

第4章

場所打ち RC 杭の杭頭部曲げせん断実験

4.1 はじめに

東北地方太平洋沖地震では、鉄筋コンクリート造建築物において杭基礎部の損傷により建物全体が傾斜する被害が報告されている^[4-1]。杭基礎部の損傷および建物の傾斜は、建物の継続使用性を阻害する要因となる被害であり、避けるべきである。

本研究では、場所打ち鉄筋コンクリート杭を検討対象とする。小林ら^[4-2]は、杭頭接合部を模した試験体の静的載荷実験を実施し、いずれの試験体も杭頭部の曲げ破壊が生じ、最大荷重は断面解析による杭体の曲げ耐力の 1.1~1.3 倍となったことを示した。長江ら^[4-3]は、高強度せん断補強筋を用いた場所打ち杭の静的載荷実験を実施し、せん断耐力が計算値の 1.3~1.7 倍程度であることを示した。日比野ら^[4-4]は、主筋に高強度鉄筋を用いた場所打ち杭の静的載荷実験を実施し、最大耐力が曲げ耐力計算値の 0.9~1.2 倍程度となることを示した。しかし、場所打ち杭を対象とした実験的検討例は少なく、耐震性能が十分に明らかにされているとは言い難い。

また、杭体損傷後の補修・補強に関しては、平出ら^[4-5]は、杭頭部が曲げ圧壊した試験体に対して、圧壊している杭頭部にエポキシ樹脂を注入後、モルタルを塗布して断面補修し、その上に鋼管を巻く補強を施し、補強前に比べて最大耐力が 2 割程度向上したことを報告している。

本研究では、場所打ち杭の耐震性能を明らかにするための構造実験を実施した。また、曲げ破壊した杭体に対して、モルタル補修および鋼板巻き立て補強を施した杭の耐震性能についても実験的に確認した。

4.2 実験概要

4.2.1 試験体概要

対象とした杭は、一般的な 8 階建て RC 造建築物に使用される場所打ちコンクリート杭である。試験体のスケールは 1/3 とし、計 9 体を製作した。加力の都合上、180 度回転させて杭頭部が下側に来るようにしている。試験体のパラメータは、シアスパン比および軸力比（杭体断面積とコンクリート設計基準強度の積に対する作用軸力の比）とした。試験体配筋図の一例を図 4.2.1 に、試験体パラメーター一覧を表 4.2.1 に、各試験体の相関関係を図 4.2.2 に示す。

なお、試験体名については、下記ルールに基づき命名した。

【軸力条件】—【シアスパン比】【軸力】—【補足】

【軸力条件】・・N：一定軸力、V：変動軸力

【軸力】・・L：長期軸力相当（軸力比 0.15）、S：短期軸力相当（軸力比 0.4）

【補足】・・I：逆対象形式、C：片持ち梁形式、R：補修・補強、H：高強度主筋使用

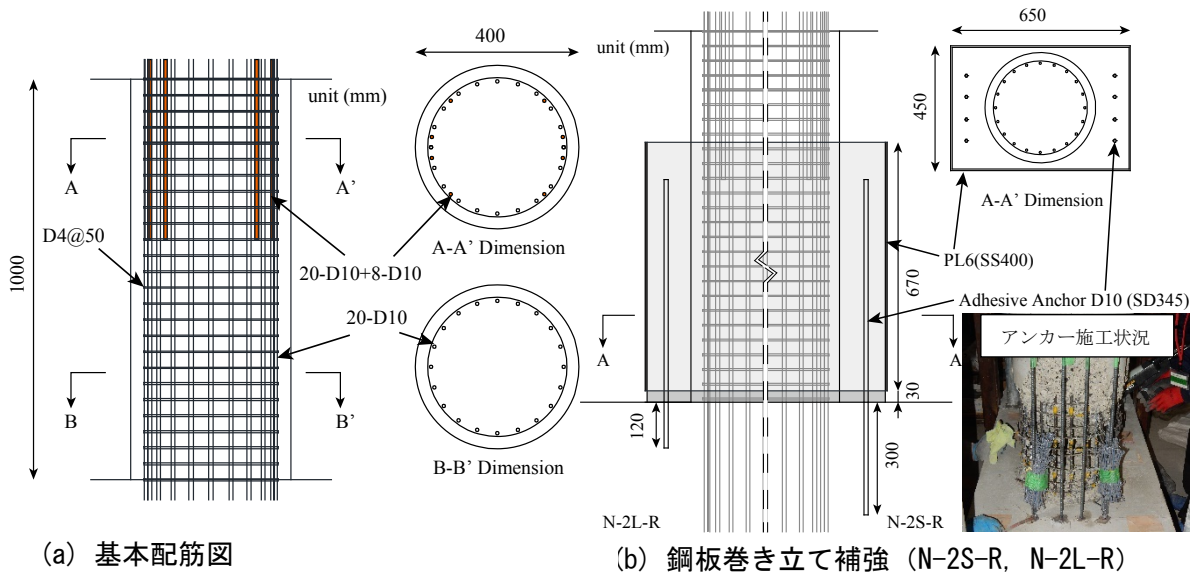


図 4.2.1 試験体配筋図の一例

表 4.2.1 試験体パラメーター一覧

Specimen	Shear Span Ratio	Axial Force Ratio	Remarks
		η	
N-3L	3.0	0.15	R<2.0%
	2.0	0.40	R>2.0%
N-2S	2.0	0.40	
N-2L		0.15	
V-2		0 to 0.40	varying axial forces
N-1.75S-I	1.75	0.40	Cantilever Loading
N-1.75S-C			
V-1.75		-0.20 to 0.40	varying axial forces
N-3L-R	3.0	0.15	Repaired
N-2S-R	2.0	0.15	Steel Jacketing
N-2L-R			Steel Jacketing
N-1.4S-H	1.4	0.40	Main Reinforcement: USD785
N-1.4S			Main Reinforcement: SD390

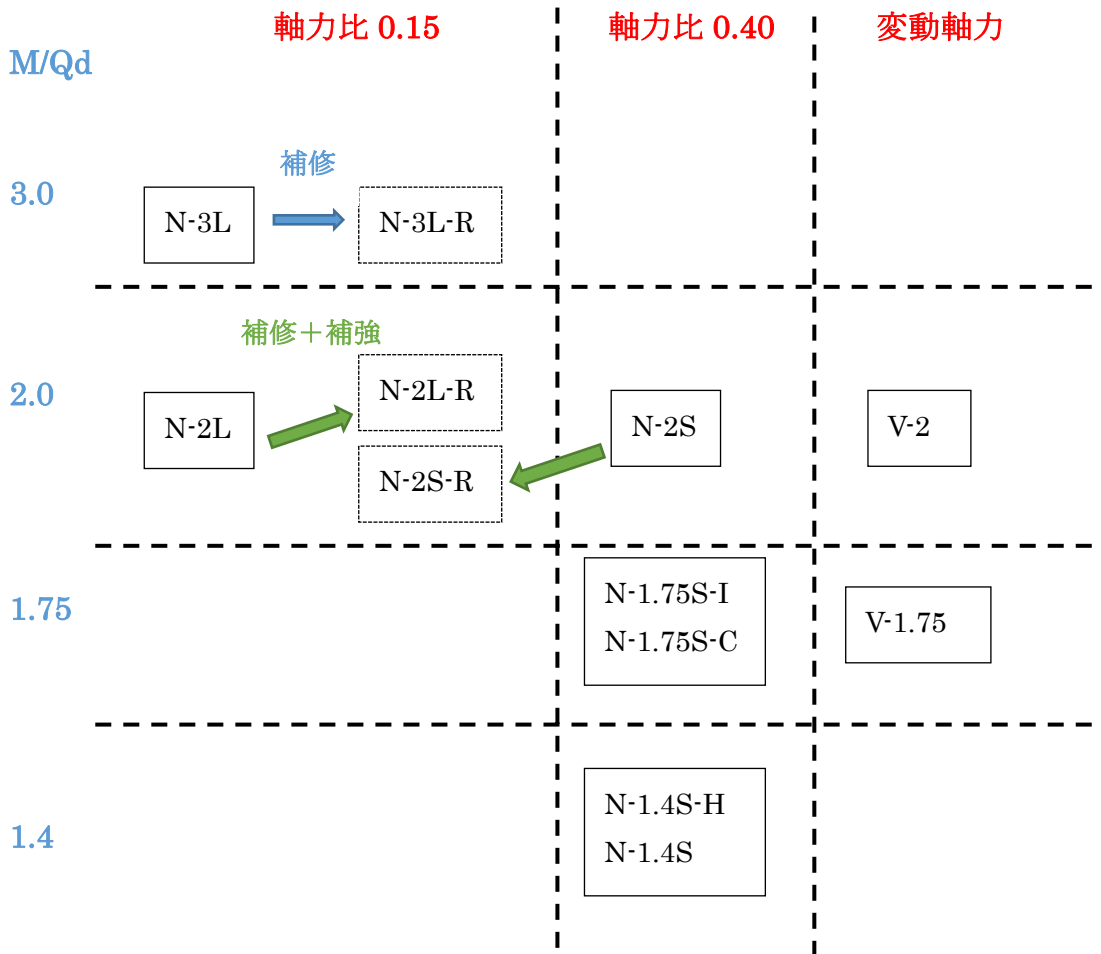


図 4.2.2 試験体相関関係

4.2.2 杭体の補修・補強概要

杭頭損傷後の応急的な復旧を想定して、載荷後の試験体 N-3L に補修を施した試験体 N-3L-R を製作した。N-3L の杭頭部で圧壊が認められた領域を研り出し、座屈した主筋やせん断補強筋は切断等をせずに、研り出した部分に補修用ポリマーセメントモルタル（圧縮強度約 45N/mm²）を打ち込んだ。さらに、ひび割れ部にはエポキシ樹脂を充填した。

また、試験体 N-2S, N-2L に対しては、杭頭損傷後の耐震補強による耐震性能の向上を目的として、鋼板巻き立て補強を行った試験体 N-2S-R および N-2L-R を製作した。まず、杭頭圧壊部のコンクリートを研り出し、座屈した主筋を切断した。このとき、せん断補強筋は特に処理を行っていない。曲げ補強筋として接着系あと施工アンカー（エポキシ樹脂、注入式、コアドリル穿孔）を施工した。あと施工アンカーの有効埋込長さについては、試験体 N-2L-R は、合成構造設計指針^[4-6]を参考にアンカー母材が降伏する最小定着長さの 12da（da: アンカー径）とした。ただし、設計に用いた付着強度 τ は、事前実施したアンカー引張試験結果を参考に 18.8MPa とした。一方、試験体 N-2S-R は RC 規準^[4-7]の直線定着の必要定着長さと同等の 30da とした。あと施工アンカーを施工後に、鋼板を設置し、鋼板内部に無収縮モルタル（圧縮強度約 50N/mm²）を打設した。なお、鋼板が曲げ耐力に寄与しないように、

鋼板を杭頭部から 30mm ほど離している。また、载荷におけるシアスパン比、軸力比は原則補強前と同様としたが、加力装置の容量の関係から、試験体 N-2S-R は既存部断面に対する軸力比を 0.15 とした。



写真 4. 2. 1 試験体 N-3L の最終破壊状況



写真 4. 2. 2 破壊領域の研り出し



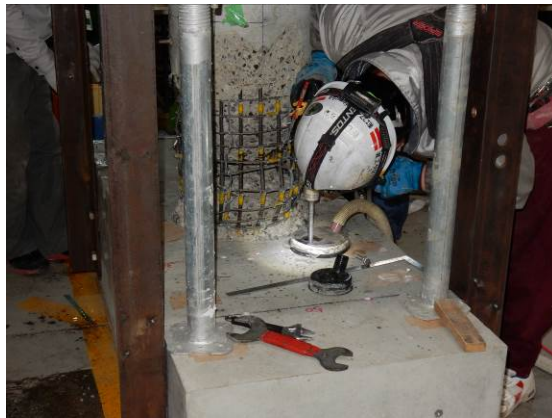
写真 4. 2. 3 モルタルによる補修状況



写真 4. 2. 4 ひび割れ部へのエポキシ樹脂注入



(a) アンカー打設位置の決定



(b) 穿孔

写真 4.2.5 あと施工アンカーの打設



(a) 樹脂注入



(b) 設置状況

写真 4.2.6 あと施工アンカーの打設



(a) 鋼板設置



(b) モルタル充填

写真 4.2.7 鋼板巻き立て補強

4.2.3 使用材料

使用材料の材料特性一覧を表 4.2.2, 4.2.3 に示す。なお、いずれの試験体もコンクリートは設計基準強度 $F_c=33\text{N/mm}^2$ の普通コンクリートを使用しているが、試験体 N-3L、N-2S、N-2L、V-2 についてはコンクリート供試体を取れていないため、後段の計算においては設計基準強度を用いている。

表 4.2.2 使用鉄筋の材料特性

(a) N-1.75S-I, N-1.75S-C, V-1.75

呼び径	材質	ヤング係数	降伏強度	降伏歪	引張強度
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[μ]	[N/mm ²]
D4	SD295A	1.81×10 ⁵	402*	2210**	539
D10	SD390	1.85×10 ⁵	430	3133	624

* 0.2%オフセット耐力 ** 降伏強度/ヤング係数

(b) その他

呼び径	材質	ヤング係数	降伏強度	降伏歪	引張強度
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[μ]	[N/mm ²]
D4	SD295A	1.78×10 ⁵	374	2068	527
D10	SD390	1.91×10 ⁵	425	2459	625
D10	USD785	1.91×10 ⁵	963	4980	1090
PL6	SS400	2.03×10 ⁵	305	1512	463

表 4.2.3 使用コンクリートの材料特性

試験体	試験体名	ヤング係数	圧縮強度
		[N/mm ²]	[N/mm ²]
N-1.4S-H N-1.4S	上スタブ・試験体部	2.51×10 ⁴	35.1
	下スタブ	2.72×10 ⁴	38.7
N-1.75S-I N-1.75S-C, V-1.75	上スタブ・試験体部	2.47×10 ⁴	37.0
	下スタブ	2.3.7×10 ⁴	36.1

4.2.4 載荷方法

試験装置図を図 4.2.3 に示す。3本のオイルジャッキにより加力される機構となっている。試験体の下スタブはフーチングを想定しており、杭を 180 度回転させ、杭頭部が下側に来るような形で載荷装置に設置している。鉛直荷重は、下スタブ上端から 2995mm の位置にピン接合された鉛直ジャッキにより作用させる。水平荷重は、載荷梁の両端に取り付けられた 2本の水平ジャッキにより、変位制御で作用させる。2本の水平ジャッキは、載荷荷重が同じになるようにコンピュータ制御されている。水平載荷は、漸増振幅で正負交番繰返し載荷とする。載荷振幅は水平変形角で±1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/33, 1/25, 1/20 rad.とし、載荷が不能になった時点で実験を終了する。変位制御する位置は、上スタブの下端に取り付けられた水平変位計とする。

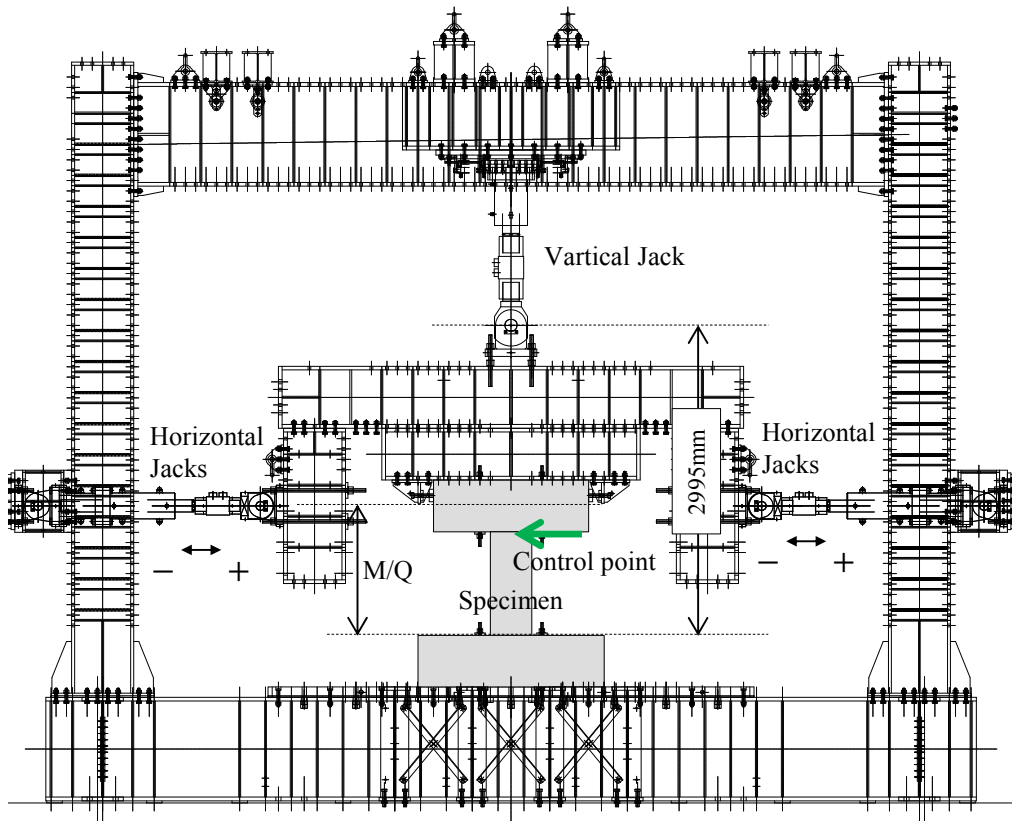


図 4. 2. 3 実験装置全体図

4.2.5 計測方法

図 4.2.4 に曲げ変形の計測方法, 図 4.2.5 に水平変位およびスタブ回転変位の計測方法を示す。

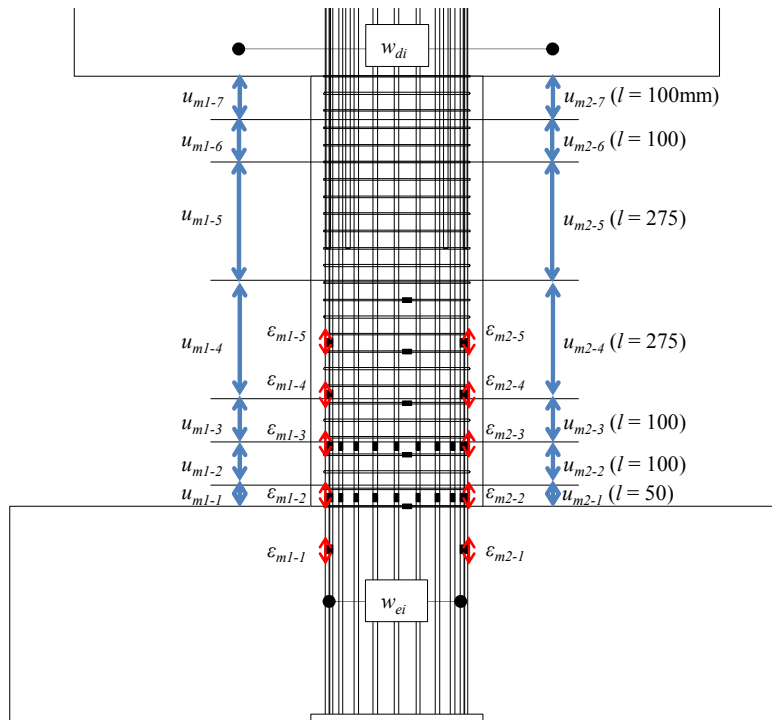


図 4.2.4 曲げ変形の計測方法

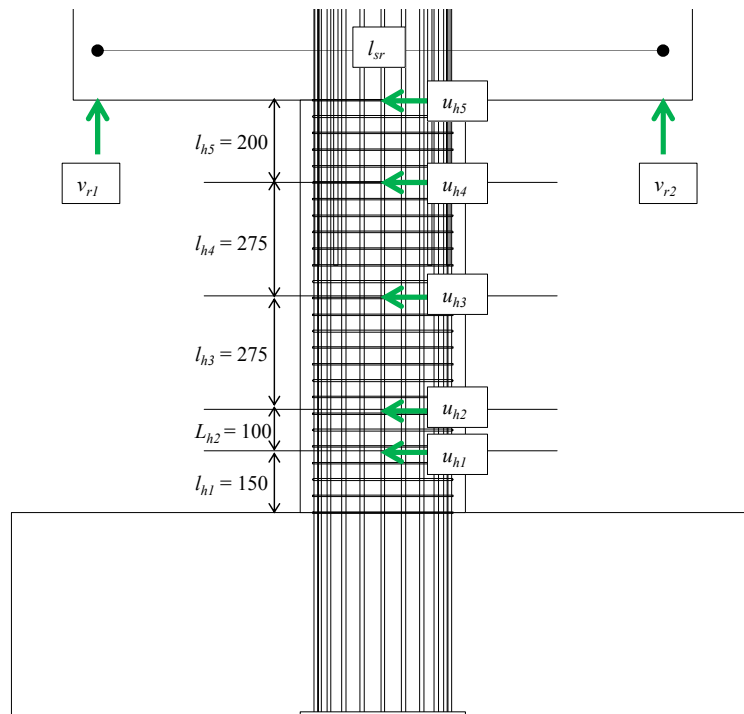


図 4.2.5 水平変位およびスタブ回転変位の計測方法

図 4.2.6 に大変位時の試験体の変形状態を示す。大変位時になると、鉛直ジャッキによる $P\Delta$ 効果が無視できなくなるため、杭頭せん断力を算出する際には、 $P\Delta$ 効果を取り除いて計算する。

