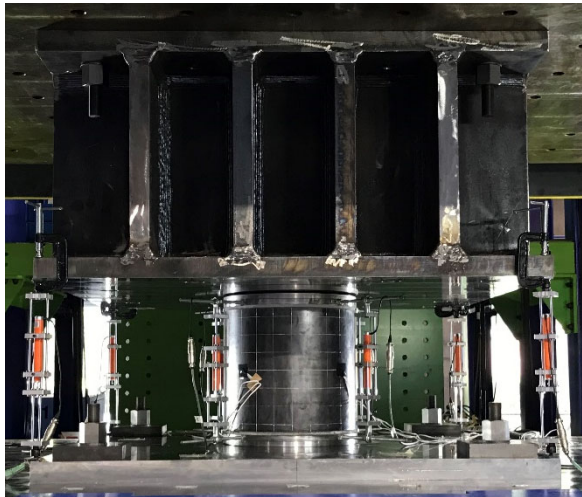


(a) 設置状況

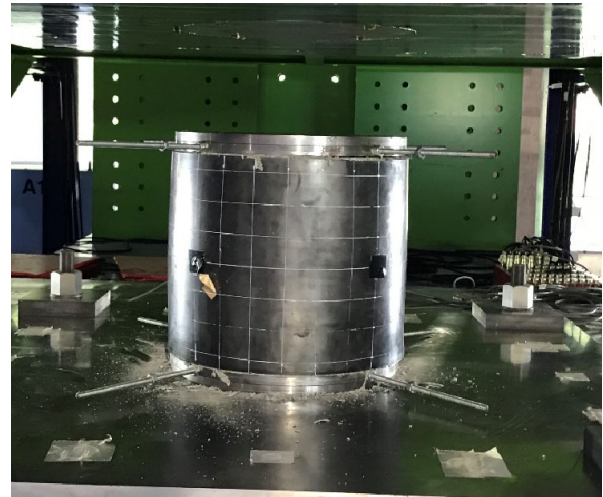


(b) 破壊状況

写真 2.3.1-4 試験状況および破壊状況 : B-1



(a) 設置状況

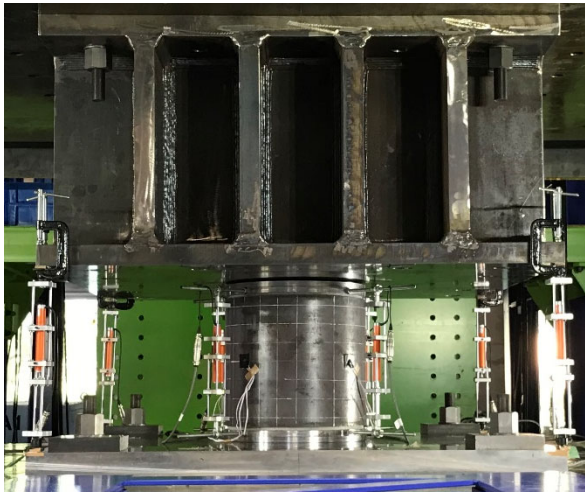


(b) 破壊状況



(c) 破壊状況 : 鋼管端部破壊状況

写真 2.3.1-5 試験状況および破壊状況 : B-2-1

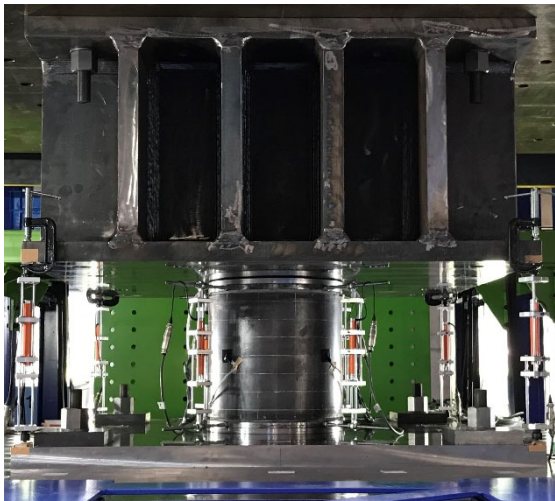


(a) 設置状況

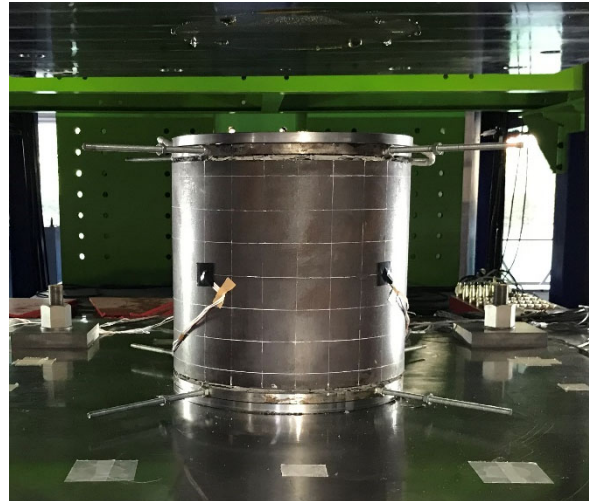


(b) 破壊状況

写真 2.3.1-6 試験状況および破壊状況 : B-2-2



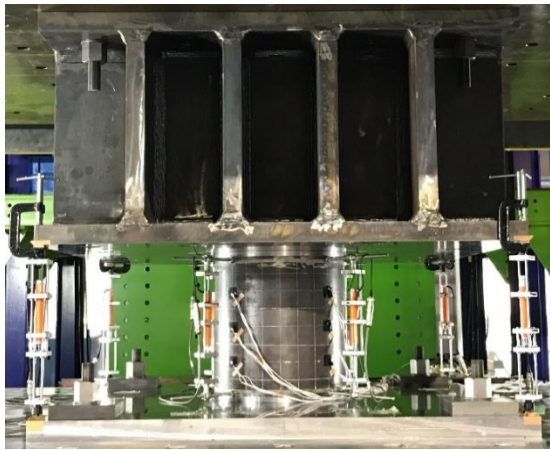
(a) 設置状況



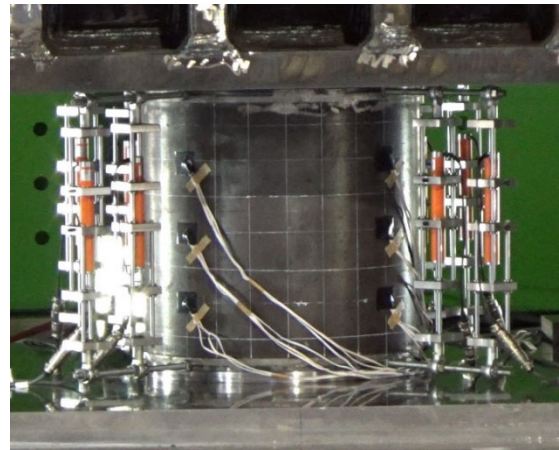
(b) 破壊状況

写真 2.3.1-7 試験状況および破壊状況 : B-2-3

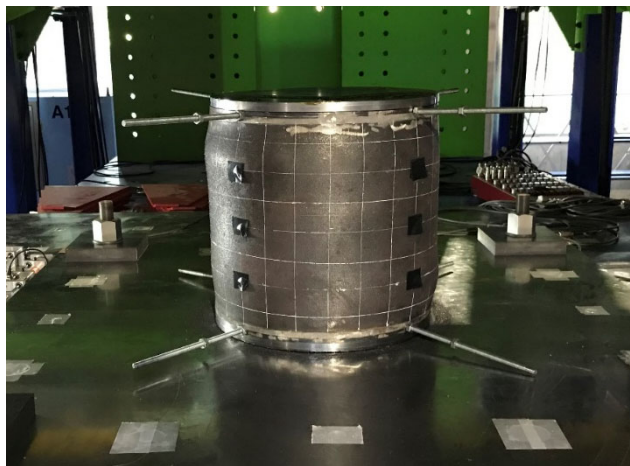




(a) 設置状況 (試験前 9/24)



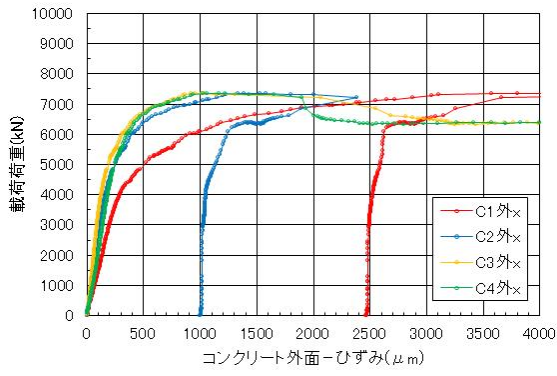
(b) 破壊状況  
(再試験 9/30, 試験体変位計増加)



