

Japan Steel Bridge Engineering Association TECHNICAL REPORT /No.076 平成26年3月



まえがき

鋼橋の現状を見ると、本州四国連絡橋に代表される長大橋が一段落し、他の一般橋も建設費用の縮減 が求められている。その結果、コスト優先で画一的な橋梁が圧倒的多数となり、魅力的な新形式橋梁あ るいは新技術が発生しにくい状況にある。これは、成熟期にあるとも言えるが、技術的には停滞してい るとも言える。かつて橋梁は土木の花形であり、多くの若者を惹きつけた。しかし、現状では若手技術 者に十分な夢を与えていない印象を受ける。

以上は我が国における現状であるが、諸外国ではどうであろうか。事情は全く異なる。多くのデザイ ン・コンペが開催され、単に建設コストだけでなく、景観や構造新規性を含めた総合評価がなされてい る傾向にあると推測される。したがって、種々の魅力的な新形式の橋梁が提案され、実際に建設されて いる。我が国の若手橋梁技術者が、外国の一流設計者・技術者と互角に競争するためには、過去の橋梁 技術に固執することなく、より柔軟な発想に基づき新規性のある橋梁を考案し、さらにそれを実現可能 にするための努力と熱意が必要であると思われる。

本報告書は、新橋梁形式部会(2009年7月から2013年6月)の活動成果をまとめたものである。本 部会の目的は、新形式の橋梁を考案し、それらを構造設計し、景観デザインにより評価し、歩道橋に関 しては実橋での測定により使用限界を把握することであった。これらの活動を通して、若手の技術者が 自由に新形式を提案し、自ら構造特性を把握することができるような場所を提供し、彼らの技術レベル の向上を図った。

具体的な活動は、下記の3つのWGにて実施した。

WG1:アーチ形式橋梁

WG2:吊り形式橋梁

WG3:チューブ形式橋梁

WG1では、連続アーチ橋に着目し、3つの新しい連続アーチ形式を提案し、構造解析により構造特 性を明らかにし、さらには建設費も比較検討した。さらに、大変形弾塑性解析により、終局強度および 全体座屈強度も把握した。

WG2では、3つのテーマを研究した。第1は、歩道吊橋を対象にして、主ケーブルおよび耐風策の 傾斜角度を変化させ、より立体構造化させると同時に、傾斜角度の影響を明らかにした。第2は、吊橋 とアーチ橋を組み合わせたアーチ併用吊橋を検討した。とくに、主ケーブルとアーチ・リブの荷重分担 率に着目した。第3は、実際の歩道吊橋において振動実験を実施し、対象橋梁の動的特性を明らかにす るとともに、使用限界についても把握した。

WG3では、歩道橋を対象とし、歩行空間全体を覆う構造を考案し、それをチューブ橋梁と命名した。 3種類のチューブ橋梁を考案し、静的解析、動的解析、大変形弾塑性解析を実施し、構造特性を明らか にした。さらに、CGを作成することにより、これらの景観についても検討した。 本報告書をまとめるにあたりご尽力いただきました、副部会長の中村一史氏(首都大学東京)、幹事 の木村恭介氏(片山ストラテック)、幹事の薄井正幸氏(建設技術研究所)、幹事の臼倉誠氏(東京コン サルタンツ)、幹事の審良郁夫氏(オリエンタルコンサルタンツ)の各位に感謝の意を表します。また、 本報告書の取りまとめにご協力いただいた新橋梁形式部会委員各位および本部会の活動に際しまして 貴重なご助言をいただきました鋼橋技術研究会の関係各位に感謝いたします。

鋼橋技術研究会 新橋梁形式部会

部会長 中村俊一

鋼橋技術研究会 新橋梁形式研究部会 会員名簿

部会長	中村 俊一	東海大学
副部会長	中村 一史	首都大学東京大学院
幹 事	審良 郁夫	(株) オリエンタルコンサルタンツ
//	薄井 正幸	(株)建設技術研究所
//	臼倉 誠	東京コンサルタンツ (株)
//	木村 恭介	片山ストラテック (株)
部会員	岩切 匠	(株) 東京鐵骨橋梁
]]	植木 景一	コスモ技研 (株)
//	大川原千明	J I Pテクノサイエンス (株)
]]	志熊 隆	三井造船鉄構エンジニアリング (株)
//	中村 公紀	(株)長大
//	増田 大輔	開発虎ノ門コンサルタント(株)
]]	松井 勲	(株) 駒井ハルテック
]]	源 寛輝	(株) 富貴沢建設コンサルタンツ
//	渡辺 昇	(株) 綜合技術コンサルタント
旧部会員	樋口 耕平	J F E エンジニアリング(株)
]]	清水 織恵	旧(株) サクラダ

鋼橋技術研究会 新橋梁形式研究部会 報告書

第1章. アーチ形式 WG

新形式の連続アーチ橋の提案・検討

第2章 吊り形式 WG

ケーブルを用いた新橋梁形式の提案と振動特性の評価

第3章.チューブ形式橋梁(桁橋) WG

チューブ形式の提案および景観検討

第1章.アーチ形式 WG

新形式の連続アーチ橋の提案・検討

アーチ形式WGメンバー

WGリーダー	薄井	正幸	(株)建設技術研究所
部会員	松井	勲	(株)駒井ハルテック
旧部会員	清水	織恵	(株) サクラダ
旧部会員	樋口	耕平	JFE エンジニアリング(株)

第1章.アーチ形式 WG 目次

1.	背景と	目的	J••	•	• •	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	1 – 1
2.	新形式	橋梁	の摂	客	• •	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	·	•	•	•	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	1-3
		2-1.	既有	事	例の)整	理	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	1–3
		2–2.	新飛	《式	橋梁	との	提	案	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	1-7
3.	弾性解	析に	よる	5検	討・	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	·	•	•	•	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	1-8
		3-1.	構造	諸	元 ·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	1 – 8
		3–2.	検討	操	件•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	1-9
		3–3.	検討	1結!	果と	:考	察	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	·	•	•	•	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		1 – 11
4.	断面照	· 查		•	• •	•	•	•	•	•	•	•	•	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		1–18
		4–1.	断面	照	查方	鈰	•	•	•	•	•	·	·	·	·	•	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		1–18
		4–2.	断面	照	査結	課	•	•	•	•	•	·	·	·	·	•	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		1–18
5.	経済性	の出	┆較・	•	• •	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	·	•	•	•	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		1-21
		5-1.	算出	占方	針・	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	·	•	•	•	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		1–21
		5–2.	経済	¥性」	比較	た結	果	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	·	•	•	•	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		1-21
6.	弾塑性	有限	 変位	b解7	析に	よ	る	全	体	座	屈	強	度	の	検	討	•	·	•	•	•	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		1–23
		6-1.	検討	方	針・	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	·	•	•	•	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		1–23
		6–2.	検討	1結!	果と	:考	察	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	·	•	•	•	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		1–23
7.	まとめ	,		•	• •	•	•	•	•	•	•	·	·	·	·	•	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		1–27
参	考文献			•	• •	•	•	•	•	•	•	·	·	·	·	•	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		1–29
付	属資料	•••		•	• •	•	•	•	•	•	•	·	·	·	·	•	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		1–30
		資料	l 1.	中相	吋俊	<u></u>		薄	井:	ΤĒ	幸		清	水	織	恵	, ;	樋	D	耕	Ψ.	. 7	松	井算	馼	: ¥	釿开	彡豆	to	Di	車約	涜	ア-		チオ	橋	の提案
				検	討、	±	木	学	会	年	次	学	術	講	演	会	•	20	11																		
		資料	2.	宮均	也一	裕	•	中	村	俊·	—.		薄	井	ΤĒ	幸	: :	新	形	式(の;	連	続	ア-		チ柞	喬0	Dŧ	冓ť	查牧	诗	生(こ	関う	す	5	研究、
				東	毎大	、学	紀	要.	I	学	部	(投	稿	中)																					

1. 背景と目的

我が国においては、本州四国連絡橋に代表されるような長大橋建設が一段落し、最近の鋼橋に関して は比較的画一的な橋梁形式が多数を占めている。また、道路建設事業には建設コストの縮減が求められ、 橋梁形式の選定においては経済性評価が大きな決定要因となるため、魅力的な新形式橋梁あるいは新技 術が誕生しにくい状況にある。一方、国内外を問わず既存の橋梁には斬新なデザインは数多く存在する。 特にアーチ橋は、古来よりさまざまな造形美を作り出しており、構造の合理性に加えて景観的側面から も多くの可能性を秘めた形式と言える。

アーチ橋のうち、下路式アーチ橋は単純橋として建設される場合が多い。複数のアーチ橋が連続する 場合でも、構造的に連続構造と言えるアーチ橋の例は少なく、単純アーチを複数連並べただけの例が圧 倒的に多いが、連続アーチ橋とした場合には、構造的な観点以外で次のような利点が期待できる。

連続化による耐震性能の向上(落橋に対する安全性の向上)

- ② 支承等付属物削減による経済性向上
- ③ 中間支点となる下部工の寸法縮小による経済性向上
- ④ 伸縮装置削減による走行性の向上

これらに加えて、構造的な利点の確認、もしくは構造的な問題点がないことを確認できれば、連続ア ーチ橋が将来的に有望な橋梁形式となる可能性がある。

このような背景のもと、本研究では数少ない既存の連続アーチ橋梁を参考に、連続下路アーチ、上下 Sアーチ、ダブルアーチの3つの新形式となる連続アーチ橋梁を提案し、その構造特性を把握すること を目的とする。

アーチ橋の特徴として、載荷による骨組線の形状変化の影響を受けやすいこと、支間が大きい場合に 面外方向への全体座屈の危険があることが挙げられる。本研究では提案形式の活荷重偏載による影響を 把握するために、複数の異なる活荷重載荷ケースを想定し、断面力およびたわみの比較を行う。そして、 アーチリブおよび補剛桁の断面を、道路橋示方書⁸⁾の規定にしたがって、曲げと軸力を受ける部材の照 査、および面外座屈に関する固有値より有効座屈長を推定し照査する方法によって決定する。また、面 外方向への全体座屈に対しては、幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した複合非線形解析によ り検討する。さらに、概略の鋼重比較により提案形式の経済性について検討する。

2. 新形式橋梁の提案

2-1. 既存事例の整理

既存のアーチ橋の事例を収集し、特徴的な事例について次のように分類した。

表 2-1 アーチ橋事例



解説	検討対象
ア橋。カラトラバの設計による。鋼 製の桁からなる複合アーチ橋。2本 ・チと桁上に出ているコンクリート イントとなっており、コンクリート チ部の軽快感を強調している。	
リブ基部をコンクリート部材とし とした複合構造によって圧縮部材の	
(1595-1617)により、アーチを上下 された橋梁形式が施工されていた。 より、アーチ+吊形式+トラスの組 ている。 で流行したレンズドトラスと呼ばれ 弦材が波打つように配置され、眼鏡 ことから、そう呼ばれる。 「に配置することで景観的なインパ の構造的意義について整理する必要	\bigcirc
香のコンペに出品された作品。実在 ラス製の充腹構造とし、歩行者専用 いるデザインが斬新である。 ぶ道がアーチリブの中にあることで る。 こ充腹アーチは上路)の充腹部を構 チ+桁またはアーチ+ボックスとな な構造が期待できる。	

