

# (21) CFTアーチリブで部分的に補剛された 鋼箱桁橋の提案

森屋 圭浩<sup>1</sup>・田中 寛泰<sup>2</sup>・中村 俊一<sup>3</sup>

<sup>1</sup>学生会員 東海大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (〒259-1292 神奈川県平塚市北金目1117)  
E-mail: 9acdm004@mail.tokai-u.jp

<sup>2</sup>正会員 東海大学大学院 総合理工学研究科総合理工学専攻 (〒259-1292 神奈川県平塚市北金目1117)  
E-mail: 8ktad003@mail.tokai-u.jp

<sup>3</sup>フェロー会員 Ph.D. 東海大学教授, 工学部土木工学科 (〒259-1292 神奈川県平塚市北金目1117)  
E-mail: snakamu@keyaki.cc.u-tokai.ac.jp

本研究では、鋼箱桁をアーチリブで部分的に補剛した新形式橋梁を提案し、本形式の構造特性について検討を行った。アーチリブには軸圧縮力と曲げの組合せに対する耐力に優れる、コンクリート充填鋼管(CFT)を用いている。したがって、本形式は合理的かつ経済的であることが期待される。検討は、異なる2種類のアーチ径間/ライズ比およびコンクリート非充填のケースについて性能照査型設計により行った。その結果、本形式は軸力および曲げに対して優れた耐力を有しており、また経済性にも優れることを見出した。本論文は、本形式が実現可能であることを示している。

**Key Words :** Arch bridges, CFT, Performance based design method

## 1. はじめに

近年、低コストかつ合理的な橋梁構造形式が求められており、新しい形式の橋梁の実用化が進んでいる。筆者らは、コンクリート充填鋼管(CFT)を用いた新しい橋梁形式を提案し、その静的な構造特性や耐風特性に関して研究を行った<sup>1)2)</sup>。その結果、これらの新形式橋梁は構造的に合理的であり、経済的にも優れることを見出している。

また、最近、桁橋の曲げモーメントが卓越する支間中央付近を部分的にアーチで補剛した新形式橋梁が実用化されている<sup>3)4)</sup>。従来の箱桁橋と比べて桁高を低くすることができ、またアーチライズを比較的低く抑えることで、周辺へ圧迫感を与えることなく、景観にも優れる橋梁形式であると言える。筆者らはこの形式をさらに発展させ、単純箱桁橋の支間中央付近をCFTアーチリブで補剛した新形式橋梁を提案し、研究開発を進めている<sup>5)</sup>(図-1~3)。鋼管は製鉄会社で製作されるため、橋梁部材にするための加工工数は極めて少ない。さらに、CFTは圧縮軸力および曲げの組合せ力に対する耐力が大きく、アーチリブ部材に適している。したがって、提案する橋梁形式は構造的に合理的であり、景観的かつ経済性にも優れ

ると期待される。ただし、本形式は極端にアーチライズを低く、またはアーチ径間を短くすると、コストが増加する傾向となることが予想される。

そこで、本研究では、異なる2種類のアーチ径間/ライズ比および比較用としてコンクリート非充填の計3ケースについて、断面力性状の確認、たわみの比較および性能照査型設計により提案形式の部材破壊に対する安全性を照査する。具体的には、まず静的解析により設計断面力を求め、限界状態設計法を用いて終局限界状態で耐力照査を行う。そして最後に本形式の経済性について検討する。CFTはコンクリートの鋼管による拘束効果(コンファインド効果)等により、優れた終局耐力および荷重変形性能を発揮する複合構造である。したがって、本形式の照査には、終局耐力に基づく限界状態設計法を用いるのが合理的である。

## 2. 検討橋梁の諸元

本論文で検討する新形式橋梁の一般図を図-2および図-3に示す。特徴は、曲げが卓越する支間中央付近をアーチにて補剛する橋梁形式であり、アーチリブにCFTを

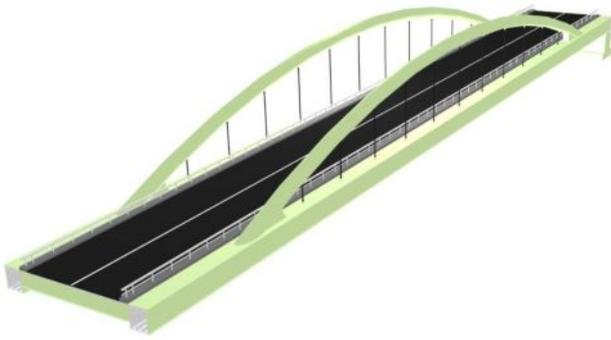


図-1 新形式橋梁のCG

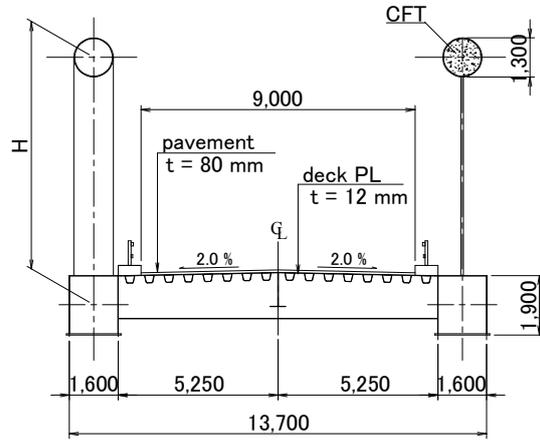


図-2 新形式橋梁の断面図 (mm)