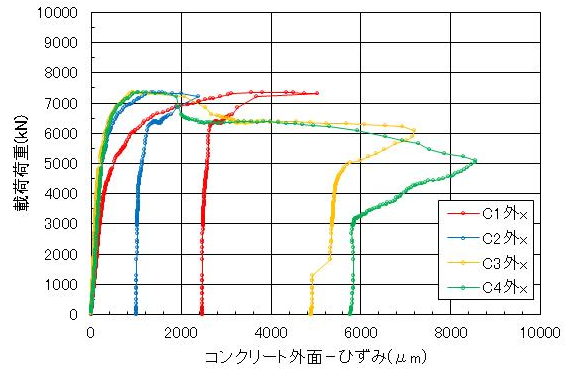
(c) 破壊状況：鋼管座屈状況

写真 2.3.1-8 試験状況および破壊状況：B-3



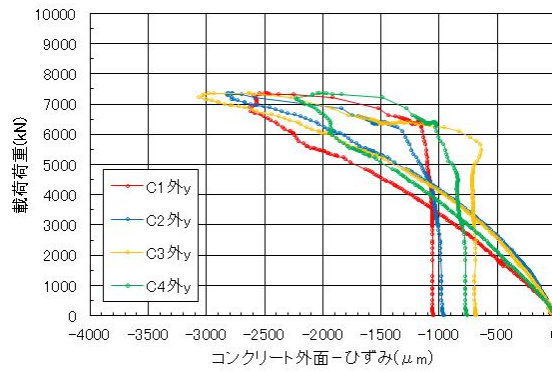


(i) 横軸整理

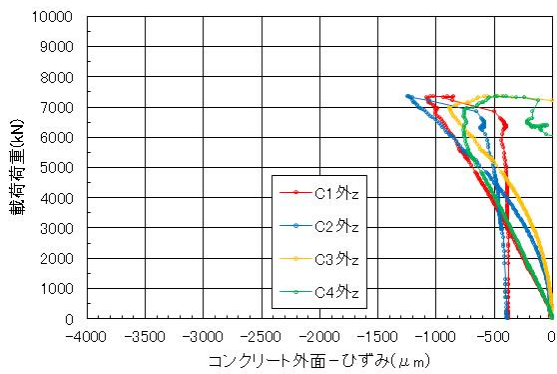


(ii) 横軸全体

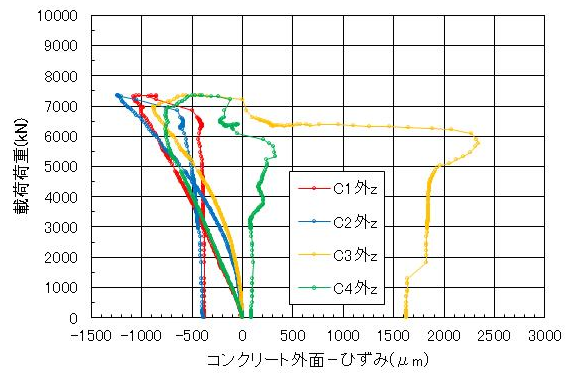
(a) コンクリート外面：横



(b) コンクリート外面：縦



(i) 横軸整理

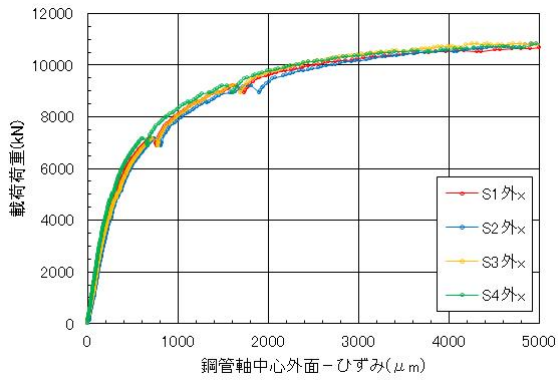


(ii) 横軸全体

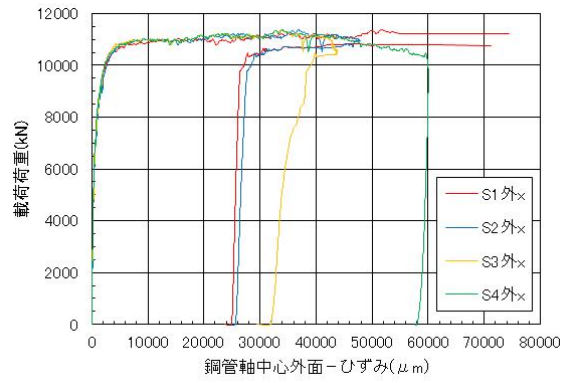
(c) コンクリート外面：斜め

図 2.3.1-8 軸力-ひずみ関係：B-1

第2章 杭の中心一軸圧縮実験

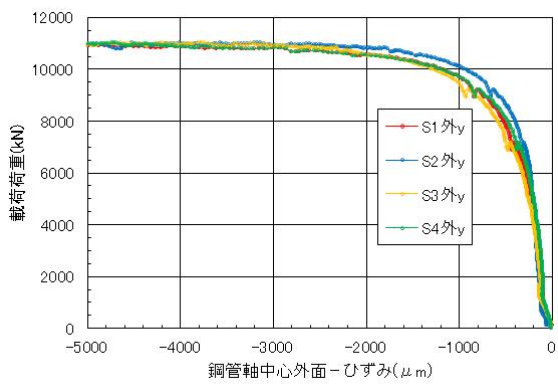


(i) 横軸整理

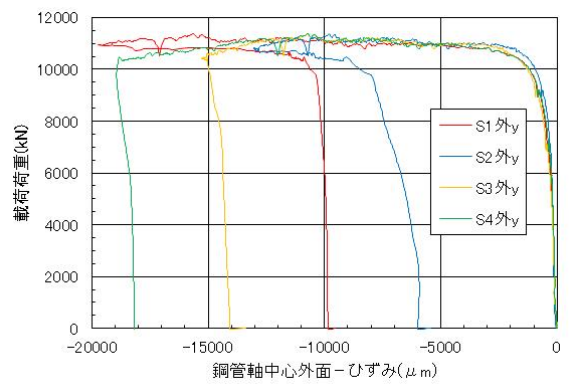


(ii) 横軸全体

(a) 鋼管外面：横

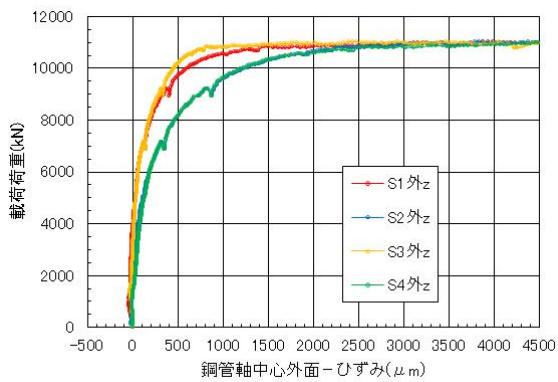


(i) 横軸整理

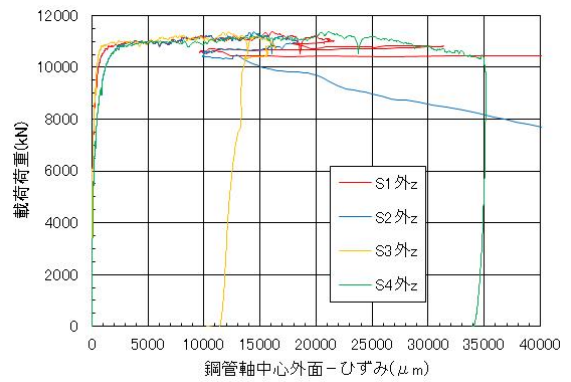


(ii) 横軸全体

(b) 鋼管外面：縦



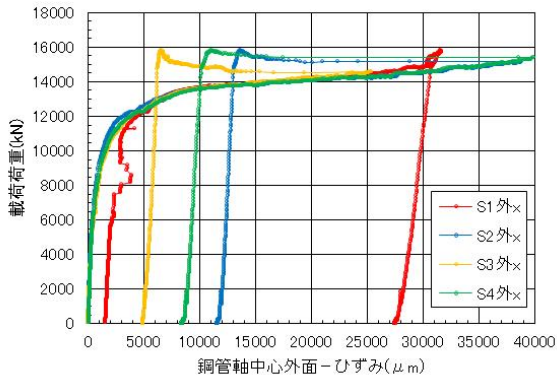
(i) 横軸整理



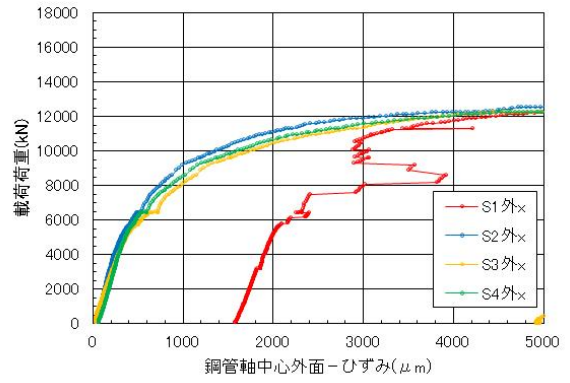
(ii) 横軸全体

(c) 鋼管外面：斜め

図 2.3.1-9 軸力-ひずみ関係：B-2-1

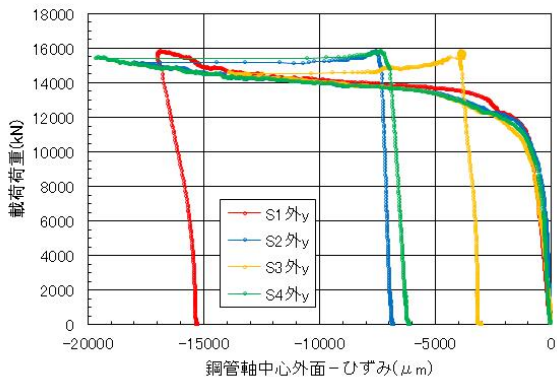


(i) 横軸整理

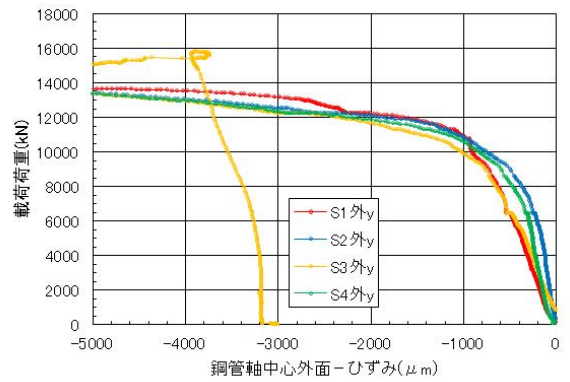


(ii) 横軸全体

(a) 鋼管外面：横

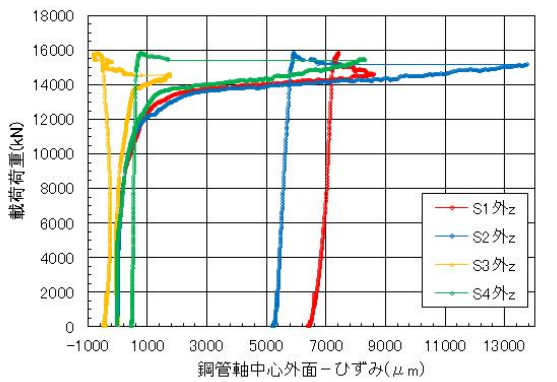


(i) 横軸整理

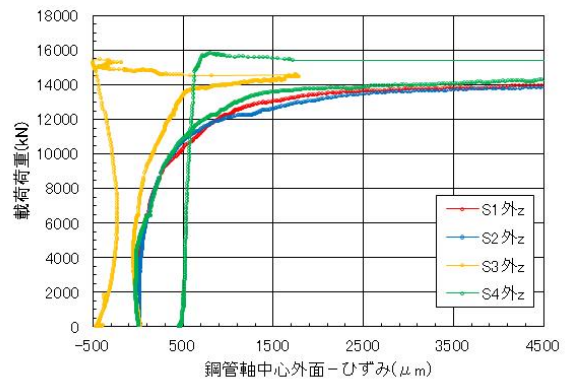


