

論文 鋼管-コンクリート合成壁式大型橋脚模型の交番載荷実験

皆川 昌樹^{*1}・池田 憲二^{*2}・三上 浩^{*3}・岸 徳光^{*4}

要旨：扁平比の大きい壁式橋脚の耐荷性能の向上，施工の省力化および工費縮減を図るため，橋脚断面内に主鉄筋の代わりとして外面リブ付き鋼管を配置した鋼管・コンクリート合成構造橋脚を提案した。本研究では，鋼管の外面リブの有無と軸力が壁式橋脚の耐荷性状に及ぼす影響に着目し，鋼管のリブの有無および軸力を変えた壁式橋脚模型試験体の正負交番載荷実験を行った。その結果，鋼管の外面リブの有無が，1)耐力および靱性能に与える影響は，橋脚に作用する軸力が比較的小さい場合には軽微であること，2) 鋼管および帯鉄筋のせん断力分担性状に与える影響は比較的大きいこと，等が明らかとなった。

キーワード：壁式橋脚，合成構造，外面リブ付き鋼管，軸力，靱性能

1. はじめに

橋脚柱の施工においては，鋼管を主引張部材とした合成構造を採用することで，工費縮減と施工省力化が可能となることが知られている¹⁾。

著者らは，扁平比の大きい壁式橋脚の耐荷性能の向上，施工の省力化および工費縮減を図るため，断面に主鉄筋の代わりとして外面リブ付き鋼管を配置した鋼管・コンクリート合成構造(以下 SRC)橋脚を提案した。また，実大の約1/3にモデル化した大型 RC 構造および SRC 構造試験体を用いた載荷実験により，耐荷性能の比較検討を行っている^{2,3)}。

その中で SRC 橋脚は，1) RC 橋脚と同程度以上の耐力および靱性能を有していること，2) 鋼管が作用せん断力を多く負担するため，RC 構造と比較して帯鉄筋，中間帯鉄筋によるせん断力負担分が小さくなること，3) RC 構造と比較して塑性ヒンジ長が短くなるが，鋼管構造特有のねばり強い特性により大きな塑性率を確保できるため，RC 構造と同等以上のエネルギー吸収能が発揮できること，などの知見を得ている。

一方，鋼管の外面リブの有無が SRC 橋脚の耐

荷性状に与える影響については，小型橋脚模型を用い，軸力の有無をパラメータとした実験結果より，外面リブ付き鋼管を用いる場合には，リブなし鋼管を用いる場合よりも，1) 優れた耐荷性状を安定して発揮する傾向にあること，2) 帯鉄筋や中間帯鉄筋を少なくすることが可能であること，などが明らかとなっている⁴⁾。

文献 4) では，高橋脚を想定し比較的大きな軸力(軸応力で 1.96MPa)を試験体に作用させているが，SRC 構造の適用を考えている扁平比の大きい壁式橋脚(一般的な河川橋脚等)の場合，橋脚高さは最大でも 30m 程度以下であり，橋脚に作用する軸力は比較的小さいものと考えられる。SRC 構造の合理的な設計手法を確立するためには，中小橋脚における鋼管の外面リブの影響や帯鉄筋の効果など，明らかにしなければならない課題が残されている。

本研究では，鋼管の外面リブの有無が SRC 構造壁式橋脚の耐荷性状に及ぼす影響に着目し，それが軸力の大小(軸応力 0.49 および 0.98MPa)によってどのように変動するかを実験的に検討するため，文献 2, 3) と同様な SRC 構造試験体を用いた正負交番載荷実験を行った。

*1 (独)北海道開発土木研究所 構造部構造研究室主任研究員 (正会員)

*2 (独)北海道開発土木研究所 構造部構造研究室長 (正会員)

*3 三井住友建設(株) 技術研究所土木構造研究室長 工博 (正会員)

*4 室蘭工業大学 建設システム工学科教授 工博 (正会員)

2. 実験の概要

2.1 試験体の概要

試験体の一覧を表-1に示す。試験体は、鋼管の外面リブの有無および軸力の大小に着目したSRC試験体4体である。試験体名の第1項目は外面リブの有無(R:リブ有, N:リブ無)を示し、-以降の数字は軸応力(MPa)を示している。