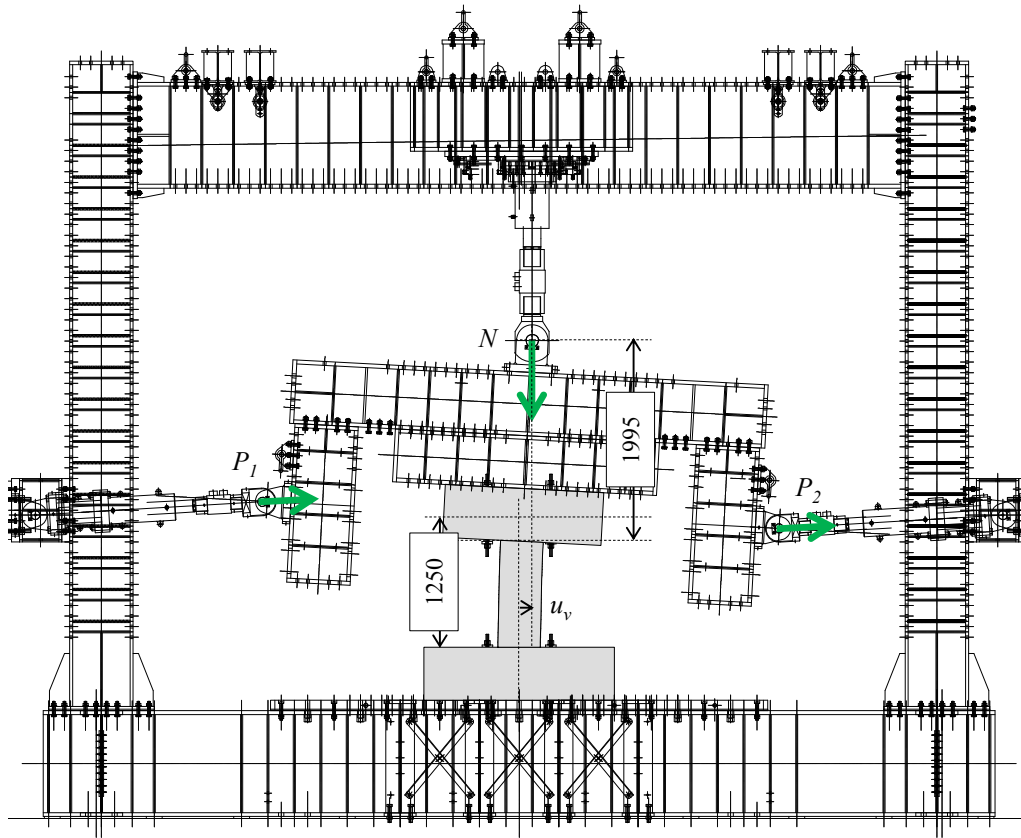
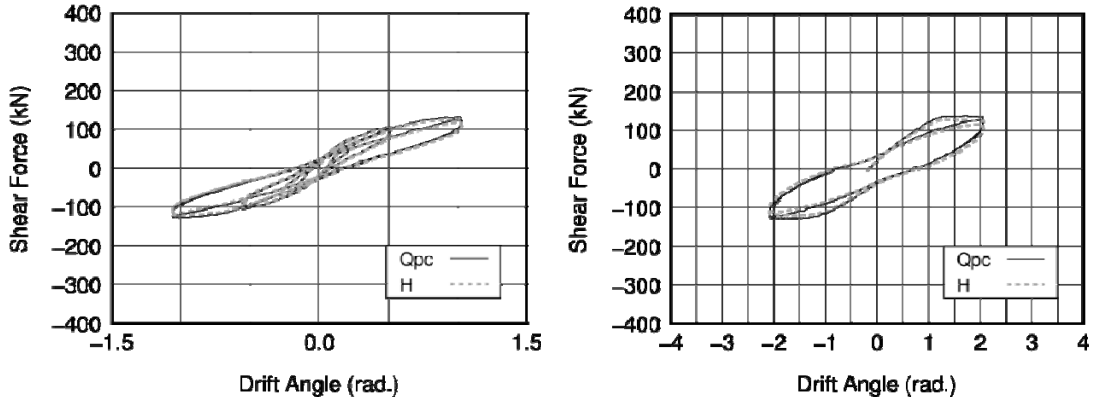


図 4.2.6 大変位時の試験体の変形状態

4.3 実験結果

4.3.1 試験体 N-3L

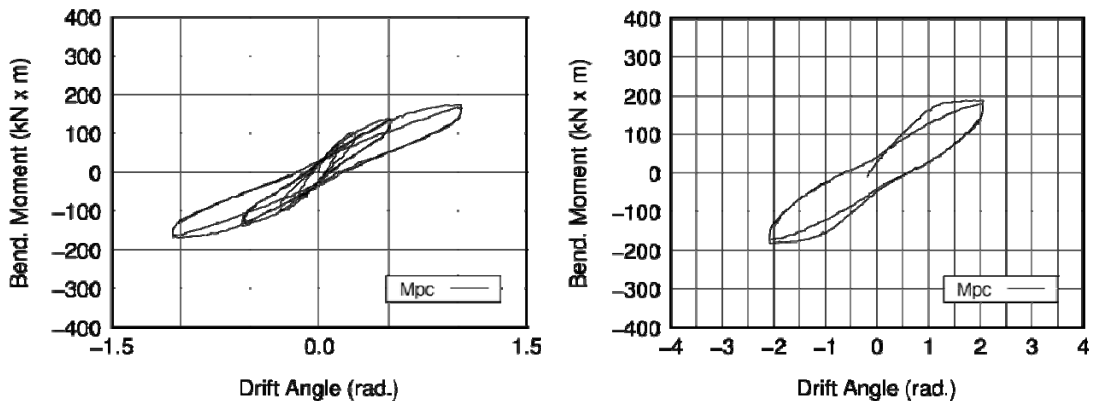
試験体 N-3L は、変形角 $R=2.0\%$ サイクルまでは、シアスパン比を 3.0、軸力比を 0.15 として载荷した。 $R=0.6\%$ で最外縁杭主筋が下スタブ上端位置で引張降伏歪に達した。 $R=2.0\%$ サイクル後に、シアスパン比を 2.0、軸力比を 0.40 として再度载荷した。 $R=2.0\%$ サイクルで圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認され、最大耐力を記録した。



(a) 载荷点変形角 2%まで

(b) 载荷点変形角 2%

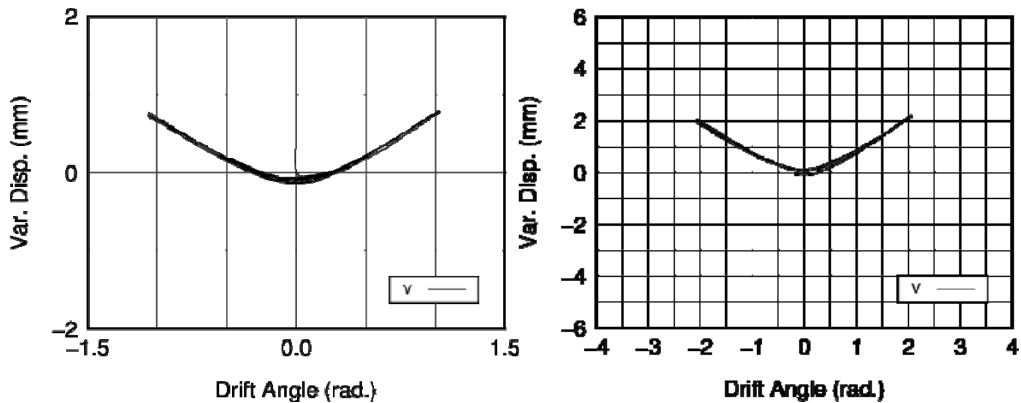
図 4.3.1 水平荷重—変形角関係 (ジャッキ荷重 H と杭頭せん断力 Q_{pc})



(a) 载荷点変形角 2%まで

(b) 载荷点変形角 2%以上

図 4.3.2 杭頭曲げモーメント—変形角関係



(a) 载荷点変形角 2%まで

(b) 载荷点変形角 2%以上

図 4.3.3 軸変形－変形角関係

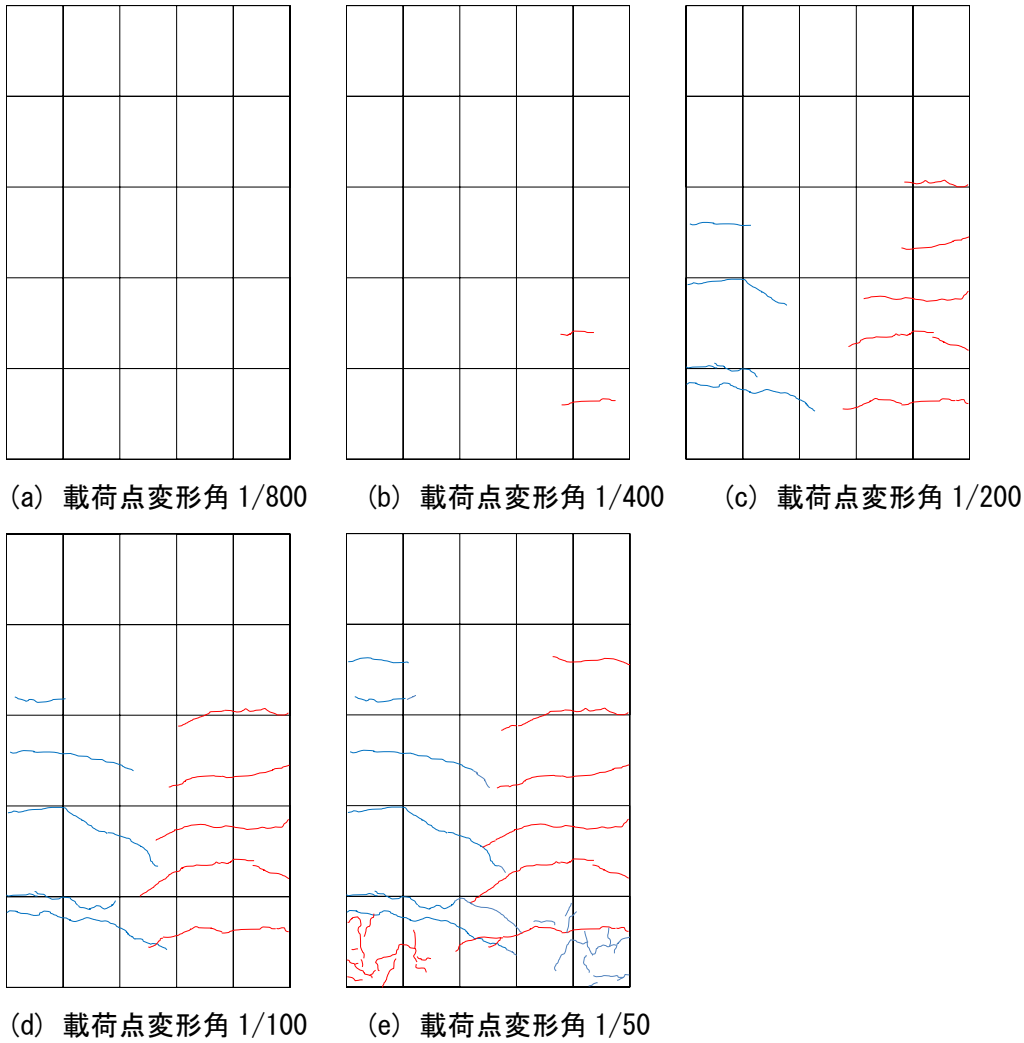
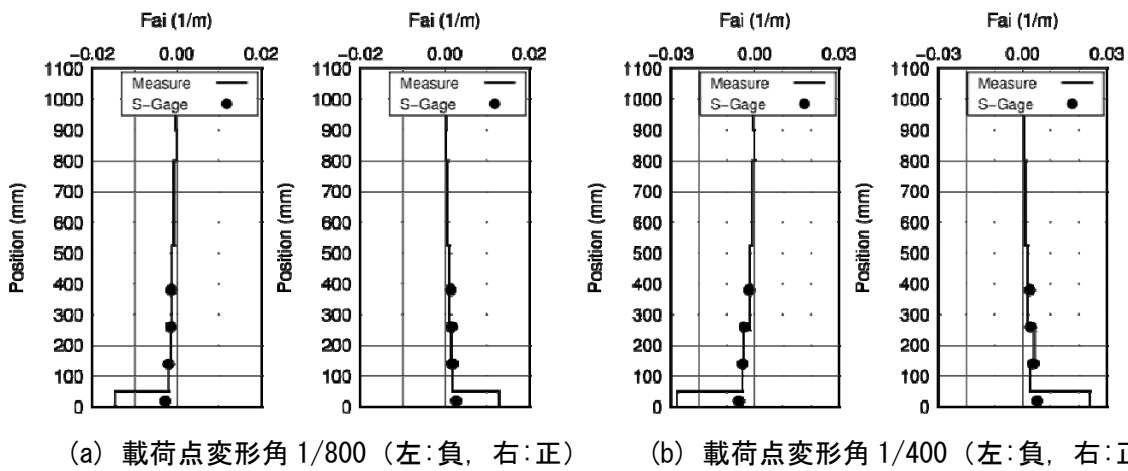


図 4.3.4 各載荷振幅終了時のひび割れ図



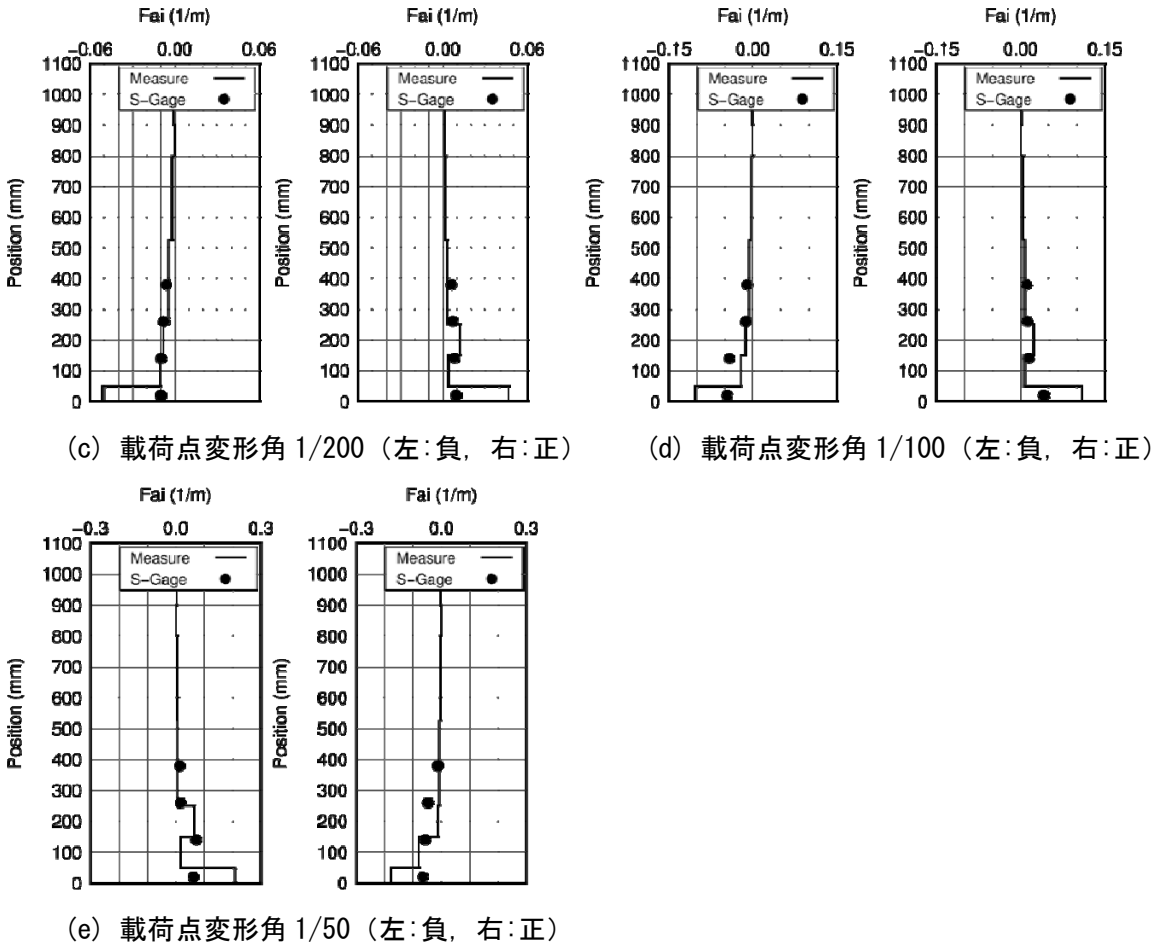
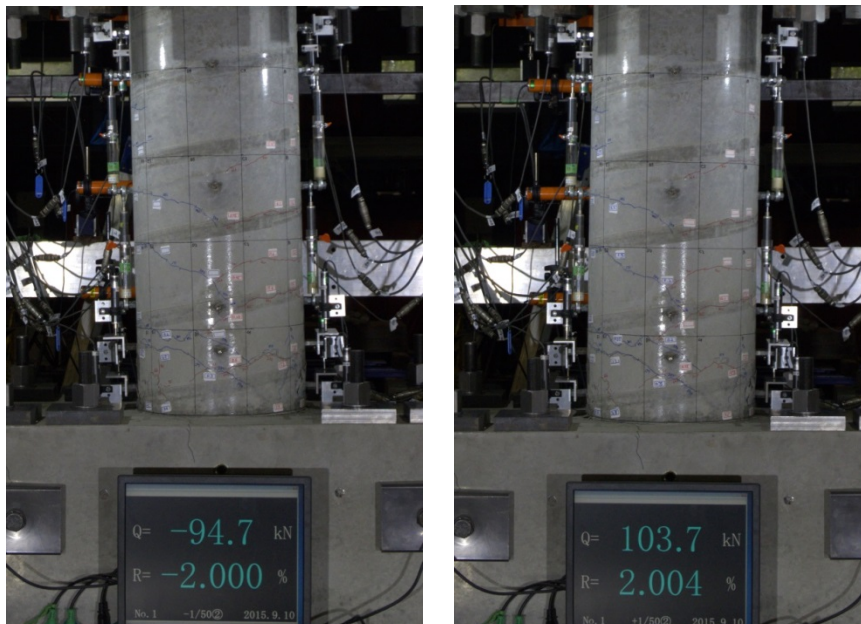


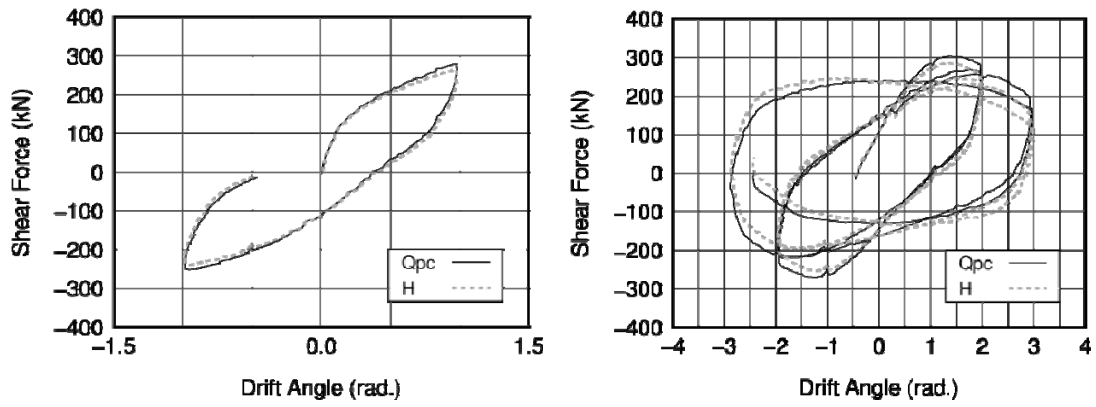
図 4.3.5 杭の曲率分布 (変位計および最外縁鉄筋ひずみによる評価値)