分類	既存事例	解説	検討対象
下路式連続アーチ		ドバイに建設される予定だった世界最大の連続アーチ。橋長 1.6km、高さ204m、最大支間667m。ドバイ国内の金融情勢悪化 により実現可否は未定。スケール上の特徴もさることながら、 景観上の特徴として、アーチリブが滑らかな曲線により連続し ていることで、橋としての一体感が生まれている。 ★アーチリブを滑らかに連続させることで景観的インパクト のある連続アーチが形成される。アーチ曲線とライズとの組合 せや弱点と考えられる中間支点の処理が検討課題である。	0
上路式単弦アーチ	<image/>	2008 年ベネチア運河に誕生した、アーチリブのみで橋体を構成 するアーチ橋。骨組みを露出することで桁が化粧材も兼ねた構 造となっており、水面に映る姿も橋の景観の一部として重要な 役割を果たしている。 ★アーチリブが単弦であり、かつ低ライズであるため橋体の圧 追感が小さいが、アーチリブには十分な曲げ耐力が要求され る。アーチリブを CFT とすることで解決できる可能性がある。	
変則単弦アーチ	<image/>	 1992年スペインセビーリャ万博入り口に建設。鋼アーチとケーブルの複合構造。 単弦アーチが中央に配置され、アーチリブ基部は両弦となる。 ★一般的な単弦アーチが橋面を占用する課題に対する一つの解決案である。ただし、アーチリブが1平面を成していないため大きな面外曲げが作用しスレンダーな断面は望めない。中路形式等へのアレンジは可能であると考えられる。 	

2-2. 新形式橋梁の提案

前節(2-1.既存事例の整理)に示したように、既存のアーチ橋には特徴的な形式または構造の例が多数存在することから、これらの既存事例を参考に、今回以下の3形式を新形式橋梁の検討対象として提案する。

連続下路アーチ 連続中路アーチ レンズトラス 南河内橋 天間川橋梁 Sheikh Rashid bin Saeed Crossing 既存橋梁 **JSCE** FXFOWLE ⁵ ③ダブルアーチ橋 ①連続下路アーチ ②上下 S アーチ橋 (モデルA) (モデルB) (モデルC) 新形式 ATTIN ATTIN PHILIP MILLID APPODD TILK

表 2-2 新形式橋梁

▶ 第1案:連続下路アーチ橋

下路式アーチ橋は、一般にタイドアーチとして単純形式で用いられる場合が多いが、これを連続形式 とした案である。近年、天間川橋梁³⁾ や太田川放水路橋梁⁴⁾ など PC 橋における連続化の事例はいくつ かあるが、鋼橋での実績はないことから検討対象として抽出した。

▶ 第2案:上下Sアーチ橋

上下 S アーチ橋は、ドバイで建設計画のあった連続中路アーチ⁵⁾を参考に、下路式アーチ橋と吊床 版形式を交互に配置した形式である。アーチリブの曲線が滑らかに連なり、軽快で優美な印象を与える ことから景観に優れる点に着目し、検討対象として抽出した。

▶ <u>第3案:ダブルアーチ橋</u>

ダブルアーチ橋は、現存するレンズトラス橋を基に下路式アーチ橋と吊床版形式を上下に配置した中 路式アーチ橋である。レンズトラスはライズ比が小さく部材がスレンダーとなることが特徴で、19世 紀の英国ロイヤルアルバート橋⁷⁾に代表されるように欧米で流行し、日本でも南河内橋⁶⁾が現存してい る。しかし、これらのレンズトラス橋の構造特性に関する研究は極めて少ないことから、検討対象とし て抽出した。

本稿では、連続下路アーチ橋を「モデル A」、上下 S アーチ橋を「モデル B」、ダブルアーチ橋を「モ デル C」 と呼ぶ。

3. 弾性解析による検討

3-1. 構造諸元

本論文で検討する新形式橋梁の一般図を図 3-1 および図 3-2 に示す。 構造諸元の主要な部分について以下にその概要を示す。

- 1) 支間割りは 80m+100m+80m とし、橋長を 260m とした。
- 2) アーチライズは支間の 1/6 で統一し、側径間は 14m、中央径間は 17m とした。
- 3) アーチの線形は放物線で設定した。
- 4) 横断構成は、片側1車線ずつ、合計2車線として全幅員10.39mとした(図3-2)。
- 5) 支点条件は、片側端支点のみ水平方向固定とし、その他の支点は水平方向可動とした。
- アーチリブおよび補剛桁は箱断面とし、モデルAおよびモデルBはアーチリブ、補剛桁ともに幅 1,200mm×高さ1,500mmとし、モデルCは同じく600mm×800mmとした。
- 7) アーチリブと補剛桁は剛結とした。
- 8) 床組みには縦桁4本と横桁を考慮し、縦桁の桁高は1,200mm、横桁の桁高は1,500mm とし、格点 ごとに配置した。
- 9) アーチリブには横構を配置し、鉛直材と同様に 600mm×600mm の箱断面とした。



図 3-1 解析骨組み図(側面図)



図 3-2 断面図(単位:mm)

3-2. 検討条件

検討に用いた荷重載荷条件を以下に示す。

- 1) 死荷重:鋼重、RC 床版荷重、橋面荷重(壁高欄および舗装)を考慮した。
- 2) 活荷重:固定荷重とし、図 3-3 に示す5 ケースを考慮した。
 - ▶ Case-1:全載荷
 - ▶ Case-2:第1径間載荷
 - ▶ Case-3:第2径間載荷
 - ➤ Case-4:第1・3径間載荷
 - ➤ Case-5:第1・2径間に対して支間の半分に載荷

なお、活荷重は道路橋示方書に示す B 活荷重の等分布荷重 p2 のみを考慮し、主載荷荷重と従載荷荷 重を4本の縦桁に均等に固定載荷した。



図 3-3 活荷重載荷パターン

これらの構造諸元および荷重条件に対して立体骨組みを構築し、微小変位理論による弾性解析を実施 した。立体骨組みに対する活荷重載荷状態図を図 3-4 に示す。





図 3-4 活荷重載荷状態図

3-3. 検討結果と考察

(1) 活荷重載荷 Case-1

1) たわみ

活荷重載荷ケース Case-1(全載荷)の補剛桁たわみを図 3-5 に示す。モデル A とモデル B のたわみ はほぼ同じであるものの、支間中央部ではモデル B の方が 1mm 程度大きな値となっている。これは、 モデル A は側径間と中央径間のアーチリブに作用する圧縮軸力が中間支点で相殺し、よりアーチ効果 が発揮され補剛桁のたわみが抑えられる一方、モデル B は側径間アーチリブには引張軸力が作用し、 中央径間のアーチリブには圧縮軸力が作用するため、それらが中間支点で相乗する方向に作用するた めである。つまり、モデル B はモデル A よりアーチ効果が発揮されにくく、補剛桁が若干たわみやす い構造であると言える。一方、モデル C の補剛桁たわみはモデル A およびモデル B の 1/3 程度となり、 ダブルアーチの補剛効果が顕著となる。



2) 軸力

Case-1のアーチリブ軸力図を図 3-6 に示す。モデルAとモデルBの中央径間はほぼ同一の圧縮軸力となる。側径間はモデルAでは圧縮軸力、モデルBが引張軸力となるが、その絶対値は両者でほぼ同じである。

Case-1の補剛桁軸力図を図 3-7 に示す。モデルAでは全径間で引張、モデルBでは中央径間が引張、 側径間が圧縮となる。モデルBの補剛桁軸力は、中央径間では中間支点付近でモデルAより最大 23% 程度大きくなり、側径間ではモデルAとBでは正負が反転するものの、絶対値比較でモデルBの圧縮 軸力はモデルAの引張軸力に対して最大 43%程度大きな値となった。これらは、今回の解析モデルは 中間支点の水平方向を拘束していないことから、モデルBの相乗するアーチリブ軸力の水平分力が側 径間補剛桁の圧縮軸力と中央径間補剛桁の引張軸力に置き換わった結果と判断できる。なお、モデル Cは上下アーチリブのアーチ作用が相殺するため、補剛桁に軸力は生じない。



3) 曲げモーメント

Case-1のアーチリブ曲げモーメントを図 3-8 に、補剛桁曲げモーメントを図 3-9 に示す。モデル B の曲げモーメントはモデル A より、中間支点部ではアーチリブで 10%程度、補剛桁では 7%程度大き くなる。これも、アーチ作用の相殺相乗効果の一つである。



1-13

(2) 活荷重載荷 Case-2~5 の比較

活荷重載荷ケース Case-2~5の補剛桁たわみを図 3-10~図 3-13 に示す。いずれのケースにおいて も、活荷重載荷径間の補剛桁たわみは、モデル A、モデル B ともに同値となるが、隣接する径間のた わみはモデル B がやや大きい値となる傾向にある。前述の通りアーチ作用の相乗効果によりモデル B はモデル A よりも全体に若干たわみやすい構造であることが確認できる。

活荷重載荷ケース Case-2~4 においては、モデル A・B のたわみに対してモデル C のたわみは 30% 程度であったが、Case-5 においては 70%程度となり、ダブルアーチによる補剛効果が 1/4 点載荷に 対しては低減する。



(3) 活荷重載荷 Case-1、4、5 の比較

1) たわみ

モデル A、B、Cにおける活荷重載荷ケース Case-1、4、5 の補剛桁たわみを図 3-14~図 3-16 に示す。 第1径間に着目すれば、Case-1 と Case-4 のたわみはほぼ同じ値であるのに対し、Case-5 は Case-1、 4 に対して2倍以上の値となっている。第2径間も同様で、Case-1 のたわみの2倍以上となっている。 特に、モデルCにおける Case-5 に着目した場合には、第1径間、第2径間共に Case-1、4の4倍以 上のたわみとなっており、支間の1/4 点載荷に対してはダブルアーチによる補剛効果が小さくなるこ とが改めて確認できる。



2) 軸力

モデルA、B、Cにおける活荷重載荷ケース Case-1、4、5のアーチリブ軸力分布を図 3-17~図 3-19 に示す。アーチリブの軸力は載荷径間のみに生じ、Case-4の第2径間や Case-5の第3径間など、無 載荷径間には殆ど生じない。また、軸力は載荷する活荷重に比例するため、Case-5のように支間の半 分に活荷重を載荷したケースでの発生軸力は、支間全長に載荷した Case-1の約半分となる。

また、モデルBは当然ながら、側径間のアーチリブが引張軸力を負担することになる。モデルCの 上下アーチリブにはそれぞれ圧縮力と引張力が作用し、発生する軸力はモデルA、Bの約半分となる。



3) 曲げモーメント

モデルA、B、Cにおける活荷重載荷ケース Case-1、4、5のアーチリブ曲げモーメント分布を図 3-20 ~図 3-22 に示す。一般に単純下路アーチに活荷重を全載荷した場合の曲げモーメントは支点部も含 めて正となるが、今回のモデルA、B、Cでは中間支点で負の曲げモーメントが生じ、連続梁と同様の 分布となる。モデルA・Bでは Case-1 の最大曲げモーメントが支間長に比例し、側径間に対して中央 径間が約 10%程度増加する一方、モデルCでは側径間と中央径間でほぼ同じ値となる。また、Case-1 の中間支点部における負の曲げモーメントは、径間部の正の曲げモーメントと比較してモデル A・B で約 5%増加する一方、モデルCでは約 25%減少する結果となった。これらは、モデルA・Bと比較 してモデルCのアーチリブ断面が小さく剛性が低いため、支点部での負の曲げモーメントが生じにく いことによると考えられる。Case-1 と Case-4 の違い、すなわち中央径間への載荷の有無により、側 径間では Case-1 が Case-4 の最大約 1.4 倍、中間支点では約 1.8 倍となり、アーチリブ連続化の影響 と判断できる。モデルAの第1径間では、Case-5の活荷重載荷部で Case-1 の 6 倍程度の正の曲げモ ーメントが生じ、同一径間内で正の曲げモーメントの約 95%の負の曲げモーメントが生じる。

また、中間支点では、無載荷位置である S3 支点において中央径間の最大曲げモーメントの約 70% に達する正の曲げモーメントが生じており、支間 1/4 点載荷に対しては、アーチリブ連続化の影響が より顕著となった。ここまでの傾向はモデル B もモデル A と同様であり、最大曲げモーメントの値も Case-4、5 ではほぼ同じ値である。モデル C も曲げモーメント分布の傾向はモデル A・B と同様と言え るが、最大曲げモーメントの値はモデル A・B の約 70%程度に減少する。





