

斜吊りアーチ橋の構造特性

Structural characteristics of cable-stayed arch bridges

田中 寛泰*, 中村 俊一**, 加藤 一寿***

By Hiroyasu Tanaka, Shun-ichi Nakamura, Kazutoshi Kato

*正会員, 川田工業(株), 橋梁事業部東京技術部設計一課 (〒114-8562 東京都北区滝野川 1-3)

**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)

***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)

A new type of cable supported bridge, the cable-stayed arch bridge, is proposed in this paper. This bridge is a combination of a steel cable-stayed bridge and an arch bridge using concrete-filled steel pipes as arch ribs. A cable-stayed arch bridge with a main-span of 300m was designed and its safety for breakage of structural members was checked by the performance based design method. Large deformation analysis was used to obtain sectional forces. The designed bridge satisfied the required safety condition. It was found by the ultimate strength analysis that the bridge collapsed when the arch ribs buckled in horizontal direction. Required steel amount of the cable-stayed arch bridge is significantly lower than that of the cable-stayed bridge.

Key Words: Cable-stayed arch bridges, Concrete filled tube, cable-stayed bridge

キーワード: 斜吊りアーチ橋, コンクリート充填鋼管, 斜張橋

1. はじめに

近年, 低コストかつ景観性に富む橋梁構造形式が求められている。筆者らは, コンクリート充填鋼管(CFT)を用いた新形式の橋梁形式を提案し研究している。これまで, 吊橋とCFTアーチリブを組み合わせた吊りアーチ橋(図-1)や, 主桁にCFTを用いた吊り形式橋(図-2)を提案しており, その静的な構造特性や耐風特性に関して研究を行なった^{1), 2)}。その結果, これらの新形式橋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。

主桁を斜ケーブルとCFTアーチリブの両方で吊った斜吊りアーチ橋(図-3)を提案する。主桁は鋼床版箱桁とし, 1面斜ケーブルで桁を吊る。同時に, 2面のCFTアーチリブもハンガーを介して桁を吊り上げる3面吊り形式とした。この吊り構造は広幅員の橋に対する利点と考えられる。本形式橋梁はほとんど例を見ないが, 類似の形式としてマレーシアにPC箱桁と鋼・コンクリート複合主塔を用いた斜張橋と, 鋼管をアーチリブに用いたアーチ橋を組み合わせたCable-Stayed Arch Bridgeが実際に建設されており, 本提案形式橋は実現性の高い構造形式であると考えられる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み合わせ力に対する耐力が大きく, アーチリブに適している。したがって, 本提案橋梁形式は構造的にも合理的であり, 経済性にも優れると期待される。

本論文では, 性能照査型設計により斜吊りアーチ橋の部材破壊に対する安全性を照査する。まず, 有限変位解析により設計断面力を求め, そして限界状態設計法を用いて終局限界状態で耐力照査する。つぎに, アーチリブの座屈強度を弾性有限変位解析により検討する。さらに, 本橋の経済性を検討するため, 同規模の斜張橋と鋼重量を比較する。

2. 検討橋梁の緒元

本論文で検討する斜吊りアーチ橋の一般図を図-4 および図-5に示す。スパンは, 100+300+100mとした。アーチリブ断面を図-6に, 主桁断面を図-7に, 主塔断面を図-8に示す。幅員は片側3車線ずつ, 合計6車線を想定し, 全幅員は32.0mとした。斜ケーブル間隔は, 主径間では7.5m, 側径間では10.0mとした。アーチリブと主桁からの鉛直ハンガーは10.0m間隔で主桁に定着した。