図-1に試験体の概要と計測位置図を示す。本検討に用いた試験体の断面寸法は、短辺が800mm, 長辺が2,500mmで、高さは3,500mmである。したがって扁平比は1:3.125である。試験体にはφ500, 板厚6mmの鋼管を一例に3本配置している。軸方向鉄筋および帯鉄筋にはそれぞれD19とD13を用いた。いずれの試験体も帯鉄筋比が0.2%となるように配筋している。なお、鋼管内には、試験体基部より上方に1.0Dおよび頭部1.0D(D:短辺長)のみにコンクリートを充填している。各試験体の鋼材の配置等は、材料の規格値を用い断面分割法によって評価した曲げ耐力が同程度になるように決定した。表-2および表-3には、使用した鋼材およびコンクリートの力学的特性値を示している。

図-2に鋼管の状況を示す。市販の外面リブ付き鋼管は、リブ高さ2.5mm, リブ天端幅4.0mm, リブ間隔40mmでスパイラル状にロールされている。しかしながら、今回は材料入手の関係から、文献5)を参考に同等の付着効果を有するように、高さ6.0mm, 幅9.0mmの鋼材を80mm間隔で無垢の鋼管に溶接した。また、リブなし鋼管は、図-2に示しているようにフーチングからの抜け出しを防止するために、底部にφ700mmのベースプレートを設置している。なお、いずれの鋼管も径の2倍の長さをフーチング内に埋め込み定着している。

2.2 荷重実験の概要

図-3に実験装置の概略図を示す。実験は、実橋と同様に橋脚への上部工の曲げ剛性による拘束効果を考慮するため、全長32mの実規模二径間連続桁橋模型の中間橋脚位置に各試験体を

表-1 試験体の種類

試験体名	R-0.49	N-0.49	R-0.98	N-0.98
外面リブの有無	有り	無し	有り	無し
軸力 (kN)	980	980	1,960	1,960
軸応力 (MPa)	0.49	0.49	0.98	0.98

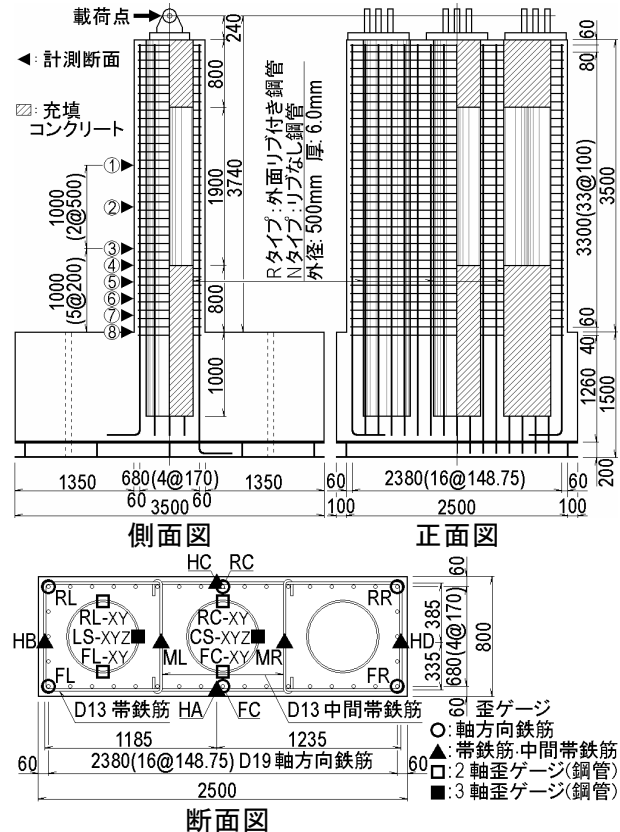


図-1 試験体の概要と計測位置図(単位:mm)

表-2 鋼材の力学的特性

鋼材種	強度(MPa)		R-0.49, N-0.49		R-0.98, N-0.98	
	降伏	引張	降伏	引張	降伏	引張
鋼管 STK490	349.0	477.0	304.0	447.0		
帯鉄筋 SD345	377.2	559.5	377.0	516.0		
軸鉄筋 SD345	383.3	590.4	400.0	558.0		

表-3 コンクリートの力学的特性

試験体名	R-0.49	N-0.49	R-0.98	N-0.98
材令 (日)	29	35	43	69
圧縮強度 (MPa)	31.0	32.6	42.8	44.0
弾性係数 (GPa)	32.3	33.7	33.2	33.5
ポアソン比	0.210	0.209	0.218	0.202

