

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 - 鋼管の外面リブの影響について -

Lateral Loading Tests of Large Scale Wall-Type Bridge Pier Composed of Outer Ribed Steel-Pipes and Concrete
- Effects of Outer Ribs of Steel Pipe -

(独)北海道開発土木研究所 ○正員 皆川 昌樹 (Masaki Minakawa)
 (独)北海道開発土木研究所 正員 池田 憲二 (Kenji Ikeda)
 三井住友建設(株) フェロー 三上 浩 (Hiroshi Mikami)
 室蘭工業大学 フェロー 岸 徳光 (Norimitsu Kishi)

1. はじめに

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(以下SRC構造)橋脚を提案した。

著者らはすでに、実際の壁式橋脚の約1/3にモデル化した大型RC構造およびSRC構造試験体の水平単調および交番載荷実験等により、耐荷性能の比較検討を行っている^{1,2)}。その中でSRC構造橋脚は、1) RC構造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負担が小さくなること、3) RC構造と比較して塑性ヒンジ長が短くなる傾向にあるが、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構造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が、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³⁾。

文献3)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も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有無の影響や、帯鉄筋の効果など明らかにしなければならない等の課題が残されている。

そこで、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1,2)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。なお、実験の進捗状況の関係から、軸応力が0.49MPaのケースについてのみ報告する。また、比較のため同等の耐力を有する場合である文献1,2)の結果も用いている。

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に着目したSRC試験体2体である。試験体名の第1項目は外面リブの有無を示し、Rがリブ付き、Nがリブなしを示す。以降の数字は軸応力(MPa)を示す。

表-1 試験体の種類

試験体名	リブの有無	軸応力(MPa)	備考
RC	—	0.49	文献1,2)のRC
SRC R-0.49	有り	0.49	文献2)のSRC-2
SRC R-0.98	有り	0.98	次回報告
SRC N-0.49	無し	0.49	
SRC N-0.98	無し	0.98	次回報告

