

3. アーチ併用吊橋の提案と構造特性

3-1. 研究の背景と目的

小規模な歩道吊橋では、横構が一面しかない構造がほとんどであり、このような無補剛形式では、横剛性、ねじり剛性が小さく、横座屈、横たわみといった静的な現象に対して不安定であるうえ、強風時に対して安定性が低下する。このため、橋には耐風索が一般的に用いられている。

無補剛吊橋の問題点として、①耐風安定性、②歩行者による鉛直たわみ、鉛直振動、③歩行者の横方向振動が挙げられる。それらの問題点を解決するため、アーチ部材を路面下側に配置し、鉛直、横剛性を向上させる構造として、図 3-1 に示すような吊橋にアーチ橋を併用した形式が提案されている¹⁾。

本研究は、柔（吊橋）と剛（アーチ橋）を組み合わせた「アーチ併用吊橋」に着目し、このような力学特性が異なる構造形式の基本的な静的、動的構造特性を明らかにすることを目的としたものである。



図 3-1 アーチ併用吊橋¹⁾

3-2. 検討モデル

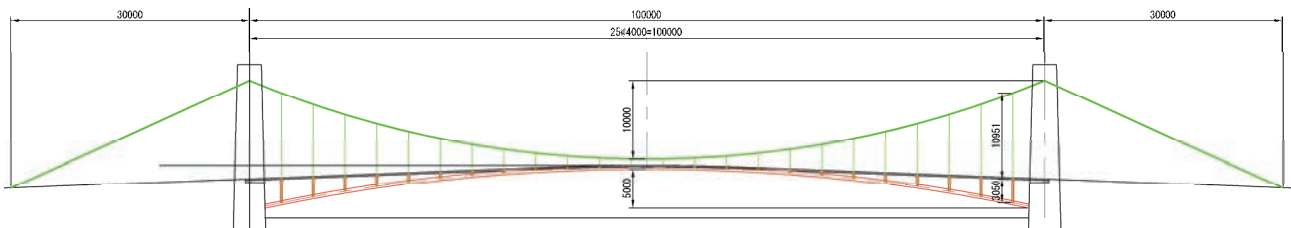
本研究では、図 3-1 に示すとおり、支間長 100m、幅員 3.0m の吊橋に対して実施することとした。

ケーブルサグ量と支間長との比は、一般的な吊橋で採用されている 1/10 とし、サグ量は 10m とした。また、アーチライズ比は、1/6 程度が一般的であるが、本橋では、ライズ比を 1/20 とし、ライズ比を抑えたアーチ部材を計画した。これは、吊橋の剛性を補完することを目的にアーチ部材を配置していること、また、ライズを抑えることで橋梁全体がスリム化され、景観に優れたシルエットとすることによるものである。さらに、ライズ比を抑えることにより、架橋位置の地形条件等への対応も容易となることから、1/20 のライズ比を採用した。本橋梁形式に対して、アーチ部材を表 3-1 に示すようにアーチ部材を変更し、力学的な特性を検討した。

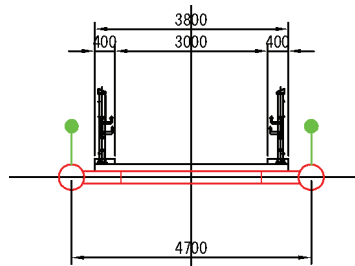
モデル化は、アーチ、主桁、横桁、主塔は梁モデル、主ケーブル、ハンガーはトラス要素とし、表 3-1 に示す諸元にて検討を行った。主塔はコンクリート主塔を想定し、アーチ端部、主塔基部は剛結としている。

表 3-1 検討ケースおよび断面諸元

検討 ケース	アーチリブの鋼管				主桁・横桁 (H250×250×9×14)		ケーブル
	直径 ϕ (mm)	板厚 t (mm)	断面積 A (mm ²)	断面2次モーメント I (mm ⁴)	断面積 A (mm ²)	断面2次モーメント I (mm ⁴)	断面積 A (mm ²)
Case1	200	8	4,825	2.227×10^7	9,134	1.070×10^8	19,200
Case2	300	8	7,339	7.828×10^7			
Case3	400	12	14,627	2.755×10^8			
Case4	800	12	29,707	2.306×10^9			



a) 側面図



b) 断面図

図 3-2 アーチ併用吊橋の一般図

設計条件を以下に示す。

■設計条件

- (1) 橋 長 : 100 m
- (2) 幅 員 : 3.0 m
- (3) 地 覆 : 0.4 m (総幅員 3.8 m)
- (4) 床版形式 : RC 床版 (t= 140 mm 最小床版厚)
 $W = 0.14 \times 3.8 \times 24.5 = 13.0 \text{ kN/m}$
- (5) 舗 装 : アスファルト舗装 (t= 30 mm)
 $W = 0.03 \times 3.0 \times 22.5 = 2.0 \text{ kN/m}$
- (6) 高 欄 : $W = 0.5 \text{ kN/m}$
高欄+地覆荷重 (左右片側分)
 $W = 0.5 + 0.4 \times 0.13 \times 24.5 = 1.8 \text{ kN/m}$
- (7) 活荷重 : 3.0 kN/m^2 (全載、半載橋軸方向、半載直角方向)
- (8) 風荷重 : 4.5 kN/m^2 (静的載荷)
- (9) たわみ : 1/350 (道路橋示方書²⁾、小規模吊橋指針・同解説³⁾)
- (10) 地震時 : レベル 1 (Ⅲ種地盤)

