

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

An experimental study on loading behavior of composite bridge pier using steel pipe

三上 浩*, 田村 多佳志**, 岸 徳光***, 池田 憲二****

Hiroshi MIKAMI, Takashi TAMURA, Norimitsu KISHI and Kenji IKEDA

*博(工) 三井建設(株)技術研究所 主席研究員(〒270-0132 千葉県流山市駒木 518-1)

**工修 三井建設(株)土木設計部 設計長(〒261-0023 千葉県千葉市美浜区中瀬 1-9-1)

***工博 室蘭工業大学教授 工学部 建設システム工学科(〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

****北海道開発土木研究所室長 構造研究室(〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3)

Composite bridge piers composed with concrete at steel pipes will be able to save the construction costs and period. In this paper, in order to investigate loading performance of the composite bridge piers, lateral cyclic loading tests were conducted. Here, with or without outer rib for steel pipe, axial force and stiffening volume of hoop tie were taken as variables. The results obtained from this study are as: 1) composite bridge pier using steel pipes with outer ribs has a larger load carrying capacity and stable loading-performance comparing to those of the pier using steel pipe without outer rib; 2) using steel pipes with outer ribs, the toughness can be improved and the stiffening volume of hoop tie can decreased; and 3) in case using steel pipes without outer rib more the bridge pier is severely damaged at applying the axial force and arranging small volume of hoop tie.

Key Words : composite bridge pier, steel pipe with outer rib, toughness, axial force

キーワード: 合成構造橋脚, 外面リブ付き鋼管, 靱性能, 軸力

1. はじめに

近年, 社会資本整備にコスト縮減や省力化施工, 工期短縮が一層強く望まれ, また, 兵庫県南部地震以降, 重要構造物の大規模地震に対する耐震性の向上が強く求められている. 特に, 山岳橋梁などの高橋脚では, 上記の課題を解決するための一つの方法として, 鋼・コンクリート合成構造橋脚が種々提案され, 実用化されている. また, 橋脚の高さが低い河川橋脚でも, 河積阻害率を低く抑制しつつ早期に工事を完了でき, RC(鉄筋コンクリート)橋脚と同等以上の耐力, 靱性能を有する工期短縮型工法の実用化が強く望まれている. 鋼・コンクリート合成構造は, 橋脚の耐力, 靱性能を改善し, 併せて工費縮減, 工期短縮, 省力化が期待できる構造であり, 今後もその適用範囲は拡大するものと考えられる.

著者らも外面リブ付き鋼管を補強材として使用する合成構造橋脚を提案し, 種々の実験・解析検討を行ってきた^{1)~4)}. また, これらの研究成果を踏まえ, 既に実構造物にも採用されている⁵⁾. 鋼管を用いた合成構造橋脚には, 外面リブなし鋼管を用い, 帯鉄筋の代わりにPC鋼線を巻き付けることを特徴とする構造が提案され, 既に多くの研究成果および施工実績が得られている^{6),7)}. 一方, 著者らが提案した構造は, 外面リ

ブ付き鋼管を用い, 帯鉄筋と中間帯鉄筋を配置することに特徴がある. ここで, 外面リブ付き鋼管を用いたのは, リブ部の機械的な抵抗によって無垢の鋼管に比べてコンクリートとの一体性が高まり, 終局曲げ耐力が増大し, 併せて鋼管がより大きくせん断力を分担することで靱性能の向上が期待されるためである⁸⁾.

著者らは外面リブ付き鋼管を用いた合成構造橋脚模型を用いた既往の研究⁹⁾において, 1)提案した構造はRC橋脚と同等程度以上の耐力を有し, かつ数段優れた靱性能を有すること, 2)合成構造橋脚の靱性能は鋼管が厚いほど, 中間帯鉄筋量が多いほど良好になること, 3)RC橋脚よりも靱性能に優れる理由として, 鋼管基部で直応力やせん断応力が大きく分担され, 鋼管外側コンクリートの応力負担が軽減されること, を明らかにしてきた. しかし, 既往の研究は主として外面リブ付き鋼管を用いて行われ, 外面リブの有無が耐荷性能に与える影響は明らかにされていなかった.

本研究では, 外面リブの有無が耐荷性能に与える影響に着目し, それが軸力の有無および帯鉄筋比によってどのように変動するかを実験的に検討した. なお, 帯鉄筋比は, RC構造における靱性能を確保するための目安である0.2%¹⁰⁾を基準とし, 合成構造橋脚では鋼管のせん断力負担が大きいことを考慮して0.1%についても併せて検討した. なお, 0.1%の場合は中間

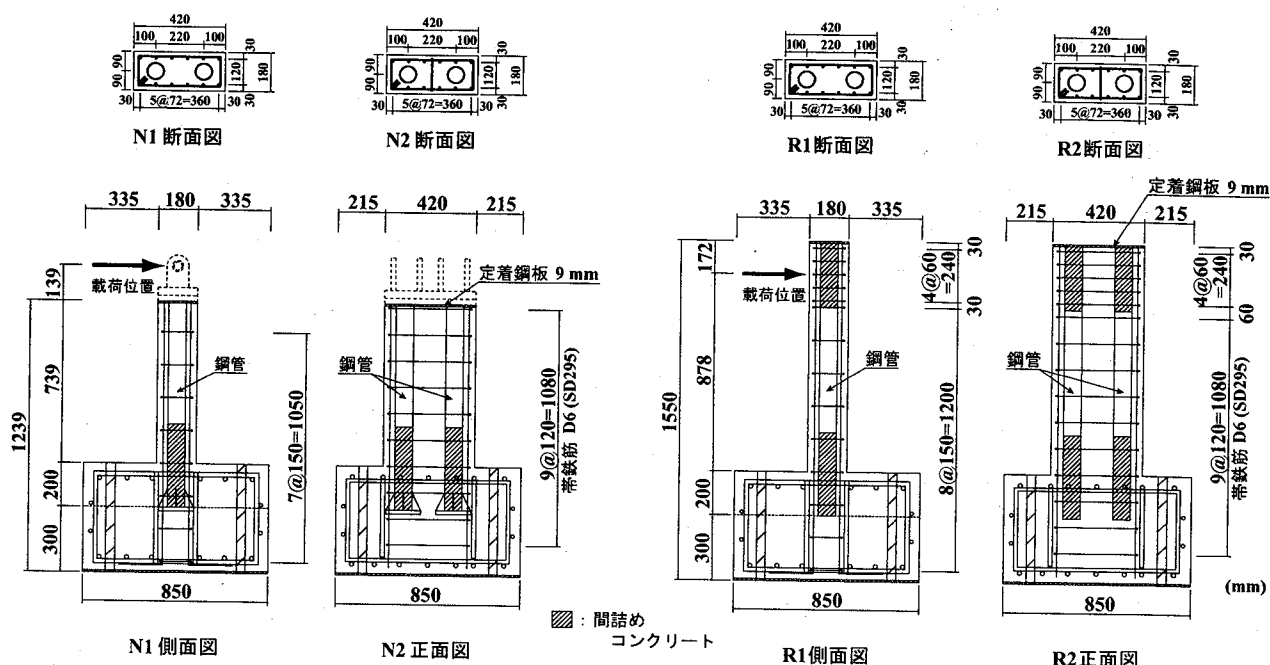


図-1 試験体の概要

表-1 試験体の一覧

試験体名	リブの有無	帯鉄筋比 (%)	帯鉄筋間隔 (mm)	軸力の有無
R1	有り	0.1	150	無し
R2		0.2	120	
R1-AX		0.1	150	
R2-AX		0.2	120	
N1	無し	0.1	150	無し
N2		0.2	120	
N1-AX		0.1	150	
N2-AX		0.2	120	

