

論文 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

池田 憲二*¹・皆川 昌樹*²・三上 浩*³・岸 徳光*⁴

要旨：弱軸方向に大きな荷重が作用する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壁式橋脚を提案した。本研究では，実橋脚の約 1/3 モデルの大型 RC 構造および合成構造試験体を製作し，水平単調載荷および交番載荷実験によって耐荷性能を比較検討した。その結果，合成構造壁式橋脚は RC 構造と同等程度以上の耐力および靱性能を有することが明らかとなった。

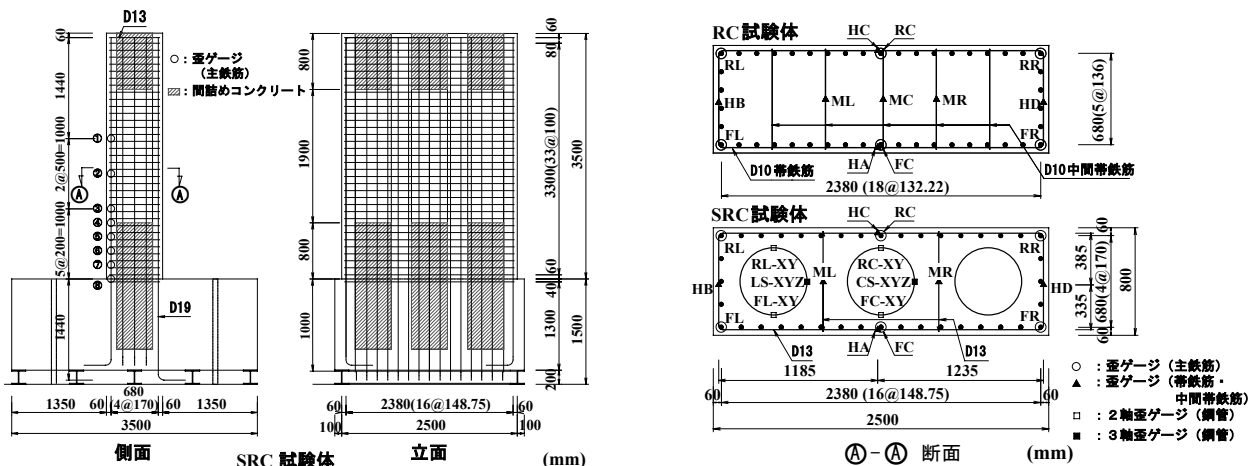
キーワード：壁式橋脚，合成構造，外面リブ付き鋼管，靱性能

1. はじめに

近年，社会資本整備にコスト縮減の命題が一層強く課せられ，また，技術労働者不足や高齢化の中で省力化施工や工期短縮も併せて望まれている。一方で，兵庫県南部地震以後，橋脚等の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。

外面リブ付き鋼管・コンクリート合成構造（以下，SRC）橋脚は，高さ 30 m 程度以下の低・中橋脚の工費縮減に資する構造として提案されたもので，断面内に外面リブ付き鋼管を補強材として複数本配置するところに特徴がある。著者らは既に扁平比（短辺：長辺）が 1：2.5 程

度以下の陸上部用 SRC 橋脚試験体の耐荷性状を検討し^{1), 2)}，本構造が鉄筋コンクリート構造（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を確認してきた。一方，本構造を河川橋脚のように扁平比が 1：2.5 程度以上の壁式橋脚に適用する場合，鋼管のせん断力負担性状や断面長辺方向の応力分担性状，帯鉄筋や中間帯鉄筋の効果等，明らかにしなければならない課題も多い。また，試験体の寸法が耐荷性状に与える影響（寸法効果）についても未解明な部分が多い。そこで，本研究では扁平比が 1：3 以上で長辺が 2.5 m の大型壁式橋脚試験体を RC および SRC 構造で製作



図一 試験体の概要と計測位置図

*1 (独) 北海道開発土木研究所 室長 構造研究室 (正会員)
 *2 (独) 北海道開発土木研究所 研究員 構造研究室
 *3 三井建設(株) 主席研究員 技術研究所 博(工) (正会員)
 *4 室蘭工業大学教授 建設システム工学科 工博 (正会員)

し、水平単調載荷および交番載荷実験によって耐荷性状を比較検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体の概要