検討モデルを図 3-3、図 3-4 に示す。

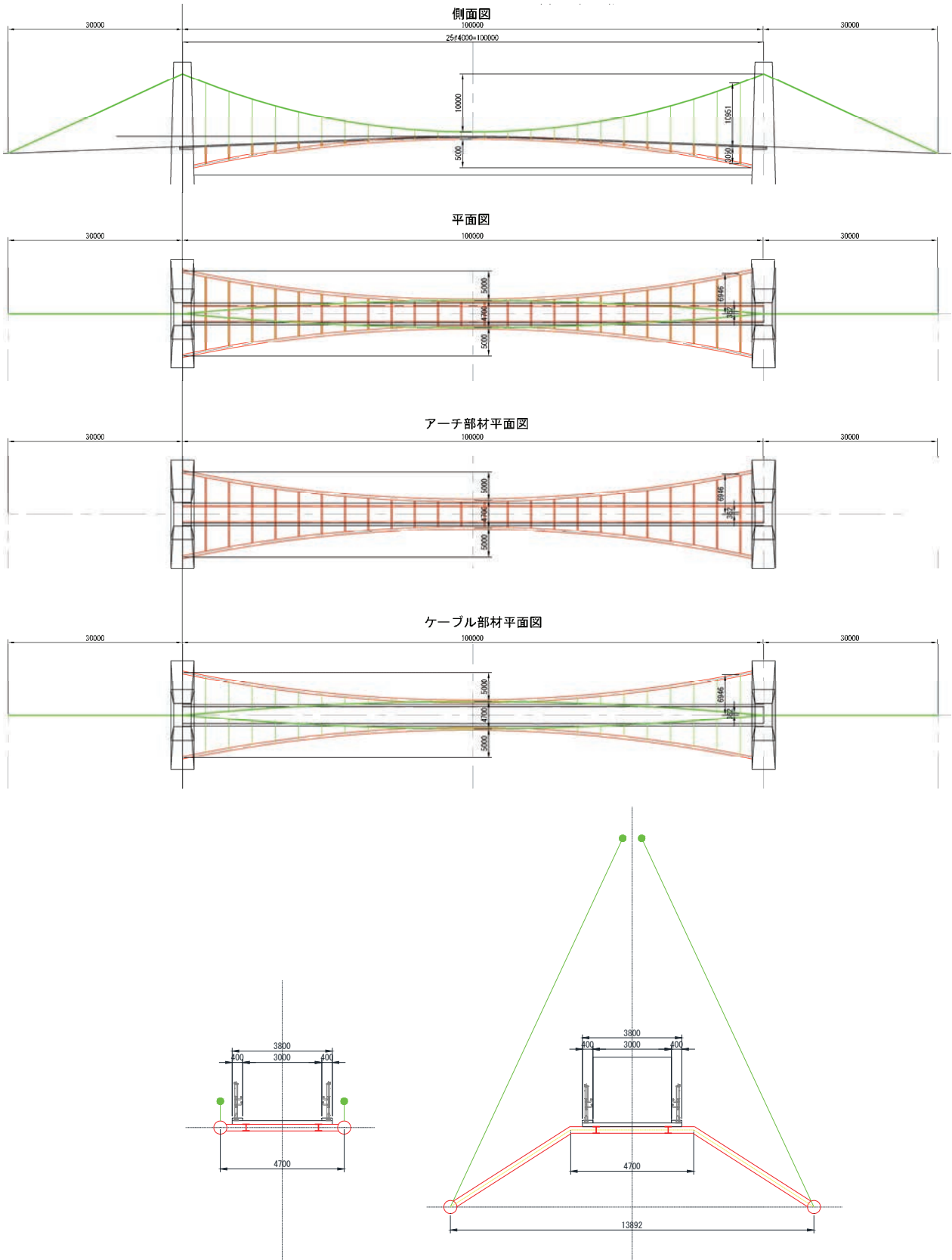
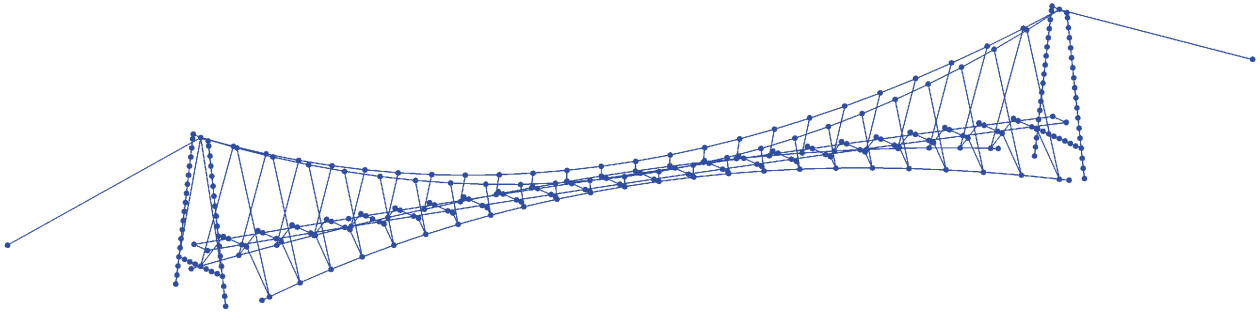
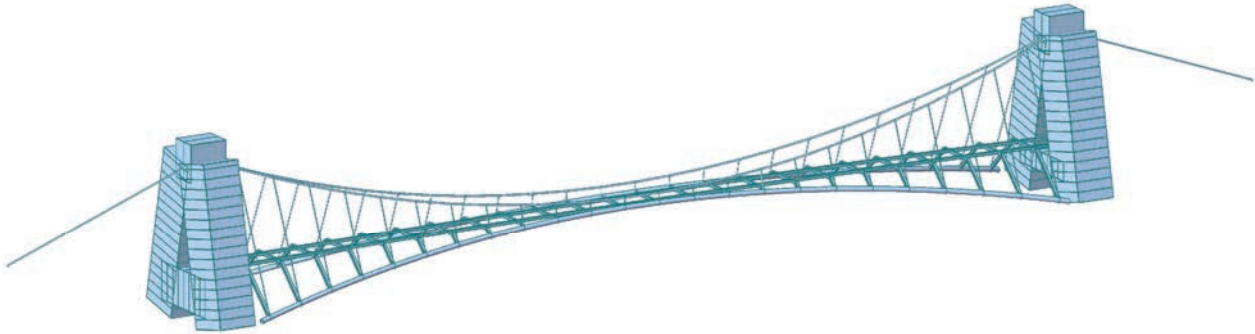