帯鉄筋を配置していない。軸力は高さ 35 m 程度の高橋脚を想定し、橋脚頭部全面に 1.96 MPa が作用するものとして 148 kN を作用させた。ここで、橋脚の靱性能には橋脚基部における応力分担性状やひび割れ性状が大きな影響を与えられと考えることから、鋼管と軸鉄筋および帯鉄筋と中間帯鉄筋に歪ゲージを貼り付け、応力分担性状を明らかにすることを試みた。特に鋼管の応力状態を詳細に検討するため、鋼管中央に 3 軸歪ゲージを貼り付けて最大せん断応力を算定できるようにした。また、一部の試験体では橋脚基部の抜け出し量や試験体軸方向の伸び量を測定し、これらも踏まえて耐荷機構について検討している。

2. 実験の概要

試験体の一覧を表-1 に示す。試験体は、鋼管の外表面リブおよび軸力の有無と帯鉄筋比に着目した全 8 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 はリブなしを示す。また、第 2 項目の数字は帯鉄筋比を示し、実帯鉄筋比の 10 倍で表記している。-以降の AX は軸力の有無を示し、-AX は軸力あり、無表記は軸力なしを示す。用いた鋼管は内径 68.6 mm、外径 75.6 mm、板厚 3.5 mm であり、既往の研究⁹⁾における RC 試験体と同程度の曲げ耐力になるように断面内に鋼管を 2 本、軸鉄筋 D10 を 12 本配置している。計算は道路橋示方書¹¹⁾に準拠し、材料の規格値を用いて断面分割法で行った。なお、帯鉄筋比が 0.1 % の場合は D6 を 150 mm 間隔で配置し、中間帯鉄筋は配置していない。一方、0.2 % の場合は配置間隔を 120 mm とし、1 本の中間帯鉄筋を配置した。

図-1 に試験体の概要を示す。試験体の断面寸法は長辺長 420 mm、短辺長 180 mm で、扁平比(長辺長/短辺長)は約 2.3 である。試験体天端のフーチングからの高さは R1, R2 試験体で 1050 mm、その他の試験体では 739 mm であるが、載荷点の高さはいずれも 878 mm である。外面リブ付き鋼管のフーチングへの埋め込み長さは既往の研究成果⁴⁾を参考に 200 mm (鋼管外径の約 3 倍)とした。なお、外面リブのない鋼管はフーチング天端から 200 mm の位置で厚さ 17 mm、直径 160 mm の鋼板を溶接して定着している。また、鋼管と定着鋼板には 4 枚の三角プレートを溶接して補剛している。

フーチング内部とフーチング天端から 18 cm (断面短辺長) 上までおよび R1, R2 試験体では加力点近傍の鋼管内部に間詰めコンクリートを充填している。なお、橋脚基部において断面短辺長までの範囲に間詰めコンクリートを打設したのは、塑性ヒンジが形成される範囲における鋼管の内側への座屈防止を期待したためで

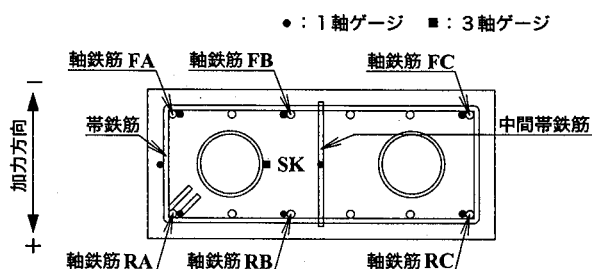


図-2 ゲージ貼付位置

ある。軸鉄筋には直角フックを設け、フーチング下端から立ち上げた。また、フーチング内部にも橋脚と同様に帯鉄筋を配置している。なお、中間帯鉄筋の両側には半円形フックを設けた。試験体は2回に分けて製作し、コンクリートは試験体の上下を逆にしてフーチングと橋脚を一括して打設した。

表-2、表-3に使用した鋼材およびコンクリートの力学的特性を示す。なお、弾性係数を測定していない鋼材の弾性係数は、コンクリート標準示方書¹²⁾に準拠して一律205.9 GPaとしている。使用したコンクリートは呼び強度30 MPa、スランプ15 cm、粗骨材最大寸法20 mmの普通コンクリートである。外面リブ付き鋼管は、原管にシームレスの厚板鋼管を使用し、所定の寸法になるように削り出して製作している。外面のリブは市販の外面リブ付き鋼管と同様に間隔40 mm (約30°)のスパイラル状を呈し、高さは2.5 mm、リブ天端幅は4.0 mmである。また、母材とリブの付け根部で応力集中しないようにリブの形状はリブの天端から30°の角度を有する台形状とした。なお、外面リブの区間は鋼管底面から56 cm (フーチング天端から36 cm)とし、それより上方にはリブなし鋼管を付き合わせ溶接して用いた。

水平交番加力試験は変位制御で行い、降伏変位 δ_y の整数倍の変位振幅に対して正負各3サイクルずつの繰り返し载荷を行った。降伏変位は、橋脚基部の鋼材(鋼管または軸鉄筋)が材料試験結果の降伏歪に達した時点の载荷点変位とし、正負载荷1サイクル目の荷重が小さな方の変位を降伏変位とし、以降の交番载荷を行った。なお、破壊は荷重が急激に低下した時点とし、終局荷重および変位は、荷重が急激に低下する直前でのサイクルにおける値としている。

本実験では、水平交番加力は電動スクリージャックを用いて行った。ジャッキ先端は橋脚に取り付けた治具とジョイントを介してピン結合され、橋脚が変形しても一様に水平力が作用する構造となっている。また、軸力はリニアレール上に設置した油圧ジャッキによって加力し、ジャッキ先端は橋脚天端に取り付けた治具にスィーベル結合され、橋脚が変形しても軸力が常に鉛直下向きに作用する構造となっている。