(a) -2.0%時

(b) 2.0%時

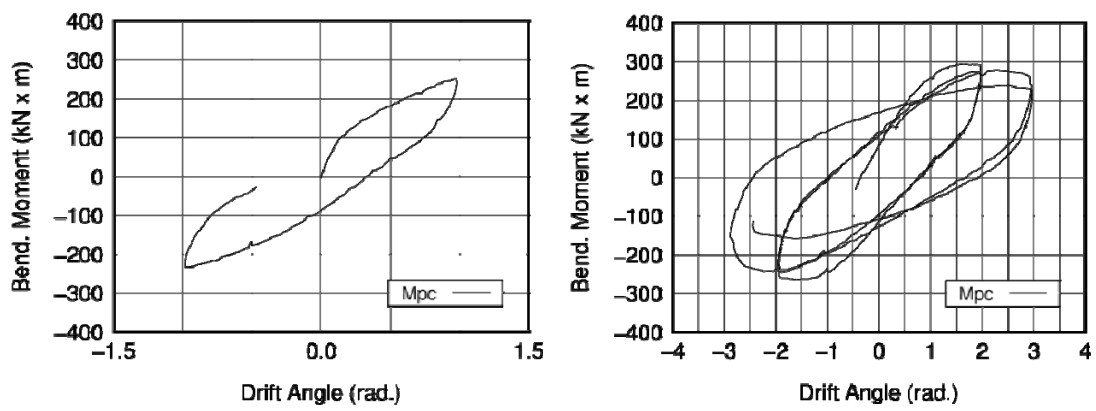
写真 4.3.1 最大変位時の様子



(a) 載荷点変形角 2%まで

(b) 載荷点変形角 2%以上

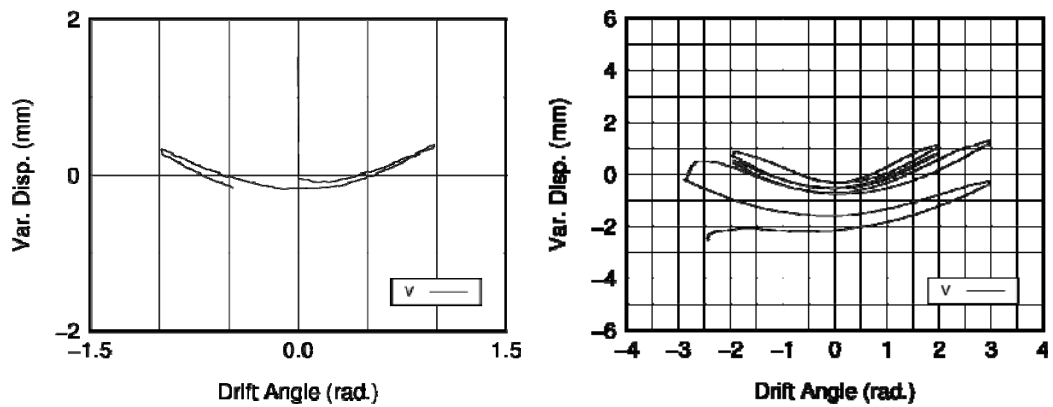
図 4.3.6 水平荷重—変形角関係 (ジャッキ荷重 H と杭頭せん断力 Q_{pc})



(a) 載荷点変形角 2%まで

(b) 載荷点変形角 2%以上

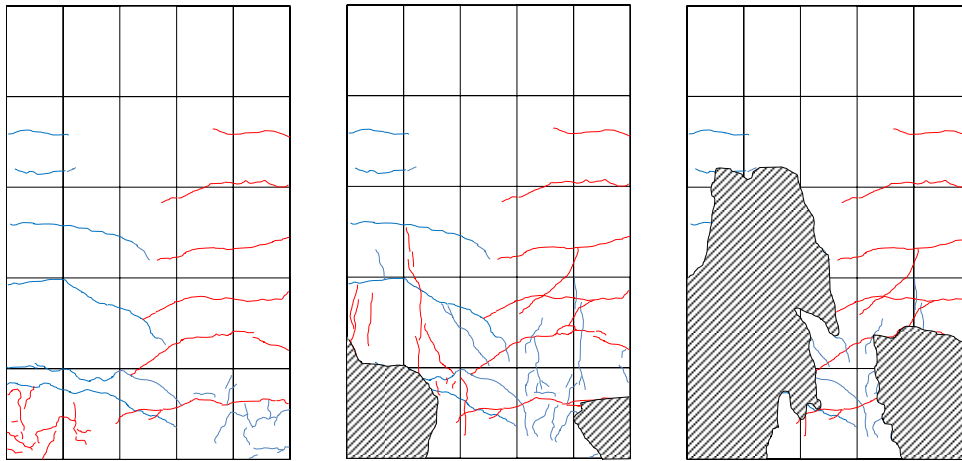
図 4.3.7 杭頭曲げモーメント—変形角関係



(a) 載荷点変形角 2%まで

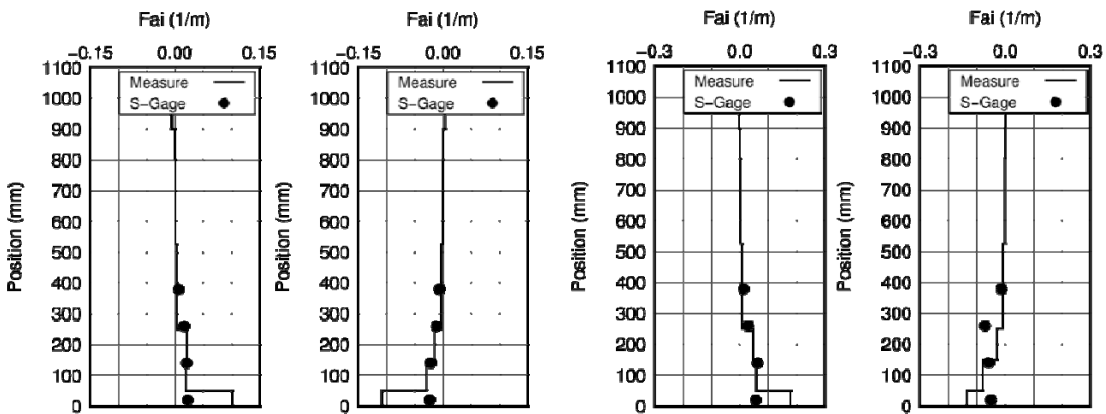
(b) 載荷点変形角 2%以上

図 4.3.8 軸変形—変形角関係



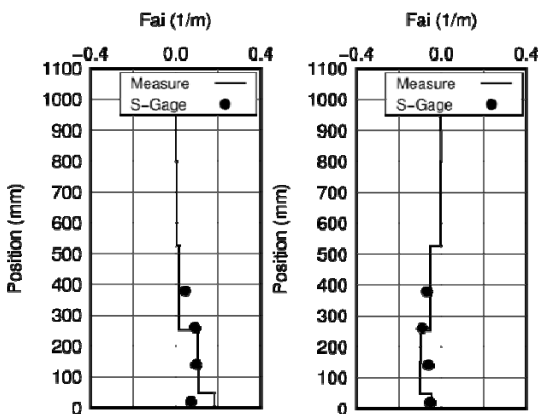
(a) 載荷点変形角 1/100 (b) 載荷点変形角 1/50 (c) 載荷点変形角 1/33

図 4.3.9 各載荷振幅終了時のひび割れ図



(c) 載荷点変形角 1/100 (左:負, 右:正)

(d) 載荷点変形角 1/50 (左:負, 右:正)



(e) 載荷点変形角 1/50 (左:負, 右:正)

図 4.3.10 杭の曲率分布 (変位計および最外縁鉄筋ひずみによる評価値)

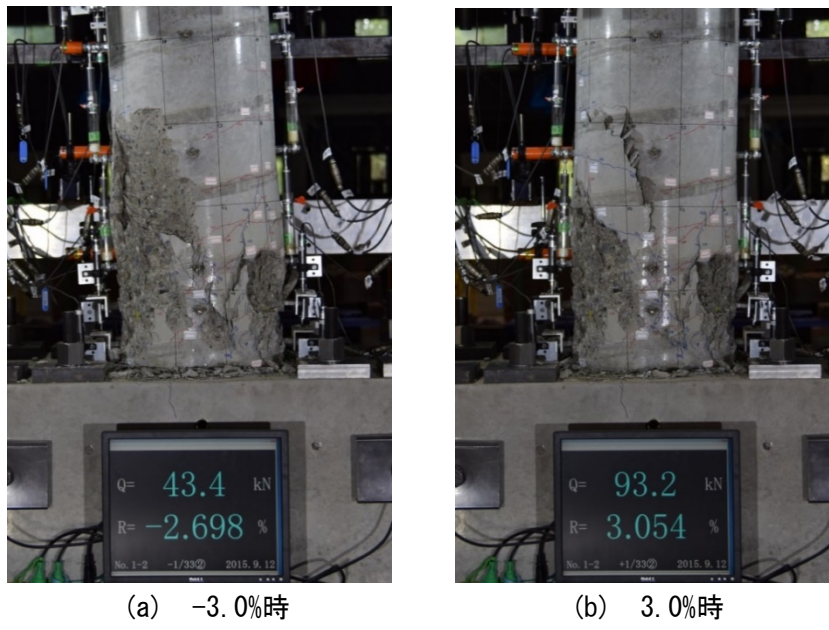
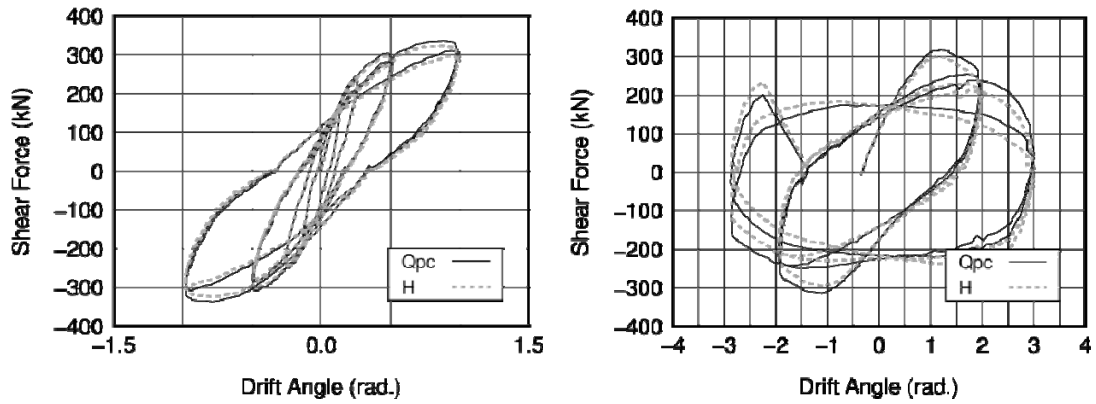


写真 4.3.2 最大変位時の様子

4.3.2 試験体 N-2S

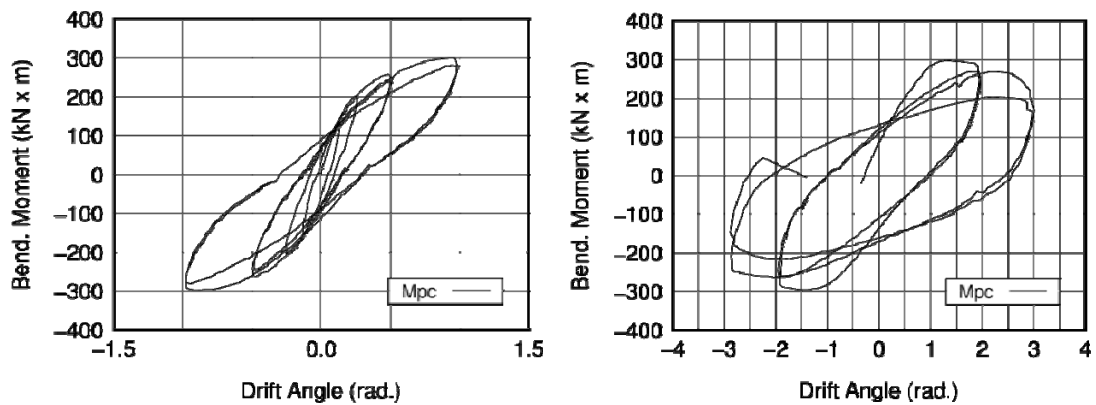
試験体 N-2S は、 $R=0.7\%$ で最外縁杭主筋が下スタブ上端位置で引張降伏歪に達し、 $R=1.0\%$ で圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認され、最大耐力を記録した。 $R=3.0\%$ サイクルで、コンクリートの圧壊が著しく進展し、 $R=3.0\%$ の2回目で杭頭部がせん断破壊した。



(a) 荷点変形角 2%まで

(b) 荷点変形角 2%以上

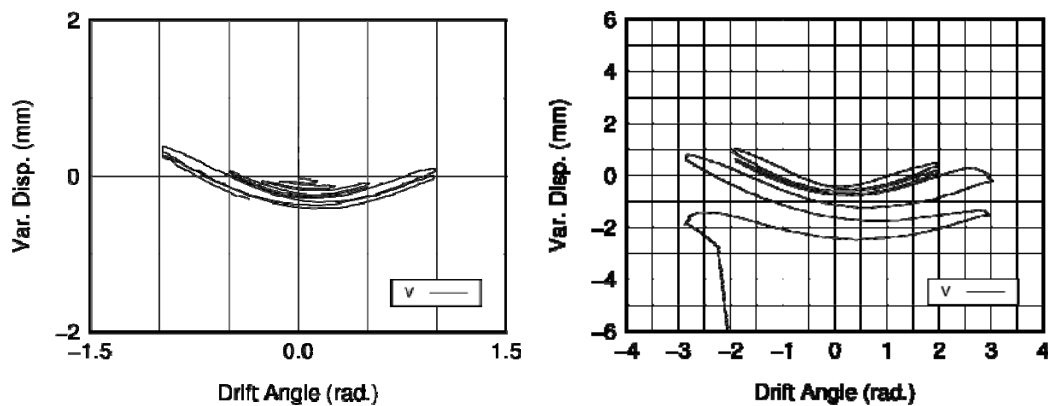
図 4.3.11 水平荷重－変形角関係（ジャッキ荷重 H と杭頭せん断力 Qpc）



(a) 荷点変形角 2%まで

(b) 荷点変形角 2%以上

図 4.3.12 杭頭曲げモーメント－変形角関係



(a) 荷点変形角 2%まで

(b) 荷点変形角 2%以上

図 4.3.13 軸変形－変形角関係

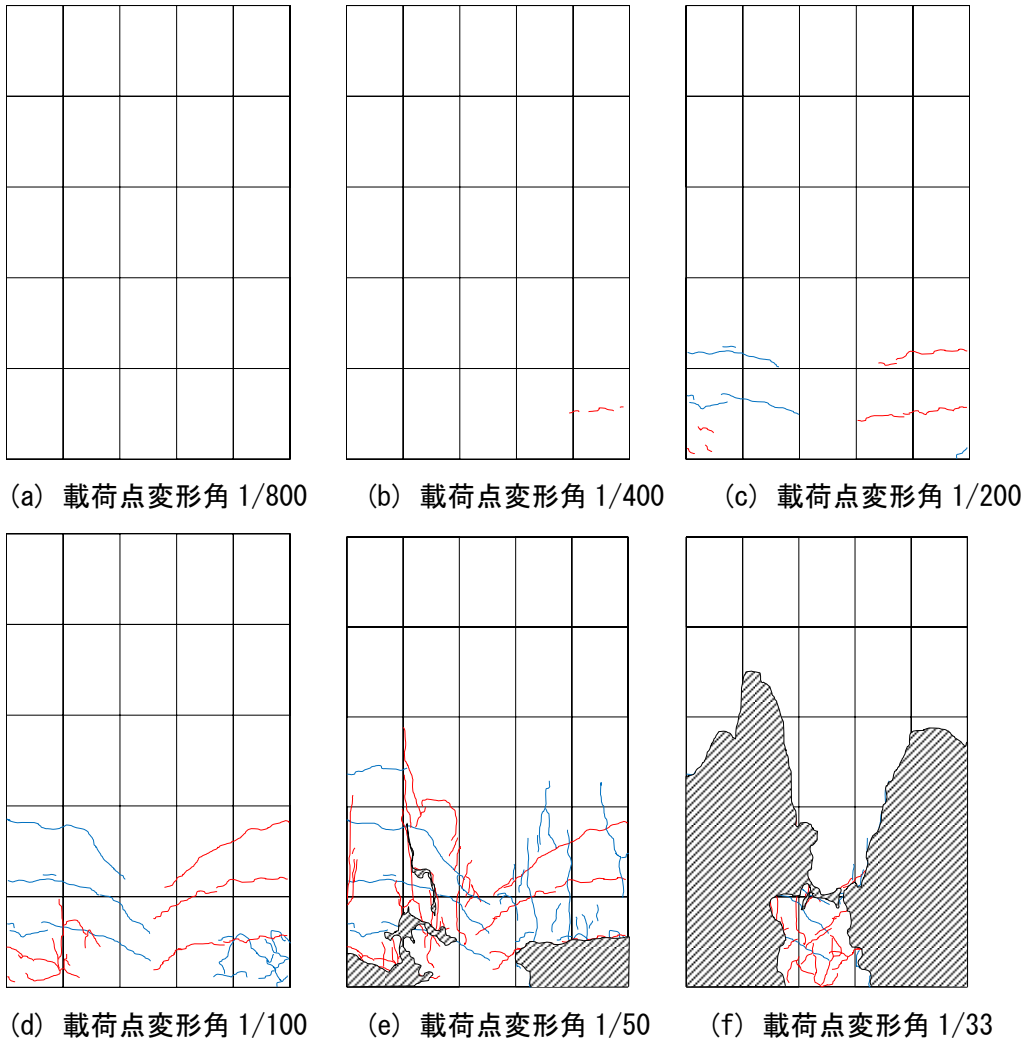
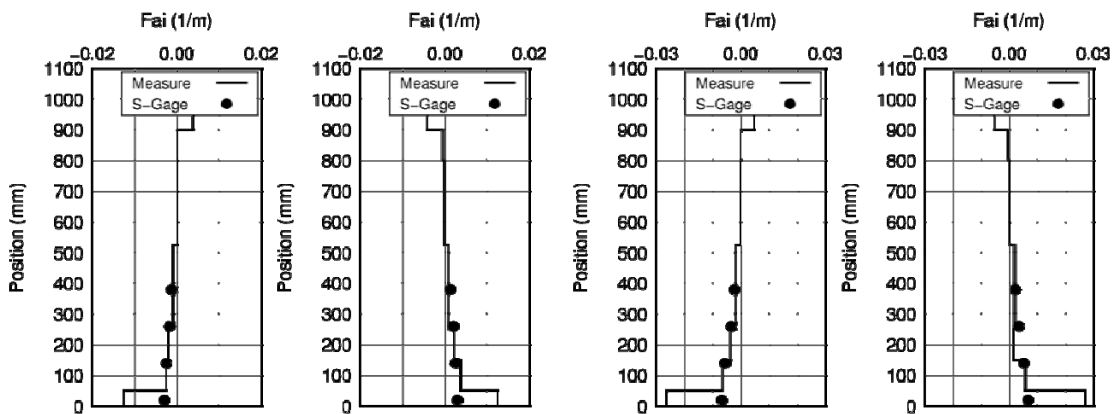