図 3-3 アーチ併用吊橋の形状図



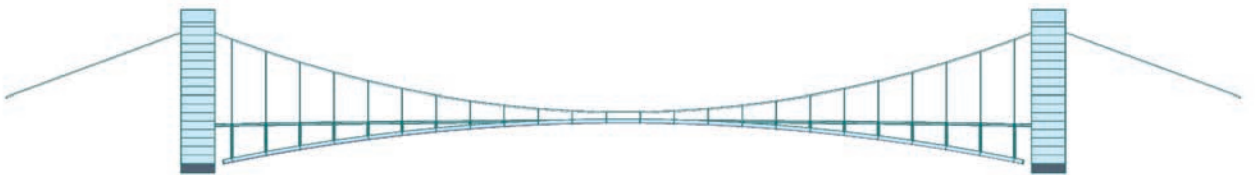
a) 骨組図



b) 鳥瞰図



c) 平面図



d) 側面図

図 3-4 アーチ併用吊橋のモデル図

3-3. 静的荷重による構造特性の検討

(1) 静的載荷重による部材断面力の変化

本橋梁形式に対してアーチ部材を変更し、構造特性を検討した。構造特性の評価には、活荷重満載時の変形量および各部材に発生する断面力に着目し比較を行った。

表 3-2、図 3-5 に、検討結果を示す。アーチ径が大きくなるにつれ、主桁の活荷重たわみは減少する。また、ケーブル張力も減少する傾向になるが、アーチリブ軸力は増大することが分かる。つまり、アーチ部材剛性が増加することにより、アーチとしての効果が発揮され、荷重分担も大きくなる。

アーチリブ、主桁の断面力を比較した場合、鋼管φ200、300、400の場合はほぼ同等の性状を示すが、φ800まで鋼管径を大きくすることで、他のケースと大きく異なる性状を示す結果となった。これは、アーチリブの断面剛性が上がり、アーチとしての効果がより大きく発揮されたためであると考えられる。これらの点について、以降ではさらに詳しく考察する。

表 3-2 アーチリブの鋼管の相違による活荷重たわみ、断面力の比較

鋼管の直径 (mm)		200	300	400	800
活荷重たわみ (mm)		58	55	46	35
ケーブル張力 (kN)		555.7	512.7	428.3	315.2
アーチ リブ	軸力 (kN)	202.3	279.6	432.8	622.0
	曲げモーメント (kN・m)	6.4	6.3	3.2	90.9
主桁	曲げモーメント (kN・m)	16.0	17.4	13.3	7.3