(ii) 横軸全体

(b) 鋼管外面：縦



(i) 横軸整理

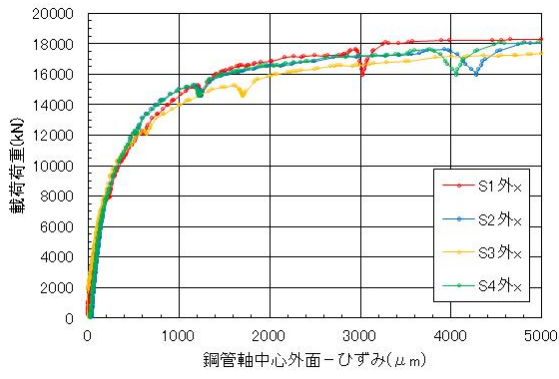


(ii) 横軸全体

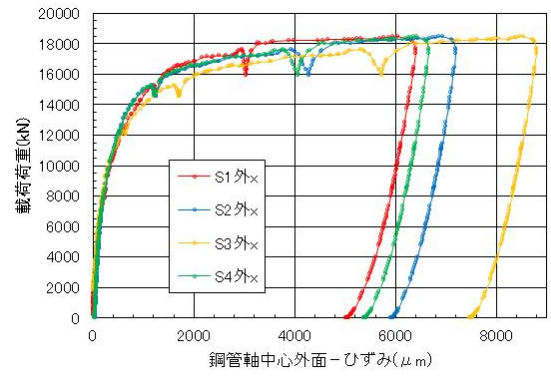
(c) 鋼管外面：斜め

図 2.3.1-10 軸力-ひずみ関係：B-2-2

第2章 杭の中心一軸圧縮実験

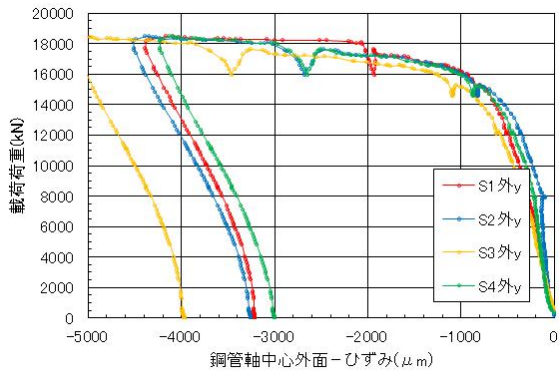


(i) 横軸整理

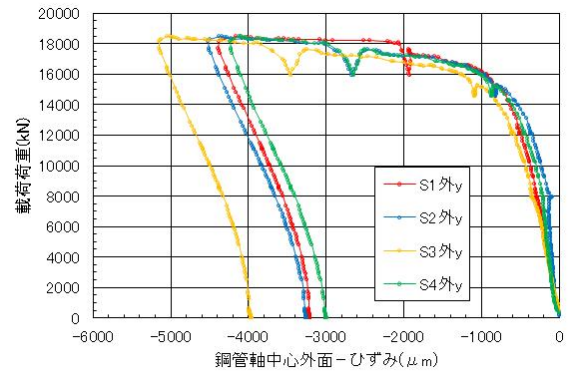


(ii) 横軸全体

(a) 鋼管外面：横

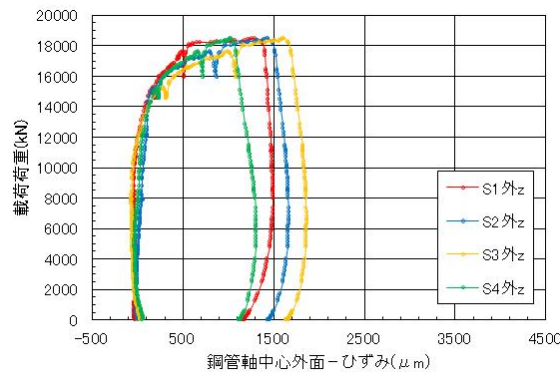


(i) 横軸整理



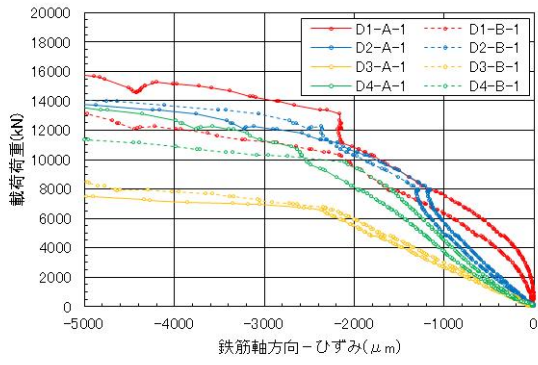
(ii) 横軸全体

(b) 鋼管外面：縦

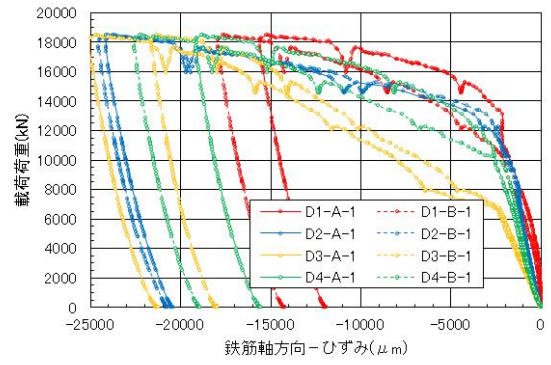


(c) 鋼管外面：斜め

図 2.3.1-11 軸力-ひずみ関係：B-2-3-鋼管

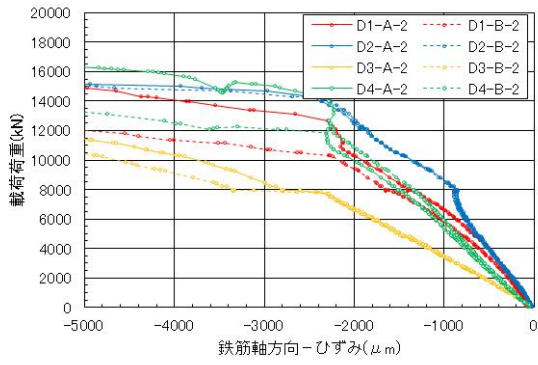


(i) 横軸整理

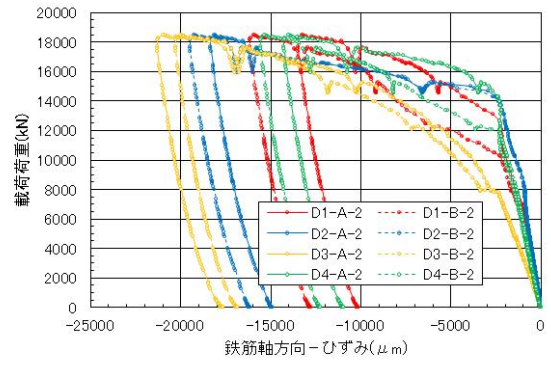


(ii) 横軸全体

(a) 鉄筋軸方向：上段

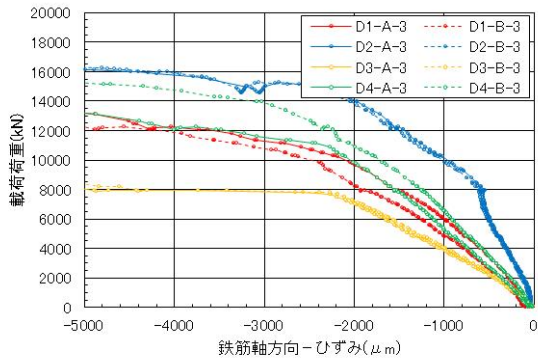


(i) 横軸整理

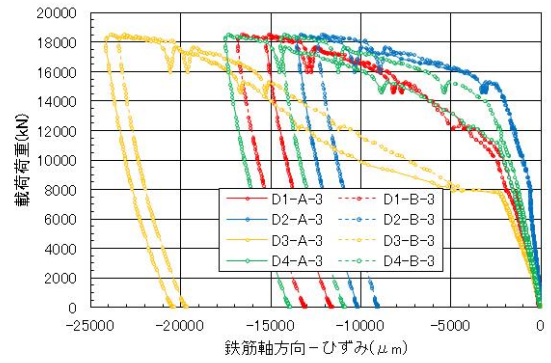


(ii) 横軸全体

(b) 鉄筋軸方向：中段



(i) 横軸整理



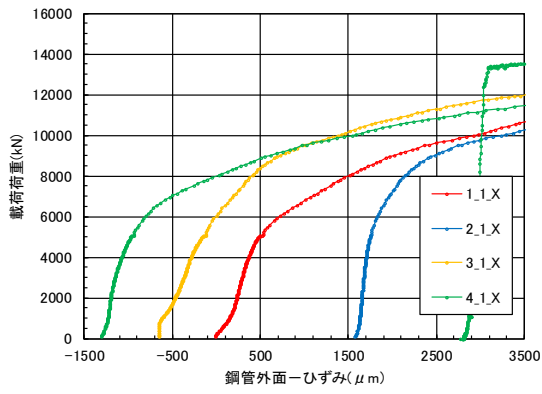
(ii) 横軸全体

(c) 鉄筋軸方向：下段

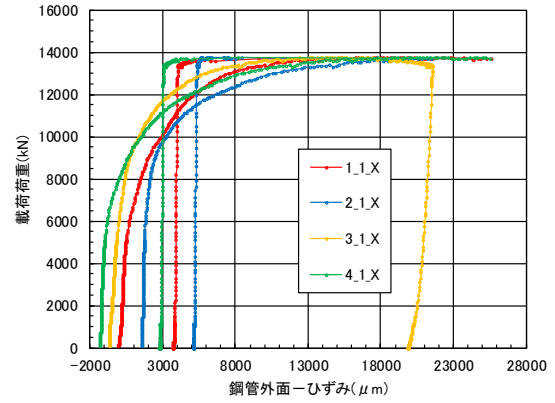
図 2.3.1-12 軸力-ひずみ関係：B-2-3-鉄筋



第2章 杭の中心一軸圧縮実験

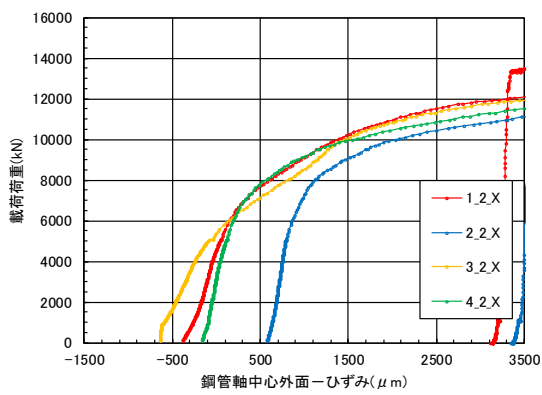


(i) 横軸整理

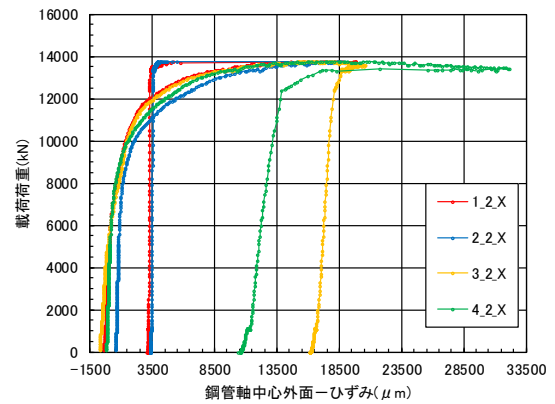