図-2に鋼材の歪計測位置を示す。1本の鋼管の断

表-2 鋼材の力学的特性

試験体名	鋼材種		降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
R1, R2	鋼管				
	STKM13A		325.4	465.8	198.9
	鉄筋	D6	328.6	510.0	189.9
		SD295	D10	375.1	558.7
その他 6 体	鋼管				
	STKM13A		360.0	529.0	205.9
	鉄筋	D6	324.5	470.0	
		SD295	D10	372.0	

表-3 コンクリートの力学的特性

試験体名	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	ポアソン比
R1, R2	35.5	25.0	0.22
その他 6体	37.8	25.5	0.21

面中央1箇所に小型の3軸歪ゲージをリブがある場合にはリブ間の中央に貼り付けた。帯鉄筋と中間帯鉄筋の歪は各々断面中央で計測し、両端部と断面中央付近の3本の軸鉄筋に歪ゲージを貼り付けた。また、一部の試験体では橋脚基部の载荷方向に対する両外縁に変位計を設置して基部の抜け出し量を測定し、併せて全試験体で橋脚の伸び量(基部を除く橋脚躯体の伸び量)を橋脚側面に π ゲージを連続して配置し測定した。

3. 実験結果及び考察

3.1 荷重-変位関係

図-3に各試験体の荷重-変位履歴曲線を示す。なお、比較のため既往の研究⁹⁾における同様の断面寸法および同等の耐力を有するRC試験体の結果(軸力なし)も併せて示した。また、図中には実験時の材料特性を用いて算定した計算降伏耐力を○印で、計算終局耐力を破線で示している。なお、計算は断面分割法で行い、降伏耐力は軸鉄筋または鋼管のいずれかが早く降伏した時点の曲げ耐力、終局耐力は断面外縁のコンクリートが終局歪 ϵ_{cu} ¹¹⁾に達した時点の曲げ耐力である。これより、全ての合成構造試験体の破壊過程はほぼ同様であり、終局の1 δ_y 程度以前の载荷振幅において基部コンクリートが剥離し始め、その後、サイクル数や载荷振幅の増加に伴って剥離・剥落が進展し、次いでコンクリートが大きく剥落し荷重が大幅に低下して終局に至っていることが分かる。なお、荷重-変位履歴曲線の概観の比較から、1)合成構造試験体はいずれもRC試験体に比べて優れた靱性能を有する。2)帯鉄筋比が大きいほど終局変位が大きくなる傾向にある。この傾向は特にリブなしの鋼管を用いた試験体で顕著

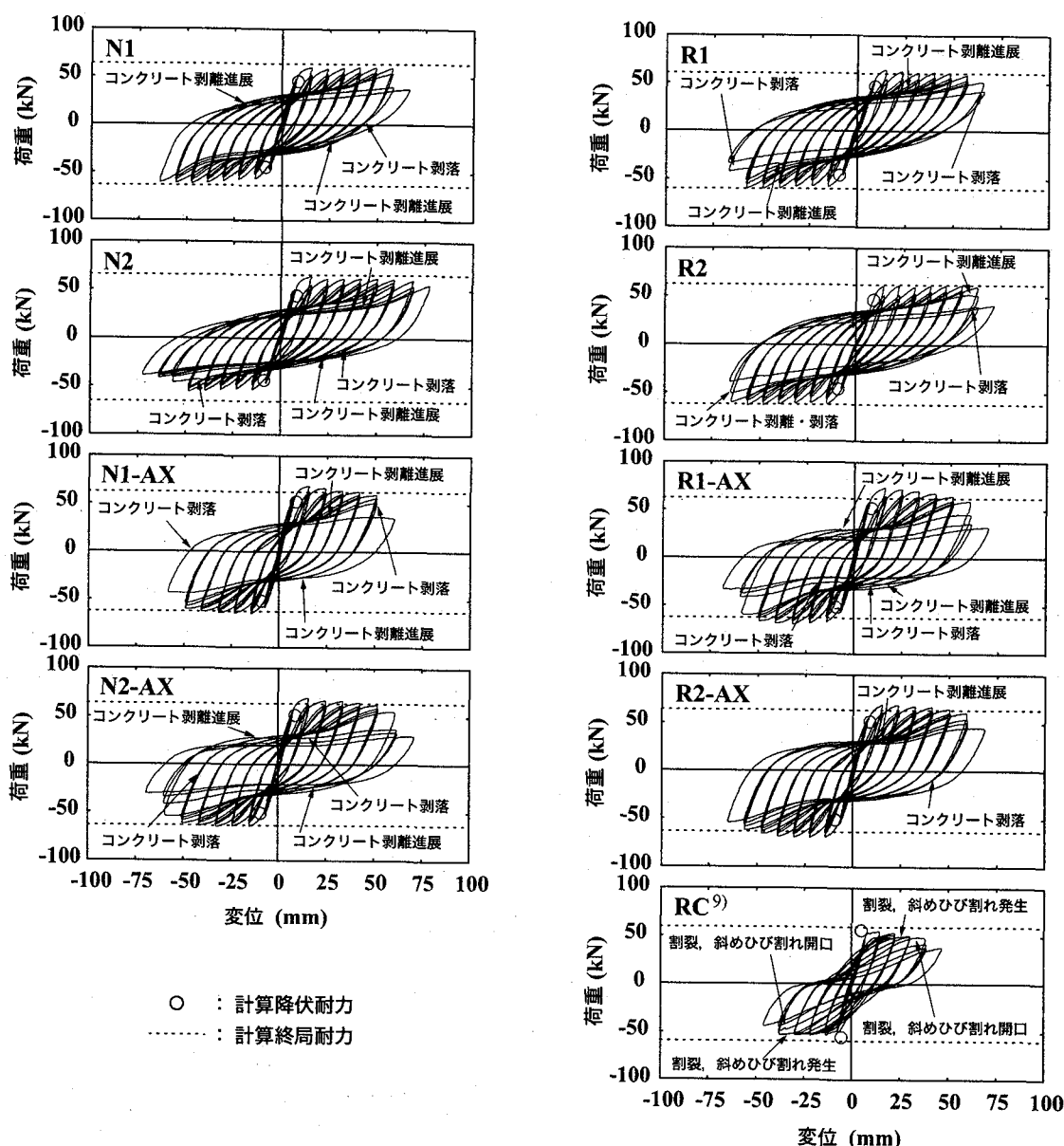


図-3 荷重-変位履歴曲線

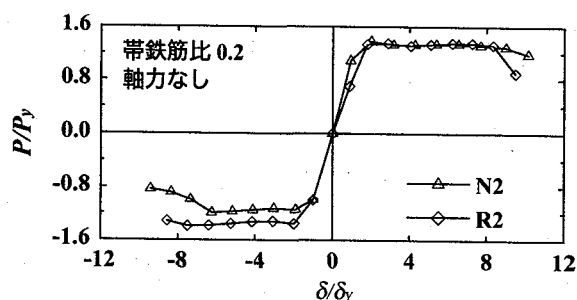
である。3) N2 試験体の履歴曲線は正負荷荷で対称でなく、載荷方向の影響を受けている。4) 軸力が作用すると載荷振幅とともに荷重が低下する傾向にある、ことが分かる。ここで、4) は変位量に応じて軸力によるモーメントが付加されるためと考えられる。なお、終局においては軸鉄筋や鋼管の座屈が認められたもののそれらの破断は見られなかった。

