

第4章

鋼管巻き中実杭の曲げ実験

4.1 はじめに

2章の一軸圧縮実験^[4-1]では、既製コンクリート杭の圧縮靱性を向上させることを目的として、鋼管が座屈しないように隙間を設け、拘束効果のみ期待した鋼管巻き中実杭（以下、中実杭）を想定した一軸圧縮実験が報告されている。この中実杭は、図4.1-1のようにパイルキャップとの間に隙間を設けることで鋼管に直接圧縮力が伝達しないような工法であり、実験の結果、中実断面の試験体では外側に取り付けた鋼管の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されている。

2章の一軸圧縮実験を^[4-1]をさらに発展させ、3章では、中実杭の構造性能を確認することを目的に曲げ破壊を計画した静的載荷実験^[4-2]より十分な靱性能を確認しているが、この実験では杭の鋼管及び軸方向鉄筋に降伏がみられ最大耐力に至り、試験体の隙間部とスタブにも大きな損傷が生じた。そのため破壊モードの判定が難しく、杭体の正確な曲げ耐力を判断できなかった。そこで、本実験では中実杭単体の曲げ性能評価を目的とした実験を実施し、試験体の曲率分布等の変形性状および曲げ耐力の評価を行った。

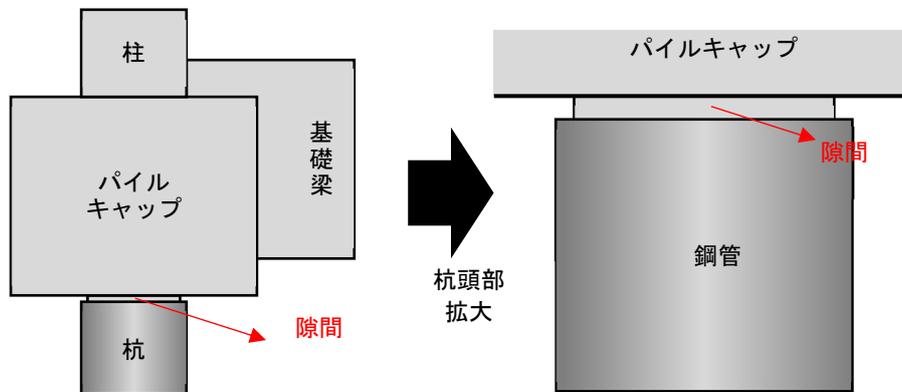


図4.1-1 鋼管巻き中実杭概要

4.2 実験概要

4.2.1 試験体諸元

D-1 試験体及び D-2 試験体の試験体諸元を表 4.2.1-1 に、軸方向鉄筋配置図を図 4.2.1-1 に示す。D-1 試験体については、3章の C-1 試験体、C-2 試験体と同じ仕様とした。D-2 試験体については、設計隙間幅 120mm とし、D-1 試験体の比較試験の位置付けとした。試験体の写真を写真 4.2.1-1 に示す。

表 4.2.1-1 試験体緒元

試験体名	外径 (mm)	長さ (m)	鋼管 (SKK490) 厚さ (mm)	軸方向鉄筋 (SD390)				隙間幅 (mm)
				外側		内側		
				本数- 呼び名	P. C. D. *1 (mm)	本数- 呼び名	P. C. D. *1 (mm)	
D-1	400	2	9	20-D22	310	14-D22	216	20
D-2	400	2	9	20-D22	310	14-D22	216	120

*1 P. C. D. (Pitch Circle Diameter) : 軸方向鉄筋の配置直径

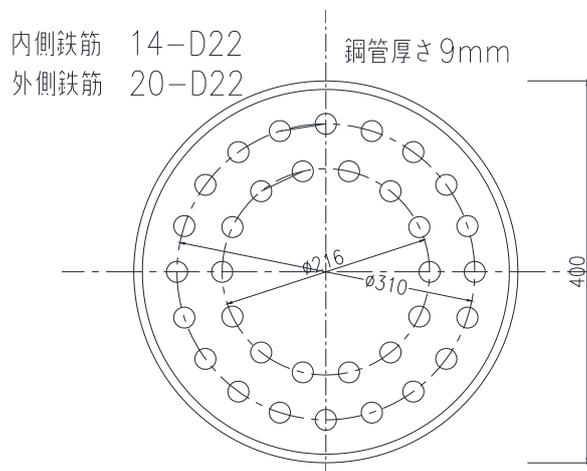


図 4.2.1-1 軸方向鉄筋配置図



写真 4.2.1-1 試験体 (奥 : D-1 試験体, 手前 : D-2 試験体)

4.2.2 材料特性

表 4.2.2-1, 表 4.2.2-2 に試験体の材料試験結果を示す。

D-1 試験体及び D-2 試験体で使用したコンクリートは、呼び強度 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、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 4.2.2-1 材料試験結果 (寸法, コンクリート)

試験体名	コンクリート				
	材齢 (日)	圧縮強度 (MPa)	圧縮強度時歪 (%)	ヤング係数 (GPa)	引張強度 (MPa)
D-1	71	40.9	0.21	31.7	2.13
D-2	78	45.7	0.21	31.0	3.14

表 4.2.2-2 材料試験結果 (軸方向鉄筋, 鋼管)

試験体名	軸方向鉄筋				鋼管		
	降伏点 (MPa)	降伏時歪 (%)	ヤング係数 (GPa)	引張強さ (MPa)	降伏点 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	引張強さ (MPa)
D-1	443	0.241	196	624	405	205	535
D-2							

4.2.3 試験体の設計

3章の実験では、杭の鋼管及び軸方向鉄筋に降伏がみられ最大耐力に至ったが、スタブにも大きな損傷があった。そのため破壊モードの判定が難しく、杭体の正確な曲げ耐力を判断できなかつたため、D-1試験体により杭単体の曲げ実験（軸力0kN）を行うこととした。D-1試験体は、3章のC-1試験体及びC-2試験体と同様に設計隙間幅20mm、設計厚9mmの鋼管の内部に、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。またD-2試験体については、杭の鉛直方向の施工誤差を考慮した試験体として、隙間幅を120mmに設定し、それ以外の仕様はD-1試験体と同じ仕様とした。

また、実施工の際は、道路橋示方書・同解説IV下部構造編^[4-3]を参考（図4.2.3-1参照）に、軸方向鉄筋はパイルキャップの定着長さを考慮した長さとする。杭体の外側に出ている軸方向鉄筋は、鋼管などで保護することを考えている。

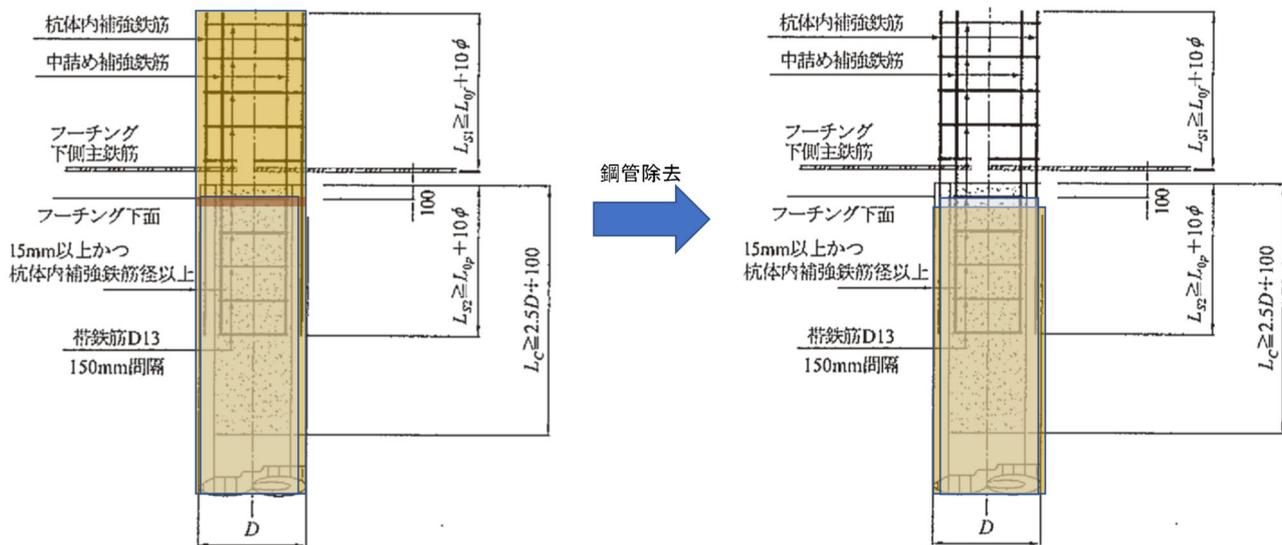


図 4.2.3-1 実施工のイメージ図

(1) 製造可能な試験体長さについて

今回、試験体を製作した会社で製作可能な試験体の最大長さは2mであった。ここで、2mの最大長さでは2点荷重の試験装置（図4.2.4-1参照）において、終局に至るような応力状態にすることができない。また、試験治具が設置できないなどの問題も生じたため（写真4.2.4-1参照）、試験体の端部に開先を施した端板（通常の既製杭の溶接継手）を設置し、試験体の両側にSC杭を溶接で継いでスパンを確保することとした。なお、両側に継ぐSC杭が降伏に達しないための対策として、異形棒鋼で補強した。

(2) 試験機設備の能力について

試験機の最大能力は3000kNを考慮して、試験体のスパンを検討した。また、荷重ジャッキのストロークは500mmであり、本実験において十分な試験性能を持つ設備であることを事前に確認した。

(3) 両側に継ぐSC杭の耐力検討

試験体の両側に継ぐSC杭が降伏に到達しないかを検討した。計画段階では、コンクリート強度は3章

第4章 既製鋼管巻き中実杭の曲げ実験

の試験体実測値 64.5MPa に拘束効果 3.2 倍を考慮して 206.4MPa, 軸方向鉄筋の鉄筋の降伏強度は材料ミルシートの 429.2MPa を入力値とした。この場合の終局耐力の計算値は 824kNm で、実際の実験値は、最も実測値/設計値の値が大きい C-2 の結果を考慮して、この値よりも 1.15 倍大きくなることを見込み、想定する最大曲げモーメントを 950kNm とした。

SC 杭については、鋼管の材料試験成績書の降伏強度 433MPa と実測値のコンクリート強度 109MPa, 壁厚 72mm, 鋼管厚 12.5mm の実測値を入力値とし、降伏曲げモーメントを計算したところ 673kNm であった。想定する最大曲げモーメント 950kNm に相当する荷重を与えた際、SC 杭端部の断面に作用するモーメントが 673kNm 未満であること、また、その余裕度について検討した。

全長 $L=5.0\text{m}$, スパン $L_1=3.0\text{m}$ の場合、最大曲げモーメント 950kNm に相当する荷重を作用させると、SC が負担する曲げモーメントは 472kNm となる。したがって、その余裕度は $673/472=1.43$ と 1.0 を上回っているが、ここでは、安全側に見て余裕度を 2.0 相当まで増大させるために、SC 杭に補強を行うこととした。補強材は SD490-D41 を使用し、SC 杭の上縁と下縁に補強材を溶接により設置した。溶接検査は、磁粉探傷試験で健全性を確認した。また、SC 杭端部から 60mm と 120mm の位置の補強材にひずみゲージを貼り、補強材が降伏点に達することがないか確認を行った。

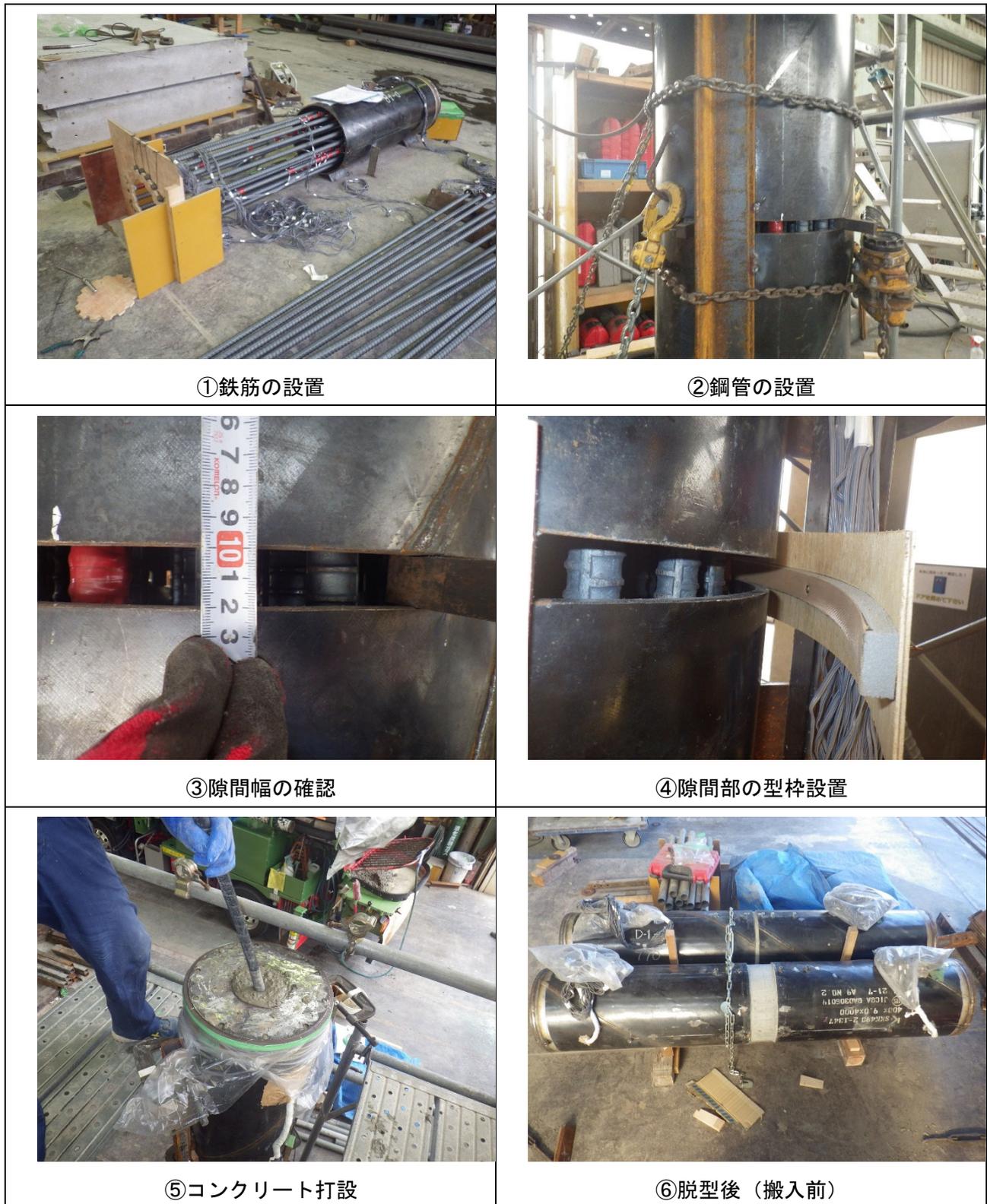


写真 4. 2. 3-1 試験体製作方法

レディーミクストコンクリート配合計画書										No.80400001-70	
ア シ ス 株式会社 殿										2021年 9月 14日	
日本産業規格表示認証工場 小幡建材株式会社 生コン工場 千葉県成田市十倉三15番地60 TEL:0476(32)0330 FAX:0476(33)1233										配合計画者名：秋本 利夫	
工 事 名 称		ア シ ス 株式会社									
所 在 地		茨城県稲敷市下太田4414番地									
納 入 予 定 時 期											
本配合の適用期間 ^{a)}		6月13日～9月24日 (修正標準配合・夏期)									
コンクリートの打込み箇所											
配 合 の 設 計 条 件											
呼び方	コンクリートの種類による記号	呼び強度	スランブ又はスランブフォー	粗骨材の最大寸法	セメントの種類						
	普通	40	cm	mm	による記号						
			18	20	N						
指 定 事 項 (必 須)	セメントの種類	呼び方欄に記載		粗骨材の最大寸法	呼び方欄に記載						
	骨材の種類	使用材料欄に記載		アルカリシリカ反応抑制対策の方法 ^{b)}	A						
指 定 事 項 (任 意)	骨材のアルカリシリカ反応性による区分	使用材料欄に記載		軽量コンクリートの単位容積質量	— kg/m ³						
	水の区分	使用材料欄に記載		コンクリートの温度	— °C						
	混和材料の種類及び使用量	使用材料及び配合表欄に記載		水セメント比の目標値の上限	— %						
	塩化物含有量	0.30 kg/m ³ 以下		単位水量の目標値の上限	— kg/m ³						
	呼び強度を保証する材齢	28 日		単位セメント量の目標値の下限又は目標値の上限	— kg/m ³						
	空気量	4.5 %		流動化後のスランブ増大量	— cm						
使 用 材 料 ^{c)}											
セメント	生産者名	宇部三菱セメント株式会社			密度 g/cm ³	3.16	Na ₂ Oeq % ^{d)}	0.59			
混和材	製品名	ハイパーエクスパン	種類	膨張材	密度 g/cm ³	3.16	Na ₂ Oeq % ^{e)}	0.12			
骨 材	No.	種 類	産地又は品名	アルカリシリカ反応性による区分 ^{f)}		粒の大きさの範囲 ^{g)}	粗粒率又は実積率 ^{h)}	密度 g/cm ³		微粒分量の範囲% ⁱ⁾	
				区分	試験方法			絶乾	表乾		
細 骨 材	①	砂(陸砂)	茨城県行方市麻生	A	化学法	5	2.20	—	2.56	—	
	②	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	③	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
粗 骨 材	①	碎石(砂岩)	茨城県笠間市片庭	A	化学法	20～5	6.60	—	2.65	1.0±1.0	
	②	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	③	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
混和剤①	製品名	マスターグレンウムSP8RV		種 類	高性能AE減水剤 遅延形I種		Na ₂ Oeq ^{j)}		1.8		
混和剤②		—			—		%		—		
細骨材の塩化物量 ^{k)}	①	0.000	%	水の区分 ^{l)}	上水道水			目標スランブ ^{m)} 固形分率 ⁿ⁾	— %		
回収骨材の使用法 ⁿ⁾	細骨材	—		粗骨材	—		安定化スラッジ水の使用の有・無				
配 合 表 ^{o)} kg/m ³											
セメント	混和材	水	細骨材①	細骨材②	細骨材③	粗骨材①	粗骨材②	粗骨材③	混和剤① ^{p)}	混和剤②	
393	20	170	732	—	—	978	—	—	4.32	—	
水セメント比 ^{q)}		— %		水結合材比 ^{q)}		41.2 %		細骨材率		44.2 %	
備 考											
骨材の質量配合割合 ^{r)} 、混和剤の使用量については、断りなしに変更する場合がある。											

図 4.2.3-3 コンクリート配合計画書

第4章 既製鋼管巻き中実杭の曲げ実験

2) 製作後の試験体寸法

図 4.2.3-4 に示す位置について、製作後の試験体寸法を測定した。測定結果を表 4.2.3-1 に示す。

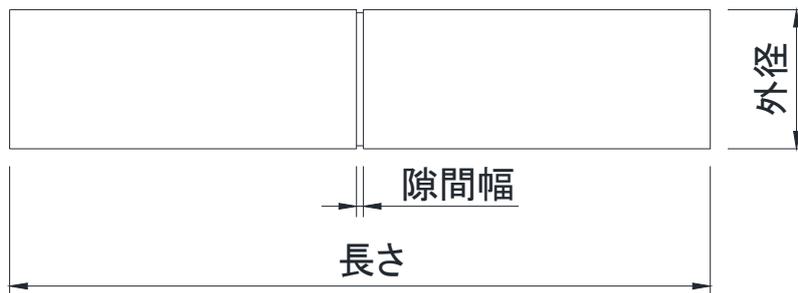


図 4.2.3-4 試験体寸法測定位置

表 4.2.3-1 製作後の試験体寸法

試験体	外径 (mm)		長さ (mm)		隙間幅 (mm)	
	設定値	実測値	設定値	実測値	設定値	実測値
D-1	400	401	2000	2000	20	21.5
D-2	400	401	2000	2000	120	122.3

4.2.4 載荷方法

(1) 試験装置概要

載荷方法は、「JIS A 5373：プレキャストプレストレストコンクリート製品—付属書E^[44]」に準じ、**図 4.2.4-1**に示すように、長さLのくいをスパンℓで支え、スパンの中央に曲げ耐力に相当する荷重Fを2点載荷した。また、D-1 試験体及びD-2 試験体の両端には、スパンを確保するため、外径400mm、鋼管厚12mm、長さ1.5mのSC杭を溶接で接続した。実験装置及び実験実施状況を**写真 4.2.4-1**に示す。

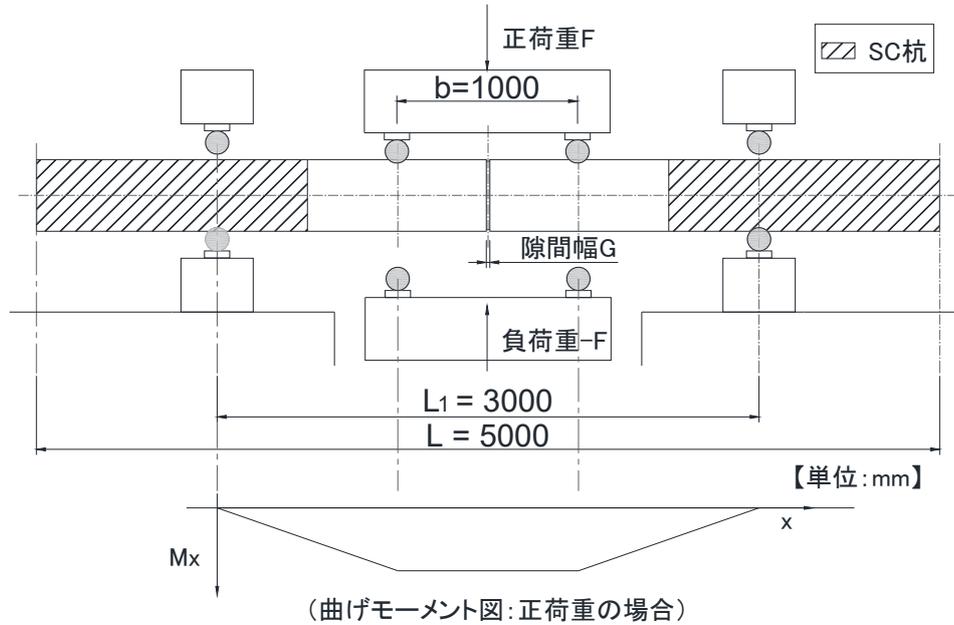


図 4.2.4-1 載荷方法



写真 4.2.4-1 実験装置及び実験実施状況

第4章 既製鋼管巻き中実杭の曲げ実験

(2) 加力サイクルについて

載荷は（一財）日本建築センターの「遠心力高強度プレストレストコンクリートくい評定基本方針⁴⁾⁵⁾」の PRC くい軸力一定漸増変位正負交番繰返し曲げ試験の試験方法を参考とし、載荷サイクルは変形角 R=0.125%, 0.25%, 0.50%, 0.75%, 1.0%, 1.5%（以降 0.5% ずつ増加）で各サイクル 3 回繰り返した。実際の載荷サイクルについては表 4.2.4-1 に示す。なお、「遠心力高強度プレストレストコンクリートくい評定基本方針」に準じ、各サイクルの最大荷重の 12 等分以上となるようにデータを取得した。

表 4.2.4-1 加力サイクル

サイクル	変形角R (%)	繰返し回数 (回)	D-1試験体	D-2試験体
1	0.125	3	○	○
2	0.25		○	○
3	0.50		○	○
4	0.75		○	○
5	1.00		○	○
6	1.50		○	○
7	2.00		○	○
8	2.50		○	○
9	3.00		○	○
10	3.50		○	—
11	4.00		○	—

4.2.5 計測方法

ひずみゲージ及び変位計の計測位置は以下の(1)～(3)に示す通りとした。この計測位置は中実杭の構造性能を確認することを目的に曲げ破壊を計画した静的載荷実験^[4-7]に対応している。

(1) ひずみ計測

試験体内部の鉄筋に貼付けたひずみゲージおよび鋼管の表面に貼付けたひずみゲージの位置を図4.2.5-1～図4.2.5-7に示す。

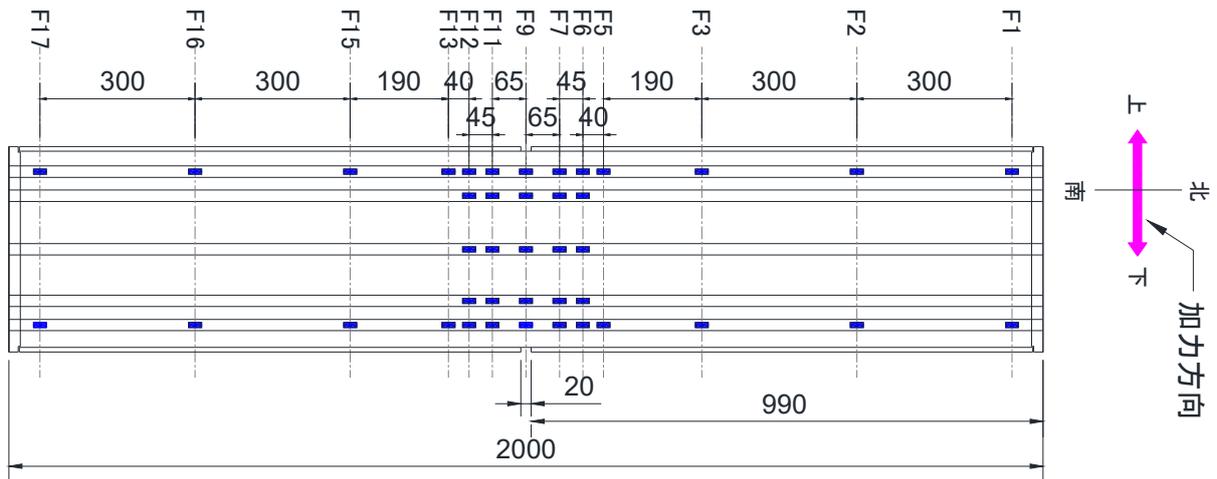


図 4.2.5-1 D-1 試験体, 鉄筋のゲージ貼付け位置平面図 (単位 mm)

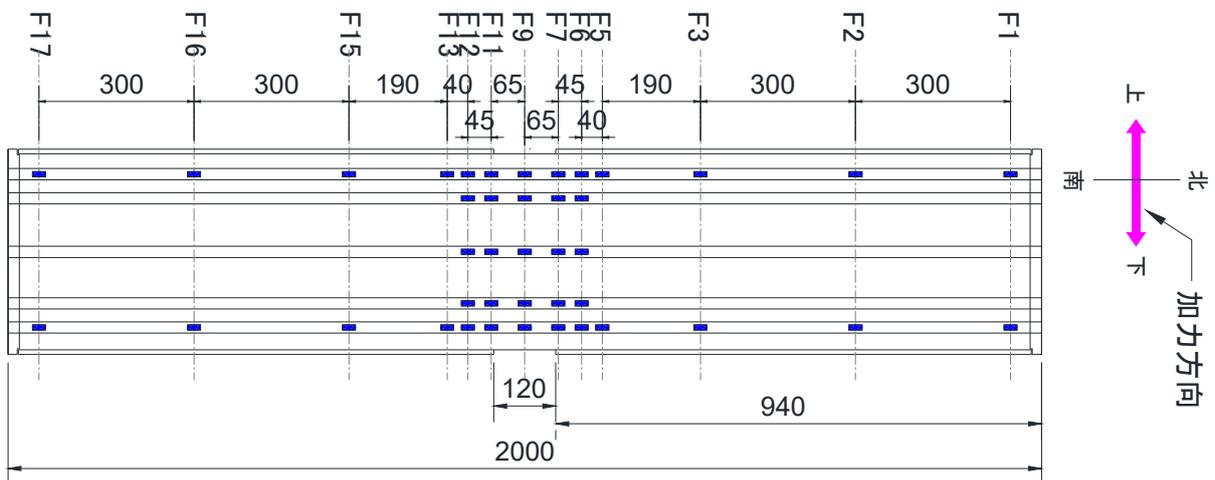
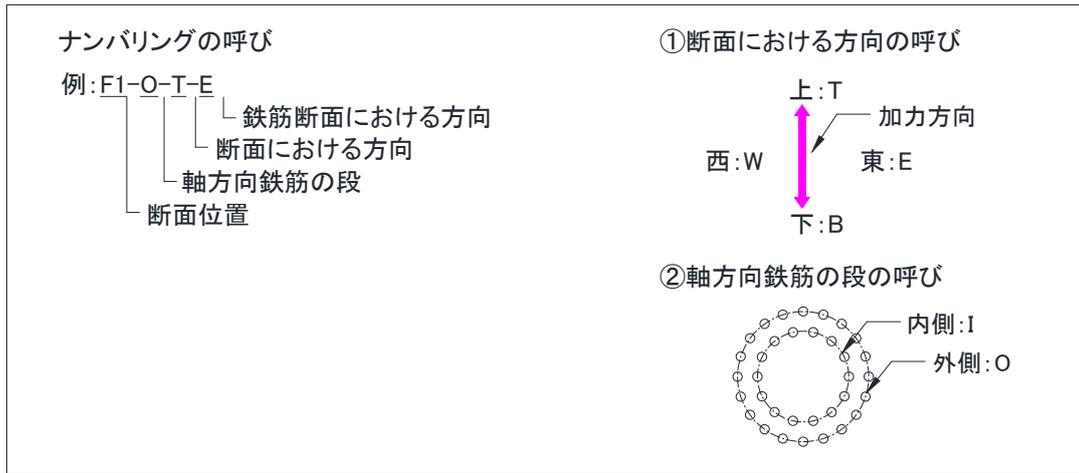


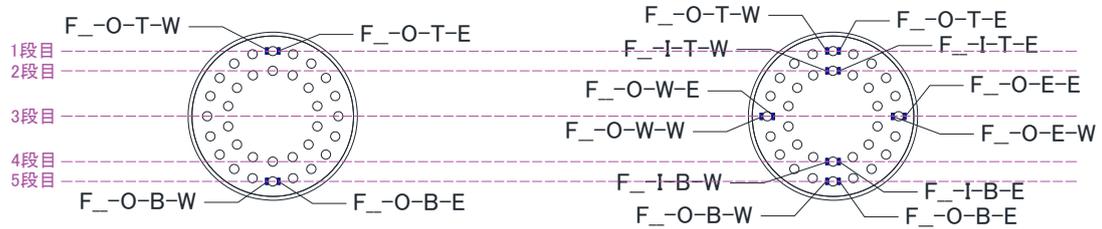
図 4.2.5-2 D-2 試験体, 鉄筋のゲージ貼付け位置平面図 (単位 mm)

【D-1, D-2 軸方向鉄筋の断面におけるゲージ位置】



F1,2,3,5,13,15,16,17

F6,7,9,11,12



- ・鉄筋のゲージは加力方向の直交方向に2枚貼り付ける
- ・異形棒鋼のリブは加力方向(上下)に揃える

南側から見た図

図 4. 2. 5-3 D-1 試験体及び D-2 試験体, 鉄筋のゲージ貼付け位置 南側から見た図 (単位 mm)

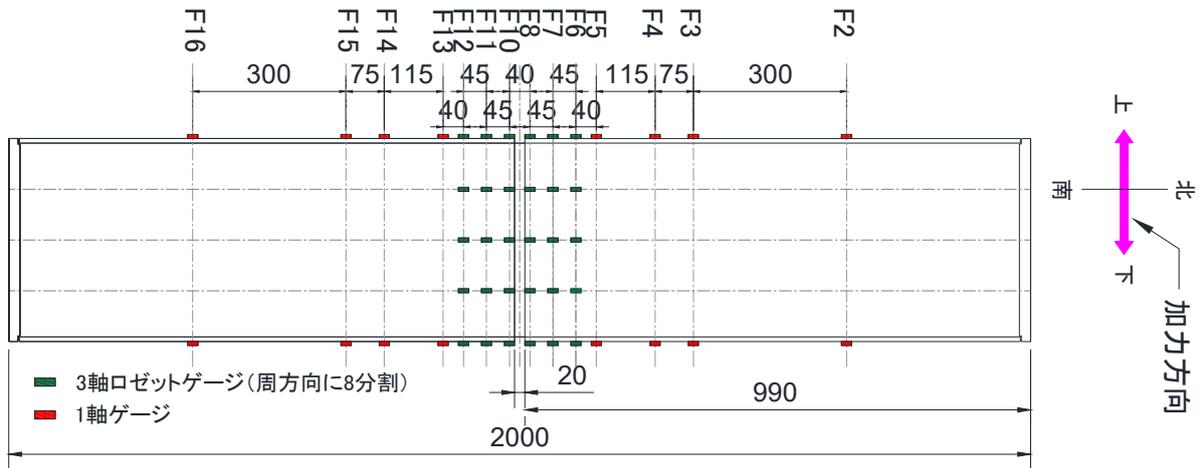
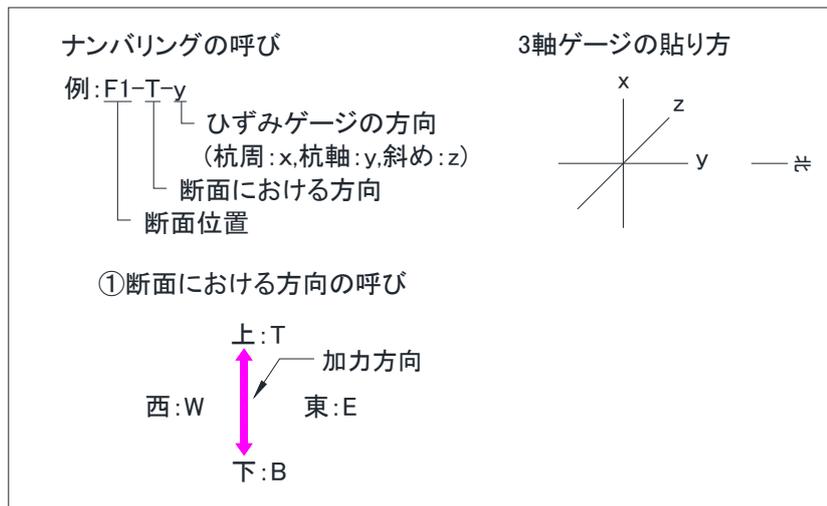


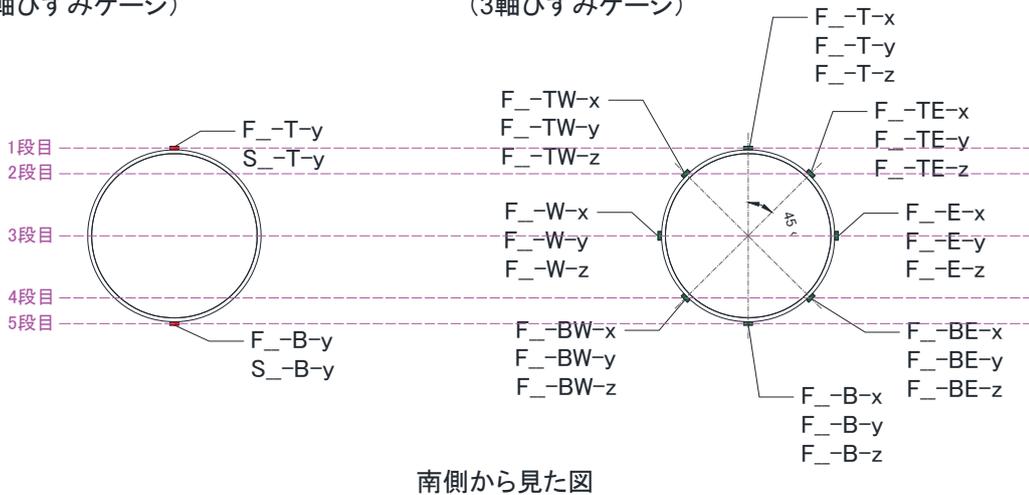
図 4.2.5-4 D-1 試験体, 鋼管のゲージ貼付け位置平面図 (単位 mm)

【D-1鋼管部のゲージ位置】



F1~5, F13~17, S1~4
(1軸ひずみゲージ)

F6~12
(3軸ひずみゲージ)



南側から見た図

図 4.2.5-5 D-1 試験体, 鋼管のゲージ貼付け位置 南側から見た図 (単位 mm)

第4章 既製鋼管巻き中実杭の曲げ実験

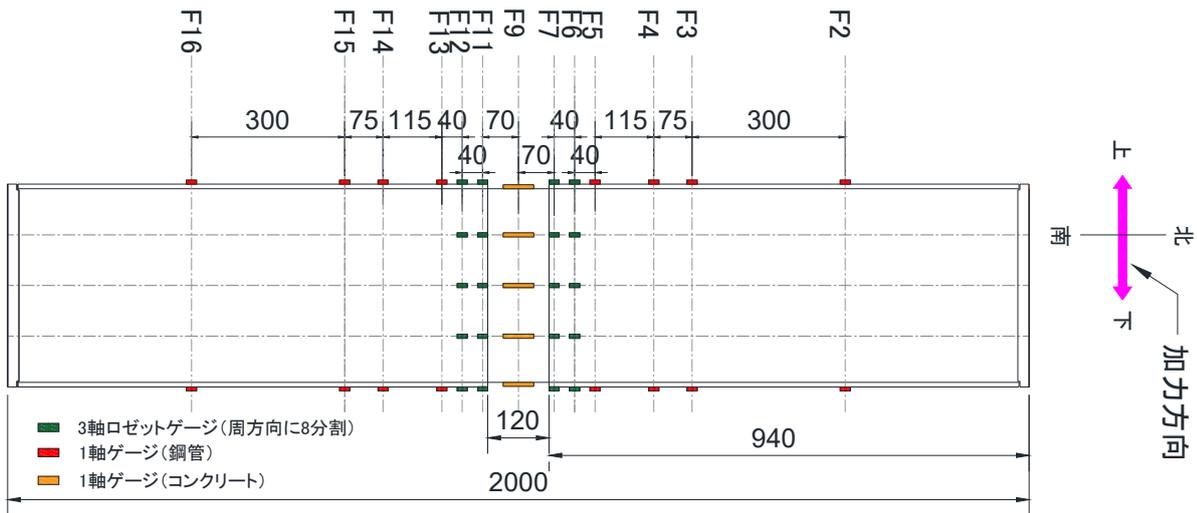


図 4.2.5-6 D-2 試験体, 鋼管のゲージ貼付け位置平面図 (単位 mm)