図-1 吊りアーチ橋



図-3 斜吊りアーチ橋



図-2 CFTを用いた斜張橋

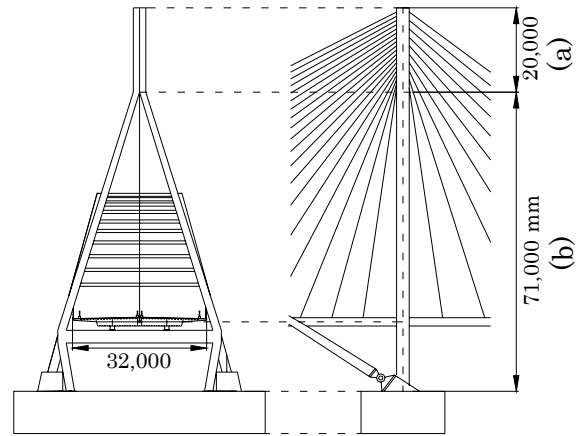


図-5 主塔一般図

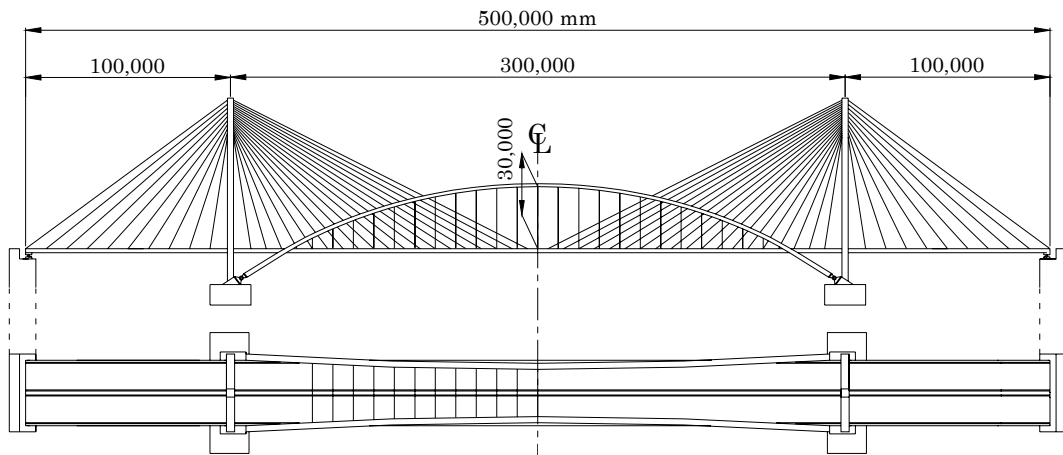


図-4 斜吊りアーチ橋の側面図および平面図

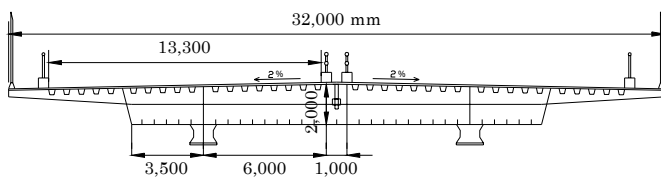


図-7 主桁断面

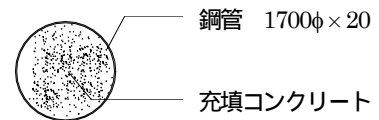
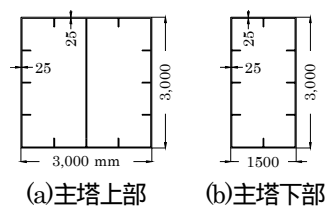


図-6 アーチリブ断面



(a)主塔上部 (b)主塔下部

図-8 主塔断面

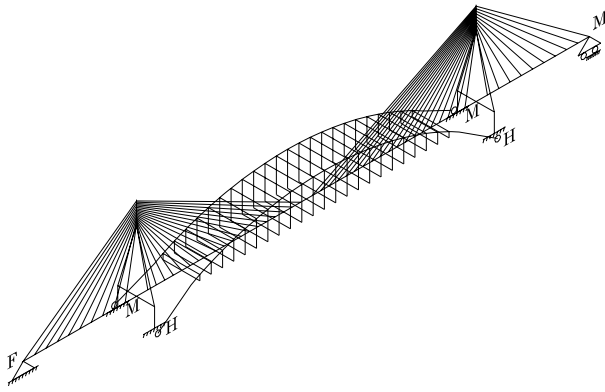


図-9 解析モデル

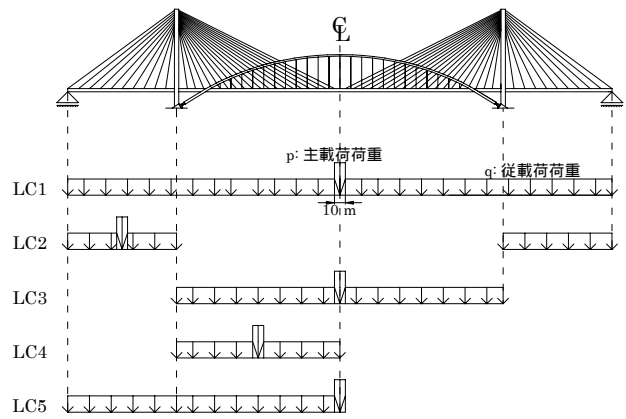


図-10 活荷重の载荷ケース

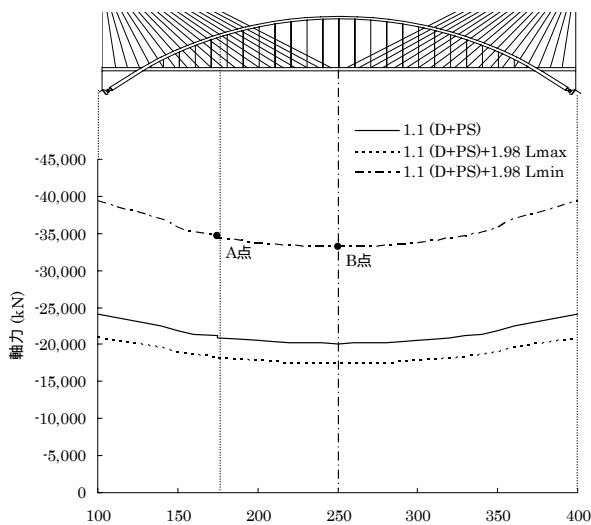


図-11 アーチリブの設計軸力

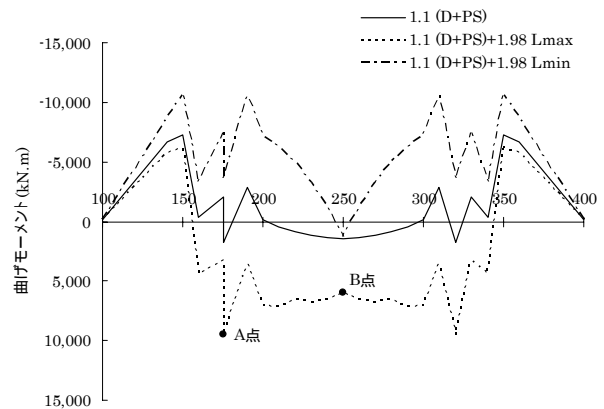


図-12 アーチリブの設計曲げモーメント

主桁は、デッキプレート(12 mm厚), Uリブ, 腹板(高さ2.0 mm, 16 mm厚), 下フランジ(19 mm厚)で断面を構成している。ダイアフラムは鋼箱桁内に5.0 m間隔で配置した。断面は全スパンで同一とし、鋼材材質はSM490Yとした。

主塔は、逆Y型とし、基部より71.0 m(長方形断面)と斜ケーブル定着断面の上部の20.0 m(正方形断面)で断面を区分した。鋼材材質はSM490Yとした(図-5, 図-8の(a)および(b))。