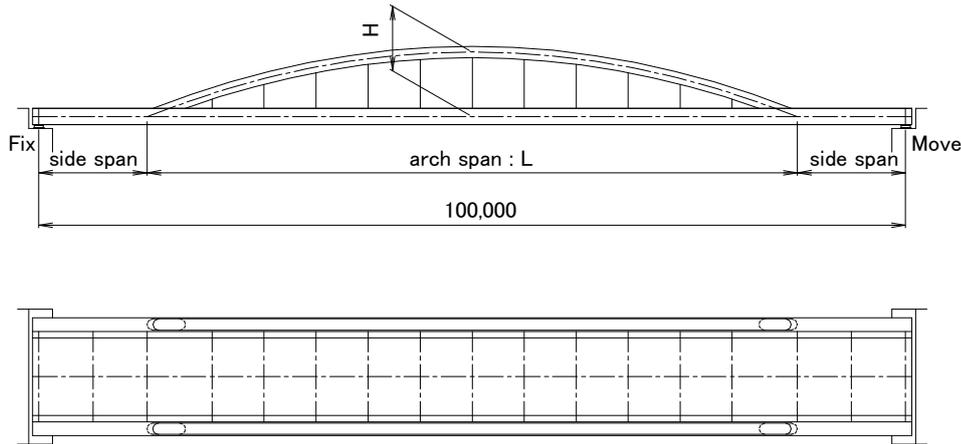


図-3 新形式橋梁の側面図および平面図 (mm)

用いた下路アーチ橋である。幅員は片側1車線ずつ、合計2車線を想定して、全幅員を13.7mとした。桁支間は、過去の類似実用橋を参考にして、100 mとした。検討ケースは、アーチ径間 (L) およびアーチライズ (H) をパラメーターとして検討を行う (表-1)。なお、本形式では主桁とアーチの交点である隅角部から支点部の径間を、側径間と呼ぶ。

検討ケースは、まず $L=75\text{m}$ および $H=7.5\text{m}$  ( $L/H=10$ )としたものを基本ケース (Case 1) とした。その他ケースとしては、 $L/H=10$ を一定とし、 $L=50\text{m}$ および $H=5.0\text{m}$ としたケース (Case 2)、また、CFTの耐力性能の比較用として、LとHはCase 1の条件で、コンクリート非充填の鋼管をアーチリブとしたケース (Case 3) を設定した。

主桁は鋼床版箱桁とし、桁高は1,900 mmで一定、また板厚構成は各ケースで後述の式(4)において5%程度の余裕を持たせることを基本条件として算定し、アーチ径間と側径間とで各々1種類の断面で構成した。なお、鋼材材質はSM490Yに統一した (表-3参照)。

アーチリブは直径1,300 mm、材質SM490Yの鋼管とし、板厚は主桁と同様に、後述の式(5)において5%程度の余裕を持たせることを基本条件として算定し、1種類の断面で構成した (表-4参照)。鋼管内部には設計圧縮強度

$27\text{ N/mm}^2$ 、単位体積重量 $15\text{ kN/m}^3$ の軽量骨材コンクリートを充填してCFTとした。充填する軽量骨材コンクリートは鋼板の局部座屈を抑制し、曲げおよび軸圧縮耐力を向上させることは既往の研究により確かめられている<sup>9)</sup>。また、アーチの線形は放物線で設定した。

一般的に2主構のアーチ橋では、アーチリブどうしを連結する横つなぎ材が設置されるが、本形式ではCFTアーチリブが面外座屈に対して優れた耐力を有することが期待できること、またアーチライズが低く、横つなぎ材の存在が圧迫感を与えるという景観上の配慮から、横つなぎ材は設置していない。

主桁とアーチリブはケーブルにて連結する。本形式ではアーチ径間とライズの比による影響を明確にするため、ケーブルを斜方向には張らず、鉛直に桁を吊る形式とした。それにより、ケーブルには常に引張力が生じるため、プレストレスは考慮していない。ケーブルはパラレルワイヤストランドケーブルを用いた。

表-1 検討ケース

|        | L (m) | H (m) | L/H  | 備考         |
|--------|-------|-------|------|------------|
| Case 1 | 75.0  | 7.50  | 10.0 | 基本ケース      |
| Case 2 | 50.0  | 5.00  | 10.0 |            |
| Case 3 | 75.0  | 7.50  | 10.0 | コンクリート充填無し |