表-4 に実験結果および計算結果の一覧を示す。計算は、実験時の材料特性を用いて行った。なお、降伏、終局変位はいずれも軸鉄筋および鋼管の基部からの抜け出しを考慮して算定している。また、軸力が作用する試験体の耐力は抜け出しを考慮した変位に対応する軸力による付加モーメントを差し引いて算出した。なお、計算ではリブ付き鋼管の外面リブは考慮していない。

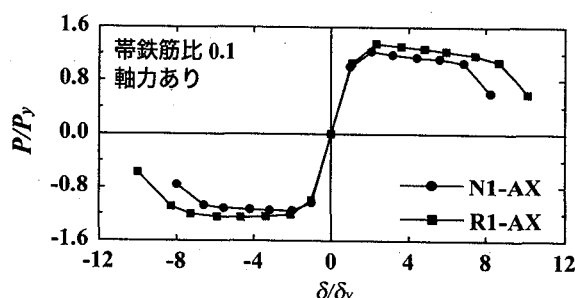
表-4 から、1) 全ての試験体の降伏耐力は計算耐力とほぼ合致するが、実測降伏変位は抜け出しを考慮した計算変位に比べて1~3割程度小さい。これは、本試験体では軸鉄筋の降伏が先行し、この時点では鋼管が未だ降伏していないことに関連するものと考えられる。2) 実測終局耐力は、N2-AX 試験体を除いて計算終局耐力とほぼ合致する。しかし、実測耐力はN2-AX 試験体を含め全般的に計算耐力を下回る傾向にあり、この傾向はリブなしの鋼管を用いた試験体でより顕著である。なお、N2-AX 試験体の実測終局耐力が他に比べて小さいのは、終局近傍で2度にわたり荷重が大きく低下し、2度目を破壊とみなしたからである。3) 帯鉄筋比が増加することで実測終局変位は増大するが、この傾向は外面リブがない試験体や軸力が作用しない場合に顕著である。一方で、リブ付きの試験体に軸力が

表-4 実験結果および計算結果の一覧

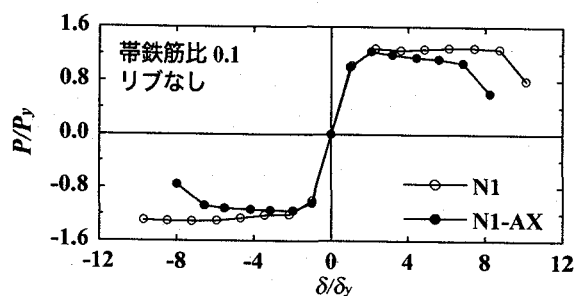
試験 体名	降伏時				終局時				耐力比 P_u/P_y		終局塑性率 $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$	
	耐力 P_y (kN)		変位 δ_y (mm)		耐力 P_u (kN)		変位 δ_u (mm)					
	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値
R1	45.9	46.4	7.5	9.2	60.2	60.3	57.8	45.8	1.3	1.3	7.7	5.0
R2	45.7	46.4	7.5	9.0	60.5	62.2	62.6	56.1	1.3	1.4	8.3	6.2
R1-AX	55.1	51.8	6.8	9.0	60.0	62.3	56.5	47.4	1.1	1.2	8.6	5.3
R2-AX	54.0	51.3	6.5	9.0	60.6	63.7	57.9	55.2	1.1	1.2	8.9	6.1
N1	46.8	44.8	6.6	8.4	59.3	63.5	57.3	45.7	1.3	1.4	8.8	5.4
N2	46.6	44.0	7.7	8.4	60.0	65.6	68.8	58.1	1.3	1.5	9.0	6.9
N1-AX	56.1	51.8	7.3	9.0	59.4	62.3	50.2	47.4	1.1	1.2	6.9	5.3
N2-AX	51.0	51.3	6.6	9.0	54.6	63.7	56.4	55.2	1.1	1.2	8.5	6.1



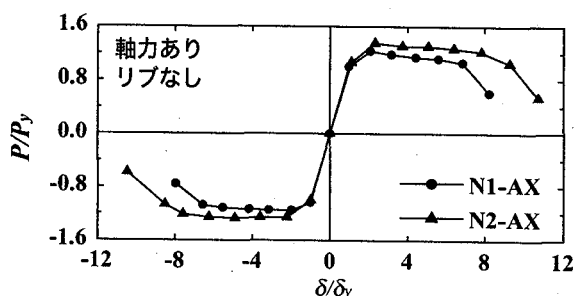
(a) N2, R2 試験体



(b) N1-AX, R1-AX 試験体



(c) N1, N1-AX 試験体



(d) N1-AX, N2-AX 試験体

図-4 荷重-変位曲線の包絡線

作用する場合は、帯鉄筋比が終局変位に与える影響は顕著ではない。4) 実測終局変位は計算変位を上回る傾向にあるが、この傾向は特に軸力がなく、帯鉄筋比が小さい試験体で顕著である。一方で、軸力が作用し、帯鉄筋比が0.2%の場合は、外面リブの有無に拘わらず実測変位と計算変位は比較的良好に合致する。5) 実測の耐力比(P_u/P_y)は軸力が作用することで1.1程度と小さくなる。また、全般的に計算値を多少下回る傾向にある。6) 実測の終局塑性率は、軸力が作用しない場合はリブなしの試験体の方が、軸力が作用する場合はリブ付きの試験体の方が多少大きい。