(ii) 横軸全体

(a) 鋼管外面：横-上段

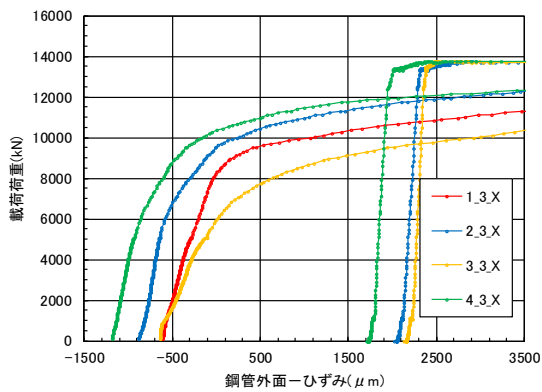


(i) 横軸整理

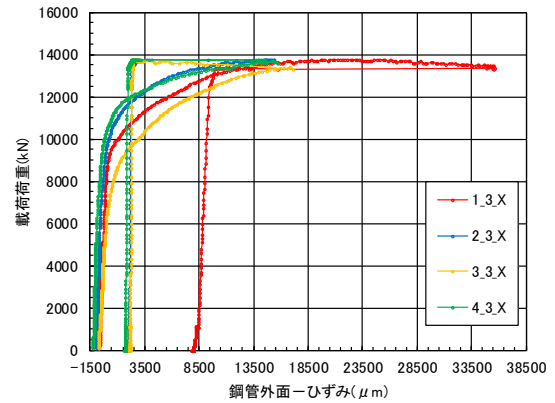


(ii) 横軸全体

(b) 鋼管外面：横-中段



(i) 横軸整理

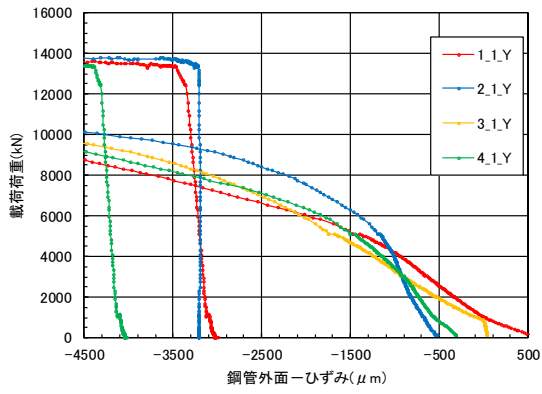


(ii) 横軸全体

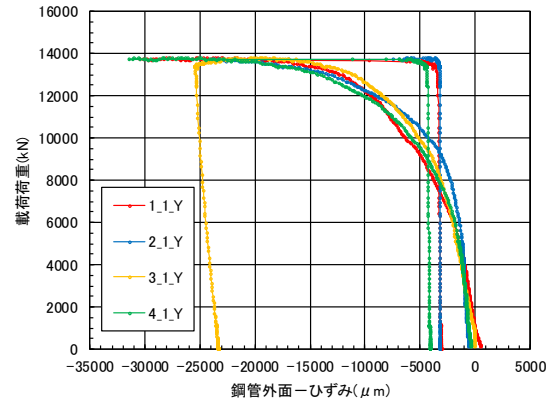
(c) 鋼管外面：横-下段

図 2.3.1-13 軸力-ひずみ関係：B-3-鋼管-横方向



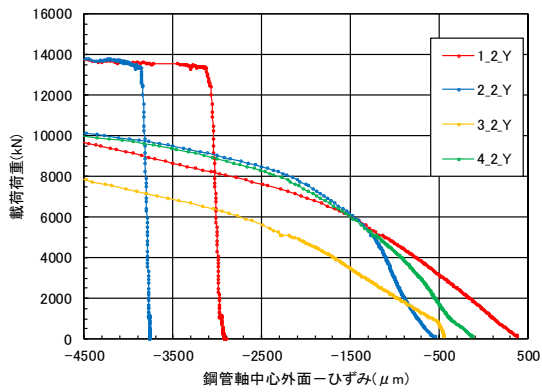


(i) 横軸整理

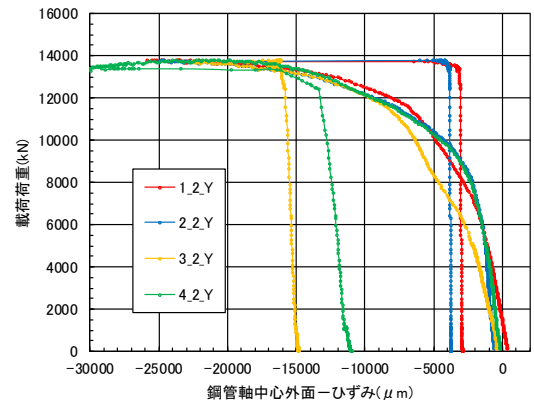


(ii) 横軸全体

(a) 鋼管外面：縦-上段

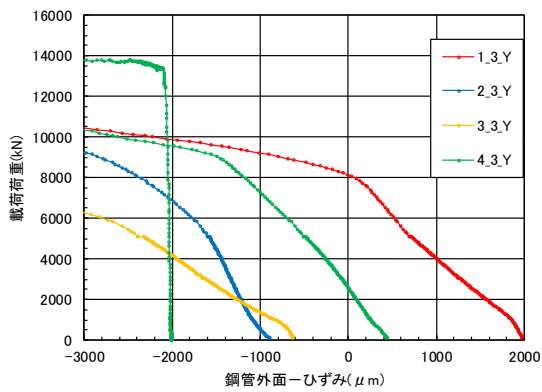


(i) 横軸整理

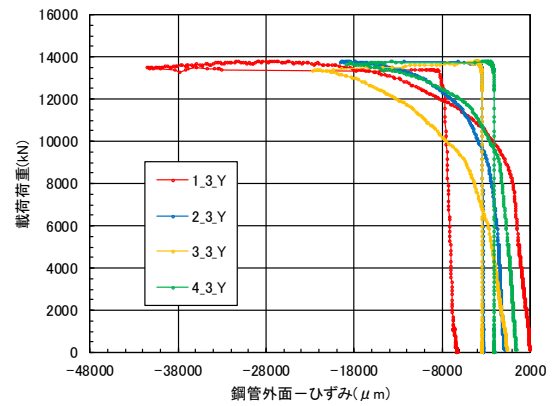


(ii) 横軸全体

(b) 鋼管外面：縦-中段



(i) 横軸整理

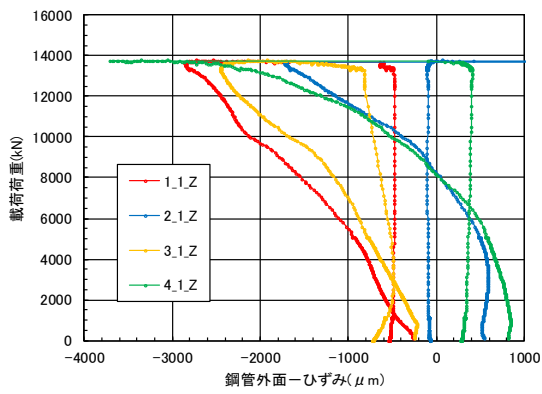


(ii) 横軸全体

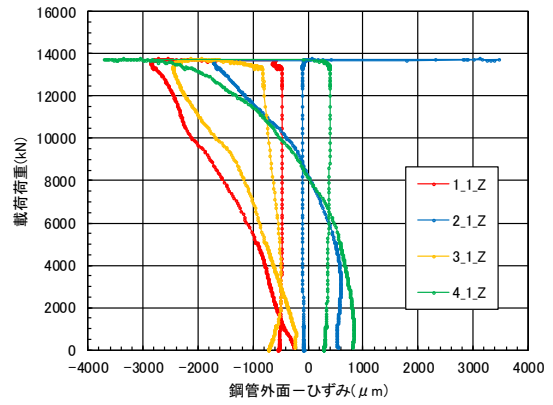
(c) 鋼管外面：縦-下段

図 2.3.1-14 軸力-ひずみ関係：B-3-鋼管-縦方向

第2章 杭の中心一軸圧縮実験

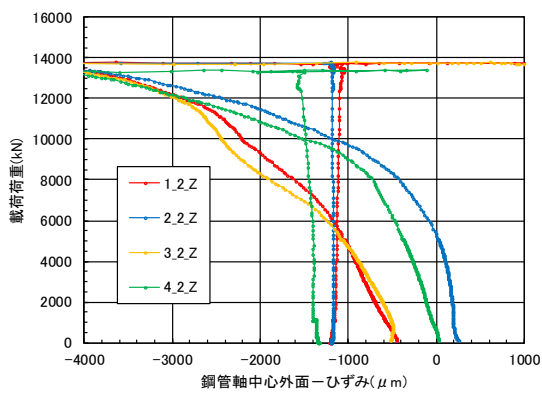


(i) 横軸整理

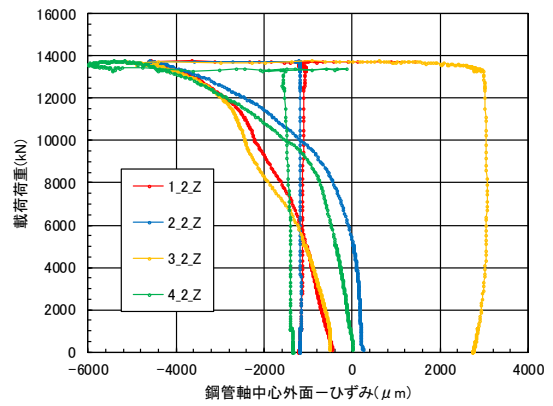


(ii) 横軸全体

(a) 鋼管外面：斜め-上段

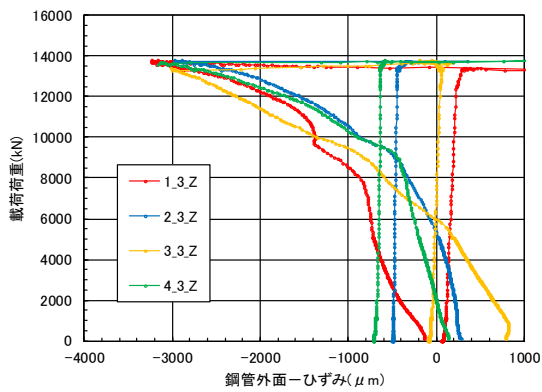


(i) 横軸整理

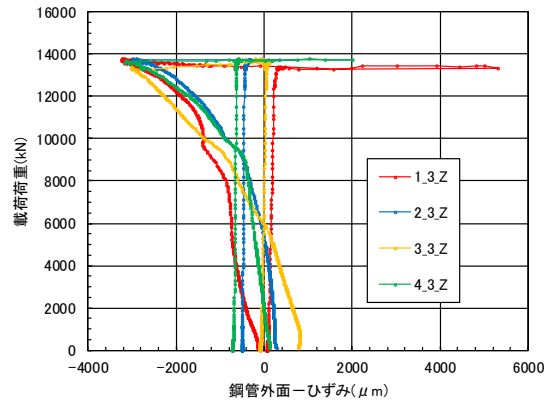


(ii) 横軸全体

(b) 鋼管外面：斜め-中段



(i) 横軸整理



(ii) 横軸全体

(c) 鋼管外面：斜め-下段