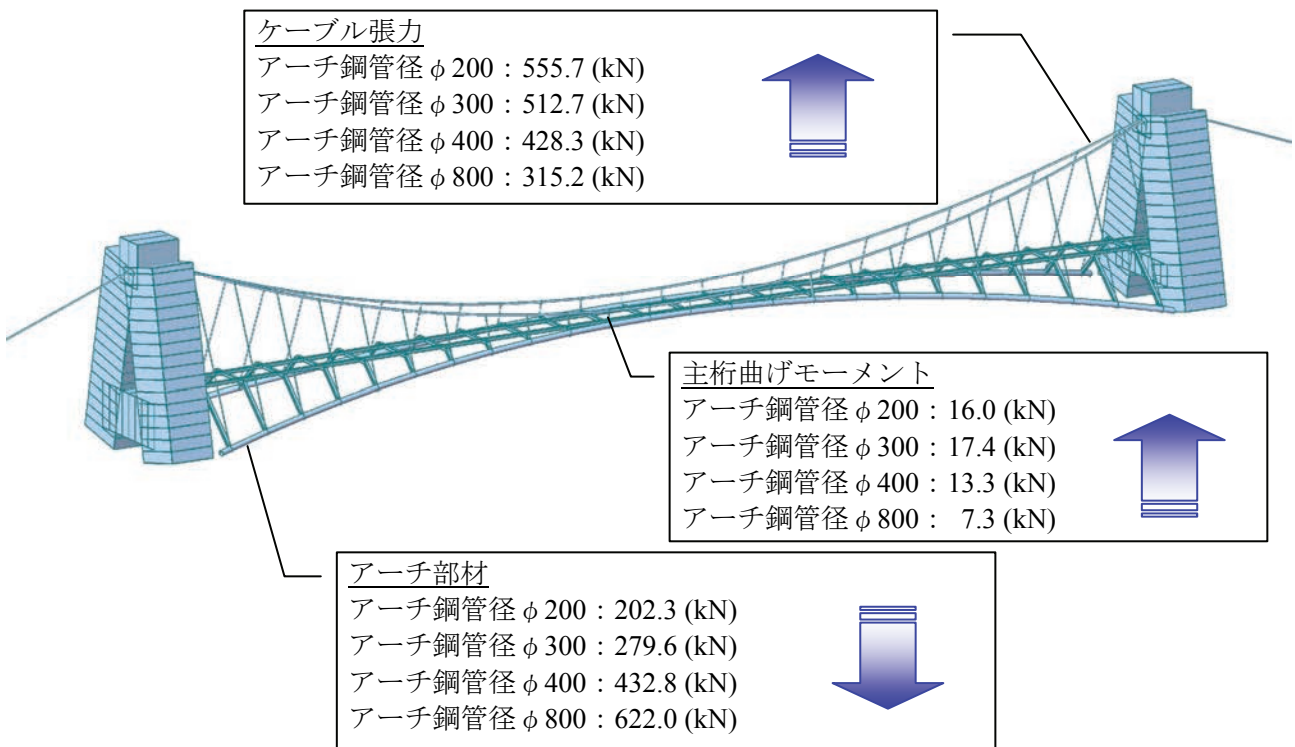


図 3-5 各部材の断面力の推移

(2) アーチリブ部材と活荷重たわみの関係

活荷重満載時における主桁のたわみ分布、アーチリブ断面積と主桁の最大たわみの関係を、図 3-6、図 3-7 にそれぞれ示す。

本橋梁形式では、吊橋のたわみ制限 ($L/350=285\text{mm}$) に対し、十分小さくなっており、一般的な吊橋に対して剛性が高い形式であることがわかる。

活荷重たわみは、アーチ部材寸法が大きくなるにつれ、減少する傾向にあることがわかる。アーチリブ断面積の増加にともなって、活荷重による最大たわみがほぼ直線的に減少していることから、主桁のたわみ剛性は、アーチリブの軸剛性が支配的であることがわかる。

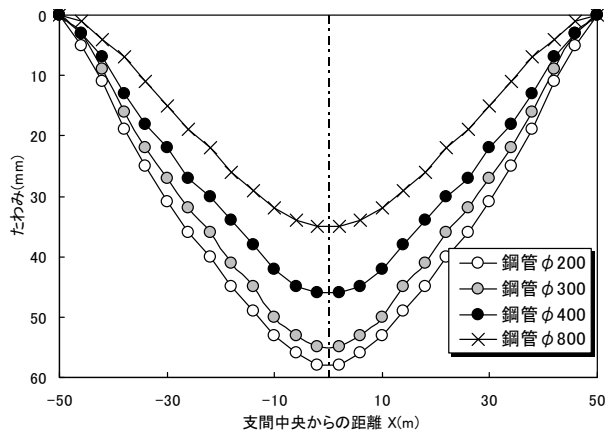


図 3-6 活荷重満載時における主桁のたわみ分布

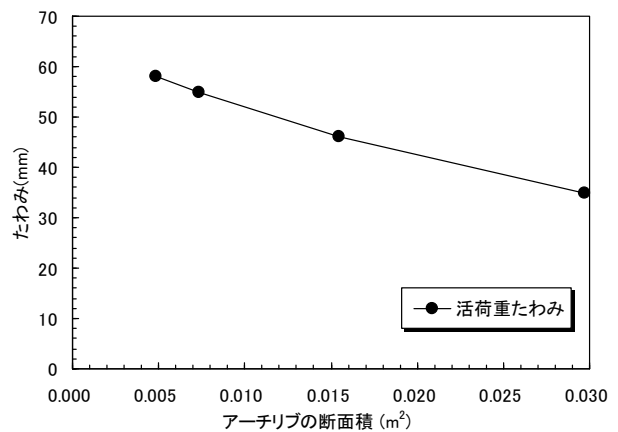


図 3-7 アーチリブ断面積と最大たわみの関係

(3) 主桁とアーチリブの断面力の関係

主桁に作用する軸力と曲げモーメントを図 3-8、図 3-9 にそれぞれ示す。図 3-8 より、全てのケースにおいて、主桁の支間中央部付近には、圧縮軸力が作用することがわかる。主桁は支間中心部付近においてアーチリブと剛結されており、主桁がアーチリブの断面力の一部を負担するためである。一方、図 3-9 より、全てのケースにおいて、主桁の曲げモーメント分布の性状は類似しており、両端部において負の曲げモーメントを生じるが、全体として曲げモーメントの量は小さいといえる。