4. 断面照查

4-1. 断面照查方針

本節では、道路橋示方書⁸⁾ による面外座屈照査、およびアーチリブと補剛桁に対する軸力と曲げを受ける部材としての応力度照査を行う。面外座屈照査は線形固有値解析を行って面外座屈に対する固有値 を算出した上で、有効座屈長 *l_{ei}を*求め、この有効座屈長 *l_{ei}を*もとに許容軸方向圧縮応力度 *σ_{ca}を*算出 して式(1) によってアーチリブ各断面の作用圧縮応力度を照査した。基本照査式を式(1)に示す。

> $l_{ei} = \pi \sqrt{(EI_i / \lambda_{out} N_i)}$ $N_i / A_i \le 0.85 \sigma_{ca}$ (1)

ここに、 λ_{out} は固有値、 I_{ei} は有効座屈長、Eはヤング率、 I_i は断面二次モーメント、 N_i は作用軸力、 A_i は断面積、 σ_{ca} は有効座屈長をもとに算出した許容軸方向圧縮応力度である。なお、軸力と曲げを受ける部材としての応力度照査も道路橋示方書⁸⁾にしたがって実施した。

なお、道路橋示方書⁸⁾では、支間・ライズ比が約6以上、支間・主構比が約20以下のアーチ橋で、 横方向を十分に補剛した場合には一般に面外座屈の照査は不要とされている。今回検討しているアーチ 橋はこれら面外座屈の照査が不要な条件に合致するが、道路橋示方書⁸⁾の基本照査式(1)を適用して照 査を実施した。

<<検討対象橋梁の支間・ライズ比および支間・主構比>> ・支間・ライズ比 = 100/17 ≒ <u>5.9</u> ・支間・主構比 = 100/11.795 ≒ <u>8.5</u>

4-2. 断面照查結果

アーチリブに対する面外座屈照査結果を表 4-1 に、アーチリブおよび補剛桁に対する面内部材照査結 果(軸力と曲げを受ける部材としての応力度照査)を表 4-2~表 4-3 に示す。照査において決定した断 面は、面外座屈照査または面内部材照査の許容値に対して 90%以上に到達した断面とした。アーチリブ および補剛桁の照査は部材ごとに行ったが、ある1 断面が決定した時点でその断面を代表断面としてア ーチリブまたは補剛桁全体を統一した。照査における材質は SM490Y で統一した。なお、面外座屈照査 に用いる固有値は、立体骨組みに対する線形固有値解析の結果(図 4-1)を用いたが、今回の立体骨組 みは左右の主構を横構で連結したものの、対傾構は配置していない。

照査した結果、モデルA、B、Cの全てにおいて、アーチリブ断面は面外座屈照査で決定した。アーチ リブ断面は、モデルA、Bが幅 1200mm、高さ 1200mm、板厚 15mm の箱断面で同断面となった。また、モ デルCは幅 600mm、高さ 800mm、板厚 14mm の箱断面となり、いずれも面外座屈照査の許容値に対して 90% 程度の応力度に達している。一方、面内部材照査については、許容値に対してモデルAが 80%程度、モ デルBが 70%程度、モデルCが 85%程度にとどまり、面外座屈照査に比べてやや余裕があった。モデ ルAおよびモデルBについては、同程度の軸力となるため、決定断面も同断面となったが、モデルCに ついては、モデルA、Bと同じライズであれば 1/2 程度の断面とすることが可能であり、このことは、 モデルA、Bと同程度の断面であればさらに低ライズ化を図ることへの可能性があることを意味してい ると言える。

												照	查
モデ		寸法	(mm)		T (4)	T = (4)	軸力	固有値	有効	断面二次	I /m	N: /A:	0.05
ル	Dec	±	п	w	I Y (M ²)	12(m)	N(kN)	λ out	座屈云 L(m)	十侄	L/ rz	N1/A1 (N/mm^2)	0.85σca (N/mm ²)
	БЦ	ιu	П	w					2 (m)	rz		(1) IIII)	(1) 1111 /
А	1200	15	1200	15	0.0166	0.0166	-7752.49	7.797	23.313	0.4838	48.2	109	122
В	1200	15	1200	15	0.0166	0.0166	-7798.66	8.217	22.642	0.4838	46.8	110	124
С上	600	14	800	14	0.0042	0.0027	-4481.46	5.806	14.237	0.2471	57.6	102	124

表 4-1 アーチリブ面外座屈照査(モデル A, B, C 中央径間)

表 4-2 アーチリブ面内部材照査(モデル A, B, C 中央径間)

					(mm)									照査(計算	〔値/許容値〕
Ŧ		寸法	₹(mm)				立なせた 巨.	断面	二次			送二	道示		
デル					$Iy(m^4)$	$Iz(m^4)$	云 (huita (m) J	半	径	L/ry	L/rz	坦小 4 3 4	4.3.5		
10	Bu	tu	Н	W			L (III)					4.0.4	(4.3.1)		
								ry	rz			(4.3.2)	(kN/mm^2)		
А	1200	15	1200	15	0.0166	0.0166	11.724	0.4838	0.4838	24.2	24.2	0.78/1	147/189		
В	1200	15	1200	15	0.0166	0.0166	11.724	0.4838	0.4838	24.2	24.2	0.70/1	135/189		
С上	600	14	800	14	0.0042	0.0027	11.724	0.3082	0.2471	38.0	47.5	0.80/1	135/210		
C下	600	9*	800	9*	0.0024	0.0016	11.724	0.3110	0.2499	37.7	46.9	(0.61/1)	(143/210)		

※最低板厚にて決定

	表 4−3 補剛桁面内部材照査(モテル A, B, C 中央径間)												
												照査(計算値	直/許容値)
モデ		寸法	€(mm)	-	Trr (m 4)	T.g. (m4)	部材長	断面	二次	I /mr	I /mg	道示	法二
N	Bu	tu	Н	W	1 y (1114)	12(114)	L (m)	+	12	L/ fy	L/IZ	4.3.1	道小 4.3.2
	24							ry	rz			(kN/mm ²)	
А	1200	10	1200	10	0.0112	0.0112	10.000	0.4858	0.4858	20.6	20.6	129/210	0.11/1
В	1200	10	1200	10	0.0112	0.0112	10.000	0.4858	0.4858	20.6	20.6	167/210	0.24/1
С	600	9*	800	9*	0.0024	0.0016	10.000	0.3110	0.2499	32.1	40.0		

まれ? 斌剛坂西内部村昭本(エデル人RC内山久間)

※最低板厚にて決定



図 4-1 座屈モード図

5. 経済性の比較

5-1. 算出方針

提案形式の経済性を把握するため、各モデルの鋼材重量および製作コストの比較を行った。ここで比較する鋼材重量および材片数は、前節で決定した表 5-1 に示すアーチリブ、補剛桁、鉛直材の断面より 算出した。各モデルの主構および床組みの鋼重と材片数を比較したものを表 5-2、表 5-3 に示す。なお、 表 5-2 の比率は基本モデルであるモデルAを1.0とした場合の比率を意味し、表 5-3 の加工工数比率は 標準積算基準に記載の標準工数を各々の材片数に乗じたものを足し合わせた比率とする。

5-2. 経済性比較結果

鋼材重量(表 5-2)に関しては、モデルA、Bは中央径間でアーチリブおよび補剛桁ともに同一断面と なる。側径間ではモデルBの補剛桁断面は圧縮部材となるためモデルAより増加するが、モデルBのア ーチリブは引張部材となるためモデルAを下回る。全体としてモデルBはモデルAに比べて1%程度鋼 重が減った。モデルCはモデルA、Bに比べて全ての部材寸法が小さくなり、8%程度下回った。

加工工数(表 5-3)に関しては、モデルA、Bはアーチリブの配置が異なるだけで材片数としては同値 となるが、モデルCはモデルA、Bに対してアーチリブや鉛直材の部材数が倍となり材片数が増加する ことから、35%程度の増加率となった。

表 5-4 に鋼材および製作の合計コスト比較の結果を示す。材料費は材質を考慮した規格エキストラと 橋梁形式を考慮した寸法エキストラを加味した費用とし、製作費は加工工数や溶接工数、仮組立工数を 加味した費用とした。ただし、工場塗装費および輸送工、架設工および上部工重量による下部工構造へ の影響についても考慮していない。合計コストは、標準工数を利用した単価係数を用いて算出し、モデ ルAを例にすると、1113×1.0 + 709×1.6 + 3192×0.4 で求める。そしてモデルAを1.0 とし、他のモ デルはこれに対する相対比率とする。モデル A、B は材片数で同値となったため、鋼材重量の差でモデ ル B はモデル A に対して 0.4%程度の減少率となったものの、両者の経済性は同程度と評価できる。モ デル C はモデル A、B に対して鋼材重量で下回ったものの材片数で大きく上回り、合計コストとしては 20%の増加率となった。

なお、表 5-2 および表 5-4 にはモデル A を単純形式とした場合の結果を併記するが、単純形式の場合 にはモデル A に対して中央径間アーチリブの断面がやや増える傾向にあり、鋼重で 3%弱の差が生じた ため合計コストでは 1%程度の差が生じる結果となった。

		モデ	ジル A			3	モデル」	В		モデルC						
	アー	ーチ	補剛だ	(約古け)	アー	ーチ	補岡	肌桁	(公古日)	アー	チ上	7 _ 47	拔圆板	(約古日)		
	側径間	中央径間	竹田 [49]111]	如但忉	側径間	中 央径間	側径間	中 央径間	如旦忉	側径間	中央径間) –)	竹田叫り竹丁	如旦竹		
桁高	1200	1200	1200	600	1200	1200	1200	1200	600	800	800	800	800	400		
箱幅	1200	1200	1200	600	1200	1200	1200	1200	600	600	600	600	600	400		
板厚	13	15	10	9	10	15	12	10	9	11	14	9	9	9		

表 5-1 最適断面(単位:mm)

表 5-2 鋼重比較

	-			
	モデルA	モデル B	モデルC	単純形式*
御舌	1113t	1098t	1025t	1144t
剛里	$(412 kg/m^2)$	(406kg/m^2)	(379kg/m^2)	$(423 kg/m^2)$
鋼重比率	1.000	0.987	0.921	1.028

表 5-3 加工工数比較

	モデルA	モデル B	モデルC	単純形式*	標準工数
大型材片	709 個	709 個	917 個	717 個	1.6
小型材片	3192 個	3192 個	4364 個	3192 個	0.4
工数比率	1.000	1.000	1.354	1.005	

表 5-4 合計コスト比較

	モデルA	モデル B	モデルC	単純形式*
合計コスト	3524.2	3509.2	4237.8	3568.0
鋼重比率	1.000	0.996	1.202	1.012

※:モデルAを単純形式とした場合の結果を示す。

6. 弾塑性有限変位解析による全体座屈強度の検討

6-1. 検討方針

本節では、提案した新形式橋梁の全体座屈に対する安全性の照査を行う。解析は3次元の立体骨組み モデルによる弾塑性有限変位解析により行い、荷重を漸増させた時に対象橋梁がどのように塑性化し、 最終的に崩壊するかを追跡した。設計荷重は、死荷重(D)および活荷重(L)とした。活荷重は道路橋 示方書のB活荷重を用い、全橋面に固定載荷したケース(L1)および中央径間の左半分と右側側径間の みに固定載荷したケース(L2)を想定した(図 6-1)。部材断面は、ファイバー要素に分割し、その分割 数は主桁およびアーチリブ共に10分割とした。また、鋼材の材料構成則はバイリニアとして材料非線 形性を考慮した(図 6-2)。なお、鋼箱断面には十分な補剛材を配置し、局部座屈は生じないと想定した。