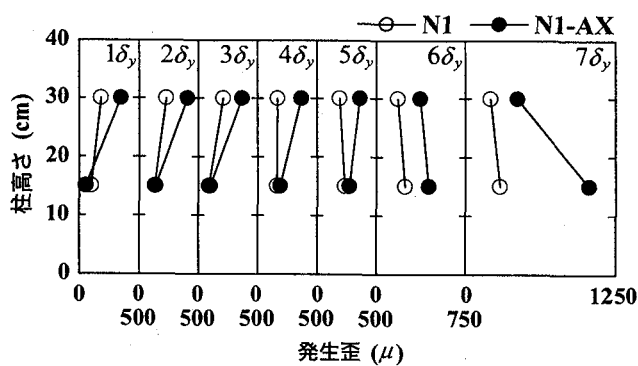
以上のように、合成構造橋脚の荷重-変位関係は外

面リブや軸力の有無および帯鉄筋比に相互に影響されることが分かる。

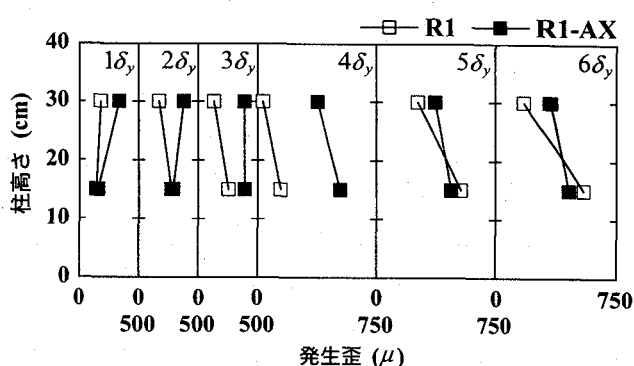
3.2 荷重-変位の包絡線

図-4に荷重-変位曲線の包絡線を示す。なお、全ての試験体の材料特性が一定でないため降伏荷重 P_y および降伏変位 δ_y で無次元化して示している。また、包絡線は各々外面リブおよび軸力の有無と帯鉄筋比の影響に着目して整理し、差異の大きなものを選定して掲載している。

まず、(a)図でN2とR2試験体および(b)図でN1-AXとR1-AX試験体を比較し、外面リブの影響を検討す

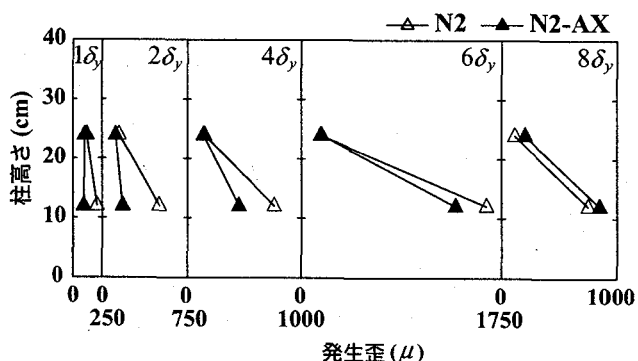


(a) N1, N1-AX 試験体

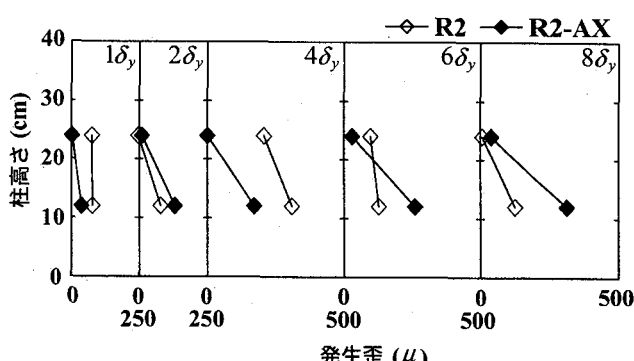


(b) R1, R1-AX 試験体

図-5 帯鉄筋の歪分布性状



(a) N2, N2-AX 試験体



(b) R2, R2-AX 試験体

図-6 中間帯鉄筋の歪分布性状

る。N2, R2 試験体の比較から、外面リブのない場合は負荷における荷重比 (P/P_y) が正荷重に比べて小さくなる傾向にあり、また、荷重途中で荷重比が大きく低下していることが分かる。これは、外面リブのない鋼管を用いた場合に荷重方向の影響を受けやすいことを示している。一方、(b) 図より帯鉄筋比が 0.1 % で軸力が作用した場合は、外面リブ付き鋼管を用いた R1-AX 試験体の方が一様に荷重比が大きく、終局の変位比 (δ/δ_y) も大きくなることが分かる。このように外面リブ付き鋼管を用いた方が優れた耐荷性能を安定して発揮する傾向にある。

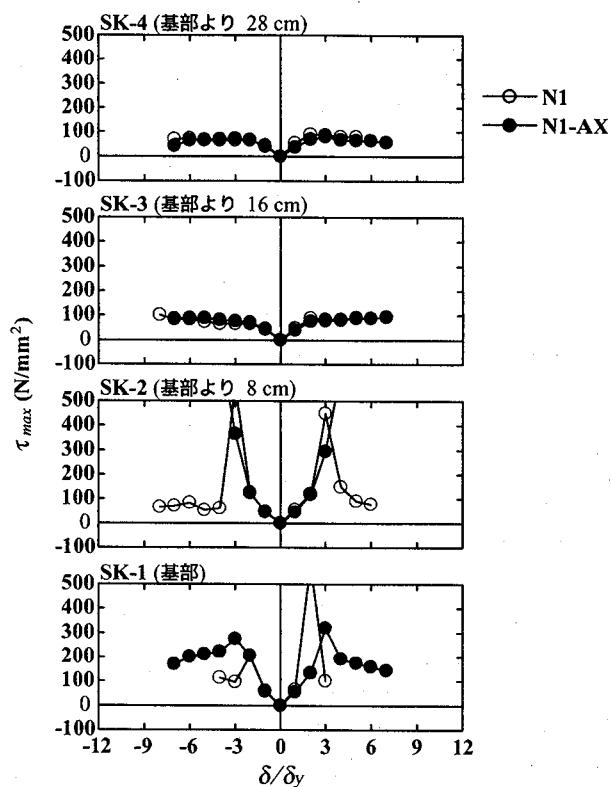
次に (c) 図をもとに N1 タイプ試験体で軸力の影響を比較する。これより、外面リブがなく、帯鉄筋比が 0.1 % の場合には、荷重初期より軸力の影響が顕著に出現することが分かる。特に軸力が作用した場合は $2\delta_y$ で最大の荷重比を示し、以降はほぼ線形に減少している。一方、軸力がない場合は荷重振幅の増加とともに荷重比が増大する傾向を示し、両者の荷重比の差は振幅の増加とともに拡大している。このように外面リブがなく帯鉄筋比が 0.1 % の場合は軸力が耐荷性状に大きく影響している。