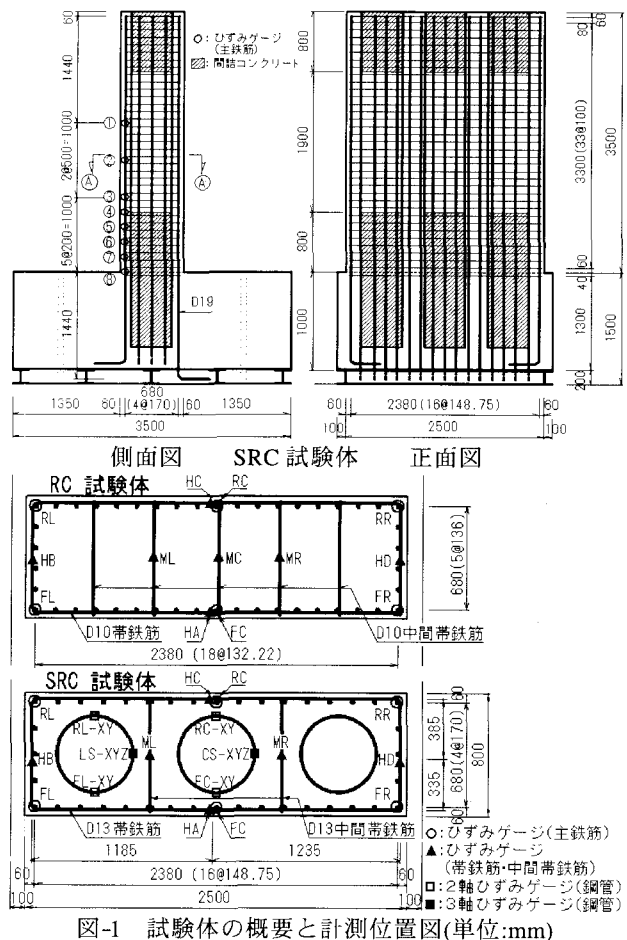


図-1に試験体の概要と計測位置図を示す。本検討に用いた試験体の断面寸法は、短辺が800mm、長辺が2,500mmで、高さは3,500mmである。したがって扁平比は1:3.125である。SRC試験体はφ500、板厚6mmの鋼管を一列に3本配置している。軸方向鉄筋および帯鉄筋にはRC試験体でそれぞれD29とD10、SRC試験体でD19とD13を用いた。いずれの試験体も加力軸方向の帯鉄筋比が0.2%となるように配筋している。なお、鋼管内には、試験体基部より上方に1Dおよび頭部1D(D:短辺幅)のみにコンクリートを充填している。各試験体の鋼材の配置等は、材料の規格値を用い断面分割法によって評価した曲げ耐力が同等になるように決めた。表-2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に鋼管の形状を示す。市販品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、高さ6.0mm、幅9.0mmの鋼材を80mm間隔で無垢の鋼管に溶接して使用した。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、底部にφ700mmのベースプレートを設置している。

2.2 載荷実験の概要

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。荷重載荷は、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、載荷点のフーチング天端からの高さは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980kN(0.49MPa)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。載荷荷重はロードセル、各点の水平変位はワイヤ式変位計にて測定している。

載荷は降伏時変位 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達するまで3回ずつ繰り返して行った。なお、SRC試験体の降伏時変位は、軸方向鉄筋と鋼管のうち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-3には計算結果との比較を示している。計算は材料試験結果を用いて断面分割法で行った。

R-0.49試験体は645kNで主鉄筋が降伏し、 $3\delta_y$ でほぼ最大耐力に達した後、その耐力を保持したまま $6\delta_y$ まで変位が増加した。実験では、基部におけるかぶりコンクリートの剥離は $6\delta_y$ において始まり、その後剥離の進展と主鉄筋の破断に伴い徐々に耐力を低下させ、 $10\delta_y$ の3

表-2 鋼材およびコンクリートの力学的特性

鋼材種	強度(MPa)	RC		SRC R-0.49		SRC N-0.49	
		降伏	引張	降伏	引張	降伏	引張
鋼管 STK490		—	—	349.0	477.0	349.0	477.0
帯鉄筋 SD295	D10	375.1	588.7	—	—	—	—
	D13	—	—	377.2	559.5	377.2	559.5
軸鉄筋 SD345	D19	—	—	383.3	590.4	383.3	590.4
	D29	373.6	602.7	—	—	—	—
材令		34日		29日		35日	
圧縮強度		31.0 MPa		31.0 MPa		32.6 MPa	
弾性係数		19.9 GPa		32.3 GPa		33.7 GPa	
ポアソン比		0.217		0.210		0.209	

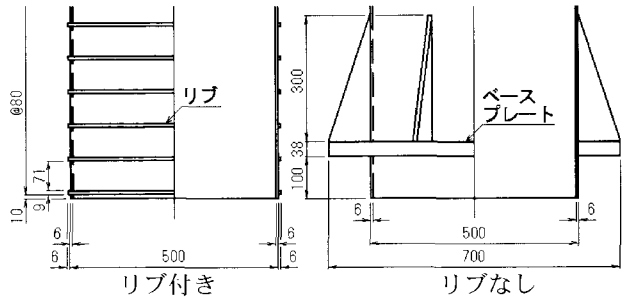


図-2 鋼管の形状

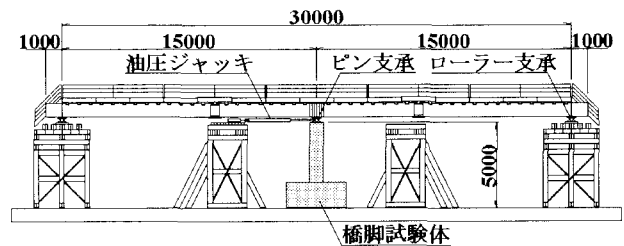


図-3 実験装置の概略図(単位:mm)