図 2.3.1-15 軸力-ひずみ関係：B-3-鋼管-斜め方向

(3) 試験体 B シリーズの最終破壊性状 (鋼管除去後)

試験体 B シリーズでは、鋼管厚が 9.0mm の B-2-2, B-2-3, B-3 を対象に、鋼管部を剥がして観察した。

1) B-2-2 (非接合, 軸方向鉄筋無)

写真 2.3.1-9 に撮影方法を示す。写真 2.3.1-10 に鋼管撤去後のコンクリートの状況, 写真 2.3.1-11 に鋼管の状況を示す。写真 2.3.1-11 より, 中央付近に約 3mm 程度の膨らみが観察できた。

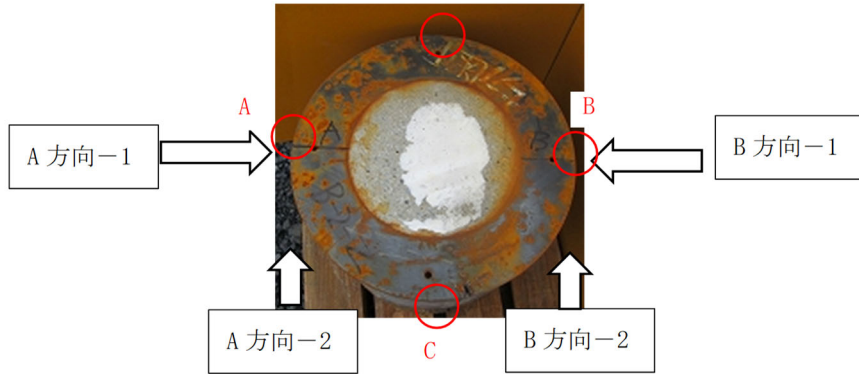


写真 2.3.1-9 撮影方向 (B-2-2)



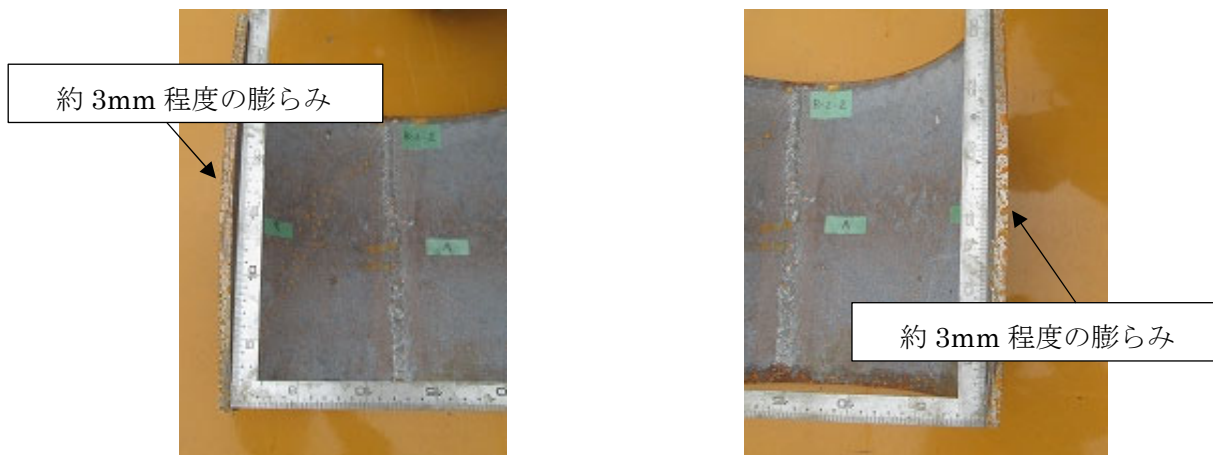
(a) A 方向-1

(b) A 方向-2

(c) B 方向-1

(d) B 方向-2

写真 2.3.1-10 鋼管撤去後のコンクリートの状況 (B-2-2)



(a) C 断面

(b) D 断面

写真 2.3.1-11 鋼管の状況 (B-2-2)

第2章 杭の中心一軸圧縮実験

2) B-2-3 (非接合, 軸方向鉄筋有)

写真 2.3.1-12 に撮影方法を示す。写真 2.3.1-13 に鋼管撤去後のコンクリートの状況, 写真 2.3.1-14 に鋼管の状況を示す。写真 2.3.1-14 より, 中央付近の膨らみはほとんど観察できない。

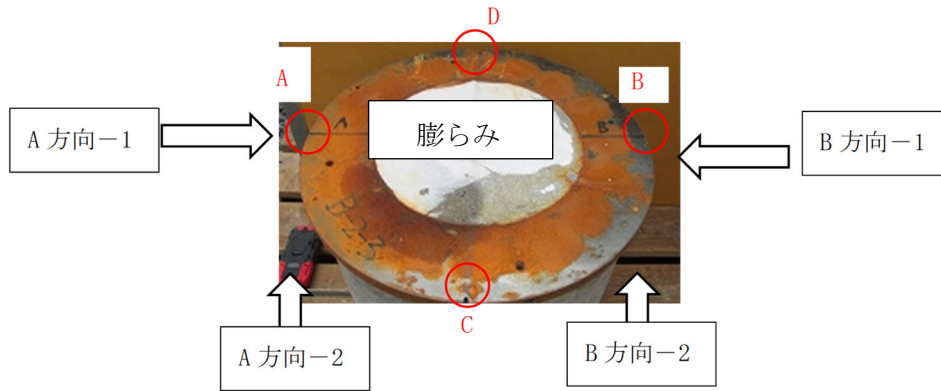


写真 2.3.1-12 写真撮影方向 (B-2-3)



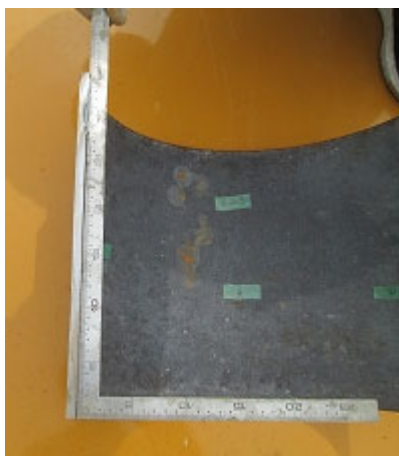
(a) A方向-1

(b) A方向-2

(c) B方向-1

(d) B方向-2

写真 2.3.1-13 鋼管撤去後のコンクリートの状況



(a) C断面



(b) D断面

写真 2.3.1-14 鋼管の状況 (B2-2-3)



3) B-3 (接合, 軸方向鉄筋無)

写真 2.3.1-15 に撮影方法を示す。写真 2.3.1-16 に鋼管撤去後のコンクリートの状況, 写真 2.3.1-17 に鋼管の状況を示す。端部の溶接部付近が大きく膨らんでいる。鋼管は全体的に変形が大きい。