アーチリブは、直径1,700 mm, 板厚20 mm, 材質SM490Yの鋼管とし、内部に単位体積重量15 kN/m³の軽量骨材コンクリートを充填した。充填コンクリートは、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多くの研究により確かめられている⁴⁾。

アーチリブどうしをつなぐ横つなぎ材には圧延H型鋼(H-700×250, 鋼材材質SS400)を用いた。また、斜ケーブルは平行ワイヤストランド(PWS-91, 127, 169, 217)を、ハンガーも平行ワイヤストランド(PWS-37, 61, 91)を用いた。

3. 静的解析による設計断面力の算定

構造解析は、梁要素で構成した立体骨組モデル(図-9)を用いた。主塔基部は完全固定、アーチリブ支点はヒンジとした。主桁の一方の支点は橋軸方向に固定、他方の主桁支点は可動とした。主桁は主塔の中間横梁で支えられるが、橋軸方向は可動とした。主桁はすべての支点で、橋軸直角方向には固定とした。

本構造は300 mの長支間斜吊りアーチ橋であるため、変位後の骨組線形状の幾何学的非線形性を考慮した有限変位解析により設計断面力を算出した。用いたプログラムはFORUM8 UC-win/F-RAME(3D)である。なお、死荷重載荷状態で主桁の曲げモーメント分布を平滑化させ、かつ主塔に過大な曲げモーメントを発生させないように、ケーブル・プレストレスを導入した。活荷重に関しては、5パターン(図-10)の活荷重タイプを固定載荷させた。活荷重強度および衝撃係数は、参考文献5)に従い算出した。

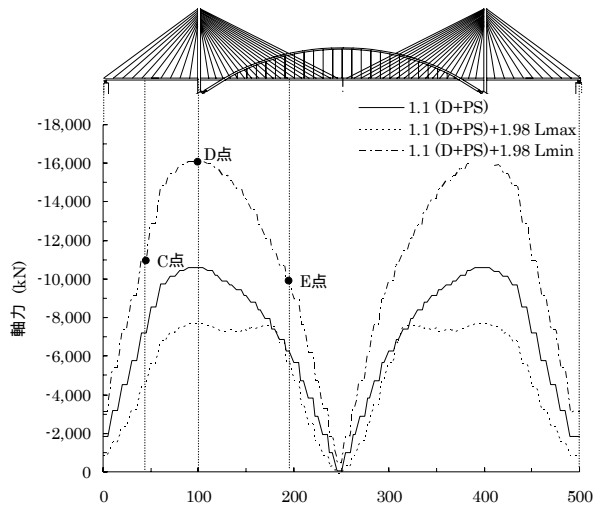


図-13 主桁の設計軸力

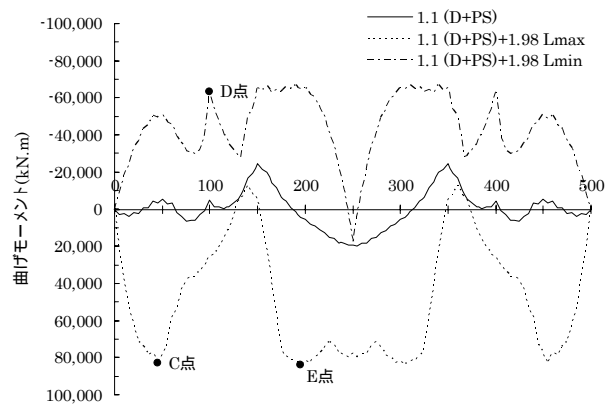


図-14 主桁の設計曲げモーメント

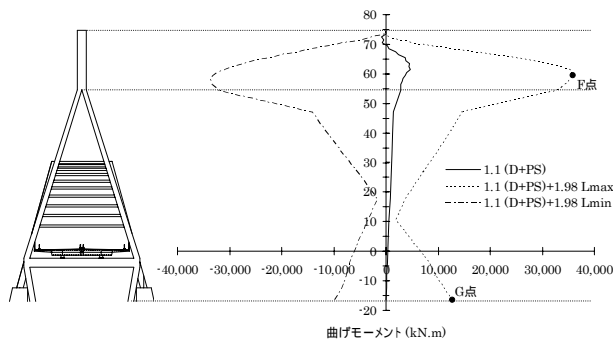


図-15 主塔の設計曲げモーメント

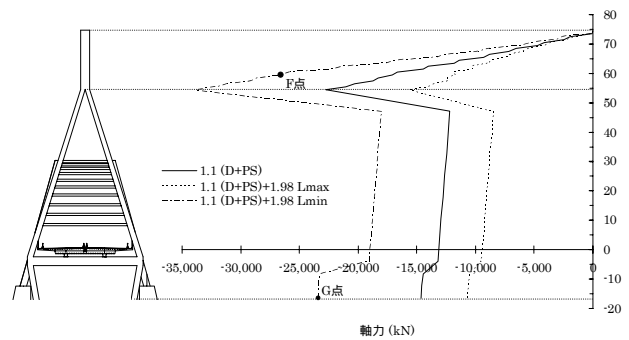


図-16 主塔の設計軸力

アーチリブの設計軸方向圧縮力を図-11 に、設計曲げモーメントを図-12 に示す。なお、死荷重および活荷重に対する荷重係数に関しては 4.1 で説明する。本図の L_{max} および L_{min} は、5 パターンの活荷重載荷ケースのうちの最大および最小の設計断面力を示す。図-11 より、アーチリブ全体に軸方向圧縮力が作用しており、端支点で最大、中央部 (L/2 点) で最小となっていることが理解される。図-12 より、アーチリブには正および負の設計曲げモーメントが作用し、その絶対値は中央部 L/2 点 より L/4 点 付近の方が大きいことが理解される。