【D-2鋼管部、コンクリート部のゲージ位置】

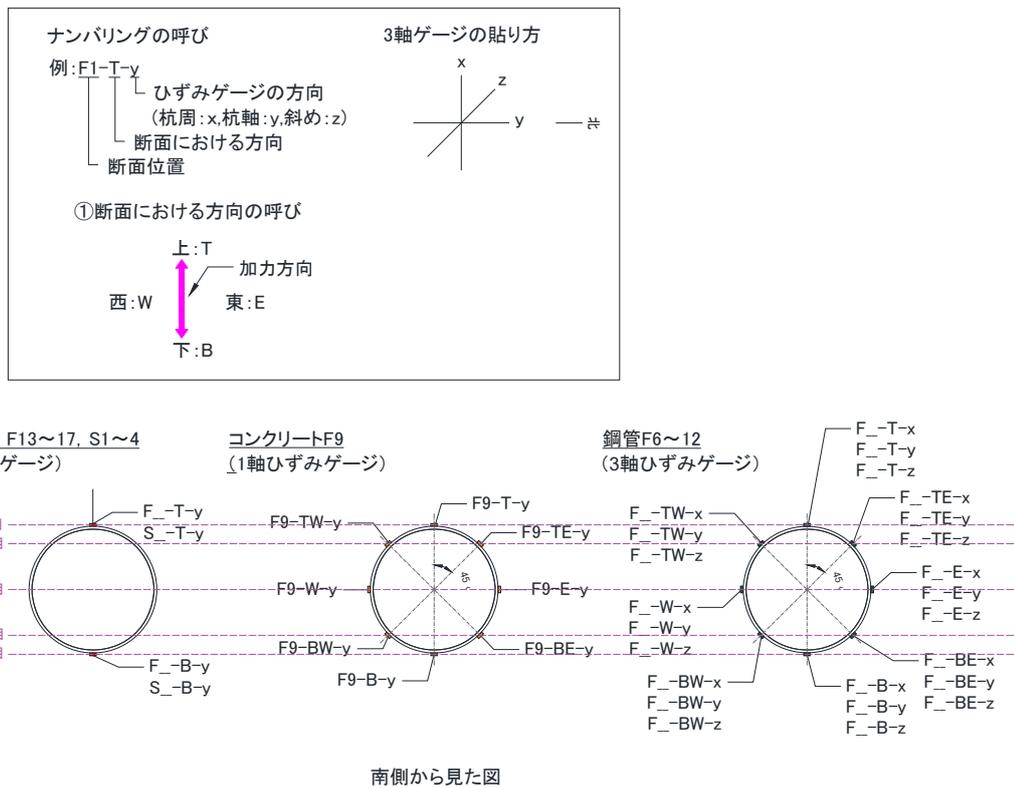


図 4.2.5-7 D-2 試験体, 鋼管のゲージ貼付け位置 南側から見た図 (単位 mm)

(2) 加力方向の変位計測

加力方向に設置した変位計位置を図4.2.5-8～図4.2.5-10に示す。

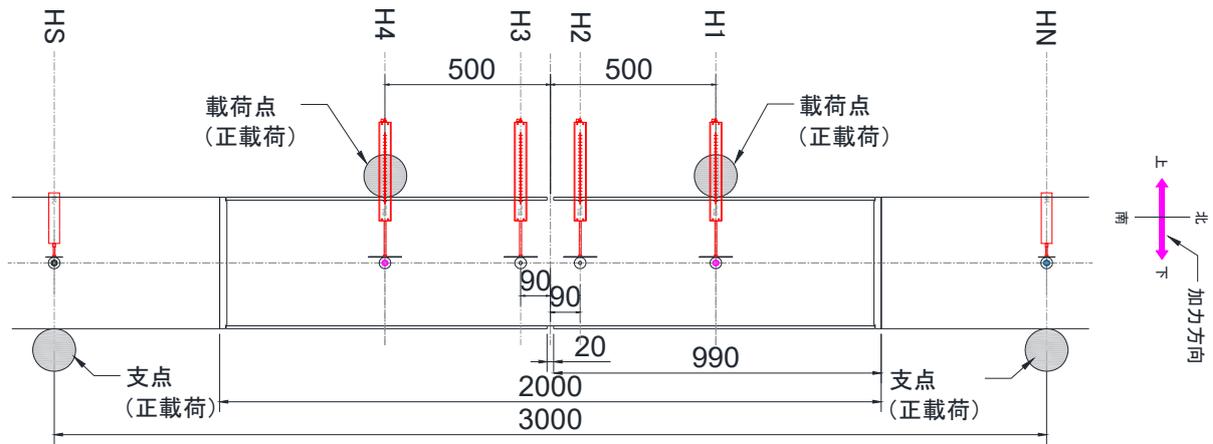


図4.2.5-8 D-1試験体，加力方向の変位計位置

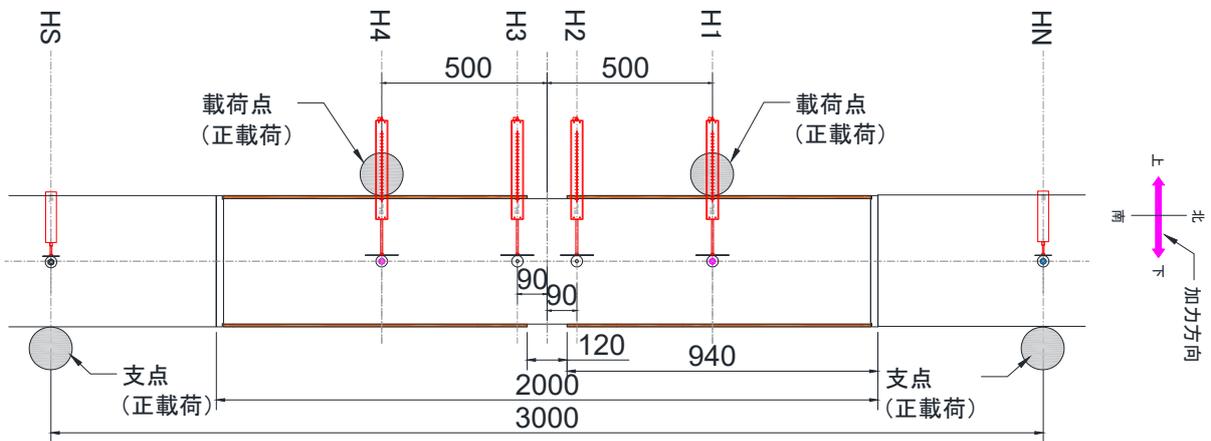


図4.2.5-9 D-2試験体，加力方向の変位計位置

第4章 既製鋼管巻き中実杭の曲げ実験

【D-1、D-2変位計(軸方向)の設置位置】

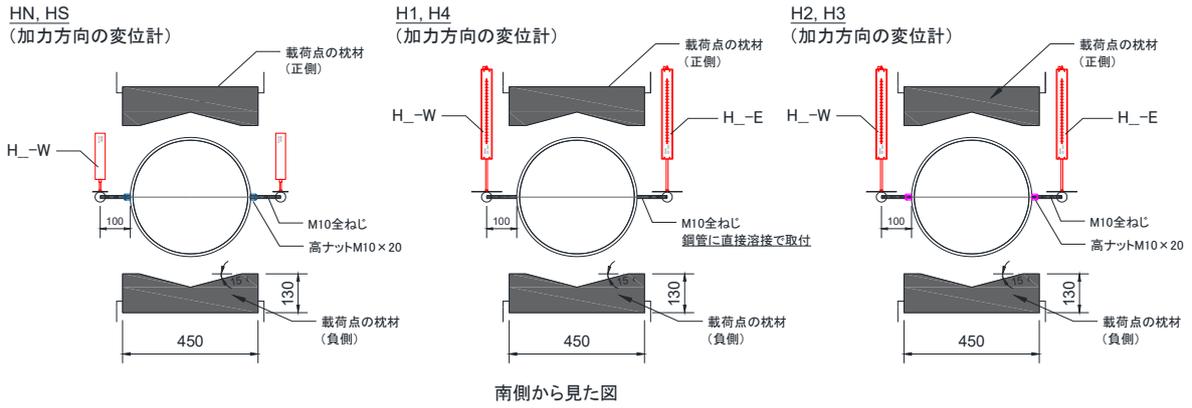
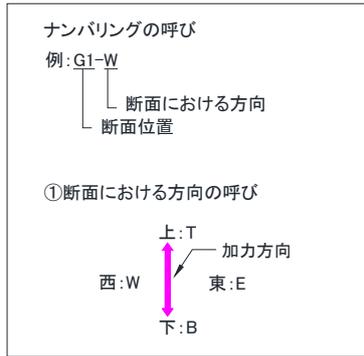


図 4.2.5-10 D-1 試験体及び D-2 試験体, 加力方向の変位計位置 南側から見た図

(3) 局所領域計測

局所領域計測において、軸方向に設置した変位計位置を図4.2.5-11～図4.2.5-13に示す。また別途、ノギスを用いて各サイクル1回目のピークおよび3回目の除荷時に隙間幅を計測した。

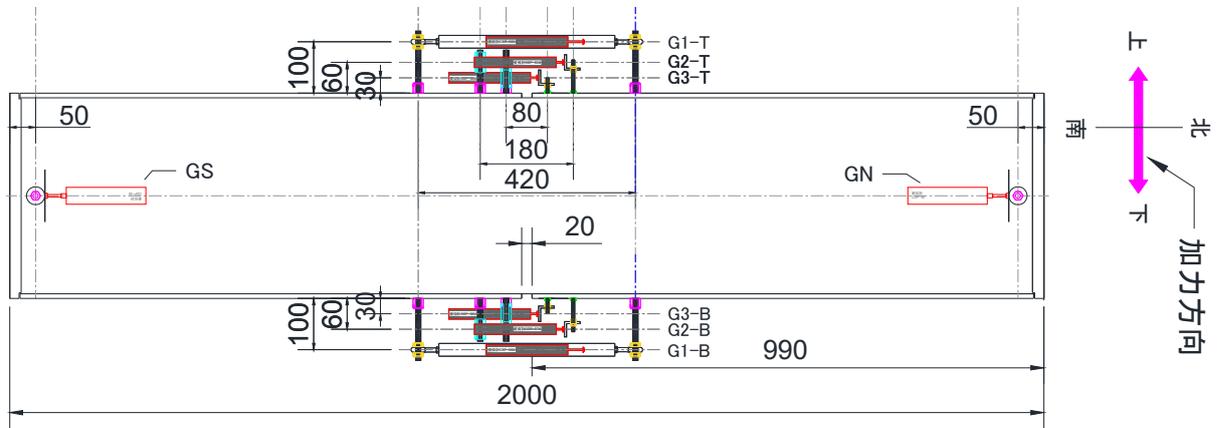


図4.2.5-11 D-1 試験体, 軸方向の変位計位置 (単位 mm)

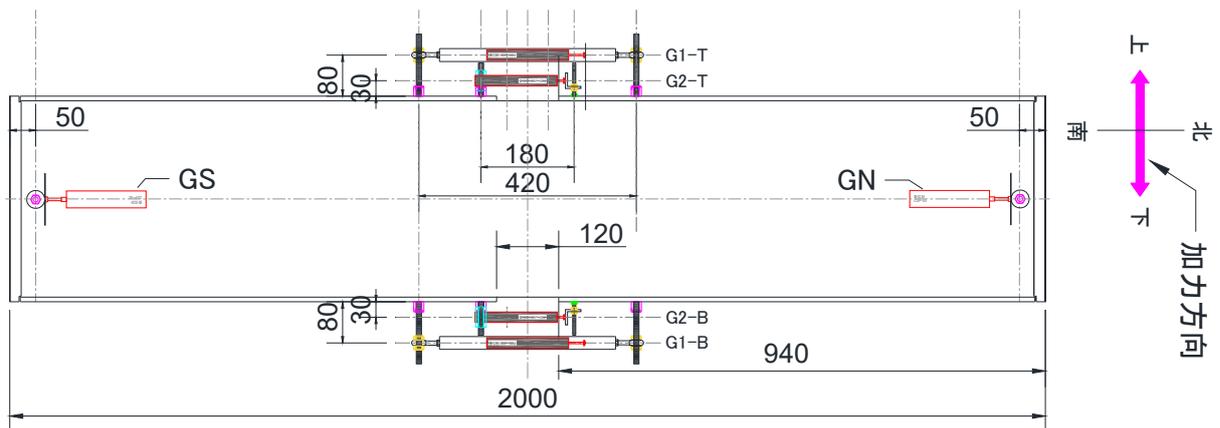


図4.2.5-12 D-2 試験体, 軸方向の変位計位置 (単位 mm)

第4章 既製鋼管巻き中実杭の曲げ実験

【D-1、D-2変位計(軸方向)の設置位置】

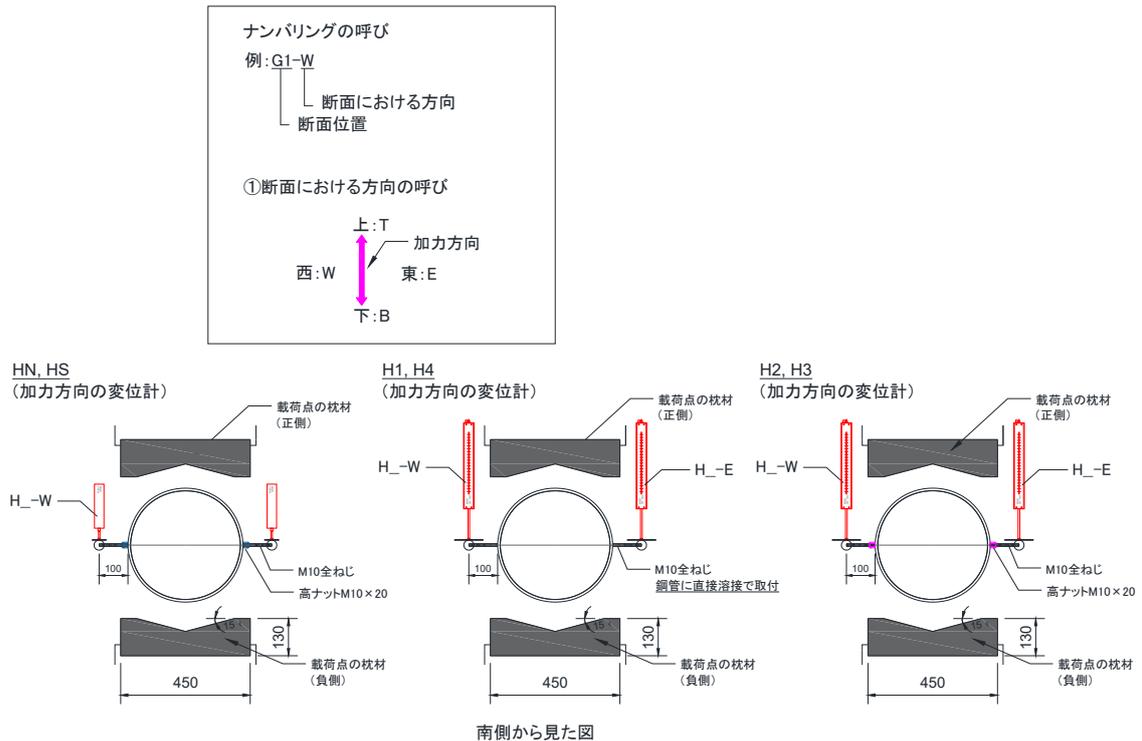


図 4.2.5-13 D-1 試験体及び D-2 試験体, 軸方向の変位計位置 南側から見た図

(4) ひび割れの観察, ひび割れ幅の計測

隙間部のコンクリートのひび割れの観察, ひび割れ幅の計測は, 各サイクル1回目と3回目のピーク及び3回目の除荷時にクラックスケールを用いて計測した。なお, 図 4.2.5-14 に示す通り, ひび割れは周方向に4分割した位置で観察・計測を行った。

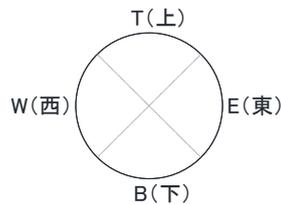


図 4.2.5-14 ひび割れの観測・計測位置

(5) 写真等による損傷状態の計測

写真の撮影(定点, スナップ)は, 各サイクル1回目と3回目の除荷時に行った。

(6) 隙間幅の計測

隙間幅は, 各サイクル1回目と3回目の除荷時に行った。なお, 図 4.2.5-15 に示す通り, 隙間幅は真上, 真下, 真横(東西)の4箇所計測を行った。

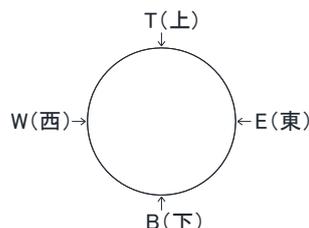


図 4.2.5-15 隙間幅の計測位置

4.3 実験結果

各試験体の降伏時及び最大耐力時、終局時の変計角は表 4.3-1 に示す結果となった。なお、1 度降伏に到達したひずみゲージの計測値が信頼できる場合は、その後の計測値で圧縮降伏または引張降伏を判定するひずみの計測値として処理した（例：軸方向鉄筋のひずみ計測値が引張降伏に到達した際、その時点で引張降伏と判定し、その後、同じゲージの計測値が圧縮降伏に到達した際、その時点で圧縮降伏と判定した）。

表 4.3-1 各試験体の降伏時及び終局時の変計角

試験体名	試験体の状況		変形角 (%)	モーメント (kNm)	降伏箇所	降伏到達順序	
D-1	鉄筋降伏	上縁	引張 ●	-0.35	-468	図4.2.5-2, F9, 1段目	3
			圧縮 ●	+0.46	+576	図4.2.5-2, F9, 1段目	2
		下縁	引張 ○	+0.39	+509	図4.2.5-2, F9, 5段目	1
			圧縮 ○	-0.42	-542	図4.2.5-2, F9, 5段目	4
	鋼管	上縁 ●	+0.68	+694	図4.2.5-5, F8, 1段目	5	
		下縁 ●	-0.56	-635	図4.2.5-5, F8, 5下縁	6	
	最大耐力	正載荷 ■	+1.92	+815	—	—	
		負載荷 ■	-3.00	+842	—	—	
終局(鉄筋破断)	▲	+3.15	+679	—	—		
D-2	鉄筋降伏	上縁	引張 ●	-0.37	-443	図4.2.5-3, F9, 1段目	1
			圧縮 ●	+0.64	+566	図4.2.5-3, F9, 1段目	4
		下縁	引張 ○	+0.57	+496	図4.2.5-3, F9, 1段目	3
			圧縮 ○	-0.44	-543	図4.2.5-3, F9, 1段目	2
	鋼管	上縁 ●	+1.74	+656	図4.2.5-7, F7, 1段目	6	
		下縁 ●	-0.68	-639	図4.2.5-7, F7, 5段目	5	
	最大耐力	正載荷 ■	+2.43	+747	—	—	
		負載荷 ■	+2.99	+778	—	—	
終局(鉄筋破断)	▲	-0.95	-513	—	—		

4.3.1 荷重変形関係

本実験では、支持点スパン $L=3.0\text{m}$ 、試験区間 $b=1.0\text{m}$ としているので、せん断スパンは 1.0m となる。油圧ジャッキから読取った荷重 F に対して杭体中央部の曲げモーメント M は、(式 4.3.1-1) で表される。また、変形角 R は (式 4.3.1-2) によって算出した。

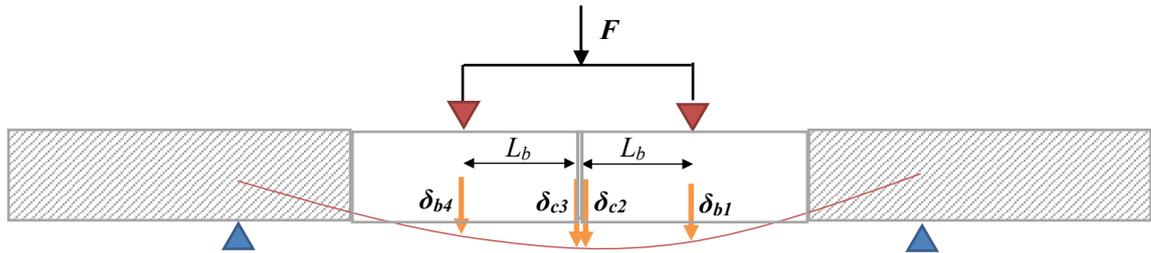


図 4.3.1-1 変形角 R の算出方法

$$M = F/4(L_1 - b) \quad (\text{式 4.3.1-1})$$

$$R = (\delta_c - \delta_b)/L_b \cdot 100 \quad (\text{式 4.3.1-2})$$

M : 杭体中央部に作用する曲げモーメント (kN・m)

F : 荷重 (kN), スパン (m), b : 曲げスパン (m)

R : 変形角 (%)

L_b : 隙間部境界部から载荷点までの距離 (mm)

D-1 試験体は 490mm, D-2 試験体は 440mm

δ_b : 载荷点の変位 (図 4.3.1-1, δ_{b1}, δ_{b4} の手前と奥の合計 4 箇所) の平均値 (mm)

δ_c : 隙間部近傍の変位 (図 4.3.1-1, δ_{c2}, δ_{c3} の手前と奥の合計 4 箇所) の平均値 (mm)

図 4.3.1-2 に D-1 試験体の荷重変形関係を示す。正側載荷 $R=+2.5\%$ 以降に緩やかな耐力低下が確認された。正側載荷 $R=+4.0\%$ の 3 回目の加力時 (▲のプロット) に荷重が下がったので、試験体を確認したが、特に異常は確認されなかった。正側載荷 $R=+4.5\%$ の 1 回目の加力時 (▲のプロット) に下縁引張側の鉄筋が破断した。

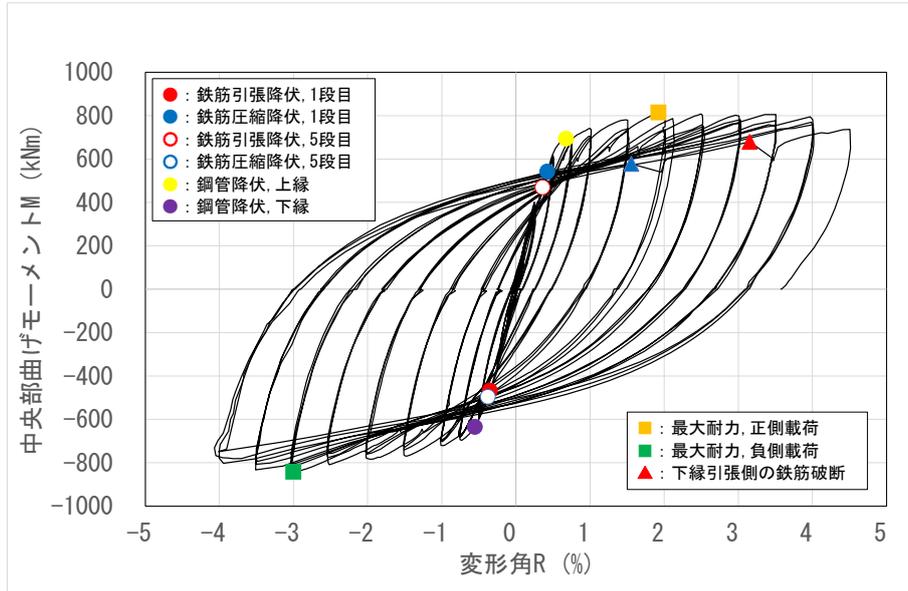


図 4.3.1-2 D-1 試験体, 荷重変形関係

図 4.3.1-3 に D-2 試験体の荷重変形関係を示す。正側載荷 $R=+2.5\%$ 以降に緩やか耐力低下が確認された。D-1 試験体と比較すると、最大耐力が低い値であった。 $R=+2.0\%$ の 3 回目の加力時 (▲のプロット) に荷重が下がったので、試験体を確認したが、特に異常は確認されなかった。おそらくコンクリートの剥離が進んだ影響だと思われる。負側載荷 $R=-3.5\%$ の 1 回目の加力時 (▲のプロット) に上縁引張側の鉄筋が破断した。

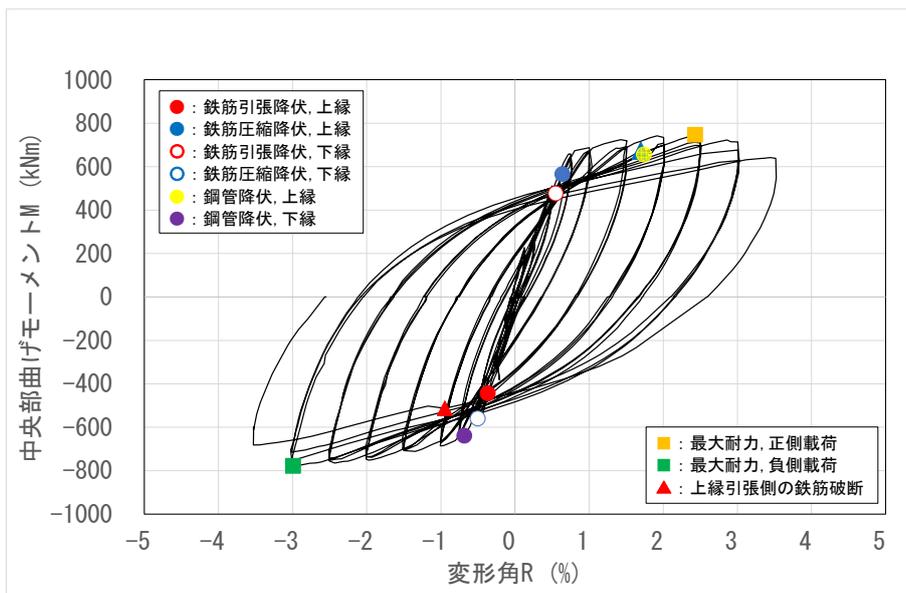


図 4.3.1-3 D-2 試験体, 荷重変形関係

第4章 既製鋼管巻き中実杭の曲げ実験

図 4.3.1-4 に D-1 試験体と D-2 試験体の曲げモーメント－変形角関係の骨格曲線を示す。D-2 試験体は D-1 試験体よりも最大耐力が正側で 8.3%，負側で 7.6%小さくなった。また，鉄筋降伏が発生した変形角は，D-1 試験体は $R=+0.39\%$ ，D-2 試験体は $R=-0.37\%$ でほぼ同等の変形で鉄筋の降伏が確認された。また，D-1 試験体では $R=+4.5\%$ の 1 回目の加力時，D-2 試験体では負側載荷 $R=-3.5\%$ の 1 回目の加力時で鉄筋が破断しており，D-2 試験体の方が小さい変形の段階で終局を迎えた。

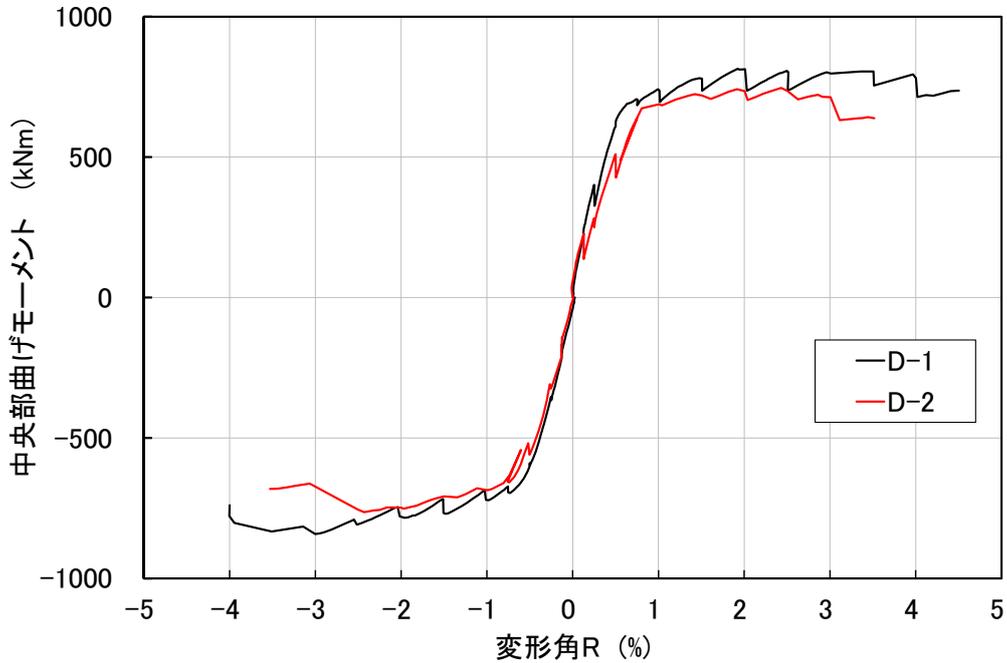
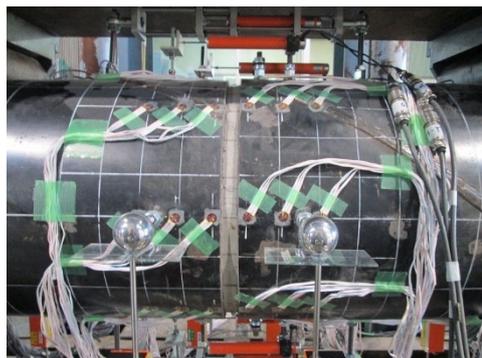


図 4.3.1-4 D-1 と D-2 の比較，荷重変形関係

4.3.2 損傷状況

D-1 試験体の損傷状況を写真 4.3.2-1 に、D-2 試験体の損傷状況を写真 4.3.2-2 に示す。D-1 試験体では、変形角 $R=+0.25\%$ ピーク時の 1 回目の際、引張側にひび割れが発生し、変形角 $R=3.5\%$ 以降はコンクリートの圧壊によりひび割れの測定が不可となった。図 4.3.1-1 に示す通り、 $R=+4.5\%$ の 1 回目の加力時に下縁引張側の鉄筋が破断した。D-2 試験体では、変形角 $R=-0.125\%$ ピーク時の 3 回目の際、引張側にひび割れが発生し、変形角 $R=2.0\%$ 以降はコンクリートの圧壊によりひび割れの測定が不可となった。図 4.3.1-2 に示す通り、 $R=-3.5\%$ の 1 回目の加力時に上縁引張側の鉄筋が破断した。

正荷重



(a) $R=+0.125\%$



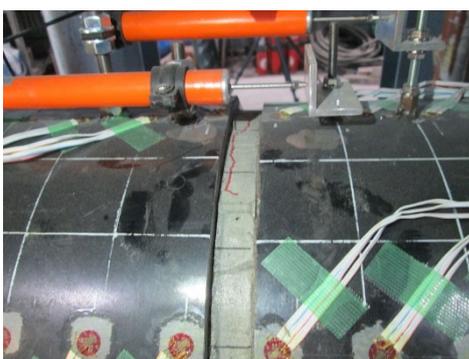
(b) $R=-0.125\%$

↑

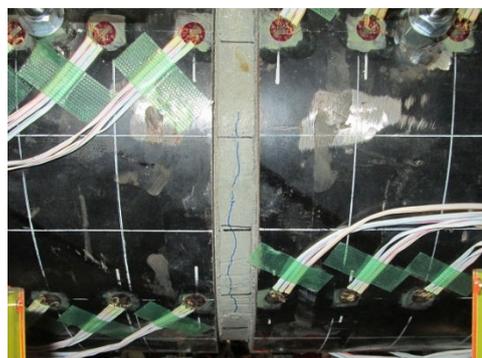
負荷重



(c) $R=+0.25\%$



(d) $R=-0.25\%$



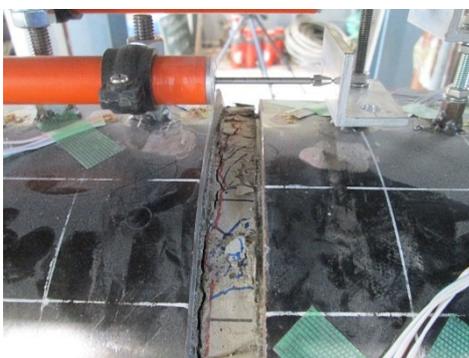
(e) $R=+0.50\%$



(f) $R=-0.50\%$



(g) $R=+0.75\%$



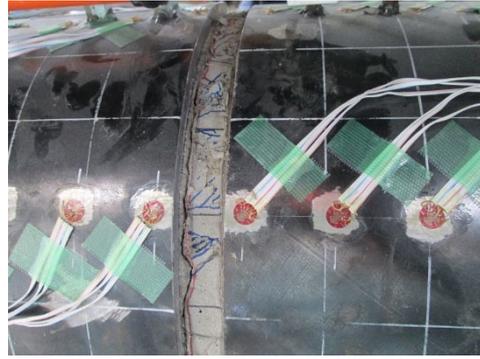
(h) $R=-0.75\%$

写真 4.3.2-1(1) D-1 試験体の損傷状況

正荷重



(i) $R=+1.00\%$

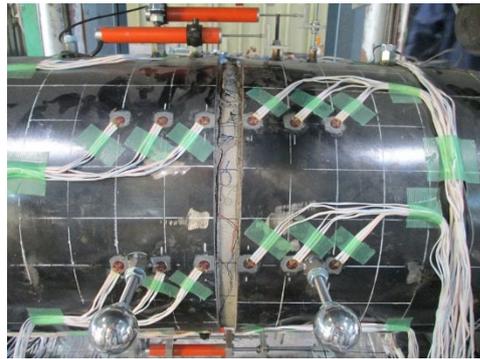


(j) $R=-1.00\%$

↑
負荷重



(k) $R=+1.50\%$



(l) $R=-1.50\%$



(m) $R=+2.00\%$



(n) $R=-2.00\%$



(o) $R=+2.50\%$



(p) $R=-2.50\%$

写真 4.3.2-1(2) D-1 試験体の損傷状況

第4章 既製鋼管巻き中実杭の曲げ実験

正荷重



(q) $R=+3.00\%$



(r) $R=-3.00\%$

↑
負荷重



(s) $R=+3.50\%$



(t) $R=-3.50\%$



(u) $R=+4.00\%$



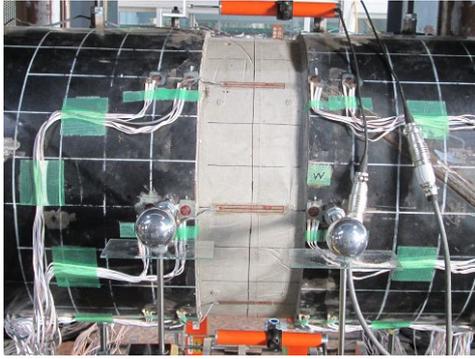
(v) $R=-4.00\%$



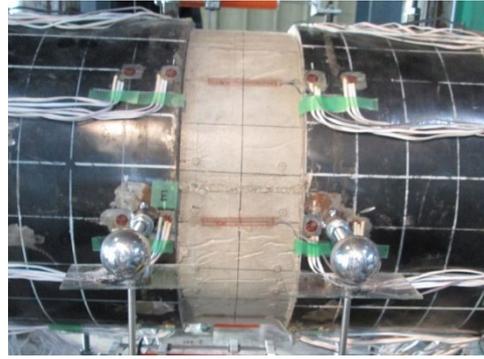
(w) $R=+4.50\%$ 加力時 破壊状況

写真 4.3.2-1(3) D-1 試験体の損傷状況

正荷重
↓

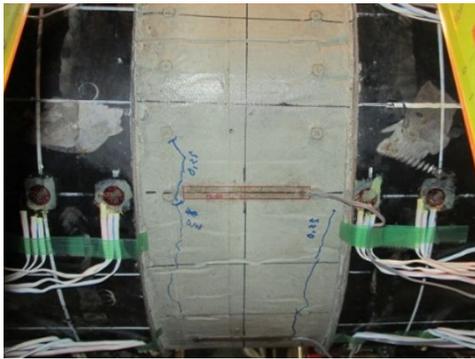


(a) $R=+0.125\%$



(b) $R=-0.125\%$

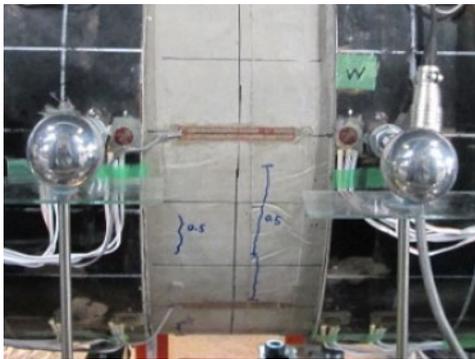
↑
負荷重



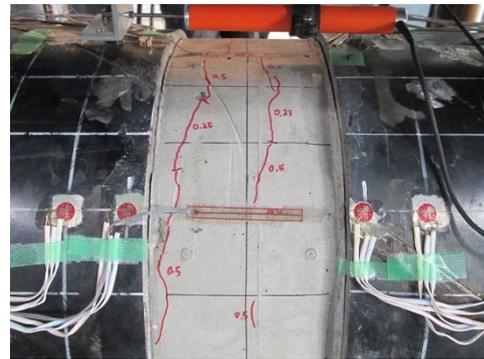
(c) $R=+0.25\%$



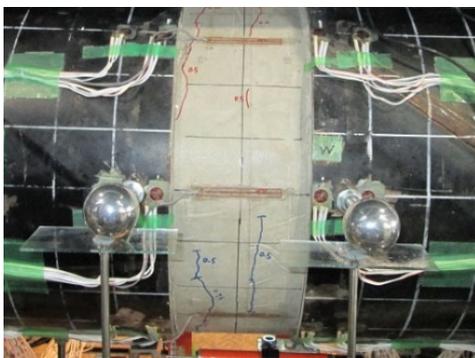
(d) $R=-0.25\%$



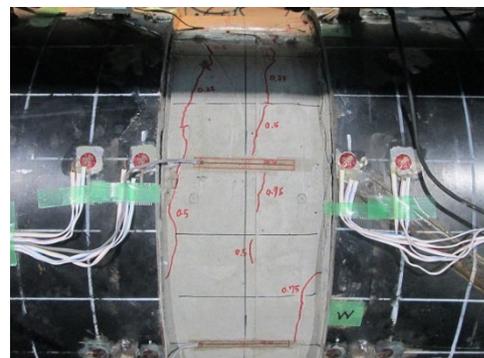
(e) $R=+0.50\%$



(f) $R=-0.50\%$



(g) $R=+0.75\%$

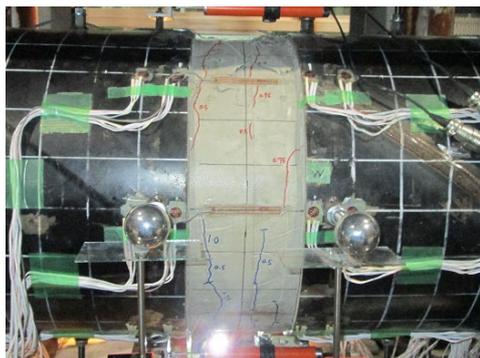


(h) $R=-0.75\%$

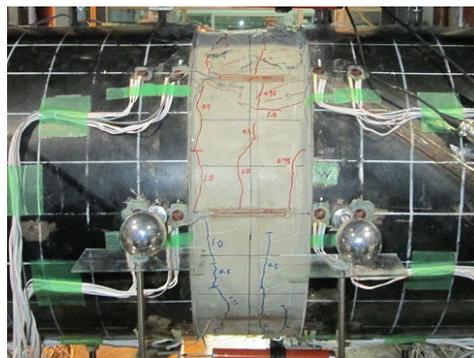
写真 4.3.2-2(1) D-2 試験体の損傷状況

第4章 既製鋼管巻き中実杭の曲げ実験

正荷重

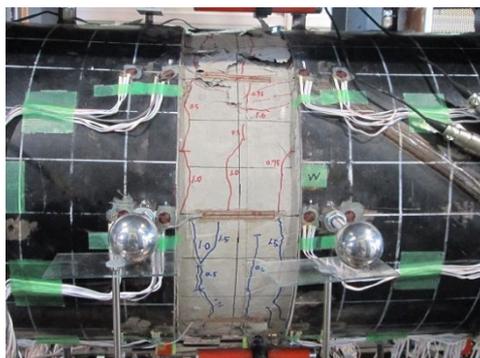


(i) $R=+1.00\%$

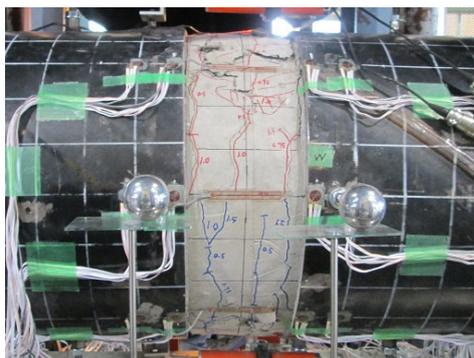


(j) $R=-1.00\%$

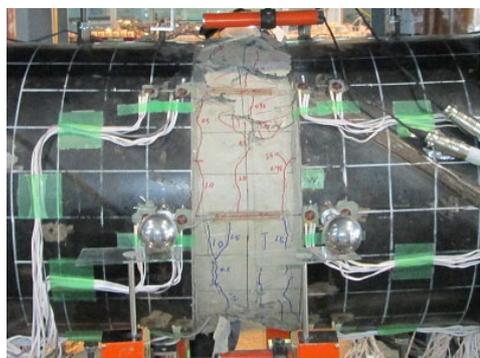
負荷重



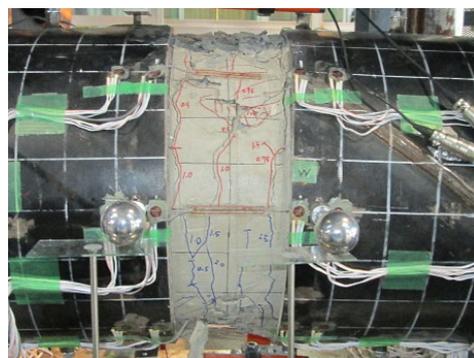
(k) $R=+1.50\%$



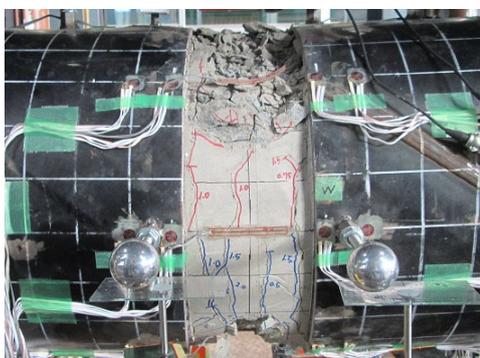
(l) $R=-1.50\%$



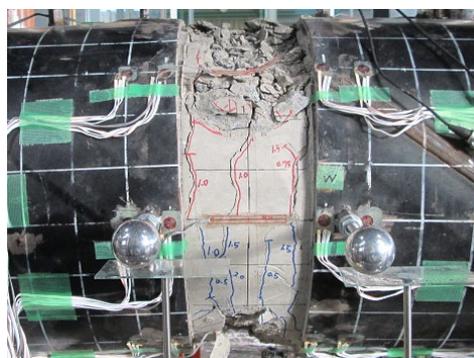
(m) $R=+2.00\%$



(n) $R=-2.00\%$



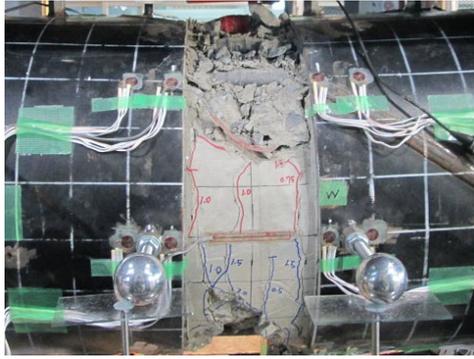
(o) $R=+2.50\%$



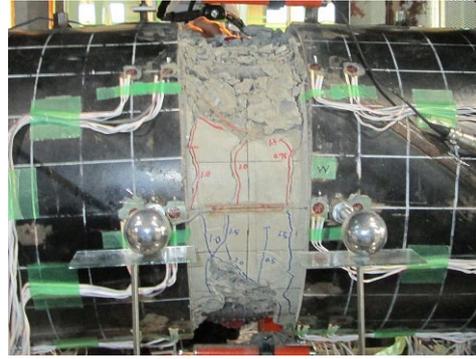
(p) $R=-2.50\%$

写真 4.3.2-2(2) D-2 試験体の損傷状況

正荷重

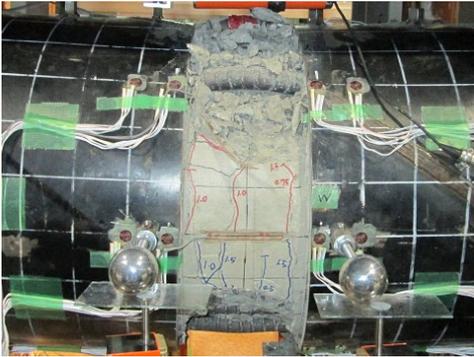


(q) $R=+3.00\%$



(r) $R=-3.00\%$

↑
負荷重



(s) $R=+3.50\%$



(t) $R=-3.50\%$ 加力時 破壊状況

写真 4. 3. 2-2(3) D-2 試験体の損傷状況

4.3.3 降伏状況

軸方向鉄筋については、貼付けしたひずみゲージの値が降伏ひずみを超過した時を降伏点とした。鋼管の降伏は、表面に貼付けした3軸ひずみゲージの値とミーゼスの降伏条件により判定した。軸方向鉄筋及び鋼管の降伏時の変形角、鋼管降伏時の最小主応力と最大主応力は表4.3.3-1に示す通りであった。