図 4.3.14 各載荷振幅終了時のひび割れ図



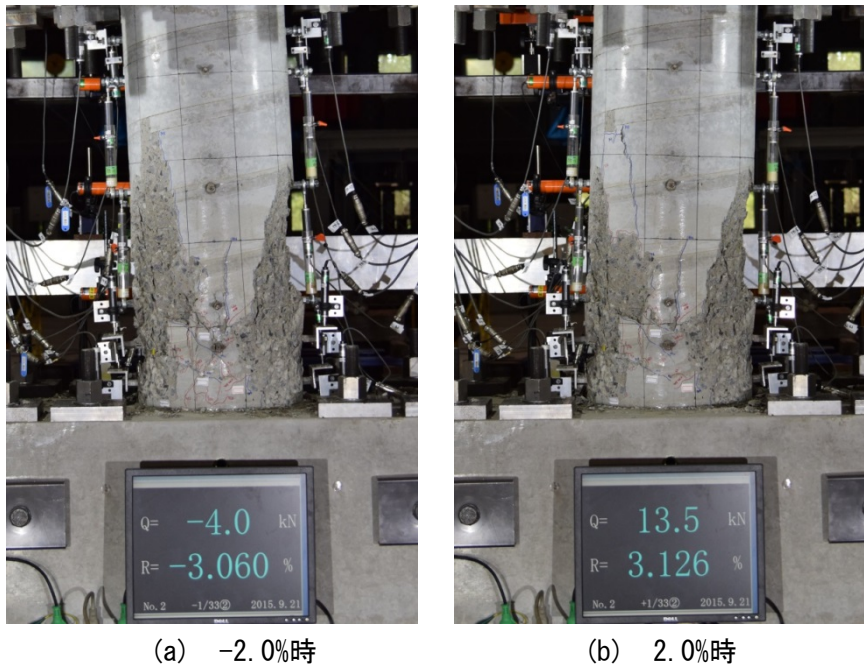
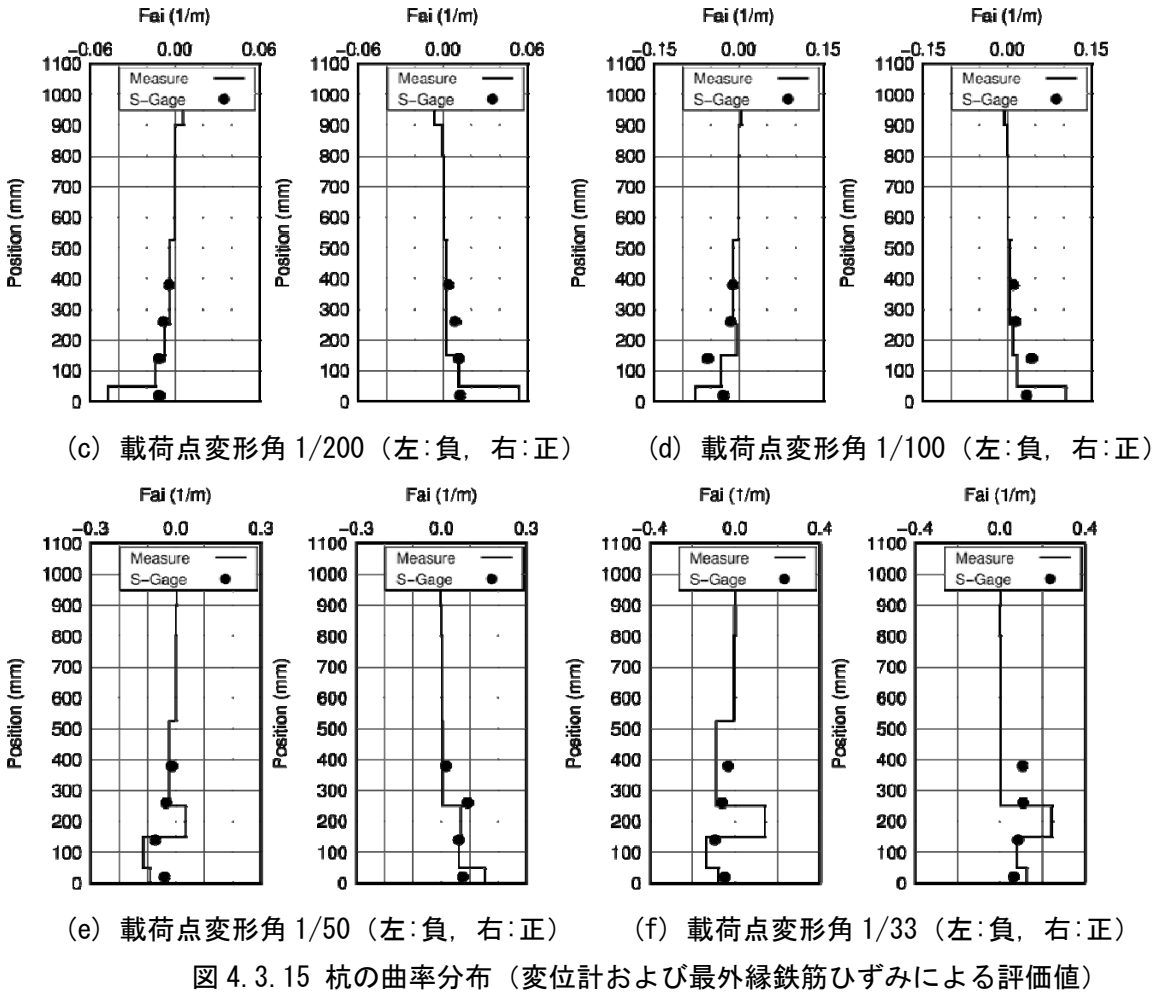


写真 4.3.3 最大変位時の様子



写真 4.3.4 せん断破壊時の様子 (3.0%・2 サイクル目)

4.3.3 試験体 N-2L

試験体 N-2L は, R=0.5%サイクルで最外縁杭主筋が下スタブ上端位置で引張降伏歪に達した。R=2.0%サイクルで圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認され, 最大耐力を記録した。

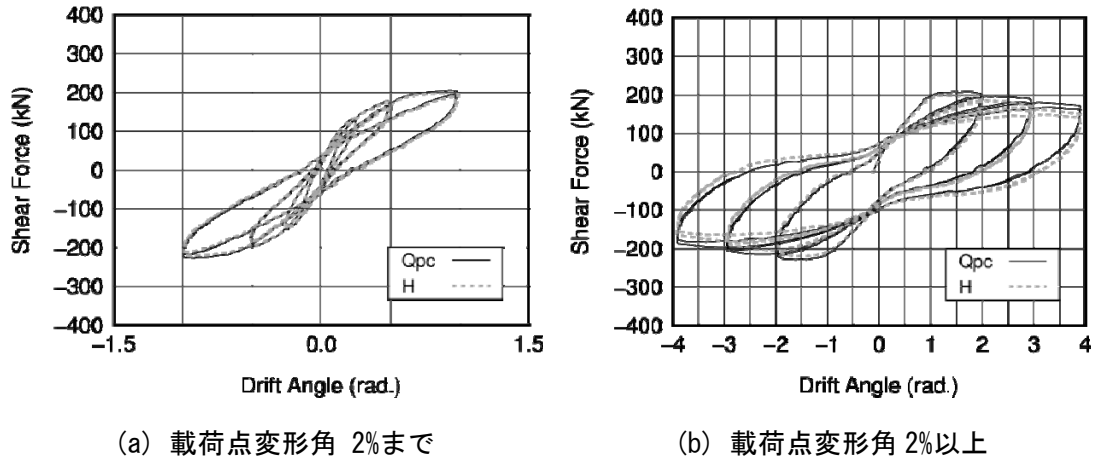


図 4.3.16 No. 3 の水平荷重—変形角関係 (ジャッキ荷重 H と杭頭せん断力 Qpc)

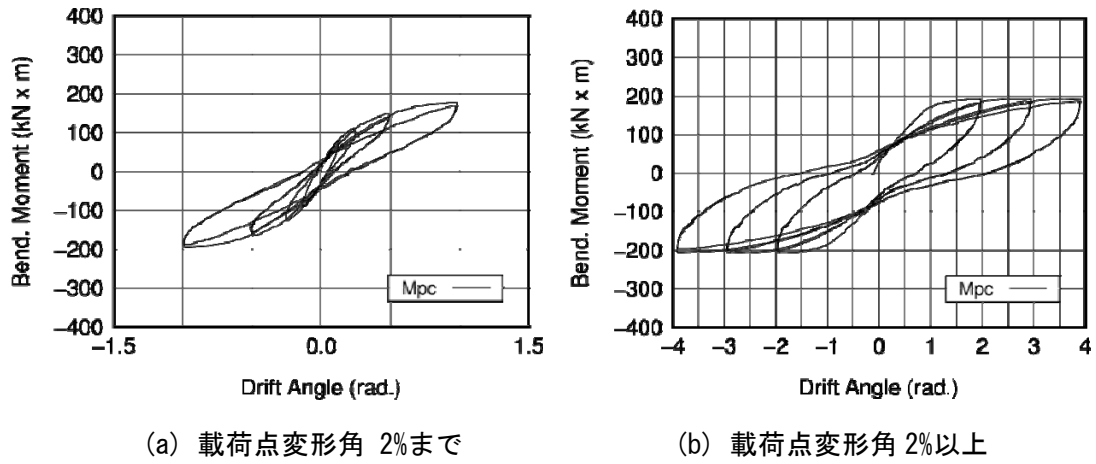


図 4.3.17 No. 2 の杭頭曲げモーメント—変形角関係

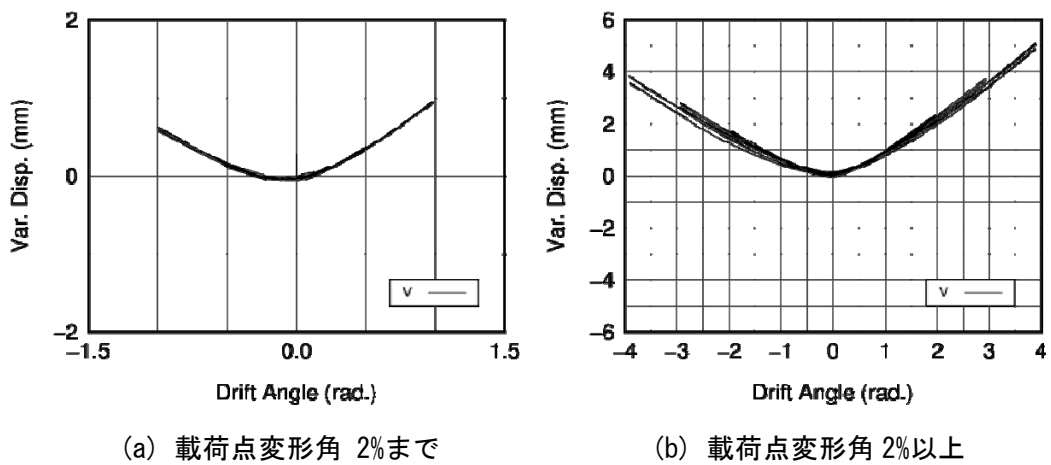
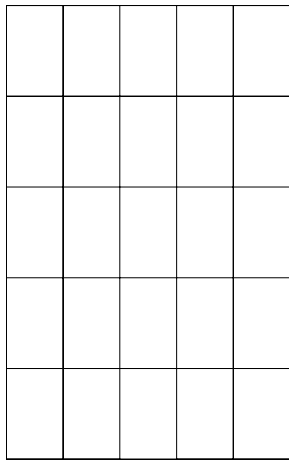
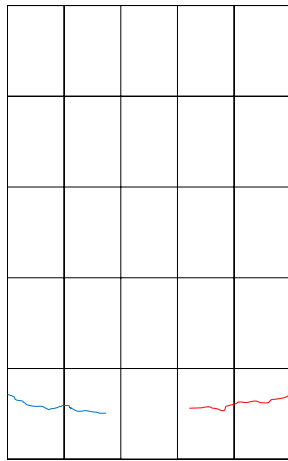


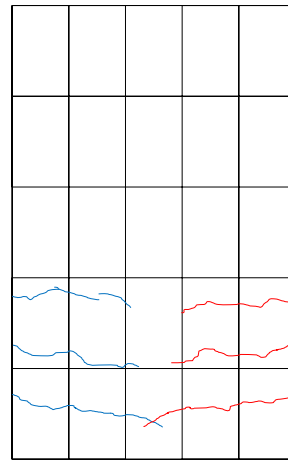
図 4.3.18 No. 3 の軸変形—変形角関係



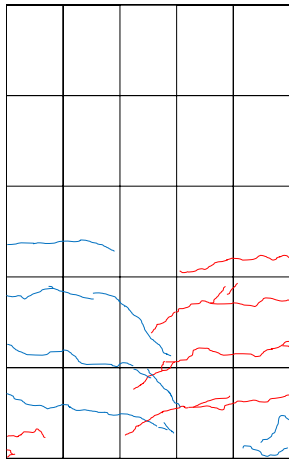
(a) 載荷点変形角 1/800



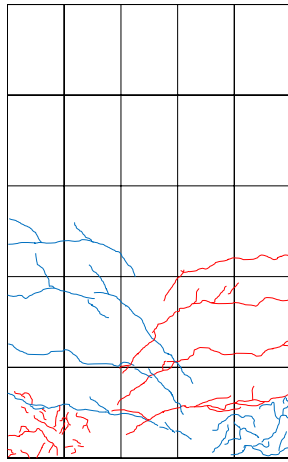
(b) 載荷点変形角 1/400



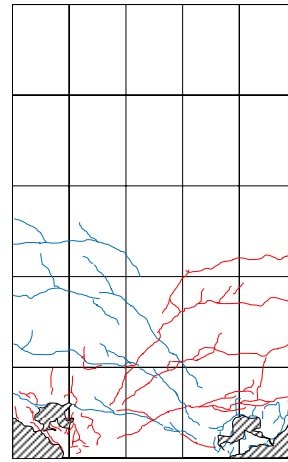
(c) 載荷点変形角 1/200



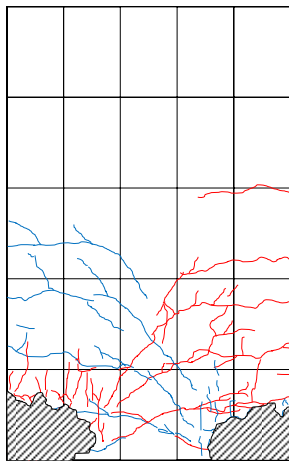
(d) 載荷点変形角 1/100



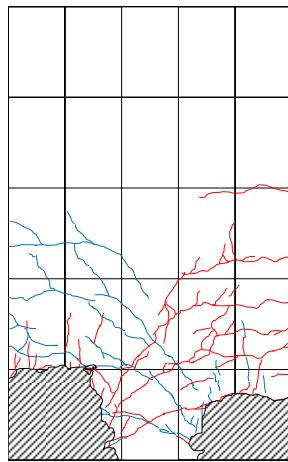
(e) 載荷点変形角 1/50



(f) 載荷点変形角 1/33



(d) 載荷点変形角 1/25



(e) 載荷点変形角 1/20

図 4.3.19 No. 3 の各載荷振幅終了時のひび割れ図

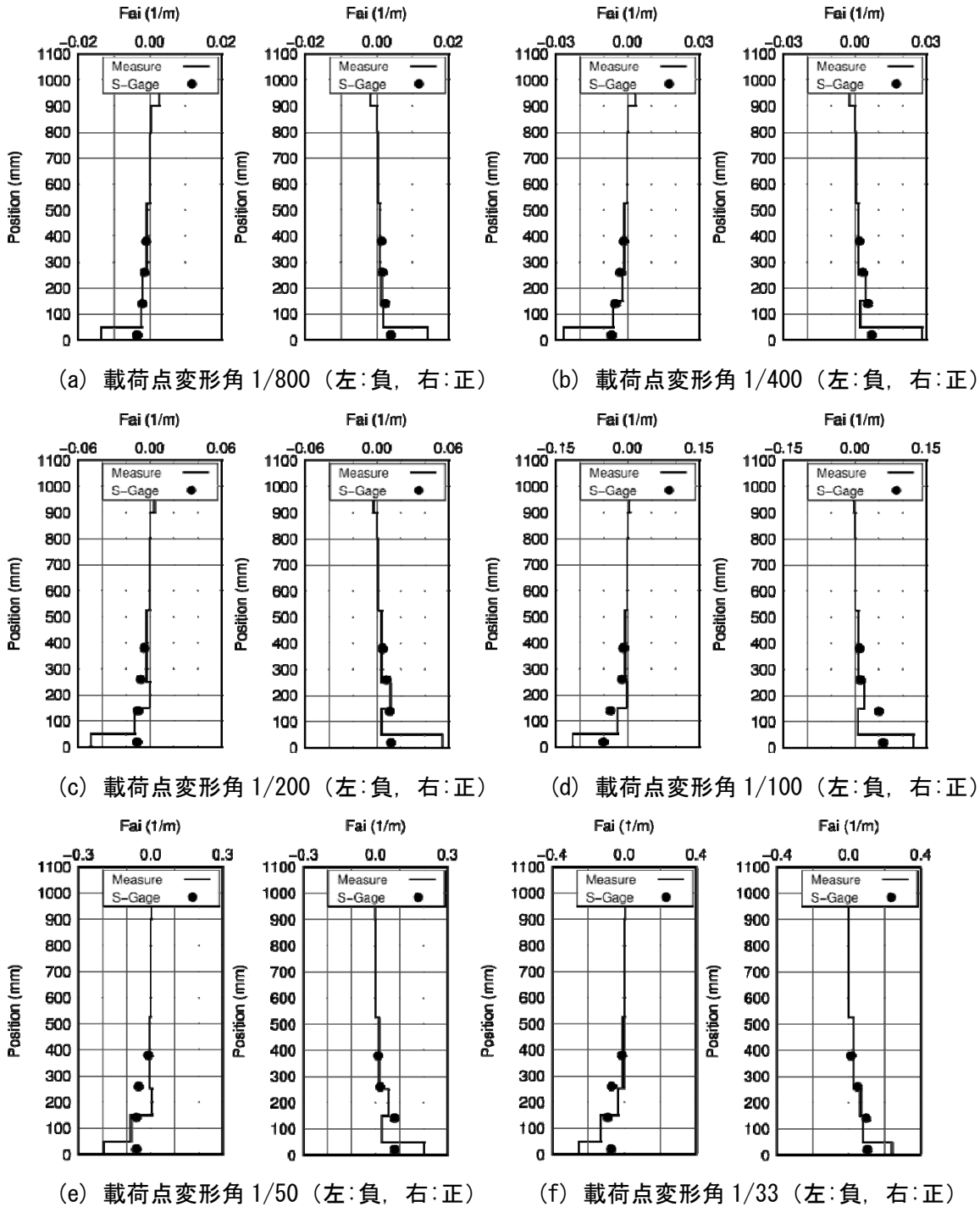


図 4.3.20 杭の曲率分布 (変位計および最外縁鉄筋ひずみによる評価値)

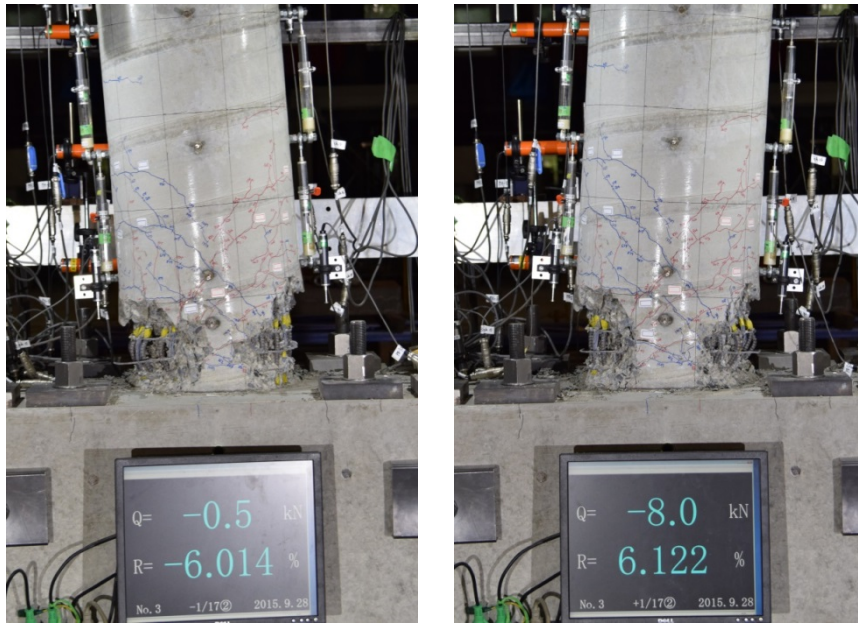


写真 4.3.5 最大変位時の様子

4.3.4 試験体 V-2

試験体 V-2 は、正側（軸力が増加する方向）では、 $R=0.6\%$ で最外縁杭主筋が下スタブ上端位置で引張降伏歪に達し、 $R=1.0\%$ で圧縮側コンクリートの圧壊が確認され、最大耐力を記録した。負側（軸力が減少する方向）では、 $R=-0.4\%$ で最外縁杭主筋が下スタブ上端位置で引張降伏歪に達した。以降、 $R=2.0\%$ サイクルで圧縮側コンクリートの圧壊が確認されたものの、耐力低下は $R=-4\%$ まで生じなかった。