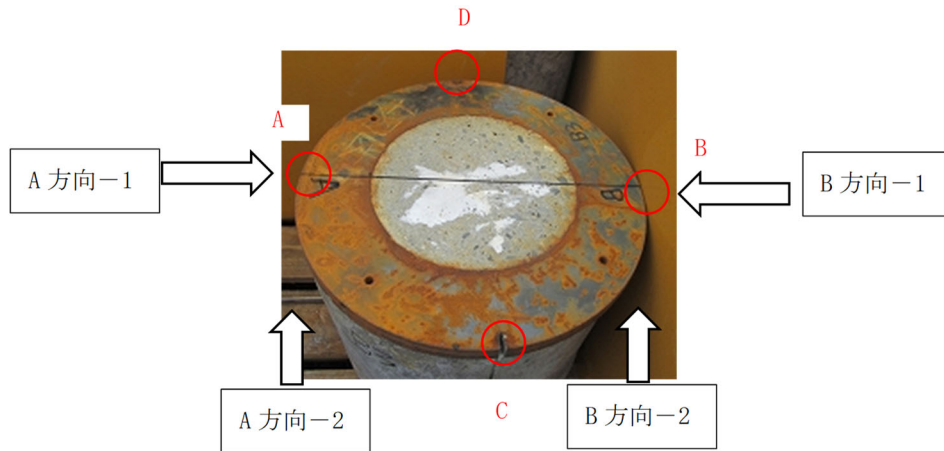


写真 2.3.1-15 写真撮影方向 (B-3)



(a) A 方向-1

(b) A 方向-2

(c) B 方向-1

(d) B 方向-2

写真 2.3.1-16 鋼管撤去後のコンクリートの状況



(a) C 断面

(b) D 断面

写真 2.3.1-17 鋼管の状況 (B-3)



### 2.3.2 コンクリートが負担する軸応力と軸ひずみの算定

本実験で得られたデータについて、各試験体間の比較や試験体の構造性能を評価するために、下記のように実験結果の整理を行った。

#### (1) 軸ひずみ及び軸応力の算定

載荷開始から終局軸ひずみに達するまでの  $\sigma_c/\sigma_B$  一軸ひずみ関係を図 2.3.2-1 に示す。

軸ひずみは、計測した軸変位を試験区間（試験体のコンクリート部分の高さで、表 2.2.1-1 参照）で除して算定した。また、試験体に作用した軸力のうち、鋼管や軸方向鉄筋の負担軸力（2.3.2(4)参照）を引いてコンクリート部のみの負担軸力を算出し、それをコンクリートの断面積で除して、コンクリート応力  $\sigma_c$  を計算する。この  $\sigma_c$  を材料試験のコンクリート圧縮強度  $\sigma_B$  で除した値を検討に用いる。

#### (2) 終局軸ひずみおよび最大耐力

A-1, A-2, B-1 のように脆性的に破壊した試験体の終局軸ひずみは、最大耐力時の軸ひずみとする。B-2-1, B-2-2 のように、鋼管の上下端部に設けた隙間部が閉塞した場合は、その閉塞した点を終局軸ひずみとする。A-3, B-2-3, B-3 では、載荷終了まで軸力が最大耐力の 80%以下に低下しなかったため、計測できた最大軸ひずみを終局軸ひずみとする。また、最大耐力は載荷開始から終局ひずみに達するまでの間に記録した最大の軸力とする。

各試験体の最大耐力時および終局時の  $\sigma_c/\sigma_B$  および軸ひずみを表 2.3.2-1 に示す。

#### (3) 鋼管の降伏判定、および、鋼管、軸方向鉄筋の負担力

表 2.3.2-1 に各試験体の鋼管降伏時の  $\sigma_c/\sigma_B$  および軸ひずみを合わせて示す。

鋼管の降伏の判定は、鋼管に貼付した 3 軸ひずみゲージの計測値のロゼット解析（ポアソン比 0.3 とした）により行った。ロゼット解析による主応力を用いて、(式 2.3.2-1) のミーゼスの降伏条件により鋼管の降伏を判定した。なお、4 方向に貼付した 3 軸ひずみゲージのうち、一つでも降伏条件を満たした点を鋼管の降伏点とみなした。軸力に対する鋼管の負担力は、(式 2.3.2-2) による材軸方向の応力  $\sigma_{sa}$  に鋼材の断面積を乗じて計算した。軸方向鉄筋の負担力は貼付した 1 軸ひずみゲージの計測値から計算した。なお、鋼管および軸方向鉄筋の負担応力は、降伏後は増えずに一定として計算を行った。鋼管降伏後は、鋼管の周方向の応力が強制変形により増加しそれに伴い軸方向の応力は減少する可能性があるが、鋼管の負担応力を多く評価することはコンクリートの軸方向応力を少なく評価することになるため、拘束されたコンクリートの評価にとっては安全側の仮定である。

$$\sigma_{sm} = \sqrt{\sigma_{\min}^2 - \sigma_{\min} \sigma_{\max} + \sigma_{\max}^2} \geq \sigma_y \quad (\text{式 2.3.2-1})$$

$$\sigma_{sa} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}{2} + \frac{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}}{2} \cos 2\theta \quad (\text{式 2.3.2-2})$$

ここで  $\sigma_{sm}$  : ミーゼスの相当応力 (MPa)

$\sigma_{\max}$  : 最大主応力 (MPa)

$\sigma_{\min}$  : 最小主応力 (MPa)

$\sigma_y$  : 鋼材降伏強度 (MPa)

$\sigma_{sa}$  : 軸方向応力 (MPa)

$\theta$  : 試験体周方向に対する主応力方向の角度 (rad)

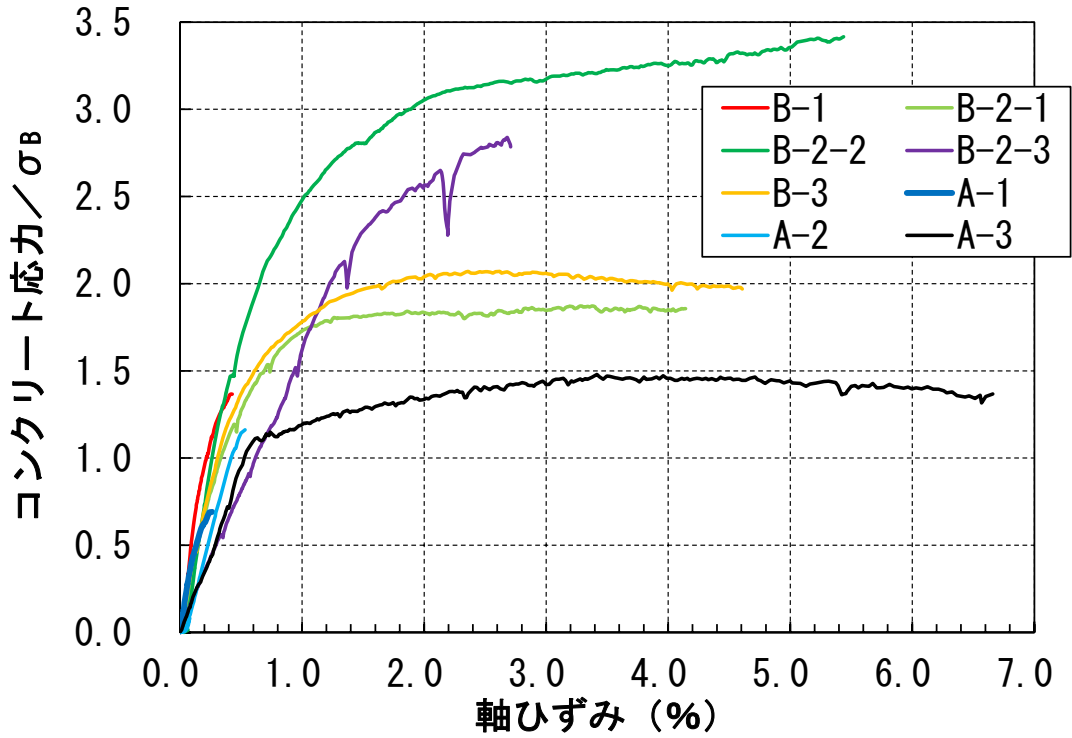


図 2.3.2-1  $\sigma_c/\sigma_B$ -軸ひずみ関係

表 2.3.2-1 実験結果一覧

試験体	最大耐力時*1					鋼管降伏時*2				終局 軸ひ ずみ (%)
	軸力 (kN)	軸ひずみ (%)	$\max \sigma_c$ (MPa)	$\max \sigma_c$ / $\sigma_B$	$\sigma_{sa}$ / $\sigma_y$	軸力 (kN)	軸ひずみ (%)	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_c$ / $\sigma_B$	
A-1	5614	0.263	78.0	0.69	/	/	/	/	/	0.263
A-2	7914	0.533	132.7	1.16	0.00	-	-	-	-	0.533
A-3	10943	3.42	44.6	1.48	/	10211	2.21	41.6	1.38	6.66
B-1	7360	0.427	58.3	1.37	/	/	/	/	/	0.427
B-2-1	11227	3.28	91.8	1.82	0.15	10494	1.06	85.7	1.70	4.14
B-2-2	14898	5.44	122.9	3.20	0.22	9901	0.833	79.7	2.07	5.44
B-2-3	18483	2.68	114.1	2.54	0.31	15227	1.35	83.9	1.87	2.71
B-3	13774	2.36	84.6	2.05	0.95	5235	0.138	19.7	0.48	4.61

\*1: B-2-3試験体の最大耐力は参考値

\*2: A-3試験体はせん断補強筋降伏時

## 2.4 実験結果の検証

### 2.4.1 中空断面試験体の破壊性状

表 2.3.2-1 に示すように、A-1、A-2 の最大耐力時の  $\max\sigma_c/\sigma_B$  はそれぞれ 0.69 と 1.16 であり、A-2 は 1.0 を超えた。一方で、A-1 の  $\max\sigma_c/\sigma_B$  は 1.0 を下回っており、この原因を試験体コンクリートに貼付したロゼット解析と、モール・クーロンの破壊基準を用いて検討する。A-1、A-2 において、最大耐力直前の計測値を用いたロゼット解析により得られたコンクリートの応力状態を図 2.4.1-1、図 2.4.1-2 にそれぞれ示す。また(式 2.4.1-1)のように、クーロン破壊線を示す。なお、各係数は文献[2-2]と同様の値を用いた。

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \tag{式 2.4.1-1}$$

ここで  $\sigma$ 、 $\tau$  : 垂直応力, せん断応力 (MPa)

$c$  : 粘着力 (MPa) ( $=0.25\sigma_B$ ) [2-3]

$\phi$  : 内部摩擦角 (rad) ( $\tan\phi=0.75$ ) [2-3]