主桁の設計軸力を図-13 に、設計曲げモーメントを図-14 に示す。設計圧縮軸力は主塔部 (図-13 の D 点) で最大であり、正曲げモーメントは側径間と中央径間 (図-14 の C, E 点) にピークがある。この断面力の性状は通常の斜張橋と同一である。

主塔の設計曲げモーメントを図-15 に、設計軸力を図-16 に示す。曲げモーメントは主塔上部のケーブル定着部 (高さ 59.5 m) と基部が大きい。なお、主塔上部は 1 本柱、主塔下部は 2 本柱になっており、図は両者とも 1 本あたりの値になっている。したがって、主塔全体の圧縮軸力は頂部から基部に向かい増加する。

本形式橋では、主桁を斜ケーブルとアーチハンガーで吊ることにより、荷重をアーチリブと斜ケーブルの両方で受け持たせる。したがって、斜吊りアーチ橋は、斜張橋とアーチ橋の中間的な構造特性を持ち、活荷重たわみは従来の鋼斜張橋より小さいと考えられる。

比較検討用に、斜吊りアーチ橋と同一支間割の鋼斜張橋を試設計した。主桁は、デッキプレート (15 mm 厚)、U リブ、腹板 (高さ 3.0 m、16 mm 厚)、下フランジ (19 mm 厚) で断面を構成している。ダイヤフラムは鋼箱桁内に 5.0 m 間隔で配置した。断面は全スパンで同一とし、鋼材材質は SM490Y とした。主塔は、逆 Y 型とし、基部より 71.0 m (縦 6.0 m、横 3.0 m、35 mm 厚の長方形断面) と斜ケーブル定着断面の上部の 20.0 m (縦、横 6.0 m、35 mm 厚の正方形断面) で断面を区分した。鋼材材質は SM490Y とした。主桁は同一寸法の鋼床版箱断面としたが、端支点で負反力が生じないようにカウンターウエイトとして側径間の鋼箱桁内部に 80 cm 厚のコンクリートを打設した。

活荷重 LC1 が作用するとき、中央径間中央での斜張橋の活たわみは 747 mm であるのに対し、斜吊りアーチ橋のたわみは 362 mm である。すなわち、斜吊りアーチ橋の剛性がかなり高いことがわかる。アーチリブと斜ケーブルの正確

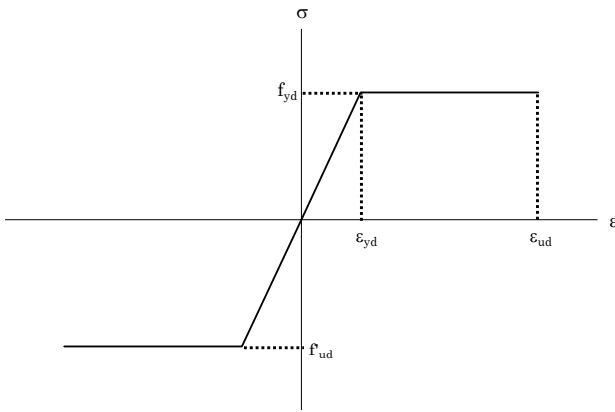


図-17 鋼材の構成則

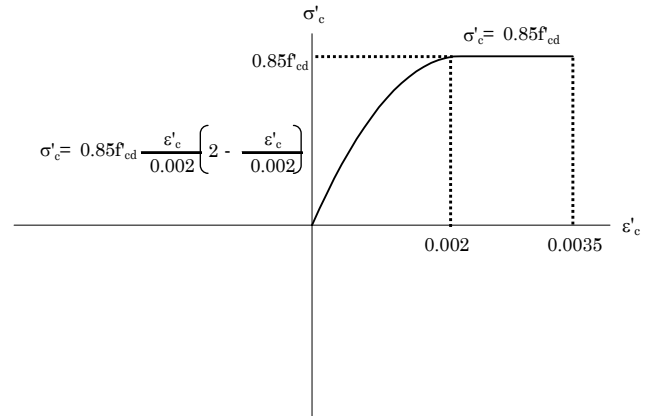


図-18 充填コンクリートの構成則

な荷重分担率については未解明であるが、この例では両者がほぼ半々ずつ荷重を分担していると言える。

4. 部材破壊に関する安全性の照査

4.1 照査基本式

本節では、部材破壊に関する安全性を照査する。具体的な照査方法は限界状態設計法を用いる。終局限界状態に対する照査基本式を式 (1) に示す^{6),7)}。

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

ここで、 S_d は照査用応答値、 R_d は照査用限界値、 γ_i は構造物係数 (1.1) である。この係数値は、参考文献 7) にしたがった。また、 S_d は式 (2) で表される^{6),7)}。

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

ここで、 S は応答値、 γ_a は構造解析係数 (1.0)、 F_k は荷重の特性値、 γ_f は荷重係数 (死荷重 1.1, 活荷重 1.2)、 ρ_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-11 から図-16 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 $1.2 \times 1.65 = 1.98$ となる。また、 R_d は式 (3) で表される^{6),7)}。

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

ここで、 R は限界値、 f_k は材料強度の特性値、 γ_m は材料係数 (鋼 1.05, コンクリート 1.3)、 γ_b は部材係数 (鋼 1.1, コンクリート 1.3) である。なお、これらの係数は文献 7) にしたがった。