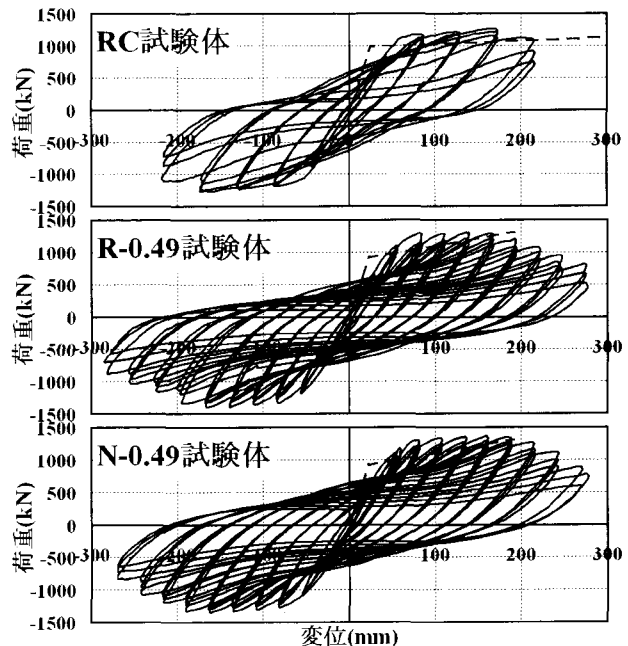


図-4 荷重-変位関係

回目の載荷において降伏荷重を大きく下回ったため載荷を終了した。最大荷重は $5\delta_y$ の1,307kNであった。

一方、N-0.49試験体の場合には、692kNで主鉄筋が降伏し、 $3\delta_y$ でほぼ最大耐力近くまで荷重が増大した。その後 $6\delta_y$ まで最大耐力を保持した後、かぶりコンクリー

トの剥離と主鉄筋の破断に伴い荷重が徐々に低下し、10 δ_y の3回目の載荷において降伏荷重を下回ったため試験を終了した。最大荷重は6 δ_y 時の1,365kNであった。

図-5には、荷重-変位関係の包絡線を3つの試験体で比較して示している。なお、同図は横軸を δ_y で正規化している。図より、R-0.49とN-0.49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く、また最大耐力以降の包絡線に若干の相違があるものの、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-0.49とN-0.49試験体の耐荷挙動はほぼ同様であり、橋脚に作用する軸力が比較的小さい場合は、鋼管の外面リブの有無が荷重-変位関係に与える影響は比較的小さいものと考えられる。

3.2 鋼材の歪分布性状

図-6には、鋼材 (RC試験体は軸方向鉄筋、SRC試験体は鋼管) の柱高さ方向歪分布を示している。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。

R-0.49とN-0.49試験体における歪が不連続となる領域の高さは、4 δ_y で基部から600mm程度、6 δ_y で基部から800mm程度である。これより、R-0.49とN-0.49試験体の場合は、RC試験体の場合に比較して大きな損傷を受ける領域が小さく、したがって塑性ヒンジ領域が小さいことが分かる。また、R-0.49とN-0.49試験体の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比較的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) の加力方向歪の柱高さ方向分布を示している。図は、変位振幅が2 δ_y 、4 δ_y および最大変位振幅時のものである。歪値は、RC試験体は各断面で5点、SRC試験体では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。

R-0.49とN-0.49試験体の歪値は、RC試験体に比較していずれの変位振幅においても小さく、降伏歪 (1,800 μ 程度) にも達していないことが分かる。しかしながら、N-0.49試験体の場合は、R-0.49試験体に比較して、歪レベルが大きく、帯鉄筋のせん断負担率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。これより、文献3)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毎に示している。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

表-3 実験結果と計算結果の比較

試験体名		RC	R-0.49	N-0.49	
降伏時	耐力 P_y (kN)	実験値	836.8	644.9	691.6
		計算値	986.5	920.5	920.5
	変位 δ_y (mm)	実験値	42.9	27.5	27.3
		計算値	25.0	23.0	23.0
終局時	耐力 P_{max} (kN)	実験値	1,241.0	1,307.3	1,365.2
		計算値	1,145.4	1,321.2	1,321.2
	変位 δ_{max} (mm)	実験値	215.0	275.4	270.2
		計算値	321.0	192.3	192.3