(d) 図により、帯鉄筋比の影響を外面リブがなく軸力

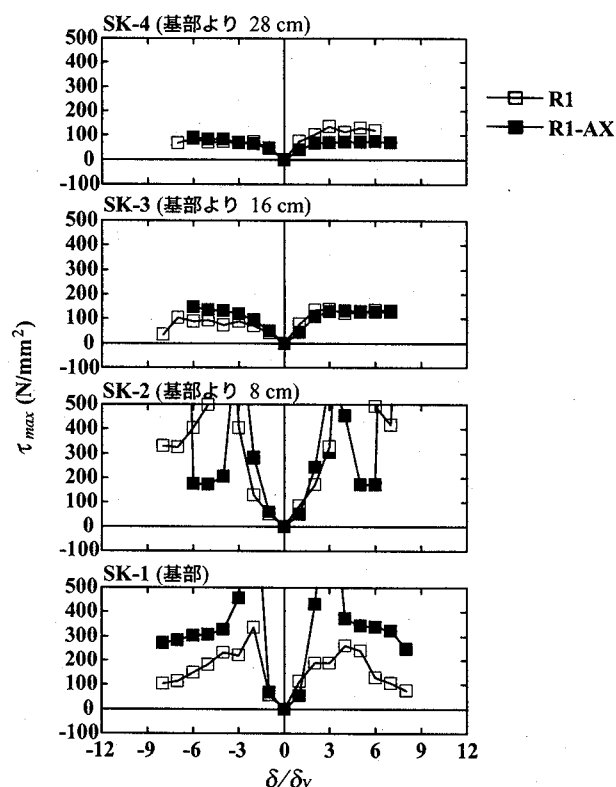
が作用した場合に着目して比較検討する。帯鉄筋比が 0.2 % の試験体は 0.1 % の試験体に比べて荷重比が全般的に大きく、終局の変位比も帯鉄筋比が 0.2 % の試験体で大きい。このように帯鉄筋比の影響は、外面リブがなく軸力が作用した場合に顕著に出現する。

3.3 帯鉄筋および中間帯鉄筋の歪分布性状

図-5 に帯鉄筋比が 0.1 % の試験体の帯鉄筋の各荷重振幅における柱高さ方向歪分布を外面リブと軸力の有無に着目して示す。(a) 図の N1 タイプ試験体の結果から、 $5\delta_y$ 程度までは基部付近よりも柱高さのより上方で歪が大きく、この傾向は特に軸力が作用した試験体で顕著であることが分かる。 $6\delta_y$ 以降では基部付近の歪がより大きくなり、軸力が作用した場合の最大歪は $1,000\mu$ 程度である。このように、外面リブがなく帯鉄筋比が 0.1 % の場合は、軸力の有無が帯鉄筋の歪分布性状に大きな影響を与える。一方、(b) 図より R1 タイプ試験体に軸力が作用した場合も $3\delta_y$ 程度までは基部付近よりも柱高さのより上方で歪が大きい、それ以降は基部付近の方で歪が大きいことが分かる。なお、最大歪は軸力の有無に拘わらず 500μ 程度と小さい。



(a) N1, N1-AX 試験体



(b) R1, R1-AX 試験体

図-7 最大せん断応力

図-6 に中間帯鉄筋の各载荷振幅における柱高さ方向歪分布を外面リブと軸力の有無に着目して示す。(a) 図の N2 タイプ試験体の結果から、载荷初期を除いて軸力の有無が中間帯鉄筋の歪分布性状に与える影響は小さいことが分かる。なお、歪は基部に近い方で大きく、最大で $1,700 \mu$ 程度である。一方、(b) 図より R2 タイプ試験体の歪も基部で大きくなる傾向にあるが、最大でも 300μ 程度であり N2 タイプ試験体に比べて大幅に小さいことが分かる。なお、柱高さがより上方の中間帯鉄筋の歪は外面リブや軸力の有無に拘わらず小さく、この位置の中間帯鉄筋はほとんど応力を負担していない。

このように、帯鉄筋や中間帯鉄筋の歪レベルは、軸力よりも外面リブの有無の影響を強く受け、外面リブのない場合でより大きい。また、この傾向は中間帯鉄筋でより顕著であり、外面リブのある場合は中間帯鉄筋の応力分担は極めて小さい。以上から、外面リブ付き鋼管を用いる場合は、外面リブなし鋼管を用いる場合に比べて、帯鉄筋や中間帯鉄筋量をより少なくすることが可能であるものと考えられる。

3.4 最大せん断応力

靱性能と鋼管の分担せん断力の関係を検討するため、鋼管断面中央の最大せん断応力を取りまとめた。ここでは、鋼管の分担せん断力を実験で求めることは

困難なため、分担せん断力の大小関係を示す指標として最大せん断応力に着目することとした。図-7 に帯鉄筋比が 0.1 % の試験体における鋼管断面中央の測点に貼り付けた 3 軸歪ゲージの計測結果を基に、各測定高さの鋼管に発生した最大せん断応力を载荷振幅ごとに示す。なお、最大せん断応力 τ_{max} は (1) 式により求めた。

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

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

ここに、 γ_{max} : 最大せん断歪、 ε_a : 軸方向歪、 ε_b : ε_a から 45° なす角における歪、 ε_c : 周方向歪、である。なお、図には歪ゲージの計測値が異常に大きく、 τ_{max} が 500 N/mm^2 を超える測点の測定値は示していない。(a) 図の N1 タイプ試験体の結果から、基部より 16, 28 cm における最大せん断応力分布は軸力の有無に拘わらずほぼ同様であることが分かる。基部および基部より 8 cm の位置では、軸力の有無に拘わらず $2 \sim 3 \delta_y$ においてせん断応力が急増している。なお、せん断応力のレベルは全般的に基部よりも基部から 8 cm の位置で大きい。一方、(b) 図の R1 タイプ試験体の結果から、基部より 16, 28 cm における応力分布に軸力が与え