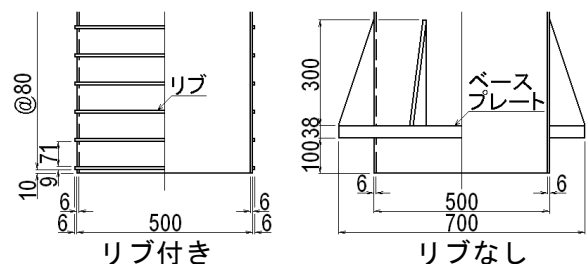


図-2 鋼管の状況

設置して実施した。上部工は支間 30m, 総重量約 1,010kN の鋼製桁で試験体とピン接合されている。水平方向荷重重荷荷は、ピン部分に油圧ジャッキを設置して行った。試験体天端からピン中心までの高さは 240mm であり、フーチング表面から荷重点までの高さは 3,740mm である。

本実験では、試験体に作用する上部工死荷重が約 980 kN (0.49 MPa) および約 1,960 kN (0.98 MPa) となるように、試験体直上部の鋼桁上に鋼板を設置して重量を調整した。荷重荷重はロードセル、各点の水平変位はワイヤ式変位計を用いて測定している。

荷重は、降伏時変位 δ_y の整数倍の変位 $2\delta_y$, $3\delta_y$, ... を振幅とする変位制御により漸次変位を増加させて終局状態に至るまで実施している。なお、同一変位振幅に対して 3 回の繰り返し荷重を行っている。降伏時変位は、軸方向鉄筋と鋼管のいずれかが降伏歪に達した時点の変位とした。

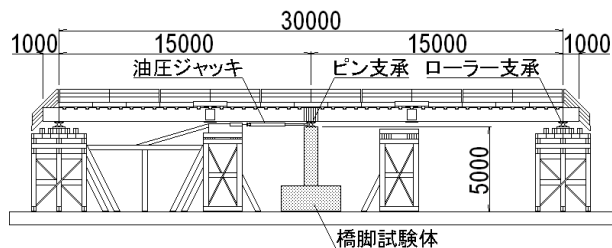
3. 実験結果および考察

3.1 荷重－変位関係

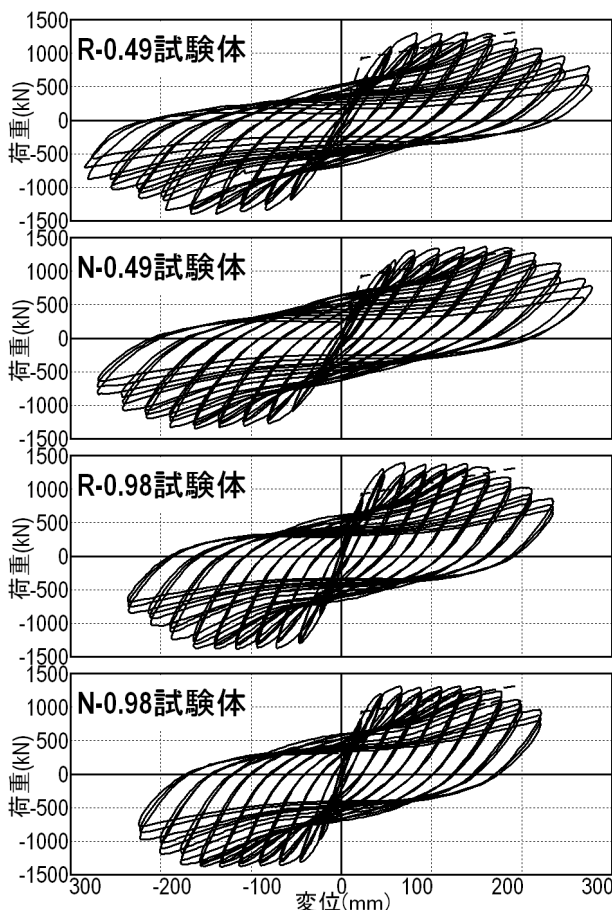
図－4 には各試験体の荷重－変位履歴曲線を、表－4 には計算結果との比較を示している。数値計算は、材料試験結果を用いて断面分割法に基づいて行った。変位量は鋼材の抜け出しを考慮している。