### 3. 静的解析による設計断面力の算定

構造解析は梁要素で構成した2次元平面骨組モデルを用いた。支点条件は、一方は橋軸方向固定、他方は可動とし、ともに橋軸直角回りは回転を自由とした。活荷重は2パターンの载荷タイプを固定载荷させた(図-4)。なお、活荷重強度および衝撃係数は、参考文献7)に従い算出した。また、断面力図(図-5~8)は部材破壊に関する安全性の照査のため、荷重係数を考慮した1.1D+1.98Lにて作図している。詳細は4章にて説明する。

主桁の設計曲げモーメントを図-5に、設計軸力を図-6に示す。全てのケースで支点側に曲げモーメントのピークが生じている。この位置は隅角部である。まずCase1とCase2を比較すると、曲げモーメントはアーチ径間が短くなるほど隅角部の曲げが卓越する傾向にあることが分かる。軸力は側径間には生じず、アーチ径間に引張力が生じており、曲げモーメントと同じくアーチ径間が短くなるほど、軸力が卓越することが分かる。Case3は充填コンクリート分の荷重が軽減されるため、曲げおよび軸力はCase1と比較して20%弱小さくなっている。

アーチリブの設計曲げモーメントを図-7に、設計軸力を図-8に示す。主桁と同様に、曲げモーメントはアーチ径間が短くなるほど隅角部の曲げが卓越する傾向にあり、また軸力もアーチ径間が短いほど圧縮力が卓越することが分かる。Case3は主桁と同様に曲げおよび軸力が低減されている。

次に、活荷重たわみを表-2に示す。アーチ径間が短くなるほどたわみが大きくなり、Case2では許容活荷重たわみを超過する結果となり、剛度の見直しが必要となる。すなわち、本形式の採用にあたっては、このあたりのアーチ径間・ライズ比が限界と考えられる。また、Case3は充填コンクリートが無く剛度が低いため、80mmを超えるたわみが生じている。

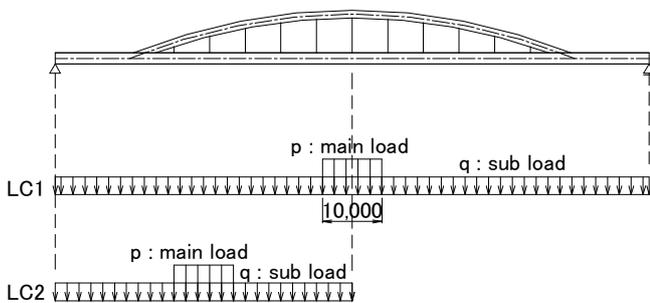


図-4 活荷重の载荷ケース

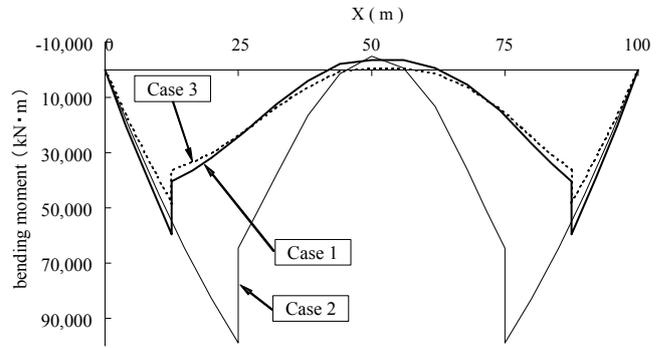


図-5 主桁設計曲げモーメント図

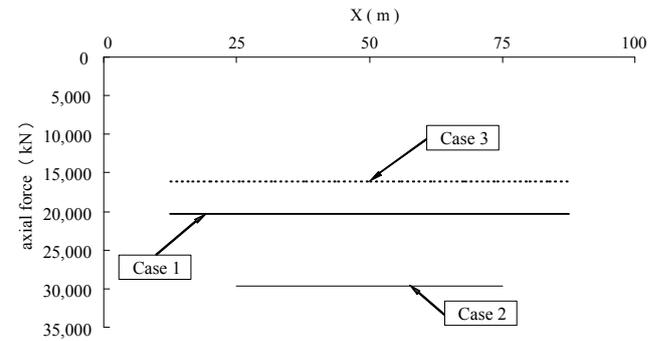


図-6 主桁設計軸力図

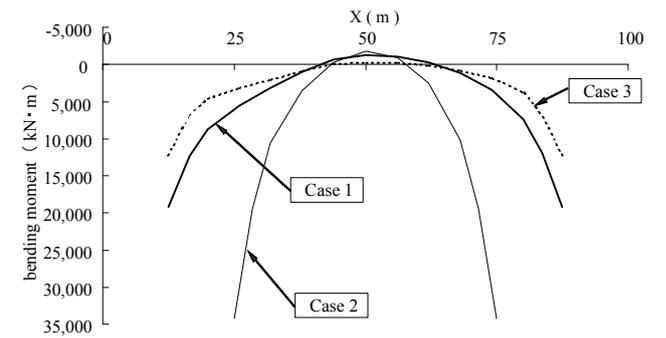


図-7 アーチリブ設計曲げモーメント図

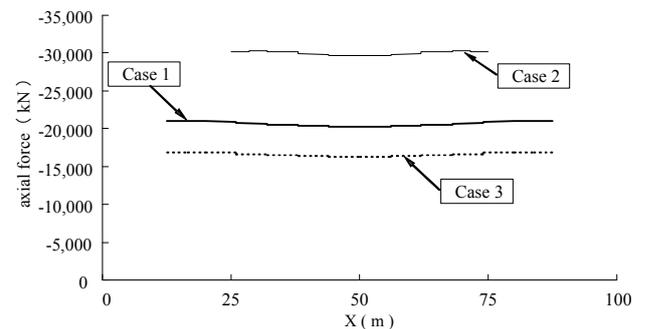


図-8 アーチリブ設計軸力図

表-2 活荷重たわみ (mm)

