

# 論文 下路桁形式複合 PC ランガー橋接合部の安全性に関する検討

土井 至朗\*1・川村 力\*2・枝松 正幸\*2・松岡 茂\*3

**要旨:** 根室本線・星が浦海岸通架道橋は、アーチ部材が鉄筋コンクリート、鉛直部材が鋼管、補剛部材が PC 構造で構成される複合 PC ランガー橋であることから、鉛直部材である鋼管の断面力を鉄筋コンクリートであるアーチ部材に確実に伝達させる必要がある。そこで、RC 部材と鋼管部材との接合部の耐力および破壊形態を把握し、設計の妥当性および安全性を確認することを目的に縮小モデルによる載荷試験を実施した。その結果、最終耐力は設計引き抜きせん断耐力の 2.5 倍以上を有していることが確認できた。

**キーワード:** 接合部, せん断耐力

## 1. 概要

平成 20 年度に開業した JR 北海道根室本線新大楽毛・新富士間の鉄道高架化工事では、スパンが 65m の日本最大級の下路桁形式の鉄道 PC ランガー橋である星が浦海岸通架道橋が施工された<sup>1)</sup>。この鉄道 PC ランガー橋の特徴は、アーチ部材が RC 構造、鉛直部材が鋼構造、補剛部材が PC 構造で構築された複合構造となっている点である。そのため、鉛直部材である鋼管の断面力を鉄筋コンクリートであるアーチ部材に確実に伝達する接合部の安全性評価が、設計上の重要な課題である<sup>2)</sup>。ランガー橋では、JR 東日本・奥羽本線第一新田川橋りょうの設計・施工を行う際に実験的に RC 構造と鋼構造の接合部の耐力の検討が行われているが<sup>3)</sup>、実橋ではアーチ部材が鋼管コンクリート、鉛直部材が角形鋼管という構造形式が採用され、本橋のように接合部に RC 構造と鋼構造を採用した形式は実橋では前例が無い。第一新田川橋りょうの検討結果によると、接合部の破壊は RC 部材のせん断耐力で決定され、耐力は RC 部材の軸力の影響を受けることが明らかになっている。しかしながら、軸力が接合部の耐力に与える定量的な評価は行われておらず、RC 構造と鋼構造との接合角度が変化した場合の接合部の破壊および耐力に関する検討も行われていない。

そこで、ランガー橋のアーチ部材には軸力が卓越することから、接合部の耐力に対する軸力の影響を定量的に把握することを目的に載荷試験を実施した。さらに、アーチ部材と鉛直部材との接合角度が接合部の破壊形態および耐力に与える影響についても実験で確認した。これらの載荷実験に基づいて、星が浦海岸通架道橋のランガー橋の設計を検証した。

試験ケースは図-1 に示すように、No.1~No.3 はランガー橋中央の接合部を対象とし、軸力をパラメータとした。星が浦海岸通架道橋の設計によるとアーチ部材に生じる軸力比は 0.19 程度であることから、表-1 に示すように軸力が全く作用しない場合、設計軸力相当の場合、設計軸力の約 1.5 倍作用した場合の 3 ケースを設定した。さらに、No.4 試験体として図-1 に示すようにランガー橋の端部の接合部を模式し、軸力比を 0.0 とした試験ケースを設定した。なお、表-1 には、載荷試験時に確認した試験体のコンクリート強度も記入している。試験体のコンクリート強度については、星が浦海岸通架道橋の設計基準強度が 60N/mm<sup>2</sup> であることから、載荷試験時に 60N/mm<sup>2</sup> 程度になることを目標として管理した。

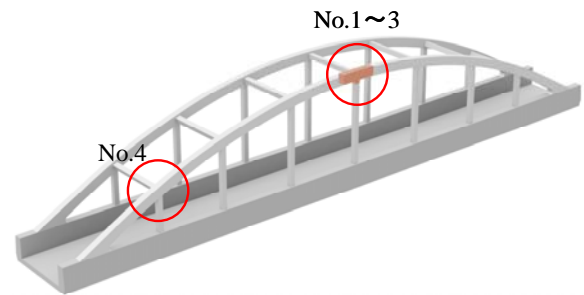


図-1 試験ケース対象箇所

表-1 試験ケース一覧

実験ケース	軸力比	接合部	コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No.1	0.0	天頂部	64.9
No.2	0.19 (設計軸力相当)		68.3
No.3	0.3		68.5
No.4	0.0	端部	64.2