解析の手順は、橋梁が崩壊するまで死荷重と活荷重を漸増載荷する方法である。すなわち、載荷荷重 は P = k (D + L) と表すことができ、k は荷重載荷係数と定義する。増分ピッチは、変形の増大に伴 って変化させたが、最小ピッチは 0.01 である。各増分ステップで、弾塑性有限変位解析を実施し、3 橋 梁の崩壊過程や最終耐力および最終変形状態の比較を実施した。なお、解析には汎用構造解析プログラ ムの Engineer's Studio (FORUM8) を使用した。



6-2. 検討結果と考察

(1) 活荷重全載ケース(L1)の終局強度

本節では、活荷重全載ケース(L1)において3種類の橋梁の弾塑性有限変位解析結果を示す(図 6-3、6-4、6-5)。なお、これらはアーチ面を鉛直面からH/500(H:アーチライズ)だけ傾斜させた初 期不整を考慮した結果である。初期不整に関しては後述する。

- ▶ モデルAは、k=2.50の時にアーチリブが発散的に増大し終局に至る(図 6-3)。すなわち、面 外座屈が崩壊の直接原因である。最終の変形図を図 6-6 に示す。
- ▶ モデルBは、k=2.50の時にアーチリブが発散的に増大し終局に至る(図 6-4)。すなわち、面 外座屈が崩壊の直接原因である。最終の変形図を図 6-7に示す。
- ▶ モデルCは、k=2.40の時にアーチリブが発散的に増大し終局に至る(図 6-5)。すなわち、面 外座屈が崩壊の直接原因である。最終の変形図を図 6-8 に示す。

また、面外変位および主桁の変位に着目すると、面外変位の大きさが主桁たわみの大きさに比例している。これは、アーチリブおよび主桁間を剛結している鉛直材が機能しているためである。



(2) 活荷重全載ケース(L2)の終局強度

本節では、活荷重全載ケース(L2)において 3 種類の橋梁の弾塑性有限変位解析結果を示す(図 6-9、 6-10、6-11)。

- ▶ モデルAは、k=2.55の時にアーチリブが発散的に増大し終局に至る(図 6-9)。すなわち、面 外座屈が崩壊の直接原因である。最終の変形図を図 6-12 に示す。
- ▶ モデル B は、k=2.54の時にアーチリブが発散的に増大し終局に至る(図 6-10)。すなわち、 面外座屈が崩壊の直接原因である。最終の変形図を図 6-13 に示す。
- ▶ モデルCは、k=2.44の時にアーチリブが発散的に増大し終局に至る(図 6-11)。すなわち、 面外座屈が崩壊の直接原因である。最終の変形図を図 6-14 に示す。

また、面外変位が主桁鉛直変位に比例していることは、活荷重全載ケース L1 の場合と同様である。



(3) 初期不整の影響の検討

本節では、初期不整の影響を検討する。前節までの検討結果により、本形式ではアーチリブの面外座 屈が卓越することが明らかとなった。初期不整が座屈に影響を及ぼすことは知られているが、本橋の場 合アーチリブ面が製作誤差により鉛直面から傾斜しているとより座屈しやすくなると推定される。そこ で、L1 においてアーチリブが H/500、H/1000、H/2000 (H:アーチライズ高)の3種類の初期不整を与 えたケース (Case-1、2、3)を対象にした(表 6-1)。すなわち、道路橋示方書⁸⁰に規定される最大の許 容製作誤差を考慮し、アーチリブが鉛直面から若干傾いている影響を把握することを意図した。

- モデルAにおいて、Case-1はk=2.50の時に、Case-2はk=2.50の時に、Case-3はk=2.55の時に、アーチリブが発散的に増大し面外座屈により終局に至る(図 6-15)。
- モデルBにおいて、Case-1はk=2.50の時に、Case-2はk=2.50の時に、Case-3はk=2.53の時に、アーチリブが発散的に増大し面外座屈により終局に至る(図 6-16)。
- モデルCにおいて、Case-1はk=2.40の時に、Case-2はk=2.43の時に、Case-3はk=2.45の時に、アーチリブが発散的に増大し面外座屈により終局に至る(図 6-17)。

以上より、H/2000 (Case-3)、H/1000 (Case-2)、H/500 (Case-1) と初期不整の傾斜角が大きくなる につれて面外変位は大きくなり、終局強度そのものも若干小さくなった。 また、道路橋示方書では終局強度が 1.70 (D+L) を上回ることが規定されているが、3 ケースともこれを満足しており、本形式は全体座屈に対して安全である。

表 6-1 アーチ・リブの初期不整

アーチ・リブの初期不整
Casel : H/500
Case2 : H/1,000
Case3 : H/2,000

※H:アーチライズ高




7. まとめ

本研究では新形式となる連続アーチ橋3形式を提案し、異なる5つの活荷重を載荷して弾性領域にお ける基本的な構造特性を検討した。また、弾塑性有限変位解析による全体座屈の検討および経済性につ いても検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) モデルBはモデルAおよびモデルCに比べると中央径間のアーチ効果が発揮されにくい構造であり、 全体的にややたわみやすく、アーチリブおよび補剛桁の曲げモーメントも増加する傾向にある。
- 2) モデルCはダブルアーチの補剛効果によりモデルA・Bよりもたわみにくい構造(モデルA・Bの30% 程度)であるが、支間の1/4 点載荷に対しては補剛効果が低減し、モデルA・Bのたわみの70%に 達した。
- 3) モデル A、B、C ともにアーチリブの軸力は載荷径間のみに生じ、無載荷径間には殆ど生じない。また、モデル C の補剛桁には軸力が生じない。アーチリブの曲げモーメントは一般的な連続梁と同様に中間支点で負の曲げモーメントが生じる。
- 4) モデルA、Bの建設コストは同等と評価できるが、モデルCはモデルA、Bよりも不経済である。
- 5) 面外変位および主桁の変位に着目すると、面外変位の大きさが主桁たわみの大きさに比例している。 これは、アーチリブおよび主桁間を剛結している鉛直材が機能しているためである。
- 6) 弾塑性有限変位解析による全体座屈強度を検討した結果、3形式ともに面外座屈により終局となるが、その耐力は十分に安全であることを見出した。
- 7) 製作誤差を考慮し、アーチ面を鉛直面から傾斜させた初期不整の影響を検討した。初期不整の傾斜 角が大きくなるにつれて面外変位は大きくなり、終局強度そのものも若干小さい。

本研究により、提案した新しい3つの連続アーチ橋は十分な耐力を有するとともに、連続化により構造的に著しく不具合となる点はないことが確認できた。これにより、これらの新形式橋梁の実現可能性を一歩高めることができたと考えられ、同時に冒頭で述べたような橋梁連続化による付加価値の向上 (耐震性の向上、付属物削減による経済性向上、走行性向上等)にも寄与できるものと言える。

最後に、今回検討した新形式となる3つの連続アーチ橋に既存の単純アーチ橋を加えた4案について、 ①新規性、②実現性、③経済性、④耐震性、⑤施工性、⑥走行性、⑦景観の7つの評価指標に着目して 定性的に評価を行う。

- ◎ (2点):4案中、最も高く評価できる場合。
- (1 点):4 案中、中位と評価できる場合。
- △ (0点):4案中、最も評価できない場合

	モデルA	モデル B	モデルC	単純アーチ
①新規性	0	\bigcirc	\bigcirc	\bigtriangleup
②実現性	0	\bigtriangleup	\bigtriangleup	\bigcirc
③経済性	0	\bigcirc	\bigtriangleup	0
④耐震性	0	\bigcirc	\bigcirc	\bigtriangleup
⑤施工性	0	\bigtriangleup	\bigcirc	\bigcirc
⑥走行性	\bigcirc	\bigcirc	\bigcirc	\bigtriangleup
⑦景 観	0	\bigcirc	\bigcirc	0
総合評価	Ô	0	0	\bigtriangleup

表 7-1 アーチ橋比較表

表 7-2 アーチ橋比較評価表

	評価指標		評一価
	①新規性	\bigcirc (1)	コンクリート橋の実用化例はあるが、鋼橋の例はない。
	②実現性	\bigcirc (2)	今回の検討で構造的な不具合はない。
Ŧ	③経済性	◎(2)	付属物削減による経済効果が期待できる。
デ	④耐震性	(2)	連続化により耐震性(落橋安全性)が向上する。
ノレ ヘ	⑤施工性	\bigcirc (1)	単純アーチと同等であるが、剛結部がやや煩雑である。
A	⑥走行性	\bigcirc (2)	伸縮目地の削減により、単純アーチより走行性が高い。
	⑦景観	\bigcirc (1)	連続アーチの軽快感はあるが、単純アーチと同じ印象である。
	総合評価	◎(11)	
	①新規性	\bigcirc (2)	コンクリート橋、鋼橋共に実用化の例はない。
	②実現性	\triangle (0)	今回の検討で構造的不具合はないが、支承部の構造が複雑になる。
王	③経済性	\bigcirc (2)	付属物削減による経済効果が期待でき、鋼重も最小となる。
デ	④耐震性	\bigcirc (2)	連続化により耐震性(落橋安全性)が向上する。
ル	⑤施工性	\triangle (0)	側径間の施工性に課題が多い。
В	⑥走行性	\bigcirc (2)	伸縮目地の削減により、単純アーチより走行性が高い。
	⑦景観	\bigcirc (2)	アーチリブの曲線が滑らかに連なり軽快な印象を与える。
	総合評価	\bigcirc (10)	
	①新規性	\bigcirc (1)	レンズトラス橋の例があるが、希少である。
	②実現性	\triangle (0)	今回の検討で構造的不具合はないが、支承部の構造が複雑になる。
干	③経済性	\triangle (0)	鋼重および材片数が最も多く、経済的優位性は期待できない。
デ	④耐震性	\bigcirc (1)	連続化により耐震性(落橋安全性)が向上する。
ル	⑤施工性	\bigcirc (1)	単純アーチと同等であるが、剛結部がやや煩雑である。
C	⑥走行性	\bigcirc (2)	伸縮目地の削減により、単純アーチより走行性が高い。
	⑦景 観	(2)	形状のインパクトとスレンダーな部材による軽快感がある。
	総合評価	\bigcirc (7)	
	①新規性	\triangle (0)	既存の形式であり、新規性はない。
	②実現性	(2)	既存の形式であり、実現可能である。
単	③経済性	\bigcirc (1)	主構部分は連続アーチと大差ないが、付属物が最も多い。
純ア	④耐震性	\triangle (0)	落橋に対する安全性が相対的に低い。
1	⑤施工性	◎(2)	施工実績も多く問題はない。
チ	⑥走行性	\triangle (0)	伸縮目地が最も多く、連続アーチより走行性が低い。
	⑦景観	\bigcirc (1)	連続アーチの軽快感はあるが、モデルAと同じ印象である。
	総合評価	\triangle (5)	

参考文献

- 1) 中村俊一、薄井正幸、清水織恵、樋口耕平、松井勲:新形式の連続アーチ橋の提案・検討、土木学会 年次学術講演会、2011.
- 2) 宮地一裕、中村俊一、薄井正幸:新形式の連続アーチ橋の構造特性に関する研究、東海大学紀要工学 部 Vol. No. 20(投稿中)
- 3) 大庭光商、松本浩一、津吉毅、東海林直人、佐藤茂美、石橋忠良:3径間連続アーチ橋(天間川橋梁) の設計と施工、橋梁と基礎、Vol40、pp.5-14、2006.
- 4) 椛木洋子、渡邊康人:広島南道路太田川放水路橋りょうデザイン提案競技における報告、土木学会年 次学術講演会、2010.
- 5) FXFOWLE , Sheikh Rashid bin Saeed Crossing http://www.fxfowle.com/projects/35/sheikh-rashid-bin-saeed-crossing/
- 6) 朝日新聞(夕刊) 2010.6.15.
- 7) David J. Brown、加藤久人、綿引透 共訳:世界の橋、pp. 68-69
- 8) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説、鋼橋編、2002.
- 9) 土木学会デザイン賞 2008, 天間川橋梁, http://www.jsce.or.jp/committee/lsd/prize/2008/works/2008n1.html

付属資料

- 資料 1. 中村俊一、薄井正幸、清水織恵、樋口耕平、松井勲:新形式の連続アーチ橋の提案・検討、 土木学会年次学術講演会、2011
- 資料 2. 宮地一裕、中村俊一、薄井正幸:新形式の連続アーチ橋の構造特性に関する研究、東海大学 紀要工学部(投稿中)

新形式の連続アーチ橋の提案・検討

- 東海大学 フェロー会員 中村 俊一
- (株)建設技術研究所 正会員 〇薄井 正幸
 - (株) サクラダ 正会員 清水 織恵
- JFEエンジニアリング(株) 正会員 樋口 耕平
 - (株)駒井ハルテック 正会員 松井 勲

1. はじめに

近年の国内における鋼製橋梁は、本州四国連絡橋に代表される長大橋の建設が一段落し、画一的な形式の橋 梁が多数を占めている.さらに、道路建設事業は建設コスト縮減が求められ、橋梁形式選定の過程においては、 経済性評価が大きな決定要因となることから、魅力的な新形式橋梁あるいは新技術が誕生しにくい状況にある. 一方、国内外を問わず既存の橋梁には斬新なデザインが数多く存在する.特にアーチ橋は、さまざまな造形美 を作り出しており、多くの可能性を秘めた形式である.本稿では新形式の連続アーチ橋を既存橋梁から考案し、 その実現の可能性を解析的に検討する.