|        | L (m) | H (m) | LC1   | LC2   | $\delta_{max}$ | $\delta_a$ |
|--------|-------|-------|-------|-------|----------------|------------|
| Case 1 | 75.0  | 7.50  | 57.6  | 68.3  | 68.3           | 200.0      |
| Case 2 | 50.0  | 5.00  | 203.4 | 148.9 | 203.4          | 200.0      |
| Case 3 | 75.0  | 7.50  | 79.6  | 80.9  | 80.9           | 200.0      |

表-3 主桁断面構成および耐力照査結果

|        |       | 断面板厚構成 (mm) |     |       | N <sub>sd</sub><br>(kN) | N <sub>rd</sub><br>(kN) | M <sub>sd<sub>y</sub></sub><br>(kN・m) | M <sub>rd<sub>y</sub></sub><br>(kN・m) | 式(4) |
|--------|-------|-------------|-----|-------|-------------------------|-------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|------|
|        |       | Deck PL     | Web | L-Flg |                         |                         |                                       |                                       |      |
| Case 1 | 側径間   | 12          | 16  | 32    | 0                       | 83,466                  | 39,409                                | 45,875                                | 0.94 |
|        | アーチ径間 | 12          | 16  | 37    | 20,316                  | 86,340                  | 31,879                                | 50,524                                | 0.95 |
| Case 2 | 側径間   | 16          | 32  | 78    | 0                       | 139,752                 | 82,682                                | 95,365                                | 0.95 |
|        | アーチ径間 | 14          | 16  | 54    | 29,650                  | 100,756                 | 38,121                                | 66,894                                | 0.95 |
| Case 3 | 側径間   | 12          | 16  | 23    | 0                       | 78,293                  | 32,463                                | 37,462                                | 0.95 |
|        | アーチ径間 | 12          | 16  | 32    | 16,212                  | 83,466                  | 30,305                                | 45,875                                | 0.94 |

ここに、N<sub>sd</sub>：設計軸方向力、N<sub>rd</sub>：軸方向耐力、M<sub>sd<sub>y</sub></sub>：橋軸直角回りの設計曲げモーメント、  
M<sub>rd<sub>y</sub></sub>：橋軸直角回りの設計曲げ耐力

#### 4. 部材破壊に関する安全性の照査

##### (1) 照査基本式

本節では、限界状態設計法により、部材破壊に関する安全性の照査を行う。終局限界状態に対する照査基本式を式(1)に示す<sup>8)9)</sup>。

$$\gamma_i(S_d/R_d) \leq 1.0 \quad (1)$$

ここに、S<sub>d</sub>は照査用応答値、R<sub>d</sub>は照査用限界値、 $\gamma_i$ は構造物係数(=1.1)である。この係数値は、参考文献9)にしたがった。また、S<sub>d</sub>は式(2)で表される<sup>8)9)</sup>。

$$S_d = \sum \gamma_a S(F_k \gamma_f \rho_f) \quad (2)$$

ここに、Sは応答値、 $\gamma_a$ は構造解析係数(=1.0)、F<sub>k</sub>は荷重の特性値、 $\gamma_f$ は荷重係数(死荷重：1.1、活荷重：1.2)、 $\rho_f$ は活荷重を対象とした荷重修正係数(=1.65)である。これより、図-5から図-8に示した死荷重に対する荷重係数は1.1であり、活荷重に対しては1.2×1.65=1.98となる。また、R<sub>d</sub>は式(3)で表される<sup>8)9)</sup>。

$$R_d = R(f_k / \gamma_m) / \gamma_b \quad (3)$$

ここに、Rは限界値、f<sub>k</sub>は材料強度の特性値、 $\gamma_m$ は材料係数(鋼：1.05、コンクリート：1.3)、 $\gamma_b$ は部材係数(鋼：1.1、コンクリート：1.15、ケーブル：1.05)である。なお、これらの係数は文献9)、10)にしたがった。

##### (2) 主桁の照査

主桁は鋼製箱桁断面であるため、参考文献10)により耐力照査を行った。部材には橋軸直角軸回りの曲げモーメントおよび引張軸力が作用し、これらは式(4)を満足しなければならない。

$$\gamma_i(N_{sd}/N_{rd} + M_{sd<sub>y</sub>}/M_{rd<sub>y</sub>}) \leq 1.0 \quad (4)$$