各試験体ともに $3\delta_y$ でほぼ最大耐力に達した後、その耐力を保持したまま $6\sim 7\delta_y$ まで変位が増加した。その後、基部におけるかぶりコンクリートの剥離の進展と軸方向鉄筋の破断に伴い徐々に荷重が低下し、 $10\delta_y$ の $2\sim 3$ 回目の荷重において降伏荷重を下回ったため荷重を終了した。なお、降伏および終局変位は、R/N タイプ試験体ともに、軸力が大きい場合は小さくなる傾向にある。これは、軸力が大きい場合には、基部からの鋼材の抜け出しが抑制され、抜け出しによる変位量が小さくなるためと考えられるが、今後詳細な検討が必要である。

図－5 には、荷重－変位関係の包絡線を、軸



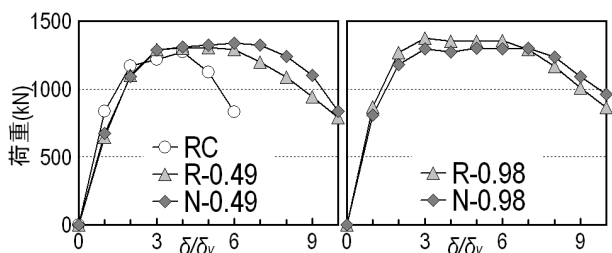
図－3 実験装置の概略図(単位:mm)



図－4 荷重－変位関係

表－4 実験結果と計算結果の比較

試験体名		R-0.49	N-0.49	R-0.98	N-0.98
降伏時	耐力 P_y (kN)	実験 644.9	691.6	879.8	807.9
	計算	920.5	927.3	992.3	994.3
変位 δ_y (mm)	実験	27.5	27.3	23.3	22.0
	計算	23.0	23.0	21.1	21.0
終局時	耐力 P_{max} (kN)	実験 1307.3	1365.2	1391.3	1312.0
	計算	1321.2	1331.5	1385.0	1385.3
変位 δ_{max} (mm)	実験	275.4	270.2	234.8	221.4
	計算	192.3	192.3	181.6	182.6



図－5 荷重－変位関係包絡線の比較

力の大小で整理して示している。比較のため文献 3) における同等の耐力を有する RC 試験体の結果 (軸応力 0.49MPa) も併せて示した。なお、同図は横軸を δ_y で正規化している。

図より、SRC 試験体は、RC 試験体よりも最大耐力を保持できる変位振幅が大きいことが分かる。また、外面リブの有無によって最大耐力以降の包絡線に若干の相違があるものの、両者とも急激な耐力低下を起こすことなく大きな塑性率を示している。

以上のように R/N タイプ試験体の耐荷挙動は軸力の大小に関わらずほぼ同様であり、橋脚に作用する軸力が比較的小さい場合の、鋼管外面リブの有無が荷重-変位関係に与える影響は小さいものと考えられる。

3.2 鋼管の歪分布性状

図-6には、鋼管軸方向歪の柱高さ方向分布を示している。図は、変位振幅が $4\delta_y$ および $6\delta_y$ の結果である。図中、リード線やゲージ本体の破断などにより測定が不能となった歪ゲージの値はゼロとしている。図より、各試験体ともに、歪が不連続となる領域の高さは、基部から 60~80cm 程度である。また、R/N タイプ試験体ともに、軸力が大きい場合は鋼管の歪レベルが小さくなる傾向にある。RC 試験体³⁾の場合における歪が不連続となる領域の高さが基部から 100cm 程度であることから、SRC 試験体の場合には塑性ヒンジ領域が小さくなる事が分かる。また、R/N タイプ試験体ともに塑性ヒンジ領域がほぼ同じであることより、橋脚に作用する軸力が比較的小さい場合には、鋼管の外面リブの有無が塑性ヒンジ領域の形成に与える影響は小さいものと考えられる。

3.3 帯鉄筋の歪分布性状

図-7には、帯鉄筋 (中間帯鉄筋含む) の加力方向歪 (HB, HD, ML, MR) の柱高さ方向分布を示している。図は、変位振幅が $2\delta_y$, $4\delta_y$ および最大変位振幅時のものである。歪値は 4 点計測しており、その全ての歪値を、正、負両側とも図化している。