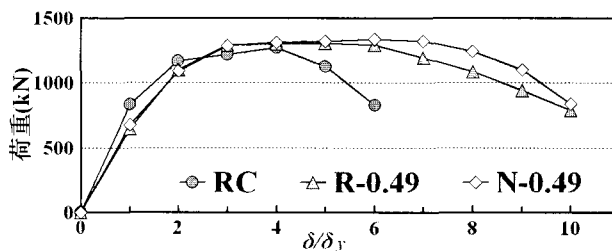


図-5 荷重-変位関係包絡線の比較

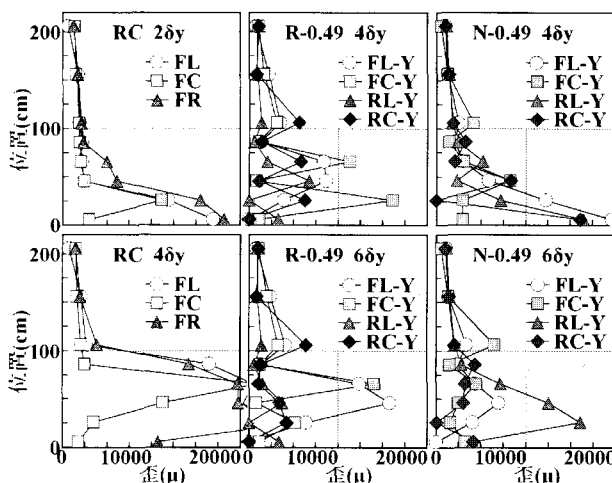


図-6 鋼材の歪分布性状

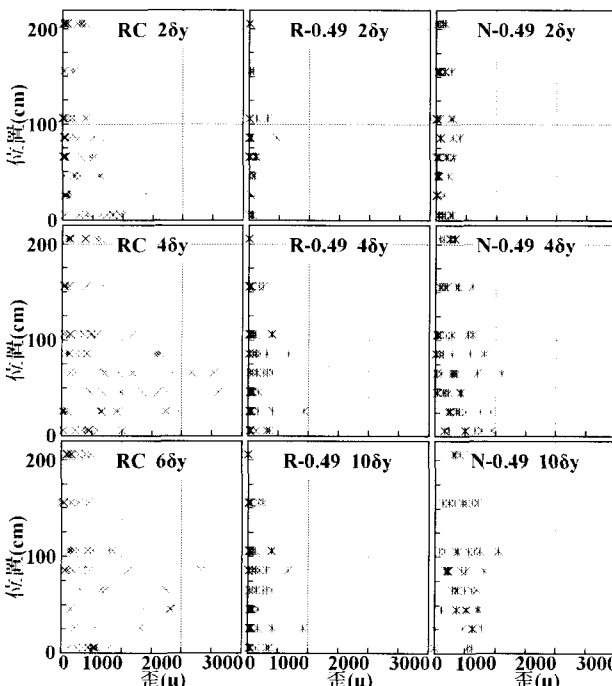


図-7 帯鉄筋の加力方向歪の高さ方向分布性状

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。

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

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

ここに、 γ_{max} : 最大せん断歪、 ε_a : 軸方向歪、 ε_b : ε_a 、 ε_c から 45° なす角における歪、 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-0.49 試験体と N-0.49 試験体のせん断応力度を比較すると、全ての高さにおいて R-0.49 試験体の方が、N-0.49 試験体よりも大きいことが分かる。これは、前述したように、R-0.49 試験体の帯鉄筋歪が N-0.49 試験体に比べて小さいことに対応する。すなわち、R-0.49 試験体では鋼管のせん断応力が N-0.49 試験体に比べて大きく、鋼管外側に配置された帯鉄筋や中間帯鉄筋の歪も対応して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-0.49 と N-0.49 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 試験体に比べて大幅に低減しており、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-0.49 試験体と N-0.49 試験体のひび割れ性状を比較すると、正面および背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-0.49 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-0.49 試験体に比べて N-0.49 試験体の方が大きいことに対応している。