ここに、N<sub>sd</sub>は設計軸力、N<sub>rd</sub>は軸方向耐力、M<sub>sd<sub>y</sub></sub>は橋軸直角回りの設計曲げモーメント、M<sub>rd<sub>y</sub></sub>は橋軸直角回りの曲げ耐力である。

なお、照査は圧縮フランジ側および引張フランジ側の両者で実施するが、本論文では圧縮フランジ側の説明は省略し、引張フランジに着目した結果のみを記載する。

算定した断面板厚構成および耐力照査結果を表-3に示す。基本ケースであるCase 1と比較し、アーチ径間が最も短いCase 2においては、アーチによる補剛作用が効果的ではなく、フランジ厚が78 mmと極厚となっている。この傾向は、活荷重たわみにも顕著に表れている(表-2)。アーチリブのコンクリート非充填のCase 3は、充填コンクリート分の重量が無い分、側径間の曲げモーメントが若干低減されており、下フランジの板厚が薄くなる傾向となっている。

##### (3) CFTアーチリブの照査

コンクリート充填鋼管(CFT)を用いたアーチリブの照査は参考文献8)のコンクリート充填鋼管柱編にしたがった。すなわち、CFTは式(5)および式(6)を満足しなければならない。

$$\gamma_i(M_d/M_{ud}) \leq 1.0 \quad (5)$$

$$\gamma_i(N'_d/N'_{ud}) \leq 1.0 \quad (6)$$

ここに、M<sub>d</sub>は設計曲げモーメント、M<sub>ud</sub>は設計曲げ耐力、N'<sub>d</sub>は設計軸方向圧縮力、N'<sub>ud</sub>は設計軸方向圧縮耐力の上限値である。式(5)の設計曲げ耐力は、設計軸方向圧縮耐力の上限値を作用させた上での値であり、換言すれば本式は軸圧縮力と曲げモーメントの組合せに対する照査式である。なお、設計軸方向圧縮耐力の上限値N'<sub>ud</sub>では全体座屈強度の低減が考慮されているが<sup>8)</sup>、この値は線形座屈解析により求めた有効座屈長を用いて算出した(表-4.5)。

設計曲げ耐力は、以下の手順により算出した。なお、鋼管と充填コンクリートは平面保持の原則に従うと仮定する。

①断面を高さ方向に鋼管および充填コンクリートを含むファイバー要素に分割する。

②設計軸方向圧縮耐力の上限値N'<sub>ud</sub>が作用する条件下で曲率を与え、各ファイバー要素のひずみおよび応力度を計算する。鋼材および充填コンクリートの応力・ひずみの関係は、図-9.10に示す構成則を仮定する。

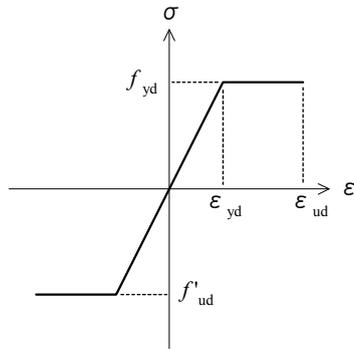


図-9 鋼材の構成則

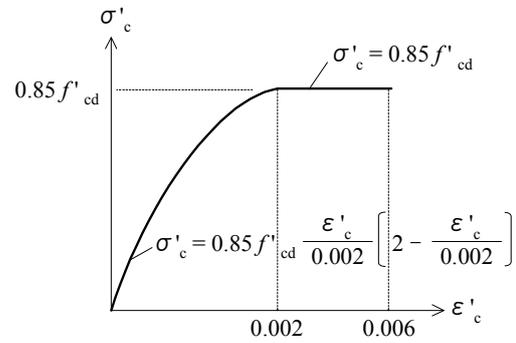


図-10 充填コンクリートの構成則

表-4 アーチリブ断面構成および耐力照査結果 (Case 1, 2)

|        |              | 鋼管径<br>(mm) | 板厚<br>(mm) | 有効座屈長<br>(m) | $N'_d$<br>(kN) | $N'_{oud}$<br>(kN) | 式(5) | $M_d$<br>(kN・m) | $M_{ud}$<br>(kN・m) | 式(6) |
|--------|--------------|-------------|------------|--------------|----------------|--------------------|------|-----------------|--------------------|------|
| Case 1 | 隅角部          | 1,300       | 28         | 27.2         | -21,076        | -24,130            | 0.96 | 12,304          | 18,981             | 0.71 |
|        | $L_{arch}/4$ | 1,300       | 28         | 27.2         | -20,548        | -24,130            | 0.94 | 3,193           | 18,981             | 0.19 |
| Case 2 | 隅角部          | 1,300       | 68         | 18.5         | -30,308        | -35,136            | 0.95 | 19,451          | 37,327             | 0.57 |
|        | $L_{arch}/4$ | 1,300       | 68         | 18.5         | -30,172        | -35,136            | 0.94 | 3,485           | 37,327             | 0.10 |