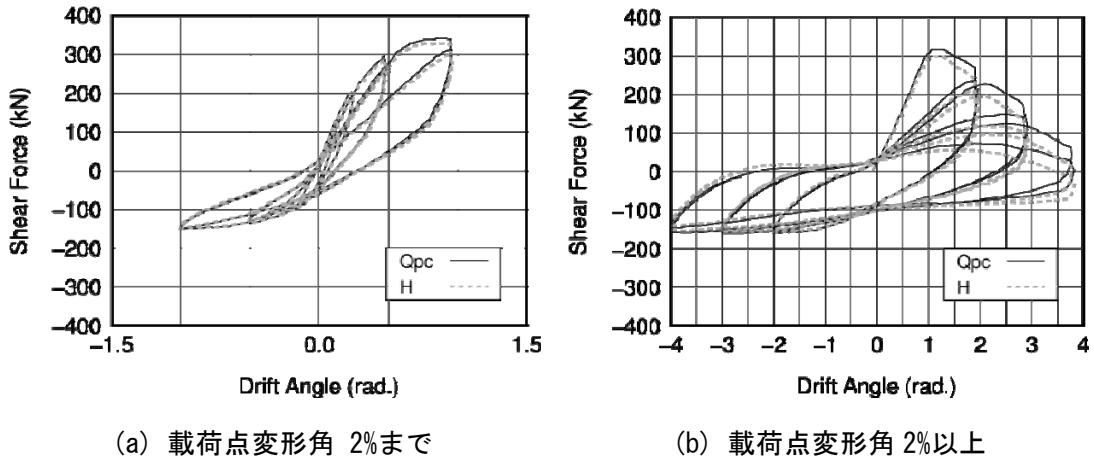


図 4.3.21 水平荷重—変形角関係（ジャッキ荷重 H と杭頭せん断力 Qpc）

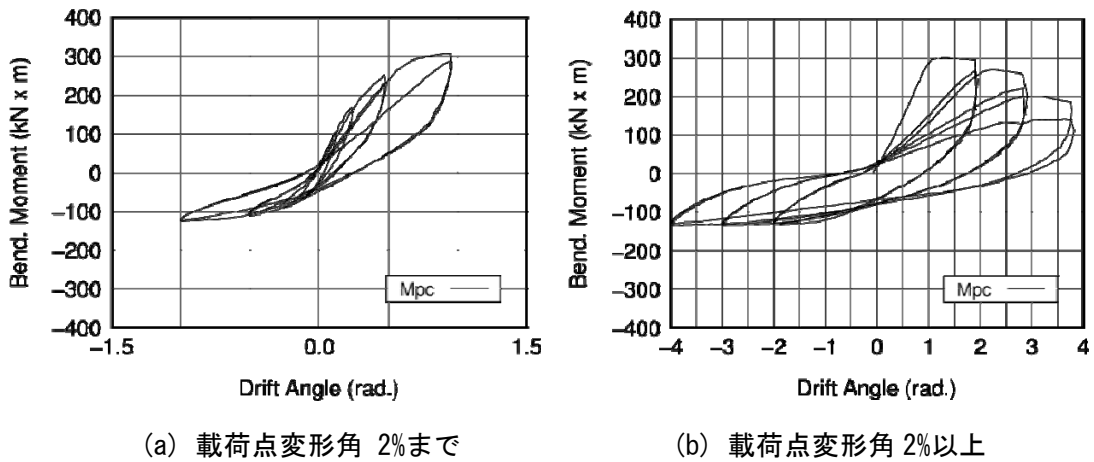


図 4.3.22 杭頭曲げモーメント—変形角関係

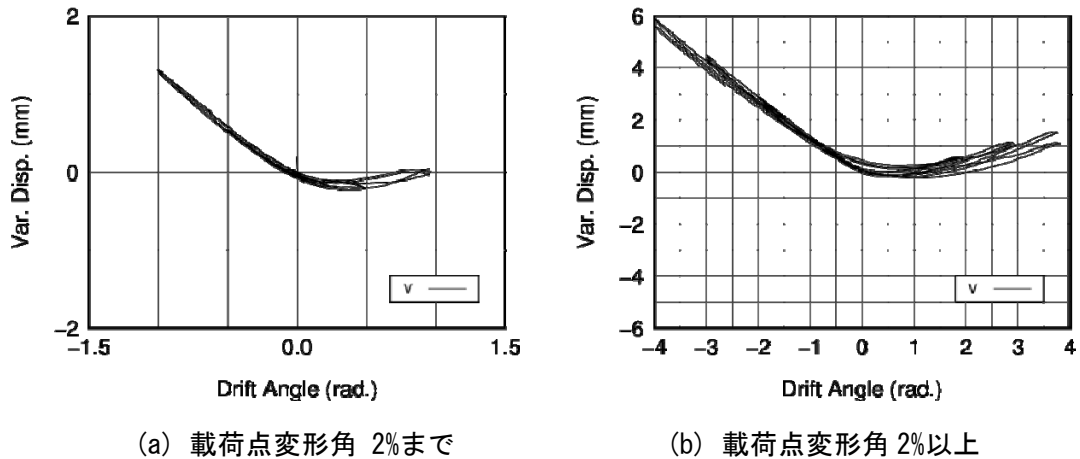
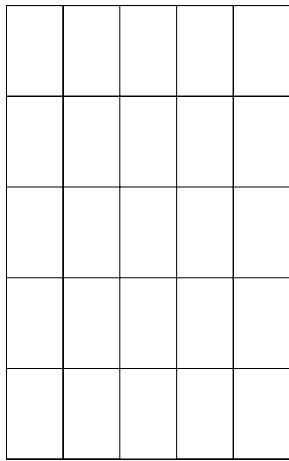
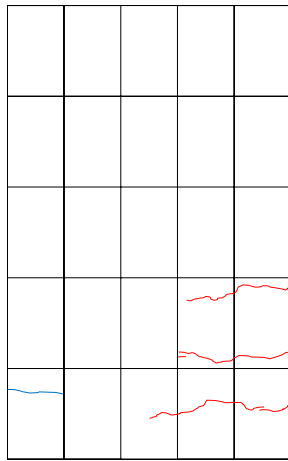


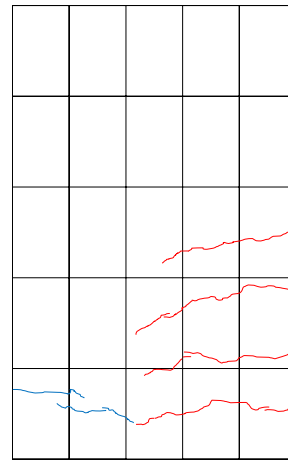
図 4.3.23 軸変形—変形角関係



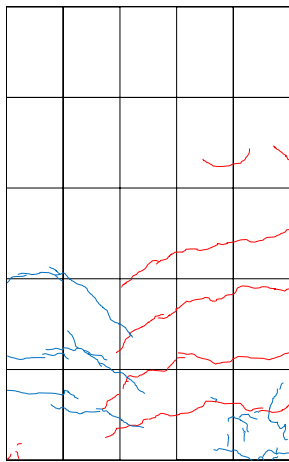
(a) 載荷点変形角 1/800



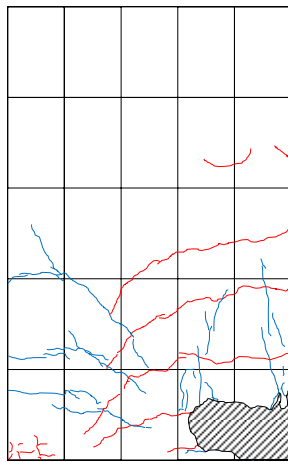
(b) 載荷点変形角 1/400



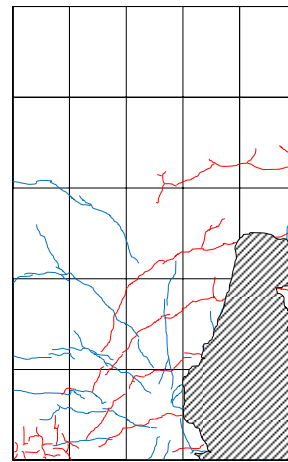
(c) 載荷点変形角 1/200



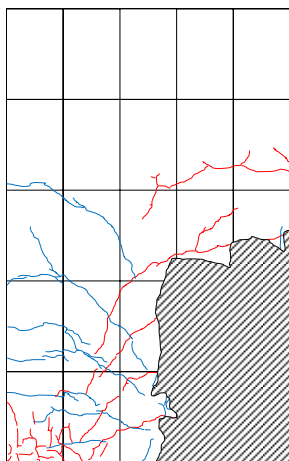
(d) 載荷点変形角 1/100



(e) 載荷点変形角 1/50



(f) 載荷点変形角 1/33



(g) 載荷点変形角 1/25

図 4. 3. 24 各載荷振幅終了時のひび割れ図

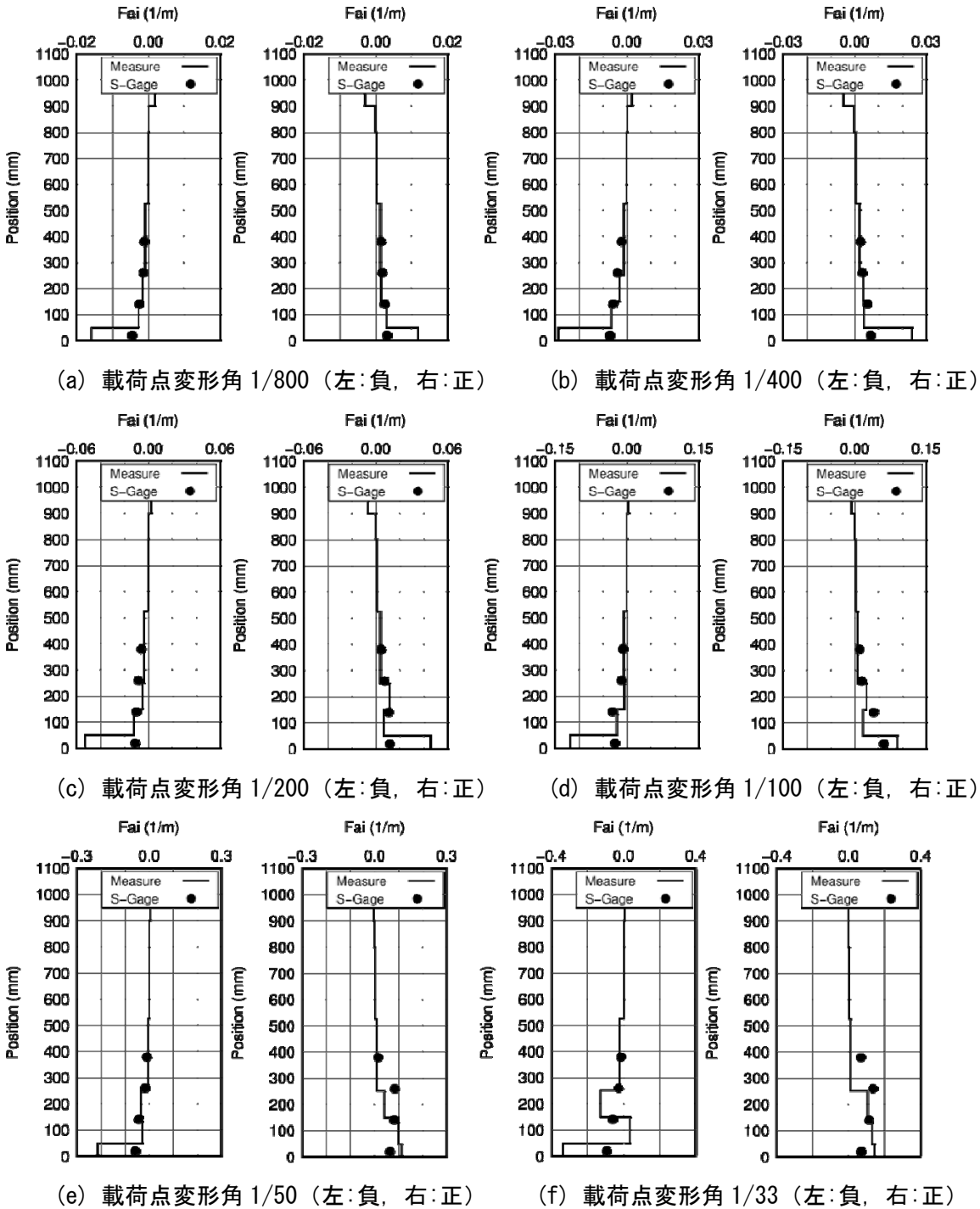


図 4.3.25 杭の曲率分布 (変位計および最外縁鉄筋ひずみによる評価値)

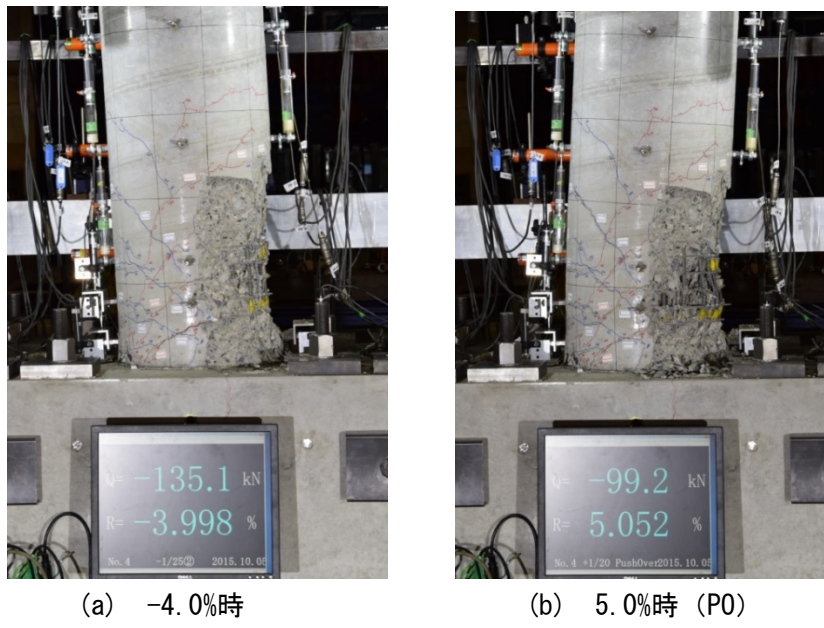


写真 4.3.6 最大変位時の様子

4.3.5 試験体 N-1.75-S-1

破壊過程

R=0.25%サイクル

端部に曲げひび割れが発生

R=0.5%サイクル

杭頭・杭脚部から 150~200mm の位置に曲げひび割れが発生

最大ひび割れ幅 0.15mm

R=1%サイクル

主筋の引張降伏（上側 0.80% 下側 0.66%）

杭頭・杭脚部の曲げ圧壊が発生（R=0.76%）

最大耐力時，主筋は4段目（20本中7本）までが引張降伏

R=2%サイクル1回目

せん断ひび割れが発生し，耐力が徐々に低下（せん断破壊）

正側，負側ともに R=1.1%

せん断ひび割れはやや下側による傾向が見られる。

R=2%サイクル2回目正側

R=1.75%で軸支持能力を喪失，せん断ひび割れ部が滑るように軸方向破壊

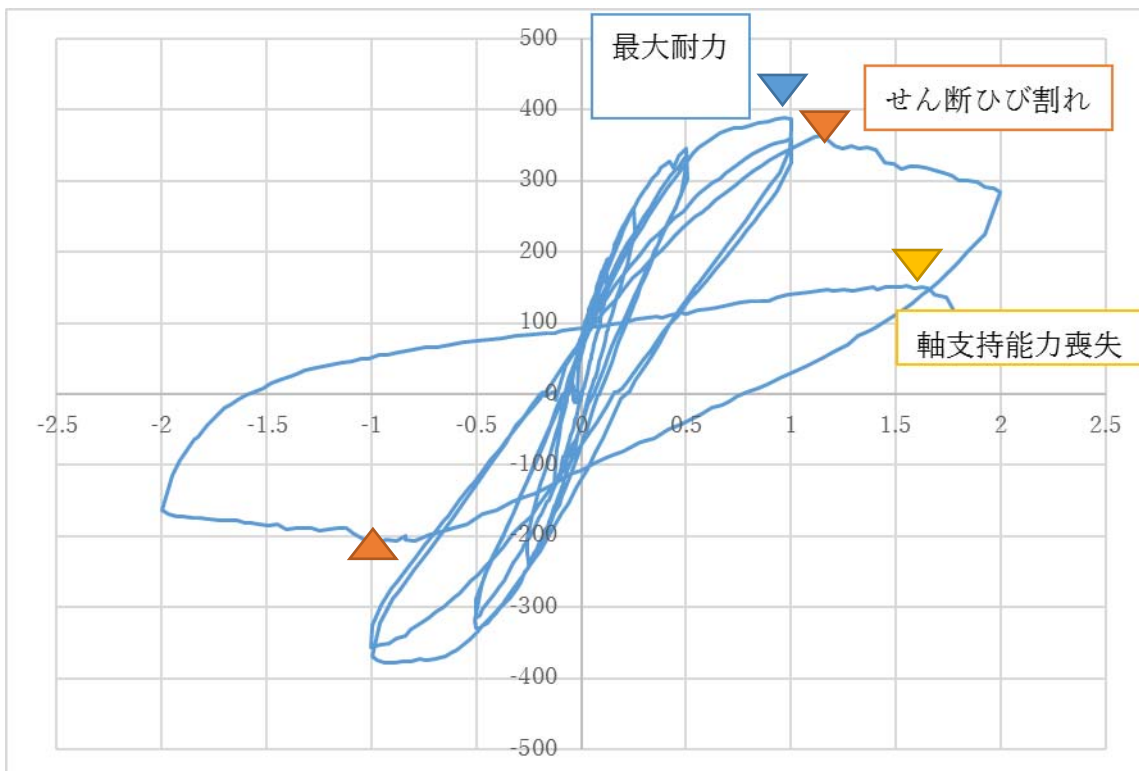
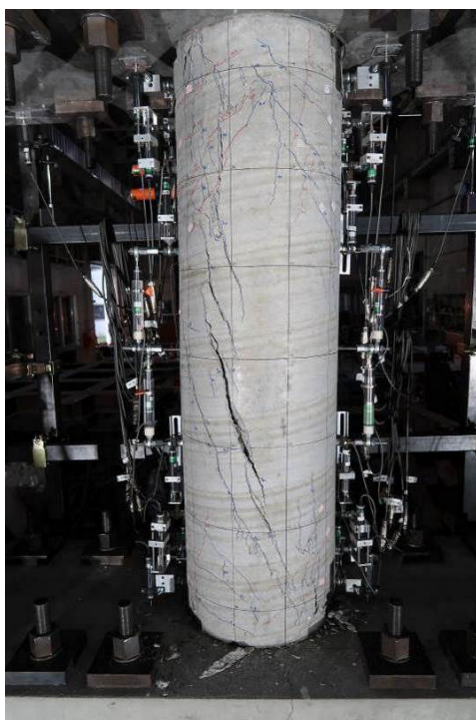
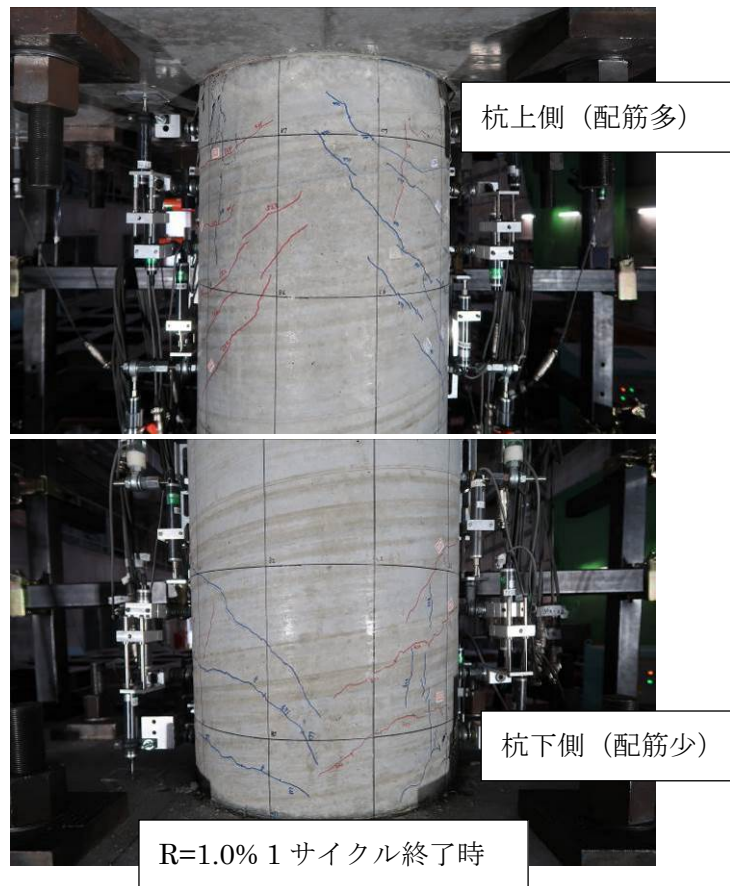
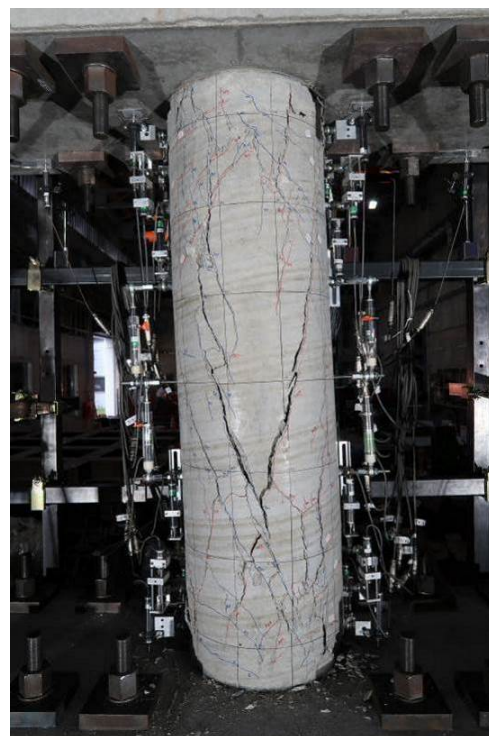