表 4.3.3-1 鋼材の降伏時の変形角，最小主応力と最大主応力

試験体名	軸方向鉄筋		鋼管			
	区分	降伏時の変形角 (%)	区分	降伏時の変形角 (%)	最大主応力 (MPa)	最小主応力 (MPa)
D-1	引張降伏	+0.39	上縁	+0.68	400	-7
	圧縮降伏	+0.46	下縁	-0.55	400	-1
D-2	引張降伏	-0.37	上縁	+1.74	427	65
	圧縮降伏	-0.44	下縁	-0.68	378	-13

ここで、D-1 試験体及び D-2 試験体における軸方向鉄筋の降伏位置の推移を図 4.3.3-1、図 4.3.3-2 に示す。降伏判定は、1箇所につき2枚貼付けているゲージの1点でも鉄筋の降伏ひずみ $2410 \mu \epsilon$ を超えた場合とした。D-1 試験体については、 $R=+0.50\%$ ピーク時には軸方向鉄筋が降伏しており、 $R=+3.0\%$ ピーク時には、図 4.2.5-1 の F3~F15 の範囲の軸方向鉄筋が降伏していた。D-2 試験体については、 $R=-0.50\%$ ピーク時には軸方向鉄筋が降伏しており、 $R=+3.0\%$ ピーク時には、図 4.2.5-2 の F5~F15 の範囲の軸方向鉄筋が降伏していた。また、隙間幅の変化を図中に示しているが、試験体の変形に伴い、圧縮側の隙間幅は小さくなり、引張側の隙間幅は大きくなることを確認したが、軸方向鉄筋の降伏範囲と隙間幅の相関性はみられなかった。

また、D-1 試験体及び D-2 試験体における鋼管の降伏位置の推移を図 4.3.3-3、図 4.3.3-4 に示す。鋼管の降伏は、表面に貼付けした3軸ひずみゲージの値とミーゼスの降伏条件により判定した。D-1 試験体については、 $R=+0.75\%$ ピーク時には軸方向鉄筋が降伏しており、 $R=+3.0\%$ ピーク時には、図 4.2.5-4 の F7~F11 の範囲の軸方向鉄筋が降伏していた。D-2 試験体については、 $R=-0.75\%$ ピーク時には軸方向鉄筋が降伏しており、 $R=+3.0\%$ ピーク時には、図 4.2.5-6 の F7~F12 の範囲の軸方向鉄筋が降伏していた。

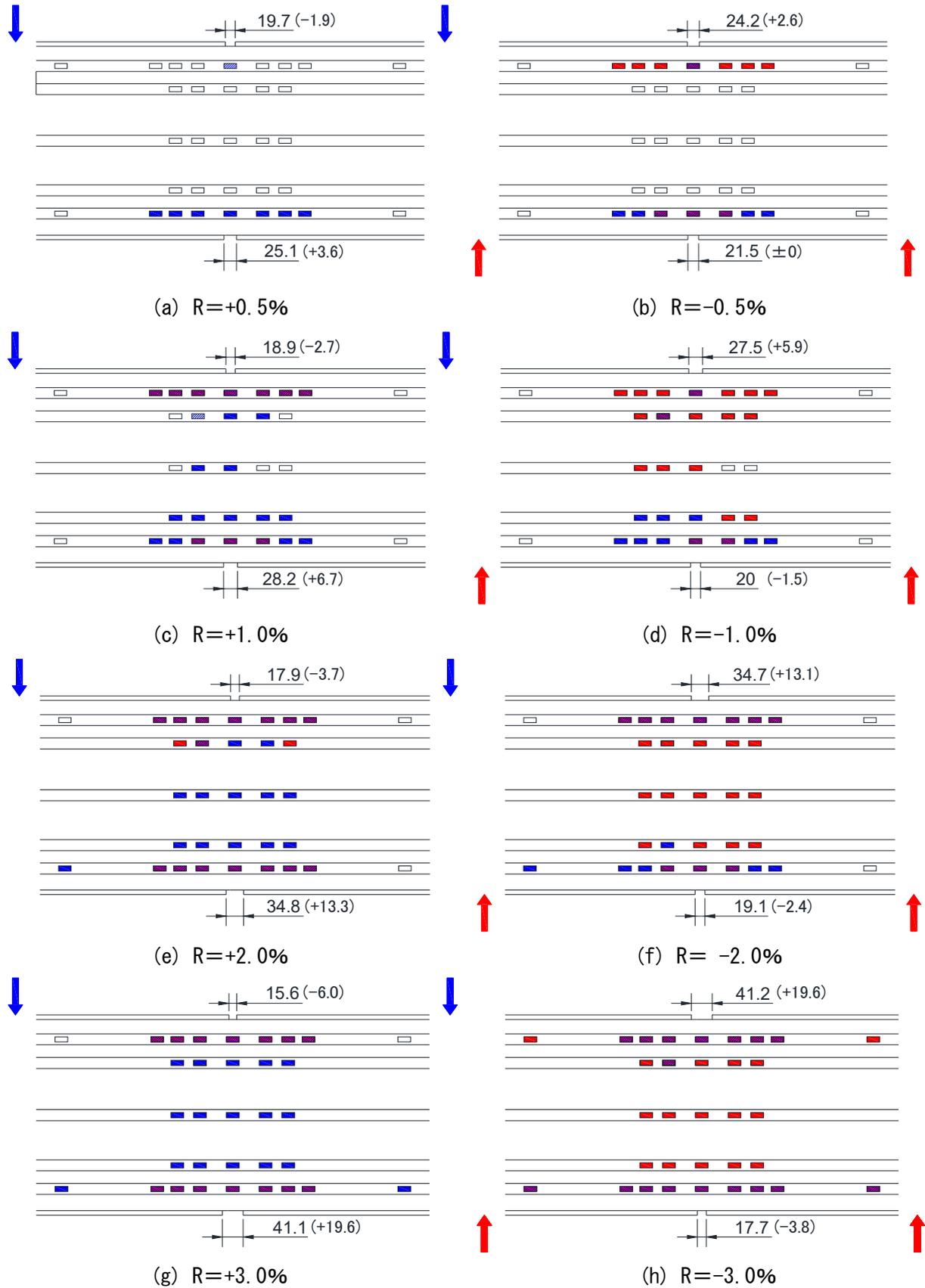


図 4.3.3-1 D-1 試験体，軸方向鉄筋の降伏位置の推移及び隙間幅の変化（単位：mm）

	引張降伏	圧縮降伏
青：正側	■	▨
赤：負側	■	▨

第4章 既製鋼管巻き中実杭の曲げ実験

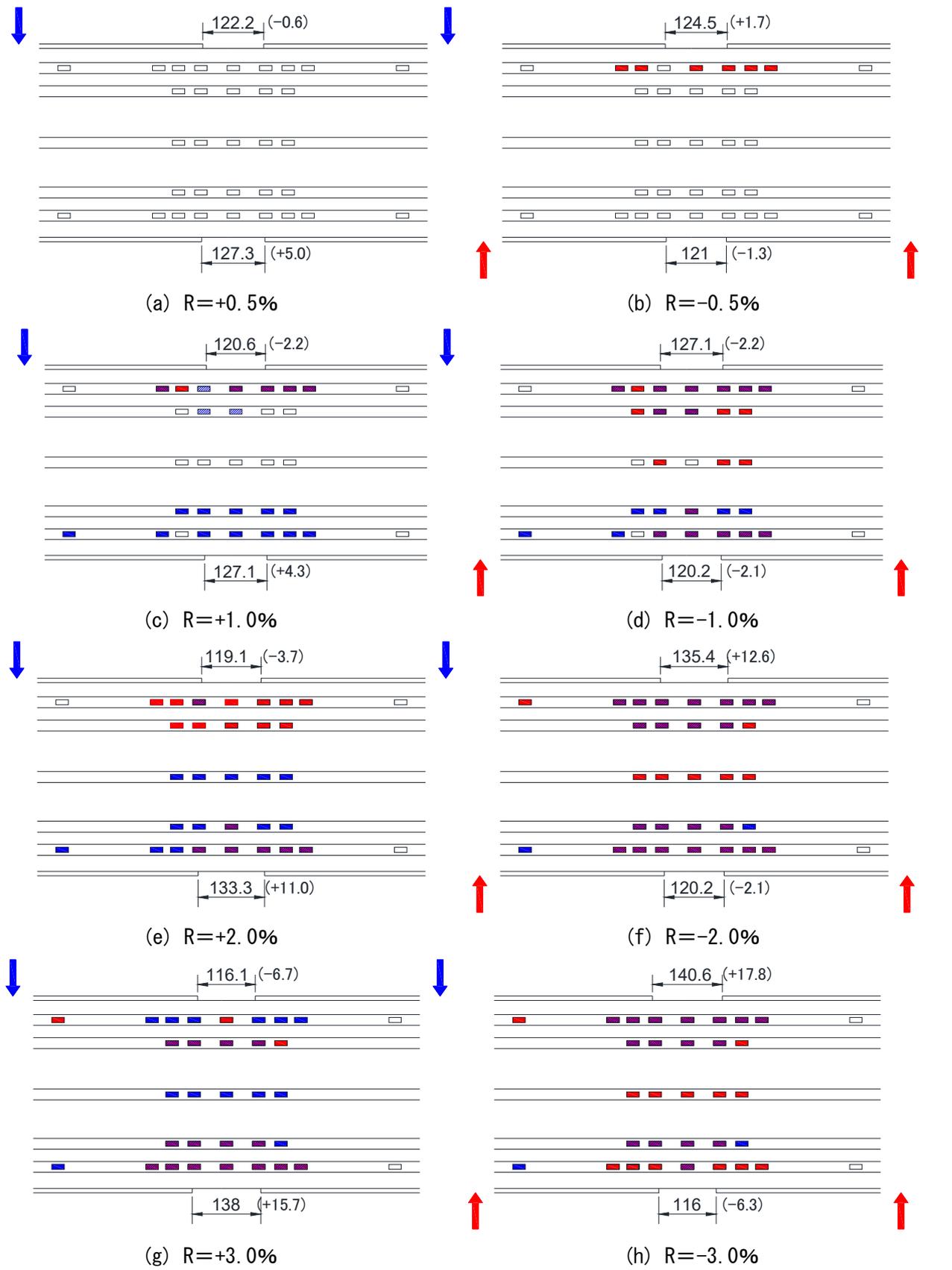


図 4.3.3-2 D-2 試験体, 軸方向鉄筋の降伏位置の推移

	引張降伏	圧縮降伏
青: 正側	■	▨
赤: 負側	■	▨

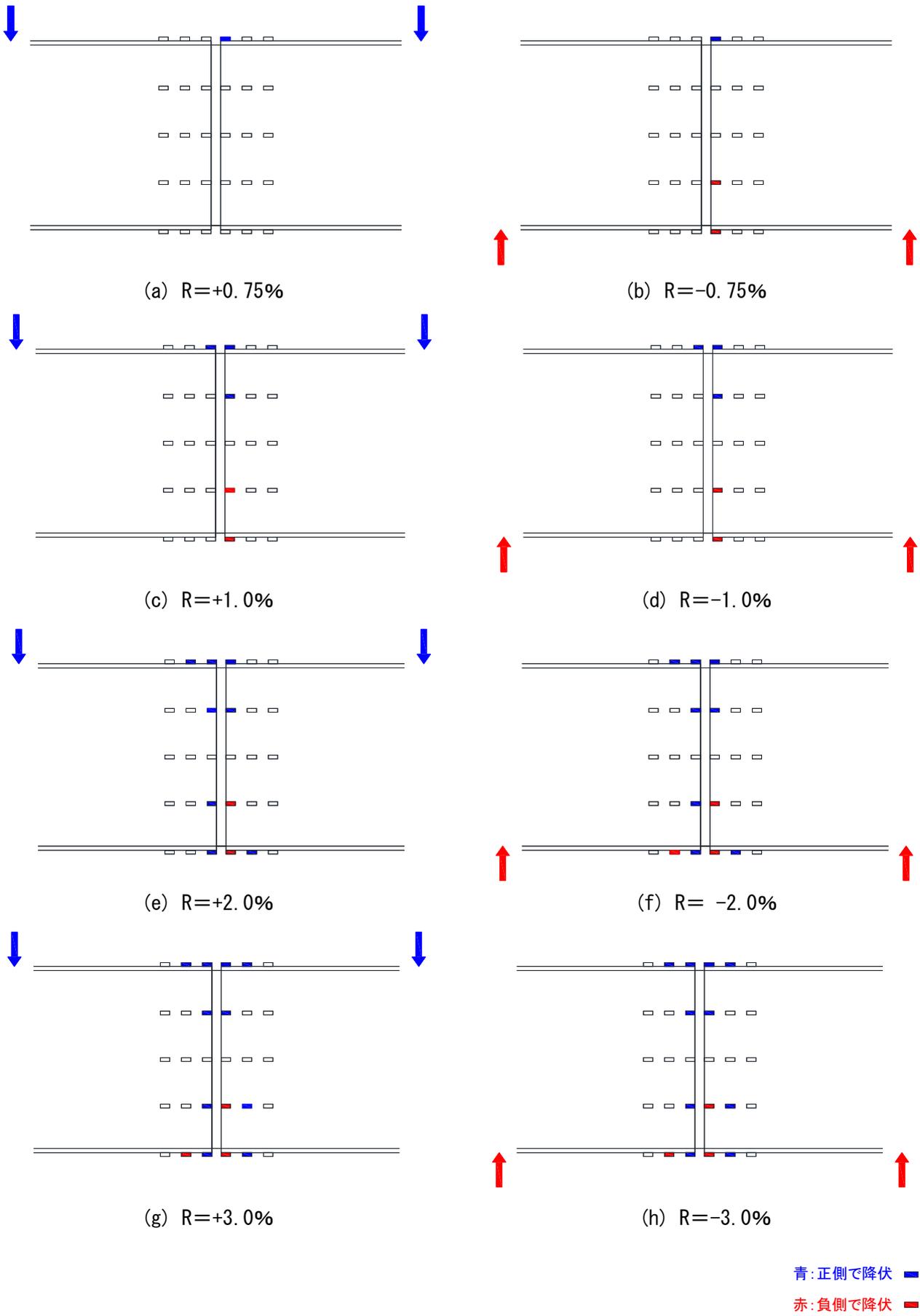


図 4.3.3-3 D-1 試験体, 鋼管の降伏位置の推移

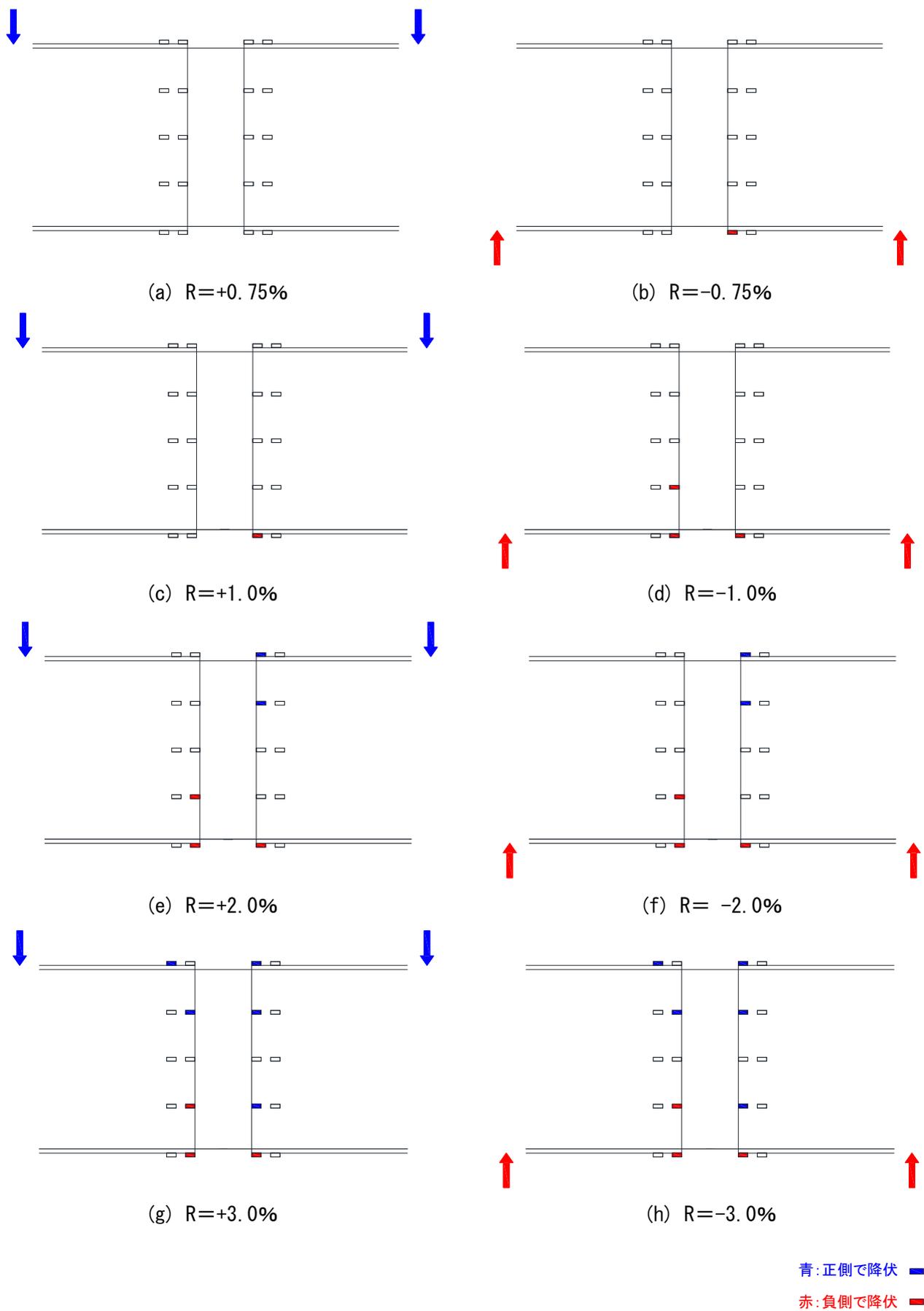


図 4.3.3-4 D-2 試験体, 鋼管の降伏位置の推移

4.3.4 試験体の変形性状

(1) RC 部の曲率分布

図 4.3.4-1～図 4.3.4-4 に試験体の軸方向鉄筋に貼付けしたひずみゲージ (図 4.2.5-1, 図 4.2.5-2 参照) 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 4.3.4-1～図 4.3.4-4 の横軸 (試験体中央部からの位置) は試験体中央部を起点とし, 試験体北側を正, 試験体南側を負とした。

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。正側加力時で評価すると, D-1 試験体については, 変形角 $R=+0.50\%$ 時に著しく変動があり, それ以降については, 試験体中央部とその近傍の曲率は, ほぼ同じような値であった。D-2 試験体については, 変形角 $R=+0.75\%$ 時に著しく変動があり, それ以降については, 試験体中央部とその近傍の曲率は, D-1 試験体と比較すると多少ばらつきはあるが, ほぼ同じような値であったと判断する。

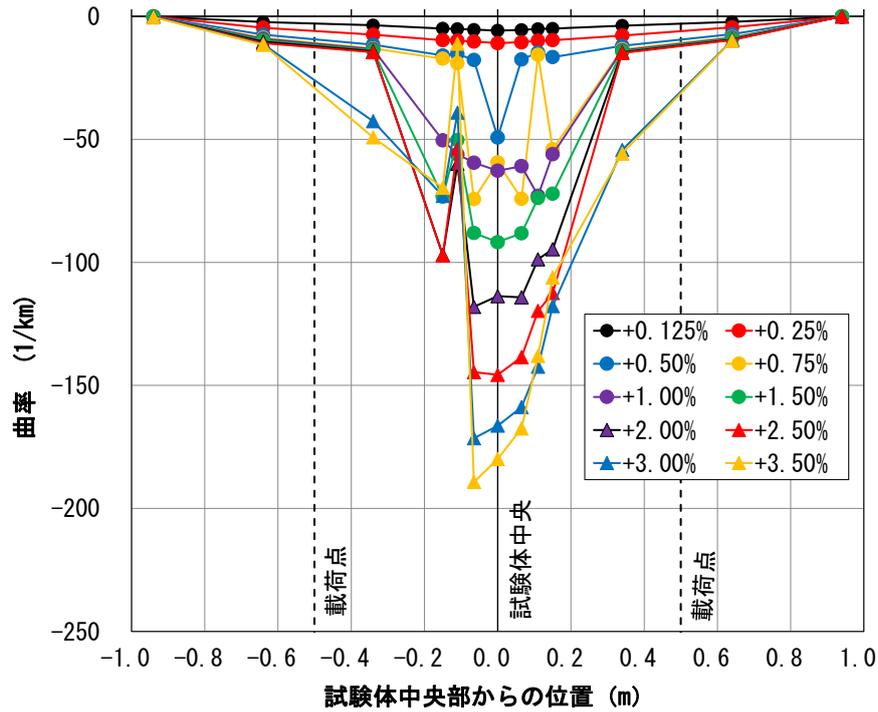


図 4.3.4-1 D-1 試験体，軸方向鉄筋のひずみに基づく曲率分布（正載荷）

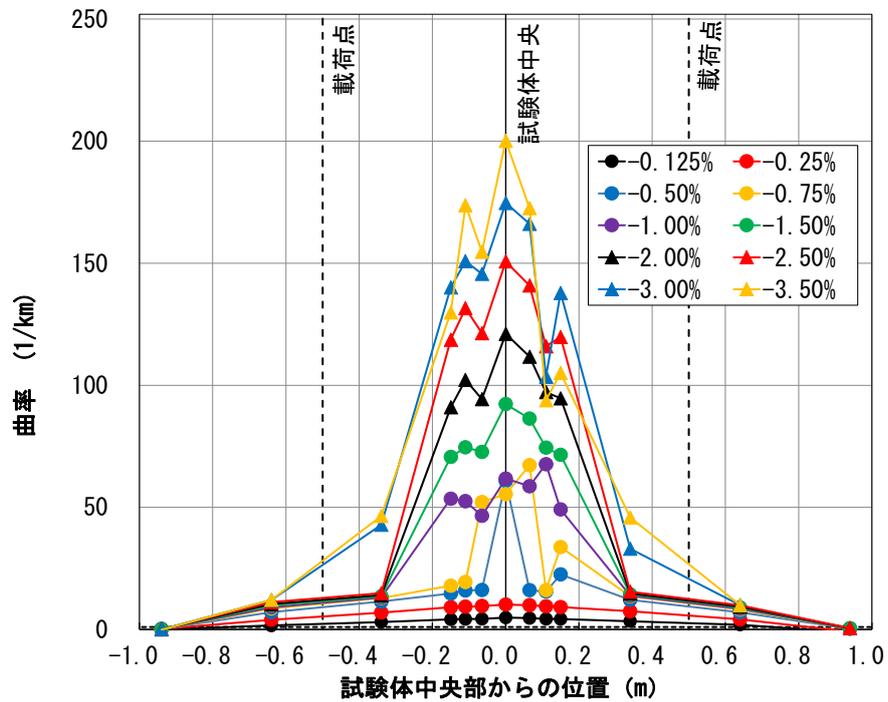


図 4.3.4-2 D-1 試験体，軸方向鉄筋のひずみに基づく曲率分布（負載荷）

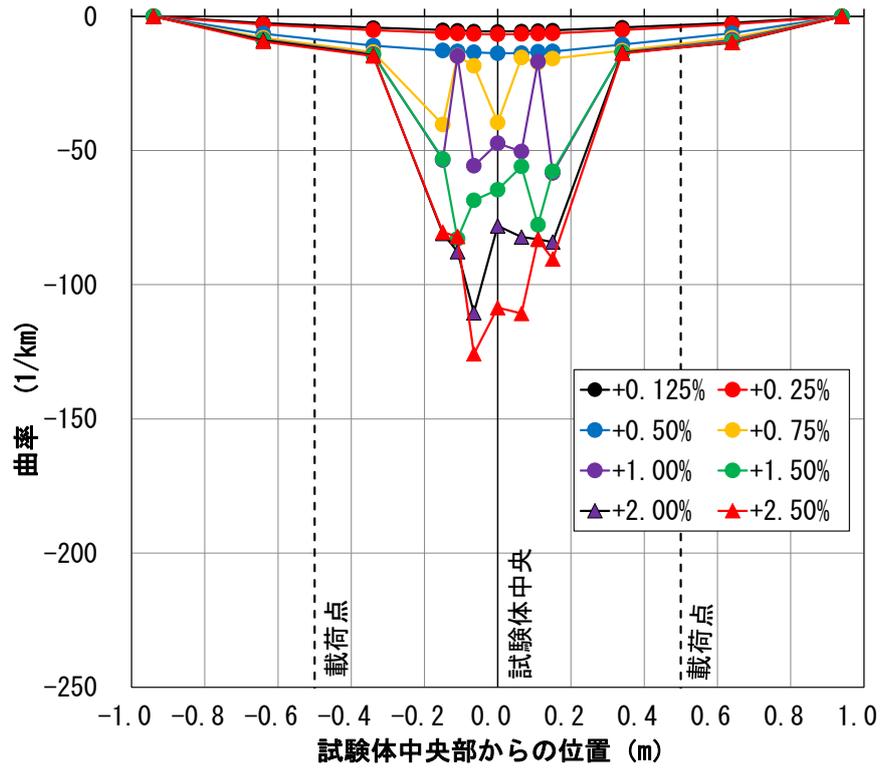


図 4.3.4-3 D-2 試験体, 軸方向鉄筋のひずみに基づく曲率分布 (正載荷)

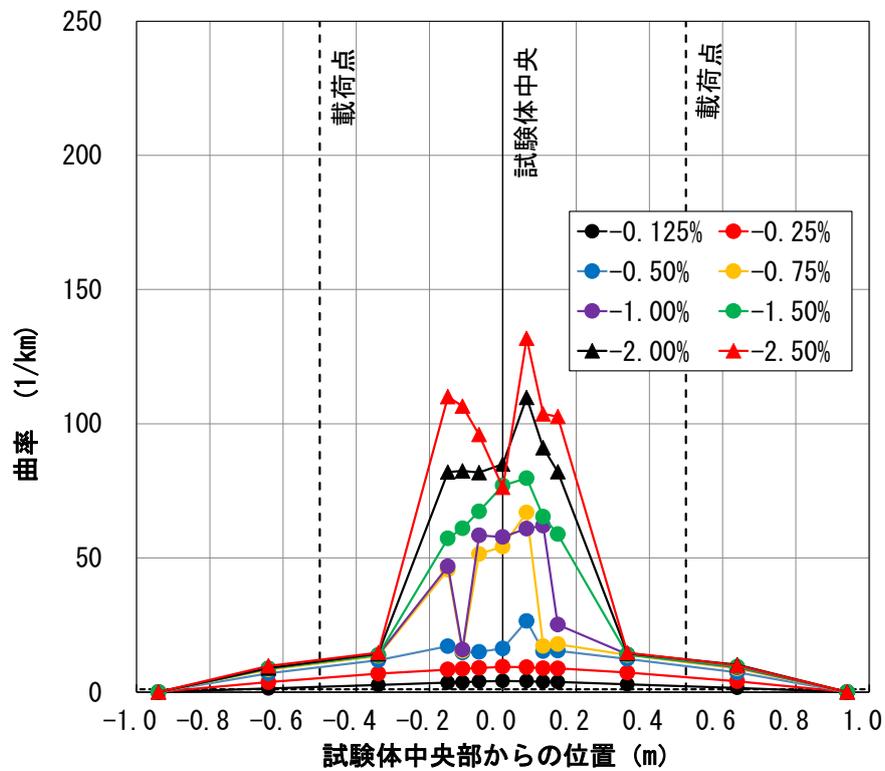


図 4.3.4-4 D-2 試験体, 軸方向鉄筋のひずみに基づく曲率分布 (負載荷)

(2) 局所領域計測値から算出した曲率分布

図 4.3.4-5～図 4.3.4-8 に局所領域計測値から算出した曲率分布を示す。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（図 4.2.5-11, 図 4.2.5-12 参照）の計測値を用いて計算を行った。図 4.3.4-5～図 4.3.4-8 から、試験体の隙間部を含む範囲で最も区間長が短い変位計（D-1 は G3 の変位計, D-2 は G2 の変位計）から算出した曲率が大きく、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。

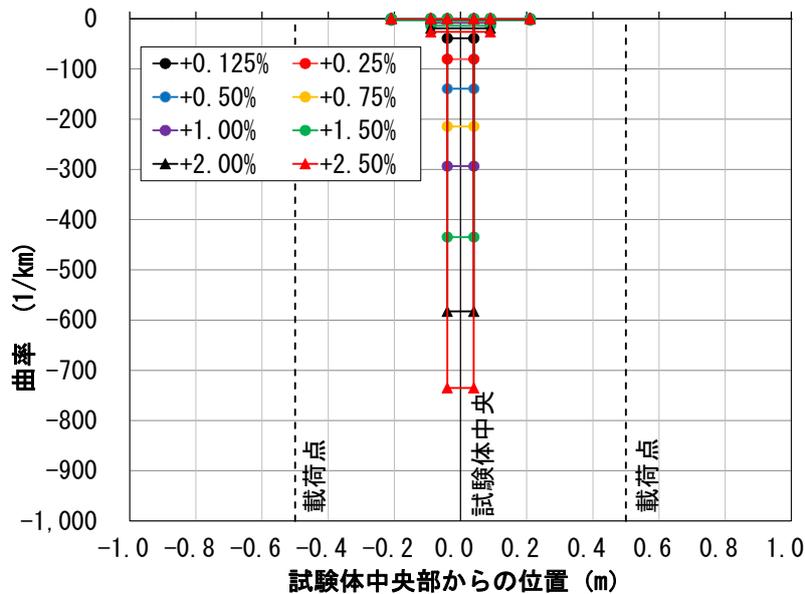


図 4.3.4-5 D-1 試験体, 局所領域計測値から算出した曲率分布 (正載荷)

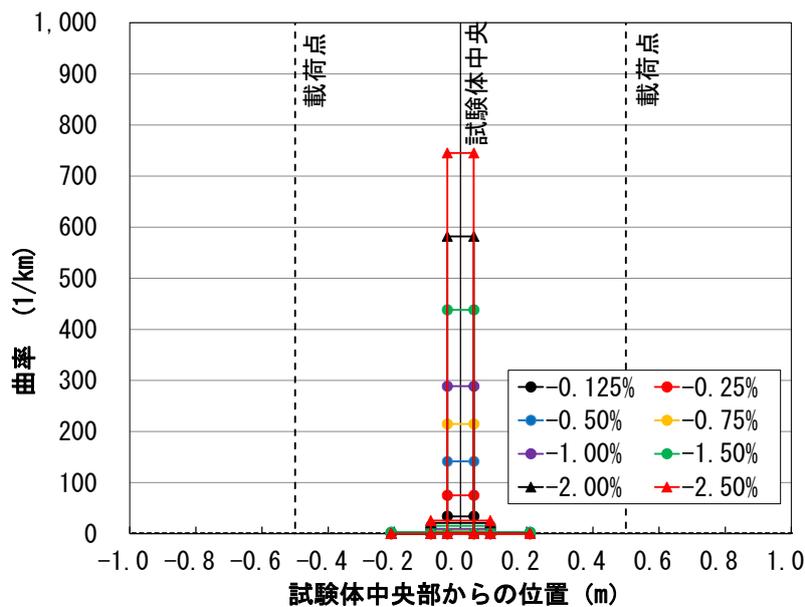


図 4.3.4-6 D-1 試験体, 局所領域計測値から算出した曲率分布 (負載荷)

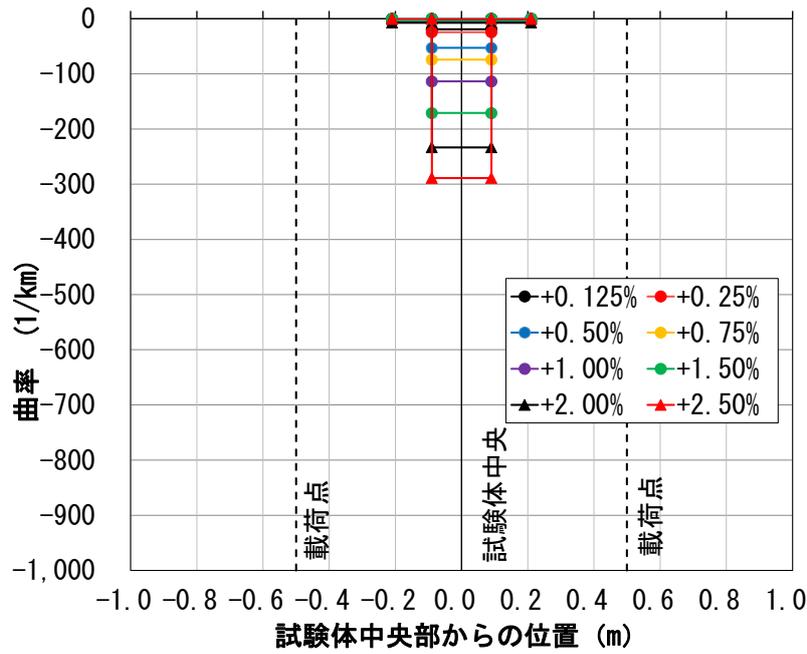


図 4.3.4-7 D-2 試験体，局所領域計測値から算出した曲率分布（正載荷）

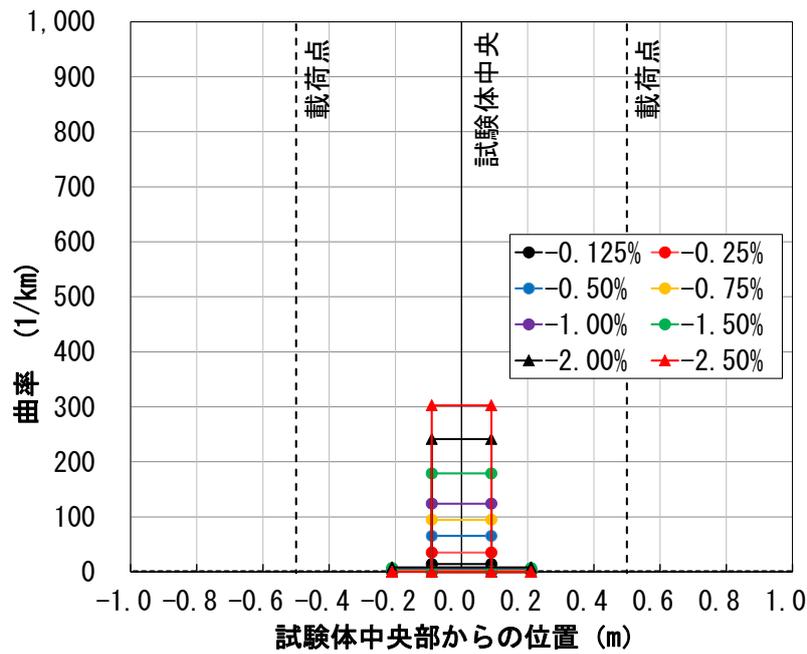


図 4.3.4-8 D-2 試験体，局所領域計測値から算出した曲率分布（負載荷）

4.3.5 ひび割れ幅の計測結果

ひび割れの観察，ひび割れ幅の計測は，各サイクル1回目と3回目のピーク及び3回目の除荷時に行った。計測結果を表 4.3.5-1，4.3.5-2，図 4.3.5-1，4.3.5-2 に示す。なお，ひび割れ幅はクラックスケールにて測定した。計測位置については，図 4.2.5-14 に示す通りである。D-1 試験体については，変形角 R=3.5%以降はコンクリートの圧壊によりひび割れの測定が不可となった。D-2 試験体については，変形角 R=2.0%以降はコンクリートの圧壊によりひび割れの測定が不可となった。ひび割れ観察の結果，D-2 試験体はD-1 試験体よりもひび割れの本数が多いが，ひび割れ幅が小さい傾向にあった。