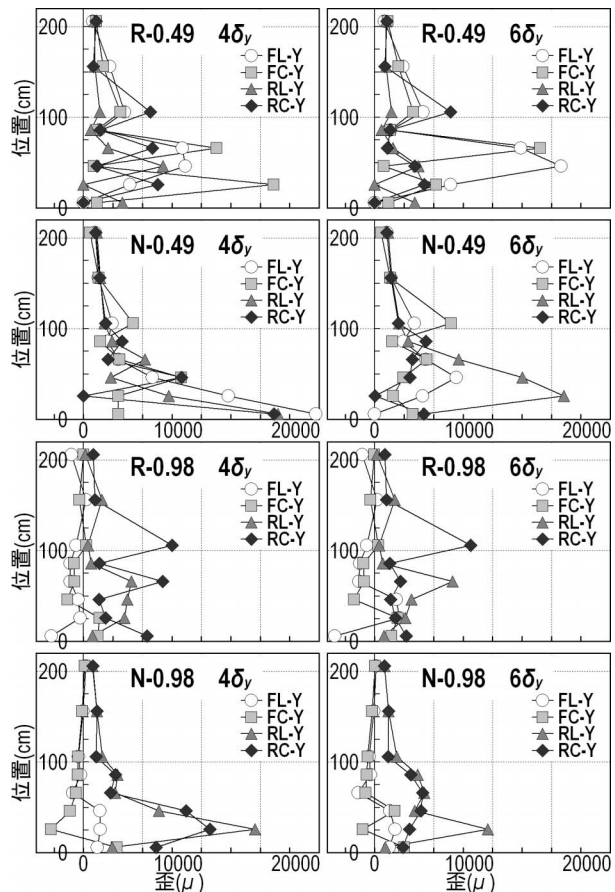


図-6 鋼管軸方向歪の分布性状

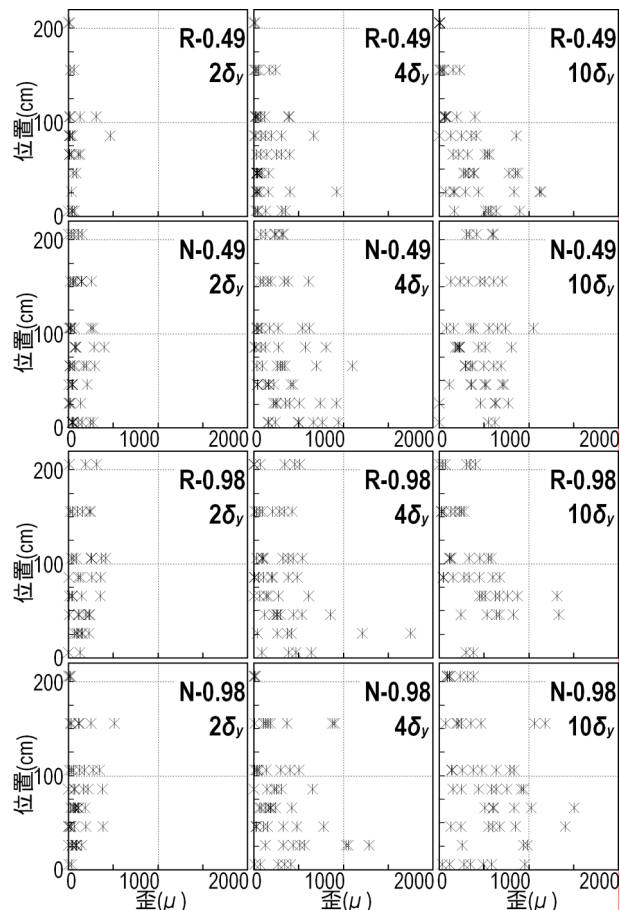


図-7 帯鉄筋の加力方向歪の分布性状

図より、各試験体ともに、歪値はいずれの変位振幅においても小さく、降伏歪 (1,900 μ 程度)にも達していないことが分かる。Nタイプ試験体の場合は、Rタイプ試験体に比較して、全般的に歪レベルが大きく、帯鉄筋のせん断力負担分がより大きいことが分かる。

以上より、帯鉄筋の歪レベルは、鋼管の外面リブの影響を強く受けていることが明らかとなった。また、既往の研究⁶⁾より、外面リブ付き鋼管を用いた場合の帯鉄筋の歪レベルは、帯鉄筋量に関わらずほぼ同程度であることが分かっている。これより、文献4)でも述べられているように、外面リブ付き鋼管を用いる場合には、リブなし鋼管を用いる場合に比べて、帯鉄筋量をより低減可能であるものと判断される。