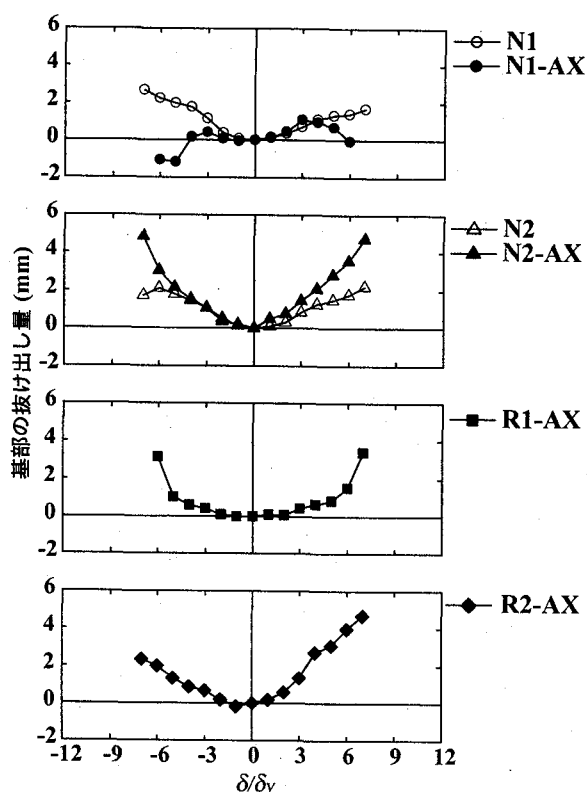


図-8 基部の抜け出し量

る影響はさして顕著ではないことが分かる。なお、これらの位置におけるせん断応力は R1 タイプ試験体の方が N1 タイプ試験体よりも全般的に大きい。基部および基部より 8 cm の位置では、荷重初期より軸力が作用した場合にせん断応力が大きくなる傾向にあり、特に基部のせん断応力は $2\delta_y$ において極めて大きく示されている。このように、軸力がせん断応力に与える影響は R1 タイプ試験体の基部付近においてのみ出現し、他では顕著な影響を与えていない。また、これらの位置でも外面リブのある R1 タイプ試験体の方が N1 タイプ試験体よりもせん断応力が全般的に大きくなる傾向にある。これは、前述したように R1 タイプ試験体の帯鉄筋、中間帯鉄筋歪が N1 タイプ試験体に比べて大幅に小さいことに対応する。すなわち、R1 タイプ試験体では鋼管のせん断力分担が N1 タイプ試験体に比べて大きく、鋼管外側コンクリートに配置された帯鉄筋や中間帯鉄筋の歪が小さくなるものと考えられる。

3.5 基部抜け出し量と試験体伸び量

基部に取り付けた変位計で基部の抜け出し量を計測した結果を図-8 に示す。N1 タイプ試験体の場合、荷重初期には軸力の影響はほとんどなく、軸力がない場合は荷重振幅の増大とともに抜け出し量が増加するのに対して、軸力がある場合は荷重途中から抜け出し量が減少に転じている。このため、終局近傍では両者の抜け出し量の差異が大きくなっている。これは、

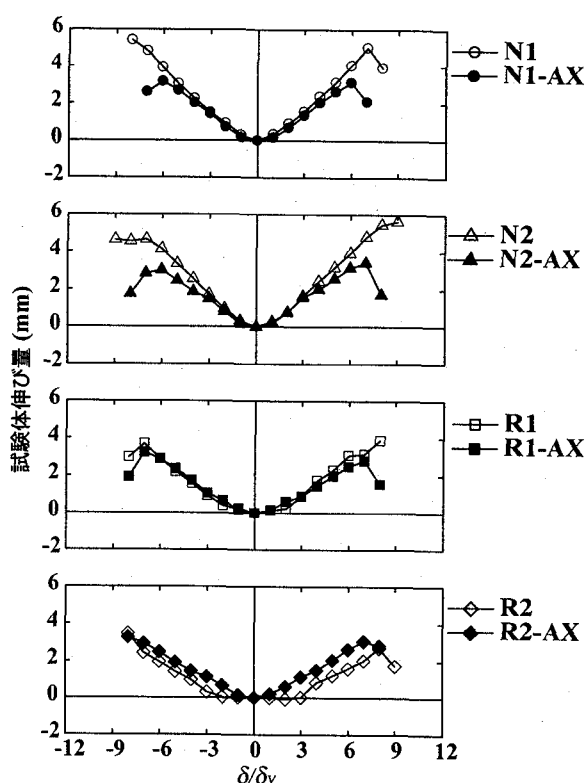


図-9 試験体の伸び量

N1-AX 試験体において、リブなし鋼管とコンクリートが早期にずれて軸力の影響を強く受けたためと推察される。なお、抜け出し量や後述する伸び量は N1 試験体の方が N1-AX 試験体よりも大きく、このため終局変位も N1 試験体でより大きくなったものと考えられる。一方、N2 タイプ試験体の場合も荷重振幅の増加とともに軸力が抜け出し量に与える影響が大きくなっているが、この場合は軸力の作用した試験体で抜け出し量が大きくなっている。なお、抜け出し量は N2-AX 試験体の方が N2 試験体よりも大きいものの、終局変位は N2 試験体の方が大きい。これは N2-AX 試験体の終局近傍で 2 度にわたって荷重が大きく低下したことに関連するものと推察される。

一方、R1 タイプ試験体では軸力が作用した場合にのみ計測を行ったが、荷重初期の抜け出しは小さく、終局に近づくにつれて抜け出し量が増加する傾向を示している。この傾向は、N1-AX 試験体と大きく異なり、外面リブがあることで鋼管の早期のずれが抑制されることを示すものと考えられる。R2-AX 試験体の正荷重時には N2-AX 試験体とほぼ同様な抜け出し量を示しているが、負荷時には N2-AX 試験体に比べて抜け出し量が小さい。このように、外面リブの有無は抜け出し量に影響を与えるものと考えられるが、今後より詳細な検討が必要である。

図-9 に試験体の側面に連続して設置した π ゲージの計測値を全て加算した抜け出しを含まない試験体の

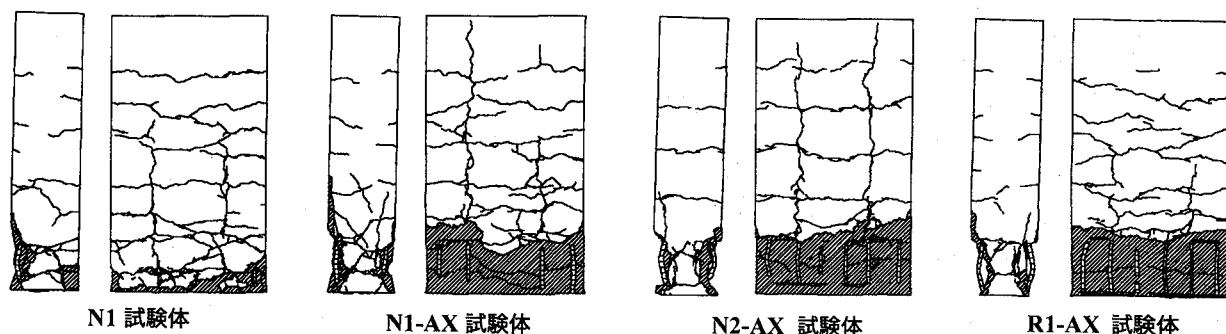


図-10 ひび割れ性状

伸び量と載荷振幅の関係を示す。なお、何れの試験体も測定間隔 180 mm の π ゲージを基部から上方に向けて隙間なく 4 台設置して計測している。N1 タイプ試験体では、 $5\delta_y$ 程度までは軸力の有無の影響は見られず、終局近傍では軸力のない試験体で伸び量が大きくなる傾向にある。一方、N2 タイプ試験体も N1 タイプ試験体と同様な性状を示し、この場合も軸力の作用していない試験体で伸び量が大きい。R1 タイプ試験体は終局近傍まで軸力の有無の影響はほとんど見られない。一方、R2 タイプ試験体では軸力が作用した方で一樣に伸び量が大きい。これは、R2-AX 試験体の $2\delta_y$ 載荷において顕著な水平ひび割れが発生したためと考えられる。なお、外面リブの有無に拘わらず帯鉄筋比が伸び量に与える影響は小さく、全般的に伸び量は外面リブなし鋼管を用いた試験体で大きい。これは、軸力の作用していない N2 試験体の終局変位量が R2 試験体を多少上回る一つの要因であるものと考えられる。