2. 新形式アーチ橋の提案

本論文では、①連続下路アーチ、②上下Sアーチ、③ダブルアーチの3形式を提案し、検討した(表-1). 連続下路アーチは、一般にタイドアーチとして用いられる下路式アーチ橋を連続形式とする事例が少ないこと に着目した.上下Sアーチは、ドバイで建設計画のあった連続中路アーチを参考に、アーチリブの曲線が滑ら かに連なり軽快で優美な印象を与える形式である.ダブルアーチは現存するレンズトラス橋を基に、アーチ橋 と吊床版橋を複合させた中路式アーチ橋である.なお、レンズトラスはライズ比が小さくスレンダーな形状が 特徴的な形式で、19世紀に欧米で流行し日本でも建設された形式である.



表-1 既存橋梁と新形式の比較

体術な図 100頃町構成を有りる立体育組みによる弾圧枠(低小麦 位解析)とした.支間割りは 80m+100m+80m とし,橋長を 260m とし た.アーチライズは支間の 1/6 で統一し,死荷重および活荷重を複数パ ターン載荷した.支点条件は片側端支点のみ水平方向固定とし,その 他の支点は水平方向可動とした.また,アーチリブと補剛桁は剛結と した.

キーワード アーチ橋,新形式,デザイン,連続桁 連絡先 〒103-8430 東京都中央区日本橋浜町 3-21-1 (株)建設技術研究所 東京本社 構造部 TEL:03(3668)0416

2100

6000

3×2600=7800

2100

6000

4. 検討結果

4.1 死荷重載荷時の断面力およびたわみ

3つのモデルに対する死荷重載荷時の断面力およびたわみの計算結果を表-2に示す.

軸力に関しては、連続下路アーチはアーチリブに圧縮軸力が生じ、補剛桁に引張軸力が生じる一般的なタイドアーチとして挙動する.しかし、支点条件を全支点固定または両端固定の場合では、補剛桁の引張軸力は支点反力に置き換わった.上下Sアーチの側径間は連続下路アーチとは逆に、アーチリブが引張部材、補剛桁が 圧縮部材となる.ダブルアーチは上下弦材で同値正負逆転の軸力が発生する.上下弦材それぞれのアーチ作用が相殺するため、補剛桁に軸力が生じず、支点の水平反力も生じない.

曲げモーメントおよびたわみに関しては、連続下路アーチに比べ上下Sアーチは5%程度の増加傾向となった.これは、連続下路アーチの側径間と中央径間のアーチ作用が相殺するのに対し、上下Sアーチは相乗するためと考えられる.ダブルアーチは曲げモーメント、たわみの両方で連続下路アーチおよび上下Sアーチの半分程度の値となった.

	N図(kN)	M図(kN•m)	たわみ
Model 1	-5683 -7273 4505 4708	731 787 886 -1626(補剛桁)	78mm
Model 2	-4879 -4879 5622 5752	900 -1032(アーチリフ [*]) 835 778 940 -1729(補剛桁)	83mm
Model 3	-3550 -4617	299 387 -430(アーチリブ) 325 411 -685(補剛桁)	32mm

表-2 死荷重載荷時の断面力およびたわみ

4.2 活荷重載荷時の断面力およびたわみ

表-3の通り活荷重を4パターン載荷した.上下Sアーチの支点 水平変位は、③第2径間載荷時のみ連続下路アーチと同方向となり, それ以外の載荷ケースでは逆方向となった.ダブルアーチはいずれ の載荷パターンでも支点水平変位は生じない.軸力は載荷径間に限 定されるが,曲げモーメントは載荷径間の隣接径間まで影響する. 4.3 部材照査

 表-3
 活荷重載荷ケース

 載荷パターン
 載荷図

 ①全径間載荷
 ▲

 ②第1径間載荷
 ▲

 ③第2径間載荷
 ▲

 ④第1・3径間載荷
 ▲

アーチリブ断面計算結果を表-4 に示す. 断面照査はアーチ面外への全体座屈照査および軸力と曲げを受ける部材としての照査を行った. 全体座屈照査における有効座屈長は,線形固有値解析を行い面外座屈に対する 固有値を算出して求めた. 材質は SM490Y とした. 3 形式の断面は軸力と曲げを受ける部材としての許容応力 度照査ではなく,全体座屈照査を満足する断面で決定した. 決定断面は圧縮応力度が全体座屈照査の制限値の

90%以上に到達する断面とした.連続下路アーチ, 上下 S アーチは同程度の軸力であるため同断面と なるが,ダブルアーチは他と比べ同じライズであれ ば 1/2 程度の断面とすることができる.

衣一	4 ノーナ	リノ	听 面計	「昇 柿:	朱
丧斗	最大軸力	断	「面(mr	计质	
	(kN)	桁幅	桁高	板厚	们貝
連続下路アーチ	-8652.1	1200	1500	16	SM490Y
上下Sアーチ	-8627.3	1200	1500	16	SM490Y
ダブルアーチ	-4784.1	600	800	14	SM490Y

5. まとめ

本検討では,連続アーチ橋に関する3つの新形式について,弾性範囲での基本的な構造特性を把握した.今後は,引張側アーチリブへのケーブルの適用など形式の応用的発展と,有限変位解析および弾塑性解析への展開,さらに3形式および既存形式との概略の経済性比較を行う予定である.なお,本研究は鋼橋技術研究会・新橋梁形式研究部会のWG活動の一環として行ったものである.ここに,関係各位に謝意を表する.

東海大学紀要工学部 Vol., No., 20 , pp. -

新形式の連続アーチ橋の構造特性に関する研究 ^{宮地} 一裕^{*1} 中村 俊一^{*2} 薄井 正幸^{*3}

A Study on Structural Characteristics of New Continuous Arch Bridges

by

Kazuhiro MIYACHI^{*1}, Shunichi NAKAMURA^{*2} and Masayuki USUI^{*3} (Received on Sep. 00, 0000 and accepted on Nov. 00, 0000)

Abstract

Three new types of continuous arch bridges, the continuous steel arch bridge, the bridge with S-shaped arch ribs, and that with double arch ribs are proposed. First, the member cross sections are determined by the allowable stress method, and then the structural characteristics are studied considering dead and design live loads. The S-shaped arch bridge has a larger vertical displacement than the other bridges. The vertical displacement and bending moment of the arch ribs and the girder of the double arch bridge are smaller than the others. Next, elastic plastic large deformation analysis is conducted, showing that the lateral buckling is critical in all the models. The initial imperfection is considered by inclining the arch planes. The non-linear analysis shows that the proposed bridges have ample safety factors for the design loads.

Keywords: Continuous Arch Bridges, S-shaped Arch Bridges, Double Arch Bridges, Global Buckling

1. はじめに

我が国においては,鋼製橋梁に関しては画一的な橋梁 が多数を占めている.さらに,道路建設事業は建設コスト の縮減が求められ,橋梁形式の選定においては経済性評 価が大きな決定要因となる.したがって,魅力的な新形式 橋梁あるいは新技術が誕生しにくい状況にある.一方,国 内外を問わず既存の橋梁には斬新なデザインが数多く存 在する.特にアーチ橋は,古来よりさまざまな造形美を作 り出しており,多くの可能性を秘めた形式である.

アーチ橋は単独橋として建設される場合が多い.複数 のアーチが連続する場合でも、単純アーチの組み合わせ となっており、それぞれのアーチ橋は両端で単純支持さ れる.本研究では、数少ない既存の連続アーチ橋梁を参 考に、連続下路アーチ、上下 S アーチ、ダブルアーチ の 3つの新形式の連続アーチ橋梁を提案し、その構造特 性を研究する¹⁾ (Table.1).連続アーチ橋では、主桁が 連続しており、中間支点位置では各主桁はひとつの支沓 で支持されている.したがって、地震時に落橋する危険 性が減るため耐震的に好ましい.また、中間支点位置で 伸縮装置が不要なため走行性に優れる.また、これらの 付属物が減るため経済的にも有利である.したがって、 連続アーチ橋は将来的には有望な橋梁形式である.

第一の連続下路アーチ橋は,一般に下路式アーチ橋は

タイドアーチとして用いられる場合が多いが,これを連 続形式とした形式である.近年,天間川橋梁²⁾ や太田川 放水路橋梁⁴⁾ など PC 橋での実用化は進められている が,鋼製橋梁での実績はない.第二の上下 S アーチはド バイで建設計画のあった連続中路アーチ⁵⁾を参考に,下 路式アーチ橋と吊床版橋を交互に配置した形式である. アーチ・リブの曲線が滑らかに連なり,軽快で優美な印 象を与える形式である.第三のダブルアーチは現存する レンズトラス橋を基に,下路式アーチ橋と吊床版橋を上 下に配置した中路式アーチ橋である.レンズトラスはラ イズ比が小さくスレンダーな形状が特徴的で,19 世紀に 英国のロイヤルアルバート橋⁶⁾ に代表されるように欧 米で流行し,日本でも南河内橋⁷⁾が現存している.しか し,これらの連続アーチ橋の構造特性に関する研究は極 めて少ない.

アーチ橋は、荷重載荷により骨組線の形状変化の影響 を受けやすく、支間が大きい場合には面外方向への全体 座屈が生ずる可能性がある.したがって、幾何学的非線 形性および材料弾塑性を考慮した複合非線形構造解析に より終局強度を検討することが不可欠である.

本研究の第 1 段階では,設計荷重レベルにおける 3 つの新形式連続アーチ橋の断面力および変位を比較する. 第 2 段階では,載荷荷重を漸増させ,対象橋梁の崩壊過 程および終局強度あるいは全体座屈強度を把握する.さ らに,概略の鋼重比較により経済性についても概略検討 する.また,本論文では,連続下路アーチをモデルA,

^{*1} 東海大学大学院工学研究科土木工学専攻

^{*2} 東海大学工学部土木工学科教授

^{*3} 株式会社建設技術研究所,東京本社構造部



Table.1 Example bridge and analytical model

260,000



Fig.1 Side view of the three bridges (unit:mm)



Fig.2 Cross section of Model A and Model B (unit : mm)

上下 S アーチをモデル B, ダブルアーチをモデル C と 呼ぶ(Table.1). なお,本研究の方針決定は著者 3 人が共同 で,計算の実施および結果の整理は第一筆者が,全体の まとめおよび評価は著者 3 人が共同で実施した.