ここに、 $M_d$ ：設計曲げモーメント、 $M_{ud}$ ：設計曲げ耐力、 $N'_d$ ：設計軸方向圧縮力、 $N'_{oud}$ ：設計軸方向圧縮耐力

表-5 アーチリブ断面構成および耐力照査結果 (Case 3)

|        |              | 鋼管径<br>(mm) | 板厚<br>(mm) | 有効座屈長<br>(m) | $N_{sd}$<br>(kN) | $N_{rd}$<br>(kN) | $M_{sdy}$<br>(kN・m) | $M_{rby}$<br>(kN・m) | 式(4) |
|--------|--------------|-------------|------------|--------------|------------------|------------------|---------------------|---------------------|------|
| Case 3 | 隅角部          | 1,300       | 43         | 34.3         | -16,862          | -40,317          | 6,977               | 16,171              | 0.93 |
|        | $L_{arch}/4$ | 1,300       | 43         | 34.3         | -16,404          | -40,317          | 2,101               | 16,171              | 0.59 |

ここに、 $N_{sd}$ ：設計軸方向力、 $N_{rd}$ ：軸方向耐力、 $M_{sdy}$ ：橋軸直角回りの設計曲げモーメント、

$M_{rby}$ ：橋軸直角回りの設計曲げ耐力

ここで、鋼材の構成則はバイリニアとし、 $\sigma$ は応力、 $\varepsilon$ はひずみ、 $f_{yd}$ は設計引張降伏強度、 $\varepsilon_{yd}$ は降伏ひずみ、 $\varepsilon_{ud}$ は硬化開始ひずみ、 $f'_{ud}$ は設計圧縮強度である。また、充填コンクリートの構成則は放物線とし、 $\sigma'_c$ は圧縮応力、 $\varepsilon'_c$ は圧縮ひずみ、 $f'_{cd}$ は設計圧縮強度である。なお、コンクリートは引張力には抵抗しない。

- ③各ファイバー要素に作用する軸方向力を算定し、それらのつりあい条件により中立軸を決定する。
- ④各ファイバー要素の軸方向力より、断面内の曲げモーメント（設計曲げ耐力）を算定する。

なお、Case 3はコンクリート非充填鋼管であるため、主桁と同様に式(4)により照査を行わなければならない。

アーチリブの照査は、隅角部およびアーチ径間のL/4点にて実施した。表-4.5に照査結果を示す。基本ケースであるCase 1と比較し、アーチ径間が短いCase 2においては、鋼管厚が68mmと極厚となり、主桁と同様の結果となっている。コンクリート非充填のCase 3は、充填コンクリート分の荷重が無い分、設計曲げモーメントおよび軸力を低減することができているが、他ケースと比較して設計曲げ耐力が小さいため、板厚が43mmと厚くなっている。

## 5. ケーブルの断面照査

本形式のケーブルには7mm径の亜鉛めつき素線を束ねた、パラレルワイヤケーブルを用いている。ケーブルについても主桁・アーチリブと同様に、式(1)~(3)に基づいて限界状態設計法により耐力照査を行い、断面を決定した。ケーブルには引張軸力が作用し、これらは式(7)を満足しなければならない<sup>10)</sup>。

$$\gamma_i(N_{sd}/N_{rd}) \leq 1.0 \quad (7)$$

ここに、 $N_{sd}$ は設計軸方向力、 $N_{rd}$ は設計軸方向耐力である。

また、 $N_{rd}$ は式(8)で表される<sup>10)</sup>。

$$N_{rd} = A_n f_d / \gamma_b \quad (8)$$

ここに、 $A_n$ はケーブル部材の公称断面積<sup>11)</sup>、 $\gamma_b$ は部材係数(=1.05)である。なお、 $f_d$ は設計材料強度を示すが、本研究では亜鉛めつき素線の引張強度を1570 N/mm<sup>2</sup>とし、0.7%全伸び耐力を用いて $f_d = 1,160$  N/mm<sup>2</sup>とした。