また，実測短期到達後（軸方向鉄筋が降伏した後）の载荷サイクルのピーク時である R=+0.50%の1回目のひび割れ幅は試験体の全周において，D-1 試験体については0.02mm，D-2 試験体については0.10mmであったことから，有害なひび割れではないと判断する。

表 4.3.5-1 D-1 試験体，ひび割れ幅の計測結果

変形角R (%)	繰返し回数	ひび割れ幅 (mm)			
		T(上)	E(東)	B(下)	W(西)
+0.125	1回目	—	—	—	—
-0.125	1回目	—	—	—	—
+0.125	3回目	—	—	—	—
-0.125	3回目	—	—	—	—
+0.125	3回目除荷時	—	—	—	—
-0.125	3回目除荷時	—	—	—	—
+0.25	1回目	—	—	—	0.02以下
-0.25	1回目	0.02	—	—	—
+0.25	3回目	—	—	—	0.02以下
-0.25	3回目	0.02	—	—	—
+0.25	3回目除荷時	—	—	—	0.02以下
-0.25	3回目除荷時	0.02以下	—	—	—
+0.50	1回目	—	—	—	0.02
-0.50	1回目	0.60	0.15	—	0.35
+0.50	3回目	—	—	—	0.02
-0.50	3回目	0.60	0.25	—	0.40
+0.50	3回目除荷時	—	—	—	0.02以下
-0.50	3回目除荷時	0.15	0.01	—	0.15
+0.75	1回目	圧壊	0.20	0.65	0.20
-0.75	1回目	圧壊	1.00	—	圧壊
+0.75	3回目	圧壊	0.40	0.70	0.40
-0.75	3回目	圧壊	1.00	圧壊	圧壊
+0.75	3回目除荷時	圧壊	0.25	0.30	0.10
-0.75	3回目除荷時	圧壊	0.50	圧壊	圧壊
+1.00	1回目	圧壊	0.90	0.70	0.60
-1.00	1回目	圧壊	1.20	圧壊	圧壊
+1.00	3回目	圧壊	0.95	0.70	0.65
-1.00	3回目	圧壊	1.20	圧壊	圧壊
+1.00	3回目除荷時	圧壊	0.70	0.35	0.25
-1.00	3回目除荷時	圧壊	0.70	圧壊	圧壊

変形角R (%)	繰返し回数	ひび割れ幅 (mm)			
		T(上)	E(東)	B(下)	W(西)
+1.50	1回目	圧壊	1.40	0.75	0.80
-1.50	1回目	圧壊	1.50	圧壊	圧壊
+1.50	3回目	圧壊	1.60	0.80	0.80
-1.50	3回目	圧壊	1.70	圧壊	圧壊
+1.50	3回目除荷時	圧壊	1.00	0.45	0.40
-1.50	3回目除荷時	圧壊	0.90	圧壊	圧壊
+2.00	1回目	圧壊	1.80	0.85	0.80
-2.00	1回目	圧壊	圧壊	圧壊	圧壊
+2.00	3回目	圧壊	1.90	0.90	0.80
-2.00	3回目	圧壊	圧壊	圧壊	圧壊
+2.00	3回目除荷時	圧壊	1.10	0.60	0.70
-2.00	3回目除荷時	圧壊	圧壊	圧壊	圧壊
+2.50	1回目	圧壊	2.10	1.20	0.95
-2.50	1回目	圧壊	圧壊	圧壊	圧壊
+2.50	3回目	圧壊	2.10	1.20	0.95
-2.50	3回目	圧壊	圧壊	圧壊	圧壊
+2.50	3回目除荷時	圧壊	1.40	0.85	0.80
-2.50	3回目除荷時	圧壊	圧壊	圧壊	圧壊
+3.00	1回目	圧壊	2.30	1.30	1.00
-3.00	1回目	圧壊	圧壊	圧壊	圧壊
+3.00	3回目	圧壊	2.40	1.50	1.00
-3.00	3回目	圧壊	圧壊	圧壊	圧壊
+3.00	3回目除荷時	圧壊	1.50	1.00	0.85
-3.00	3回目除荷時	圧壊	圧壊	圧壊	圧壊

- ・ [—] は，ひび割れ無し，または残留時にひび割れが確認できなかったことを指す。
- ・ [圧壊] は，コンクリートが圧壊したため，ひび割れ幅の確認ができなかったことを指す。

表 4.3.5-2 D-2, ひび割れ幅の計測結果

変形角R (%)	繰返し回数	ひび割れ幅 (mm)			
		T(上)	E(東)	B(下)	W(西)
+0.125	1回目	—	—	—	—
-0.125	1回目	—	—	—	—
+0.125	3回目	—	—	—	—
-0.125	3回目	0.02以下	—	—	—
+0.125	3回目除荷時	—	—	—	—
-0.125	3回目除荷時	—	—	—	—
+0.25	1回目	—	—	0.02	—
-0.25	1回目	0.02	—	—	—
+0.25	3回目	—	—	0.05	—
-0.25	3回目	0.02	—	—	—
+0.25	3回目除荷時	—	—	—	—
-0.25	3回目除荷時	—	—	—	—
+0.50	1回目	—	—	0.10	0.02以下
-0.50	1回目	0.20	0.02	—	0.02
+0.50	3回目	—	—	0.15	0.02以下
-0.50	3回目	0.10	0.05	—	0.02
+0.50	3回目除荷時	—	—	—	—
-0.50	3回目除荷時	—	—	—	—
+0.75	1回目	—	—	0.20	0.05
-0.75	1回目	0.20	0.15	—	0.10
+0.75	3回目	—	—	0.35	0.05
-0.75	3回目	0.30	0.20	—	0.10
+0.75	3回目除荷時	—	—	0.02	—
-0.75	3回目除荷時	0.02	—	—	0.02
+1.00	1回目	—	—	0.40	0.05
-1.00	1回目	圧壊	0.15	圧壊	0.30
+1.00	3回目	圧壊	—	圧壊	0.05
-1.00	3回目	圧壊	0.15	圧壊	0.30
+1.00	3回目除荷時	圧壊	0.25	圧壊	0.25
-1.00	3回目除荷時	圧壊	0.02	圧壊	0.65
+1.50	1回目	圧壊	0.25	圧壊	0.35
-1.50	1回目	圧壊	0.15	圧壊	0.60
+1.50	3回目	圧壊	0.30	圧壊	0.35
-1.50	3回目	圧壊	0.02	圧壊	0.20
+1.50	3回目除荷時	圧壊	0.25	圧壊	0.25
-1.50	3回目除荷時	圧壊	0.02	圧壊	0.65

・「—」は、ひび割れ無し、または残留時にひび割れが確認できなかったことを指す。

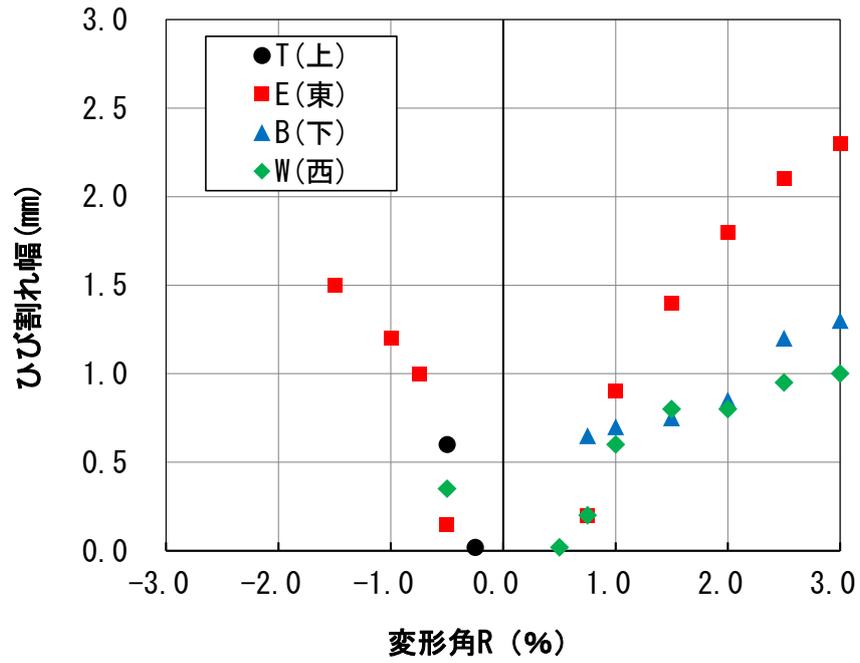


図 4.3.5-1 D-1 試験体, ひび割れ幅の計測結果

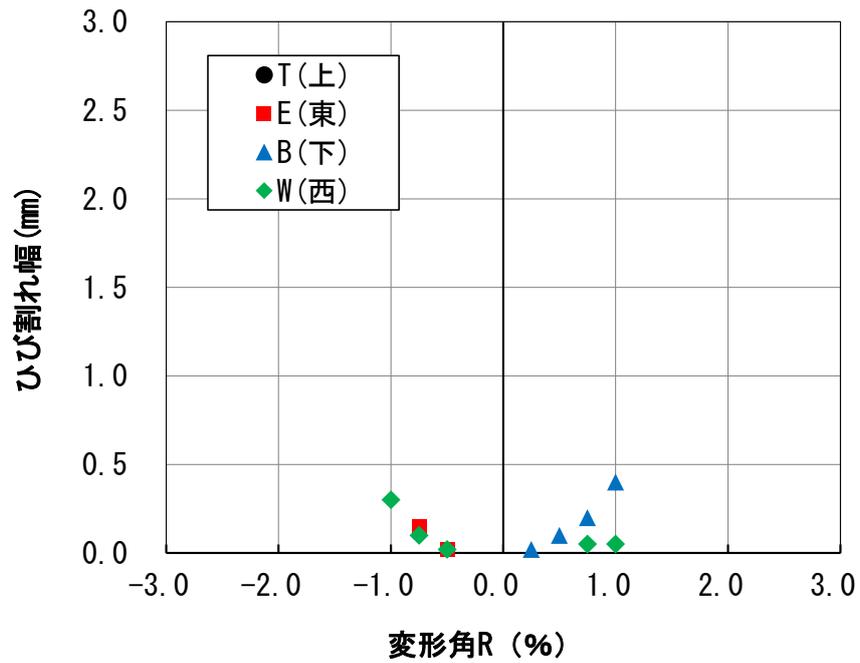


図 4.3.5-2 D-2 試験体, ひび割れ幅の計測結果

4.3.6 隙間幅の計測結果

隙間幅は、各サイクル1回目と3回目の除荷時に行った。なお、隙間幅はノギスにて測定した。計測位置については、図4.2.5-15に示す通りである。計測結果を表4.3.6-1、4.3.6-2、図4.3.6-1、4.3.6-2に示す。なお、表中の隙間幅の変化率とは、(変化した隙間幅-初期の隙間幅) / 初期の隙間幅の計算値のことをいう。

隙間部の変化については、D-1 試験体は圧縮の隙間部は最大で6.6mm (33.0%) 狭くなり、引張側の隙間部は最大で28.6mm (143.0%) 広がった。D-2 試験体は圧縮の隙間部は最大で6.7mm (5.6%) 狭くなり、引張側の隙間部は最大で17.8mm (14.8%) 広がった。

表 4.3.6-1 D-1 試験体, 隙間幅の計測結果

変形角R (%)	繰返し回数	隙間幅の変化量 (mm)				隙間幅の変化率 (%)			
		T(上)	E(東)	B(下)	W(西)	T(上)	E(東)	B(下)	W(西)
+0.125	1回目	-0.6	-0.1	1.2	0.1	-3.0	-0.5	6.0	0.5
-0.125	1回目	0.1	0.1	0.0	0.3	0.5	0.5	0.0	1.5
+0.125	3回目除荷時	-0.4	0.0	1.3	0.1	-2.0	0.0	6.5	0.5
-0.125	3回目除荷時	-0.9	0.1	0.7	0.3	-4.5	0.5	3.5	1.5
+0.25	1回目	-1.0	0.1	2.4	0.1	-5.0	0.5	12.0	0.5
-0.25	1回目	0.9	0.4	0.4	0.6	4.5	2.0	2.0	3.0
+0.25	3回目除荷時	-0.5	0.5	0.9	0.2	-2.5	2.5	4.5	1.0
-0.25	3回目除荷時	-0.4	0.4	1.0	0.3	-2.0	2.0	5.0	1.5
-0.50	1回目	-1.9	0.6	3.6	0.2	-9.5	3.0	18.0	1.0
+0.50	3回目	2.6	1.4	0.0	1.2	13.0	7.0	0.0	6.0
+0.50	3回目除荷時	-0.5	0.7	1.4	0.4	-2.5	3.5	7.0	2.0
-0.50	3回目除荷時	-0.1	0.5	0.8	0.6	-0.5	2.5	4.0	3.0
+0.75	1回目	-2.3	0.7	5.0	0.2	-11.5	3.5	25.0	1.0
-0.75	1回目	4.0	2.5	-1.0	4.0	20.0	12.5	-5.0	20.0
+0.75	3回目除荷時	-0.4	0.6	1.2	0.5	-2.0	3.0	6.0	2.5
-0.75	3回目除荷時	2.2	1.3	0.9	1.0	11.0	6.5	4.5	5.0
+1.00	1回目	-2.7	1.0	6.7	1.0	-13.5	5.0	33.5	5.0
-1.00	1回目	5.9	3.4	-1.5	3.1	29.5	17.0	-7.5	15.5
+1.00	3回目除荷時	-1.4	0.3	4.1	0.7	-7.0	1.5	20.5	3.5
-1.00	3回目除荷時	2.7	2.1	0.6	1.7	13.5	10.5	3.0	8.5
+1.50	1回目	-3.9	1.8	9.6	0.9	-19.5	9.0	48.0	4.5
-1.50	1回目	10.1	4.9	-2.3	4.6	50.5	24.5	-11.5	23.0
+1.50	3回目除荷時	-1.4	-1.2	5.7	1.9	-7.0	-6.0	28.5	9.5
-1.50	3回目除荷時	6.6	4.3	-0.2	3.8	33.0	21.5	-1.0	19.0
+2.00	1回目	-3.7	2.6	13.3	1.8	-18.5	13.0	66.5	9.0
-2.00	1回目	13.1	6.8	-2.4	6.7	65.5	34.0	-12.0	33.5
+2.00	3回目除荷時	-1.7	3.3	10.2	2.7	-8.5	16.5	51.0	13.5
-2.00	3回目除荷時	10.1	6.6	0.4	9.7	50.5	33.0	2.0	48.5
+2.50	1回目	-5.1	3.6	16.6	3.8	-25.5	18.0	83.0	19.0
-2.50	1回目	15.2	10.0	-2.0	9.4	76.0	50.0	-10.0	47.0
+2.50	3回目除荷時	-1.9	4.7	13.7	3.9	-9.5	23.5	68.5	19.5
-2.50	3回目除荷時	13.6	9.7	-0.7	7.8	68.0	48.5	-3.5	39.0
+3.00	1回目	-6.0	5.8	19.6	3.0	-30.0	29.0	98.0	15.0
-3.00	1回目	19.6	12.7	-3.8	9.6	98.0	63.5	-19.0	48.0
+3.00	3回目除荷時	-2.6	6.3	17.3	4.7	-13.0	31.5	86.5	23.5
-3.00	3回目除荷時	17.7	11.8	-1.0	9.9	88.5	59.0	-5.0	49.5
+3.50	1回目	-6.4	7.1	24.8	4.6	-32.0	35.5	124.0	23.0
-3.50	1回目	25.4	15.7	-5.4	12.7	127.0	78.5	-27.0	63.5
+3.50	3回目除荷時	-3.4	7.8	20.7	5.1	-17.0	39.0	103.5	25.5
-3.50	3回目除荷時	21.6	13.4	-0.7	11.6	108.0	67.0	-3.5	58.0
-4.00	1回目	-6.6	7.5	28.6	5.1	-33.0	37.5	143.0	25.5
+4.00	1回目	27.7	16.0	-6.4	13.9	138.5	80.0	-32.0	69.5
+4.00	3回目除荷時	-4.4	7.7	22.6	6.6	-22.0	38.5	113.0	33.0
-4.00	3回目除荷時	21.5	14.7	-4.3	12.7	107.5	73.5	-21.5	63.5

表 4.3.6-2 D-2 試験体, 隙間幅の計測結果

変形角R (%)	繰返し回数	隙間幅の変化量 (mm)				隙間幅の変化率 (%)			
		T(上)	E(東)	B(下)	W(西)	T(上)	E(東)	B(下)	W(西)
+0.125	1回目	-0.6	-0.5	0.8	-0.1	-0.5	-0.4	0.7	-0.1
-0.125	1回目	0.6	-0.5	-0.2	0.6	0.5	-0.4	-0.2	0.5
+0.125	3回目除荷時	0.8	-0.6	0.0	0.3	0.7	-0.5	0.0	0.2
-0.125	3回目除荷時	0.7	-0.9	0.0	0.2	0.6	-0.8	0.0	0.2
+0.25	1回目	-0.4	-0.9	1.3	0.1	-0.3	-0.8	1.1	0.1
-0.25	1回目	-60.3	-0.2	-1.7	0.8	-50.3	-0.2	-1.4	0.7
+0.25	3回目除荷時	0.4	-0.5	0.8	0.5	0.3	-0.4	0.7	0.4
-0.25	3回目除荷時	0.4	-1.4	0.8	0.3	0.3	-1.2	0.7	0.2
-0.50	1回目	-0.6	-0.7	5.0	0.1	-0.5	-0.6	4.2	0.1
+0.50	3回目	1.7	0.5	-1.3	0.4	1.4	0.4	-1.1	0.3
+0.50	3回目除荷時	0.3	-0.3	0.8	0.5	0.2	-0.2	0.7	0.4
-0.50	3回目除荷時	0.4	-1.4	0.8	0.3	0.3	-1.2	0.7	0.2
+0.75	1回目	-2.1	-0.8	3.0	-0.3	-1.8	-0.7	2.5	-0.3
-0.75	1回目	4.2	0.7	-2.2	1.8	3.5	0.6	-1.8	1.5
+0.75	3回目除荷時	-0.1	-0.4	0.1	0.2	-0.1	-0.3	0.1	0.2
-0.75	3回目除荷時	1.0	-0.3	-1.0	0.5	0.8	-0.2	-0.8	0.4
+1.00	1回目	-2.2	-0.2	4.8	-0.1	-1.8	-0.2	4.0	-0.1
-1.00	1回目	4.3	1.5	-2.1	2.7	3.6	1.3	-1.8	2.2
+1.00	3回目除荷時	-0.6	-0.4	1.4	0.1	-0.5	-0.3	1.2	0.1
-1.00	3回目除荷時	2.3	-0.2	-0.7	1.1	1.9	-0.2	-0.6	0.9
+1.50	1回目	-3.7	1.3	11.0	0.9	-3.1	1.1	9.2	0.7
-1.50	1回目	8.8	3.1	-3.3	3.5	7.3	2.6	-2.8	2.9
+1.50	3回目除荷時	-1.3	0.8	5.3	0.8	-1.1	0.7	4.4	0.7
-1.50	3回目除荷時	5.8	1.9	-1.6	2.7	4.8	1.6	-1.3	2.2
+2.00	1回目	-3.7	1.3	11.0	0.9	-3.1	1.1	9.2	0.7
-2.00	1回目	12.6	4.9	-4.2	5.4	10.5	4.1	-3.5	4.5
+2.00	3回目除荷時	-1.7	1.3	7.0	1.1	-1.4	1.1	5.8	0.9
-2.00	3回目除荷時	8.6	1.9	-4.8	4.4	7.2	1.6	-4.0	3.7
+2.50	1回目	-5.3	1.1	13.9	1.8	-4.4	0.9	11.6	1.5
-2.50	1回目	15.4	7.1	-4.2	5.4	12.8	5.9	-3.5	4.5
+2.50	3回目除荷時	-2.3	1.5	9.1	2.1	-1.9	1.3	7.6	1.8
-2.50	3回目除荷時	11.2	5.4	-2.6	5.9	9.3	4.5	-2.2	4.9
+3.00	1回目	-6.7	1.2	15.7	1.8	-5.6	1.0	13.1	1.5
-3.00	1回目	17.8	7.3	-6.3	7.9	14.8	6.1	-5.3	6.6
+3.00	3回目除荷時	-1.7	2.2	9.9	1.3	-1.4	1.8	8.2	1.1
-3.00	3回目除荷時	13.9	-2.6	-5.9	6.1	11.6	-2.2	-4.9	5.1

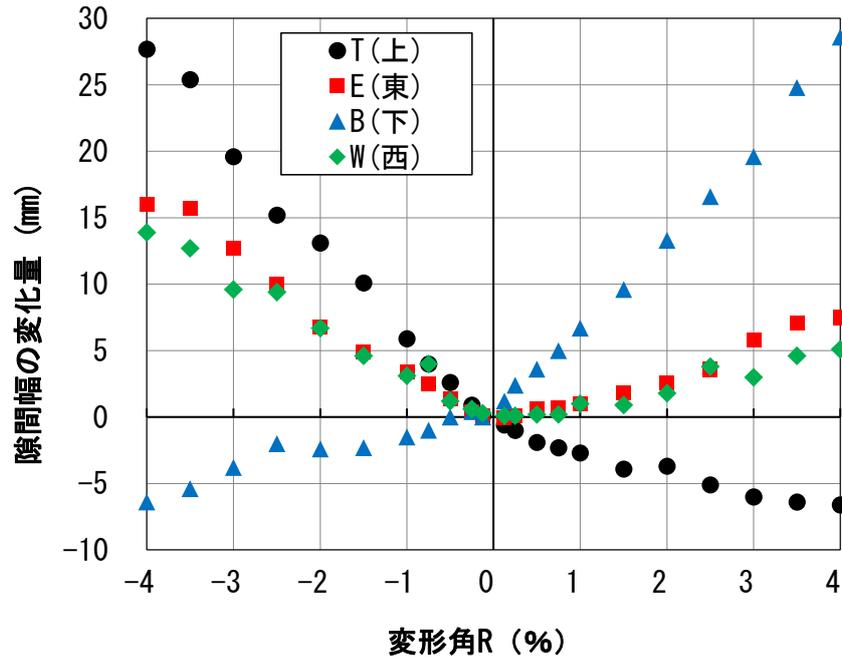


図 4.3.6-1 D-1 試験体, 隙間幅の計測結果

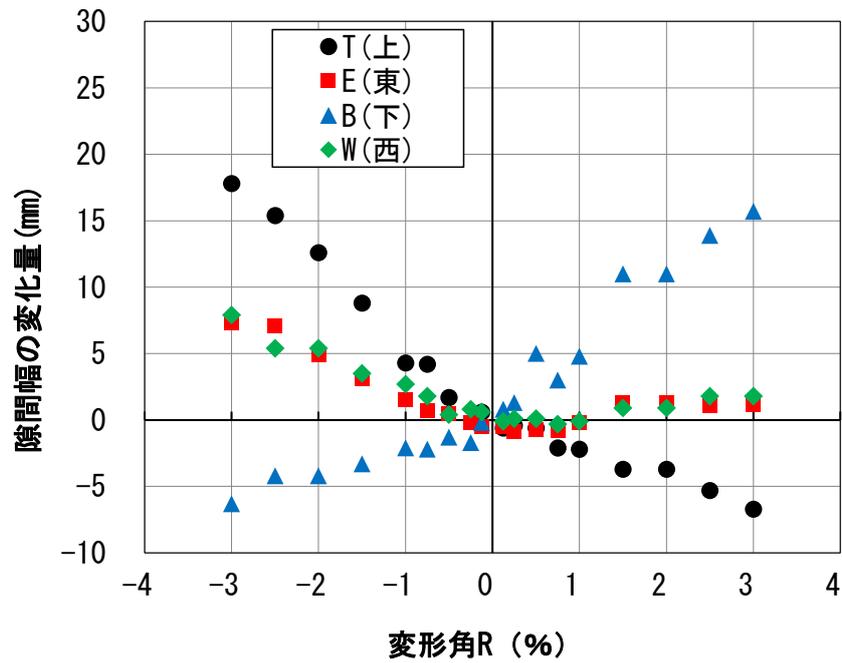


図 4.3.6-2 D-2 試験体, 隙間幅の計測結果

4.3.7 軸方向鉄筋の降伏範囲

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、変形角と軸方向鉄筋の降伏範囲を検討するため、図 4.3.7-1 のように軸方向鉄筋降伏範囲長さ L_{p_n} 及び L_{p_s} を定義して計算を行った。 L_{p_n} 及び L_{p_s} は、試験体中央部を起点とし、試験体北側を正、試験体南側を負とし、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。鉄筋の降伏は、ひずみゲージ（図 4.2.5-2、図 4.2.5-3 参照）の値の絶対値が鉄筋の降伏ひずみ $2410 \mu \epsilon$ 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。また、 L_{p_n} 及び L_{p_s} は、北側と南側の軸方向鉄筋のそれぞれで計算し、さらに、試験体上部と下部の合計 4 箇所での計算した値の平均値を L_p とした。

正側加力時の結果を図 4.3.7-2 に、負側加力時の結果を図 4.3.7-3 に示す。D-1 試験体、D-2 試験体ともに変形角 $R=+0.75\%$ 時に著しい変動が見られた。D-1 については、軸方向鉄筋降伏範囲長さ L_p / 直径 D の最大値は 0.73、D-2 については、軸方向鉄筋降伏範囲長さ / 直径 D の最大値は 0.61 であった。

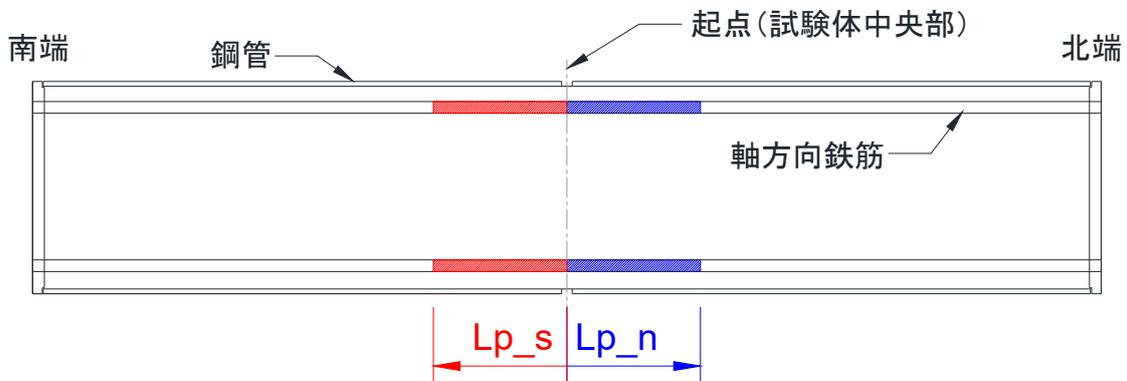


図 4.3.7-1 軸方向鉄筋降伏範囲

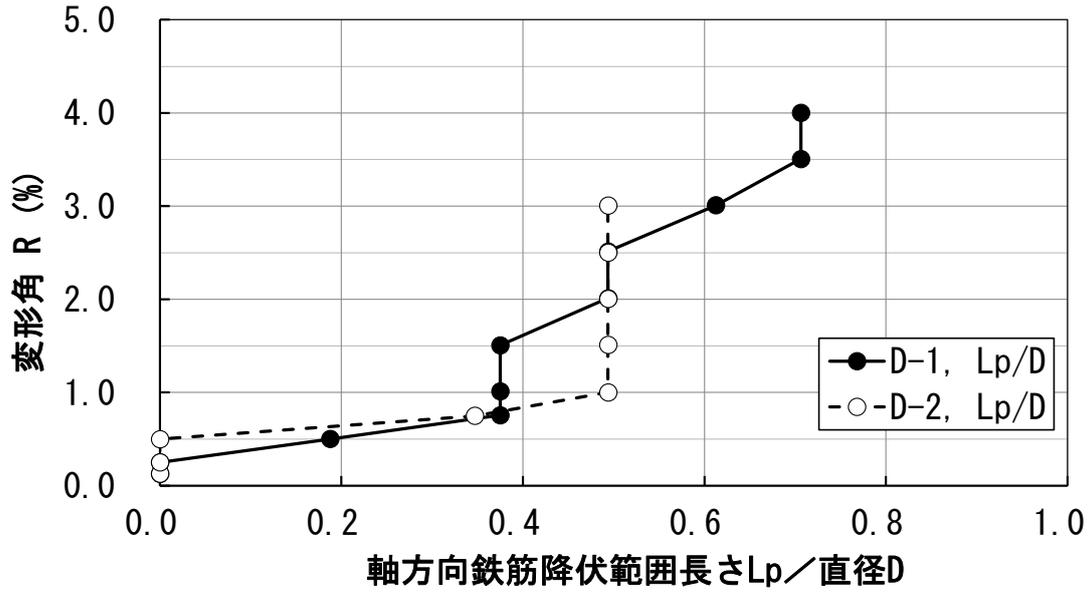


図 4.3.7-2 軸方向鉄筋降伏範囲長さ (正側加力時)

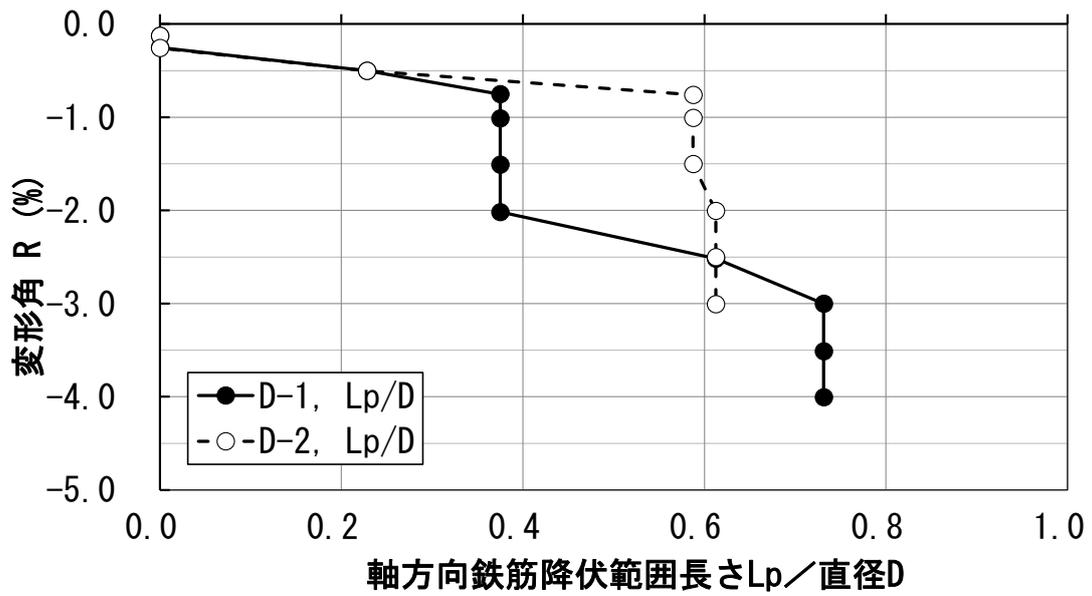


図 4.3.7-3 軸方向鉄筋降伏範囲長さ (負側加力時)

4.3.8 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 4.3.8-1)及び(式 4.3.8-2)で計算することができる。

$$\sigma_{cc} = c\gamma_U \cdot \sigma_B + k \cdot \sigma_r \quad (\text{式 4.3.8-1})$$

$$\sigma_r = \frac{2t}{D-2t} \cdot \alpha \cdot \sigma_y \quad (\text{式 4.3.8-2})$$

σ_{cc} : 拘束されたコンクリートの圧縮強度 (MPa)

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

k : 拘束係数で、 $k=4$ とする。 D : 試験体直径 (mm)

σ_B : コンクリート圧縮強度 (MPa) t : 鋼管厚さ (mm)

σ_r : コンクリートに作用する側圧 (MPa)

α : 周方向応力成分比で、 $\alpha=1.0$ とする。

σ_y : 鋼材降伏強度 (MPa)

ここで、(式 4.3.8-2)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 4.3.8-3)のように計算することができる。

$$ex\sigma_r = \frac{2t}{D-2t} \cdot ex\sigma_{xx} \quad (\text{式 4.3.8-3})$$

$ex\sigma_r$: 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 $ex\sigma_r$ は、図 4.3.8-1 に示すように、D-1 試験体については F8, F10 断面を、D-2 試験体については F7, F10 断面を計算した。計測位置と鋼管による側圧の関係を図 4.3.8-2~図 4.3.8-5 に示す。なお、各サイクルのピーク時の実験結果を示している。

いずれの結果も圧縮縁における側圧 $ex\sigma_r$ が中央位置よりも大きくなっており、コンクリートが圧縮される際に鋼管のひずみが大きくなっていることがわかる。一方で、コンクリートの引張縁も繰返し载荷による影響により反対側の载荷方向で発生した側圧が残留している影響が見られた。

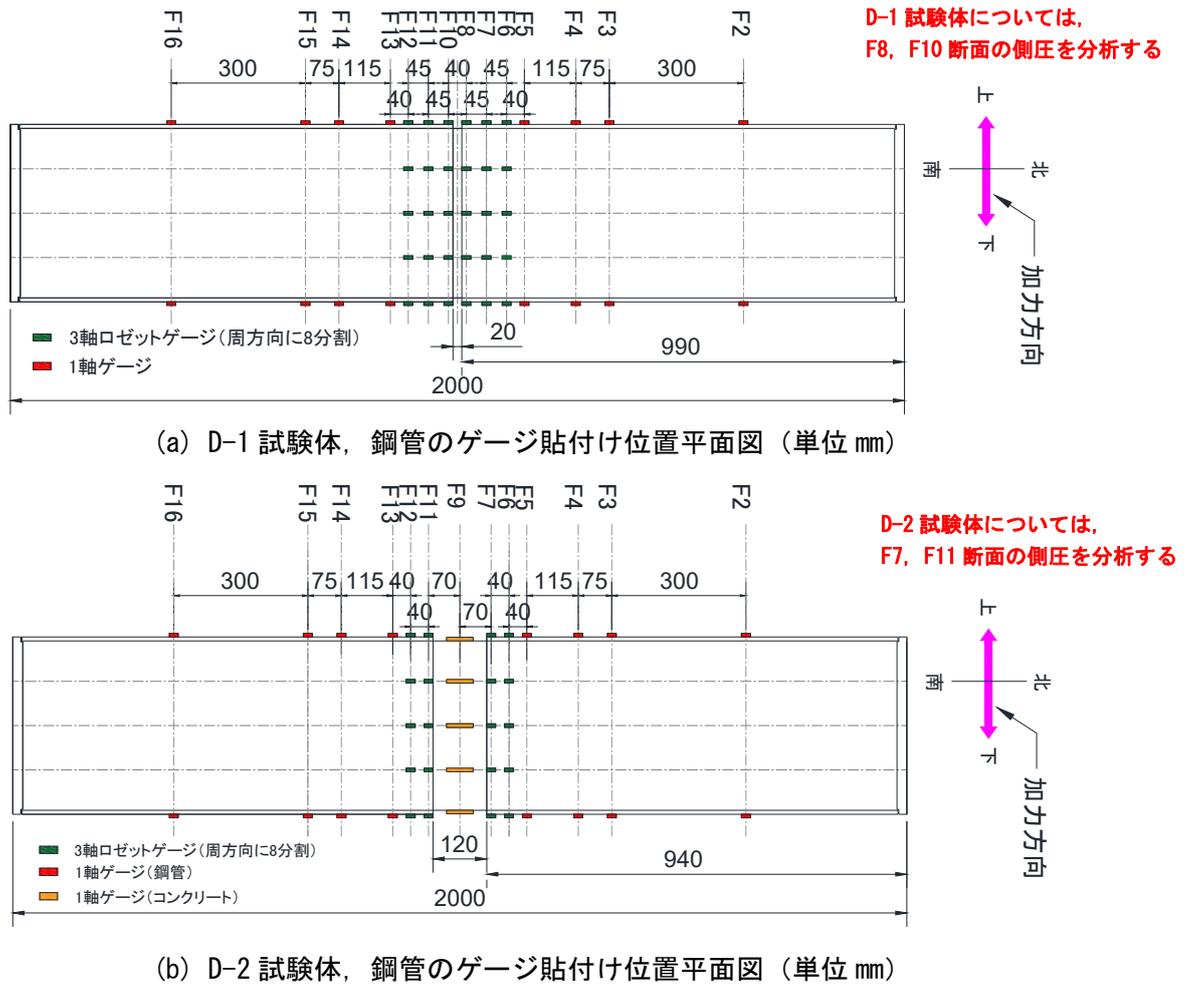
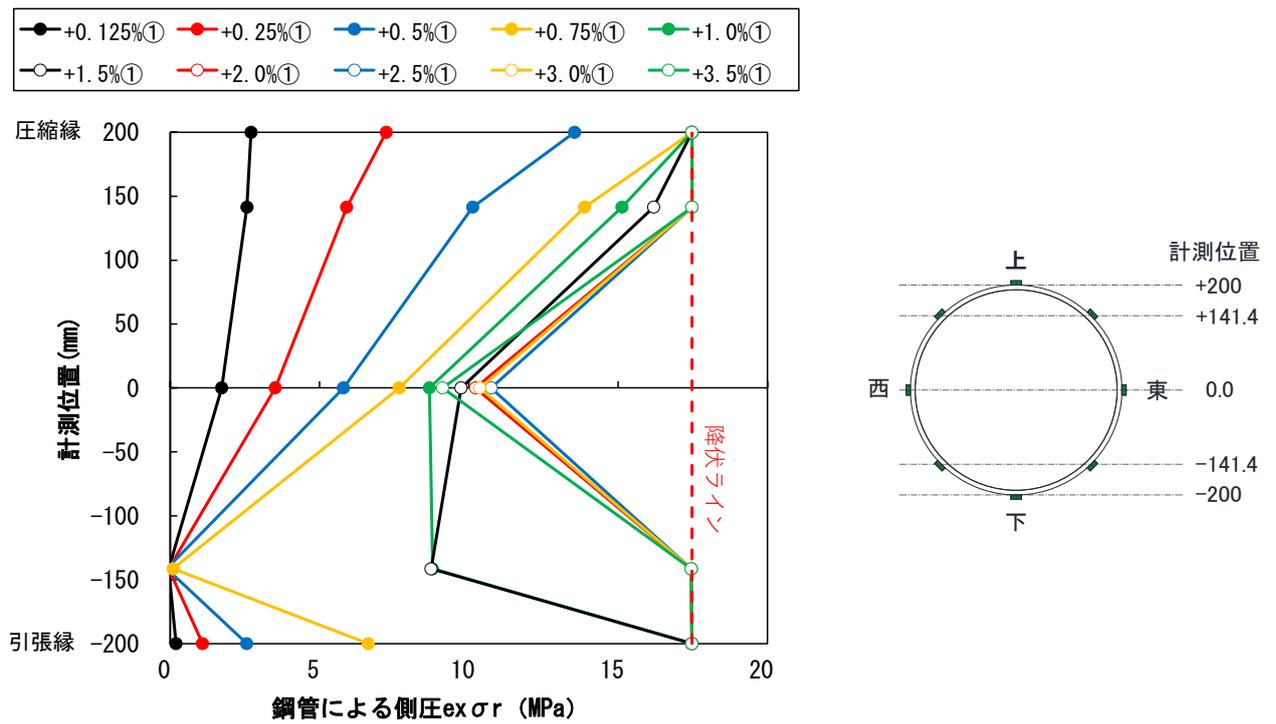
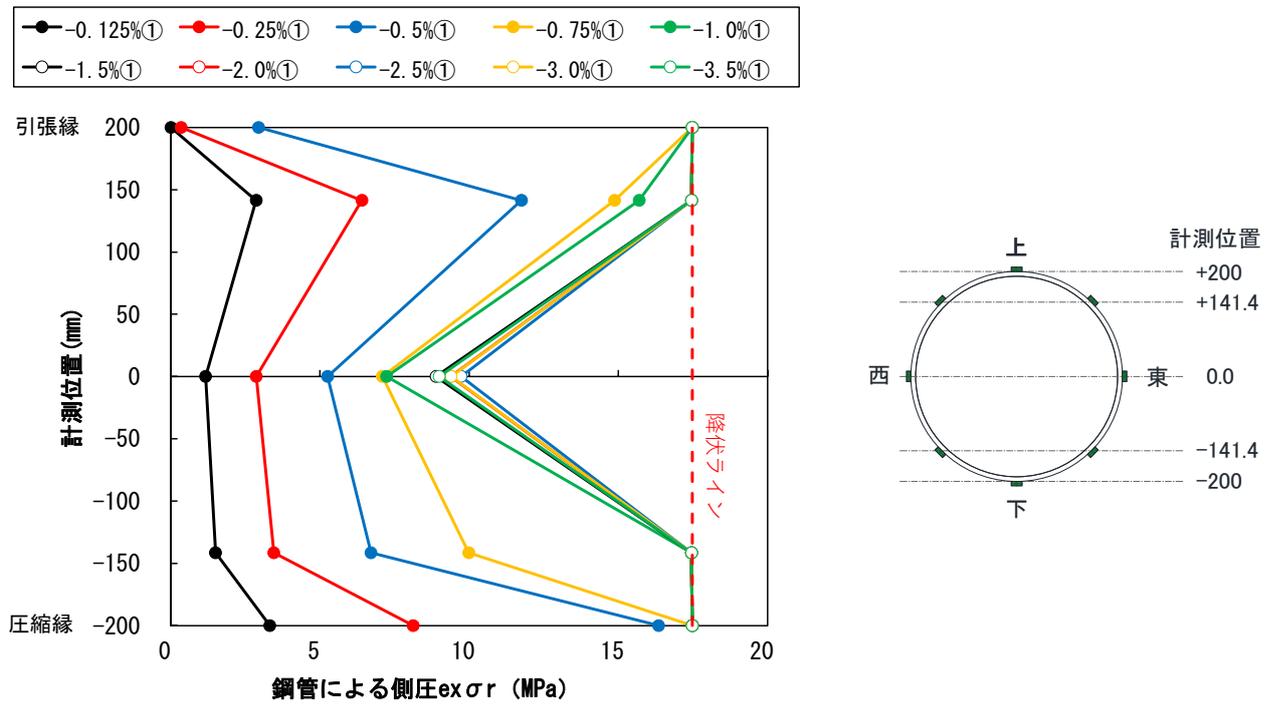