3.6 ひび割れ性状

図-10 に N1, N1-AX, N2-AX および R1-AX 試験体側面および前面の実験終了時におけるひび割れ性状を示す。まず、軸力が作用した試験体で外面リブの有無の影響を検討する。N1-AX 試験体の側面のひび割れ性状から、基部 1D (断面短辺長) より上方において斜めひび割れが数本発生していることが分かる。なお、この斜めひび割れは R1-AX 試験体では顕著には発生していない。また、N1-AX 試験体の前面のひび割れ性状から、鉛直方向に 2 本のひび割れが発生し、そのうちの 1 本は柱下端から上端まで連結していることが分かる。一方、R1-AX 試験体でも 2 本の鉛直ひび割れが発生しているが、その高さは基部から柱高さの半分程度までである。このように、軸力が作用する場合は外面リブの有無がひび割れ性状に大きな影響を与えており、これは荷重-変位関係などの差異にも密接に関連するものと考えられる。

次に、N1 タイプ試験体で軸力によるひび割れ性状の差異を検討する。N1-AX 試験体では 1D より上方で斜めひび割れが N1 試験体よりも多く発生し、基部の

損傷範囲も全般的に N1 試験体よりも広い。また、前面のひび割れ図より、N1-AX 試験体の鉛直ひび割れが上下端まで連結しているのに対して、N1 試験体では柱高さの $2/3$ 程度までしか進展していない。このように、N1-AX 試験体の損傷程度は N1 試験体よりも全般的に激しく、このため N1-AX 試験体は N1 試験体に比べて低載荷振幅より荷重が低下し、終局変位も小さくなったものと考えられる。以上から、外面リブのない鋼管を用いた場合には軸力の作用によって橋脚基部の損傷が激しくなり、結果的に靱性能に劣るものと考えられる。

外面リブのない試験体に軸力が作用する場合、帯鉄筋比が試験体のひび割れ性状に与える影響を検討する。N2-AX 試験体では N1-AX 試験体に見られる斜めひび割れが発生していない。また、N2-AX 試験体の前面には N1 試験体と同様に 2 本の鉛直ひび割れが発生し、それらはともに試験体下端から上端まで連結している。このように、鉛直ひび割れが試験体上端まで進展するのは外面リブのない鋼管を用いた試験体に軸力が作用した場合のひび割れ性状の特徴である。なお、水平方向のひび割れ本数は N1-AX 試験体の方が多いが、試験体前背面を貫通するひび割れではなく、ひび割れ本数の少ない N2-AX 試験体ではこれらが貫通する傾向にある。なお、側面のひび割れ図から明らかなように基部の損傷範囲は N2-AX 試験体の方が狭い。このように、帯鉄筋比を増加させることで斜めひび割れの発生が抑制され、基部の損傷範囲も狭くなることから、N2-AX 試験体の方が N1-AX 試験体よりも載荷重比や終局の変位比が大きくなったものと考えられる。

4. まとめ

橋脚のコスト縮減、工期短縮に資する構造であると考えられる鋼管・コンクリート合成構造橋脚の耐荷性状に与える外面リブおよび軸力の有無並びに帯鉄筋比の影響を外径 75.6 mm の鋼管を断面内に 2 本配置した長辺長 420 mm、短辺長 180 mm の小型橋脚模型を用いて水平交番加力実験によって検討した。本実験の範

図内で得られた知見を要約すると以下の通りである。

- 1) 外面リブ付き鋼管を用いた方が、リブなし鋼管を用いた場合よりも優れた耐荷性状を安定して発揮する傾向にある。
 - 2) リブなし鋼管を用い、帯鉄筋比が小さい場合は軸力の有無が耐荷性状に大きな影響を与える。
 - 3) 帯鉄筋比が増加すると靱性能は向上するが、その傾向は外面リブがない場合や軸力が作用しない場合に顕著である。
 - 4) 外面リブ付き鋼管を用いる場合は、リブなし鋼管を用いる場合に比べて帯鉄筋や中間帯鉄筋量を少なくすることが可能である。
 - 5) 橋脚の伸び量は全般的に外面リブなし鋼管を用いた方がリブ付き鋼管を用いた場合よりも大きい。また、基部の斜めひび割れや損傷は外面リブのない試験体に軸力が作用した場合や帯鉄筋比が小さい場合に激しくなる傾向にある。
- 今後は、試験体の寸法や扁平比などを変化させて外面リブの効果をより定量的に評価し、併せてコストパフォーマンスについても検討する必要がある。
- 参考文献**
- 1) 篠崎裕生, 三上 浩, 岡本 隆, 水谷慎吾: 外リブ付き鋼管・コンクリート合成はりの静的耐荷挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, pp.1199-1204, 1994
 - 2) 篠崎裕生, 田村多佳志, 岡本 隆, 水谷慎吾: 外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造はりのせん断耐力について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, pp.1117-1122, 2000
 - 3) 跡部俊郎, 田村多佳志, 岡本 隆, 水谷慎吾: プレキャストセグメントと鋼管からなる合成構造橋脚の力学特性に関する研究, コンクリート工学論文集, 第6巻, 第2号, pp.107-116, 1995.7
 - 4) 篠崎裕生, 三上 浩, 岡本 隆, 水谷慎吾: 鋼管を用いた合成構造橋脚定着部の耐荷性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.1313-1318, 1996
 - 5) 福本英一郎, 川端 淳, 久 正, 田村多佳志, 篠崎裕生: 鋼管・コンクリート合成構造橋脚 (ML工法) の設計と施工, 橋梁と基礎, pp.10-15, 1999.3
 - 6) 山懸敬二, 市川博泰, 大内 一, 小島克朗: 鋼管・コンクリート複合構造橋脚模型の水平加力試験, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.183-193, 1995.8
 - 7) 田中浩一, 大内 一, 長沼一洋, 緒方辰男: 水平力を受ける鋼管・コンクリート複合構造橋脚の挙動評価, 土木学会論文集, No.648/V-47, pp.89-108, 2000.5
 - 8) 三上 浩, 山田武正, 伊藤久光, 田村富雄: ずれ止め付き鋼管-コンクリート合成構造の耐荷機構に関する実験的研究, 第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp.195-202, 1989.9
 - 9) 三上 浩, 田村多佳志, 岸 徳光, 池田憲二: 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
 - 10) コンクリート標準示方書 設計編: 土木学会, 1986
 - 11) 道路橋示方書・同解説: 日本道路協会, 2002.3
 - 12) コンクリート標準示方書 設計編: 土木学会, 1996

(2002年9月13日受付)