3.4 最大せん断応力

図-8には、鋼管断面中央の測点CSおよびLSに取付けた3軸歪ゲージの計測結果を基に、各高さの鋼管に発生した最大せん断応力を載荷振幅ごとに示している。図中、R-0.49試験体基部のCSは、ゲージ損傷等により歪が測定不能であったため図示していない。なお、最大せん断応力 τ_{max} は、式(1)により求めた。

$$\tau_{max} = \frac{E}{2(1+\nu)} \cdot \gamma_{max} \quad (1)$$

$$\gamma_{max} = \sqrt{2\{(\varepsilon_a - \varepsilon_b)^2 + (\varepsilon_b - \varepsilon_c)^2\}} \quad (2)$$

ここに、 γ_{max} : 最大せん断歪、 ε_a : 軸方向歪、 ε_b : ε_a , ε_c 方向から45°方向の歪、 ε_c : 周方向歪、である。

図より、橋脚基部では鋼管がせん断力を大きく負担していることが分かる。R/Nタイプ試験体のせん断応力度を比較すると、ほぼ全ての高さにおいてRタイプ試験体がNタイプ試験体よりも大きく、軸力が小さい試験体においてその傾向が顕著であることが分かる。この差異は、主に鋼管の軸方向歪の大小に対応している。すなわち、Rタイプ試験体の場合には、鋼管が比較的大きな変位振幅までコンクリートと一体で挙動しているため、曲げ変形によって生じる鋼管中央部の軸方向の伸びが、Nタイプ試験体よ

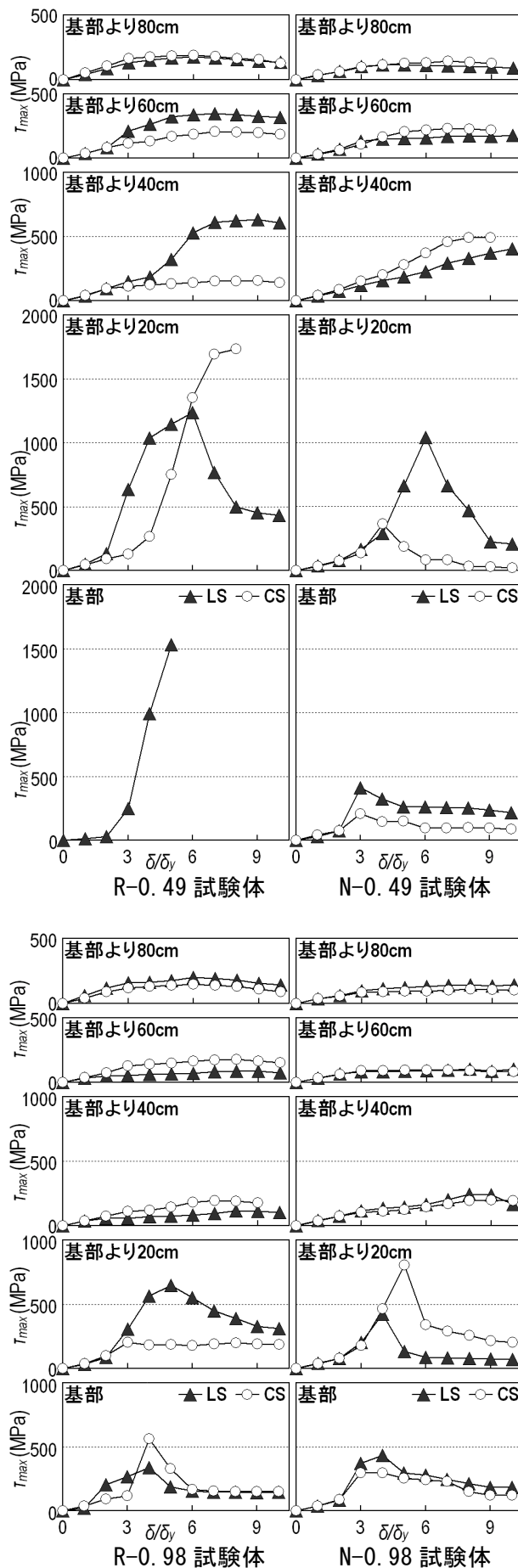


図-8 鋼管の最大せん断応力度の比較

りも大きくなるためと考えられる。また、軸力が大きい試験体では、鋼管に軸圧縮力が作用することにより、鋼管の軸方向の伸びが抑制されるため、せん断応力レベルが小さくなるものと考えられる。