図 4.3.26 荷重—変形角関係



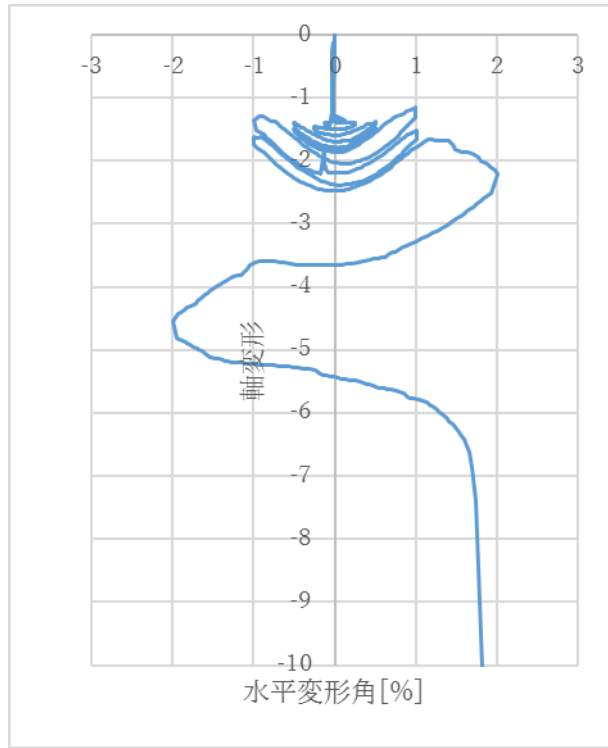
・ R=2%サイクル正側 1 回目



・ R=2%サイクル負側 1 回目



最終破壊状況（軸支持能力喪失）



軸方向変形と水平変形角の関係

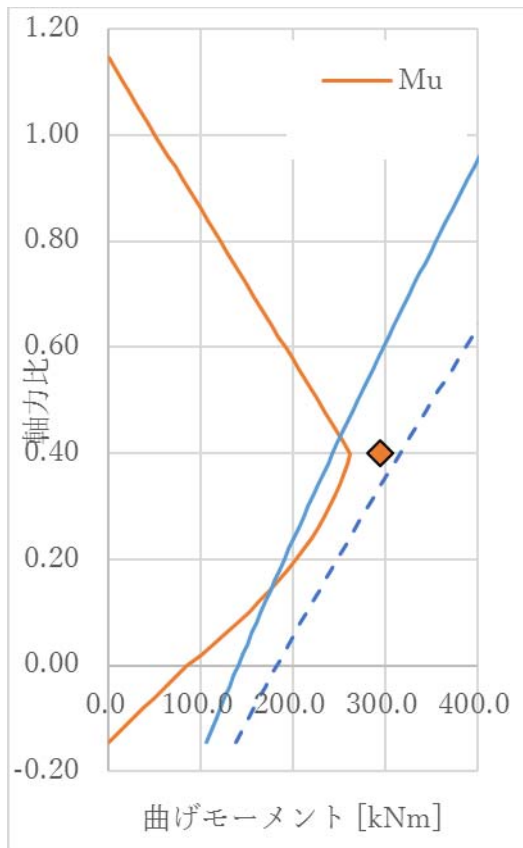


図 4.3.27 N-M相関と No.7 最大耐力

4.3.6 試験体 N-1.75-S-C

破壊過程

R=0.25%サイクル

端部に曲げひび割れが発生

R=0.5%サイクル

杭頭部から 150~200mm の位置に曲げひび割れが発生

最大ひび割れ幅 0.25mm

R=1%サイクル

主筋の引張降伏（水平変形角 0.60%），ほぼ同時にコンクリートの圧壊が発生

R=0.857 で最大耐力，主筋は 3 段目（20 本中 5 本）までが引張降伏

R=2%サイクル

圧壊領域が進展し，耐力が徐々に低下

R=3%サイクル 1 回目正側

R=3%到達後除荷時に，圧壊により軸支持能力を喪失

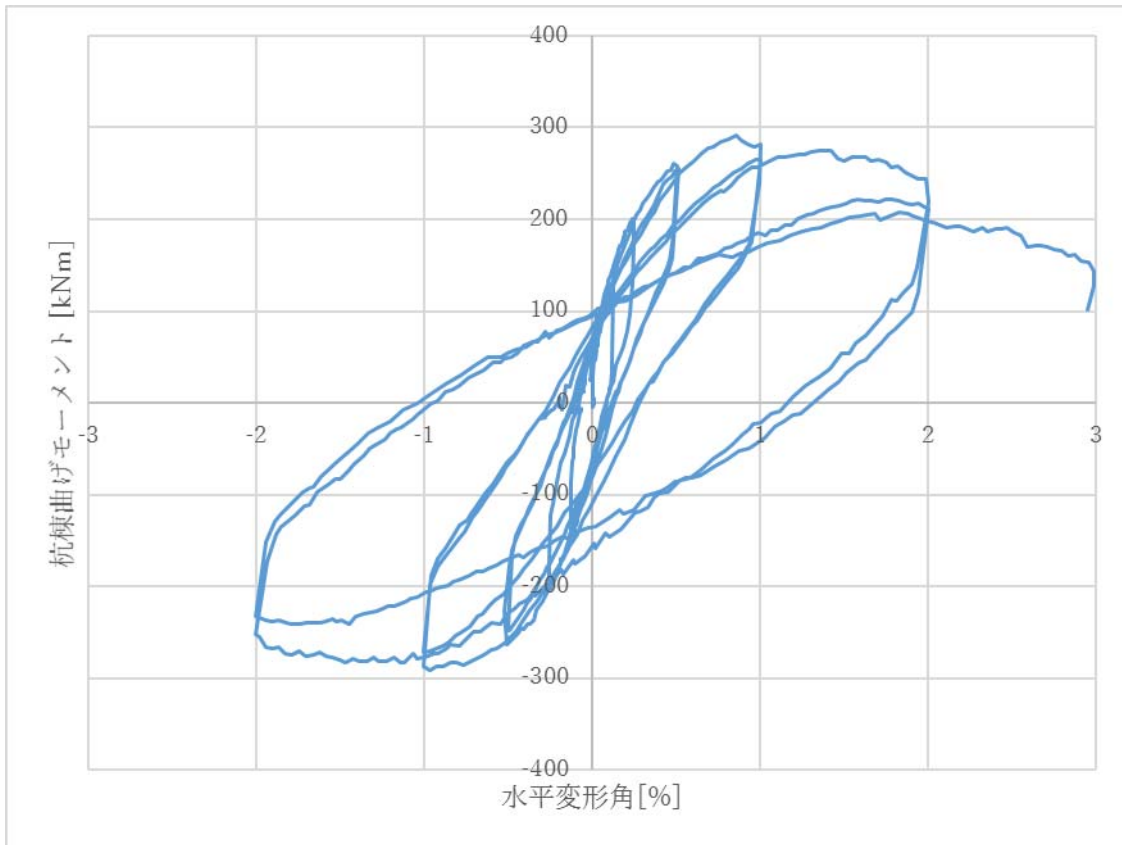
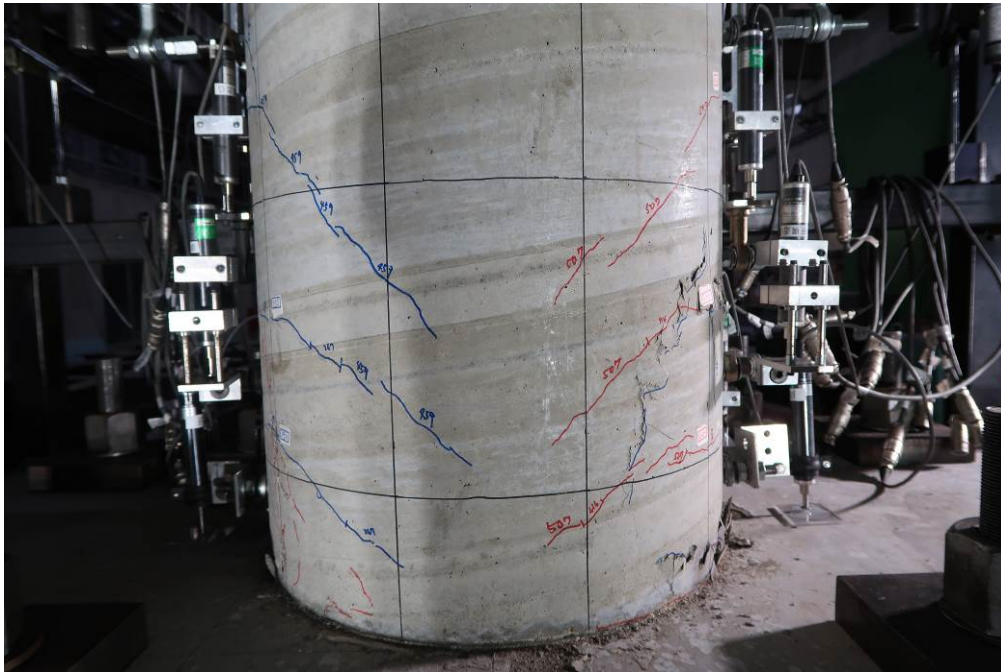
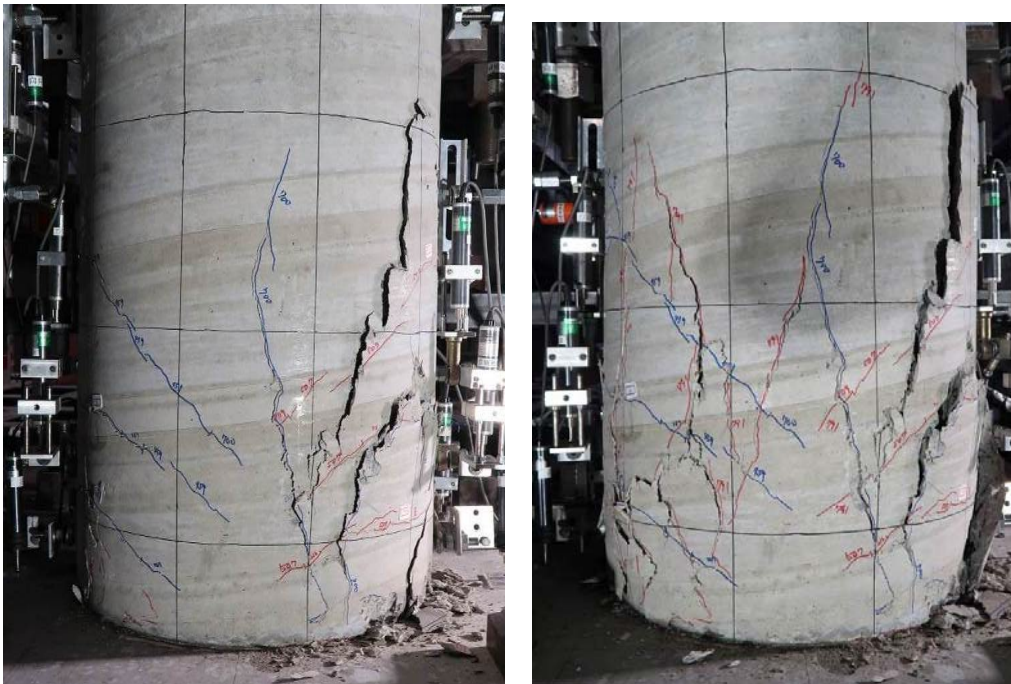


図 4.3.28 杭頭曲げモーメントー変形角関係



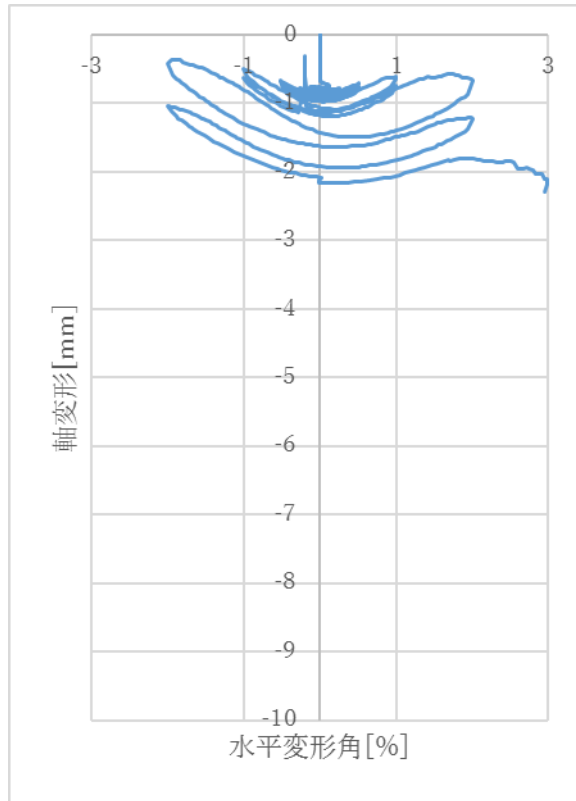
R=1.0%サイクル終了時



R=2.0%サイクルピーク時



最終破壊状況（軸支持能力喪失）



軸方向変形と水平変形角の関係

図 4.3.29 結果

4.3.7 試験体 V-1.75

軸力比は、圧縮側は鉄筋圧縮耐力+コンクリート圧縮耐力に対する比、引張側は鉄筋引張耐力に対する比として定義する。

耐震杭実験 No.5(鉄筋あり)と同様に、軸力比を-0.21~+0.36 (変形0時は軸力比 0.087)として載荷した。

軸力は、杭頭曲げモーメントに対して比例関係となるように制御した。

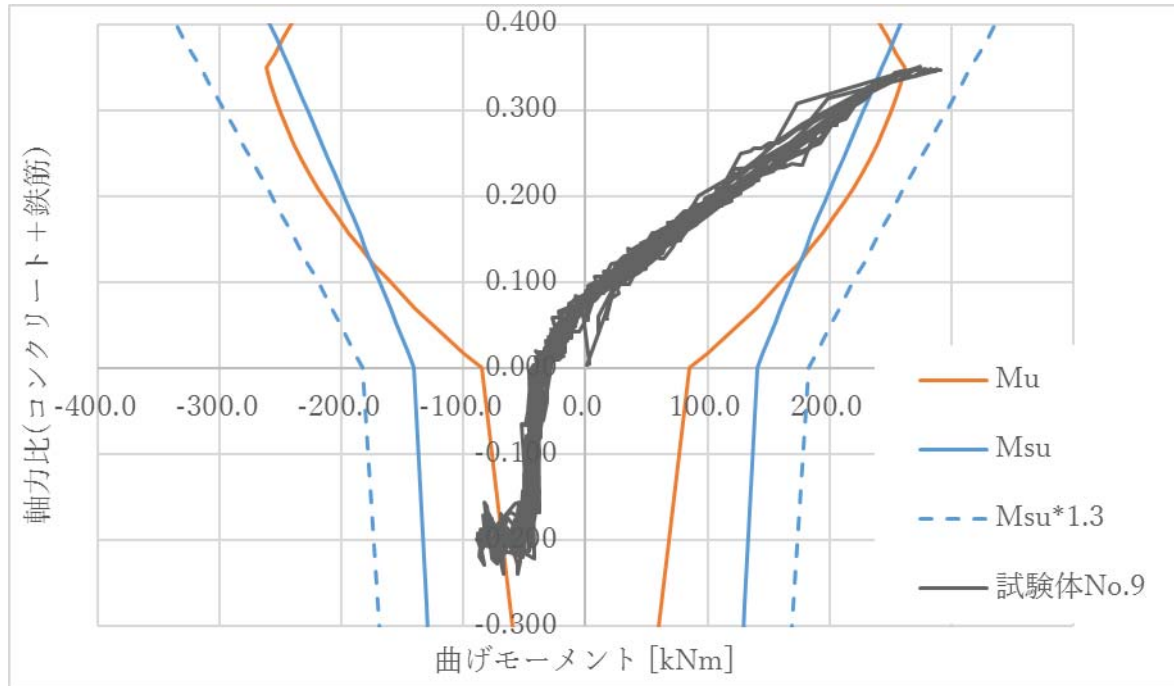


図 4.3.30 曲げモーメント—軸力比関係

破壊過程

R=0.125%サイクル

負側で端部に曲げひび割れ発生

R=0.25%サイクル

負側の曲げひび割れが増加

R=0.5%サイクル

正側でも曲げひび割れが発生

負側では R=-0.33%で主筋が引張降伏

最大ひび割れ幅は、正側で 0.25mm，負側で 0.50mm

R=1%サイクル

主筋の引張降伏 (水平変形角 0.59%)，ほぼ同時にコンクリートの圧壊が発生

R=0.87%で最大耐力，主筋は 4 段目 (20 本中 7 本) までが引張降伏

R=2%サイクル

正側では圧壊領域が進展し，耐力が徐々に低下

主筋の座屈を確認

R=4%サイクル

2 サイクル目正側載荷中に軸支持能力の低下を確認

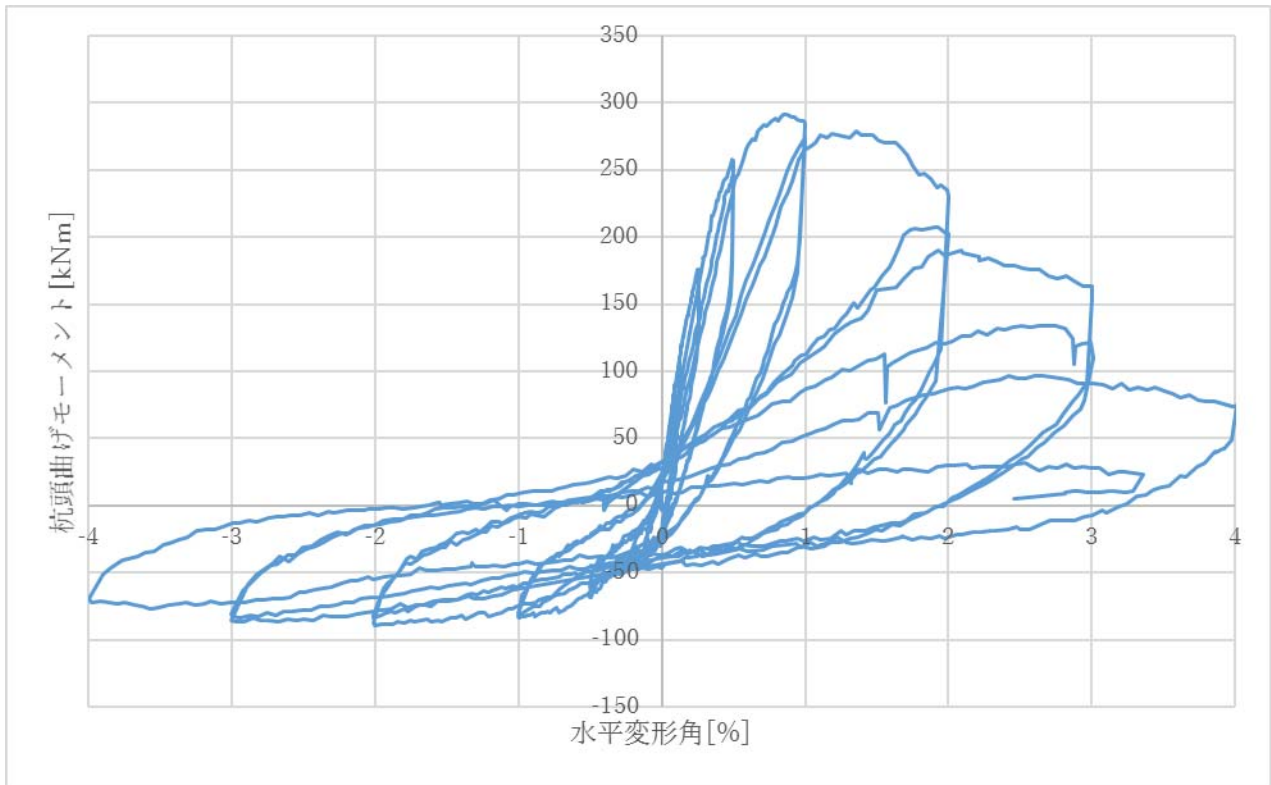
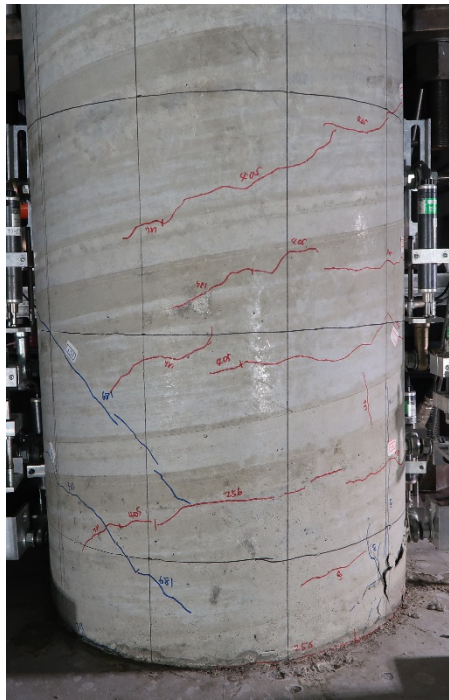
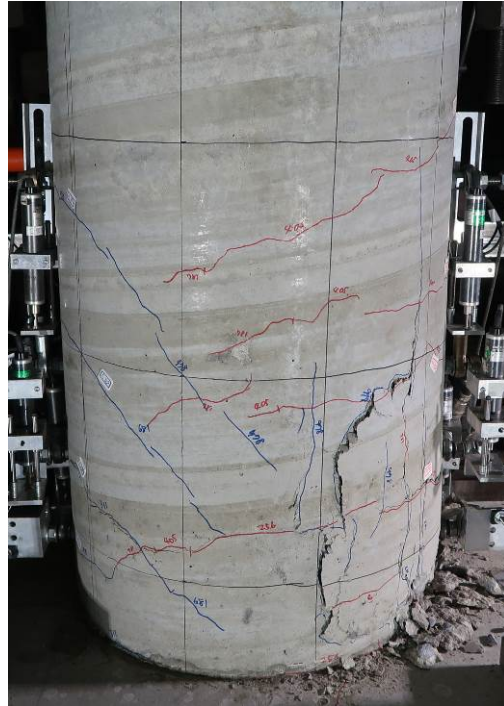