2. 検討橋梁





2.1 構造諸元

検討対象である新形式橋梁の一般図を Fig.1 および Fig.2 に示す.支間割りは 80m+100m+80m とし,橋長は 260m とした.アーチライズは支間の 1/6 で統一し,側 径間は 14m,中央径間は 17m とした.アーチ形状は放 物線とした.道路橋を想定し,横断構成は片側 1 車線ず つ,合計 2 車線として全幅員 10.39m とした(Fig.2).床



版は RC, 主桁およびアーチ・リブは鋼製箱断面, 縦桁 および横桁は鋼製 I桁を用いた.また, Fig.2 はモデルA とBの断面を示しているが,モデル C のアーチ・リブの 断面はこれより小さく,アーチ・リブおよび主桁ともに 幅 400mm × 高さ 800mm とした.

2.2 部材の断面設計

最初に、3 形式の橋梁ごとに部材断面を設計する. す なわち、それぞれの形式ごとに適切な断面を設定し、そ の上で3 形式の橋梁の構造特性を比較検討する. 具体的 には、死荷重と活荷重の合計設計荷重に対して許容応力 度以内になるよう部材断面を設定した. 実際の橋梁設計 での実績を考慮して、3 橋梁とも主桁およびアーチ・リ ブにおいて許容応力の 80%から 90%に収まる設計で統一 した.

アーチ・リブおよび主桁は鋼製箱断面とし,モデル A およびモデル B はアーチ・リブ,主桁ともに幅 700mm × 高さ 800mm とし,モデル C は幅 400mm×高さ 800mm とした.また,アーチ・リブと主桁は剛結した.床 組みには縦桁 4 本と横桁を配置し,縦桁の桁高は 600mm,横桁の桁高は 800mm として 6.0m ごとに配置 した.2面のアーチ・リブ間には 400mm×500mm の鋼製 箱断面を有する横繋ぎ材を配置し,両アーチ・リブを結 合した.アーチ・リブと主桁間には 400mm×400mm の 箱断面を有する鉛直材を配置し,アーチ・リブと主桁を 剛結した.これら断面の部材厚は 20 mm として,静的解 析結果により部材の応力照査を行い,許容応力度以内に なるように設計した.

設計荷重は,死荷重強度(D)および活荷重強度とした.活荷重強度は道路橋示方書のB活荷重を用い,全橋 面に固定載荷したケース(L1)および中央径間の左半分 と右側側径間のみに固定載荷したケース(L2)を想定した(Fig.3).

主桁の支点条件は,片側端支点のみ水平方向固定とし, その他の支点は水平方向可動とした.想定した鋼板の材 質は SM490Y で統一した.



3. 設計荷重レベルにおける検討

本章では,第1段階の設計荷重レベルでの検討を述べる. すなわち, D+L に対して静的解析により設計断面力 および変位を求め,3形式橋梁の結果を比較する.

3.1 活荷重全載ケース(L1)

本節では,第1段階の設計荷重レベル D+L1 の結果を述 べる.設計荷重により3種類の橋に生じる部材断面力を Fig.4 から Fig.8 に示す.

Fig.4 は, 主桁軸力を示す. モデル A およびモデル B の中央径間はほぼ同一の引張軸力となる. 側径間はモデル A では引張軸力,モデル B が圧縮軸力となるが,その絶対値は両者でほぼ同じである.一方,モデル C は上下アーチ・リブのアーチ作用が相殺するため主桁に軸力は生じない. Fig.5 は主桁の曲げモーメントを示す. 中央径間では,モデル C の主桁の曲げモーメントがモデル A およびモデル B よりも小さい.



Fig.14 Stress vs. Strain of steel

アーチ・リブに作用する軸力を Fig.6 に示す. モデル A およびモデル B の中央径間はほぼ同一の圧縮軸力となる. しかし, 側径間はモデル A では圧縮軸力,モデル B が引 張軸力となるが,その絶対値は両者でほぼ同じである. 一 方,モデル C はモデル A およびモデル B のおよそ半分 となっている. Fig.7 にアーチ・リブの曲げモーメントを 示すが,中央径間において,モデル C がモデル A および モデル B よりも小さい.

Fig.8 に主桁の活荷重 L1 によるたわみを示す. モデル A とモデル B のたわみはほぼ同じであるものの,支間 中央部ではモデル B の方が 3mm 程度大きな値となっ ている. いずれのモデルにおいても主桁およびアーチ・ リブは中間支点上で剛結されており,両部材は一体的に 挙動する. モデル A では側径間と中央径間ともにアー チ・リブには圧縮軸力が,主桁には引張軸力が作用する (Fig.4, Fig.6). 一方,モデル B では側径間のアーチ・ リブには引張軸力,中央径間のアーチ・リブには圧縮軸 力が作用する. 逆に,側径間の主桁には圧縮軸力,中央





Fig.20 Side and top view of final deformation of Model C, 2.40 (D+L1)

径間の主桁には引張軸力が作用する(Fig.4, Fig.6).し たがって,モデルAではアーチ・リブの圧縮軸力が中間 支点で相殺し,よりアーチ効果が発揮され主桁のたわみ が抑えられる.モデルBでは,アーチ・リブ軸力が中間 支点で相乗する方向に作用する.そのため,アーチ効果 が発揮されにくく,主桁が若干たわみやすい構造である と言える.また,モデルCの主桁たわみはモデルAお よびモデルBよりも小さく,ダブルアーチの補剛効果 が明らかである.

k (D+L1)

また,活荷重による最大鉛直変位は 84mm であり, 活荷重たわみ許容値 500mm (L²/20,000, L:スパン長) 以 内である. したがって,使用性においては十分安全であ る.

3.2 活荷重半載ケース(L2)

本節では,活荷重半載した設計荷重レベル D+L2 の結果 を述べる. この設計荷重により3種類の橋に生じる部材 断面力を Fig.9 から Fig.13 に示す.

Fig.9 は主桁軸力を示す. モデル A およびモデル B の中央径間はほぼ同一の引張軸力となる. その値は D+L1 の約 7 割程度である. 側径間ではモデル A と B では正負が反転するものの,絶対値比較でほぼ同一の値

となった. なお, モデル C は上下アーチ・リブのアーチ 作用が相殺するため主桁に軸力は生じない. Fig.10 は主 桁の曲げモーメントを示すが, 中央径間においてモデル C の主桁の曲げモーメントがモデル A およびモデル B のおよそ 30%であることが分かる.

アーチ・リブに作用する軸力を Fig.11 に示す. モデル A およびモデル B の中央径間はほぼ同一の圧縮軸力と なる. その値は D+L1 の約 7 割程度である. 側径間では モデル A と B では正負が反転するものの,絶対値比 較でほぼ同一の値となった.一方,モデル C はモデル A およびモデル B のおよそ半分となっていることが分か る. Fig.12 はアーチ・リブの曲げモーメントを示すが, 中央径間においてモデル C のアーチ・リブの曲げモー メントがモデル A およびモデル B よりも小さいこと が分かる.

活荷重 L2 による主桁たわみを Fig.13 に示す. 中央径 間の左右で逆方向にたわむ. モデル A およびモデル B のたわみはほぼ同じであり,最大値は D+L1 の約 1.5 倍 である.また,モデル C の主桁たわみはモデル A およ びモデル B よりも最大で 10 mm 程度小さい値となっ ていて,ダブルアーチの補剛効果が明らかである.



4. 弹塑性大変形解析

4.1 解析手法

本節では,第2段階の崩壊解析結果を示す.すなわち, 大変形弾塑性解析を用い,荷重を漸増させ,対象橋梁が どのように塑性化が進行し,最終的に崩壊するかを求め る.部材断面は,ファイバー要素に分割したが,その分 割数は,主桁およびアーチ・リブ共に10分割とした.ま た,鋼板の構成則はバイリニアとした(Fig.14).なお, 鋼箱断面には十分な補剛材を配置し,局部座屈は生じな いと想定した.

解析の手順は、橋梁が崩壊するまで死荷重と活荷重を 徐々に増加載荷する方法である.すなわち、載荷荷重は P=k(D+L)と表すことができ、k は活荷重載荷係数で ある.増分ピッチは、変形の増大に伴って変化させたが、 最小ピッチは 0.01 である.各増分ステップで、大変形 弾塑性解析を実施し、3 橋梁の崩壊過程や最終耐力およ び最終変形状態の比較をした.なお、使用した解析プロ グラムは、汎用構造解析プログラムの Engineer's Studio (FORUM8) である.

4.2 活荷重全載ケース(L1)の終局強度

本節では、活荷重全載ケース(L1)において 3 種類の橋梁の弾塑性大変形解析結果を示す(Fig.15, 16, 17).

なお、これらはアーチ面を鉛直面から H/500(H:アーチ ライズ)だけ傾斜させた初期不整を考慮した結果である. 初期不整に関しては後述する.

モデル A は, k = 2.50 の時にアーチ・リブが発散的に 増大し終局に至る (Fig.15). すなわち,面外座屈が崩壊 の直接原因である. 最終の変形図を Fig.18 に示す.

モデル B は, k = 2.50 の時にアーチ・リブが発散的に 増大し終局に至る (Fig.16). すなわち, 面外座屈が崩壊 の直接原因である. 最終の変形図を Fig.19 に示す.

モデル C は, k = 2.40 の時にアーチ・リブが発散的に 増大し終局に至る (Fig.17). すなわち,面外座屈が崩壊 の直接原因である.最終の変形図を Fig.20 に示す.

4.3 活荷重全載ケース(L2)の終局強度

本節では、活荷重半載ケース(L2)において 3 種類 の橋梁の弾塑性大変形解析結果を示す(Fig.21, 22, 23). モデルAは、k = 2.55の時にアーチ・リブが発散的に 増生し数号に至る(Fig.21) まなわた 声角 座尾が崩壊

増大し終局に至る(Fig.21). すなわち,面外座屈が崩壊の直接原因である.最終の変形図を Fig.24 に示す.

モデル B は, k = 2.54 の時にアーチ・リブが発散的に 増大し終局に至る (Fig.22). すなわち, 面外座屈が崩壊 の直接原因である. 最終の変形図を Fig.25 に示す.

モデルCは, k=2.44の時にアーチ・リブが発散的に



Table.3 Steel weight of three bridges

Bridge type	Model A			Model B			Model C		
Steel type	Girder	Arch rib	Others	Girder	Arch rib	Others	Girder	Arch rib	Others
Steel weight	2,402	2,589	3,543	2,402	2,589	3,543	1,762	3,798	6,302
(kN)	(0.202)	(0.218)	(0.299)	(0.202)	(0.218)	(0.299)	(0.149)	(0.320)	(0.531)
Total (kN)	8,534 (0.719)		8,534 (0.719)			11,862 (1.000)			

Note1 : Value in () is the ratio, when the steel weight of Model C is set at 1.0.

増大し終局に至る(Fig.23). すなわち,面外座屈が崩壊の直接原因である.最終の変形図をFig.26に示す.

4.4 初期不整の影響の検討

本節では、初期不整の影響を検討する.前節までの検 討結果により、本形式ではアーチ・リブの面外座屈が卓 越することが明らかである.初期不整が座屈に影響を及 ぼすことは知られているが、本橋の場合アーチ・リブ面 が製作誤差により鉛直面から傾斜していると座屈しやす くなると推定される.そこで、L1においてアーチ・リ ブが H/500, H/1000, H/2000 (H:アーチライズ高)の3 種類の初期不整を与えたケース (Case-1, 2, 3)を対象に した(Table.2).すなわち、道路橋示方書⁸⁾に規定され る最大の許容製作誤差を考慮し、アーチ・リブが鉛直面 から若干傾いている影響を把握することを意図した.

モデルAにおいて、Case-1はk=2.50の時に、Case-2 はk=2.50の時に、Case-3はk=2.55の時に、アーチ・ リブが発散的に増大し面外座屈により終局に至る (Fig.27).