図 4.3.8-1 鋼管のゲージ貼付け位置平面図

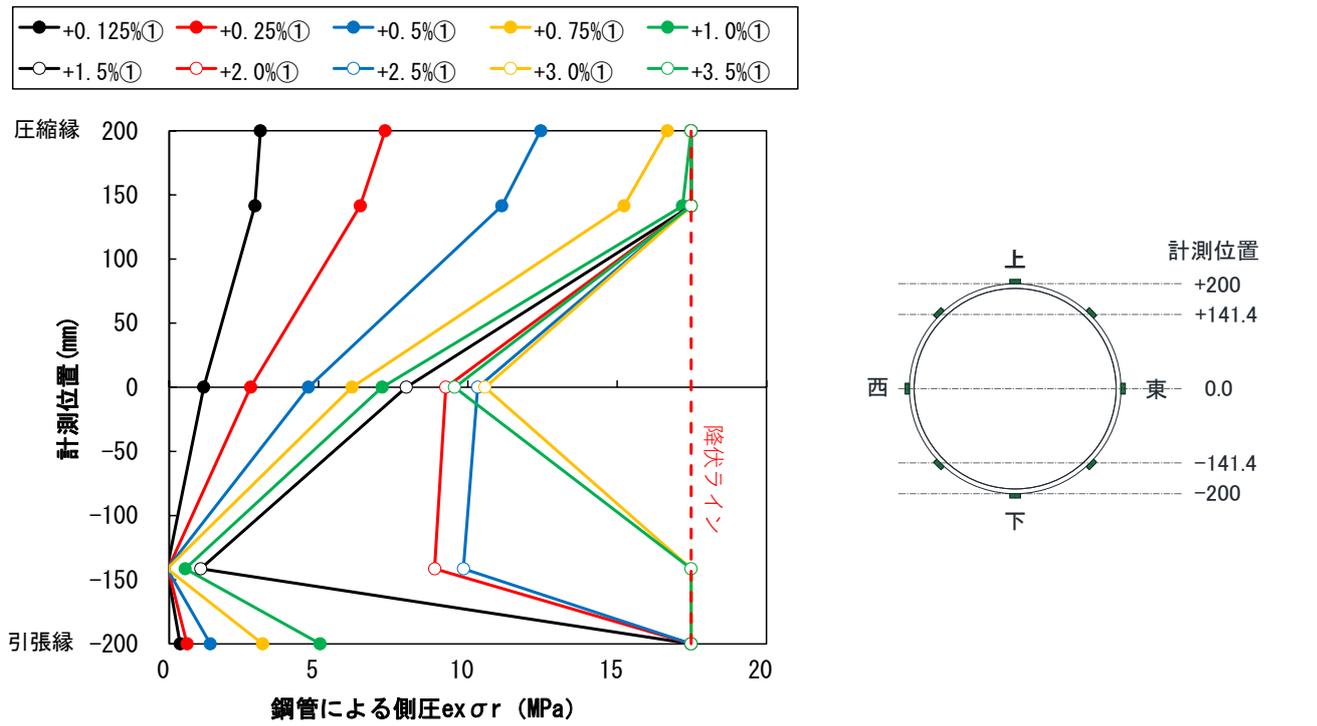


(a) 正側ピーク時

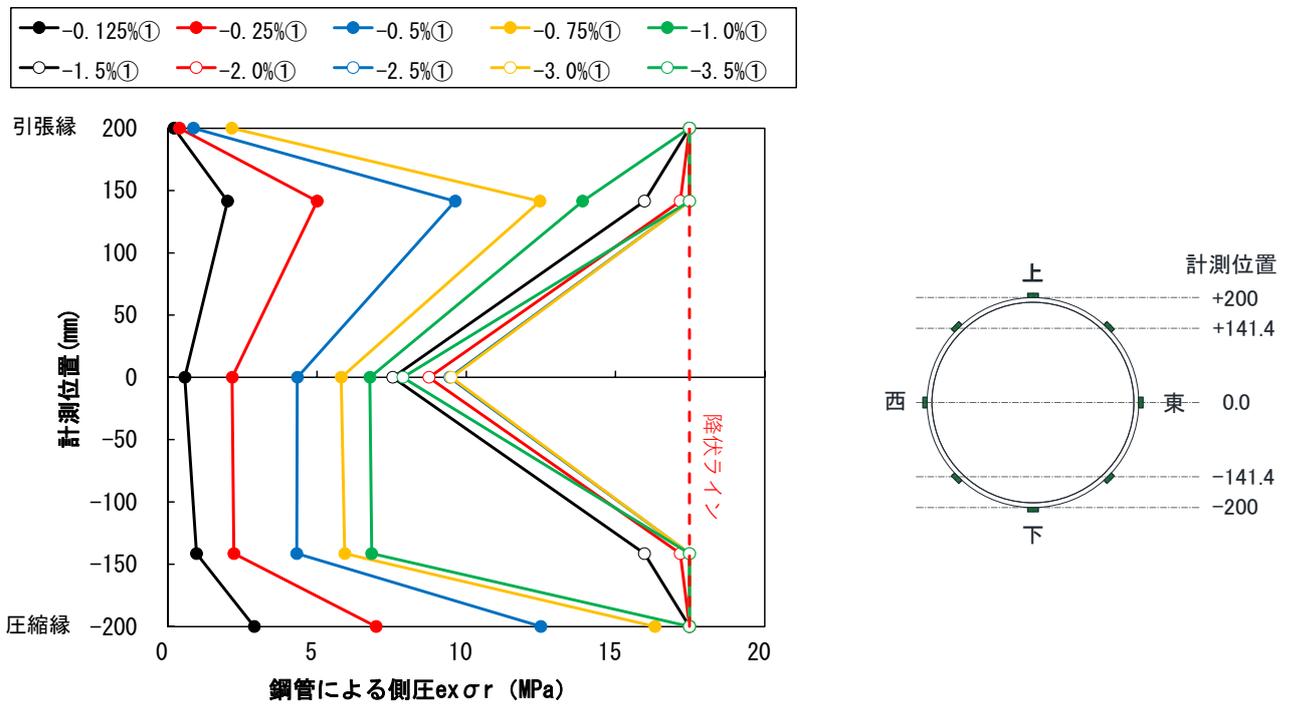


(b) 負側ピーク時

図 4.3.8-2 D-1 試験体, F8 断面, 鋼管による側圧 $ex\sigma_r$ 計測結果

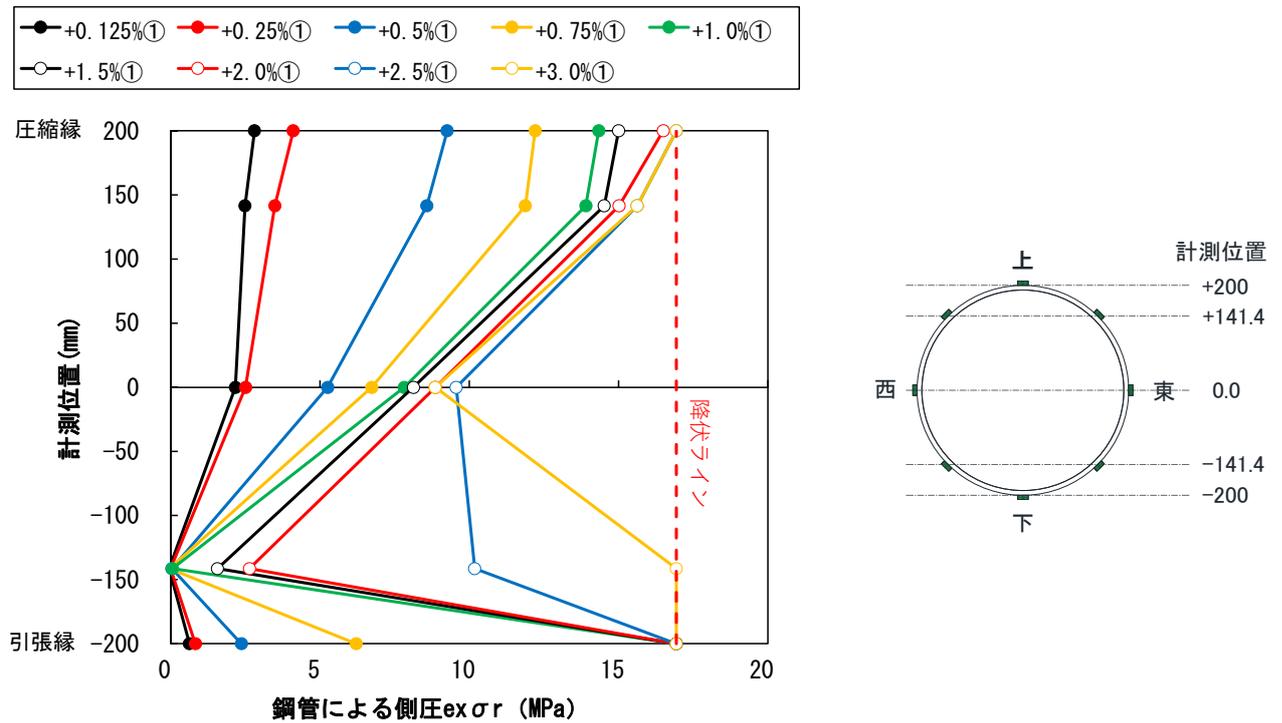


(a) 正側ピーク時

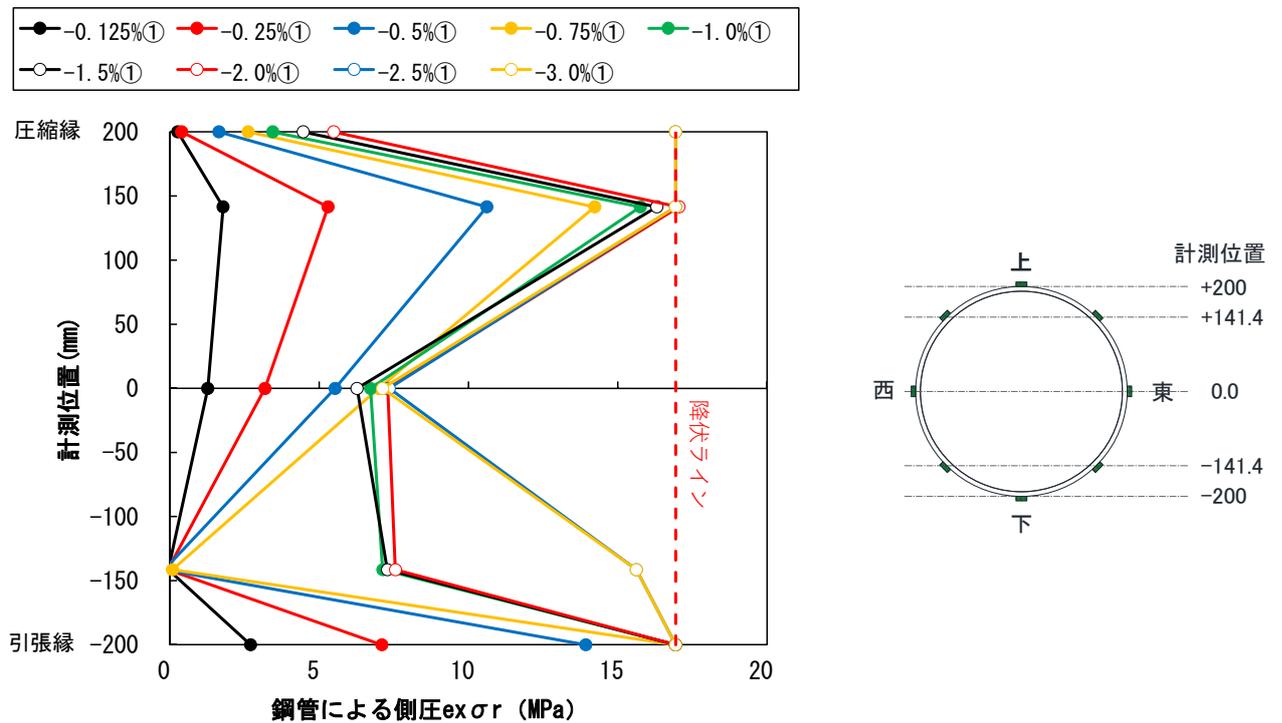


(b) 負側ピーク時

図 4.3.8-3 D-1 試験体, F10 断面, 鋼管による側圧 $ex\sigma_r$ 計測結果



(a) 正側ピーク時



(b) 負側ピーク時

図 4.3.8-4 D-2 試験体, F7 断面, 鋼管による側圧 $ex\sigma_r$ 計測結果

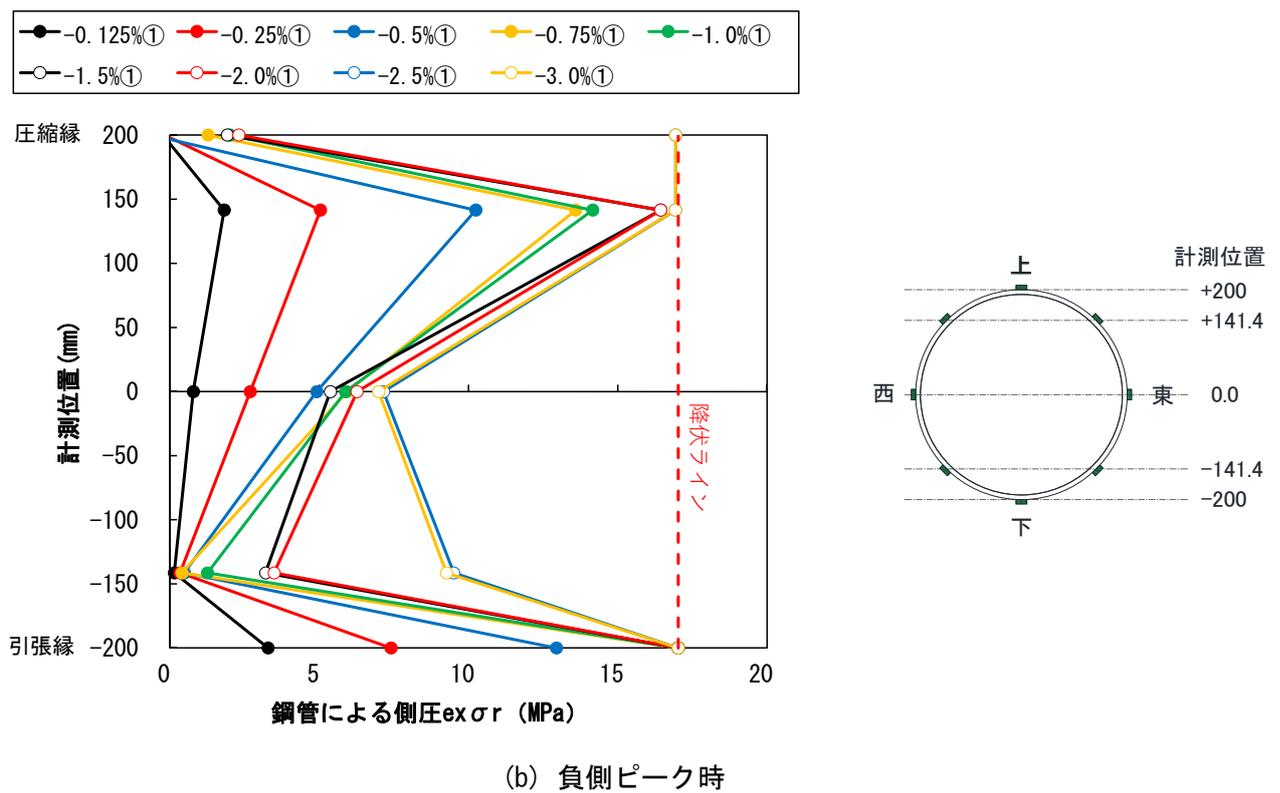
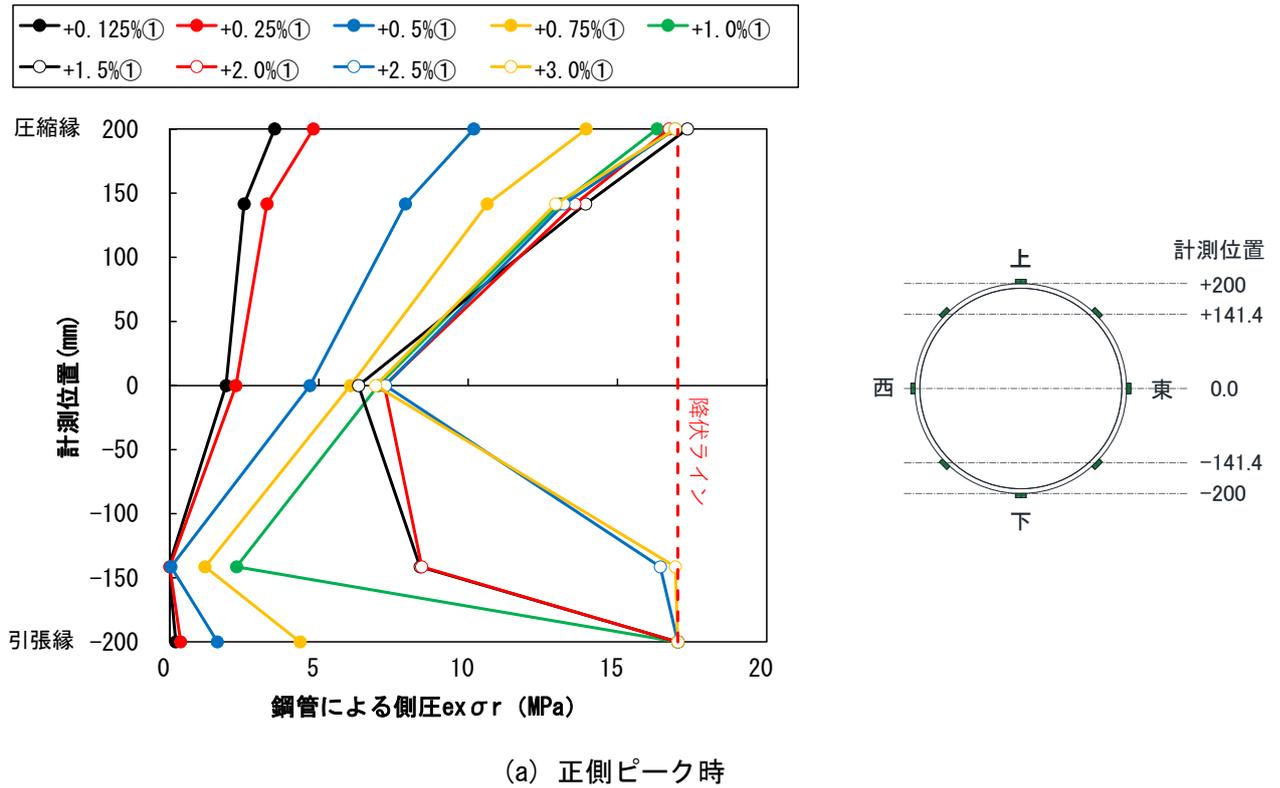


図 4.3.8-5 D-2 試験体, F11 断面, 鋼管による側圧 $ex\sigma_r$ 計測結果

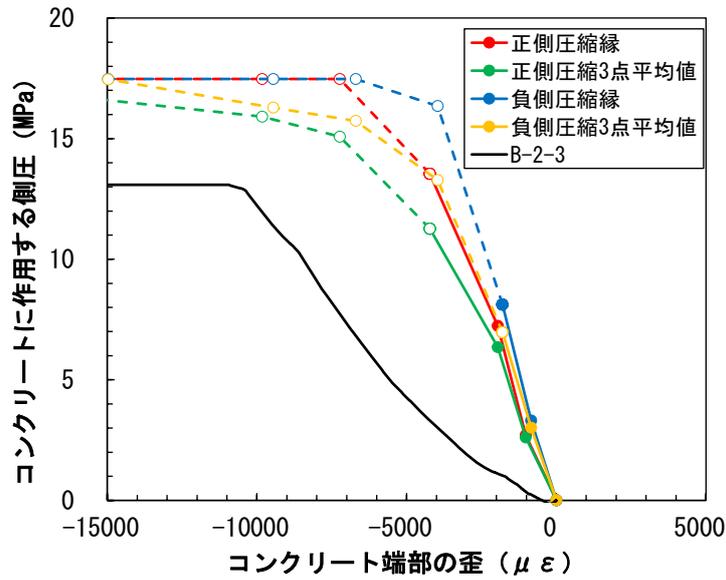
(2) 危険断面位置の圧縮縁におけるコンクリートに作用する側圧の推移

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D-1試験体については図4.3.8-6～図4.3.8-7に、D-2試験体については図4.3.8-8～図4.3.8-9に示す。なお、図中のB-2-3は2章の試験体の一軸圧縮試験結果による側圧とコンクリート端部のひずみを示している。

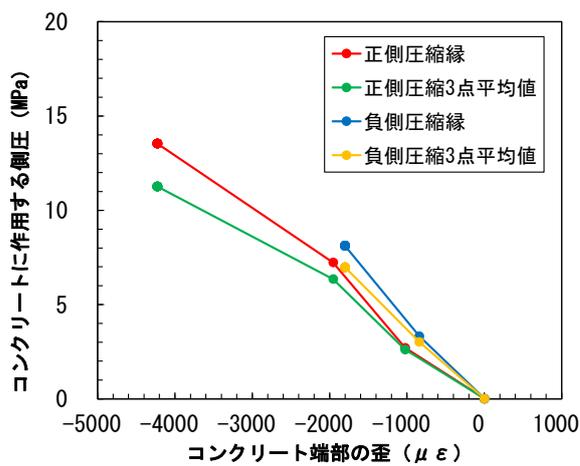
正側加力時と負側加力時のピーク時に、それぞれ圧縮縁となる位置と加力方向の直交位置（真横）でのコンクリートに作用する側圧を示している。なお、横軸の圧縮縁におけるコンクリート端部のひずみは、直接計測できないため、軸方向筋の隙間部高さに貼付けしたひずみゲージの値から推測した。具体的には、隙間部高さで平面保持を仮定することで、計測した鉄筋のひずみゲージ値よりその危険断面位置のコンクリート端部のひずみを推定した。

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（正側は上端2点、負側は下端2点）に貼付けしたひずみゲージから計算した値を「圧縮縁」と表記し、図4.3.8-6～図4.3.8-9に示すように、圧縮側の計測点3点の値を平均したものを「3点平均値」として表示している。

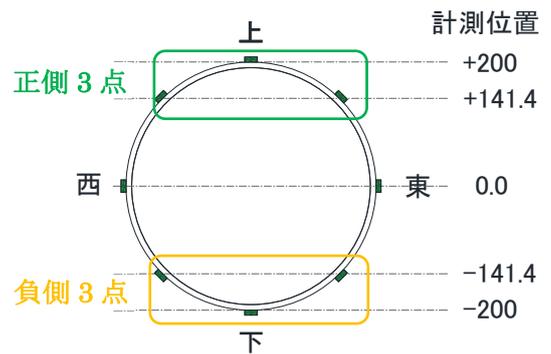
D-1試験体（図4.3.8-6、図4.3.8-7）の正側でも負側でも圧縮縁と3点の平均値を比べると、圧縮縁1点のみの方が圧縮縁3点の平均値よりも側圧は小さくなった。D-2試験体（図4.3.8-8、図4.3.8-9）の正側でも負側でも圧縮縁と3点の平均値を比べると、圧縮縁1点と圧縮縁3点の平均値はほぼ同等の傾向を示した。



(a) 側圧とコンクリート端部のひずみ

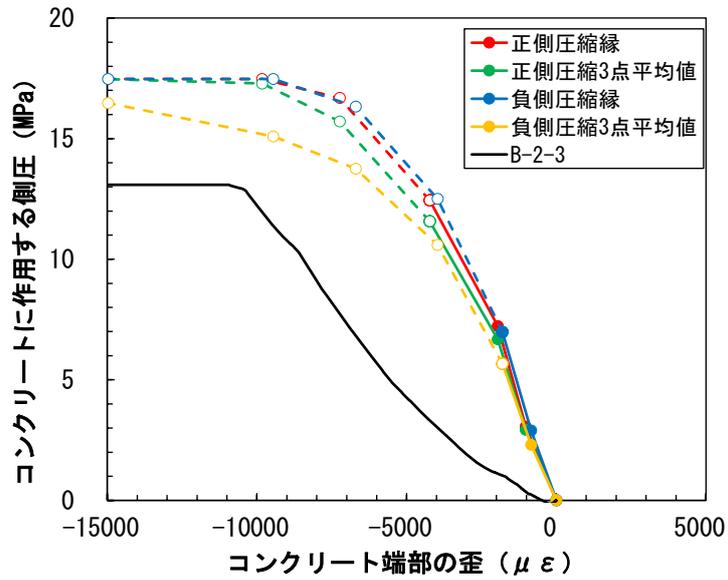


(b) (a)の拡大図

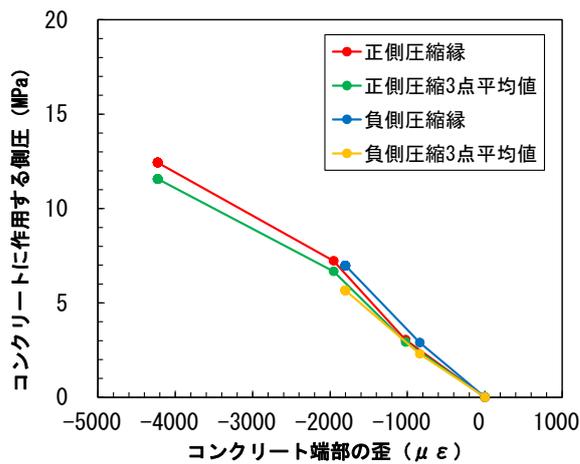


(c) 計測位置

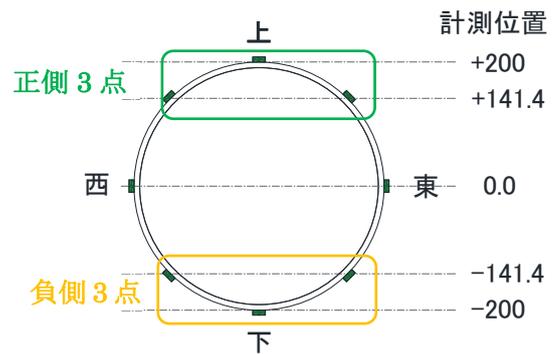
図 4.3.8-6 D-1 試験体, F8 断面, 圧縮縁の側圧とコンクリート端部のひずみ



(a) 側圧とコンクリート端部のひずみ

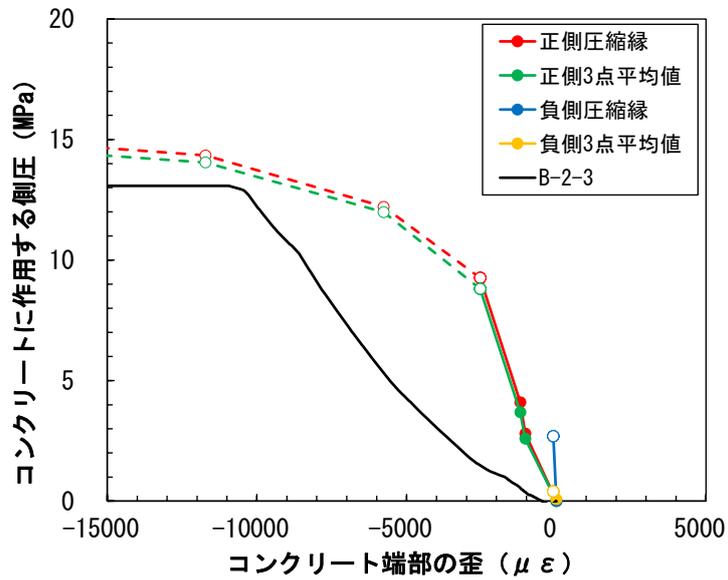


(b) (a)の拡大図

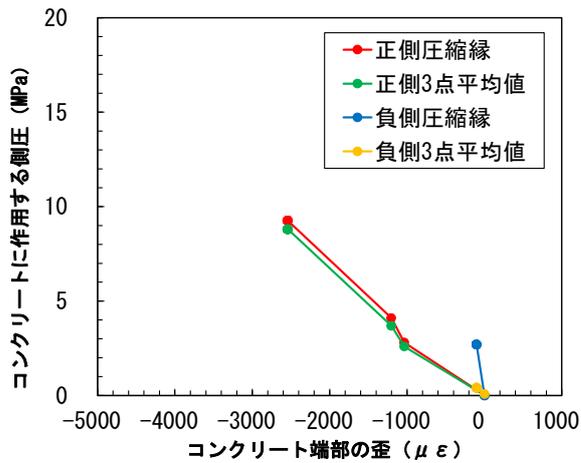


(c) 計測位置

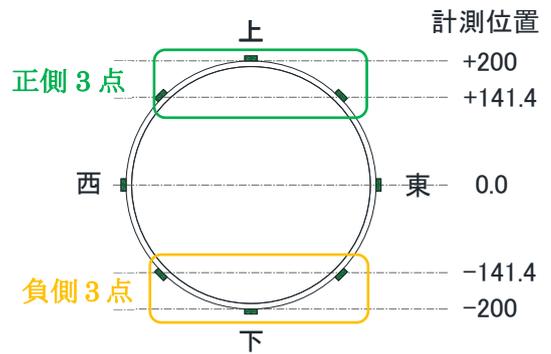
図 4.3.8-7 D-1 試験体, F10 断面, 圧縮縁の側圧とコンクリート端部のひずみ



(a) 側圧とコンクリート端部のひずみ

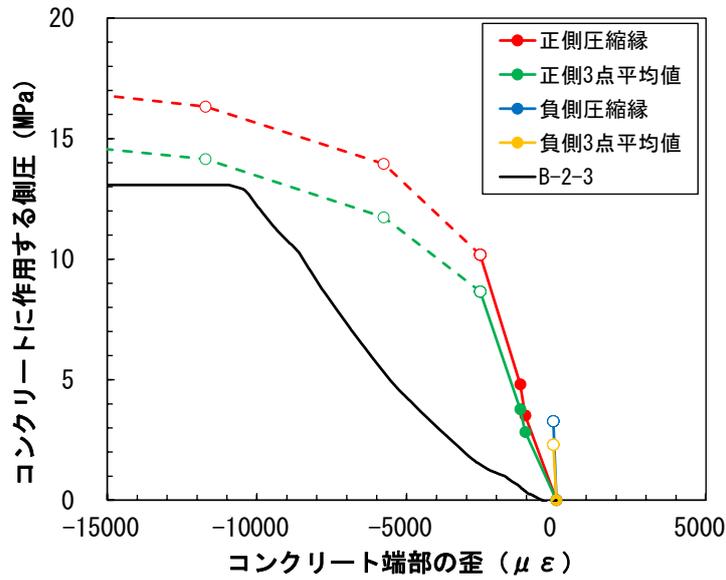


(b) (a)の拡大図

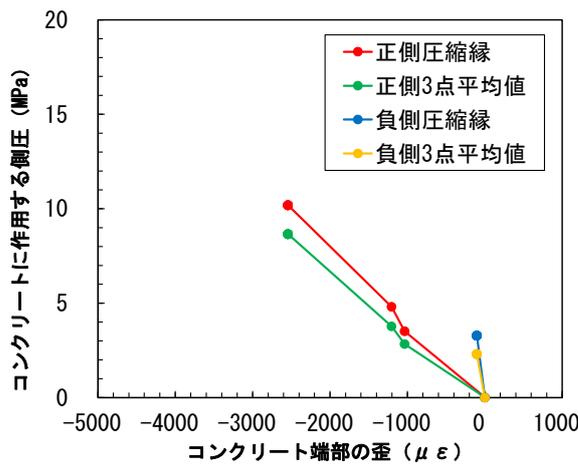


(c) 計測位置

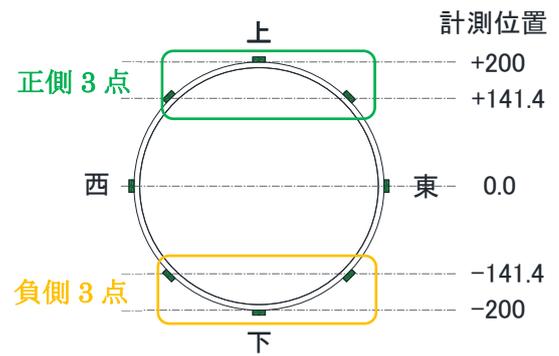
図 4.3.8-8 D-2 試験体, F7 断面, 圧縮縁の側圧とコンクリート端部のひずみ



(a) 側圧とコンクリート端部のひずみ



(b) (a)の拡大図



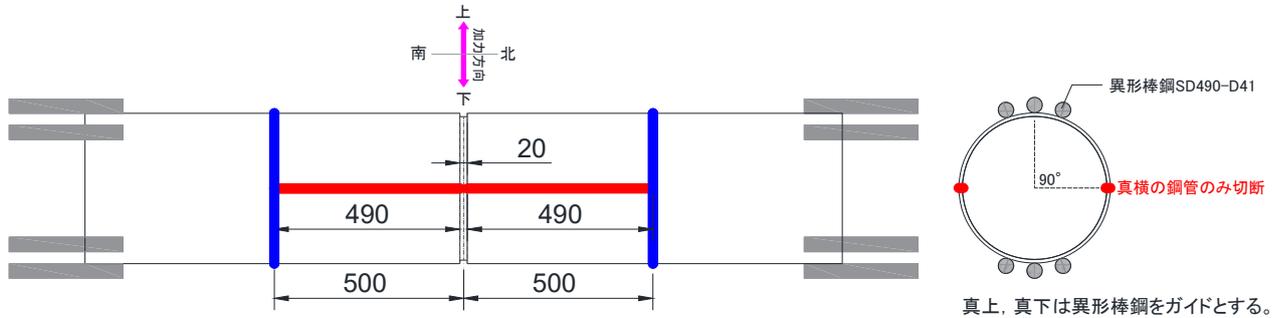
(c) 計測位置

図 4.3.8-9 D-2 試験体, F11 断面, 圧縮縁の側圧とコンクリート端部のひずみ

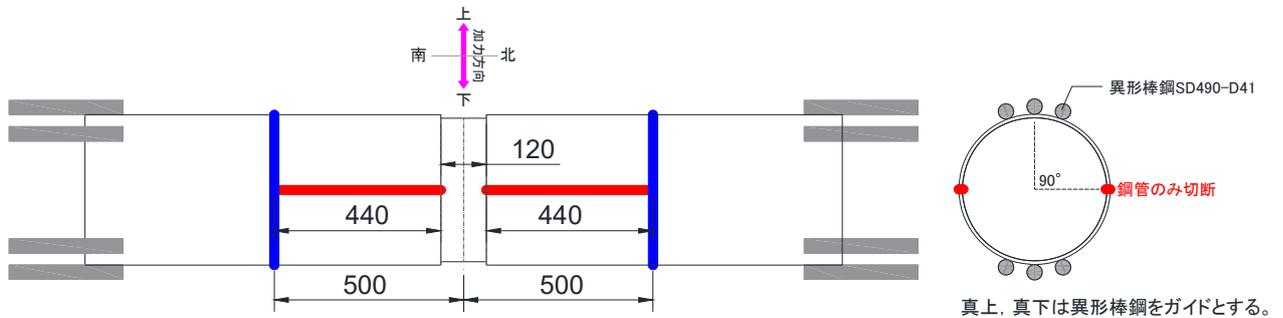
4.3.9 試験体の最終破壊性状（鋼管除去後）

図4.3.9-1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、青線は杭切断位置、赤線部分はグラインダーで鋼管を剥がした切断箇所を示す。また、加工作業状況の例を写真4.3.9-1、写真4.3.9-2に示す。

D-1試験体



D-2試験体



作業手順

- ①鋼管を剥がす 赤線：鋼管のみ切断 青線：鋼管+コンクリートの切断
- ②鋼管を剥がした後、コンクリートに100×100のメッシュを描き、以下の観察を行う。
 - ・コンクリート表面の観察
 - ・切断面（青線箇所）の観察（配筋ずれの有無確認）
- ③試験体中央部付近のコンクリートを研り、鉄筋の座屈等の状況を観察する。

図4.3.9-1 試験体における荷重方向ならびに破壊確認箇所（単位：mm）

第4章 既製鋼管巻き中実杭の曲げ実験

試験体は、写真 4.3.9-1 に示すように横倒しにした状態で青線の断面を切断する。その後、赤線の鋼管の切断を実施し、コンクリートの状況を観察した。また、D-1 試験体については、試験体中央部付近のコンクリートをハンマーで軽打し、軸方向鉄筋の状態を観察した。