図-1に試験体の概要と計測位置図を示す。本実験に用いた試験体は RC 構造試験体と $\phi 500$ 、板厚 6 mm の外面リブ付き鋼管を一行に 3 本配置した SRC 構造試験体の 2 種 4 体である。試験体の断面寸法は、短辺が 800 mm、長辺が 2,500 mm で、扁平比が 1:3.125 であり、高さが 3,500 mm である。両試験体ともに軸鉄筋には D19、帯鉄筋と中間帯鉄筋には各々 D13 (SRC) および D10 (RC) を用いて換算帯鉄筋比が 0.2% となるように配筋した。なお、外面リブ付き鋼管内には、コンクリート量低減のため試験体基部より上方に 1D (短辺幅: 800 mm) および頭部 1D のみにコンクリートを充填している。両試験体の配筋等は、道路橋示方書に準拠し材料の規格値を用いて断面分割法によって両者の曲げ耐力が同等程度になるように行った。しかしながら、鋼管が規格値を大幅に上回る力学的特性を有したため、実験での耐力は SRC 試験体が幾分大きい。表-1に使用した鋼材の力学的特性を示す。使用したコンクリートは圧縮強度 $f'_c = 31.0$ MPa、弾性係数 $E = 19.9$ GPa、ポアソン比 $\nu = 0.22$ である。なお、外面リブ付き鋼管のリブ間隔は 40 mm 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。

2.2 載荷方法の概要

図-2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 32 m 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 30 m、総重量約 1,010 kN 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 300 mm であり、載荷点のフーチ

表-1 鋼材の力学的特性

鋼材種		降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)
鋼管 SKK490		478.0	627.0
鉄筋 SD295	D10	375.1	588.7
	D13	377.2	559.5
鉄筋 SD345	D19	383.9	596.3

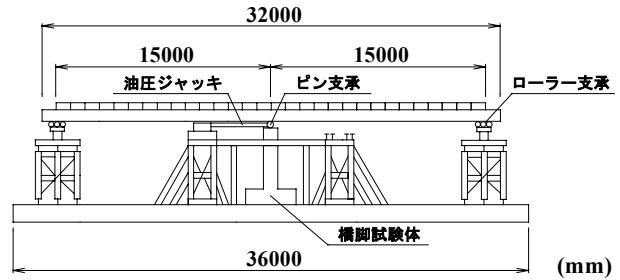


図-2 実験装置の概略図

ング天端からの高さは 3,800 mm 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) 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。なお、油圧ジャッキのストロークは載荷方法によって異なり、単調載荷の押し側 (RC 試験体の載荷方向) で 45 cm、引き側 (SRC 試験体の載荷方向) で 40 cm 程度であり、交番載荷では各々 50 cm 程度である。載荷は試験体が破壊するかまたは油圧ジャッキのストロークの限界まで実施した。

3. 実験結果および考察

3.1 荷重-変位関係

図-3に両試験体の交番載荷実験における荷重-変位履歴曲線と単調載荷実験における荷重-変位関係を併せて示した。また、図中には計算値の降伏耐力を○印で、最大耐力を破線で示している。計算は材料試験結果を用いて断面分割法で行っている。

まず、単調載荷実験の荷重-変位関係を考察する。RC 試験体では軸鉄筋が 820 kN 程度で初降伏した後、試験体全体としては 1,100 kN 程度で変位が大きく進行している。その後、若干の