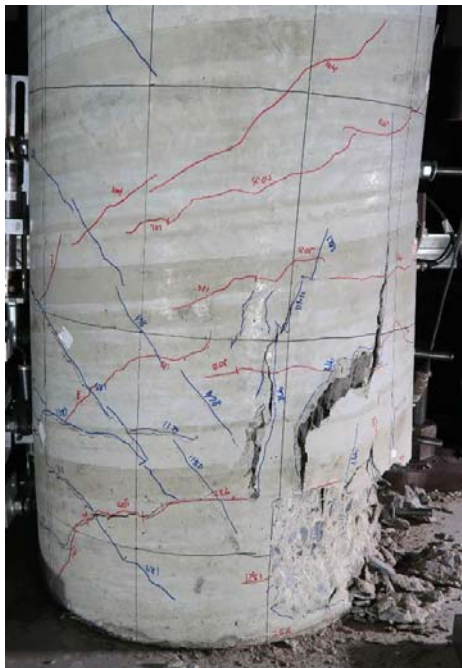
図 4.3.31 杭頭曲げモーメントー変形角関係



R=1.0%サイクル終了時



R=2.0%ピーク時



R=3.0%ピーク時



軸支持能力喪失時

写真 4.3.7 実験時の様子

4.3.8 試験体 N-1.4S

R=0.5%で曲げひび割れが生じたことが確認された。R=+0.928%で、せん断ひび割れの発生と同時に、せん断補強筋が破断し、せん断破壊した。最大耐力は 523.9kN であり、荒川 mean 式計算値の 1.37 倍程度である。最大耐力時、柱脚部の引張側主筋のひずみは 2000 μ 程度であり、曲げ降伏前にせん断破壊している。

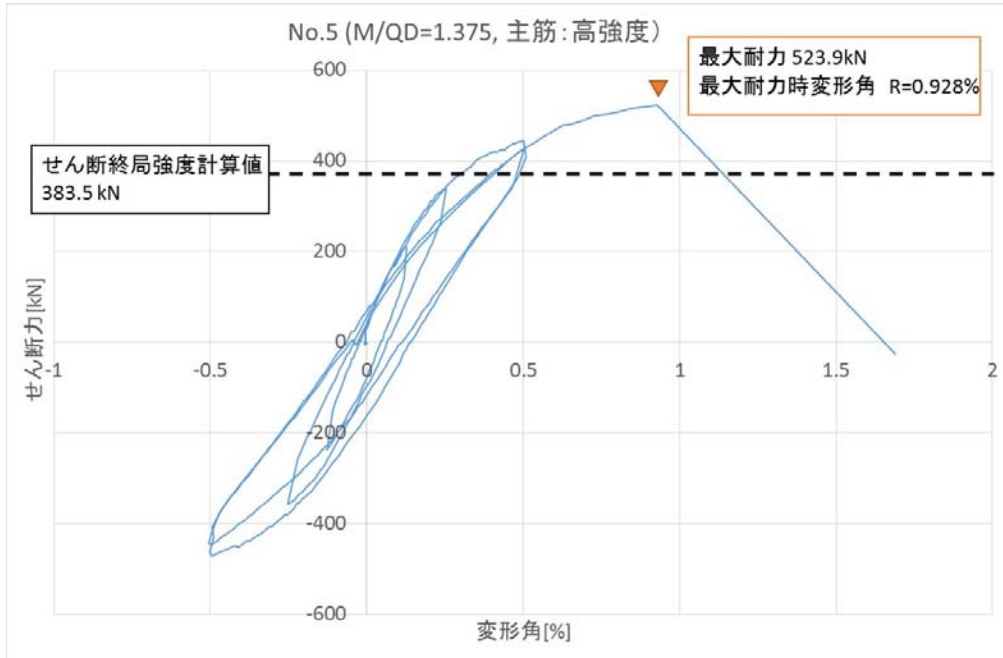


図 4.3.32 荷重—変形角関係



(a) R=+0.5%時

(b) 実験終了時

写真 4.3.8 実験時の様子

4.3.9 試験体 N-1.4S-H

R=0.5%で曲げひび割れが生じたことが確認された。R=+0.878%で、せん断ひび割れの発生と同時に、せん断補強筋が破断し、せん断破壊した。最大耐力は 520.4kN であり、計算値の 1.36 倍程度である。主筋は、R=0.388%で圧縮降伏しており、R=0.5%時には端部コンクリートの圧壊が確認されている。圧壊が先行したものの、正側で引張側となる主筋は、負側の R=0.5%(1 回目)で圧縮降伏した後に、正側 R=0.5%(2 回目)で引張降伏している。

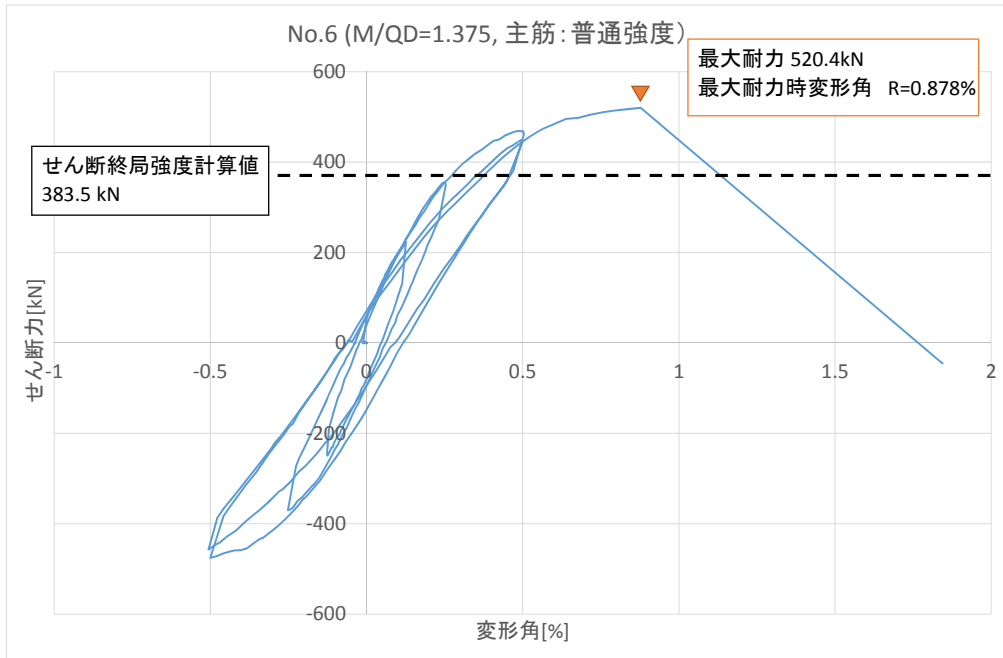


図 4.3.33 荷重—変形角関係

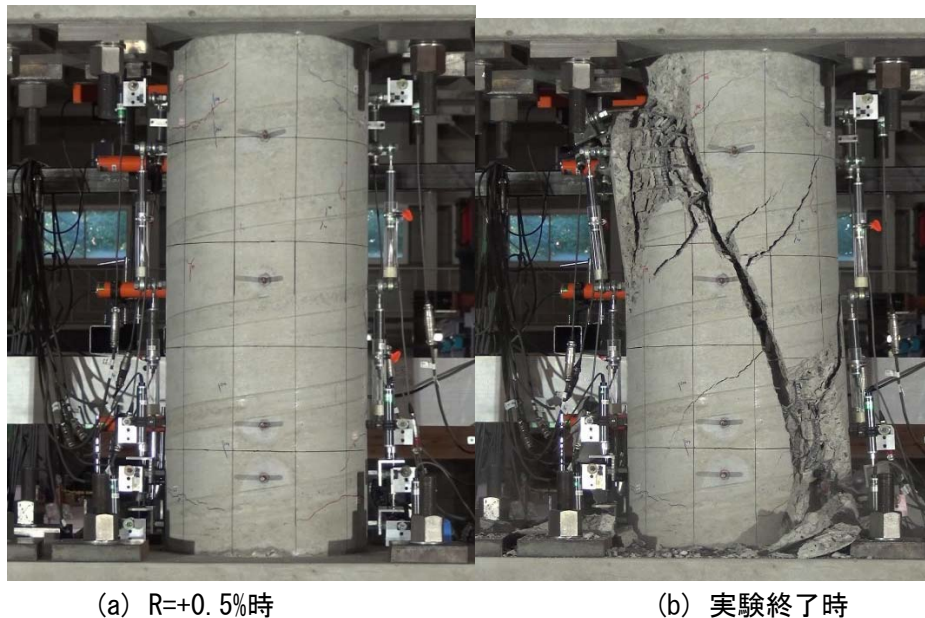


写真 4.3.9 実験時の様子

4.3.10 補修試験体 N-3L-R

N-3L 試験体の下半分を補修した試験体である。本試験体は、試験体セッティング作業中に誤って引張軸力が導入されたため、柱脚部から 200~400mm の範囲の補修部に斜めひび割れが 1 本が発生した。

R=0.5%サイクルで、曲げひび割れが複数発生した。正方向では、R=1.0%サイクルで最大耐力となり、補修部と既存部の境界付近のモルタルが剥落した。負方向では、R=1.6%で補修部と既存部の境界付近のモルタルが剥落し、最大耐力となった。いずれの方向においても、補修前の No.1 試験体の最大耐力を超えず、曲げ耐力計算値に対しても最大耐力は 8 割程度であった。

引張軸力によるひび割れについては、载荷中は柱脚部の曲げひび割れと同様にひび割れが開閉しており、剛性に影響を与えていた可能性がある。しかし、最大耐力付近では上述のように補修部と既存部の境界付近での圧壊が生じており、最大耐力に与える影響は小さかったと考えられる。

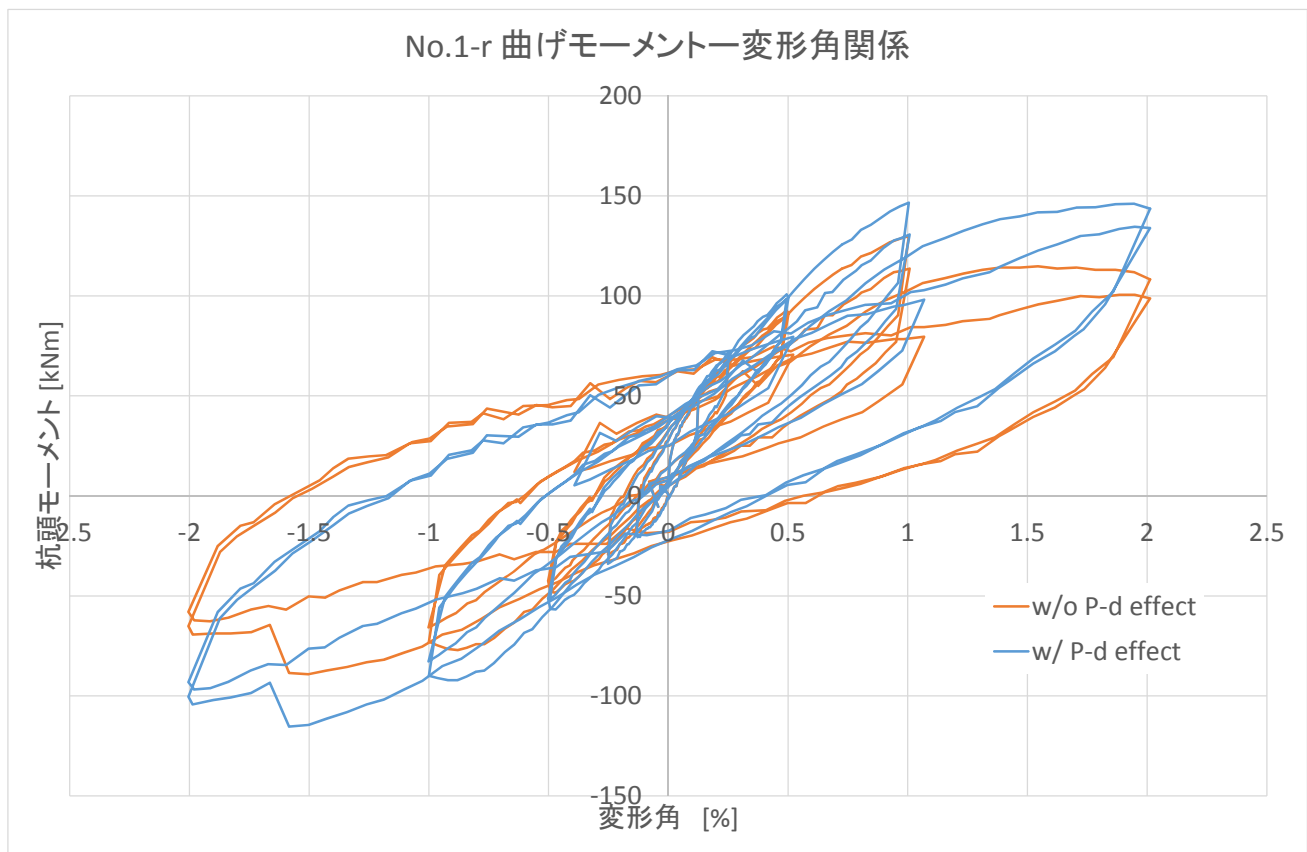
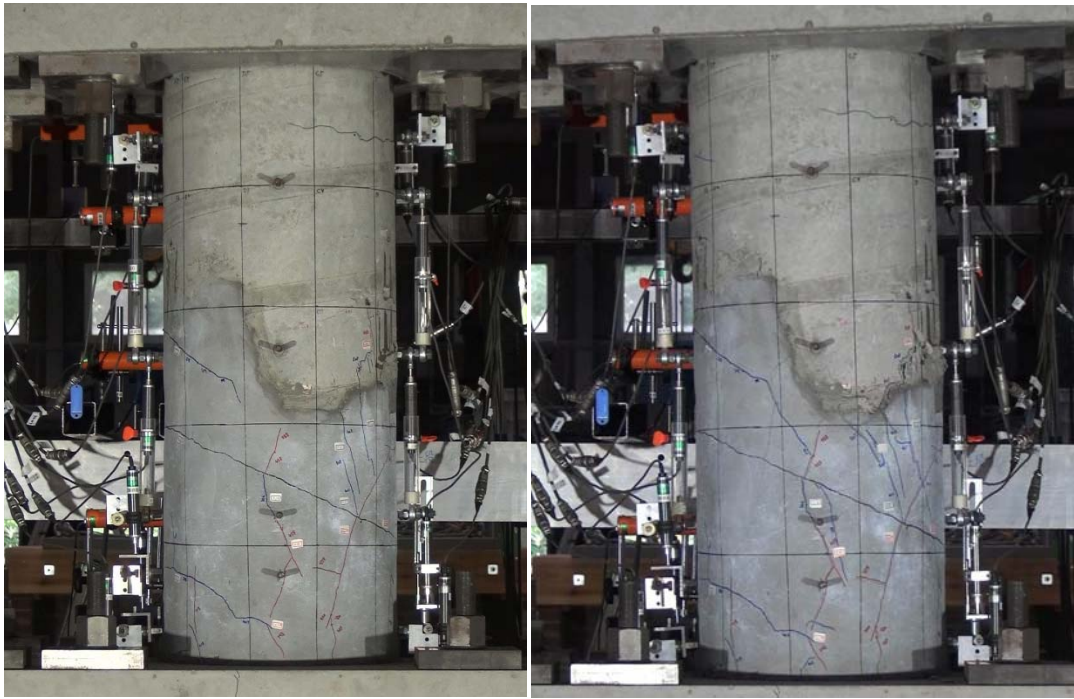


図 4.3.34 荷重—変形角関係



(a) R=1.0%サイクル終了時

(b) R=-1.6%時点

写真 4.3.10 実験時の様子

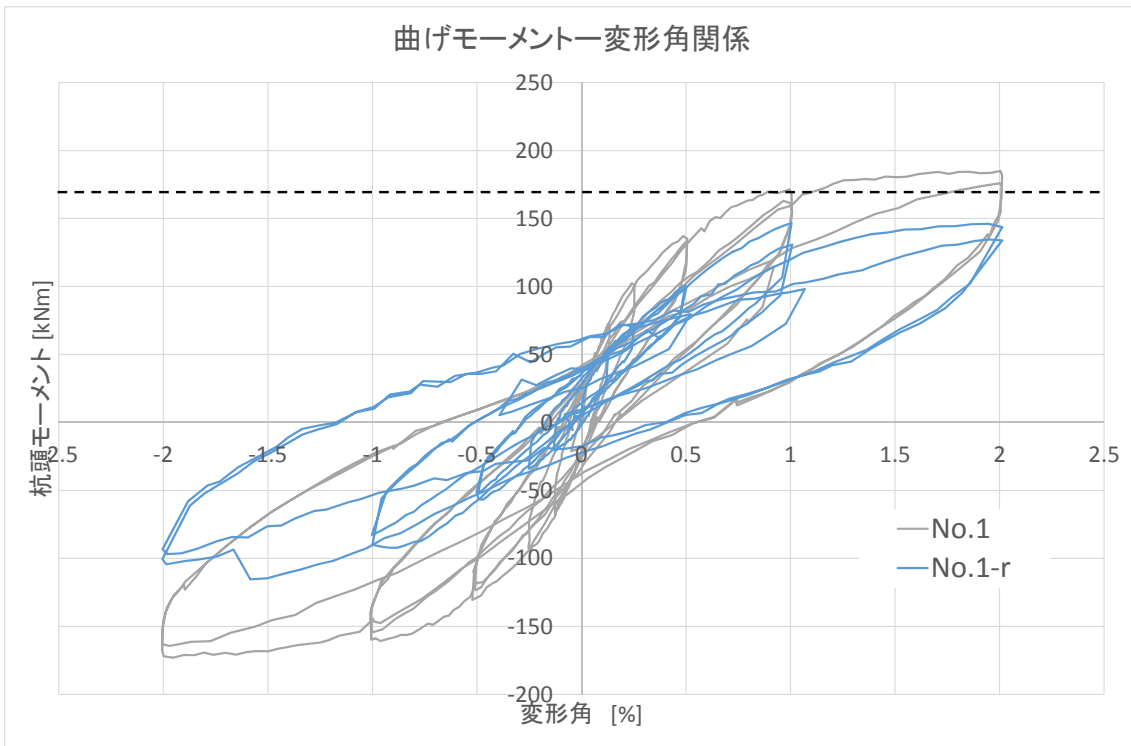


図 4.3.35 荷重—変形角関係

4.3.11 補修・補強試験体 N-2S-R

R=2.0%サイクルで最大耐力となった。最大耐力以降は、鋼板巻部脚部での曲げ変形が卓越し、R=4.0%サイクルの負方向で、アンカー筋の破断が確認された。曲げ耐力は、補強断面の曲げ強度（240kN）を大きく超えた。