モデル B において, Case-1 は k = 2.50 の時に, Case-2 は k = 2.50 の時に, Case-3 は k = 2.53 の時に, アーチ・

リブが発散的に増大し面外座屈により終局に至る (Fig.28).

モデル C において, Case-1 は k = 2.40 の時に, Case-2 は k = 2.43 の時に, Case-3 は k = 2.45 の時に, アーチ・ リブが発散的に増大し面外座屈により終局に至る (Fig.29).

以上より, H/2,000 (Case-3), H/1,000 (Case-2), H/500 (Case-1) と初期不整の傾斜角が大きくなるにつれて 面外変位は大きくなり, 終局強度そのものも若干小 さくなった.

また,道路橋示方書では終局強度が 1.70 (D + L) を上 回ることが規定されているが,3 ケースともこれを満足 しており,本形式は全体座屈に対して安全である.

5. 鋼重の比較

検討した3橋梁の鋼重比較を表3に示す.モデルA, Bの鋼重は同じであるが、いずれもモデルCよりも15% 小さい.これは、モデルCでは上下にアーチ・リブが付 加されているためである.よって、全体コストに関して は、モデルCがモデルA,Bよりも高くなると考えられ る.しかし、モデルCの主桁およびアーチ・リブの断面 はモデル A, B よりも小さく,ひとつひとつの部材のハ ンドリングはし易く,架設面では好ましいとも考えられ る.また,景観的にも個性的とも言える.したがって, 一概にモデル C がモデル A, B より劣っているとは言え ない.

6. まとめ

本研究では,新形式の3つの連続アーチ橋梁を提案し, 2 段階の荷重レベルにおいて検討した.第1段階は,設 計荷重レベル(死荷重および活荷重)における3形式の 橋梁の断面および変位を比較した.第2段階は,載荷す る荷重を増加させ,対象橋梁の崩壊過程および終局強度 および全体座屈を把握した.得られた主な知見を以下に 示す.

 モデル B はモデル A およびモデル C に比べると 中央径間のアーチ効果が発揮されにくい構造であり、全 体的にたわみやすく、アーチ・リブおよび主桁の曲げモ ーメントも増加する傾向にある.

モデル C はダブルアーチの補剛効果によりモデル
 A, B よりもたわみにくい構造である.

3) モデル A, B, C ともにアーチ・リブの軸力は載荷 径間および無載荷径間共に生じる.また,モデル C の 主桁には軸力が生じない.アーチ・リブの曲げモーメン トは一般的な連続梁と同様に中間支点で負の曲げモーメ ントが生じる.

4) 面外変位および主桁の変位に着目すると、面外変位の大きさが主桁たわみの大きさに比例している.これは、 アーチ・リブおよび主桁間を剛結している鉛直材が機能しているためである.

5) 大変形弾塑性解析による全体座屈強度を検討した結果,3 形式ともに面外座屈により終局となるが,その耐力は十分に安全であることを見出した.

6) 製作誤差を考慮し、アーチ面を鉛直面から傾斜させ た初期不整の影響を検討した.初期不整の傾斜角が大き くなるにつれて面外変位は大きくなり、終局強度そのも のも若干小さい. 本研究により,提案した新しい3つの連続アーチ橋は十 分な耐力を有し,実現可能性は高いことを明らかにした. 今後,限界適用スパンの検討,耐震性能の検討,建設費 用の把握などに取り組む予定である.

謝辞

本研究で得られた結果の妥当性の検証において,鋼橋 技術研究会,新橋梁形式研究部会(部会長:中村俊一, 副部会長:中村一史)の中村一史氏および部会員の諸氏, および技術委員会委員各位から貴重な意見をいただいた. ここに謝意を表する.

参考文献

 中村俊一,薄井正幸,清水織恵,樋口耕平,松井勲: 新形式の連続アーチ橋の提案・検討,土木学会年次学術 講演会,2011.

2) 大庭光商,松本浩一,津吉毅,東海林直人,佐藤茂美 石橋忠良:3 径間連続アーチ橋(天間川橋梁)の設計と 施工,橋梁と基礎, Vol40, pp.5-14, 2006.

3) 土木学会デザイン賞 2008, 天間川橋梁, http://www.jsce.or.jp/committee/lsd/prize/2008/works/2008n 1.html, 2013. 5. 23.

 4) 椛木洋子,渡邊康人:広島南道路太田川放水路橋梁デ ザイン提案競技における報告,土木学会年次学術講演会, 2010.

5) FXFOWLE, Sheikh Rashid bin Saeed Crossing, http://www.fxfowle.com/projects/35/sheikh-rashid-bin-saeed -crossing/, 2013. 5. 23.

6) David J Brown,加藤久人・綿引透 共訳:世界の橋, pp.68-69

7) 北九州市, 南河内橋,

http://www.city.kitakyushu.lg.jp/shimin/02100287.html, 2013. 5. 23.

8) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説,鋼橋編,2002.

第2章 吊り形式 WG

ケーブルを用いた新橋梁形式の提案と振動特性の評価

吊り形式WGメンバー

WG リーダー	中村	一史	首都大学東京大学院
部会員	審良	郁夫	(株) オリエンタルコンサルタンツ
11	植木	景一	コスモ技研(株)
11	木村	恭介	片山ストラテック (株)
11	増田	大輔	開発虎ノ門コンサルタント(株)
11	源	寛輝	(株)富貴沢建設コンサルタンツ

第2章. 吊り形式WG 目次

1.	. はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	· 2-1
	1−1. 研究背景・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	· 2-1
	1−2. 研究目的・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	· 2-2
2.	3次元サグを有する歩道吊橋の静的・動的構造特性	· 2-4
	2-1. 研究の背景と目的・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	· 2-4
	2-2. 検討条件 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	· 2-5
	2-3. 検討モデルと 3 次元サグの形状決定	· 2-8
	2-4. 固定荷重解析による静的構造特性の検討	2-11
	2-5. 固有振動解析による振動特性の検討	2-15
	2-6. まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2-24
3.	アーチ併用吊橋の提案と構造特性・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2-26
	3-1.研究の背景と目的・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2-26
	3-2. 検討モデル・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2-27
	3-3.静的荷重による構造特性の検討	2-31
	3-4. 固有振動解析による振動特性の評価 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	2-35
	3-5. まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2-37
4.	振動計測による無補剛吊橋の動的構造特性と振動使用性・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2-38
	4-1. 研究の背景と目的 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	2-38
	4-2. 対象橋梁の概要 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	2-38
	4-3. 計測・解析の方法 ······	2-40
	4-4. 常時微動計測による振動特性の検討 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	2-48
	4-5. 歩行者外力による動的構造特性の検討と振動使用性の評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2-51
	4-6.ケーブル加振による振動特性の検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2-60
	4-7. まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2-64

1.はじめに

1-1. 研究背景

吊橋形式の歩道橋は、比較的長いスパンの橋に適用されており、山間地に多く架設されている。表 1-1 に、主径間長が 200m 以上の歩道橋の実績¹⁾を示す。我が国で最大支間長の歩道橋は、「九重"夢"大吊 橋」(主支間長 390m)である。これらの歩道橋の多くは、単径間の無補剛桁(木床版)を基本形式とし、 水平方向の風対策として耐風索(ストームケーブル)が設置されている。耐風索の傾斜角度は、地形条 件にもよるが、様々な角度が採用されている。基本的な構造特性としては、長大であるため、固有周期 が長く、歩行時の使用性としては、高次モードの水平振動で共振することが指摘されている²⁾。

一方、吊材(引張部材)を用いた歩道橋には、吊橋形式、斜張橋形式のほか、種々の形式が提案されている。図 1-1 に示すように、張弦桁形式、ケーブルネット形式、ユニークなアーチ形式など^{3),4)}がある。海外では、規模が小さい歩道橋でも、積極的にケーブルシステムを採用した歩道橋が都市部を中心に架設されている。例えば、ドイツシュツットガルトのローゼンシュタイン公園の歩道橋は、ケーブルネット上に桁を配置した独特の形式が採用されている。また、ミレニアムブリッジは、吊構造システムを採用した斬新な形式である。なお、本橋梁は、横剛性が低く、歩行者の歩調と共振して、大きな振動が発生したことから、制振対策としてダンパーが設置されている⁵⁾。このように、吊形式歩道橋は、山間部のような長径間に適した構造としてだけでなく、都市部においては、その軽快な構造形態を活かして、様々な形式が提案されている。

したがって、吊形式歩道橋は、ケーブルシステムや他の形式との組み合わせにより、新しい構造形式 とすることができることから、ケーブル形式の組み合わせを検討して、それらの構造特性を把握してい くことは有用であるといえる。また、前述したように、吊橋形式の歩道橋は、高次の振動モードと共振 する可能性があることから、振動使用性の照査のためには、その動的構造特性の把握が必要であるとい える。

順位	橋梁名	県名	主径間長	橋長	幅員	完工年	サグ比	耐風索	
1	九重"夢"大吊橋	大分県	390m	435m	1.5m	2006年	1/10	あり	
2	竜神大吊橋	茨城県	375m	375m	3.0m	1993年	1/11	なし	
3	もみじ谷大吊橋	栃木県	320m	320m	1.5m	1998年	1/14	あり	
4	水の郷大つり橋	神奈川県	315m	335m	1.5m	1995年	1/16	あり	
5	谷瀬橋	奈良県	297m	297m		1954年		あり	
6	照葉大吊橋	宮崎県	250m	250m	1.2m	1983年		あり	
7	上野スカイブリッジ	群馬県	225m	225m		1998年		あり	
8	久野脇橋(塩郷のつり橋)	静岡県	220m	220m		1932年		あり	
9	秋葉橋	静岡県	210m	210m		不明		あり	
10	星のブランコ(交野橋)	大阪府	200m	280m		1997年		あり	

表 1-1 代表的な吊橋形式歩道橋の実績一覧¹⁾



イナコスの橋(日本、1994年)3)



Footbridge across the Rhone (スイス、1998 年) $^{3)}$



Millennium Bridge London (イギリス、2000 年)³⁾



ローゼンシュタイン公園の歩道橋(ドイツ、1998年)⁴⁾





Gateshead Millennium Bridge (イギリス、2001 年)³⁾ Footbridge across the'Ronda de la Hispanidad' (スペイン、2002 年)³⁾ 図 1-1 吊材(引張部材)を用いた歩道橋の一例

1-2. 研究目的

本研究では、吊形式歩道橋に着目して、立体的なケーブル形状や、アーチ形式と吊橋形式の併用が構造特性に及ぼす影響を検討するために、また、吊橋形式歩道橋の振動使用性を評価するために、以下の3つの検討を行うこととした。

(1)3次元サグを有する歩道吊橋の静的・動的構造特性の検討

- (2) アーチ併用吊橋の提案と構造特性の検討
- (3) 振動計測による無補剛吊橋の動的構造特性の検討と振動使用性の評価

まず、3 次元サグを有する歩道吊橋の静的・動的構造特性の検討では、単径間の吊橋形式で実績が多い、主径間長 100m を検討対象とした。ケーブル形状については、主索(主ケーブル)の傾斜角度だけでなく、強風対策として、設置される耐風索の傾斜角度もパラメータとして、合計 24 ケースの組み合わせで検討を行った。本研究では、立体的なケーブル形状が構造特性に及ぼす影響を把握することを目的としており、活荷重による固定荷重解析、および、固有振動解析によって検討を行った。

次に、アーチ併用吊橋の提案と構造特性の検討では、支間長 100m の歩道橋を対象に、力学的に異な る性質の構造形式の組み合わせが、静的あるいは動的な構造特性に及ぼす影響を検討することを目的と したものである。さらに、アーチリブの剛性の変化がアーチ部材とケーブル部材の荷重分担に及ぼす影響を検討して、基本的な力学特性を明らかにする。

さらに、振動計測による無補剛吊橋の動的構造特性の検討と振動使用性の評価では、国内最大級の無 補剛吊橋を対象に、歩行パターンを変えた振動計測を行って、動的構造特性を検討するとともに、共振 時における振動使用性の限界値の評価を試みた。

参考文献

- 1) 橋梁建設協会:橋梁年鑑データベース、<u>http://www.jasbc.or.jp/kyoryodb/</u>(Web サイト)
- 川崎俊次、中村俊一、大野克紀:歩行者により生じた吊橋の水平振動計測、土木学会論文集、 No.777/VI-65、pp.97-107、2004.12
- 歩道橋の設計ガイドラインに関する研究小委員会編:歩道橋の設計ガイドライン、構造工学シリーズ21、構造工学委員会、土木学会、2011.1
- 4) 土木学会:伊藤清忠景観デザイン・フォトライブラリー、<u>http://www.jsce.or.jp/library/itou_photo/</u>、土 木学会附属土木図書館所蔵(Web サイト)
- 5) Dallard, P., Fitzpatrick, A., Flint, A., Bourva, S. and Low, A.: "The London Millennium Footbridge", The Structural Engineer, Vol.79, No.22, pp.17-35, 2001.