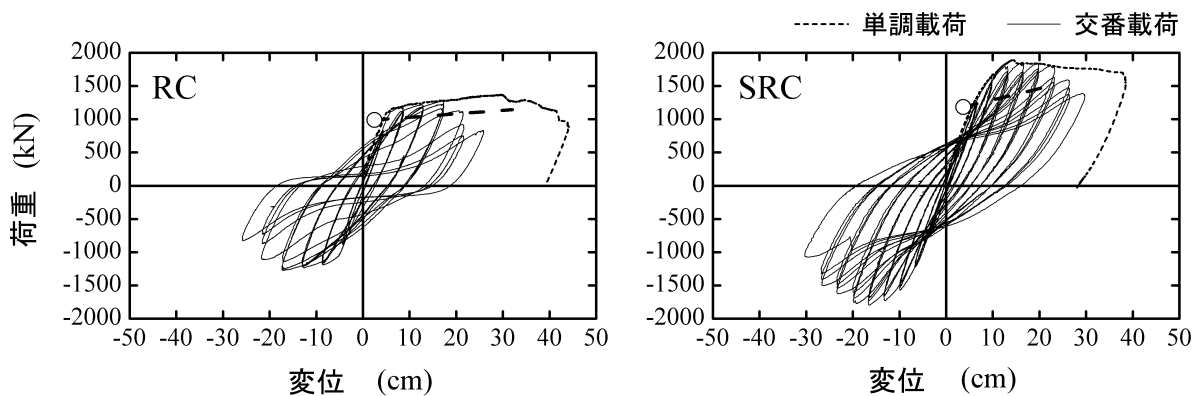


図-3 荷重-変位関係

荷重増加を伴って変位が増大して、1,370 kN 程度の最大荷重時に軸鉄筋が破断し始めた。その後、破断鉄筋が増加して荷重が低下し、最大変位 44 cm 程度で荷重が急減したため破壊とみなして載荷を終了した。なお、降伏時耐力 (P_y) は計算値の 80 % 程度であったが、最大耐力は計算値を 20 % 程度上回っており、安全側に見積もられていることが分かる。

一方、SRC 試験体では 660 kN 程度で軸鉄筋が初降伏したものの、RC 試験体の初期剛性とほぼ同等の剛性を保持して変位が著しく増大することなく一気に最大荷重 1,900 kN 程度にまで達している。その後、圧縮側基部のかぶりコンクリートが徐々に剥落して荷重が緩やかに低下したもののジャッキストロークの限界に至っても軸鉄筋や鋼管に破断や座屈等の兆候が見られず載荷を終了している。なお、計算の P_y に比較して実測の P_y は 55 % 程度と小さい。これは端部軸鉄筋歪を用いて降伏変位 δ_y を定義したためと推察される。一方、実測最大耐力は計算耐力を 25 % 程度上回っており安全側に見積もっていることが分かる。

次に、交番載荷実験の荷重-変位履歴曲線について考察する。RC 試験体の P_y は 840 kN 程度であり、単調載荷時とほぼ同等であった。一方、 δ_y は交番載荷時が 9 mm 程度大きく、この δ_y を基に各載荷振幅で正・負方向に 3 回ずつ交番載荷を行った。RC 試験体の交番載荷時における最大荷重は $4\delta_y$ の 1 回目で生じ、その値は同等な変位量における単調載荷時の荷重と

ほぼ同等であった。その後、荷重は載荷振幅の増加とともに軸鉄筋の破断を伴って減少し、 $6\delta_y$ の 1 回目で P_y を下回る荷重レベルとなり破壊した。

一方、SRC 試験体の P_y は単調載荷時よりも 80 kN 程度増大したものの計算値と比べると、この場合も 60 % 程度と小さい。なお、 δ_y は RC 構造と同様に 8 mm 程度交番載荷時の方が大きい。SRC 試験体の交番載荷時最大荷重は $5\delta_y$ の 1 回目で生じ、同一変位における単調載荷時の荷重とほぼ同等であった。その後、荷重は載荷振幅を増加させることで徐々に低下し、 $9\delta_y$ の 2 回目載荷時に P_y を下回る荷重に低下して破壊した。なお、破壊の際には軸鉄筋の破断とともに鋼管が破断していた。

表-2 に実験結果と計算結果を取りまとめた。なお、単調載荷における実験結果の終局耐力には最大荷重を、終局変位には最大変位を用いている。一方、交番載荷における終局耐力には正載荷時の最大荷重を、終局変位には P_y を下回る直前の載荷振幅における変位を用いている。また、計算終局変位は材料試験結果を用いて圧縮破壊を想定して求めた。なお、SRC 構造の終局変位は、鋼管内部に充填したコンクリートを考慮して算定している。表より、RC 構造の計算終局変位は SRC 構造を 100 mm 近くも上回っているものの、交番載荷時終局変位は逆に SRC 構造が 50 mm 程度大きいことが分かる。以上から、SRC 構造壁式橋脚の耐力および靱性能は RC 構造と同等程度以上に期待できるものと考

表-2 実験および計算結果の比較

試験 体名	荷 載 方 法	降伏時				終局時			
		耐力 P_y (kN)		変位 δ_y (mm)		耐力 P_{max} (kN)		変位 δ_{max} (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
RC	単調荷 載	821.0	986.5	33.8	25.0	1373.9	1145.4	441.9	321.0
SRC*		662.3	1181.7	25.2	36.8	1890.6	1512.2	385.0	229.6
RC	交番荷 載	836.8	986.5	42.9	25.0	1241.0	1145.4	215.0	321.0
SRC		748.3	1181.7	32.9	36.8	1839.0	1512.2	264.0	229.6