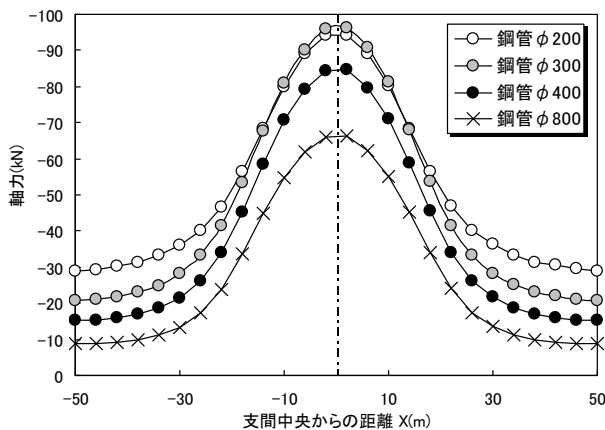


図 3-8 主桁の軸力分布

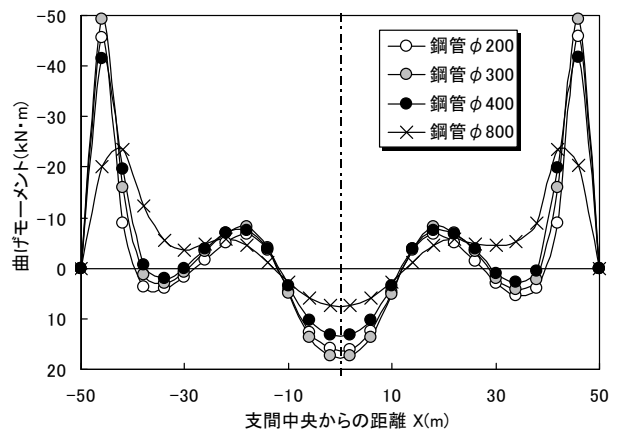


図 3-9 主桁の曲げモーメント分布

図 3-10 に、主桁に作用する最大、最小断面力を比較してそれぞれ示す。まず、図 3-10 a)に示した軸力については、アーチリブの断面積の増加にともなって、主桁の軸力がほぼ直線的に低下することから、主桁に作用する軸力の分担は、アーチリブの軸剛性に依存していることがわかる。一方、図 3-10 b)に示した曲げモーメントについても、アーチリブ断面積の増加にともなって、主桁の最大、最小曲げモーメントの絶対値がほぼ直線的に減少していることから、アーチリブの軸剛性が主桁の断面力の分担にも寄与していることが確かめられた。なお、これらの断面力によって発生する応力度は、許容応力度に対して十分に小さかった。

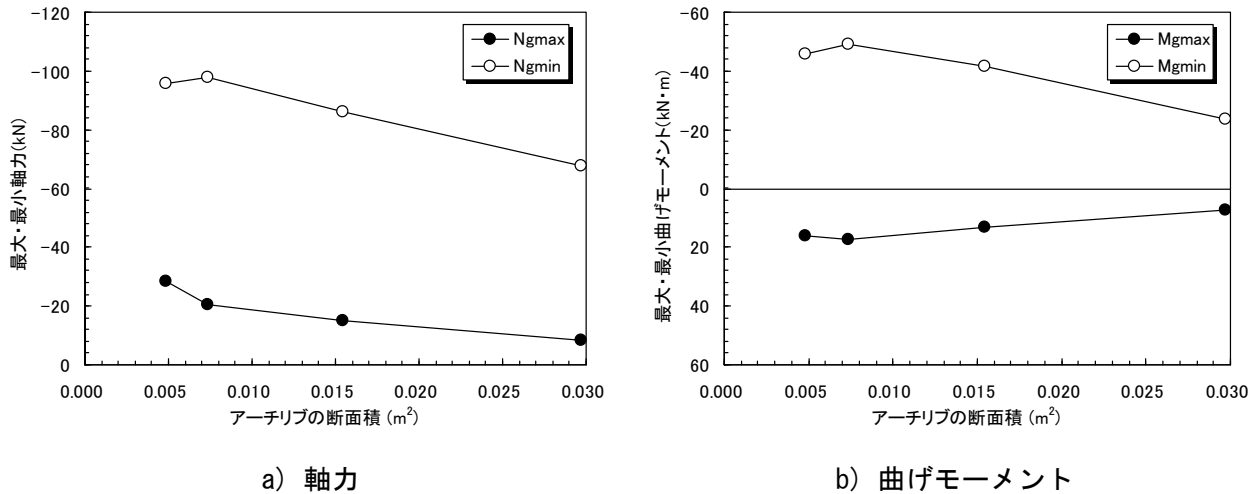


図 3-10 主桁に作用する最大・最小断面力の比較

(4) アーチリブに作用する断面力の比較検討

アーチリブに作用する軸力と曲げモーメントを図 3-11、図 3-12 にそれぞれ示す。まず、図 3-11 より、全てのケースにおいて、アーチリブの軸力は、支間中央部付近がやや小さく、両端部ほど圧縮軸力が大きくなるのがわかる。一方、図 3-12 に示した、アーチリブの曲げモーメント分布からは、全てのケースにおいて、支間中央部で正の曲げモーメントを、両端部では負の曲げモーメントとなることがわかる。