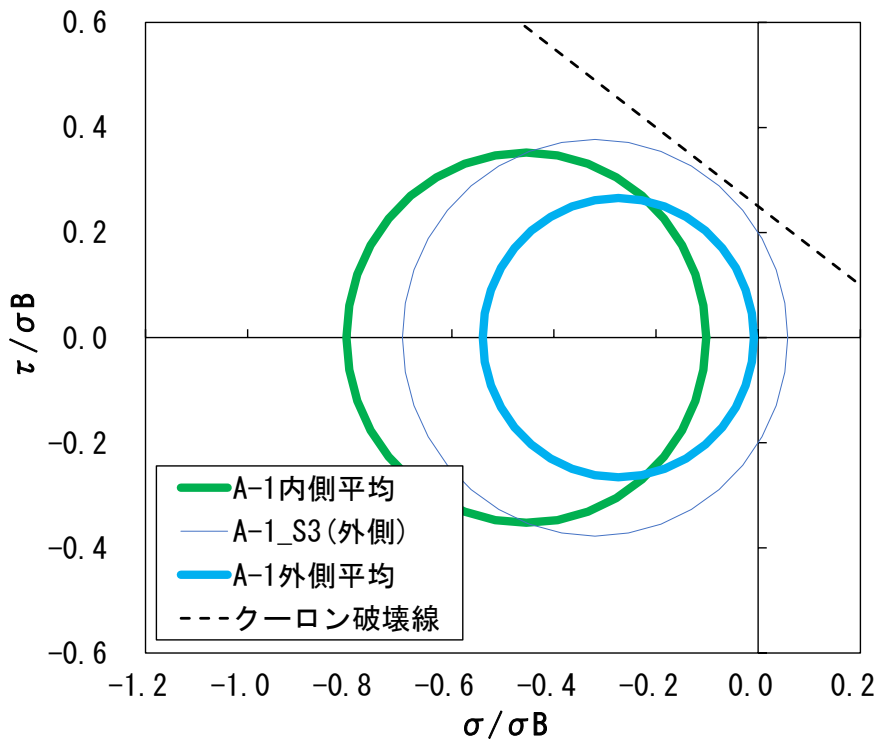


図 2.4.1-1 最大耐力直前のコンクリートの応力状態 (A-1)

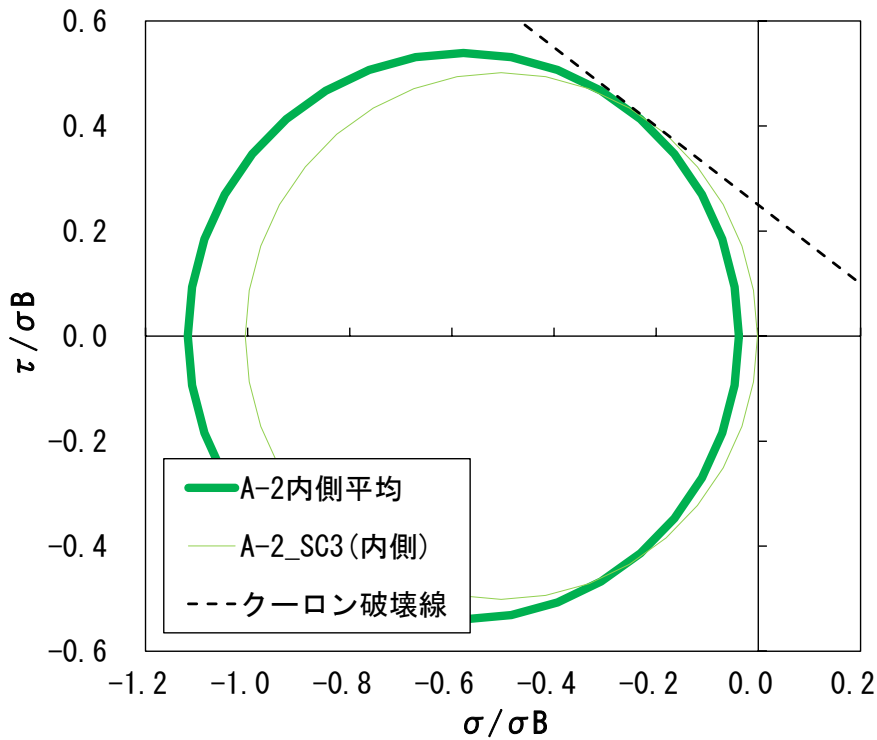


図 2.4.1-2 最大耐力直前のコンクリートの応力状態 (A-2)

図 2.4.1-1 を見ると、試験体の内側と外側のそれぞれの平均値ではクーロンの破壊線に接していないが、外側の 3 軸ゲージの内最もひずみが大きかった S3 ゲージのモールの応力円はクーロン破壊線と近接している。このことから、A-1 は設置時の試験体の偏りにより、ある方向に偏って変形したために、 $\max\sigma_c/\sigma_B$  が 1.0 を下回ったと推測できる。一方 A-2 では、図 2.4.1-2 に示すように試験体の内側の平均値及び最もひずみが大きかった SC3 ゲージの両方がクーロン破壊線に接しており、かつほぼ同様な応力状態となっているが、実験結果としてはばらつきの範囲内と考えられる。

表 2.3.2-1 に示すように、A-1、A-2 の終局軸ひずみは 0.263%、0.533% である。圧縮靱性比較用の A-3 の 6.66% と比べると、1/10 以下となった。A-1、A-2 の試験体は脆性破壊していることから、中空試験体では圧縮靱性のある杭の開発は難しいことがわかった。

## 2.4.2 鋼管巻き中実杭の軸耐力と圧縮靱性

### (1) 鋼管巻き中実杭（非接合）の軸耐力と圧縮靱性

表 2.3.2-1 に示すように、鋼管巻き中実杭（非接合）試験体（B-2 シリーズ）3 体の  $\max\sigma_c/\sigma_B$  はそれぞれ 1.82, 3.20, 2.54 であり、B-1 の 1.37 と比べると、鋼管巻き中実杭（非接合）とすることで拘束効果により強度が上昇することがわかった。また、鋼管の厚さを 4.3mm（B-2-1）から 9.2mm（B-2-2）に厚くすることで  $\max\sigma_c/\sigma_B$  が 1.82 から 3.20 に上昇しており、鋼管を厚くすることでさらに拘束効果が上昇することがわかった。なお、この鋼管の径厚比（直径を鋼管厚さで除した値）は 93.0（B-2-1）と 43.5（B-2-2）である。大地震時に対する設計が行われた実際の建物における統計調査を行った文献[2-3]によると SC 杭の径厚比の平均値は 70 であることを考慮すると、平均よりも径厚比を下げることで十分な拘束効果が得られることがわかる。一方で、B-2-2 に軸方向鉄筋を入れた B-2-3 では、 $\max\sigma_c/\sigma_B$  が 3.20 から 2.54 と減少した。これは載荷装置の限界により B-2-3 の真の最大耐力が計測できなかったためである。

ここで、鋼管降伏時の内部コンクリートの応力状態について検討する。表 2.3.2-1 より、B-2 シリーズ 3 体の鋼管降伏時の  $y\sigma_c/\sigma_B$  は、1.70~2.07 倍であり、強度が上昇している。一方で、軸ひずみは 0.833%~1.35% となり、材料試験結果（表 2.2.2-1）の圧縮強度時ひずみ 0.221%~0.237% と比べると 4 倍以上の軸ひずみとなった。このことから、鋼管降伏時において、拘束効果による強度上昇よりもひずみの上昇が大きく、強度とひずみが同じように上昇するわけではないことがわかった。

また、鋼管降伏時の  $y\sigma_c/\sigma_B$  に対して、最大耐力時の  $\max\sigma_c/\sigma_B$  の耐力上昇率について検討する。表 2.3.2-1 に示すように、B-2-1 では 1.07(=1.82/1.70) 倍耐力が上昇したが、B-2-2 では 1.54(=3.20/2.07) 倍耐力が上昇しており、鋼管厚を厚くすることで降伏時からの耐力上昇率が大きくなることがわかった。

表 2.3.2-1 に示すように、鋼管巻き中実杭（非接合）試験体（B-2 シリーズ）3 体の終局軸ひずみはそれぞれ、4.14%、5.44%、2.71% となり、圧縮靱性の比較用の試験体 A-3 の 6.66% と比べると、小さいものの、B-2-1、B-2-2 の終局軸ひずみは 4% を超えており十分な靱性能を有することがわかった。B-2-1、B-2-2 は試験体上下端部に設けた隙間部が閉塞することで終局軸ひずみが決定しているので、この隙間部を適切に設定することで圧縮靱性のさらなる向上が期待できる。

### (2) 鋼管巻き中実杭（接合）の軸耐力と圧縮靱性

表 2.3.2-1 に示すように、B-3 の  $\max\sigma_c/\sigma_B$  は 2.05 であり、B-1 の 1.37 と比べて拘束効果があることがわかった。また、終局軸ひずみも 4.61% と 4% を超える靱性能を有することがわかった。



## 2.4.3 鋼管とコンクリートとの固着性状

B-2-2 は、B-3 と鋼管厚が同一だが端部に隙間部を設けた試験体である。表 2.3.2-1 に示すように、B-2-2 の  $\max\sigma_c/\sigma_B$  は 3.20 であり、B-3 の 2.05 と比べると拘束効果が高いことがわかった。図 2.4.3-1 に各試験体の鋼管の応力状態を示す。図 2.4.1-3 では、鋼管に貼付した 3 軸ひずみゲージのロゼット解析により、実験開始時から降伏時までの各試験体の主応力の経過を示した。また、試験体ごとに比較するため、主応力を降伏強度  $\sigma_y$  で除して無次元化した。これを見ると、B-3 は最大主応力がほぼ 0 のまま最小主応力のみが増加して降伏に至っており、周方向にはほとんど引張応力が作用していないことがわかる。このことから、B-3 では少なくとも鋼管が降伏するまではコンクリートと鋼管が一体となって挙動していることがわかった。一方で、B-2-2 は最小主応力の値が観測されているものの、基本的には最大主応力が卓越しており、周方向に大きな引張応力が作用していることがわかる。端部に隙間部を設けることで、B-3 と異なり鋼管とコンクリートが別々に挙動していることがわかる。