*破壊に至らず

えられる。

3.2 帯鉄筋と中間帯鉄筋の歪分布性状

図-4に交番荷重実験における両試験体の端部帯鉄筋 HD および HB の +2, 4, 6 δ_y における高さ方向の歪分布性状を示す。2 δ_y の結果から、RC 構造橋脚の端部帯鉄筋歪は基部からの高さが 100 cm 程度までの範囲で SRC 構造橋脚よりも数倍大きいことが分かる。一方、4 δ_y においては RC 構造の一部の帯鉄筋で降伏歪以上を示しているものの、SRC 構造では 1,000 μ 程度以下で未だ降伏歪に至っていないことが分かる。6 δ_y における SRC 構造の歪レベルは 4 δ_y と大差がないが、RC 構造では数本の帯鉄筋が降伏して歪分布性状は大きく乱れている。

この様に、橋脚基部の端部帯鉄筋の分担張力は、RC 構造の場合は大きく SRC 構造の場合で小さい。これは、SRC 構造では鋼管がせん断力を大きく負担するため、鋼管外側 RC 部に作用するせん断力を軽減しているためと考えられる。

図-5に帯鉄筋と同様に中間帯鉄筋 ML および MR の +2, 4, 6 δ_y における高さ方向の歪分布性状を示す。2 δ_y の結果から、RC 構造の中間帯鉄筋の歪分布は橋脚基部から 50 cm 程度までの範囲で大きく乱れ、数本の中間帯鉄筋に 1,000 μ 弱の引張歪が発生し、かつ部分的に大きな圧縮歪が発生していることが分かる。一方、SRC 構造における歪は 100 μ 程度以下であり、この荷重振幅では未だ小さい。4 δ_y 荷重時には、RC 構造の中間帯鉄筋の歪が基部より 60 cm 程度までの範囲で大きく増加し、一

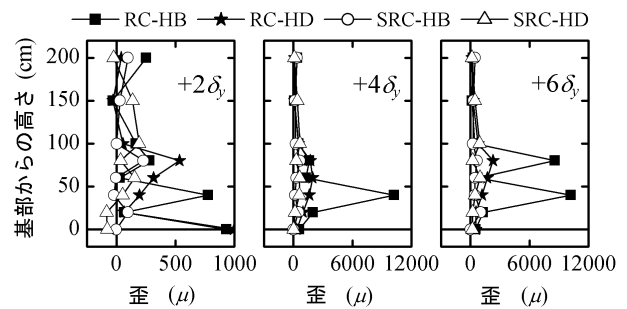


図-4 帯鉄筋の高さ方向歪分布

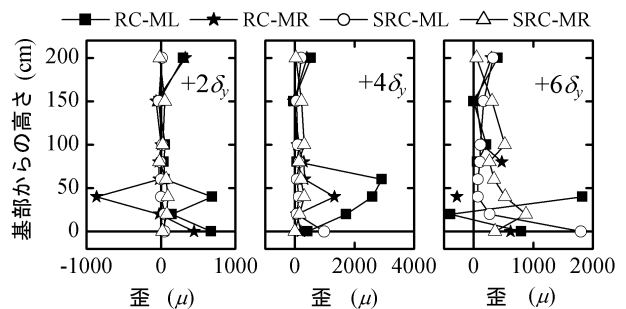


図-5 中間帯鉄筋の高さ方向歪分布

部で降伏歪を越えていることが分かる。一方、SRC 構造の中間帯鉄筋歪は、基部周辺で 1,000 μ 程度に達しているが、その他の中間帯鉄筋の歪は未だ 500 μ 程度以下である。

6 δ_y 荷重時には、既に RC 構造の中間帯鉄筋は数本が完全に降伏しており、特に基部周辺における歪分布が大きく乱れている。一方、SRC 構造の場合における歪は、特に基部から 50 cm 程度までの範囲で増加しているが、最大でも基部周辺の 2,000 μ 程度である。このように、SRC 構造における中間帯鉄筋の分担張力は、RC 構造に比べて特に橋脚基部において大幅に小さい。これは帯鉄筋と同様に、SRC 構造では鋼管がせん断力を大きく負担するためと考えられる。