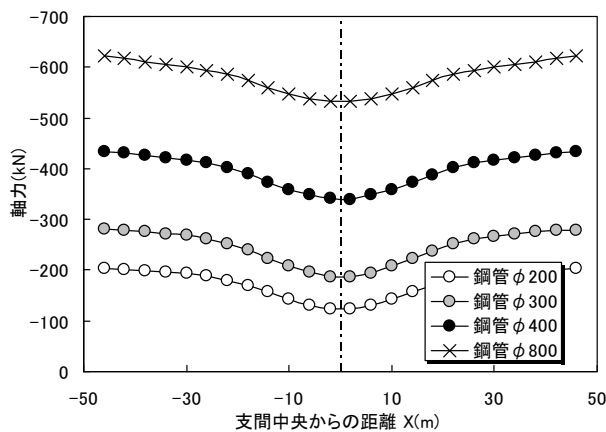


図 3-11 アーチリブの軸力分布

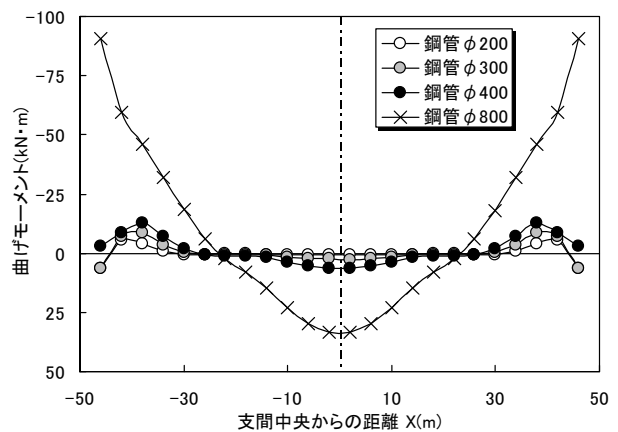


図 3-12 アーチリブの曲げモーメント分布

アーチリブに作用する最大・最小断面力と断面積の関係を図 3-13 に示す。図 3-13 a)の最大・最小軸力については、アーチリブの断面積が大きくなるほど、作用する軸力の絶対値も、ほぼ線形的に大きくなるのがわかる。一方、図 3-13 b)の最大・最小曲げモーメントについては、アーチリブの断面 2 次モーメントが大きくなるほど、曲げモーメントの絶対値も、ほぼ線形的に大きくなるのがわかる。

以上のことから、アーチリブの断面剛性の増加とともに、アーチリブに作用する軸力、曲げモーメントがほぼ線形的に増大することから、アーチリブの剛性に応じて断面力を分担していることが確かめられた。なお、これらの断面力によって発生する応力度は、許容応力度に対して十分に小さかった。

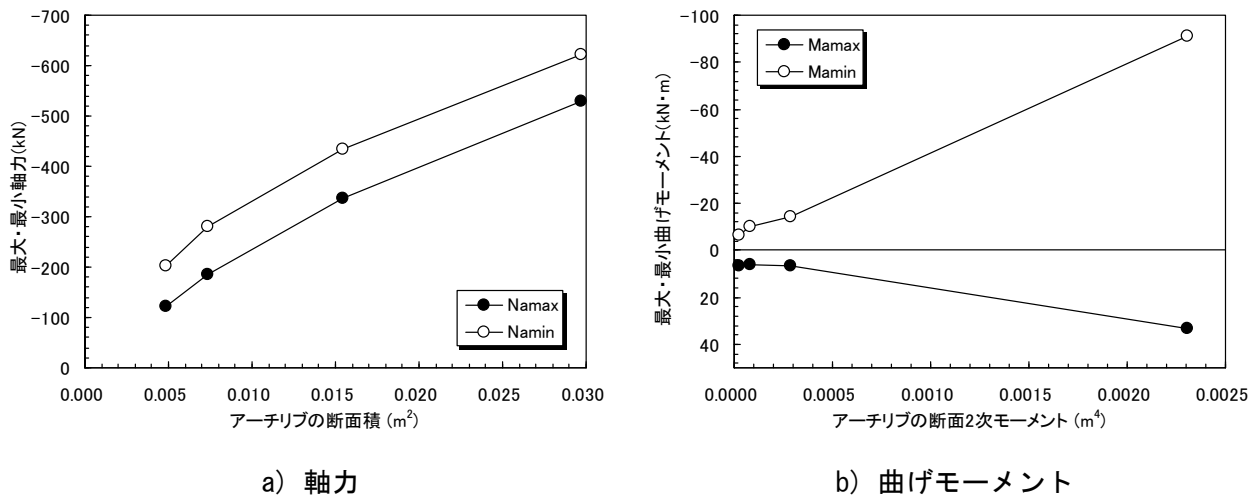


図 3-13 アーチリブに作用する最大・最小断面力と断面剛性の関係

(5) アーチリブとケーブルに作用する軸力の比較

アーチリブ、ケーブルに作用する軸力とアーチリブの断面積の関係を図 3-14 に示す。まず、ケーブル軸力（張力）は、アーチリブの断面積が大きくなるほど、ほぼ直線的に減少することがわかる。また、アーチリブの軸力の絶対値は、アーチリブの断面積が大きくなるほど、ほぼ直線的に増加することがわかる。両部材の挙動を比較すると、アーチリブの方がその軸力変化の度合いはやや大きいですが、ほぼ平行に推移しており、活荷重に対する荷重分担は、アーチリブの軸剛性（断面積）にほぼ比例して変化していることがわかる。