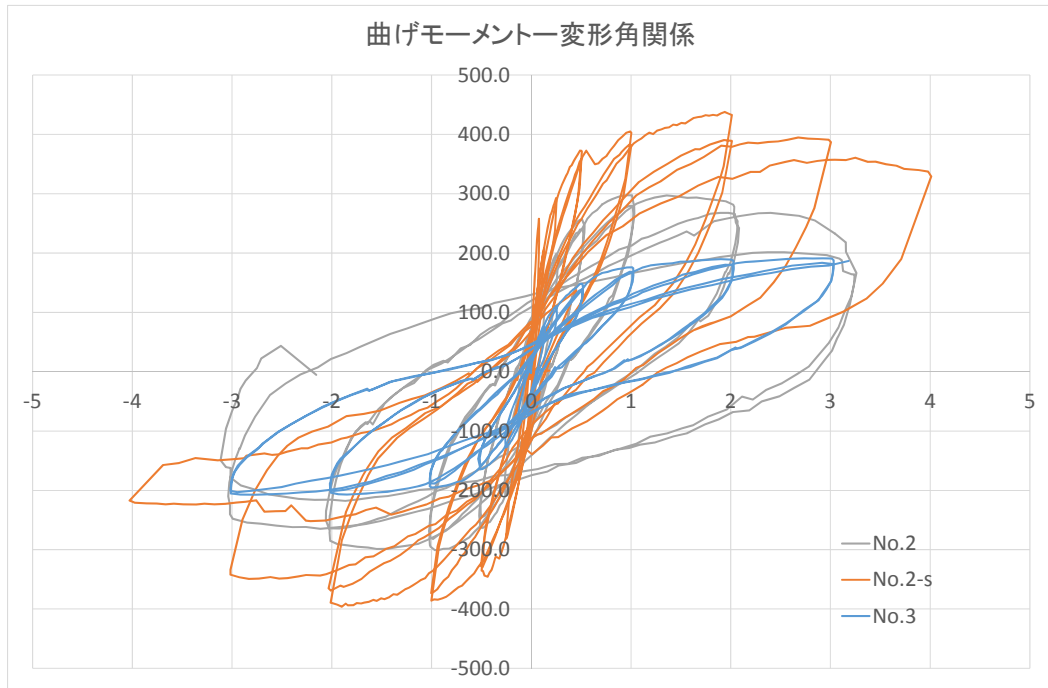
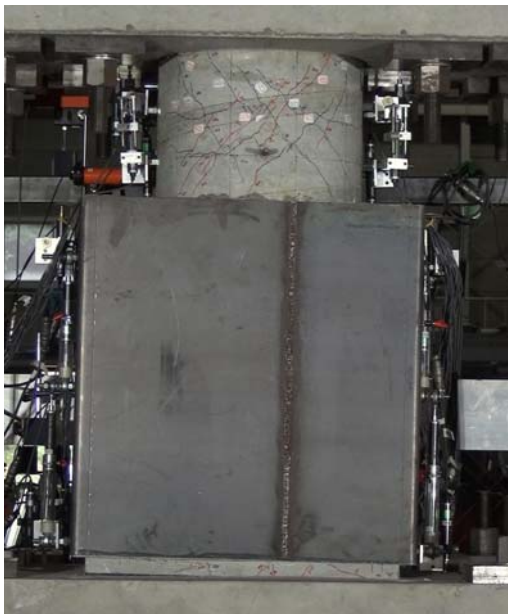


図 4.3.36 荷重—変形角関係



(a) R=+3%時



(b) アンカーの破断

写真 4.3.11 実験時の様子

4.3.12 補修・補強試験体 N-2L-R

R=1.0%サイクルで最大耐力となった。最大耐力以降は、鋼板巻部脚部での曲げ変形が卓越したが、アンカー筋の破断は確認されなかった。

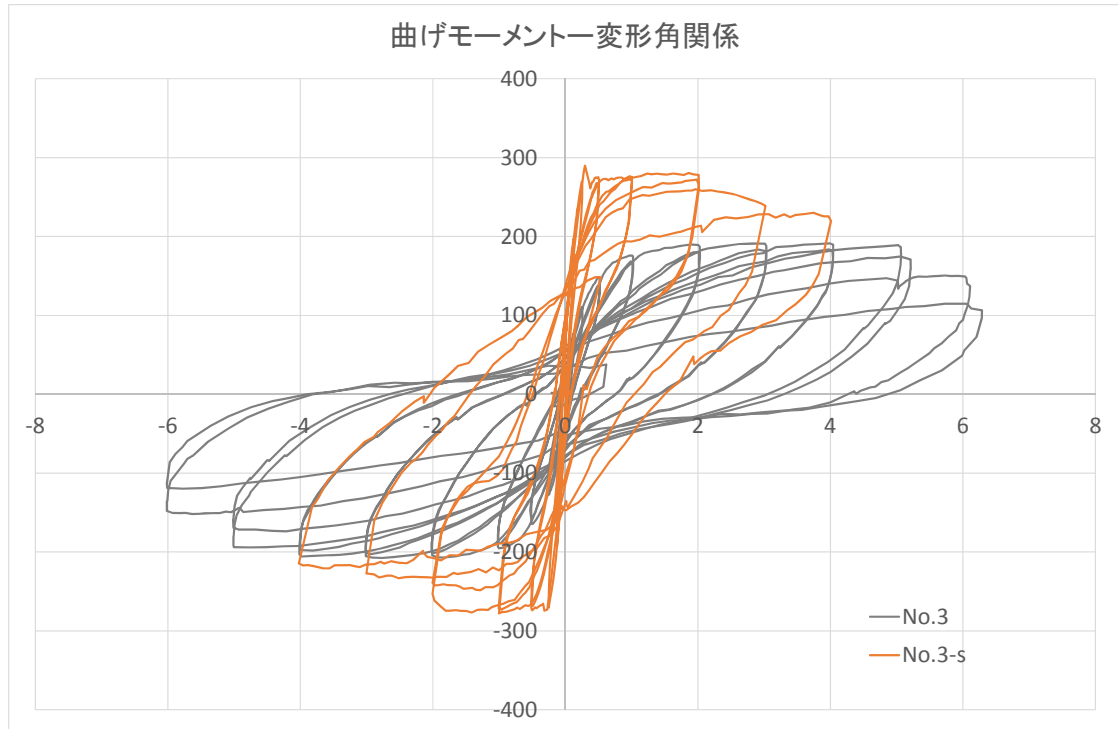
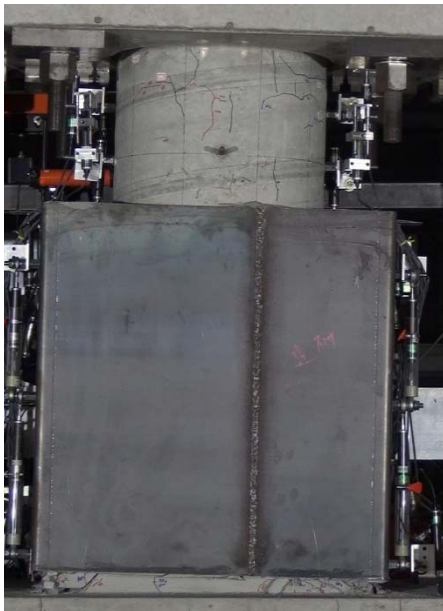


図 4.3.37 荷重—変形角関係



(a) R=+3%時



(b) 脚部の損傷状況（アンカー破断無し）

写真 4.3.12 実験時の様子

4.4 考察

4.4.1 最大耐力の評価

杭体の耐力を、既往の柱の耐力評価式により評価する場合の評価精度について検討する。杭の曲げ耐力 M_u は、円形断面を等価な正方形断面に置換し、構造関係技術基準解説書^[4-8]に示される柱の曲げ耐力略算式を適用して算定した。

$$M_u = 0.5 g_1 a_g \sigma_y d_e + 0.5 N d_e (1 - \eta) \tag{式 4.1}$$

ここに、 g_1 : 応力中心距離比(=0.8), a_g : 主筋全断面積, σ_y : 主筋の降伏強度, d_e : 等価正方形断面の辺長

杭のせん断耐力は、円形断面の直径と部材せいが同一となるように置換した等価矩形断面に対して柱のせん断耐力評価式を適用して算定した。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.0015 p_{we} f_{c-1.5}}{M f d_e - 0.11} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wye} + 0.1 \sigma_j} \right\} b_e j_e \tag{式 4.2}$$

ここに、 p_{te} : 等価断面の引張鉄筋比, d_e : 等価断面有効せい, b_e : 等価断面幅, p_{we} : 等価補強筋比, σ_{wye} : 補強筋等価降伏強度, j_e : 有効せい (=7/8 d_e)

なお、補強した試験体(N-2S-R, N-2L-R)については、曲げ耐力は補強部分の断面を対象として、あと施工アンカーを主筋に置き換え、(式 4.1) を適用した。また、せん断耐力については、補強部分は大断面で十分なせん断耐力を有しているため、補強をしていない上部側を評価対象として算定した。

実験時最大耐力と計算耐力を比較した結果を表 4.4.1 に示す。曲げ型試験体 (N-3L, N-2S, N-2L, V-2) は、曲げ耐力の実験値/計算値が 1.05~1.52 となり、概ね安全側に評価されることが分かる。曲げ耐力の評価精度は、既往の文献^{[4-2], [4-4]}での検討結果とほぼ同様である。せん断型試験体(N-1.4S-H, N-1.4S)では、せん断耐力の実験値/計算値が 1.33~1.34 となり、既往の文献^[4-3]における検討結果とほぼ同様の評価精度となった。

補修した試験体 N-3L-R は、曲げ耐力の実験値/計算値が 0.83 となり、計算値に達しなかった。補強した試験体(N-2S-R, N-2L-R)は、曲げ耐力の実験値/計算値は 1.17~1.75 となり、あと施工アンカーによる曲げ補強効果も十分に発揮された。

表 4.4.1 実験時最大耐力と計算耐力の比較

Specimen	Q _{e,max} (+)	Q _{e,max} (-)	M _{e,max} (+)	M _{e,max} (-)	Failure Mode	M _u	Q _{mu}	Q _{su}	Q _{su} / Q _{mu}	M _{e,max} / M _u	Q _{e,max} / Q _{su}
	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]		[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
N-3L	154.1	-118.6	184.9	-142.3	FY	176.0	146.7	209.3	1.43	1.05	0.74
	512.0	-447.5	409.6	-358.0	FF	268.6	335.8	322.5	0.96	1.52	1.59
N-2S	371.8	-375.5	297.4	-300.4	FS	268.6	335.8	322.5	0.96	1.11	1.15
N-2L	238.5	-259.3	190.8	-207.4	FF	176.0	220.0	243.8	1.11	1.08	0.98
V-2(+)	382.8	-	306.2	-	FF	268.6	335.8	322.5	0.96	1.14	1.19
V-2(-)	-	-170.0	-	-136.0	FF	108.8	135.9	208.3	1.53	1.25	0.82
N-3L-R	122.2	-96.2	146.6	-115.4	FF	176.0	146.7	209.3	1.43	0.83	0.58
N-2S-R	543.3	-495.0	434.6	-396.0	FY	248.1	310.1	523.9	1.69	1.75	1.04
N-2L-R	362.3	-342.9	289.8	-274.3	FY	248.1	310.1	523.9	1.69	1.17	0.69
N-1.4S-H	523.9	-	304.8	-	S	278.8	507.2	390.7	0.77	1.09	1.34
N-1.4S	520.4	-	302.1	-	S	386.4	702.5	390.7	0.56	0.78	1.33

Q_{e,max}(+)(-): 最大作用せん断力(正側, 負側), M_{e,max}(+)(-): 杭頭部最大モーメント

Failure Mode: FY/曲げ降伏, FF/曲げ破壊, FS/曲げ降伏後せん断破壊, S/せん断破壊

M_u: 杭頭部曲げ耐力, Q_{mu}: 杭頭部曲げ耐力時せん断力, Q_{su}: せん断耐力

4.4.2 杭体の復元力特性の評価

杭体の曲げモーメントー変形角関係を、一般的に柱部材に用いられる3折れ線モデルにモデル化する手法について検討する。対象とする試験体は、曲げ破壊型試験体3体（N-3L, N-2S, N-2L）とする。初期剛性は、円形断面部材の曲げ剛性・せん断剛性を考慮して算定した。第一折れ点は曲げひび割れ点とし、既往の文献[4-7]に従い曲げひび割れモーメントを算定した。第2折れ点は、耐力については全鉄筋の半数が降伏する時点として（式4.1）で算定した曲げ耐力とし、変形角については（式4.3）で示される柱の剛性低下率 α_y を適用して算定した降伏点剛性により評価した。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64m_p + 0.043a/D + 0.33\eta_p)(d/D)^2 \tag{式 4.3}$$

試験体 N-3L, N-2S, N-2L の、曲げモーメントー変形角関係の実験値と計算値を比較した結果を図4.4.1に示す。計算による3折れ線モデルは、実験値とよく対応している。第2折れ点変形角については、例えば図4.4.2に示すように、計算での第2折れ点変形角前後で、杭主筋が柱頭部で4段目まで（A段からD段まで）降伏しており、5段目（E段）の杭主筋も降伏歪程度までひずみが生じていることから、式(2)で示す曲げ耐力計算時に想定する全主筋の半数が降伏した応力状態とほぼ同様となっている。

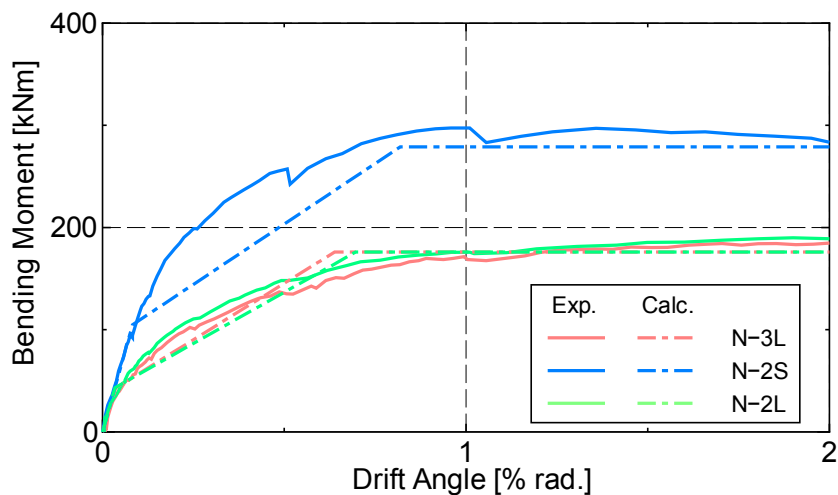


図 4.4.1 曲げモーメントー変形角関係

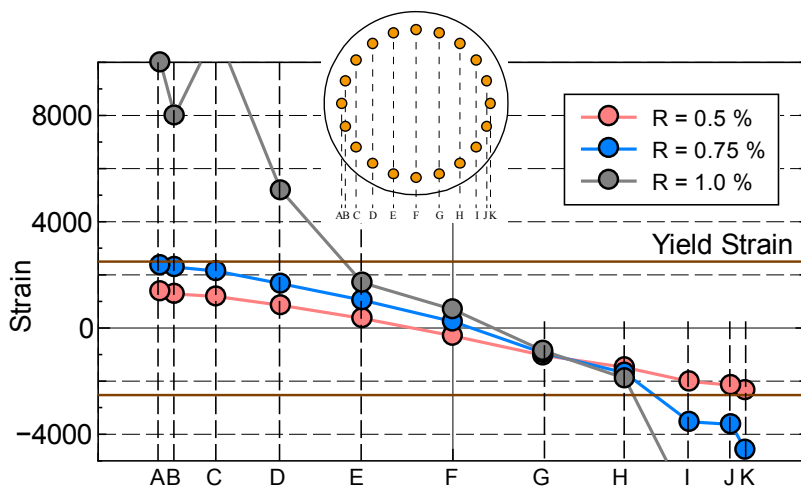


図 4.4.2 試験体 N-2S の杭頭部の主筋ひずみ分布

4.4.3 杭頭部の補修補強効果

補修した試験体 N-2L-R では、図 4.4.3 に示すように、剛性・耐力が補修前に比べて 8 割程度に留まった。

試験体 N-2S-R, N-2L-R の補強前後での杭頭部の曲げモーメントー変形角関係を比較した結果を図 4.4.3 に示す。補強前に比べて、剛性・耐力が大幅の向上していることが確認できる。R=0.2~0.3% であと施工アンカーの引張降伏が確認された後、定着長を 12da とした試験体 N-2L-R は耐力が緩やかに低下した。これは、降伏後の繰り返し载荷によりアンカーの抜け出しが生じたためと考えられる。一方、定着長を 30da とした試験体 N-2S-R は降伏後の耐力が上昇し、あと施工アンカーが破断するに至った。また、降伏後の履歴ループを比較すると、試験体 N-2L-R の方がエネルギー吸収の小さいループ形状となっている。

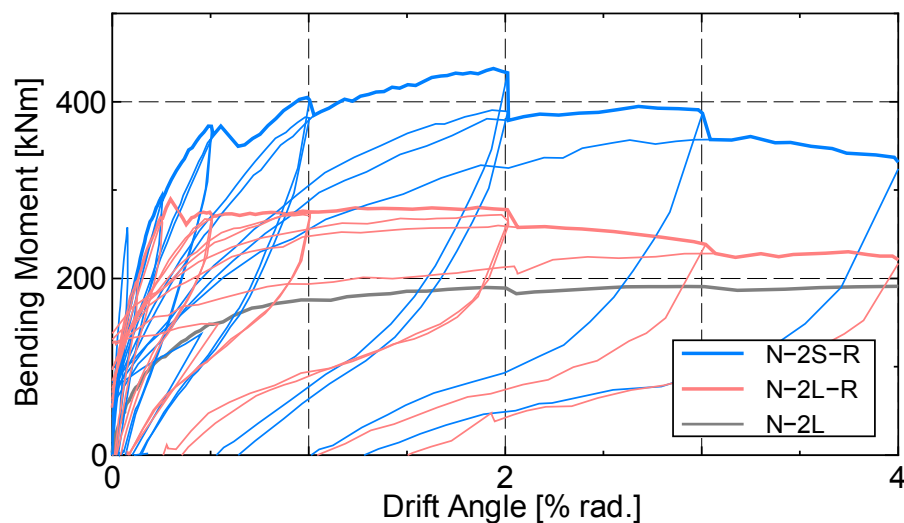


図 4.4.3 杭頭部曲げモーメントー変形角関係の比較

4.5 結論

4.5.1 まとめ

- ・杭体の曲げ耐力およびせん断耐力は、既往の柱の耐力評価式により安全側に評価される。
- ・損傷後の杭頭部を補修することで、補強前に 8 割程度まで耐震性能を復旧することができる。
- ・損傷後の杭頭部を、鋼板巻き立て補強し、十分な定着長を有するあと施工アンカーを曲げ補強筋として用いることで、補強前に比べて剛性・耐力を向上することができる。

4.5.2 今後の課題

- ・場所打ちコンクリート杭の曲げせん断実験において、せん断余裕度が低いほど部材の変形性能が小さくなった。靱性を確保するためにどの程度のせん断余裕度が必要となるかについて検討する必要がある。
- ・せん断スパン比が地震時に大きく変動する杭において、設計時におけるせん断余裕度の計算方法を含めたモデル化手法の開発が必要である。

参考文献

- [4-1] 金子治, 中井正一, 阿部秋男, 飯場正紀, 久世直哉, 平出務: 2011年東日本大震災における建築物の杭基礎の被害状況と要因分析, 地盤工学会誌, Vol. 62, No. 1, pp. 16-19, 2014.1
- [4-2] 小林勝巳ほか: 水平力を受ける場所打ち杭—基礎梁部分架構の力学的特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 509, pp. 83-90, 1998.7
- [4-3] 長江拓也ほか: 軸部を細くした場所打ちコンクリート杭のせん断ひび割れと破壊過程, コンクリート工学年次論文集, Vol. 22, No. 3, pp. 619-624, 2000.7
- [4-4] 日比野陽ほか: 高強度鉄筋を主筋に用いた場所打ち杭の曲げ性状(その1~2), 日本建築学会学術講演梗概集(北陸), pp. 585-588, 2010.9
- [4-5] 平出務ほか: 既製杭・RC杭を用いたト型部分架構に対する静的載荷実験 その3 補修を施した場合, 日本建築学会学術講演梗概集(九州), pp. 387-388, 2016.9
- [4-6] 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 2010.11
- [4-7] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010, 2010.6
- [4-8] 国土交通省住宅局建築指導課ほか監修: 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2007.8