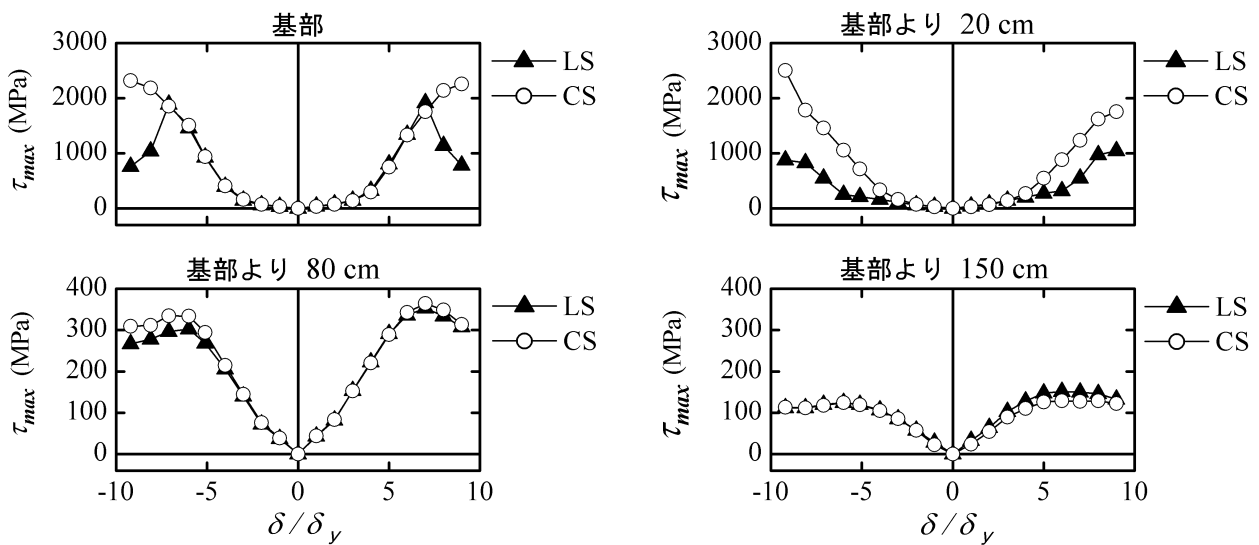


図-6 荷重振幅と最大せん断応力の関係

3.3 最大せん断応力

図-6に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荷重振幅毎に示した。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 から 45° なす角における歪、 ε_c : 周方向歪、である。基部における最大せん断応力は、LS, CS とともに荷重振幅が増加するにつれて双曲線的に増大し、中央部鋼管 (CS) では終局まで最大せん断応力が増加していることが分かる。一方、端部の鋼管 (LS) では、 $7\delta_y$ 荷重時に最大値を示し、その荷重振幅の増加とともに最大せん断応力は大きく低下している。なお、基部における最大せん断応力は中央部鋼管で 2,300 MPa、端部鋼管で 2,000 MPa 程度であった。

基部より 20 cm における最大せん断応力は、 $5\delta_y$ 程度から中央部鋼管と端部鋼管に差異が生じ始め、端部鋼管よりも中央部鋼管でより大きなせん断力を負担していることが分かる。しかしながら、両鋼管ともに荷重振幅の増加と

ともにせん断応力は増大する傾向を示している。なお、基部より 20 cm における最大せん断応力は中央部鋼管で 1,800 ~ 2,600 MPa、端部鋼管では 1,000 MPa 程度であった。

基部より 80 cm および 150 cm における両鋼管の荷重振幅と最大せん断応力の関係はほぼ同様である。ただし、正・負荷荷で対称な分布性状を示さず、全般的に正荷荷時の応力レベルが大きい。なお、基部から 80 cm における最大せん断応力は、基部や基部から 20 cm における応力レベルに比べて極めて小さく、最大でも 300 ~ 350 MPa 程度である。基部より 150 cm ではさらに最大せん断応力のレベルは小さくなり、最大でも 100 ~ 150 MPa 程度であった。このように、鋼管のせん断応力分担は基部から 20 cm 程度までの範囲で極めて大きく、鋼管が基部周辺でせん断力を大きく負担していることが分かる。