(a) 杭切断作業



(b) 鋼管剥がし作業

写真 4.3.9-1 解体状況

(1) D-1 試験体の最終破壊性状（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 4.3.9-2 に示す。鋼管除去後のコンクリートに 100mm×100mm のメッシュの罫書を行った。軸方向鉄筋が破断した下側については、試験体中央部から 100mm 程度の範囲までコンクリートが損傷していた。また、全周にわたって試験体中央部から 200mm 程度の範囲まではひび割れが確認されたが、著しい損傷は見られなかった。



(a) 上側



(b) 下側



(c) 西側



(d) 東側

写真 4.3.9-2 D-1 試験体、鋼管除去後の状況

さらに、加力方向（上側，下側）のコンクリートをハンマーで軽打した後の状況を写真 4.3.9-3 に示す。観察を行ったところ、試験体中央部付近の軸方向鉄筋の破断は見られなかった。



(a) 上側



(b) 下側

写真 4.3.9-3 D-1 試験体，ハンマー軽打後の状況

2) 試験体断面

杭を切断した断面部分の状況を写真 4.3.9-4 に示す。北側断面については、断面を切断した段階ではひび割れが確認されなかったが、鋼管を剥した際にひび割れが確認された。



(a) 北側断面



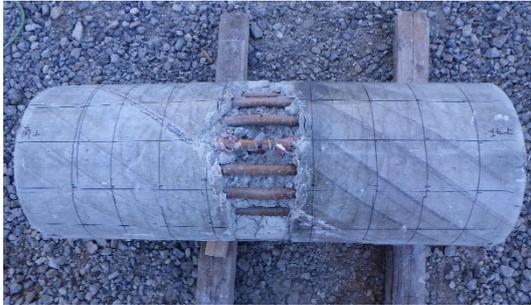
(b) 南側断面

写真 4.3.9-4 D-1 試験体の断面

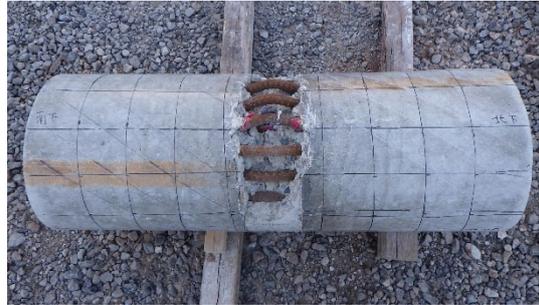
(2) D-2 試験体の最終破壊性状 (鋼管除去後)

1) 鋼管除去後の試験体

鋼管部分を除去した状況を写真 4.3.9-5 に示す。鋼管除去後のコンクリートに 100mm×100mm のメッシュの罫書を行った。加力方向の上側及び下側については、試験体中央部から 100mm 程度の範囲までコンクリートが損傷していた。また、全周にわたって試験体中央部から 200mm 程度の範囲まではひび割れが確認されたが、著しい損傷は見られなかった。



(a) 上側



(b) 下側



(c) 西側



(d) 東側

写真 4.3.9-5 D-2 試験体, 鋼管除去後の状況

2) 試験体断面

杭を切断した断面部分の状況を写真 4.3.9-6 に示す。北側断面については、断面を切断した段階ではひび割れが確認されなかったが、鋼管を剥した際にひび割れが確認された。



(a) 北側断面



(b) 南側断面

写真 4.3.9-6 D-2 試験体の断面

(3) まとめ

コンクリートの損傷状況について、D-1 及び D-2 試験体の共通事項として、加力方向の上側及び下側については、試験体中央部から 100mm 程度の範囲までコンクリートが損傷していた。また、全周にわたって試験体中央部から 200mm 程度の範囲まではひび割れが確認されたが、著しい損傷は見られなかった。

4.3.10 軸方向鉄筋付着状況について

(1) 実験平均付着応力度の計算方法

試験体の鋼管除去後に、杭体の軸方向に対して平行して走る軸方向のひび割れが確認された。これにより、軸方向鉄筋の付着割裂破壊が懸念されたため、軸方向鉄筋に貼り付けたひずみゲージの計測結果を用いて、杭体内部の軸方向鉄筋の平均付着応力度を式 4.3.10-1 により算出した。ただし、鉄筋の応力度は降伏強度 $\sigma_y=443\text{MPa}$ (降伏強度時ひずみ $=2410\mu$) 以上にはならないので、 σ_{n+1} 及び σ_n の上限値は $\sigma_y=443\text{MPa}$ (降伏強度時ひずみ $=2410\mu$) までとして計算する。

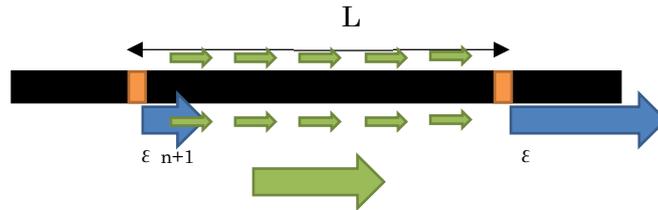


図 4.3.10-1 軸方向鉄筋に貼付したひずみゲージ

$$\tau_b = \frac{(\varepsilon_{n+1} - \varepsilon_n) \cdot E \cdot A}{h \cdot L} \quad (\text{式 4.3.10-1})$$

τ_b : 軸方向鉄筋の平均付着応力度 (MPa)

ε_n : 軸方向鉄筋のひずみ

E : 軸方向鉄筋のヤング係数 (MPa)

A : 軸方向鉄筋 1 本当たりの公称断面積 (mm^2)

h : 軸方向鉄筋の公称周長 (mm)

L : ひずみゲージ距離 (mm)

$$L \text{ 間の応力差} \quad \Delta \sigma L = \sigma_{n+1} - \sigma_n = (\varepsilon_{n+1} - \varepsilon_n) E$$

$$L \text{ 間の付着力} \quad \Delta PL = (\varepsilon_{n+1} - \varepsilon_n) E \times A$$

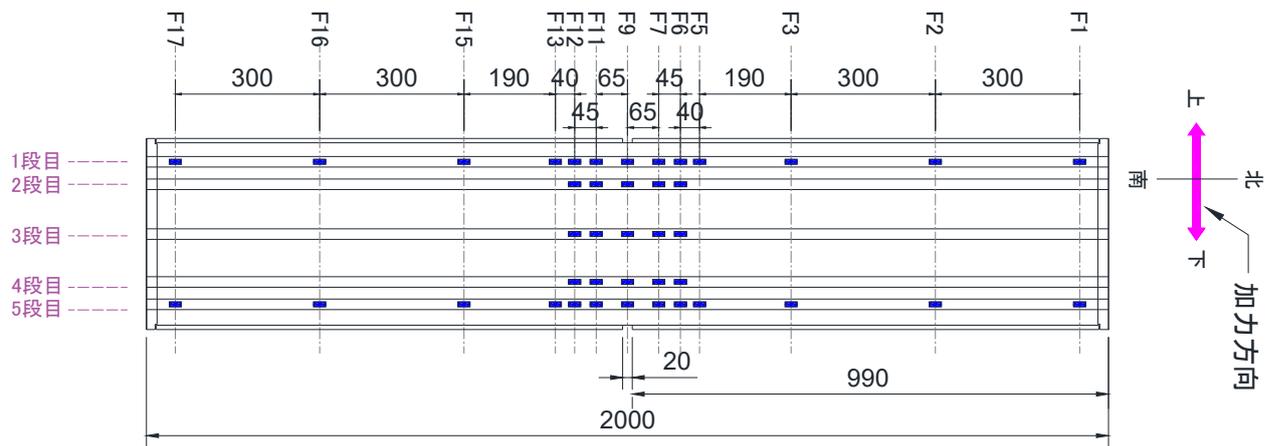
$$L \text{ 間の平均付着応力} \quad \sigma = \Delta PL / (hL) = (\varepsilon_{n+1} - \varepsilon_n) \times E \times A / (hL)$$

付着応力度を算出した箇所を表 4.3.10-1 及び図 4.3.10-2 に示す。

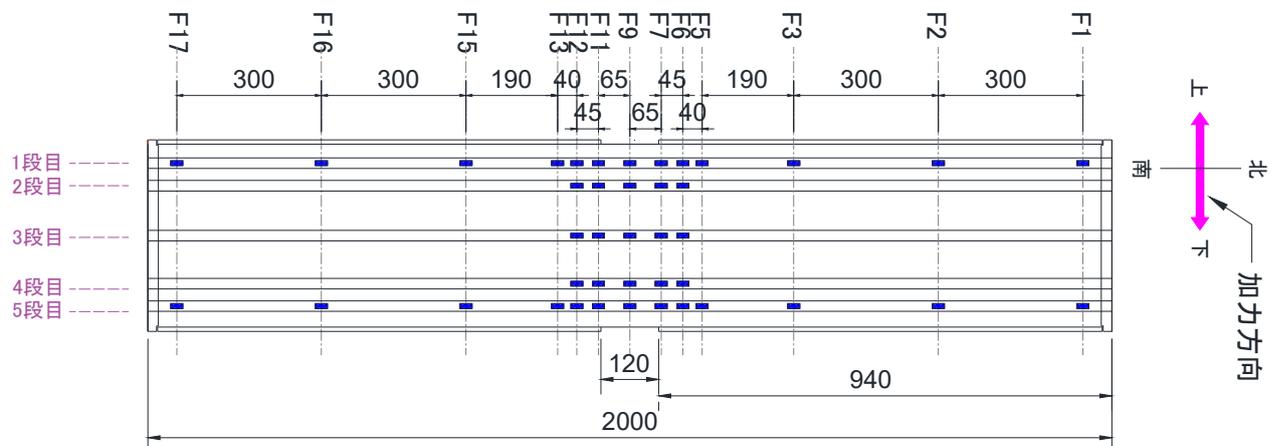
表 1-1 付着応力度算出箇所

区間		区間長 (mm)	付着応力度算出箇所 [※]		
			1段目	3段目	5段目
1	F1 ~ F2	300	○	—	○
2	F2 ~ F3	300	○	—	○
3	F3 ~ F5	190	○	—	○
4	F5 ~ F6	40	○	—	○
5	F6 ~ F7	45	○	○	○
6	F7 ~ F9	65	○	○	○
7	F9 ~ F11	65	○	○	○
8	F11 ~ F12	45	○	○	○
9	F12 ~ F13	40	○	—	○
10	F13 ~ F15	190	○	—	○
11	F15 ~ F16	300	○	—	○
12	F16 ~ F17	300	○	—	○

※ ○は付着応力度を算出した箇所を表す。



(a) D-1 試験体, 鉄筋のゲージ貼付位置平面図 (単位 mm)

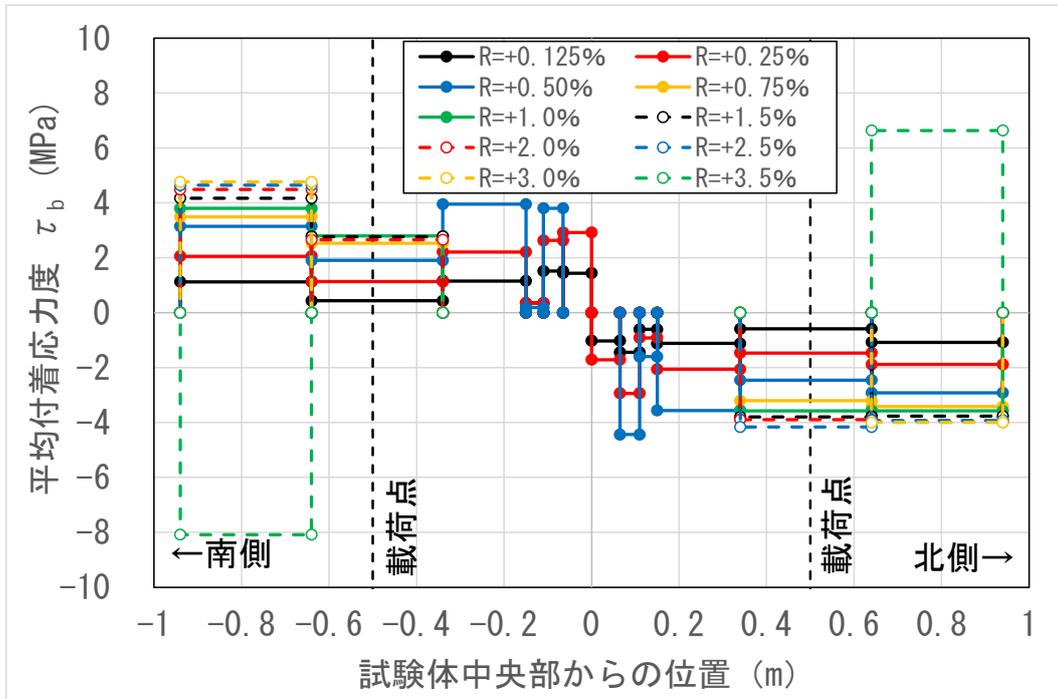


(b) D-2 試験体, 鉄筋のゲージ貼付位置平面図 (単位 mm)

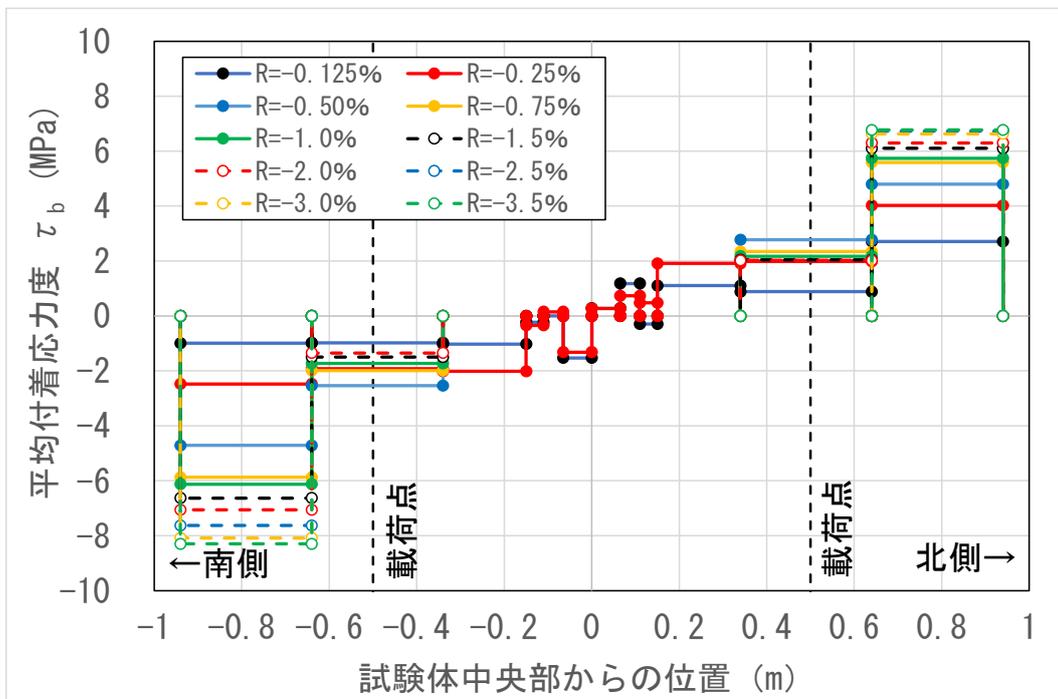
図 4.3.10-2 鉄筋のゲージ貼付位置

(2) 実験平均付着応力度の計算結果

各試験体の軸方向鉄筋の平均付着応力度の計算結果をD-1試験体については図4.3.10-3～図4.3.10-6に、D-2試験体については図4.3.10-7～図4.3.10-10に示す。なお、軸方向鉄筋が降伏点に到達した場合は、付着応力度の計算は行わないこととした（例：F6が降伏点に達した場合、F5～F6区間とF6～F7区間の計算は行わない）。