## 2. 耐力確認試験

### 2.1 試験ケース

\*1 鉄建建設株式会社 エンジニアリング本部 建設技術総合センター (正会員)

\*2 北海道旅客鉄道株式会社 鉄道事業本部 工務部 工事課 構造エンジニアリング (正会員)

\*3 鉄建建設株式会社 エンジニアリング本部 技術企画部 (正会員)

表-2 試験体諸元

	実構造物	試験体
部材幅 b(mm)	750	450
有効高さ d(mm)	852	390
部材高さ h(mm)	950	570
軸方向鉄筋	D32 16本	D19 16本
引張鉄筋比	0.0062	0.0061
せん断補強鉄筋	D16 ピッチ50mm	D10 ピッチ 30mm
	or 100mm	or 60mm
せん断補強鉄筋比	0.0053	0.0053

## 2.2 試験体および試験方法

試験体は、荷重設備の制約があることから実構造物の6割（部材の断面積比で36%）とし、鉄筋比については実構造物と同様となるよう、鉄筋径を選定した。表-2に実橋と試験体の断面諸元の比較を示す。

アーチ部材は軸圧縮力が卓越するため、設計上アーチ部材の断面仕様は軸圧縮力による座屈防止で決定されている。そのため、アーチ部材は一定の断面を確保する必要があることと、鉛直材の間隔が比較的大きいことから、実橋のアーチ部材は曲げ破壊先行型の破壊形態を示す。しかし、本荷重実験の目的は、RC 構造であるアーチ部材のせん断耐力で決定される接合部の耐力を把握することであるため、アーチ部材のせん断破壊が先行するようなせん断スパン比とする必要があった。そこで、アーチ部材に配置されているせん断補強筋を全て有効としてせん断耐力を算定し、せん断破壊先行型の破壊となるようなせん断スパンを検討した。その結果、図-2に示すようにせん断スパン比 2.5 以下であれば、試験体の両端を固定することでせん断破壊先行型の破壊形態を示すことが明らかとなった。そこで、試験体のせん断スパン比を約 2.1 とした。なお、当該橋梁の設計では、アーチ部材に配置されているせん断補強鉄筋の一部を有効としていることから、設計で用いた値を「設計せん断耐力」として図中に記述した。また、図中の「耐久性」とは、設計では斜めひび割れの発生を許容していないことから、発生するせん断力を設計せん断耐力の70%に制限している。そこで、耐久性として設計せん断耐力の70%の値を記したものである。

試験体は両端固定とするために図-3, 4 に示すように試験体の両側にはコンクリート製のフーチングを設け、PC 鋼棒で反力壁・床に固定した。軸力を導入する No.1~3 の試験体については、写真-1 に示すように上部に設置した油圧ジャッキにより所定の軸力を導入した。その後、水平方向に配置したジャッキで鋼管端部に設けた張り出し部分に荷重を行い、鋼管を引き抜く形で荷重を