4.2 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 6), 7) 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 (4) および式 (5) を満足しなければならない。

$$\gamma_i (M_d / M_{ud}) \leq 1.0 \quad (4)$$

$$\gamma_i (N'_d / N'_{oud}) \leq 1.0 \quad (5)$$

ここで、 M_d は設計曲げモーメント、 M_{ud} は設計曲げ耐力、 N'_d は設計軸方向圧縮力、 N'_{oud} は設計軸方向圧縮耐力の上限値である。式(4)の設計曲げ耐力は、設計軸方向圧縮力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み合わ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'_{oud} では全体座屈強度の低減が考慮されているが⁶⁾、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。アーチリブL/2点の有効座屈長は35m、アーチリブL/4点の有効座屈長は40mである。

設計曲げ耐力は、以下のように求めた。鋼管および充填コンクリートをファイバー要素に分割する。鋼材および充填コンクリートは図-17,18 に示す構成則を仮定する。ここで、鋼材の構成則については、 σ は応力、 ϵ はひずみ、 f_{yd} は設計引張降伏強度、 ϵ_{yd} は降伏ひずみ、 ϵ_{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については、 σ'_c は圧縮応力、 ϵ'_c は圧縮ひずみ、 f'_{cd} は設計圧縮強度である。

そして、異なる軸方向圧縮耐力を与え、それぞれの曲げ耐力を計算する。求められた曲げ耐力と軸方向圧縮耐力の相関曲線を図-19 (L/4点) および図-20 (L/2点) に示す。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している。

表-1 アーチリブの照査結果

A点 (L/4点)			
M_d (kN.m)	-10,913	N'_d (kN)	-33,999
M_{ud} (kN.m)	-26,304	N'_{oud} (kN)	-45,877
$\gamma_i (M_d / M_{ud})$	0.46	$\gamma_i (N'_d / N'_{oud})$	0.82
B点 (L/2点)			
M_d (kN.m)	6,173	N'_d (kN)	-33,153
M_{ud} (kN.m)	23,988	N'_{oud} (kN)	-52,551
$\gamma_i (M_d / M_{ud})$	0.28	$\gamma_i (N'_d / N'_{oud})$	0.69

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

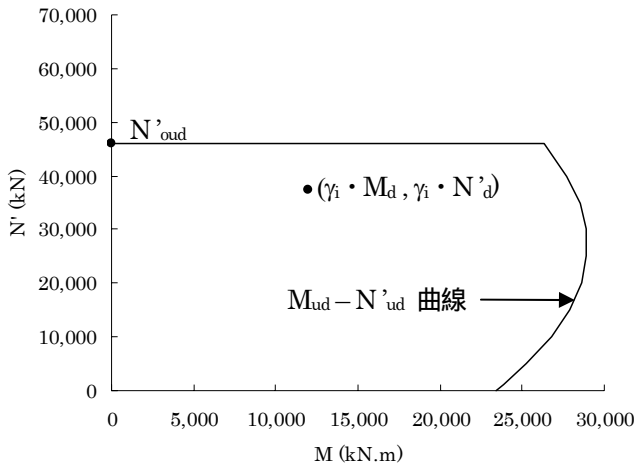


図-19 アーチリブの $M_{ud} - N'_{ud}$ 曲線, A点 (L/4 点)

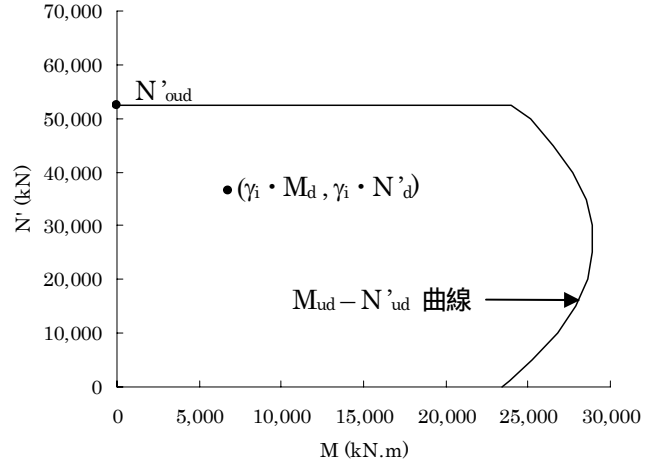


図-20 アーチリブの $M_{ud} - N'_{ud}$ 曲線, B点 (L/2 点)

表-2 主桁の照査結果

側径間 C 点 (上フラジ側に着目)

N_{sd}	-11,401	N_{rd}	-293,795	N_{sd}/N_{rd}	0.04
M_{sdz}	93,743	M_{rdz}	338,107	M_{sdz}/M_{rdz}	0.28
M_{sdx}	-36,319	M_{rdx}	-67,056	M_{sdx}/M_{rdx}	0.54
$\gamma_i(N_{sd}/N_{rd} + M_{sdz}/M_{rdz} + M_{sdx}/M_{rdx})$					0.94

主塔位置 D 点 (上フランジ側に着目)

N_{sd}	-16,995	N_{rd}	-323,444	N_{sd}/N_{rd}	0.05
M_{sdz}	-77,877	M_{rdz}	-338,107	M_{sdz}/M_{rdz}	0.23
M_{sdx}	26,986	M_{rdx}	46,622	M_{sdx}/M_{rdx}	0.58
$\gamma_i(N_{sd}/N_{rd} + M_{sdz}/M_{rdz} + M_{sdx}/M_{rdx})$					0.95

中央径間 E 点 (上フランジ側に着目)

N_{sd}	-10,466	N_{rd}	-310,107	N_{sd}/N_{rd}	0.03
M_{sdz}	85,789	M_{rdz}	338,107	M_{sdz}/M_{rdz}	0.25
M_{sdx}	16,783	M_{rdx}	42,000	M_{sdx}/M_{rdx}	0.40
$\gamma_i(N_{sd}/N_{rd} + M_{sdz}/M_{rdz} + M_{sdx}/M_{rdx})$					0.76