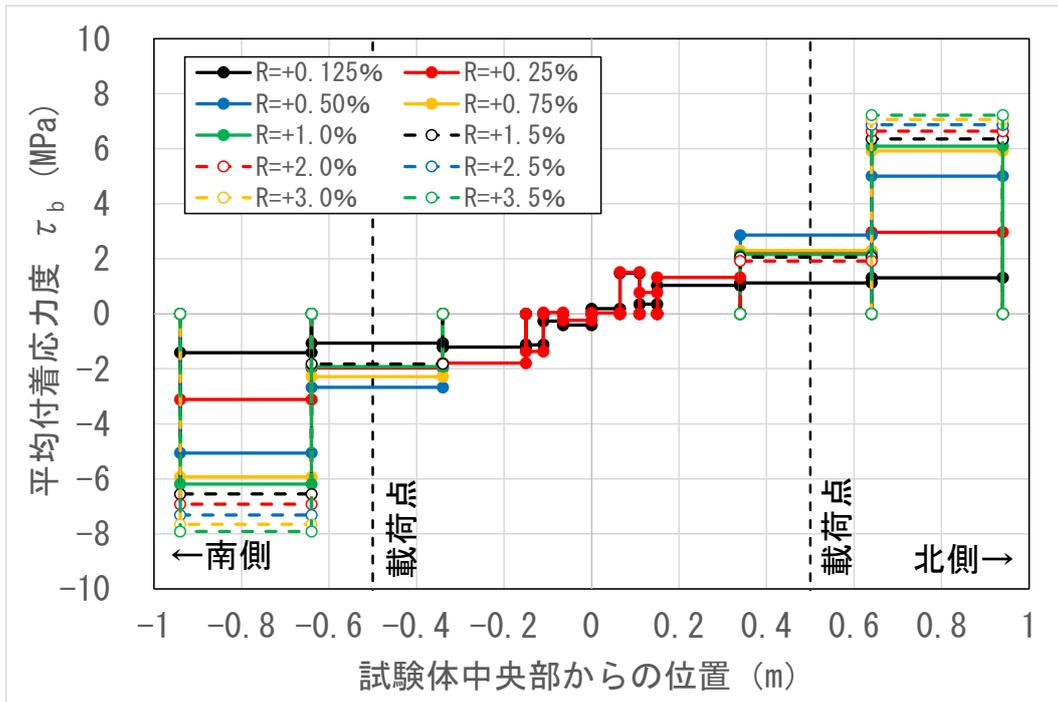


(a) 正側加力時

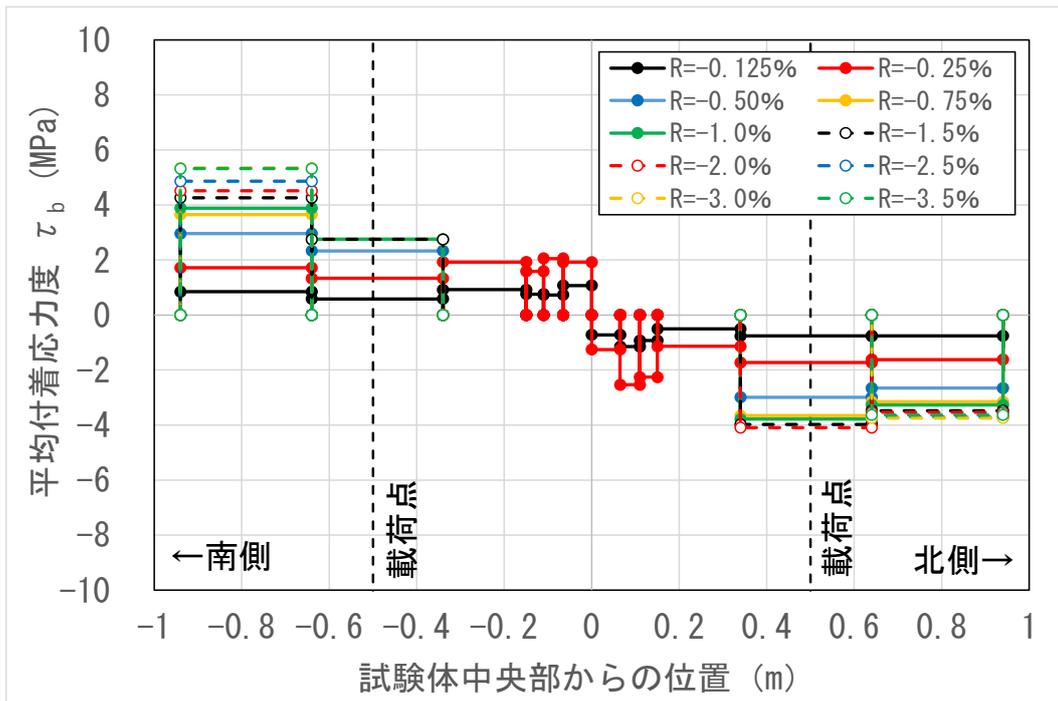


(b) 負側加力時

図4.3.10-3 D-1試験体、1段目の軸方向鉄筋の付着応力度

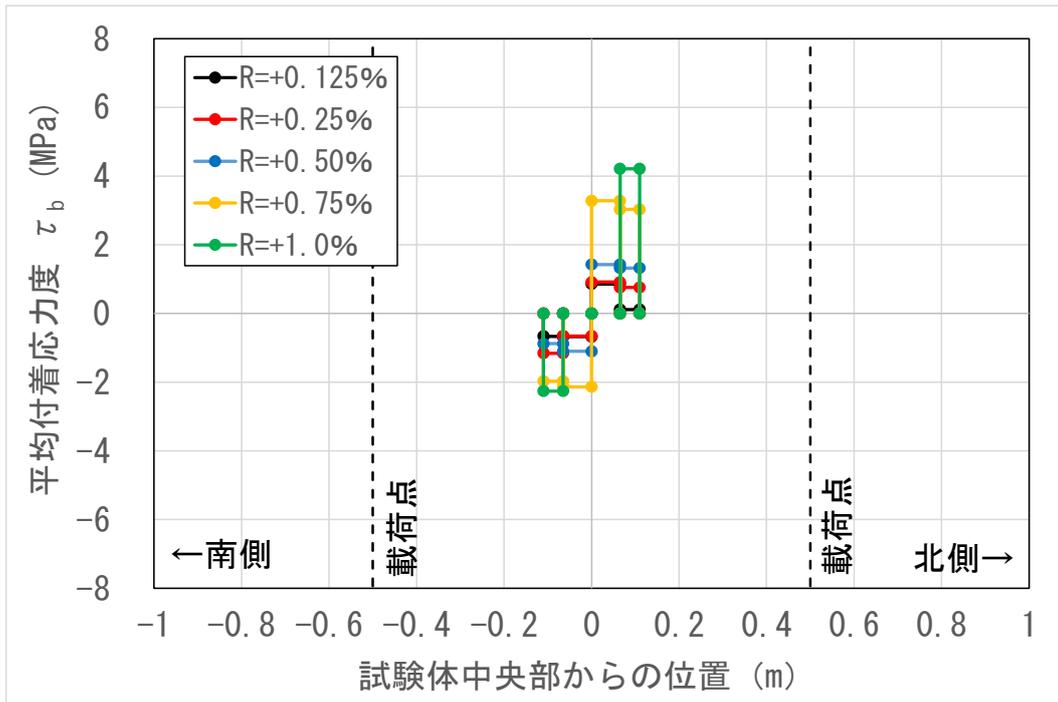


(a) 正側加力時

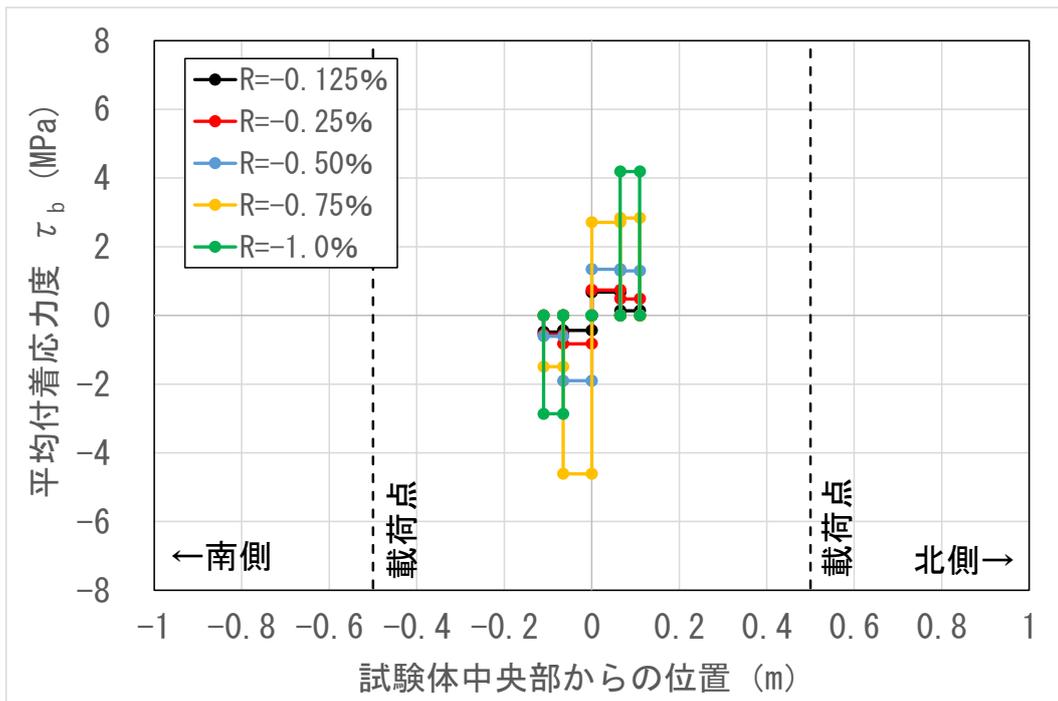


(b) 負側加力時

図 4.3.10-4 D-1 試験体, 5 段目の軸方向鉄筋の付着応力度

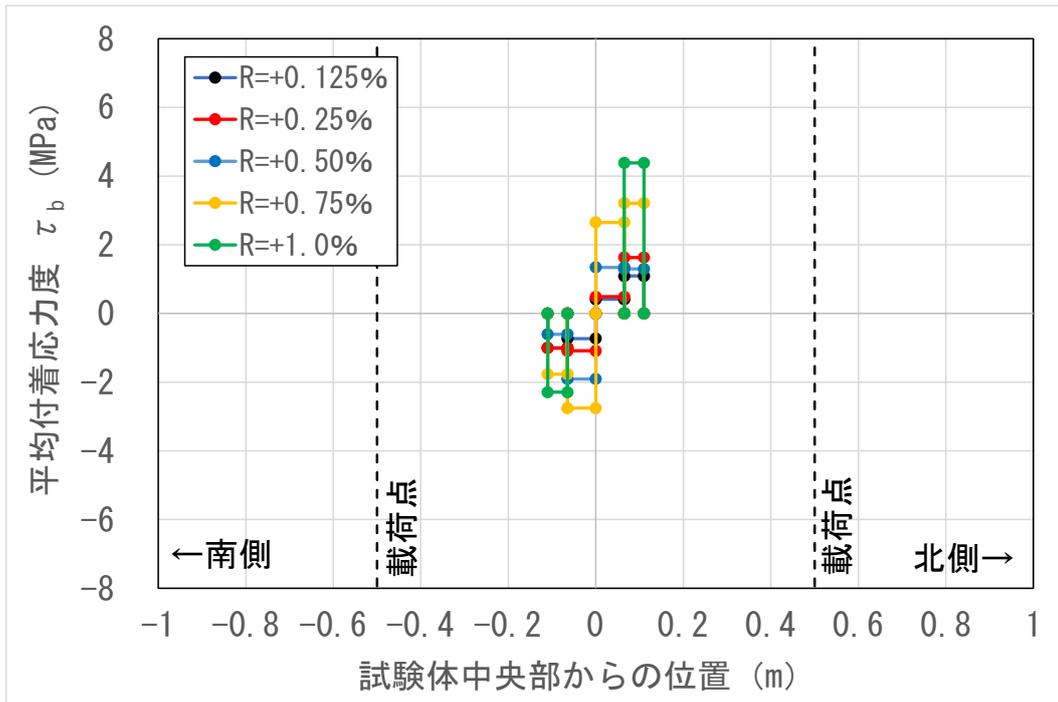


(a) 正側加力時

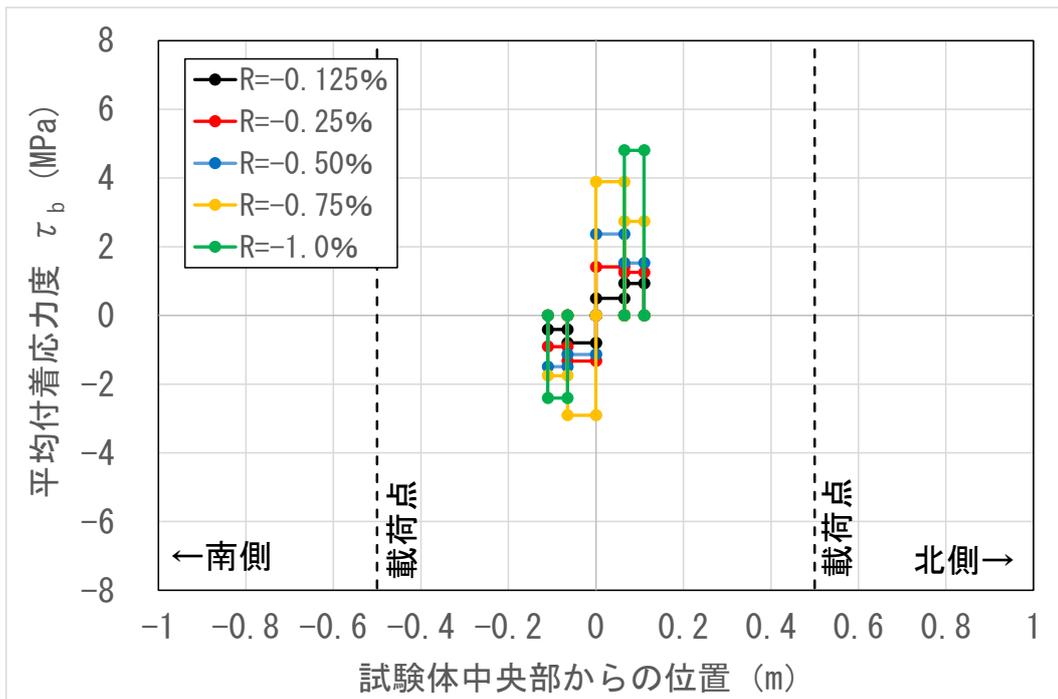


(b) 負側加力時

図 4.3.10-5 D-1 試験体, 3 段目 (西側) の軸方向鉄筋の付着応力度

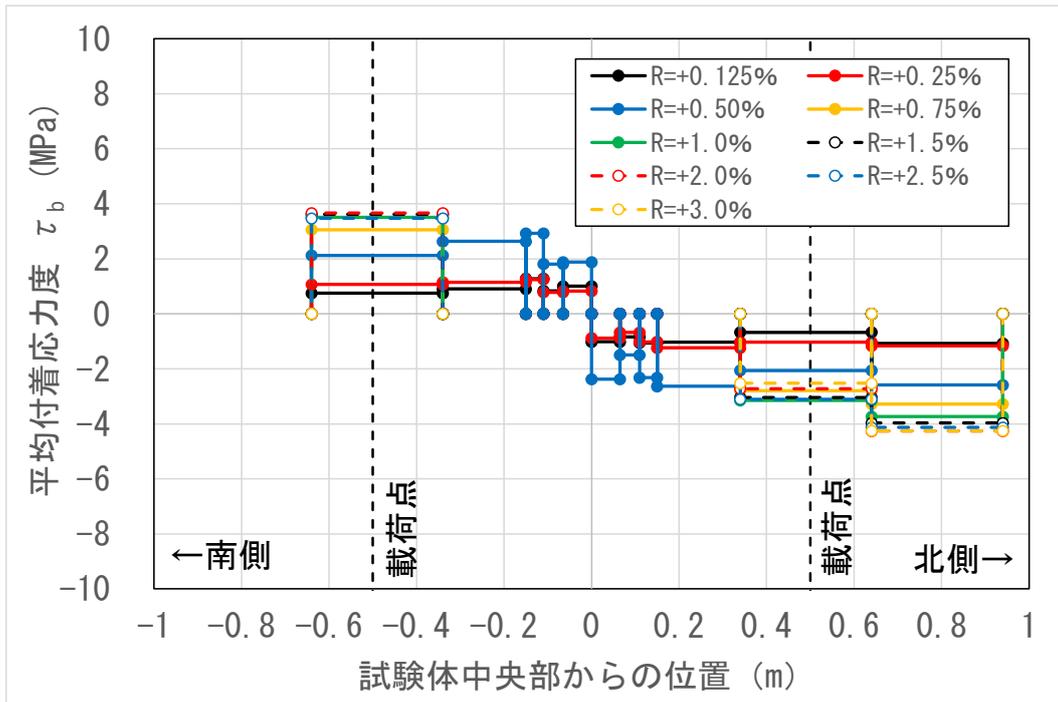


(a) 正側加力時

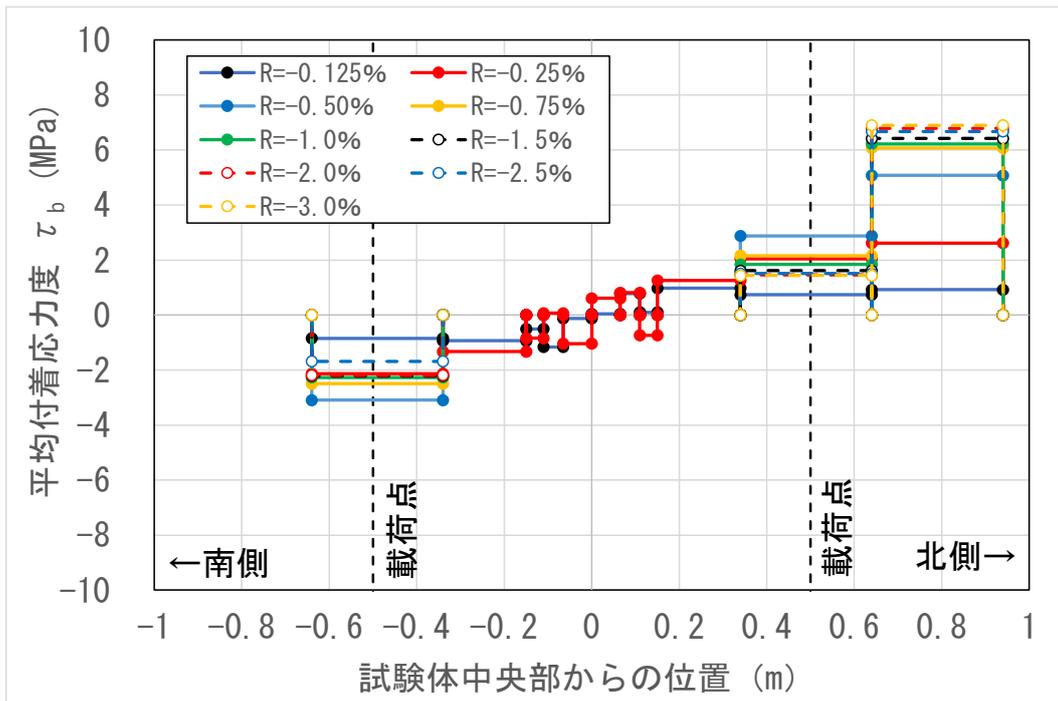


(b) 負側加力時

図 4.3.10-6 D-1 試験体, 3 段目 (東側) の軸方向鉄筋の付着応力度

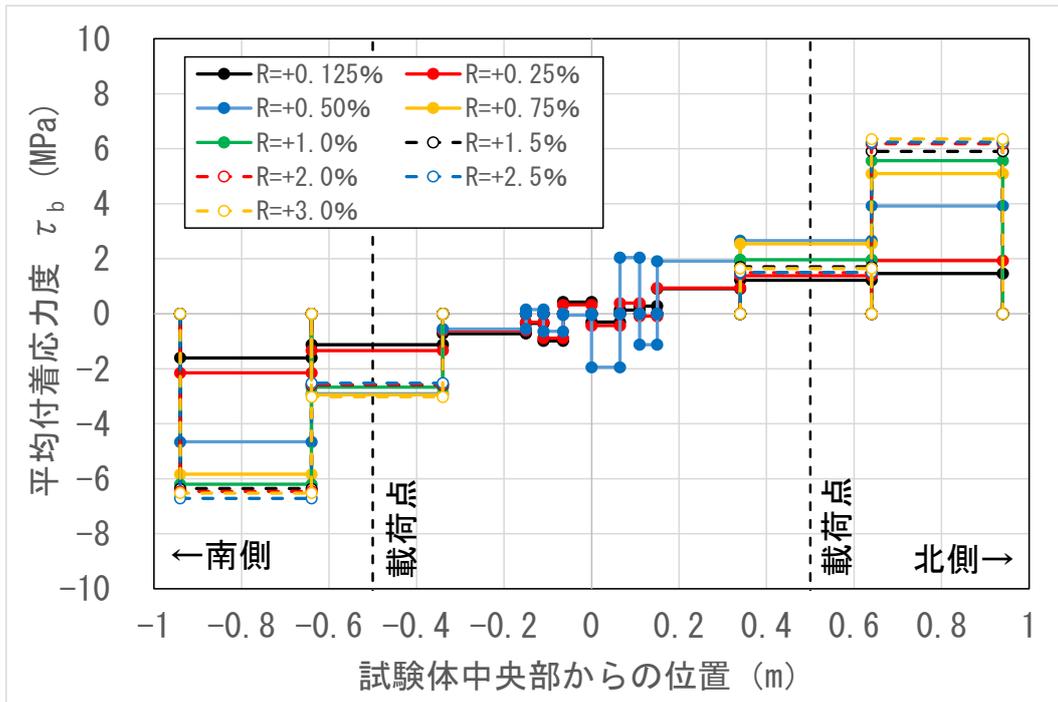


(a) 正側加力時

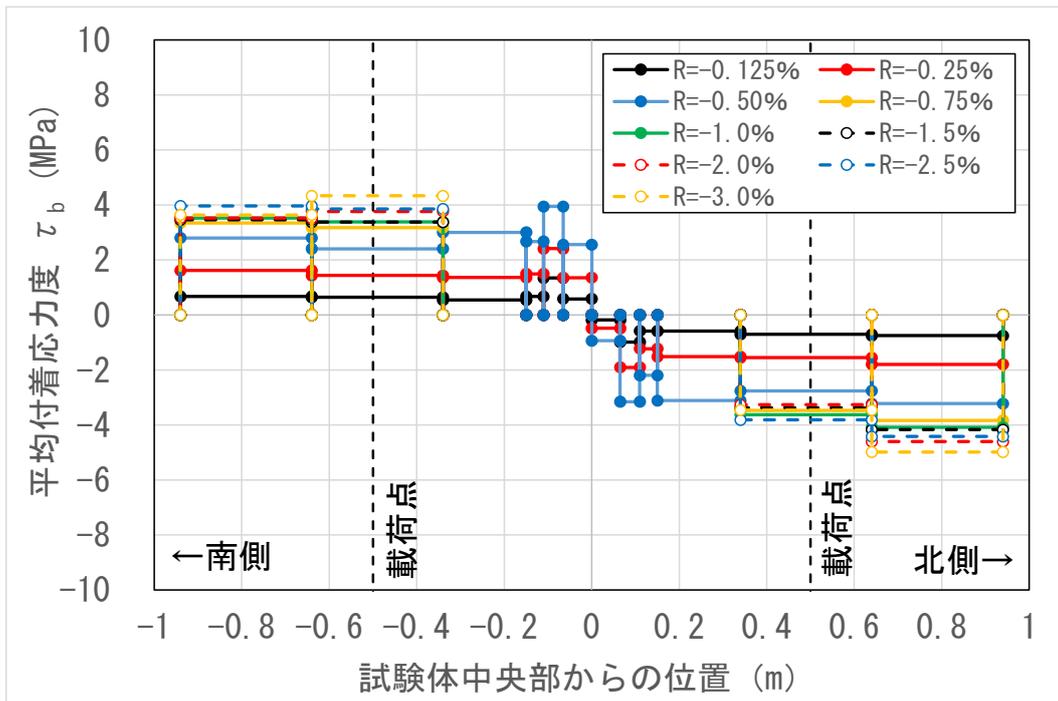


(b) 負側加力時

図 4.3.10-7 D-2 試験体, 1 段目の軸方向鉄筋の付着応力度

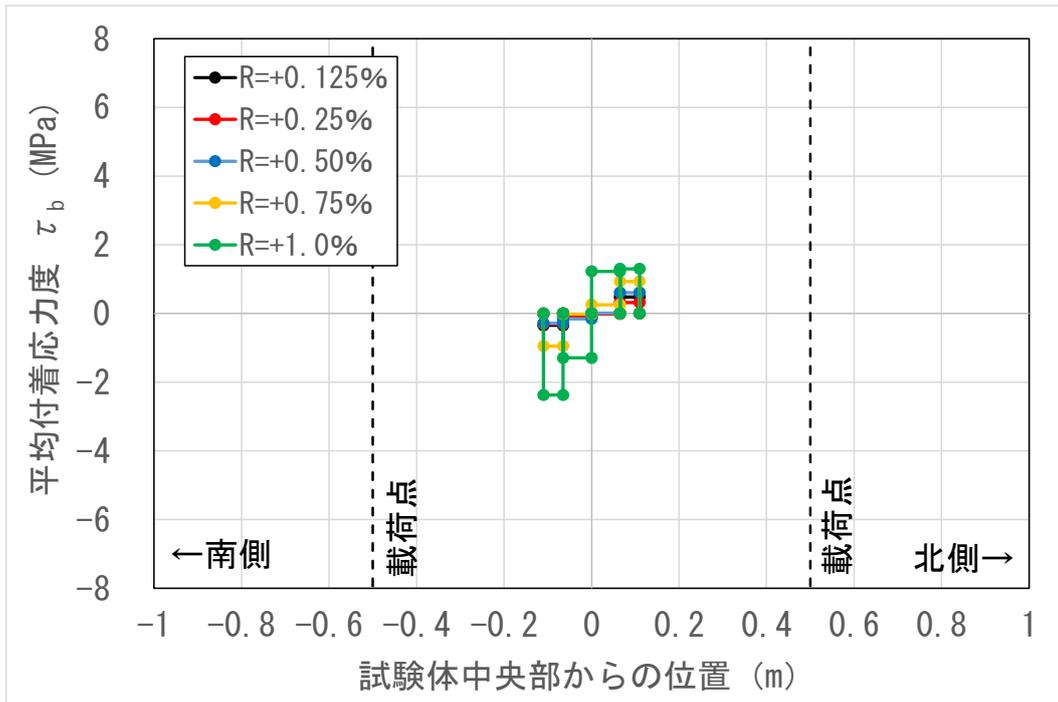


(a) 正側加力時

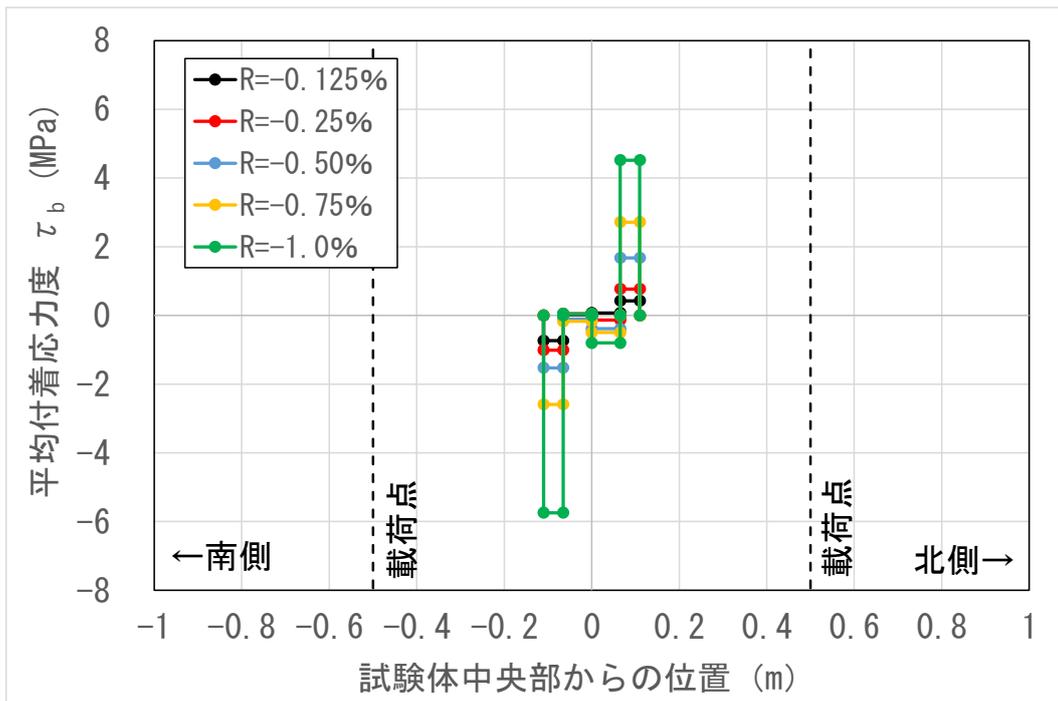


(b) 負側加力時

図 4.3.10-8 D-2 試験体, 5 段目の軸方向鉄筋の付着応力度

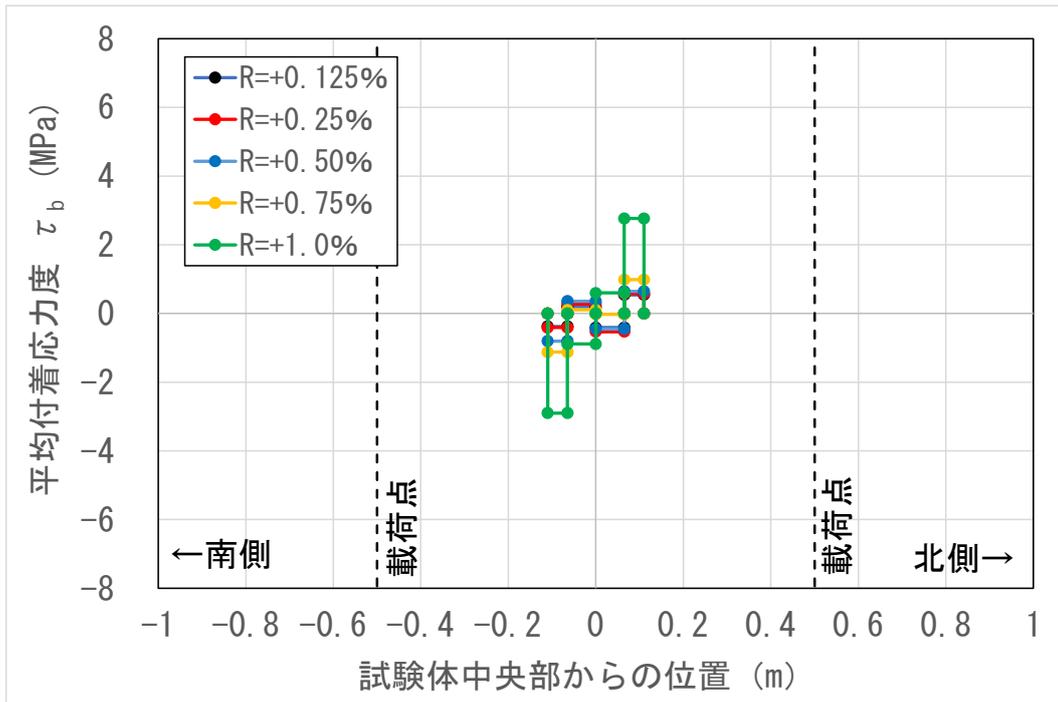


(a) 正側加力時

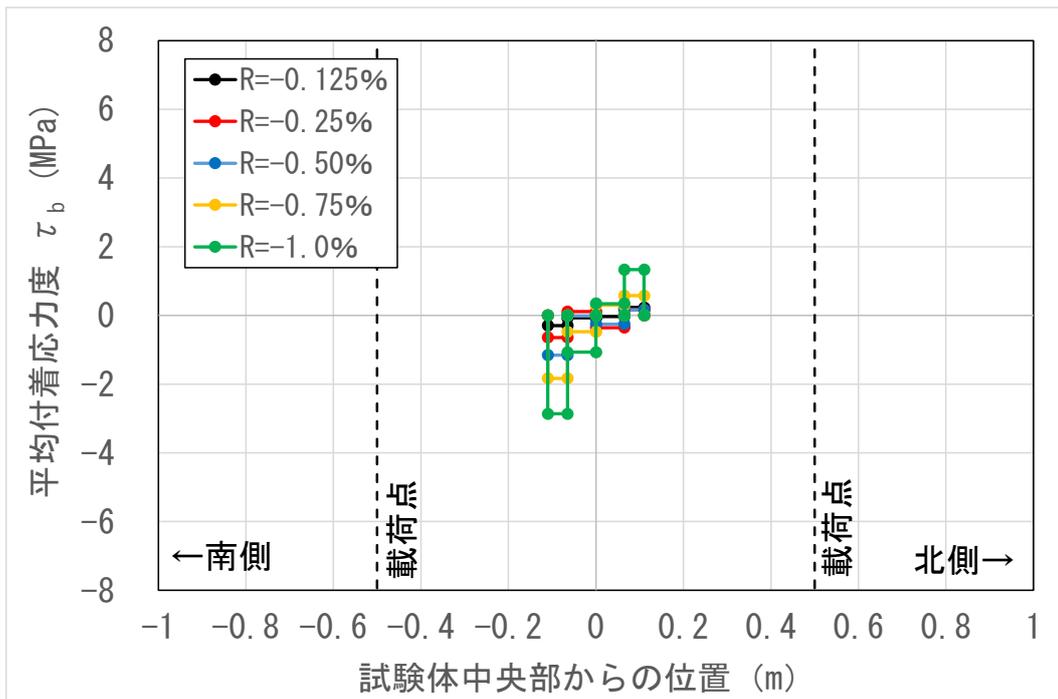


(b) 負側加力時

図 4.3.10-9 D-2 試験体, 3 段目 (西側) の軸方向鉄筋の付着応力度



(a) 正側加力時



(b) 負側加力時

図 4.3.10-10 D-2 試験体, 3 段目 (東側) の軸方向鉄筋の付着応力度

(3) 付着強度の検討

1) 鉄筋コンクリート構造計算規準による検討

「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説：2018年版, P203～205」^[4-6]により、式4.3.10-2の右辺を計算し、付着強度の検討を行う。以下に「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」の内容を示す。

$$\tau_D = \alpha_1 \times \frac{\sigma_D \cdot d_b}{4(L'-d)} \leq K f_b \quad (\text{式 4.3.10-2})$$

τ_D ：安全性検討用の平均付着応力度 (N/mm²)

α_1 ：通し筋の応力状態を表す係数で、文献^[4-6]より2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で以下による (N/mm²)

曲げ降伏する部材： $\sigma_D = \sigma_y$

σ_y ：付着検定断面位置における鉄筋の降伏強度

d_b ：曲げ補強鉄筋径で、異形鉄筋では呼び名の数字とする (mm)

L' ：通し筋の付着長さ (mm)

d ：曲げ材の有効せい (mm)

K ：鉄筋配置と横補強筋による修正係数で次式による

$$K = 0.3 \left(\frac{C+W}{d_b} \right) + 0.4 \leq 2.5$$

C ：計算する断面における鉄筋間のあき、または最小かぶり厚さの3倍のうちの小さいほうの数値で、 $5d_b$ 以下とする。なお、次式で C を算定してもよい。

$$C = \frac{b-N \cdot d_b}{N} \leq \min(3C_{min}, 5d_b)$$

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

b ：部材の幅 (mm)

W ：付着割裂面を横切る横補強筋効果を表す換算長さで次式による。今回、 W を考慮しない場合 ($W=0$) と W を最大とする場合 ($W=2.5d_b$) で計算を行った。

$$W = 80 \frac{A_{st}}{sN} \leq 2.5d_b$$

A_{st} ：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 (mm²)

f_b ：付着強度の基準となる強度で、次式による (N/mm²)

$$f_b = \frac{F_c}{40} + 0.9$$

F_c ：コンクリート設計基準強度 (N/mm²)

本論の C は表 4.3.10-2 に示す通り、計算する断面における鉄筋間のあき、最小かぶり厚さの3倍、軸方向鉄筋の5倍 $5d_b$ のうち最小値の 26.7mm とした。

表 4.3.10-2 係数 C の値

鉄筋間のあき	26.7mm
最小かぶり厚さの3倍	$34 \times 3 = 102\text{mm}$
鉄筋径の5倍	$22 \times 5 = 110\text{mm}$

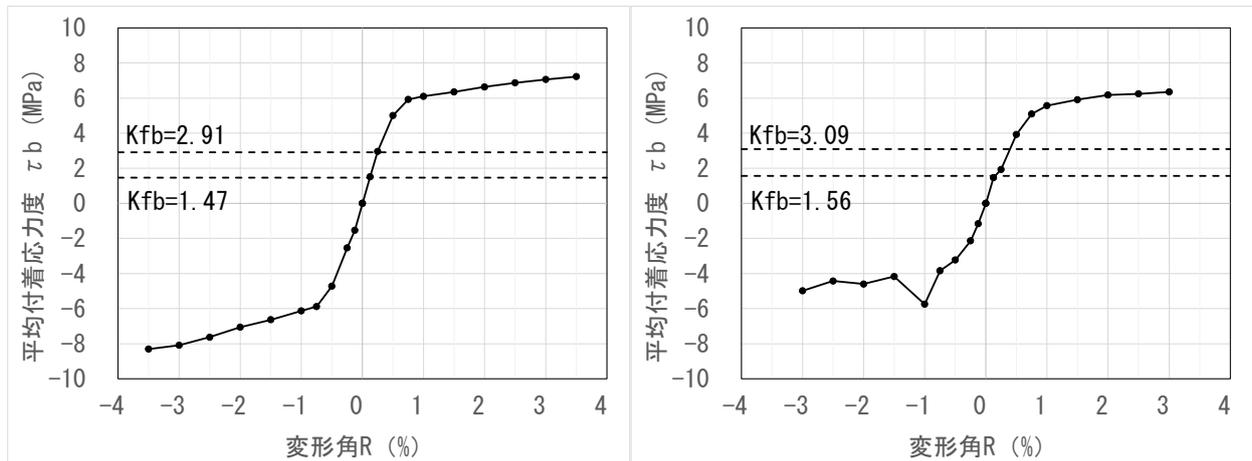
また、 W (付着割裂面を横切る横補強筋効果を表す換算長さ) については、 W を考慮しない場合 ($W=0$) と W を最大とする場合 ($W=2.5d_b$) で計算を行った。

なお計算範囲は、軸方向鉄筋 (全長) が降伏していない箇所の最大値を抽出し、変形角ごとの付着応力度を計算した。参考までに、軸方向鉄筋が最初に降伏に到達した時の変形角は、D-1 試験体で $R=+0.39\%$ 、D-2 試験体で $R=-0.37\%$ であった (表 4.3-1 参照)。

計算結果を表 4.3.10-3、図 4.3.10-11 に示す。 $W=2.5d_b$ の値で評価すると、D-1 試験体の付着応力度 τ_b は、変形角 $R=0.25\%$ 時に、D-2 試験体の付着応力度 τ_b は、変形角 $R=0.5\%$ 時に Kf_b の計算値を超えていた ($\tau_b > Kf_b$ となっていた)。

表 4.3.10-3 付着応力度の検討結果

試験体	W	K	f_b (N/mm^2)	Kf_b
D-1	0	0.76	1.92	1.47
	$2.5d_b$	1.51	1.92	2.91
D-2	0	0.76	2.04	1.56
	$2.5d_b$	1.51	2.04	3.09



(a) D-1 試験体

D-2 試験体

図 4.3.10-11 変形角-軸方向鉄筋の付着応力度の関係

3) 既往文献による検討

上記 1), 2) の検討に加え, 既往文献「RC 円形柱のせん断強度および主筋の付着強度算定式について」^[4-7] を参考とし, (式 4.3.10-5) ~ (式 4.3.10-9) により, 付着応力度を計算する。計算の結果は, D-1 試験体で 2.49 N/mm², D-2 試験体で 2.63 N/mm² であった。

$$\tau_{bu} = \tau_{c0} + \tau_{st} \quad (\text{式 4.3.10-5})$$

$$\tau_{c0} = (0.4b_t + 0.5)\sqrt{\sigma_B} \quad (\text{式 4.3.10-6})$$

$$b_t = \min(b_{tc}) \quad (\text{式 4.3.10-7})$$

$$b_{tc} = \frac{L_i - i \cdot d_B}{i \cdot d_B} \quad (\text{式 4.3.10-8})$$

$$\tau_{st} = 5 \left(1 + \frac{2\pi}{N_g} \right) \cdot \frac{2a_w}{S} \cdot \frac{\sqrt{\sigma_B}}{d_B} \quad (\text{式 4.3.10-9})$$

τ_{bu} : 主筋の付着応力度 (N/mm²)

τ_{c0} : 補強筋がない場合の付着応力度 (N/mm²)

τ_{st} : 横補強筋による付着応力度の増分 (N/mm²)

b_t, b_{tc} : 付着割裂破壊の形式より定まる係数

N_g : 柱断面における全主筋本数

S : 横補強筋のピッチ (mm)

A_w : 補強筋 1 本の断面積 (mm²)

σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

d_B : 主筋径 (mm)

4) まとめ

本実験では、試験終了後に鋼管を剥いで確認した際の付着割裂ひび割れは確認された。図 4.3.10-11 のように付着割裂ひび割れは外側鉄筋ではなく内側鉄筋に沿うようにして発生していた。上記 1)～3) の検討により、D-1 試験体及び D-2 試験体の付着割裂の懸念があるが、試験体全体の荷重変形関係にはスリップ変形の傾向がみられないことから、外側に配置された軸方向鉄筋の付着が確保されていたために、全体の変形に影響がなかったものと思われる。このことは鋼管拘束が付着強度に影響した可能性があり、それらは今後の課題である。

また、実験の載荷点や支点の位置では載荷点と支点間のせん断スパン比が短く、この領域の付着応力度が大きかったことから、このような被害が発生したと考えられる。今後このような実験を行う際には、載荷点と支点間の距離を長くしたほうが良いと考えられる。

4.3.11 隙間部回転角

(1) 隙間部回転角と変形角の関係

隙間部回転角 θ_s は図 4.3.11-1 に示した変位計の計測値を用いて、(式 4.3.11-1)の方法で計算した。また、変位計の計測状況の一覧を表 4.3.11-1 に示す。

$$\theta_s = ((\delta t - \delta b) / B \cdot 100) / 2 \tag{式 4.3.11-1}$$

θ_s : 隙間部回転角 (%)

δt : 上側 (D-1 試験体:G3-T, D-2 試験体:G2-T) の変位置量 (mm)

δb : 下側 (D-1 試験体:G3-B, D-2 試験体:G2-B) の変位置量 (mm)

B : 上下の変位計の芯々距離 (mm) (D-1 試験体: 30 (mm), D-2 試験体: 30 (mm))

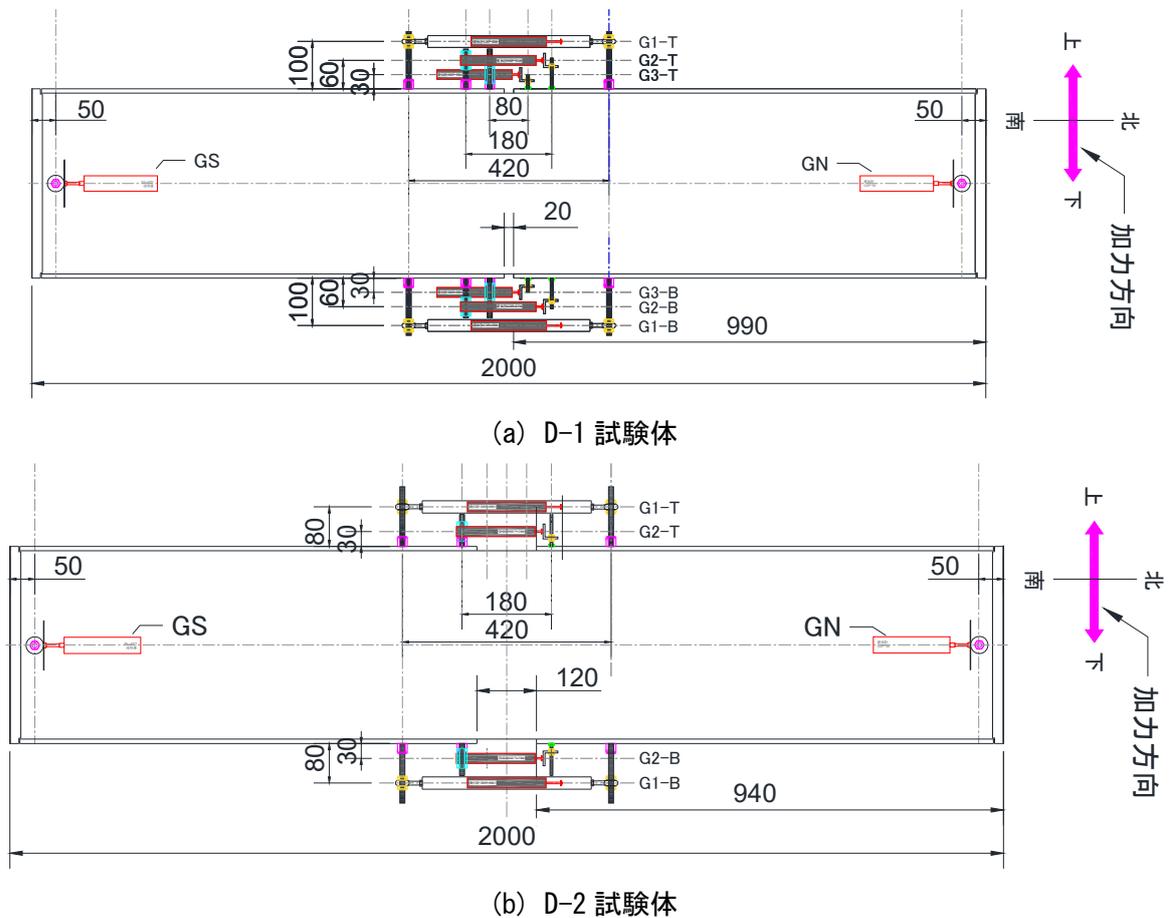


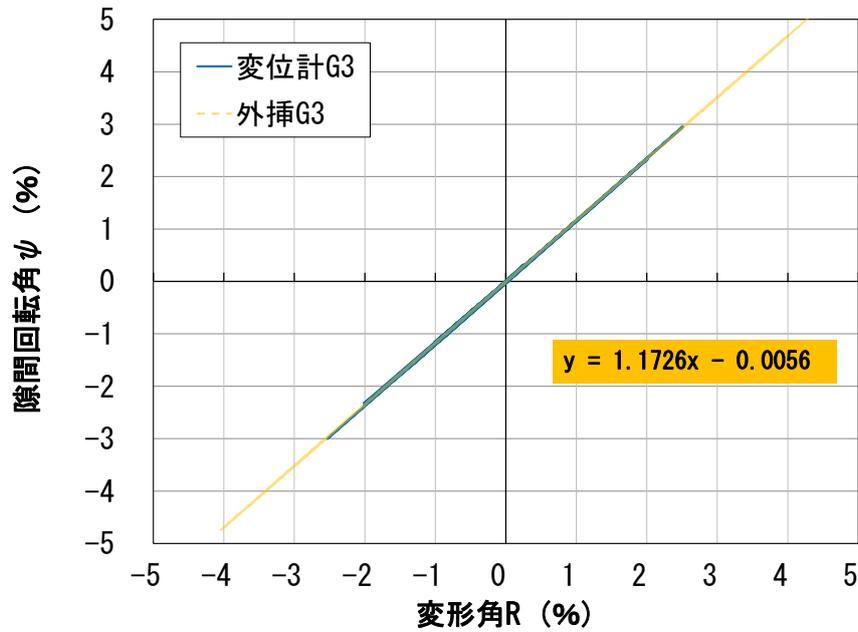
図 4.3.11-1 軸方向の変位計位置 (単位 mm)

表 4.3.11-1 変位計の計測状況

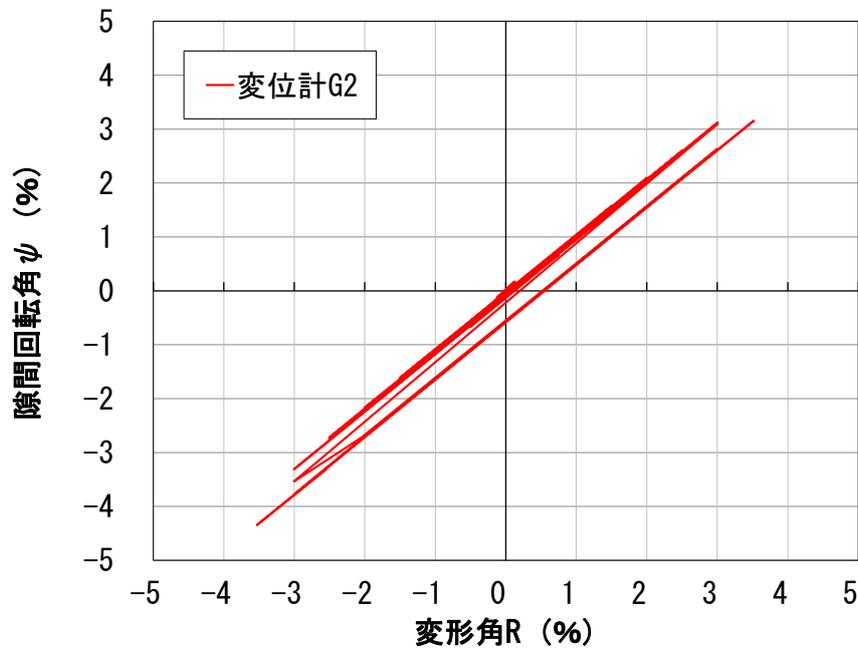
試験体	内容
D-1 試験体	R=1.5%の3回繰り返し後に G1-T, G1-B の変位計 (一番区間が大きい) を取り外した。 理由: 残留変位により, 載荷梁と変位計治具の接触が懸念された。
	R=2.5%, 3回繰り返し後, G2-T, G2-B, G3-T, G3-B の変位計を取り外した。 理由: 盛替えが頻発, 手元にある治具では対応が難しい (D-2 の加力時には治具を変えて改善した)。最大耐力には到達していた。
D-2 試験体	R=2.5%, 1回繰り返し後, G1-T, G1-B の変位計 (一番区間が大きい) を取り外した。 理由: 残留変位により, 載荷梁と変位計治具の接触が懸念された。

第4章 既製鋼管巻き中実杭の曲げ実験

変形角と隙間部回転角の関係を図 4.3.11-2 に示す。図 4.3.11-2 に示すように D-1 試験体では変形角と隙間部回転角はほぼ線形関係となった。この時の変形角と隙間部回転角の傾きは、D-1 試験体で 1.17 となった。D-1 試験体では、変位計を途中で取り外したあとも同じ線形関係が成立していると仮定し、取り外した後のデータは外挿して表示している。一方で D-2 試験体では、3%サイクルの途中で線形関係が崩れてしまっていた。また、図 4.3.11-3 に、モーメントー隙間部回転角関係を示す。D-1 試験体では、図 4.3.11-3 においても外挿した隙間部回転角の値を用いて示している。

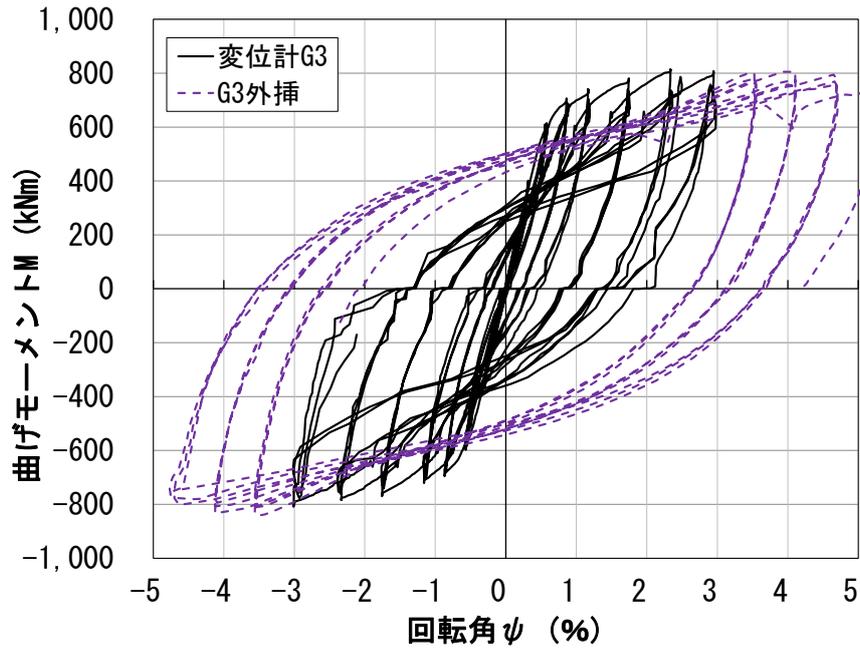


(a) D-1 試験体

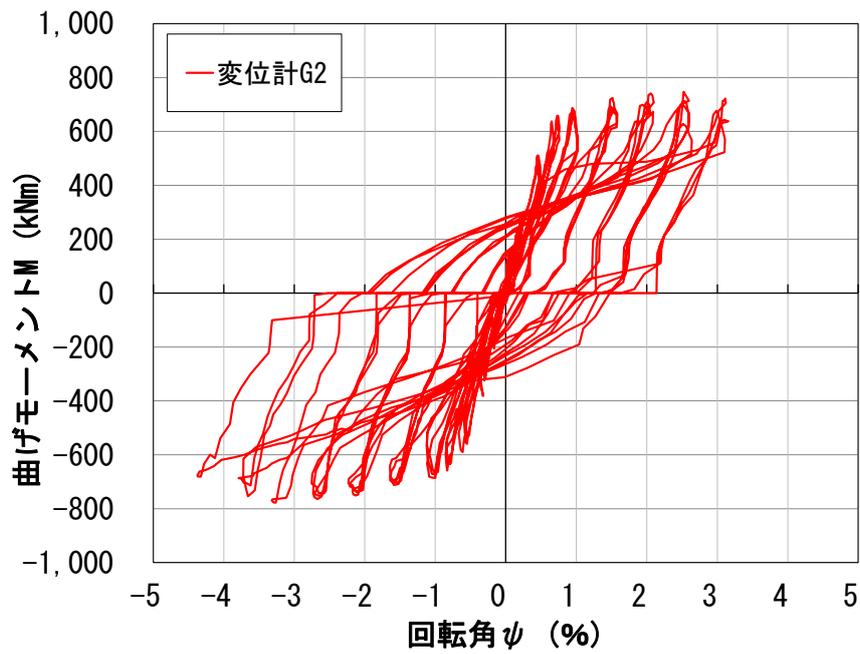


(b) D-2 試験体

図 4.3.11-2 変形角ー隙間部回転角関係



(a) D-1 試験体



(b) D-2 試験体

図 4.3.11-3 荷重-隙間部回転角関係

(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に検討を行う。この曲率は隙間部の曲率であり、図 4.3.4-5～図 4.3.4-8 に示した試験体の隙間部を含む範囲で最も区間長が短い変位計 (D-1 は G3 の変位計, D-2 は G2 の変位計) から算出した値である。また、4.3.7 項で検討を行った、軸方向鉄筋の降伏範囲 L_p のうち、最大耐力時の L_p の値を ${}_mL_p$ とする。この時、D-1 では ${}_mL_p = 198\text{mm}$ 、D-2 では ${}_mL_p = 198\text{mm}$ である。

実際の軸方向鉄筋の曲率分布は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が、仮定 2 では、最大耐力時の 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 4.3.11-4 及び図 4.3.11-5、表 4.3.11-2 及び表 4.3.11-3 に示す。図 4.3.11-4 及び図 4.3.11-5 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隙間部回転角を過小評価し、変形の大きな範囲では隙間部回転角を過大評価していた。

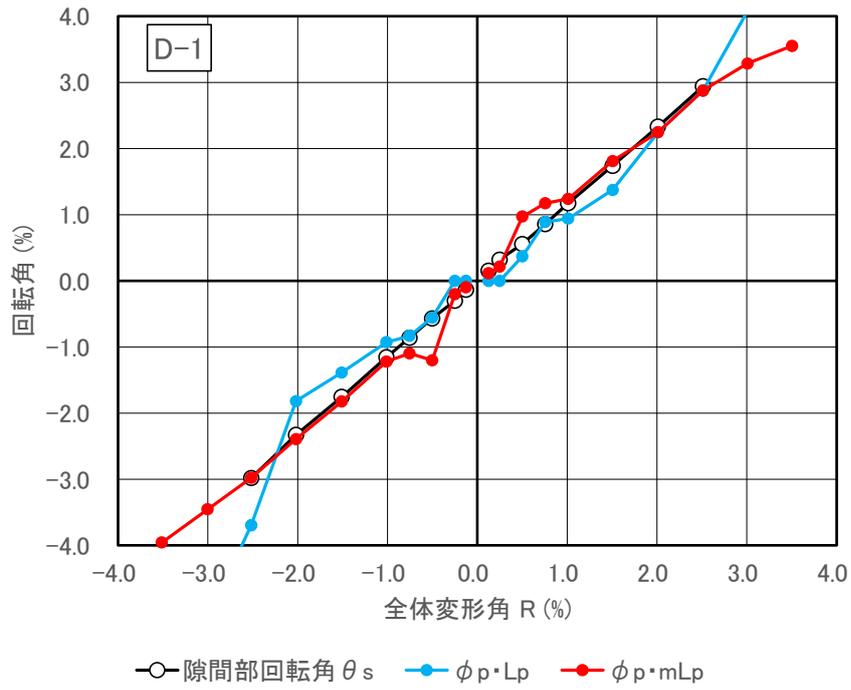


図 4.3.11-4 隙間部回転角 θ_s の評価 (D-1 試験体)

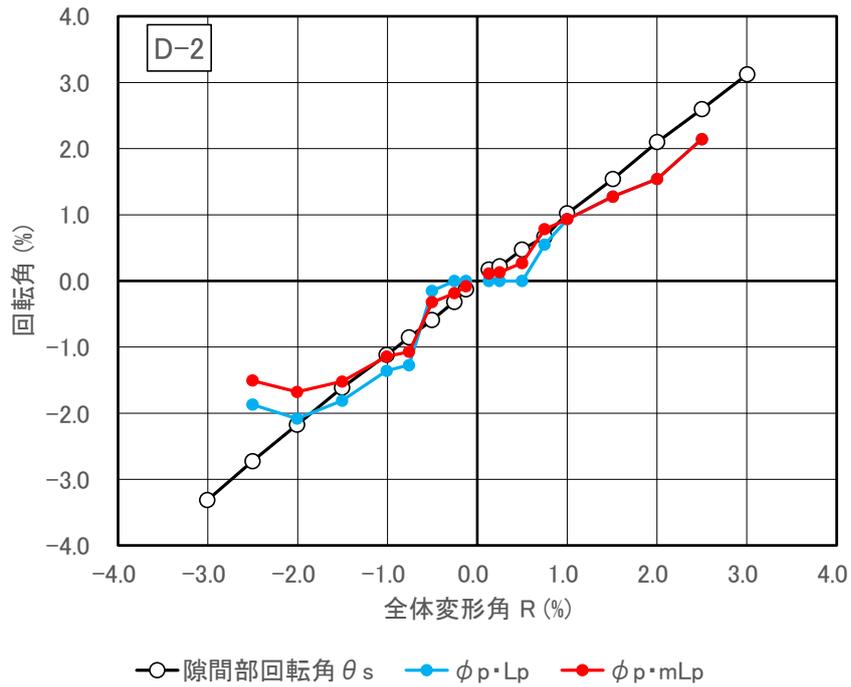


図 4.3.11-5 隙間部回転角 θ_s の評価 (D-2 試験体)

表 4.3.11-2 D-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	$\phi_p \cdot L_p$	$\phi_p \cdot mL_p$
	%	mm	%	1/km	%	%
+0.125%①	0.13	0	0.16	5.8	0.00	0.11
+0.25%①	0.25	0	0.32	10.9	0.00	0.22
+0.50%①	0.50	75	0.56	49.3	0.37	0.97
+0.75%①	0.76	150	0.86	59.4	0.89	1.17
+1.00%①	1.01	150	1.17	62.8	0.94	1.24
+1.50%①	1.51	150	1.74	91.8	1.38	1.81
+2.00%①	2.01	198	2.33	113.7	2.25	2.25
+2.50%①	2.51	198	2.94	145.7	2.88	2.88
+3.00%①	3.01	245		166.4	4.08	3.29
+3.50%①	3.51	283		179.9	5.08	3.55
+4.00%①	4.00	283				
+4.50%①	4.50					

-0.125%①	-0.12	0	-0.14	-4.8	0.00	-0.10
-0.25%①	-0.25	0	-0.30	-10.2	0.00	-0.20
-0.50%①	-0.50	91	-0.57	-60.8	-0.55	-1.20
-0.75%①	-0.75	150	-0.86	-55.4	-0.83	-1.09
-1.00%①	-1.01	150	-1.15	-61.8	-0.93	-1.22
-1.50%①	-1.51	150	-1.75	-92.3	-1.38	-1.82
-2.00%①	-2.02	150	-2.33	-121.1	-1.82	-2.39
-2.50%①	-2.52	245	-2.98	-150.7	-3.69	-2.98
-3.00%①	-3.00	293		-174.7	-5.11	-3.45
-3.50%①	-3.51	293		-200.2	-5.85	-3.95
-4.00%①	-4.00	293				

表 4.3.11-3 D-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	$\phi_p \cdot L_p$	$\phi_p \cdot mL_p$
	%	mm	%	1/km	%	%
+0.125%①	0.13	0	0.17	5.6	0.00	0.11
+0.25%①	0.25	0	0.22	6.7	0.00	0.13
+0.50%①	0.50	0	0.48	13.8	0.00	0.27
+0.75%①	0.75	139	0.67	39.6	0.55	0.78
+1.00%①	1.00	198	1.02	47.3	0.93	0.93
+1.50%①	1.51	198	1.54	64.6	1.28	1.28
+2.00%①	2.00	198	2.10	78.1	1.54	1.54
+2.50%①	2.50	198	2.60	108.6	2.14	2.14
+3.00%①	3.01	198	3.12			
+3.50%①						
+4.00%①						
+4.50%①						

-0.125%①	-0.13	0	-0.13	-4.1	0.00	-0.08
-0.25%①	-0.26	0	-0.32	-9.4	0.00	-0.19
-0.50%①	-0.50	91	-0.59	-16.2	-0.15	-0.32
-0.75%①	-0.76	235	-0.85	-54.2	-1.27	-1.07
-1.00%①	-1.01	235	-1.12	-57.8	-1.36	-1.14
-1.50%①	-1.50	235	-1.61	-77.0	-1.81	-1.52
-2.00%①	-2.01	245	-2.17	-84.9	-2.08	-1.68
-2.50%①	-2.50	245	-2.72	-76.2	-1.87	-1.51
-3.00%①	-3.00	245	-3.31			
-3.50%①						
-4.00%①						

(3) 終局限界状態時の隙間部回転角

「4.2.4 荷重方法, (2) 加力サイクルについて」に従って, D-1 試験体は変形角 $R=4.0\%$ を 3 回繰り返し, その後限界状態に達した。D-2 試験体は変形角 $R=3.0\%$ を 3 回繰り返し, その後限界状態に達した。なお, 限界状態とは, 以下のように定義した。