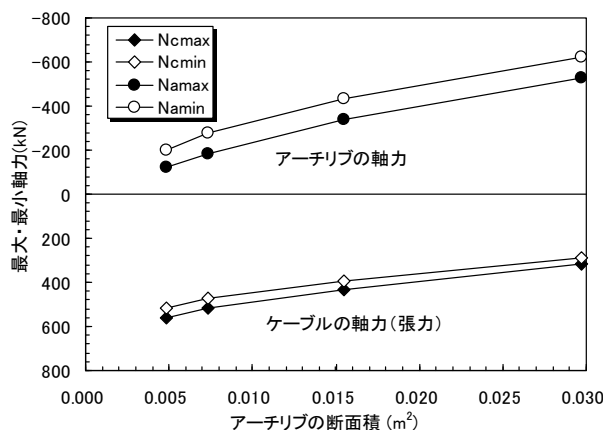


図 3-14 アーチリブ、ケーブルに作用する軸力とアーチリブの断面積の関係

本研究では、ケーブルの断面積については、パラメータとしなかったが、アーチリブの軸剛性に応じて、ケーブルの張力と必要断面積を設定することができることから、下部構造などの架橋条件に柔軟に対応できるといった。

3-4. 固有振動解析による振動特性の評価

アーチリブの断面剛性（鋼管径）をパラメータとして、固有振動解析を行って、固有振動特性を検討した。表 3-3 にアーチ併用吊橋の固有振動数と固有振動モードを、また、図 3-15 にアーチリブの断面積と固有振動数の関係をそれぞれ示す。

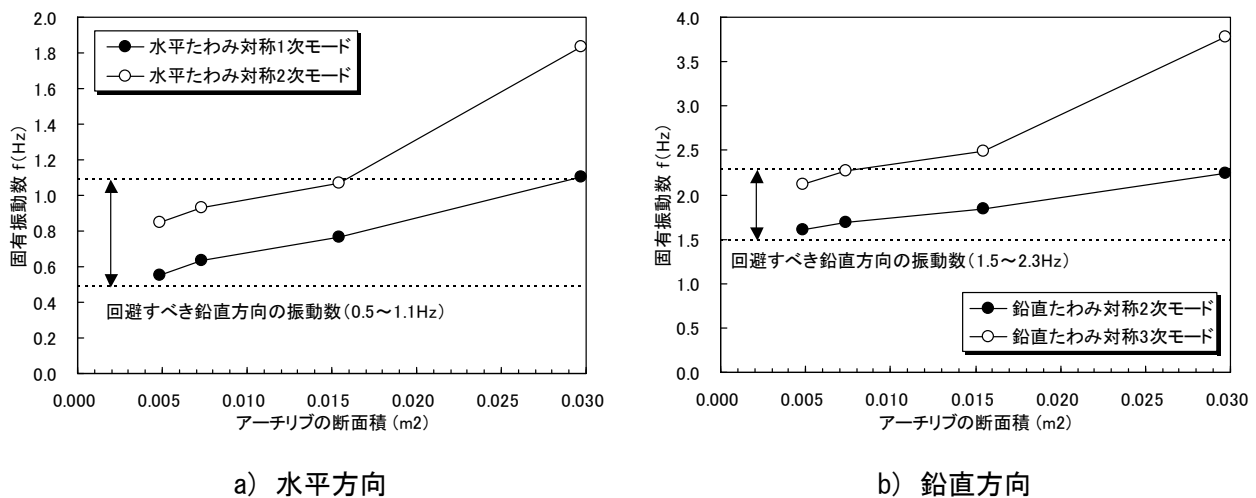


図 3-15 アーチリブの断面積と固有振動数の関係


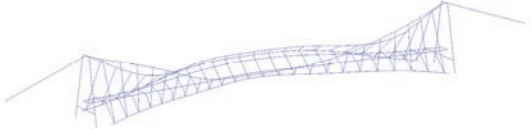






まず、表 3-3 より、橋梁全体系の固有振動モードは、水平方向と鉛直方向で 2 つずつ算定された。それらは、全てのケースで、最低次から水平たわみ対称 1 次モード、水平たわみ対称 2 次モード、鉛直たわみ対称 2 次モードおよび鉛直たわみ対称 3 次モードであった。アーチリブの断面剛性が大きくなるほど、固有振動数が増加することがわかる。

さらに、図 3-15 a) より、水平方向の固有振動数は、0.5~1.8Hz の範囲にあり、アーチリブの断面積に応じてほぼ直線的に増加すること、また、増加の度合いは高次モードほど大きいことがわかる。図中には、欧州のガイドラインで示されている、水平方向の振動において、共振の危険性が高い振動数の範囲（0.5~1.1Hz）⁴⁾を併記している。図より、鋼管φ800 とすれば、水平振動に対する共振を回避できるといった。