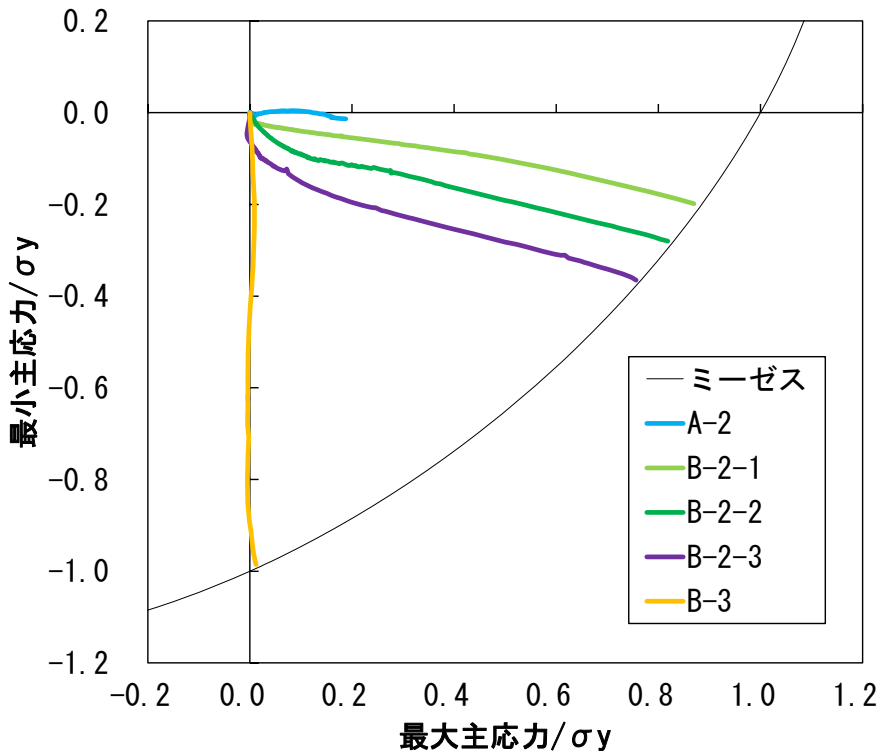


図 2.4.3-1 鋼管の応力状態

表 2.3.2-1 に示すように、試験体最大耐力時の材軸方向の応力  $\sigma_{sa}$  を鋼管の降伏強度  $\sigma_y$  で除した値は、A-2 では 0.00 であり鋼管とコンクリートの付着はないと言ってよい。一方、鋼管巻き中実杭（非接合）試験体（B-2 シリーズ）3 体の  $\sigma_{sa}/\sigma_y$  はそれぞれ 0.15, 0.22, 0.31 であり、試験体の最大耐力が大きくなるにつれて大きくなった。しかし、降伏強度と比べると小さい範囲であり、鋼管とコンクリートの間の付着を除去するような特別な処理を施さなくても、端部に隙間部を設けることで付着がきれることがわかった。

## 2.5 耐力評価

A-2, B-2 シリーズ, B-3 の5つの試験体の最大耐力を既往の評価法を用いて検討する。基本となる耐力評価式は、(式 2.5-1)に示すような円形断面を持つ CFT 短柱の軸圧縮耐力式<sup>[2-4]</sup> に軸方向鉄筋の第3項を累加した式を用いて計算する。ただし、試験体の形状により(式 2.5-1~2.5-4)で用いる各係数が異なる。

$${}_{cal}P = {}_{cal}\sigma_c \cdot A_c + {}_{cal}\sigma_s \cdot A_s + {}_r\sigma_y \cdot A_r \quad (\text{式 2.5-1})$$

$$\text{ここで } {}_{cal}\sigma_c = {}_r\gamma_U \cdot \sigma_B + k \cdot \sigma_r \quad (\text{式 2.5-2})$$

$$\sigma_r = \alpha \cdot \frac{2t}{D-2t} \sigma_y \quad (\text{式 2.5-3})$$

$${}_{cal}\sigma_s = \beta \sigma_y \quad (\text{式 2.5-4})$$

${}_{cal}P$ : 試験体軸圧縮耐力 (N)

${}_{cal}\sigma_c$ : 拘束されたコンクリート部の計算圧縮強度 (MPa)

${}_{cal}\sigma_s$ : 鋼管部の計算圧縮強度 (MPa)

${}_r\sigma_y$ : 軸方向鉄筋の降伏強度 (MPa)

$A_c$ : コンクリートの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_s$ : 鋼管の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_r$ : 鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

${}_r\gamma_U$ : コンクリートの強度低減係数

$k$ : 拘束係数

$\sigma_r$ : 拘束コンクリートに作用する側圧 (MPa)

$D$ : 試験体直径 (mm)

$t$ : 鋼管厚さ (mm)

$\alpha$ : 周方向応力成分比

$\beta$ : 軸方向応力成分比

### 2.5.1 中空断面の耐力評価

A-2 は、鋼管を中空円形杭に巻いた試験体なので、文献[2-1]の耐力式を適用する。文献[2-1]では(式 2.5-1)の係数について、 ${}_r\gamma_U=1.0$ ,  $\alpha=1.0$ ,  $\beta=0$ , 及び  $k$ については(式 2.5-5)を用いた評価式が提案されている。文献[2-1]による計算式の推定精度は、適用範囲の試験体に対して実験値/計算値が 1.01~1.11 の範囲であった。なお、(式 2.5-5)の適用範囲空洞率 5%~25%に対して、A-2 の空洞率は 44.0%のため適用範囲外である。計算値  ${}_{cal}P_1$  を表 2.5.1-1 に示す。表 2.5.1-1 に示すように、 ${}_{exp}P/{}_{cal}P_1$  が 0.95 であり実験値が計算値を下回った。これは、A-2 では鋼管が降伏する前にコンクリートの爆裂により最大耐力が決まっていることから、鋼管の拘束効果が十分に発揮されなかったことが原因と考えられる。

$$k = 5.17 - \frac{HRa}{12} \quad (\text{式 2.5-5})$$

ここで  $HRa$ : 空洞率 (%) (=  $A_H / (\pi D^2 / 4) \times 100$ )

$A_H$ : 空洞部の面積(mm<sup>2</sup>)

表 2.5.1-1 耐力計算結果一覧

試験体	最大耐力 $P_{exp}$ (kN)	$c\gamma_U$	$\alpha$	$\beta$	k	$P_{cal}$ (kN)	$P_{exp}/P_{cal}$
A-2	7914	1.00	1.00	0.00	1.50	8335	0.95
B-2-1	11227	1.00	1.00	0.00	4.00	9776	1.15
B-2-2	14898	1.00	1.00	0.00	4.00	12886	1.16
B-2-3*1	18483	1.00	1.00	0.00	4.00	17725	1.04
B-3	13774	0.85	0.19	0.89	4.10	9558	1.44

\*1 : B-2-3は実験において最大耐力が記録できなかったので参考値とする。

### 2.5.2 鋼管巻き中実杭（非接合）試験体の耐力評価

鋼管巻き中実杭（非接合）試験体（B-2 シリーズ）では、文献[2-2]の耐力式を適用する。文献[2-2]では(式 2.5-1)の係数について、 $c\gamma_U=1.0$ 、 $\alpha=1.0$ 、 $\beta=0$ 、 $k=4.0$ を用いた評価式が提案されている。計算値  $P_{cal}$  を表 2.5.1-1 に示す。表 2.5.1-1 に示すように、B-2-1、B-2-2 において  $P_{exp}/P_{cal}$  が 1.15 および 1.16 であり実験値を安全側に評価できた。最大耐力が計測できなかった B-2-3 については参考値であるが、 $P_{exp}/P_{cal}$  が 1.04 と 1 を上回った。

### 2.5.3 鋼管巻き中実杭（接合）試験体の耐力評価

鋼管巻き中実杭（接合）試験体 B-3 では、文献[2-5]の耐力式を適用する。文献[2-5]では(式 2.5-1～2.5-4)の係数について、 $\alpha=0.19$ 、 $\beta=0.89$ 、 $k=4.1$  及び  $c\gamma_U$  については(式 2.5-6)を用いた評価式が提案されている。計算値  $P_{cal}$  を表 2.5.1-1 に示す。表 2.5.1-1 に示すように、 $P_{exp}/P_{cal}$  が 1.44 であり実験値を安全側に評価できた。

$$c\gamma_U = 1.67D^{-0.112} \quad (\text{式 2.5-6})$$

## 2.6 結論

圧縮靱性のある既製コンクリート杭の開発を目的として、8体の試験体を製作し一軸圧縮実験を行った結果、以下の知見を得た。

- (1)中空断面既製コンクリート杭は、外側に鋼管を取り付けても脆性的に破壊し、必要な圧縮靱性が得られない。
- (2)今回のように、特別に付着を除去するような処理を施していない鋼管巻き中実杭（非接合）について、杭外周部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（1.82～3.20倍）および終局ひずみ4%を超える靱性能の向上を確認できた。このとき鋼管を厚くすることでさらに拘束効果が上昇することがわかった。
- (3)鋼管巻き中実杭（接合）も（2）同様、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（2.05倍）および終局ひずみ4%を超える靱性能の向上が確認できた。
- (4)鋼管巻き中実杭（非接合）及び鋼管巻き中実杭（接合）について、既往の評価式（式2.5-1）を用いて最大耐力を評価したところ、安全側に評価できた。

参考文献

- [2-1] 宮木聡ほか 5 名：遠心成形コンクリート充填円形鋼管柱の軸圧縮耐力式，日本建築学会構造系論文集，No. 482，pp.151-160，1996.4
- [2-2] 佐藤孝典：円形断面の充填鋼管コンクリート構造におけるコンファインド効果のメカニズムとそのモデル化，日本建築学会構造系論文集，No. 452，pp.149-158，1993.10
- [2-3] 金子治：大地震に対する耐震設計におけるコンクリート杭の適用条件に関する実態調査，日本建築学会技術報告集，Vol. 23, No. 53, pp. 87-92, 2017. 2
- [2-4] 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計指針，2008.10
- [2-5] 崎野健治ほか 3 名：コンクリート充填円形鋼管短柱の中心圧縮耐力，構造工学論文集，Vol.48B, pp.231-236, 2002.3