ケーブルの設計軸方向力および決定したケーブル断面を表-6に示す。なお、使用ケーブル名の数字は、亜鉛めつき素線の本数を示している。コンクリート非充填の

表-6 発生ケーブル張力およびケーブル断面

| Cable No. | X(m) | Case 1               |         |                      |      | Case 2               |         |                      |      | Case 3               |         |                      |      |
|-----------|------|----------------------|---------|----------------------|------|----------------------|---------|----------------------|------|----------------------|---------|----------------------|------|
|           |      | N <sub>sd</sub> (kN) | 使用cable | N <sub>sd</sub> (kN) | 式(7) | N <sub>sd</sub> (kN) | 使用cable | N <sub>sd</sub> (kN) | 式(7) | N <sub>sd</sub> (kN) | 使用cable | N <sub>sd</sub> (kN) | 式(7) |
| 1         | 20.0 | 302                  | PWS-19  | 769                  | 0.43 | -                    | -       | -                    | -    | 282                  | PWS-19  | 769                  | 0.40 |
| 2         | 26.0 | 855                  | PWS-31  | 1,252                | 0.75 | -                    | -       | -                    | -    | 830                  | PWS-31  | 1,252                | 0.73 |
| 3         | 32.0 | 984                  | PWS-31  | 1,252                | 0.86 | 714                  | PWS-31  | 1,252                | 0.63 | 920                  | PWS-31  | 1,252                | 0.81 |
| 4         | 38.0 | 1,000                | PWS-31  | 1,252                | 0.88 | 1,945                | PWS-55  | 2,231                | 0.96 | 918                  | PWS-31  | 1,252                | 0.81 |
| 5         | 44.0 | 1,028                | PWS-31  | 1,252                | 0.90 | 2,277                | PWS-73  | 2,957                | 0.85 | 937                  | PWS-31  | 1,252                | 0.82 |
| 6         | 50.0 | 1,054                | PWS-31  | 1,252                | 0.93 | 2,335                | PWS-73  | 2,957                | 0.87 | 958                  | PWS-31  | 1,252                | 0.84 |
| 7         | 56.0 | 1,028                | PWS-31  | 1,252                | 0.90 | 2,277                | PWS-73  | 2,957                | 0.85 | 937                  | PWS-31  | 1,252                | 0.82 |
| 8         | 62.0 | 1,000                | PWS-31  | 1,252                | 0.88 | 1,945                | PWS-55  | 2,231                | 0.96 | 918                  | PWS-31  | 1,252                | 0.81 |
| 9         | 68.0 | 984                  | PWS-31  | 1,252                | 0.86 | 714                  | PWS-31  | 1,252                | 0.63 | 920                  | PWS-31  | 1,252                | 0.81 |
| 10        | 74.0 | 855                  | PWS-31  | 1,252                | 0.75 | -                    | -       | -                    | -    | 830                  | PWS-31  | 1,252                | 0.73 |
| 11        | 80.0 | 302                  | PWS-19  | 769                  | 0.43 | -                    | -       | -                    | -    | 282                  | PWS-19  | 769                  | 0.40 |

表-7 重量および経済性比較表

|        | 鋼材重量     |          |          | 充填コンクリート (ton) | コスト比率 |
|--------|----------|----------|----------|----------------|-------|
|        | 主桁 (ton) | 鋼管 (ton) | 小計 (ton) |                |       |
| Case 1 | 230.3    | 67.6     | 297.8    | 143.0          | 1.00  |
| Case 2 | 310.7    | 106.0    | 416.6    | 83.4           | 1.50  |
| Case 3 | 222.2    | 102.6    | 324.8    | 0.0            | 1.10  |

Case 3はCase 1と比較して、10%程度ケーブル張力を低減できているが、使用ケーブルは製品規格上、Case 1と全く同じ構成となり、本形式の経済性に影響を及ぼしていないことが分かる。一方、アーチ径間の短いCase 2は、Case 1と比較して2倍以上の張力が生じているため、素線数が多く径が太いケーブルが必要な結果となった。

## 6. 経済性の比較および施工性について

本形式の経済性を把握するため、各ケースのコスト比較を行う。各ケースの1主構あたりの重量およびコストを比率にしたものを表-7に示す。なお、表-7の比率は、基本ケースであるCase 1を1.0とした場合の比率を意味している。また、コストの算出には、材料費、製作費、工場塗装費および充填コンクリート打設費を考慮している。材料費は材質による規格エキストラを加味した鋼材費と、充填コンクリート費用とした。製作費は、本来は大型・小型材片数等から算出するのが望ましいが、本論文では概算として、各ケースの鋼材重量から製作工数に換算して算出した。工場塗装費については、主桁は各ケース同面積とし、アーチリブの外側・内側塗装費のみを考慮した。充填コンクリート打設費用は、コンクリート体積から算出した。なお、本検討には輸送工、鋼橋架設工等は考慮していない。また、本検討では、上部構造形式の基本特性の解明を主たる目的とするため、上部工重量による下部工構造へ

の影響についても、経済比較に考慮していない。

まず、Case1（コンクリート充填）とCase 3（コンクリート非充填）を比較し、鋼管アーチリブ内の充填コンクリートの有無が経済性に及ぼす影響を確認する。その結果、Case1は10%程度の低コスト化が可能であり、アーチリブにCFTを用いることの合理性を確認することができた。この結果の主な要因としては、Case 3はコンクリート非充填であり死荷重は軽減されるが、鋼管の板厚が43mmと厚い断面構成となるため、鋼材費が高価となること、また鋼管内に内面塗装が別途必要となるため、充填コンクリートの材料費および打設費が不要であるとしても、Case1よりも不経済な結果となることが挙げられる。さらに、Case 3には局部座屈防止の縦リブやダイヤフラム等、追加で必要となる鋼材が生じるが、今回の試算には考慮していないことを付記しておく。また、アーチ径間が最も短いCase 2は鋼材重量が大きく、Case1の1.5倍のコストを要する結果となった。

以上より、本形式はCFTをアーチリブに適用することにより構造的に合理的であり、かつ経済性にも優れることが理解できた。

施工性については、本形式を架設するために、特殊な工法は想定していない。アーチリブにコンクリートを充填しなければならないが、アーチリブの閉合後に鋼管内へコンクリートを充填すれば型枠は必要とならない。また、本形式の基本ケース（Case 1）は隅角部から支点側に主桁が伸びており、これを手延べ桁代わりとして送出し架設工法を採用することも、近年の同様