このように、橋脚基部において鋼管がせん断力を大きく負担しているため、前述のようにこの範囲での帯鉄筋や中間帯鉄筋の分担張力が RC 構造に比べて SRC 構造で著しく小さくなるものと考えられる。なお、基部から 20 cm の位置における鋼管のせん断応力は中央部鋼管と端部鋼管で顕著に異なっている。これは、この高さでの鋼管の応力分担性状が長辺方向に一

様でないことを意味している。このことは、本 SRC 構造壁式橋脚の靱性能が既往の研究結果²⁾に比べて低いことと関連しているものと考えられる。今後、寸法効果にも関連すると思われる中間帯鉄筋の歪分布性状や鋼管の長辺方向応力分担性状を詳細に検討する必要があるものと考えられる。

3.4 ひび割れ性状

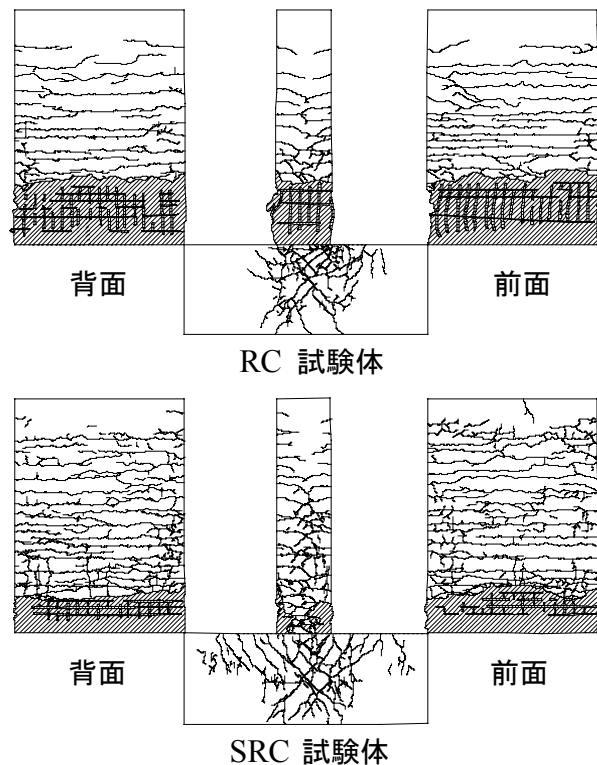
図一七に交番載荷試験体の実験終了後のひび割れ性状を示す。前面、背面のひび割れ性状を比較すると、SRC 構造の方が試験体上部にまで水平方向の曲げひび割れが発生していることが分かる。また、ひび割れの間隔は全般的に SRC 構造が密で、より多くの水平方向ひび割れが発生している。橋脚基部の損傷は明らかに RC 構造が著しく、その範囲は基部から $1D$ 程度以上にまで進展していることが分かる。また、軸鉄筋はその多くが破断している。

一方、SRC 構造における橋脚基部の損傷範囲は RC 構造に比べて低く $1D$ 程度以下である。しかし、SRC 構造の場合も多く軸鉄筋が破断している。なお、基部のコンクリートをはつり落として鋼管の性状を確認したところ、全ての鋼管が基部から 20 cm 程度の高さで輪切り状に破断していることが明らかになった。側面のひび割れ性状からも、SRC 構造に比べて、RC 構造の特に橋脚基部の損傷が著しいことが分かる。すなわち、SRC 構造の側面のかぶりコンクリートの剥落は小さい。これは、端部帯鉄筋の歪が降伏歪以下であることと対応している。

4. まとめ

扁平比の大きい壁式橋脚構造として、主鉄筋の代わりに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壁式橋脚を提案し、水平単調および交番載荷実験によって耐荷性状を検討した。本研究の範囲内で得られた結論は、以下の通りである。

(1) SRC 構造橋脚は RC 構造橋脚と同等程度以上の耐力および靱性能を有している。



図一七 ひび割れ性状

- (2) SRC 構造では、鋼管が橋脚基部においてせん断力を大きく負担するため、帯鉄筋や中間帯鉄筋の分担張力は小さい。このため、SRC 橋脚基部の損傷は RC 橋脚に比べて軽微である。
- (3) 中央と端部の鋼管の応力分担は基部周辺において一様ではない。長辺方向の応力分担性状を一様にするにより、靱性能はさらに向上するものと考えられる。

参考文献

- 1) 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
- 2) 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