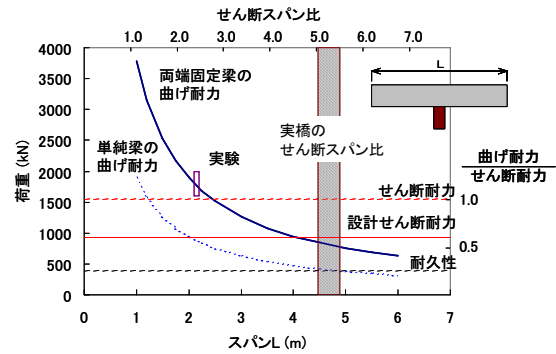


図-2 せん断スパンと耐力の関係

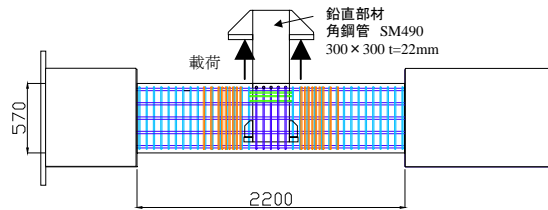


図-3 No.1~3 試験体



写真-1 No.1~3 荷重状況

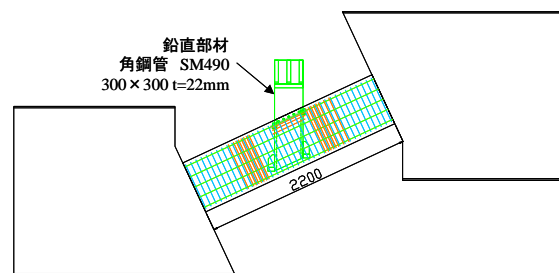


図-4 No.4 試験体



写真-2 No.4 荷重状況

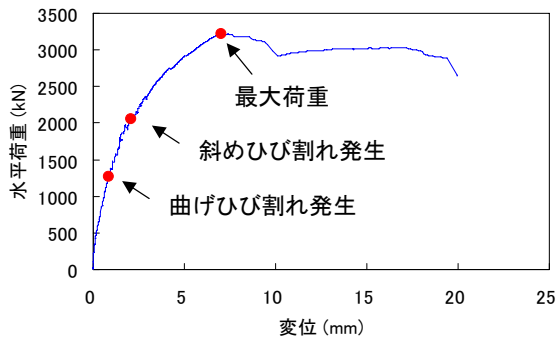


図-5 No.3 荷重変位曲線

行った。No.4 は、図-4 に示すように実橋とは上下逆さまに配置し、鋼管部分を下から押し上げる形での載荷とした。写真-2 に載荷状況を示す。

### 2.3 試験結果

天頂部をモデル化した No.1~3 の試験結果については、ほぼ同様の挙動を示し、載荷開始後、軸力比に関係なく曲げひび割れ発生後に斜めひび割れが発生した。さらに載荷を継続すると、斜めひび割れが進展し、そのひび割れが固定端まで達し荷重が低下する結果となった。代表例として No.3 の荷重変位曲線を図-5 に、最大荷重到達時点で鉄筋が降伏している位置を図-6 に示す。載荷中は曲げひび割れが 1275kN で発生し、斜めひび割れは 2059kN で発生した。その後斜めひび割れが増加し破壊面が形成されていったが、3200kN を超えたあたりで破壊音を発し一時的に荷重が低下した。その後は載荷を継続することはできたが、荷重が増加することがなかったため、載荷を終了した。通常のせん断破壊では、破壊と同時に荷重が急激に低下し載荷を続けることが困難となるが、今回の試験では、後述するように鉛直部材を貫通して配置されている軸方向鉄筋があり、その鉄筋の影響で急激な荷重の低下がなかったものと考えられる。

鉄筋については、図-6 に示すように軸方向鉄筋が降伏した箇所は鉛直部材の近傍のみであり、その他の部分は降伏しずみに至っていない。一方、せん断補強筋の降伏箇所は斜めひび割れに沿って複数発生した。これらのことから、No.1~No.3 の供試体についてはせん断破壊先行型の破壊形態と推察される。鉄筋の降伏状況は No.1~3 の試験体に共通しており、鉄筋の計測結果からも軸方向鉄筋の大部分は降伏に至っていないことから、試験体はせん断破壊したと考えられる。最大荷重については、表-3 に示すように軸力比が大きくなるのに伴って増加している。RC 部材のせん断耐力は、軸力が大きくなるのに伴って増加することが知られており、このことから接合部の耐力は RC 部材のせん断耐力で決定されていると推察される。試験終了後に試験体表面をはつり調査した結果、写真-3 に示すように明確な破断面が確認された。このような明確な破断面が形成される破壊形態