N_{sd} : 設計軸方向力(kN), N_{rd} : 軸方向耐力(kN)

M_{sdz} : 橋軸方向の設計曲げモーメント(kN.m)

M_{rdz} : 橋軸方向の設計曲げ耐力(kN.m)

M_{sdx} : 橋軸直角方向の設計曲げモーメント(kN.m)

M_{rdx} : 橋軸直角方向の設計曲げ耐力(kN.m)

アーチリブの主要な 2 カ所, すなわち図-11 の A 点 (L/4 点) および B 点 (L/2 点), での照査結果を表-1 に示す。これより, 仮定した断面は式 (4) および式 (5) を満足していることがわかる。また, 図-19 (L/4 点) および図-20 (L/2 点) より, 設計断面力は曲げ耐力と軸方向圧縮耐力の相関曲線内にあることも理解できる。

表-3 主塔の照査結果

主塔上部 F 点 (圧縮フランジ側に着目)

N_{sd}	-28,107	N_{rd}	-117,570	N_{sd}/N_{rd}	0.24
M_{sdz}	39,308	M_{rdz}	109,984	M_{sdz}/M_{rdz}	0.36
M_{sdx}	671	M_{rdx}	-100,032	M_{sdx}/M_{rdx}	0.01
$\gamma_i(N_{sd}/N_{rd} + M_{sdz}/M_{rdz} + M_{sdx}/M_{rdx})$					0.66

主塔下部 G 点 (圧縮フランジ側に着目)

N_{sd}	-25,270	N_{rd}	-72,875	N_{sd}/N_{rd}	0.35
M_{sdz}	13,121	M_{rdz}	62,427	M_{sdz}/M_{rdz}	0.21
M_{sdx}	-8,998	M_{rdx}	-42,984	M_{sdx}/M_{rdx}	0.21
$\gamma_i(N_{sd}/N_{rd} + M_{sdz}/M_{rdz} + M_{sdx}/M_{rdx})$					0.84

N_{sd} : 設計軸方向力(kN), N_{rd} : 軸方向耐力(kN)

M_{sdz} : 橋軸方向の設計曲げモーメント(kN.m)

M_{rdz} : 橋軸方向の設計曲げ耐力(kN.m)

M_{sdx} : 橋軸直角方向の設計曲げモーメント(kN.m)

M_{rdx} : 橋軸直角方向の設計曲げ耐力(kN.m)

4.3 主桁および主塔の照査

主桁および主塔は鋼製箱桁断面であるため, 参考文献 8) により耐力照査を行った。部材には圧縮軸力, 橋軸方向曲げモーメントおよび橋軸直角方向曲げモーメントが作用し, これらは式 (6) を満足しなければならない。

$$\gamma_i (N_{sd}/N_{rd} + M_{sdz}/M_{rdz} + M_{sdx}/M_{rdx}) \leq 1.0 \quad (6)$$

ここで, N_{sd} は設計軸力, N_{rd} は軸方向耐力, M_{sdz} は橋軸方向設計曲げモーメント, M_{rdz} は橋軸方向曲げ耐力, M_{sdx} は橋軸直角方向設計曲げモーメント, M_{rdx} は橋軸直角方向曲げ耐力である。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しなくてはならない。

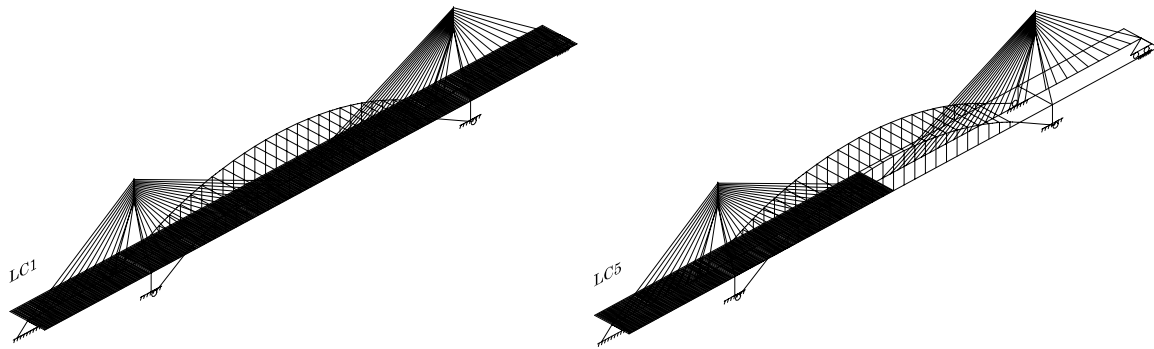


図-21 全体座屈強度の検討载荷ケース

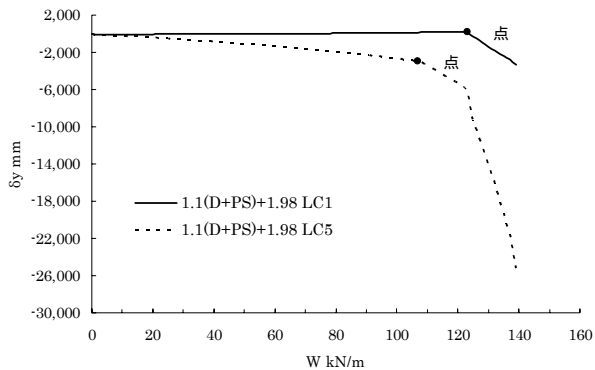


図-22 アーチリブの鉛直変位 - 荷重図 (L/4 点)