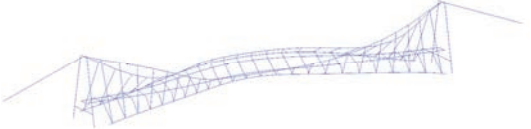

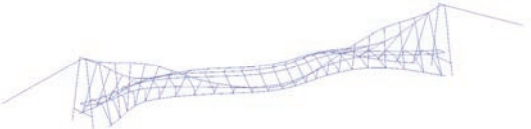
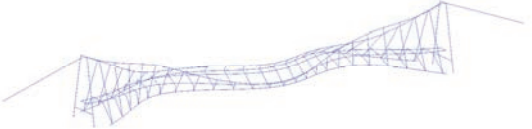
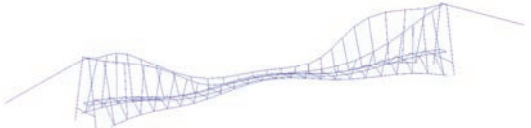



一方、図 3-15 b) より、鉛直方向の固有振動数は、1.6~3.8Hz の範囲にあり、水平方向の固有振動特性と同様に、アーチリブの断面積に応じてほぼ直線的に増加すること、また、増加の度合いは高次モードほど大きいことがわかる。図中には、立体横断施設技術基準・同解説⁵⁾で規定されている回避すべき振動数の範囲（1.5~2.3Hz）を併記している。図より、鋼管φ800 を採用した場合であっても、若干、2.3Hz を下回ったが、鉛直方向の固有振動数は大きく改善されており、今後、軽量化や動的応答計算によって振動使用性を評価すれば、十分に実現性があるといえた。

表 3-3 アーチ併用吊橋の固有振動数と固有振動モード

a) Case1 と Case2

	Case1 (アーチ部材：鋼管 φ200)	Case2 (アーチ部材：鋼管 φ300)
水平振動モード	 水平たわみ対称 1 次モード (0.54Hz)	 水平たわみ対称 1 次モード (0.63Hz)
	 水平たわみ対称 2 次モード (0.84Hz)	 水平たわみ対称 2 次モード (0.92Hz)
鉛直振動モード	 鉛直たわみ対称 2 次モード (1.60Hz)	 鉛直たわみ対称 2 次モード (1.68Hz)
	 鉛直たわみ対称 3 次モード (2.12Hz)	 鉛直たわみ対称 3 次モード (2.26Hz)

b) Case3 と Case4

	Case3 (アーチ部材：鋼管 φ400)	Case4 (アーチ部材：鋼管 φ800)
水平振動モード	 水平たわみ対称 1 次モード (0.76Hz)	 水平たわみ対称 1 次モード (1.10Hz)
	 水平たわみ対称 2 次モード (1.07Hz)	 水平たわみ対称 2 次モード (1.83Hz)
鉛直振動モード	 鉛直たわみ対称 2 次モード (1.83Hz)	 鉛直たわみ対称 2 次モード (2.24Hz)
	 鉛直たわみ対称 3 次モード (2.49Hz)	 鉛直たわみ対称 3 次モード (3.77Hz)

3-5. まとめ

本研究では、柔（吊橋）と剛（アーチ橋）とが組み合わせられた「アーチ併用吊橋」の基本的な静的、動的構造特性を明らかにすることを目的として、アーチリブの断面剛性が橋梁全体に与える影響を解析的に検討した。

静的荷重による構造特性を検討した結果、まず、鋼管アーチリブを併用した吊橋は、活荷重に対して面内剛性が極めて高く、たわみ制限を十分に満足することが確かめられた。また、アーチリブの軸剛性に応じて、アーチリブが効果的に断面力を負担し、主桁、ケーブルの断面力が軽減されることが確かめられた。したがって、アーチリブの軸剛性を適切に設定すれば、ケーブルの張力と所要断面積を決定することができ、下部構造や架橋条件に柔軟に対応できる橋梁形式であるといえた。

一方、固有振動解析を行って振動特性を評価した結果、アーチリブの断面積の増加に比例して、水平方向、鉛直方向の振動数も大きくなることがわかった。固有振動数によって振動使用性を評価した結果、本研究の範囲では、鋼管φ800を採用すれば、水平方向、鉛直方向ともに、歩行者との共振の可能性は低くなることが確かめられた。固有振動数による照査だけでなく、今後、動的応答計算によって、振動使用性を評価することで、より適切な鋼管の剛性を選定することが可能になると思われる。

以上のことから、鋼管アーチリブを併用した歩道吊橋は、実現性は十分にあることがわかり、設計の自由度が高く、景観にも優れた形式であるといえた。

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、土木学会、Vol.49A、pp.809-816、2003.3
- 2) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説、I 共通編、II 鋼橋編、2012.3
- 3) 日本道路協会編：小規模吊橋指針・同解説、1984.4
- 4) 土木学会編：歩道橋設計のガイドライン、構造工学シリーズ 21、pp.51-66、2011.1
- 5) 日本道路協会編：立体横断施設技術基準・同解説、1979.1