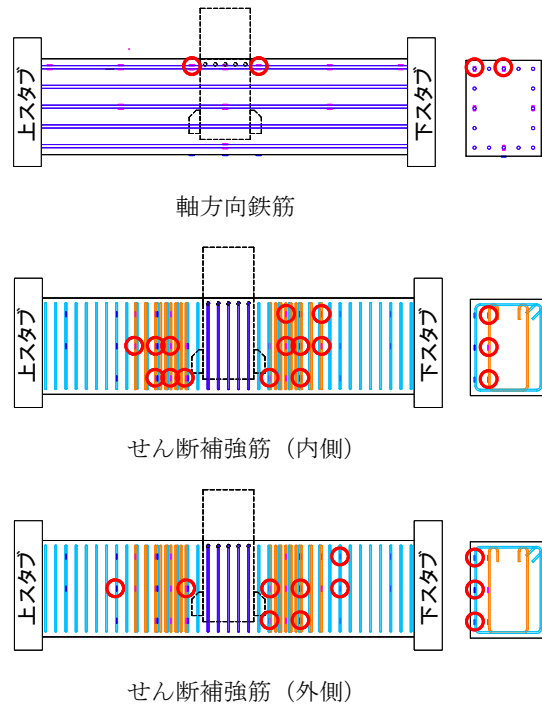


図-6 No.3 試験体の鉄筋降伏位置

表-3 荷重値一覧

	No.1	No.2	No.3	No.4
斜めひび割れ発生荷重 (kN)	980	1372	2059	1275
最大荷重 (kN)	2552	2978	3219	2897
設計押し抜きせん断耐力 (kN)	929	1074	1138	851



写真-3 No.3 試験体の破壊面

としては、せん断破壊先行型の他に鋼管の引き抜き力で発生する破壊形態が考えられる。しかしながら、破断面が写真-3 に示すように比較的緩やかな角度となっていることから、せん断破壊先行型の可能性が高いと判断される。図-7 に No.3 の最終状態におけるひび割れ状況を示す。No.1~3 の試験体についてはひび割れ発生状



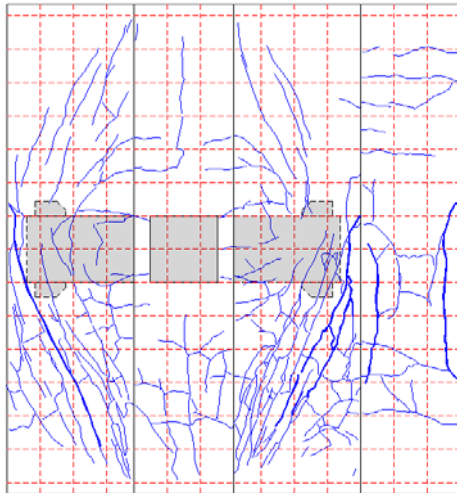


図-7 No. 3 最終ひび割れ状況

況についてもほぼ同様の挙動を示し、図-7 に示すように各試験体ともに載荷点となった鋼管から下部のフーチングにひび割れが多く分布しており、最終的な破壊面となった斜めひび割れもスパン中央の鋼管から下部フーチングに向けて発生している。このように鋼管から下部フーチングにひび割れが集中し、破壊面が形成された原因としては、上部と下部フーチングの固定方法の違いに起因していると判断している。下部フーチングは、PC 鋼棒により反力床・壁に固定している。一方、上部フーチングは PC 鋼棒で反力壁のみに固定しているため、図-8 に示すように載荷荷重の増加に伴って、フーチングの回転が発生した。その結果、端部がほぼ完全固定となったスパン中央から下部の領域のせん断破壊が先行したものと判断した。

No.4 供試体は、他の供試体と同様に斜めひび割れが発生したが、図-9 の荷重変位曲線に示すようにせん断破壊先行型のような荷重の低下は見られなかった。最終的には軸方向鉄筋が降伏し、図-10 に示すように固定端付近の圧縮側コンクリートの端部から剥離が生じたことから載荷を終了した。

載荷終了時における鉄筋の降伏箇所を図-11 に示す。同図に示すように軸方向鉄筋・せん断補強筋ともに降伏している範囲は試験体全体に広く分布している。特に軸方向鉄筋については、複数の鉄筋が降伏していることから、No.1~3 の試験体のようなせん断破壊先行型とは判断できない。また、ひび割れ状況においても明確な破壊面を確認できなかった。以上のことから、No.4 の試験体は、せん断破壊先行型でなく曲げ破壊先行型の破壊形態を示した可能性を有している。そこで、図-12 に示すように載荷方向を考慮して、載荷荷重を部材軸方向成分と部材直交方向成分に分け、部材端部における軸力とモーメントを算出した。端部に生じる軸力については本来な