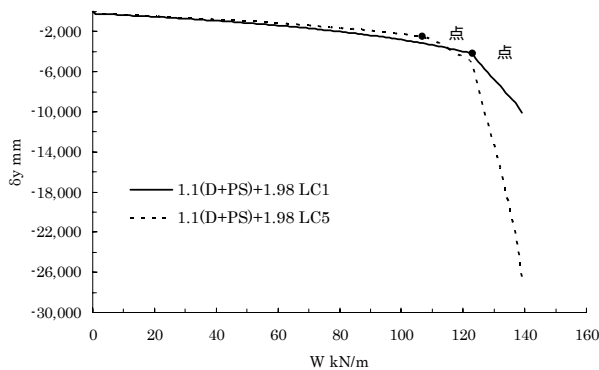


図-24 アーチリブの鉛直変位 - 荷重図 (L/2 点)

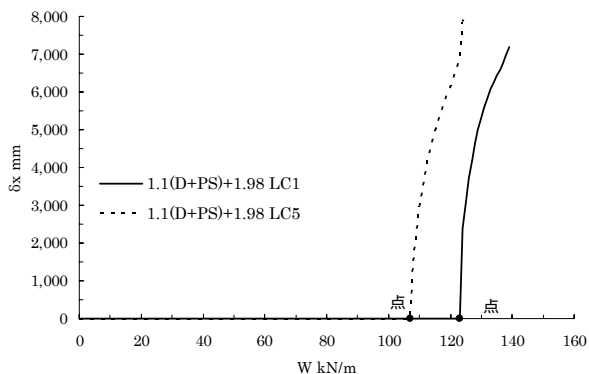


図-23 アーチリブの水平変位 - 荷重図 (L/4 点)

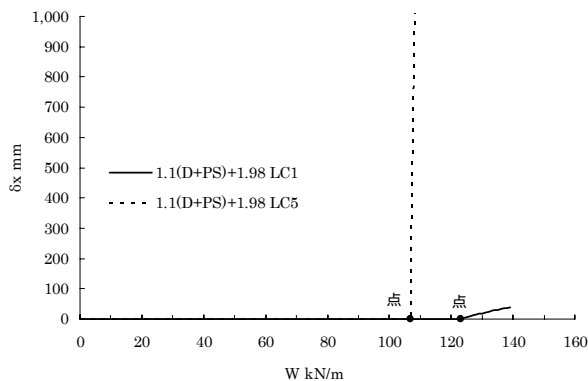


図-25 アーチリブの水平変位 - 荷重図 (L/2 点)

主桁の主要な3カ所、主塔部(図-13のD点)および側径間(図-14のC点)および中央径間(図-14のE点)での照査結果を表-2に示す。本構造は1面吊りであるため、橋軸方向の曲げモーメントに加え、橋軸直角方向の曲げモーメントも発生し、2軸曲げ状態になる。この際、活荷重を偏載した状態についても解析した。表-2より、3カ所ともに式(6)を満足している。なお、設計軸方向圧縮耐力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。

主塔の主要な2カ所、図-15のF点およびG点での照査結果を表-3に示す。橋軸直角方向の曲げモーメントを求めため、活荷重を偏載した状態についても解析した。表-3より仮定した主塔断面は、式(6)を満足している。

なお、変形図を示していないが、仮定した設計荷重の範囲内では座屈していないことを確認している。詳細は5章で述べる。以上の本橋の静的構造検討結果により、提案し

た斜吊りアーチ橋は構造的および耐力的に実現可能であると考えられる。

5. 弾性有限変位解析による全体座屈強度の検討

本章では、提案した斜吊りアーチ橋の全体座屈に対する安全性を弾性有限変位解析により照査した。まず、設計死荷重(1.1D)および設計ケーブル・プレストレス力(1.1PS)を順に載荷させ、続いて設計活荷重を増加させる。設計活荷重は、従載荷荷重を全径間に載荷させたLC1と左側半径間だけに載荷させたLC5の2ケースとした(図-10および21)。荷重ステップは、1ステップ目:1.1D,2ステップ目:1.1PS,3ステップ目から活荷重を0.05(L+i)の刻みで増加した。

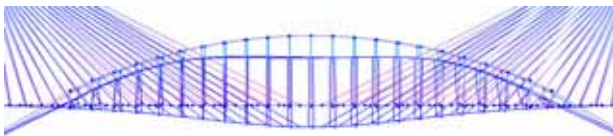


図-26 LC1における鉛直方向への変形図

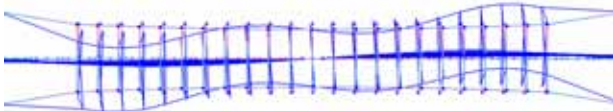


図-27 LC1における面外への変形図

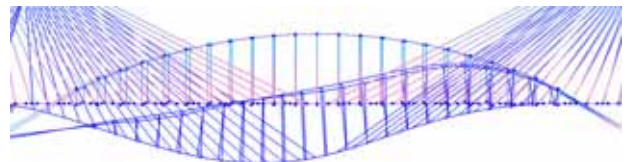


図-28 LC5における鉛直方向への変形図

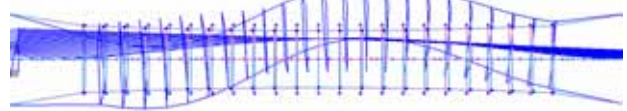


図-29 LC5における面外への変形図

表 4 鋼重量比較結果 (単位: kN)

部材	斜吊りアーチ橋	斜張橋
主桁 (床組を含む)	46,042	53,566
主塔	8,767	20,722
ケーブル	1,091	1,296
アーチリブ	5,199	-
アーチハンガー	69	-
横つなぎ材	1,005	-
鋼重量の合計	62,173	75,584
()内は比率	(0.82)	(1.0)

解析で得られたアーチリブ L/4 点での鉛直変位と荷重の関係を図-22, 水平変位と荷重の関係を図-23 に示す. また, アーチリブ L/2 点での鉛直変位と荷重の関係を図-24 に, 水平変位と荷重の関係を図-25 に示す.