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表面リブの有無に着目して正負交番荷重実験を行った。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) 場合の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比較的小さいものと考えられる。
- 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、特に基部において顕著である。

参考文献

- 1) 池田等：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荷重実験，コンクリート工学年次論文報告集 Vol.24, No.2, pp.1591-1596, 2002.6
- 2) 皆川等：外面リブ付き鋼管を用いた大型壁式橋脚模型の静荷重実験，コンクリート工学年次論文報告集 Vol.25, No.2, pp.1687-1692, 2003.7

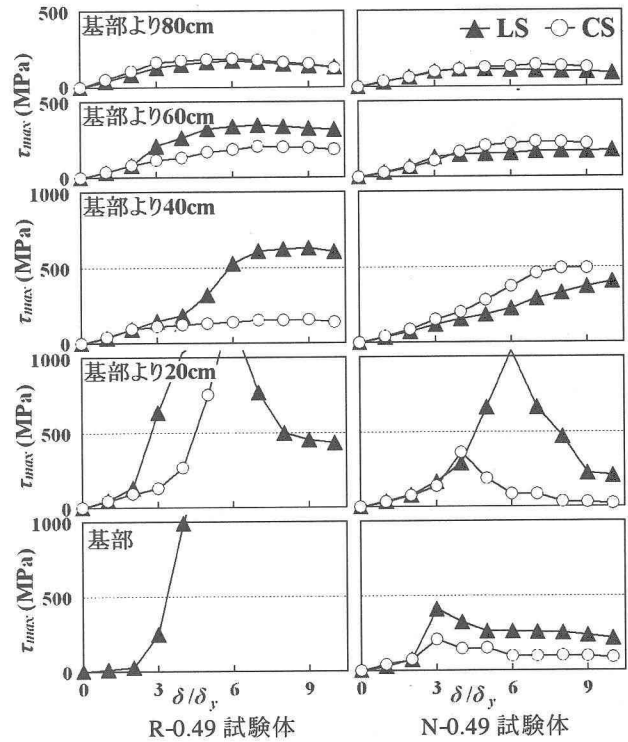
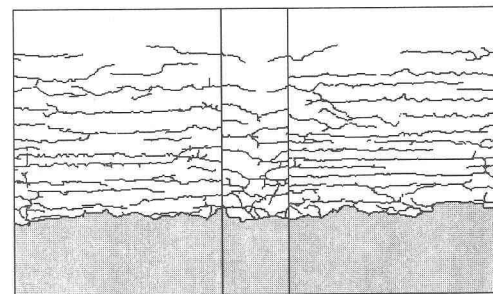
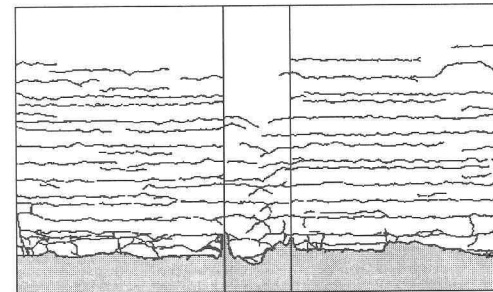


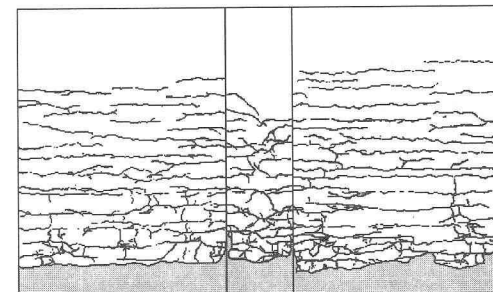
図-8 鋼管の最大せん断応力度の比較



RC 試験体



R-0.49 試験体



N-0.49 試験体

図-9 最終ひび割れ性状

- 3) 三上等：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