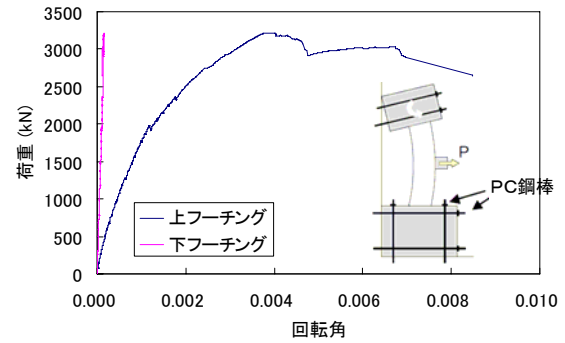


図-8 フーチングの回転変形

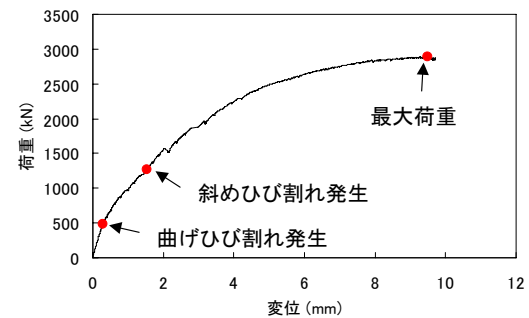


図-9 No.4 荷重-変位曲線

らば両端固定梁として算定するべきであるが、本報告で

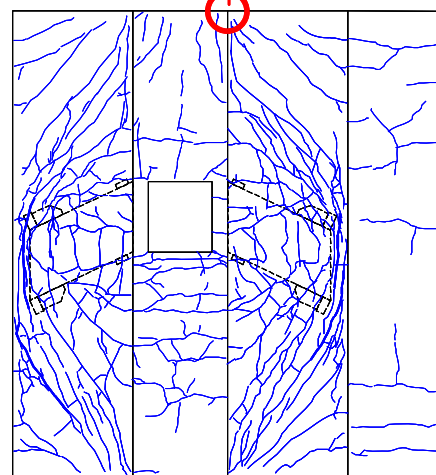


図-10 No.4 ひび割れ状況図

は図-12 に示すように載荷荷重の軸方向成分と等価であると仮定した。その結果、図-13 に示すように引張の

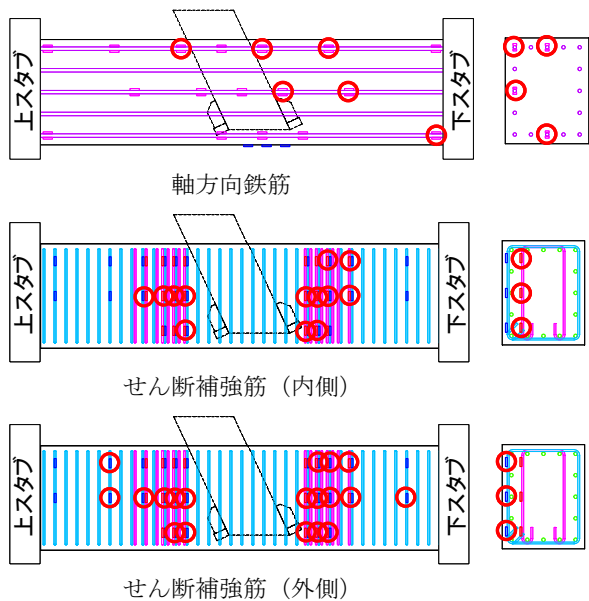


図-11 No.4 試験体の鉄筋降伏位置

軸力が働く側の端部では早い段階で耐力線と交差している。一方、圧縮側端部の断面力は、実験終了時点ではほぼ耐力線の近傍の値となっている。この結果から No.4 試験体の最大荷重は、部材の曲げ耐力で決定されているものと判断できる。したがって、No.4 試験体の破壊形態は、断面力の試算結果からも曲げ破壊先行型と判断される。