これは、前述したように、Rタイプ試験体の帯鉄筋歪がNタイプ試験体に比べて小さいことに対応する。すなわち、Rタイプ試験体では鋼管のせん断応力がNタイプ試験体に比べて大きいいため、鋼管外側に配置された帯鉄筋や中間帯鉄筋の歪は小さくなるものと考えられる。

3.5 ひび割れ性状

図-9には、各試験体の最終ひび割れ性状を示している。RタイプとNタイプ試験体の基部かぶりコンクリートの剥離領域の大きさは、RC試験体³⁾に比べて大幅に減少しており、3.2で示した損傷領域の基部からの高さとはほぼ一致している。

R/Nタイプ試験体のひび割れ性状を比較すると、正面のひび割れの範囲や間隔等はほぼ同じであるが、側面の斜めひび割れはNタイプ試験体の方がより多く発生しているのが分かる。これは、前述のようにこの範囲での帯鉄筋のせん断負担がRタイプ試験体に比べてNタイプ試験体の方が大きいことと対応している。

4. まとめ

合成構造を適用した壁式橋脚に配置する鋼管の外面リブの有無および軸力の大小に着目して正負交番載荷実験を行った。本研究の範囲内で得られた知見は、以下の通りである。

- 1) SRC構造壁式橋脚では、橋脚に作用する軸力が比較的小さい(橋脚高が小さい等)場合には、鋼管外面リブの有無が耐力および靱性能に与える影響は軽微である。
- 2) SRC構造壁式橋脚では、鋼管の外面リブの有無が鋼管および帯鉄筋のせん断力分担性状に与える影響は大きく、特に軸力が小さい場合において顕著である。

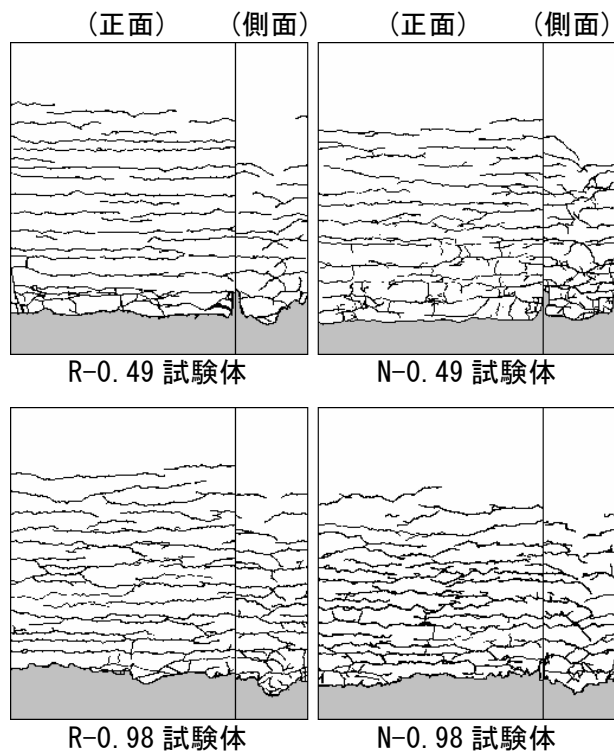


図-9 最終ひび割れ性状

参考文献

- 1) 福本, 川端, 久, 田村, 篠崎: 鋼管・コンクリート合成構造橋脚 (ML 工法) の設計・施工, 橋梁と基礎, pp.10-15, 1999.3
- 2) 池田, 皆川, 三上, 岸: 外面リブ付き鋼管とコンクリートを合成した大型壁式橋脚模型の載荷実験, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.24, No.2, pp.1591-1596, 2002.6
- 3) 皆川, 池田, 岸, 篠崎: 外面リブ付き鋼管を用いた大型壁式橋脚模型の静載荷実験, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.25, No.2, pp.1687-1692, 2003.7
- 4) 三上, 田村, 岸, 池田: 鋼管・コンクリート合成構造橋脚の耐荷性状に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.49A, pp.1087-1096, 2003.3
- 5) 菊川, 赤松, 植木, 塚原: スパイラルリブ付き合成鋼管の耐荷力, 川崎製鉄技報 Vol.18, No.4, pp.47-52, 1986
- 6) 三上, 田村, 岸, 池田: 外面リブ付き鋼管を用いた合成構造橋脚の耐荷性状に関する一考察, 構造工学論文集 Vol.47A, pp.1433-1444, 2001.3