形式橋梁の施工実績からも可能と考えられる<sup>13)</sup>。

アーチリブの現場添接については、現場溶接および高力ボルト摩擦接合のいずれも可能である。ちなみに高力ボルト摩擦接合の場合、鋼管径が800 mm以上であれば添接板と母材およびボルトの肌すきは無視されるほど小さいという既往の検討結果もあり<sup>14)</sup>、充填コンクリートの漏出防止等の対処が必要ではあるが、採用は可能である。

## 7. まとめ

本論文では、単純箱桁橋の支間中央付近をCFTアーチリブで補剛した新形式橋梁を提案し、異なる2種類のアーチ径間/ライズ比およびコンクリート非充填のケースについて、性能照査型設計による部材破壊に対する安全性の照査を行った。また、経済性の比較および施工性についても検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) アーチ径間/ライズ比を一定とし、アーチ径間を変化させた解析結果より、アーチ径間が短いほどアーチリブに曲げが卓越し、桁のアーチリブによる補剛が効果的ではなく、桁に作用する曲げモーメントおよび軸力が大きいことを確認した。
- 2) 終局限界時の設計断面力に対し、部材破壊の安全性の照査を実施した結果、本形式は構造的および耐力的に実現可能であることを見出した。ただし、アーチ径間が短いCase 2は、基本ケース (Case 1) と比較して大きな断面力が作用するため、主桁およびアーチ部材は板厚が厚い断面構成となった。
- 3) ケーブルの設計張力に対して断面照査を行った結果、使用ケーブルの構成が基本ケース (Case 1) と非充填のケース (Case 3) で全く同じとなり、本形式の経済性に影響を及ぼしていないことが分かった。
- 4) 本形式の経済性を比較するため、重量比較を行った。その結果、基本ケース (Case 1) はコンクリート非充填ケースであるCase 3と比較して、10%程度の低コスト化が可能であり、アーチリブにCFTを用いることの合理性を確認することができた。

なお、本論文では隅角部やケーブル定着部等の構造詳細の検討、耐震設計および弾塑性有限変位解析による全体座屈強度についての検討が必要となる。これらに関しては今後の課題とし、引き続き研究を継続する予定である。

## 参考文献

- 1) 田中寛泰, 中村俊一, 井上浩男, 羽田大作: 鋼管桁を用いた吊り形式橋梁の構造と耐風特性, 土木学会論文集 No.805/VI-69, pp.91-103, 2005.
- 2) 田中寛泰, 中村俊一, 加藤一寿: 斜吊りアーチ橋の構造特性, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.54A, pp.617-625, 2008.
- 3) 栗原廣行, 田邊喜久夫, 宮脇崇泰, 徳山岩男, 山本信哉: 宇品大橋上部工の施工, 橋梁と基礎, Vol.34, No.2, pp.8-16, 2000.
- 4) 北島治美, 長曾我部徹, 田村幸久, 高楊裕幸, 池田大樹, 高桑正直: 新豊橋のデザインと施工, 橋梁と基礎, Vol.41, No.5, pp.5-11, 2007.
- 5) 田中寛泰, 中村俊一, 森屋圭浩: CFTアーチリブで部分的に補剛された鋼箱桁橋の構造特性, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.55A, pp.967-976, 2009.
- 6) 保坂鐵矢, 西海健二, 中村俊一: 圧縮強度およびヤング係数の異なるコンクリート系材料を充填した鋼管の曲げ性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.1565-1573, 1998.
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 鋼橋編, 2002.
- 8) 土木学会: 複合構造物の性能照査指針 (案), 2002.
- 9) 土木学会: 複合構造物の性能照査例, 2006.
- 10) 土木学会: 鋼・合成構造標準示方書, 2007.
- 11) 神鋼鋼線工業(株): SPWCカタログ
- 12) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, コンクリート橋編, 2002.
- 13) 田中寛泰, 上野哲也, 高桑正直, 秋谷由則, 大成隆: 新豊橋の製作と架設, 川田技報, Vol.27, pp.42-47, 2008.
- 14) 中村俊一, 沖本真之, 富永智徳, 竹田哲夫, 日柴喜剛啓: 鋼管を主桁とする長大合成斜張橋の構造特性, 鋼構造論文集, 第5巻17号, pp.1-11, 1998

## PROPOSAL OF STEEL BOX GIRDER BRIDGES PARTLY STIFFENED WITH CFT ARCH RIBS

Yoshihiro MORIYA , Hiroyasu TANAKA and Shun-ichi NAKAMURA

A new type of arch bridge, the steel box girders stiffened with arch ribs, is proposed and its structural characteristics are studied. Arch ribs are concrete filled steel tubes (CFT) which have high resistance against compression and bending strength. Therefore, this bridge is expected to be rational and economical. A parametric study is carried out for different ratios of arch span length and arch rise using the limit states based design method. It is found that the proposed structures have sufficient resistance against design bending and compression forces. This study shows the new bridge is feasible.