### 3. 設計に対する安全性の検討

星が浦海岸通架道橋のランガー橋における設計では、鉛直部材である鋼管の引き抜き力は、RC 構造であるアーチ部材のせん断耐力で決定されるものとしている。そのせん断耐力の算定では、アーチ部材の軸力による影響およびアーチ部材と鉛直部材との交差角度の影響は考慮しないものとしている。したがって、鋼管の引き抜き力であるアーチ部材のせん断耐力は、設計上は「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物」<sup>4)</sup>の棒部材の設計せん断耐力の算定方法に従い下記の式(1)のように算定しており、軸力の影響を考慮していない。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (1)$$

ここに、 $V_{yd}$  : 棒部材の設計せん断耐力

$V_{cd}$  : せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

$V_{sd}$  : せん断補強鋼材により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力

$$V_{sd} = \{A_w \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_s + \cos \theta_s) / s_s\} \cdot z / \gamma_b$$

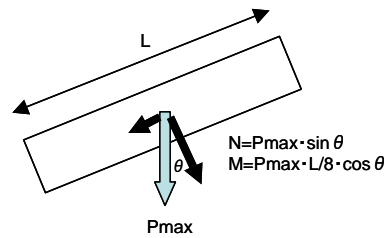


図-12 交差角度を有する場合

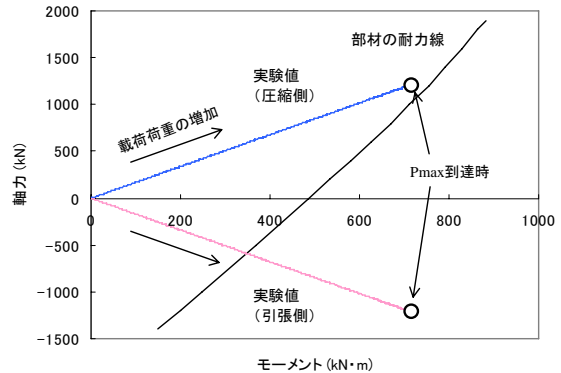


図-13 部材の耐力線

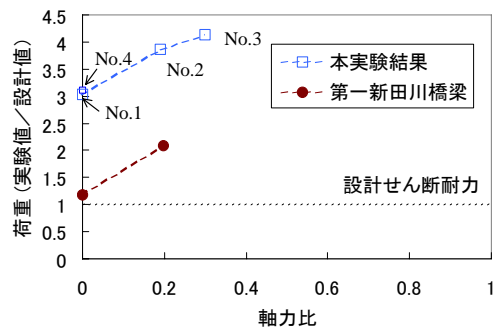


図-14 設計せん断耐力と実験結果との比較

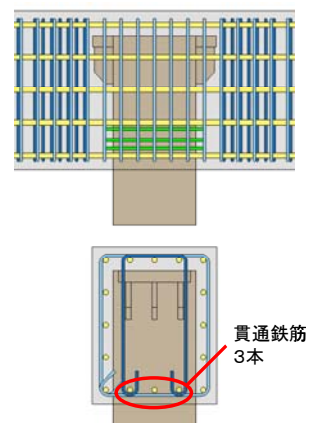


図-15 接合部の構造

$A_w$  : 区間  $s_s$  におけるせん断補強鉄筋の総断面積

$f_{wyd}$  : せん断補強鉄筋の設計引張降伏強度で、 $400\text{N/mm}^2$ 以下を原則とする。

$\theta_s$  : せん断補強鉄筋が部材軸となす角

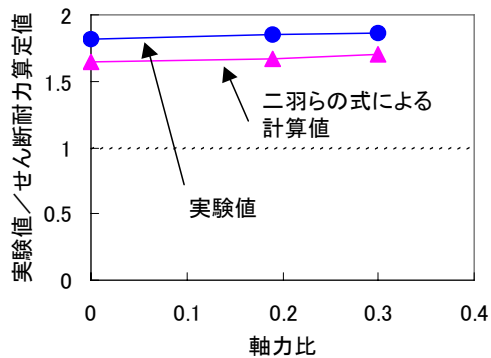


図-16 軸力を考慮した設計値との比較

式(1)で算定した設計せん断耐力と載荷実験との関係は、図-14 に示すように設計せん断耐力に比べて実験値は、かなり大きな値を示している。また、同様の構造である第一新田川橋梁の接合部の実験値<sup>1)</sup>と比較しても、かなり大きな値を示している。これは、設計では図-15の断面図に示す4本あるせん断補強筋のうち、内側の2本のみを有効としているのに対して、実際には4本全てが有効に働いていると考えられること、図-15に示すように鋼管の定着部分に軸方向鉄筋が貫通している構造となっていることから、貫通している軸方向鉄筋により実験値が大きくなったものと推察される。これに対して、第一新田川橋梁の接合部の設計では、アーチ部材に配置されたせん断補強鉄筋を全て有効とし、鉛直部材には軸方向鉄筋が貫通していないため、設計せん断耐力と実験結果は比較的近い値を示したものと考えられる。