【限界状態の判定】

- 1: 鉄筋の破断
- 2: 隙間部の閉塞
- 3: 鋼管の座屈
- 4: 最大耐力の 80% まで耐力低下

表 4.3.11-1 に示す通り, 軸方向鉄筋が破断する直前のサイクルのピーク時を採用し, D-1 試験体の限界変形角は 4.01%, D-2 試験体の限界変形角は 3.52% とした。D-1 試験体の限界回転角は 4.71% であった。D-2 試験体については, 隙間幅が 120mm と変位計設置最短区間が長く, D-1 試験体との比較ができないため, 限界時の回転角の評価は行っていない。

表 4.3.11-1 限界状態時の変形角と回転角

試験体	終局限界状態の判定	Moment *1 (kNm)	全体変形角 R *1 (%)	隙間部回転角 θ_s (%)
D-1	1: 鉄筋破断	-749	-4.01	(-4.71) *2
D-2	1: 鉄筋破断	638	3.52	— *3

*1 鉄筋が破断する直前のサイクルのピーク時のデータで判定した。

*2 変位計を途中で取り外したあとも同じ線形関係が成立している仮定して外挿で算出した推測値であり計測値ではない。

*3 隙間幅が 120mm と変位計設置最短区間が長く, D-1 試験体との比較ができないため, 限界時の回転角の評価は行っていない。

4.4 耐力評価

D-1 試験体及び D-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を変化させて解析を実施する。

実施する解析は下記の2種類とし、鋼管の拘束効果の評価を変えている。Case2 では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。

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の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」の式より計算した値とした。

4.4.1 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 4.4.1-1)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「4.3.7項 軸方向鉄筋の降伏範囲」で得られた軸方向鉄筋の降伏範囲を参考に、 $1.0D$ ($\alpha_s=1.0$) とする。断面解析では、図 4.4.1-1 に示すような断面分割により計算を行う。この時試験体の鋼管は直接モデル化せず、コンクリートと軸方向鉄筋のみをモデル化する。鋼管は、コンクリートへの拘束効果として、コンクリートの材料モデルに反映することとする。なお、図 4.4.1-1 (b) では、鉄筋の要素とコンクリートの要素が重複している。実際の試験体では、鉄筋の要素がある場所にはコンクリートが存在しないので、その影響を考慮する必要がある。そこで、本解析では鉄筋要素と同じ場所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 4.4.1-3 のような材料モデルを設定し、要素の重複を避けている。

$$R = \phi \cdot \alpha_s D \tag{式 4.4.1-1}$$

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)

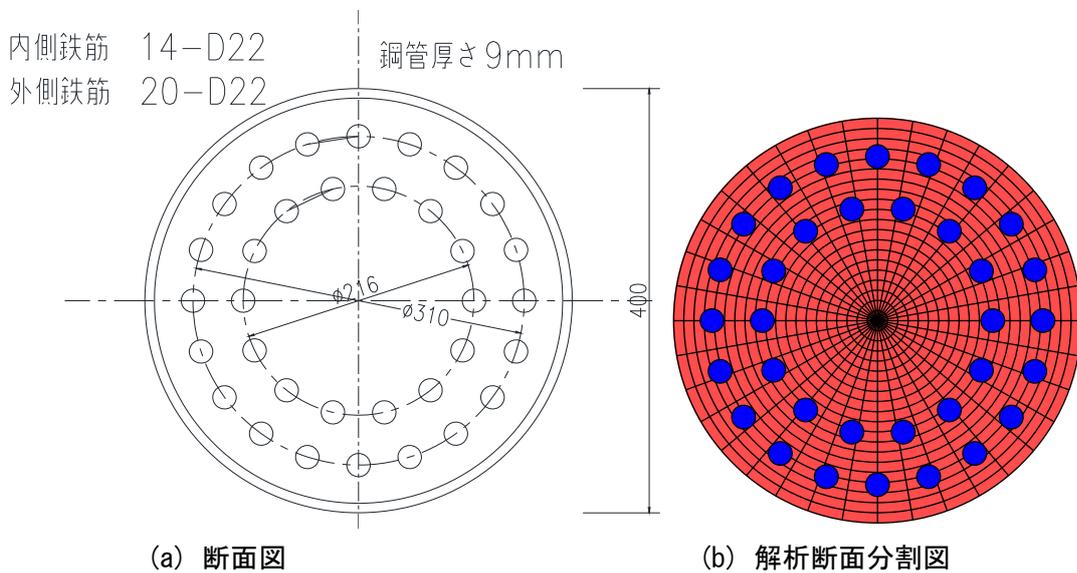


図 4.4.1-1 試験体断面

(2) 材料モデル

コンクリートの材料モデルは鋼管による拘束効果を考慮し、図 4.4.1-2 のようにコンクリートの圧縮強度を上昇させたモデルとし、引張側の応力は負担しない。拘束されたコンクリートの圧縮強度 σ_{cc} は、(式 4.4.1-2)、(式 4.4.1-3) 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 4.4.1-4 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、D-1 試験体及び D-2 の試験体の材料モデルの諸元は、表 4.4.1-1 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。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 0.241% と降伏強度 443(MPa) とする。ヤング係数は降伏強度 / 降伏時ひずみの値の 184(GPa)、降伏強度 443(MPa) のモデルとした。なお、表 4.2.2-2 で示した鉄筋の材料試験結果では、降伏ひずみ × ヤング係数 = 降伏強度とはならないため、解析で用いる鉄筋の完全弾塑性モデルのヤング係数 184(GPa) は、表 4.2.2-2 の値 196(GPa) と一致しない。本研究では、曲げ実験における鉄筋の降伏を降伏ひずみで判断しているため、解析でも降伏ひずみを評価できる鉄筋モデルを用いた。

Case2 では、圧縮強度 σ_{cc} は、2 章で示す(式 2.5-2)、(式 2.5-3) により計算した結果を用いた。

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。計算結果を表 4.4.1-1 に示す。

$$\sigma_{cc} = {}_c\gamma_U \cdot \sigma_B + k \cdot \sigma_r \tag{式 2.5-2}$$

$$\sigma_r = \frac{2t}{D-2t} \cdot \alpha \cdot \sigma_y \tag{式 2.5-3}$$

σ_{cc} : 拘束されたコンクリートの圧縮強度 (MPa)

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

k : 拘束係数で、 $k=4$ とする。

σ_B : コンクリート圧縮強度 (MPa)

σ_r : 拘束コンクリートに作用する側圧 (MPa)

α : 周方向応力成分比で、 $\alpha=1.0$ とする。

D : 杭直径 (mm)

t : 鋼管厚さ (mm)

σ_y : 鋼管降伏強度 (MPa)

表 4.4.1-1 解析で使用了したコンクリートの材料定数

解析ケース	E_c (GPa)	σ_B (MPa)	σ_{cc} (MPa)	σ_{cc} / σ_B	σ_{as1} (MPa)
D-1_Case1	31.7	40.9	40.9	1.00	23.4
D-1_Case2	31.7	40.9	117.2	2.87	67.0
D-2_Case1	31.0	45.7	45.7	1.00	26.1
D-2_Case2	31.0	45.7	122.0	2.67	69.7

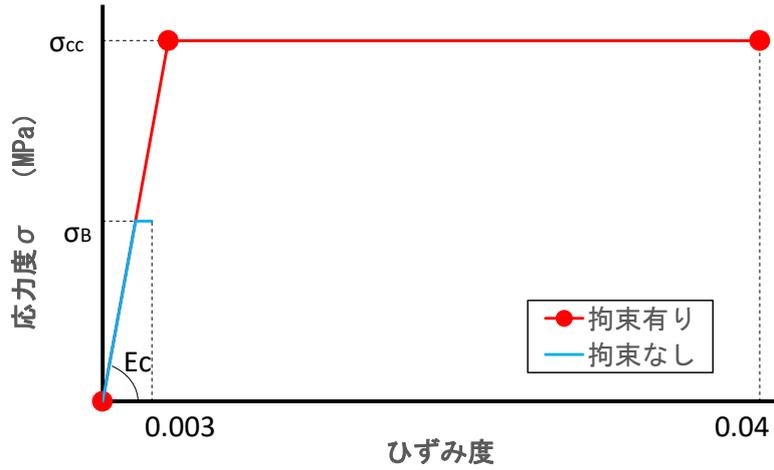


図 4.4.1-2 コンクリート材料モデル (圧縮が正)

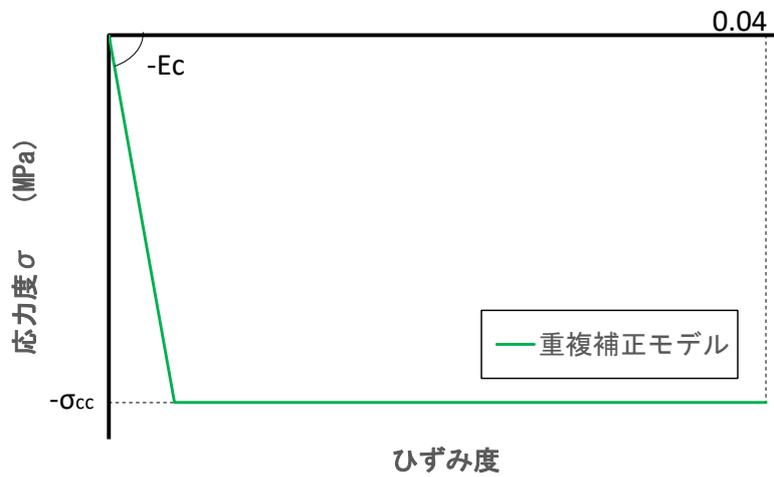


図 4.4.1-3 重複補正モデル (圧縮が正)

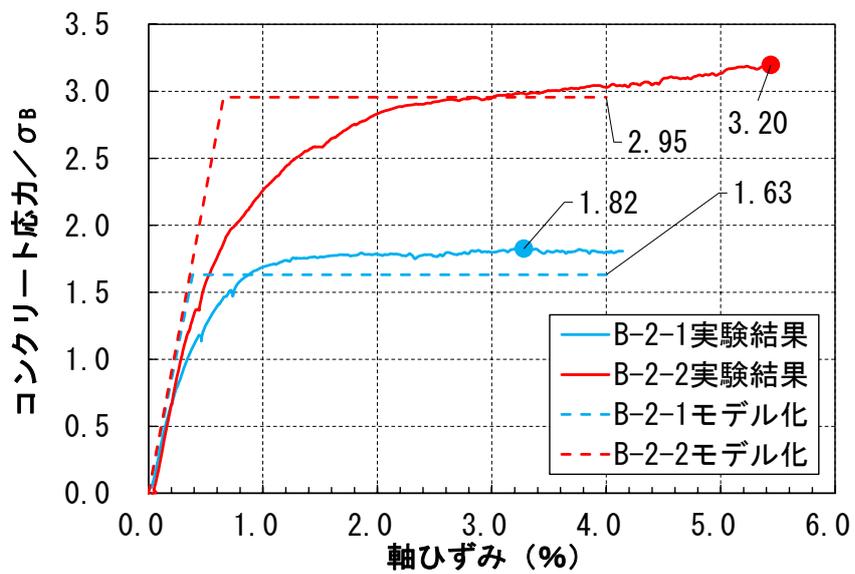


図 4.4.1-4 コンクリート材料モデルの比較

4.4.2 解析結果

解析結果として、計算結果一覧を表 4.4.2-1 に、実験結果一覧を表 4.4.2-2 に、実験値／計算値を表 4.4.2-3 に、曲率－モーメント関係を図 4.4.2-1～図 4.4.2-3 に示す。ここで、短期許容曲げモーメントの実験値の計算は、実験結果より得られる圧縮縁のコンクリートひずみにヤング係数を乗じてコンクリートの応力を計算し、その応力が設定する短期許容応力度に達した時の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、この時の圧縮縁のコンクリートひずみは、隙間部に貼付けした外側の軸方向鉄筋のひずみゲージの計測値から、隙間部断面で平面保持を仮定することで計算を行った（計算結果と実験結果のコンクリートの短期許容応力度を判定するひずみは同じ値としている）。

表 4.4.2-1 に示すように、Case1 の解析ケースの場合、D-1 試験体及び D-2 試験体は短期許容曲げモーメントの決定要因はコンクリートであり、Case2 の解析ケースの場合、D-1 試験体及び D-2 試験体は短期許容曲げモーメントの決定要因は軸方向鉄筋の引張降伏であったが、表 4.4.2-2 に示すように、実験結果は全てのケースにおいて、短期許容曲げモーメントの決定要因はコンクリートであった。

表 4.4.2-3 に示すように、実験値／計算値は 1 を下回っていたが、「4.4.3 短期許容曲げモーメント時の試験体の損傷状況」で短期許容モーメント時の試験体の損傷や残留変形角により、実験結果を評価する。

表 4.4.2-1 Case 毎の計算結果一覧

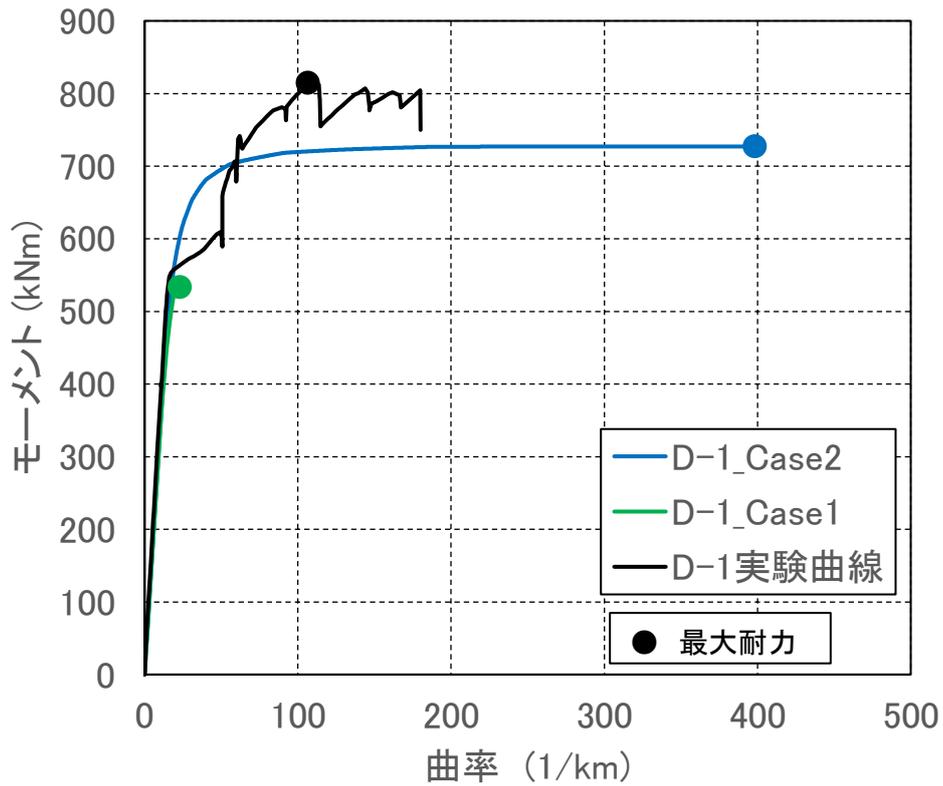
解析ケース	最大耐力		軸方向鉄筋 引張降伏		軸方向鉄筋 圧縮降伏		コンクリート 短期 (σ_{as1})		短期許容モーメント の決定要因
	曲率 (1/km)	Moment (kNm)	曲率 (1/km)	Moment (kNm)	曲率 (1/km)	Moment (kNm)	曲率 (1/km)	Moment (kNm)	
D-1_Case1	23.0	534	12.8	410	19.5	528	4.8	158	コンクリート
D-1_Case2	398.3	727	12.8	423	21.5	589	13.8	452	鉄筋引張降伏
D-2_Case1	21.8	542	12.8	414	19.8	537	5.5	182	コンクリート
D-2_Case2	404.0	731	12.8	421	21.5	587	14.8	475	鉄筋引張降伏

表 4.4.2-2 Case 毎の実験結果一覧

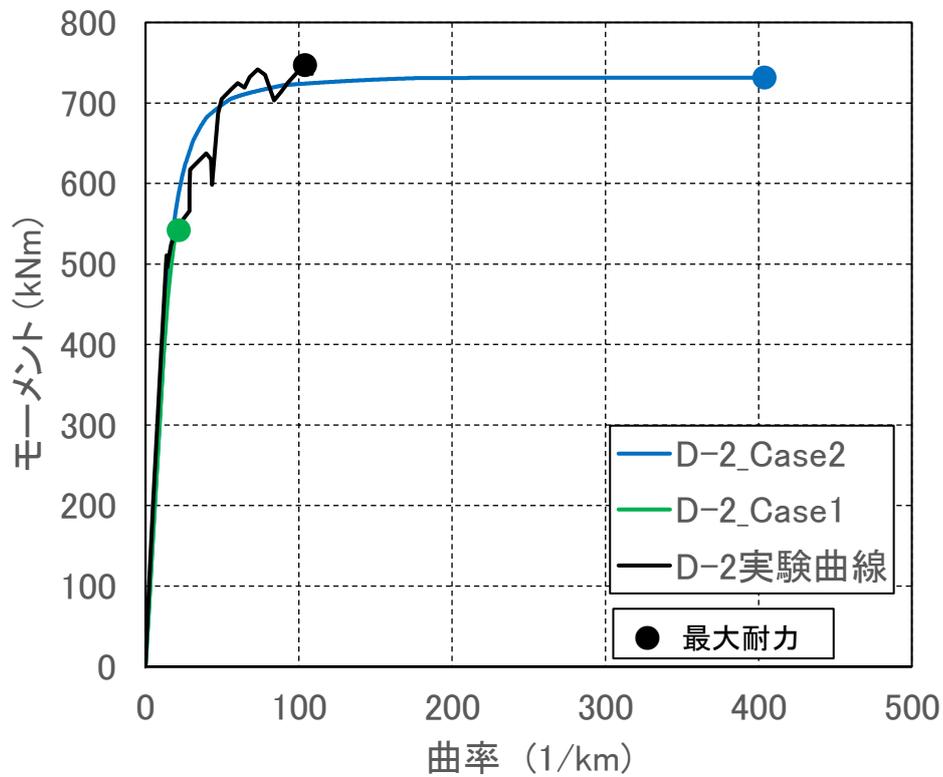
解析ケース	最大耐力		軸方向鉄筋 引張降伏		軸方向鉄筋 圧縮降伏		コンクリート 短期 (σ_{as1})		短期許容モーメント の決定要因
	曲率 (1/km)	Moment (kNm)	曲率 (1/km)	Moment (kNm)	曲率 (1/km)	Moment (kNm)	曲率 (1/km)	Moment (kNm)	
D-1_Case1	106.8	815	14.1	509	32.3	576	4.1	159	コンクリート
D-1_Case2	106.8	815	14.1	509	32.3	576	11.7	424	コンクリート
D-2_Case1	104.1	747	13.0	443	16.3	543	4.3	181	コンクリート
D-2_Case2	104.1	747	13.0	443	16.3	543	11.8	447	コンクリート

表 4.4.2-3 Case 毎の実験値／計算値

解析ケース	最大耐力		軸方向鉄筋 引張降伏		軸方向鉄筋 圧縮降伏		コンクリート 短期 (σ_{as1})	
	曲率	Moment	曲率	Moment	曲率	Moment	曲率	Moment
D-1_Case1	—	1.53	—	1.24	—	1.09	—	1.01
D-1_Case2	—	1.12	—	1.20	—	0.98	—	0.94
D-2_Case1	—	1.38	—	1.07	—	1.01	—	1.00
D-2_Case2	—	1.02	—	1.05	—	0.93	—	0.94

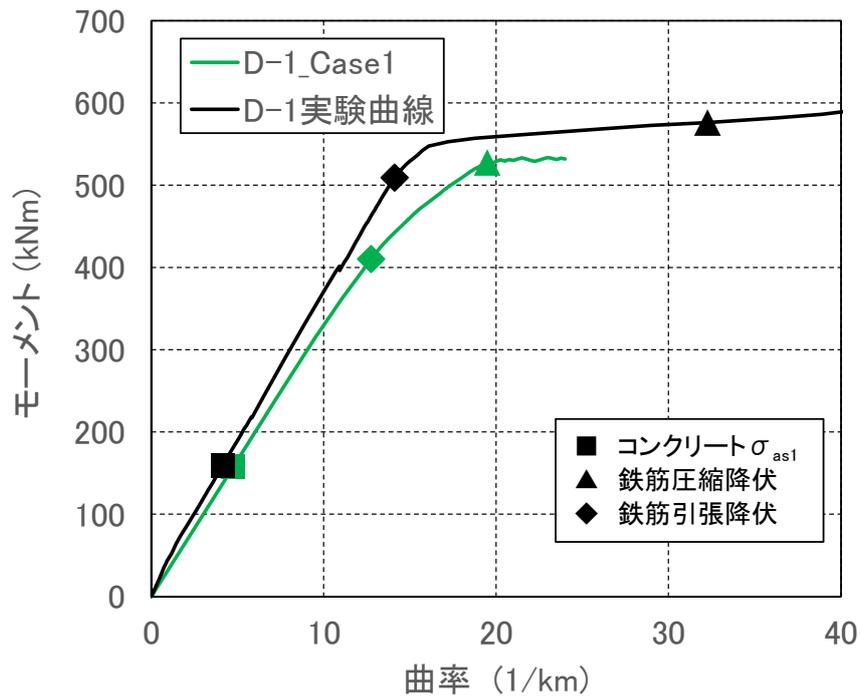


(a) D-1 試験体, 解析結果 全体

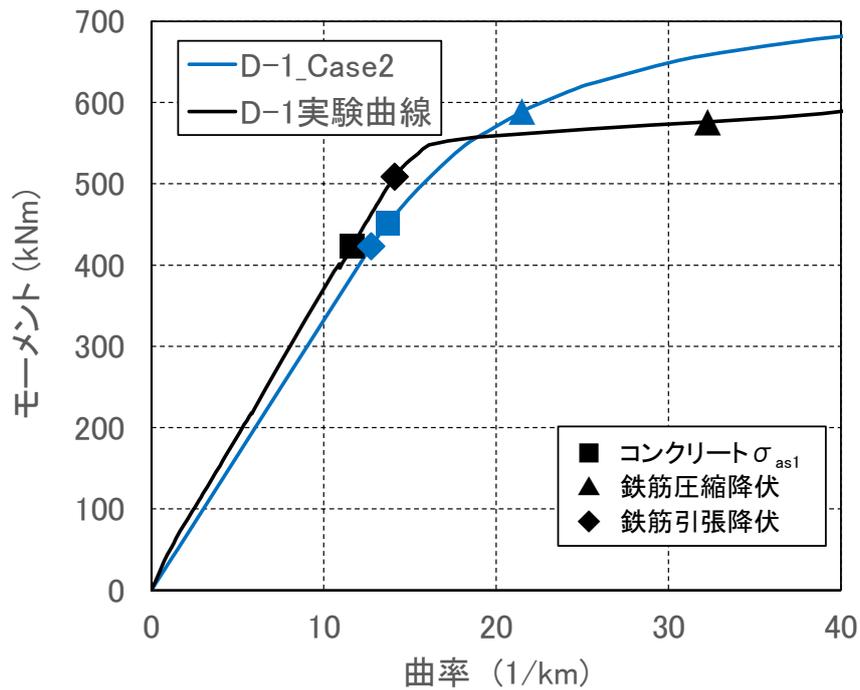


(b) D-2 試験体, 解析結果 全体

図 4.4.2-1 解析結果 全体 (曲率-モーメント関係)

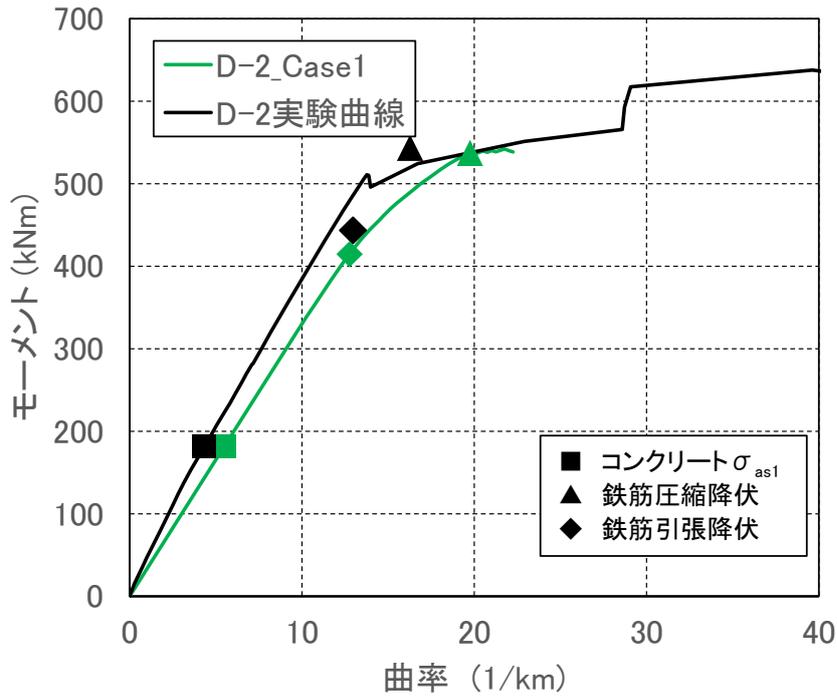


(a) D-1_Case1 解析結果 小変形時

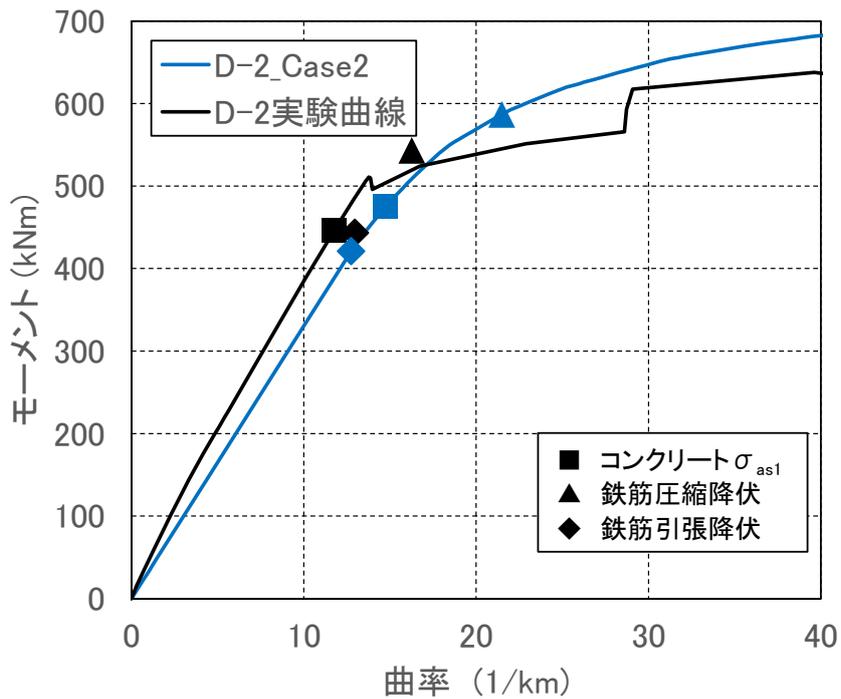


(b) D-1_Case2 解析結果 小変形時

図 4.4.2-2 D-1, 解析結果 小変形時 (曲率-モーメント関係)



(a) D-2_Case1 解析結果 小変形時



(b) D-2_Case2 解析結果 小変形時

図 4.4.2-3 D-2, 解析結果 小変形時 (曲率-モーメント関係)

4.4.3 短期許容曲げモーメント時の試験体の損傷状況

(1) 残留変形状況

短期許容曲げモーメント到達時（コンクリート，軸方向鉄筋のうち最初に短期許容応力度に達した時），短期許容曲げモーメント到達後のピーク時，短期許容曲げモーメント到達後のピーク後の除荷時について，試験体の損傷状態及び曲率，曲げモーメント，変形角を表4.4.3-1に示す。ここで，短期許容曲げモーメント到達時の曲率を ϕ_a ，変形角を R_a とする，短期許容曲げモーメント到達後，その載荷サイクルのピーク時の曲率を ϕ_p ，変形角を R_p とする。短期許容曲げモーメント到達後，その載荷サイクルのピークを経て，荷重ゼロに戻した時の曲率を ϕ_r ，変形角を R_r とする。

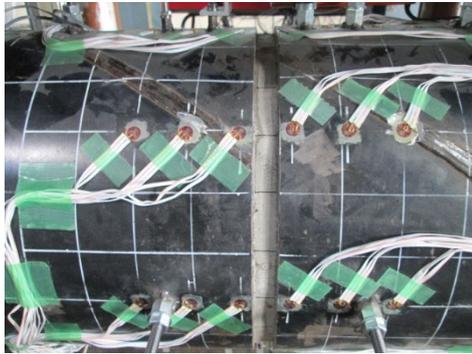
Case1の場合， R_r/R_p はD-1試験体で0.20，D-2試験体で0.18であった。Case2の場合， R_r/R_p はD-1試験体で0.08，D-2試験体で0.17であった。

表 4.4.3-1 短期許容判定時，短期許容到達後のピーク時，除荷時の残留変形角

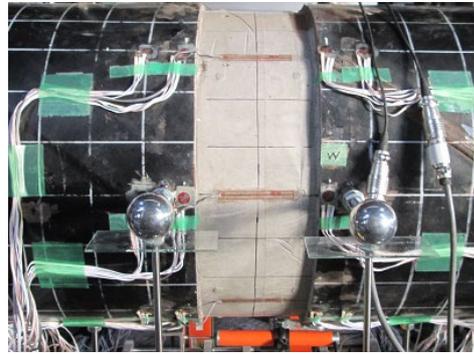
解析ケース	短期許容モーメントの決定要因	状況	損傷状態	step	曲率 (1/km)		Moment (kNm)		変形角 (%)		Rr/Rp
D-1_Case1	コンクリート	短期許容判定時	—	33	ϕ_a	4.1	Ma	159	Ra	0.083	0.20
		短期許容判定後のピーク時	損傷なし	45	ϕ_p	5.8	Mp	218	Rp	0.126	
		除荷時	—	87	ϕ_r	0.4	Mr	0	Rr	0.026	
D-1_Case2	コンクリート	短期許容判定時	—	1568	ϕ_a	11.7	Ma	424	Ra	0.323	0.18
		短期許容判定後のピーク時	損傷なし	1606	ϕ_p	49.3	Mp	609	Rp	0.501	
		除荷時	—	1716	ϕ_r	31.3	Mr	1	Rr	0.089	
D-2_Case1	コンクリート	短期許容判定時	—	16	ϕ_a	4.3	Ma	181	Ra	0.084	0.08
		短期許容判定後のピーク時	損傷なし	20	ϕ_p	5.6	Mp	227	Rp	0.128	
		除荷時	—	39	ϕ_r	0.2	Mr	0	Rr	0.010	
D-2_Case2	コンクリート	短期許容判定時	—	519	ϕ_a	11.8	Ma	447	Ra	0.431	0.17
		短期許容判定後のピーク時	損傷なし	523	ϕ_p	13.8	Mp	511	Rp	0.500	
		除荷時	—	545	ϕ_r	0.0	Mr	-1	Rr	0.084	

(2) 試験体損傷状況

試験体の実測短期到達後の除荷時の状況を写真 4. 4. 3-1 に示す。引張側に発生したひび割れは見られたが、圧縮側で発生したひび割れは確認されなかった。



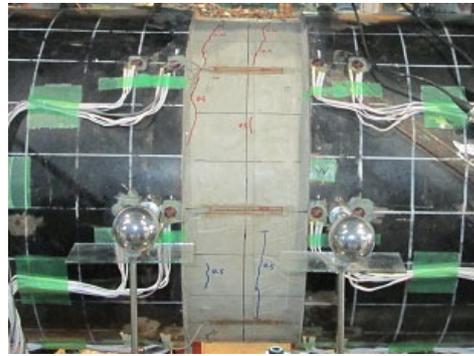
(a) D-1_Case R=+0.125%除荷時



(d) D-2_Case1 R=+0.125%除荷時



(b) D-1_Case2 R=+0.50%除荷時



(e) D-2_Case2 R=+0.50%除荷時

写真 4. 4. 3-1 実測短期判定到達後除荷時（圧縮側）の状況

【補足】

- ・写真の青線は正載荷時に発生したひび割れ，赤線は負載荷時に発生したひび割れである。

4.4.4 耐力評価まとめ

短期許容曲げモーメントの実験値は、軸方向鉄筋または鋼管、コンクリートの短期許容応力度に最初に到達したモーメントとした。コンクリート圧縮縁ひずみは、隙間部断面で平面保持を仮定し、隙間部の鉄筋に貼付けたひずみゲージの値から計算した。短期曲げモーメントの比較（実験値/計算値）を表 4.4.4-1 に示す。

Case1 については、D-1 試験体の実験値/計算値は 1.01、D-2 試験体の実験値/計算値は 1.00 であり、Case2 については、D-1 試験体の実験値/計算値は 0.94、D-2 試験体の実験値/計算値は 0.94 であった。Case1 の場合は余裕度がなく、Case2 の場合はやや危険側の評価となる。このことから短期許容曲げモーメントの計算値は安全側となるように低減係数を設定する必要がある、6 章にその内容を示す。

なお、短期許容到達後、その载荷サイクルのピーク時（Case1 の場合は変形角 $R=0.125\%$ 時、Case2 の場合は変形角 $R=0.50\%$ 時）に圧縮側のコンクリートにひび割れがなく、 R_r/R_p の最大値は 0.20 であった。

R_p : 短期許容曲げモーメント到達後、その载荷サイクルのピーク時の変形角

R_r : 短期許容曲げモーメント到達後、その载荷サイクルのピークを経て、荷重をゼロに戻した時の残留変形角

表 4.4.4-1 短期許容曲げモーメント（実測値/計算値）

解析ケース	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
D-1_Case1	コンクリート	158	159	1.01	0.20
D-1_Case2	コンクリート	452	424	0.94	0.18
D-2_Case1	コンクリート	182	181	1.00	0.08
D-2_Case2	コンクリート	475	447	0.94	0.17

また、各試験体の最大耐力の比較（実験値/計算値）を表 4.4.4-2 に示す。D-1 試験体、D-2 試験体ともに実験値/計算値は解析ケースによる差異が認められた。

Case1 については、D-1 試験体の実験値/計算値は、正側载荷で 1.53、負側载荷で 1.58 であった。D-2 試験体の実験値/計算値は、正側载荷で 1.38、負側载荷で 1.44 であった。このことから Case1 については、安全側の評価であると判断できる。

Case2 については、D-1 試験体の実験値/計算値は、正側载荷で 1.12、負側载荷で 1.16 であった。D-2 試験体の実験値/計算値は、正側载荷で 1.02、負側载荷で 1.06 であった。このことから、両試験体とも拘束効果によるコンクリート強度上昇分を考慮することで実験結果をおおよそ適切に評価できるといえるが、D-2 試験体については余裕度（最大耐力の実験値/計算値）があまりないことから、隙間幅が 120mm では第 3 編で示す拘束効果を期待することが難しいが、D-1 試験体の実験結果から、隙間幅は外径の 5%（杭径 400mm の場合の隙間幅は 20mm）であれば、拘束効果を期待できるといえる。

表 4.4.4-2 最大耐力（実測値/計算値）

試験体名	解析ケース	計算値 (kNm)	実験値 (kNm)		実験値/計算値	
			正側载荷	負側载荷	正側载荷	負側载荷
D-1	Case1	534	815	842	1.53	1.58
	Case2	727			1.12	1.16
D-2	Case1	542	747	778	1.38	1.44
	Case2	731			1.02	1.06

4.5 結論

4.5.1 まとめ

本実験では、拘束効果を期待した鋼管巻き中実杭の曲げ性能を特定するために、曲率分布等の変形性状および曲げ耐力について検討を行った。その結果、得られた知見を以下に示す。

- 1) 靱性能については、D-1 試験体は3章の実験結果と同様に変形角 $R=4.0\%$ 以上を確認したが、D-2 試験体は変形角 $R=4.0\%$ に満たなかった。
- 2) コンクリート杭部と外側の鋼管の曲率分布を比較した結果、鋼管端部に隙間部を設けることで、杭部とは独立して鋼管が挙動したことを確認した。鋼管は端部の隙間部のみの変形が大きくなっており、同様に鋼管自体はほとんど変形していなかった。
- 3) 軸方向鉄筋の降伏領域の検討を行った結果、D-1 試験体が圧縮降伏した範囲は 4.0% 変形角時点で、 $0.73D$ (D は試験体の外径)、D-2 試験体が圧縮降伏した範囲は 3.0% 変形角時点で、 $0.61D$ (D は試験体の外径)であった。また、D-1 試験体の限界変形角は 4.01% で、D-2 試験体の限界変形角は 3.52% であった。D-1 試験体の限界回転角は 4.71% であった。D-2 試験体については、隙間幅が 120mm と変位計設置最短区間が長く、D-1 試験体との比較ができないため、限界時の回転角の評価は行っていない。また、3章の変動軸力下の実験結果と比較すると、C-1 試験体は全体変形角 5.24% 、C-2 試験体は全体変形角 7.94% で隙間部が閉塞し、限界状態となった。
- 4) 鉄筋の降伏領域と曲率を用いて隙間部回転角を評価したところ、最大耐力時の軸方向鉄筋の降伏範囲の長さで計算を行うことで隙間部回転角 θ_g を概ね計算できることがわかった。一方で、軸方向鉄筋の降伏範囲の長さそのものの値で計算では特に変形の小さな範囲で隙間部回転角を過小評価し、変形の大きな範囲では隙間部回転角を過大評価していた。
- 5) 最大耐力については、両試験体とも拘束効果によるコンクリート強度上昇分を考慮することで実験結果をおおよそ適切に評価できているといえるが、D-2 試験体については余裕度（最大耐力の実験値／計算値）があまりないことから、隙間幅が 120mm では第3編で示す拘束効果を期待することが難しいが、D-1 試験体の実験結果から、隙間幅は外径の 5% （杭径 400mm の場合の隙間幅は 20mm ）であれば、拘束効果を期待できるといえる。
- 6) 短期許容曲げモーメントについても、最大耐力と同様の検討を行ったが、危険側の評価となった。よって、短期許容曲げモーメントの算定については、鋼管による拘束効果を考慮しないことを原則とし、当該拘束効果を考慮する場合においては、安全側の結果となるよう配慮する必要がある。

4.5.2 今後の課題

- ・今回は軸力なしの条件で曲げ性能の評価を行ったが、設計式を提案するためには、圧縮軸力下での曲げ実験の蓄積が今後の課題となる。
- ・D-2 試験体の最大耐力の余裕度（耐力の実験値／計算値）から、D-1 試験体以上の隙間幅を適用する場合においては、さらなる検討が必要である。

参考文献

- [4-1] 渡邊秀和ほか：圧縮靱性を付与した既製コンクリート杭の一軸圧縮実験，日本建築学会学術講演梗概集，pp. 561-562, 2020.9
- [4-2] 宮原清ほか 10 名：アンボンド鋼管巻き中実杭の載荷実験 その1～その2，日本建築学会学術講演梗概集，pp. 593-596, 2021.9
- [4-3] 道路橋示方書・同解説IV 下部構造編，日本道路協会，2017.11
- [4-4] JIS A 5373：プレキャストプレストレストコンクリート製品，2016
- [4-5] 日本建築センター：遠心力高強度プレストレストコンクリートくい評定基本方針，2012.3
- [4-6] 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
- [4-7] 鈴木計夫ほか：RC 円形柱のせん断強度および主筋の付着強度算定式について，日本建築学会構造系論文報告書 第 430 号，pp. 51-58, 1991.12