全載ケース LC1 では, アーチリブ L/2 点 (図-24 の点) およびアーチリブ L/4 点 (図-22 の点) の鉛直変位はともに, 1.1 (D+PS) +6.00 × 1.98 (L+i) までは線形増加するが, これ以降, 急激に変位が増大する.

半載ケース LC5 では, アーチリブ L/2 点 (図-24 の点) およびアーチリブ L/4 点 (図-22 の点) の鉛直変位はともに, 1.1 (D+PS) +5.20 × 1.98 (L+i) までは線形増加し, これ以降, 変位が増大する.

全載ケース LC1 では, アーチリブ L/2 点 (図-25 の点) およびアーチリブ L/4 点 (図-23 の点) の水平変位はともに, 1.1 (D+PS) +6.00 × 1.98 (L+i) まではほぼ 0 であるが, これ以降, それぞれ急激に水平変位が大きくなる. すなわち, この変曲点で座屈が生じたと考えられる.

半載ケース LC5 では, アーチリブ L/2 点 (図-25 の点) およびアーチリブ L/4 点 (図-23 の点) の水平変位はともに, 1.1 (D+PS) +5.20 × 1.98 (L+i) までは 0 であるが, これ以降, それぞれ急激に変位が大きくなる. すなわち, この変曲点で座屈が生じたと考えられる.

全載ケース LC1 と半載ケース LC5 の鉛直方向の変形を図-26 および図-28 に, 面外方向への変形を図-27 および図-29 に示す. これらは, 全載ケース LC1 については, 1.1 (D+PS) +6.00 × 1.98 (L+i), 半載ケース LC5 については, 1.1 (D+PS) +5.20 × 1.98 (L+i) のときの变形図である.

以上の検討結果から, 全載ケース LC1 については, 1.1 (D+PS) +6.00 × 1.98 (L+i) の設計荷重載荷時に, 半載ケース LC5 については, 1.1 (D+PS) +5.20 × 1.98 (L+i) の設計荷重載荷時に, アーチリブが面外方向に座屈して終局状態に達することが理解できる.

6. 経済性・施工性の検討

本形式の経済性を把握するため, 同規模の斜張橋を試設計し, 両者の鋼重量を比較した (表-4). 前述したように, 比較用斜張橋の支間割は, 斜吊りアーチ橋と同一とした. 主桁は, 両者とも全スパンで同一寸法の鋼床版箱断面とした.

表-4 によると, ケーブルについては, 大きな差は見られないが, 主桁および主塔に関しては, 斜吊りアーチ橋の鋼重量は従来形式の鋼斜張橋を大きく下回る. これは, 斜吊りアーチ橋が CFT アーチリブと斜ケーブルの両方で荷重を分担するためである.

一方, 斜吊りアーチ橋ではアーチリブ, ハンガー, 横つなぎ材が必要となる. しかし, これらの単位重量あたりの加工工数は主桁・主塔・ケーブルに比較して低い. さらに, 全体としても本形式は 18 % 程度の鋼重量の減少が期待される. したがって, 充填コンクリートの費用を考慮しても斜吊りアーチ橋は従来の鋼斜張橋より経済的であることが期待される.

本形式は斜張橋とアーチ橋を組み合わせた構造であり, 種々の施工方法の可能性はある. たとえば, 斜張橋を従来の張り出し架設で施工した後, 桁上にペントを設置してアーチリブを架設する, あるいは, 主塔を利用して架設用のケーブルクレーンを設置してアーチリブを架設することも可能である. さらに, アーチリブの併合後に鋼管内へコンクリート充填すれば, 型枠は必要なく合理的である. ただし, コンクリート充填前の鋼管アーチリブは剛性が十分でない場合もあり注意が必要である. 鋼管の現場接合に関しては, 現場溶接および高力ボルト接合のいずれも可能である. しかし, 本形式の施工経験は少ないため, 架設工法を十分検討し, その費用を把握する必要がある.

7. まとめ

本論文では、鋼斜張橋とCFTアーチリブを組み合わせた斜吊りアーチ橋を提案し、主スパン 300 m の橋梁を試設計した。そして、性能照査型設計により本橋の部材破壊に対する安全性を照査した。

斜吊りアーチ橋では、荷重を斜張橋ケーブルとアーチリブの両方で受け持つ。したがって、斜張橋とアーチ橋の中間的な構造特性を持ち、斜張橋より剛性は高かった。

終局限界時の設計断面力に対して、部材破壊の安全性を照査した。その結果、本橋梁は構造的および耐力的に実現可能であると考えられた。

弾性有限変位解析により終局状態まで解析した結果、アーチリブが面外座屈することにより終局限界状態に達することがわかった。

さらに、本形式を同規模の鋼斜張橋と斜吊りアーチ橋の重量比較を行った結果、斜吊りアーチ橋が経済的に優れると考えられた。

なお、本論文では詳細な施工計画および耐震設計については実施しておらず、今後の課題とした。

参考文献

- 1) 中村俊一, 島田佳久: コンクリート充填鋼管を用いた吊りアーチ橋の構造特性, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.809-816, 2003.
- 2) 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.
- 3) マレーシアに架かる新構造形式の橋梁 橋梁と基礎, Vol.39, No.5, pp.53-55, 2004.
- 4) 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.
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書()・同解説, 2002.
- 6) 土木学会: 複合構造物の性能照査指針(案), 2002.
- 7) 土木学会: 複合構造物の性能照査例, 2006.
- 8) 土木学会: 鋼・合成構造標準示方書, 2007.

(2007年9月18日受付)