設計せん断耐力の算定では、前掲の設計式に示すように軸力の影響を無視しているため、設計せん断耐力は一定値となっているが、実験結果は軸力比の増加に伴って大きくなっている。したがって、実験結果に基づけば、アーチ部材のせん断耐力算定では軸力の影響を考慮することが合理的であると判断される。特に、ランガー橋のアーチ部材は軸力が卓越することから、軸力によるせん断耐力の増加を考慮することができれば、より経済的な設計が可能であると思われる。そこで、コンクリート標準示方書<sup>5)</sup>に基づき、軸力を考慮したせん断耐力の算定値と実験値との比較を行った結果を図-16に示す。配置されているせん断補強筋4本全てを有効として軸力を考慮した場合の結果を記した。同図に示すように、せん断補強筋をすべて有効と考慮した場合でも、実験値は算定値の1.8倍程度となっており、実験値を安全側で評価できていることが分かった。また、本試験ではせん断スパン比が2.1と比較的小さいことから、せん断耐力はせん断スパン比の影響を受けているものと考えられる。そこで、せん断スパン比による影響を二羽らの研究<sup>6)</sup>に基づいて試算した結果に対しても図-16に示すように実験値は上回っていた。

ランガー橋の端部に位置する接合部をモデル化したNo.4の試験体については、アーチ部のせん断破壊で最終的な耐力が決定されていない。そのため、実験値は、図-14に示すように設計で用いているアーチ部材のせん断耐力に比べて非常に大きな値を示している。これは、No.4試験体の実験値が曲げ破壊で決定されたことに起因している。以上のように星が浦海岸通架道橋の接合部の耐力は、設計で用いたアーチ部材のせん断耐力以上を保持していることが確認され、十分な安全性を確保している。

#### 4. まとめ

以上の検討から、下記のことが確認できた。

- (1) 接合部の耐力を確認する目的で、せん断スパン比を実橋より小さく設定して実験をおこなった。その結果、接合部の耐力はアーチ部材の軸力比およびアーチ部材と鉛直部材との交差角度の影響を受けることが明らかになった。
- (2) 今回行った実験の範囲では、接合部の耐力は軸力と交差角度の影響を考慮しないで算定したRC部材のせん断耐力以上あることが明らかとなった。
- (3) アーチ部材と鉛直部材との交差角度により、破壊形態が異なる結果となった。
- (4) 設計値としてせん断補強筋を全て有効とし軸力を考慮しても、安全側の評価を出来ることが分かった。

#### 謝辞

本実験を行うにあたり、北海道大学の石田多門教授、杉山隆文教授、佐藤靖彦准教授、鉄道総合技術研究所の谷村幸裕博士、杉本一朗博士および北武コンサルタントの渡邊忠朋博士には、計画段階から多大なご指導とご協力をいただきましたことを、ここに御礼申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 川村力, 枝松正幸, 神田隆司, 江島賢一: JR 根室本線星が浦海岸通架道橋の施工, プレストレストコンクリート, Vol.50, No.5, pp.12-18, 2008.9
- 2) 川村力, 枝松正幸, 古道知広, 小幡和由, 佐藤茂美, 土井至朗: 星が浦海岸通架道橋の設計と施工, 橋梁と基礎, pp.21-27, 2008.9
- 3) 斉藤恭之, 大郷貴之, 大庭光商: 複合ランガー橋における吊材定着部の実験, SED, No.12, pp.82-91, 1999.5
- 4) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物) 2004.4
- 5) 土木学会: コンクリート標準示方書「設計編」, 2007
- 6) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, 第372号/V-5, pp.167-176, 1986.8