2.3次元サグを有する歩道吊橋の静的・動的構造特性

2-1. 研究の背景と目的

従来の歩道吊橋は、図 2-1 に示す Type-A のように、鉛直に張られた主索と斜め下に張られた耐風索に より支持されている。しかし、実際に橋梁を計画する際には、いくつかの制約条件が伴ってくる場合が あり、例えば上空制限により主塔の高さが制限される場合は、図 2-1 の Type-B や Type-C のような構造 が考えられる。

一方、第1章で述べたように、歩道吊橋の多くは無補剛で設計されており、揺れやすい構造となって いる。歩道吊橋が振動を生じる原因はいくつかあるが、風によるものや歩行者自身によって引き起こさ れる振動が、橋体や使用者に対して大きな影響を与えると考えられる。歩行時に発生する振動について は、鉛直振動やねじり振動に加え、ミレニアムブリッジで大きな問題となった水平振動が注目されるよ うになった。

図 2-1 の Type-A のような一般的な歩道吊橋においては、設計事例も多く、振動解析も行われてきたが、 主索や耐風索の角度を変化させた場合の特性はあまり検討されていない。設計の自由度を広げるために、 このような種々の形状の吊橋を想定し、検討を行うことは有意義であるといえる。

そこで本研究では、鉛直面内に配置される主索を橋軸直角方向に傾斜させ角度を変化させた構造と、 耐風索を鉛直方向から水平方向に変化させるケーブルシステムについて、固定荷重解析、固有振動解析 を行って、その静的、動的構造特性を把握することを目的とした。



図 2-1 ケーブルシステムの形状

2-2. 検討条件

(1) 検討対象とする実橋モデル

本検討を行う条件は、実際に架橋されている歩道吊橋を参考に決定した。表 2-1 に、参考とした歩道 吊橋を示す。本検討においては、これら歩道吊橋の幅員構成、床版形式、主桁および床組み構造を参考 にモデルを決定した。

橋名	もみじ谷大吊橋	つつじ吊橋
写真		
形 式	無補剛吊橋	無補剛吊橋
主塔間隔	320 m	130 m
有効幅員	1.5 m	1.5 m
耐風索	有り	有り
サグ比	1/14	1/12
床 版	木床版	木床版
主桁、床組	H形鋼	H形鋼

表 2-1 歩道吊橋の例

(2) 橋梁諸元

検討を行う橋梁の基本モデルを図 2-2、図 2-3 に、橋梁諸元を表 2-2 に、それぞれ示す。歩行者専用の 吊橋であるため、床版は木床版とし、幅員は 1.5m とする。床組みは H 形鋼を組み合わせた構造とし、 主索間隔を 2.2m とする。支間長は 100m とし、2.5m 間隔で吊索を設ける。また、耐風索も設置し、2.5m 間隔で床組みと連結するものとする。なお、サグ比は基本となる 1/10 とした。

橋梁形式	木床版無補剛歩道吊橋
塔柱間隔	<i>L</i> =100 m
有効幅員	<i>B</i> = 1.5 m
主索間隔	<i>SB</i> = 2.2 m
サグ比	1/10

表 2-2 検討対象の橋梁諸元



図 2-2 検討橋梁の断面図



(3) 荷重強度

荷重強度の算定は、仮定した各部位の重量をそれぞれ積算して求めた。死荷重、活荷重の荷重強度は、 以下の通りである。

【夗何里】

1. 橋体 (橋体長さあたり)

木床版	8.000 kN/m ³ \times	0.050 m	\times 1.600 m		= 0.640	kN/m
地覆	8.000 kN/m ³ \times	0.050 m	\times 0.050 m	\times 2	= 0.040	kN/m
根太材	8.000 kN/m ³ \times	0.100 m	\times 0.100 m	\times 2	= 0.160	kN/m
主 桁	0.231 kN/m \times	1.1	\times 2		= 0.509	kN/m
横桁	0.305 kN/m \times	1.2	\times 2.5 m	\times 41/100 m	= 0.375	kN/m
横構	0.204 kN/m \times	3.3/2.5	\times 2		= 0.540	kN/m
高欄	0.500 kN/m \times	2			= 1.000	kN/m
その他					= 0.236	kN/m
				合計 W _d	= 3.50	kN/m

2. 主索と吊索(仮定した直径: 主索 φ 65、吊索 φ 10) ※片側あたり

主 索	0.163 kN/m	= 0.163 kN/m
吊索	$(0.004~kN{\times}6.5m{+}0.4~kN/個){\times}39$ 組 / 100 m	= 0.166 kN/m
	合 計	$W_{dmc} = 0.33$ kN/m

3. 耐風索と耐風支索(仮定した直径:耐風索 φ 45、耐風支索 φ 10) ※片側あたり

耐風索	0.078 kN/m	= 0.078	kN/m
耐風支索	(0.004 kN×110m + 0.2 kN/個) ×39 組/ 100 m	= 0.082	kN/m
	合 計	$W_{dwc} = 0.16$	kN/m

【活荷重】

```
活荷重強度 W=3.0 kN/m<sup>2</sup>×1.5 m = 4.5 kN/m
```

(4) 格点荷重の算出

格点荷重は、構造解析のモデル化において、各節点に作用させる集中荷重であり、要素の部材長 1.25m、 2.5m に対して算定すると、表 2-3 のようになる。

		端格点(kN)	中間格点(kN)
橋 体		2.1875	4.375
ケーブル	主索 + 吊索	0.4125	0.825
	耐風索 + 耐風支索	0.200	0.400

表 2-3 橋体およびケーブの格点作用させる集中荷重

2-3. 検討モデルと3次元サグの形状決定

(1) 解析モデルと3次元サグの形状に関するパラメータの設定

図 2-4 に、解析モデルの基本形状を示す。モデル化の範囲は、主塔から主塔までとし、主塔サドル部、 主桁支承部、耐風索アンカー部には、支点を設けて拘束するものとした。また、簡便化のため、主塔、 主ケーブルのバックスティはモデル化しなかった。ハンガー間隔は、主索、耐風索ともに、2.5m 間隔と した。

本研究では、主索角度 α 、耐風索角度 β をパラメータとして、解析的な検討を行うことから、表 2-4 に示すように、解析パラメータを設定した。まず、耐風索がない場合について、主索角度 α の変化が静 的・動的構造特性に及ぼす影響を検討する。次に、主索角度 α 、耐風索角度 β をそれぞれ変化させて検 討を行うこととした。主索角度 α は、90、45、30、15°の4ケース、および、耐風索角度 β は、90、45、 30、15、0°の5ケース設定した。

ケーブル形状については、主索の鉛直方向のサグ量は10m(サグ比1/10)で固定し、主索角度αの変 化によって、主索定着点の水平方向長さを変化させるものとした。耐風索については、定着端部の鉛直 面内において、耐風索から桁端(耐風支索の定着点)までの距離を10mに、また、支間中央部の鉛直面 内において、耐風支索長さを3mに、それぞれ固定して検討することとした。これらのパラメータを組 み合わせると、表 2-5に示すような24の解析ケースとなる。これらのケースに対して、次に述べる手法 によりケーブル形状を決定して、解析モデルを作成した。

(2) 3次元サグの形状決定

3次元サグを有する吊形式橋梁は、トラス要素で連結された立体的なリンクケーブルの座標と張力を、 鉛直と水平に分けて形状決定を行うことができる。例えば、文献 1)には、MONO-DUO 形式超長大吊橋 を対象としたものであるが、その立体ケーブルの形状決定の方法が示されており、本研究においてもそ の方法を応用することとした。すなわち、鉛直方向のケーブル形状は、通常の吊橋と同様に、放物線形 状としてモデル化し、水平方向のケーブル形状は、塔頂部の座標と水平方向張力を既知量として、連立 一次方程式を解いて算定した。



図 2-4 解析モデルの基本形状



表 2-4 ケーブル形状に関する解析パラメータ

		主索角度α(°)			
		90	45	30	15
耐風索なし		case-90-n	case-45-n	case-30-n	case-15-n
耐風索あり 耐風索角度 β (°)	90	case-90-90	case-45-90	case-30-90	case-15-90
	45	case-90-45	case-45-45	case-30-45	case-15-45
	30	case-90-30	case-45-30	case-30-30	case-15-30
	15	case-90-15	case-45-15	case-30-30	case-15-30
	0	case-90-00	case-45-00	case-30-00	case-15-00

表 2-5 解析ケース一覧

本研究では、前述したように、主索、耐風索ともに断面内に角度を有することから、立体的なケーブ ル形状となる。主索の形状は、無補剛桁に曲げモーメントを生じないという条件を適用すれば、文献 1) の形状決定の手法を用いて、主索角度αに対して、容易に計算することが可能である。

一方、耐風索の形状は、耐風索角度 β だけでは形状が定まらず、水平方向張力も入力データとして与 える必要がある。これは設計パラメータになるが、本研究では、全ての検討ケースで、死荷重時に 100MPa の張力が生じるように、耐風索の設計張力を設定した。ここでは、モデル化を簡便にするために、死荷 重時における耐風索の形状は、耐風索の死荷重は考慮せず、上に凸の放物線形状を仮定して決定した。 ただし、固有振動解析においては、耐風索の質量を考慮し、各節点に集中質量を与えて計算した。さら に、耐風索角度 β が 0° のケースについては、解析の都合上、 $\beta=0.1^{\circ}$ として形状を決定した。

これらの形状決定の条件をもとに、24 ケースの解析モデルを作成した。ちなみに、死荷重時における 桁の鉛直方向の誤差は、主索角度αが90~30°までは、6mm以内であったが、主索角度αが15°では、 最大で38mmの誤差を生じた。主索角度が小さくなるほど、鉛直変位の誤差が増大する傾向を示したが、 値そのものは十分に小さいといえた。全解析ケースのモデル図を表2-6に示す。



表 2-6 解析モデル一覧

2-4. 固定荷重解析による静的構造特性の検討

(1) 荷重載荷条件の設定

固定荷重解析では、死荷重(D)と活荷重(L)を載荷するものとし、活荷重については、図 2-5 に示 すように、"全載荷(L1)"と"半載荷(L2)"の2ケースについて検討を行った。載荷条件は、「耐風索 ありモデル」の場合であるが、「耐風索なしモデル」についても同様である。



(2) 耐風索なしモデルの検討結果

a)活荷重載荷による桁の鉛直変位

L1 および L2 活荷重の載荷による鉛直変位の解析結果を図 2-6 に示す。各ケースの代表として、「case-45-n」、「case-15-n」を示す。図より、全載荷 L1 よりも半載荷 L2 の方が、たわみが大きくなること、また、主索の角度が小さくなると、鉛直変位が増大する傾向にあることがわかる。





主索角度 α を 90°から 15°まで変化させた時における桁の鉛直変位の最大値、最小値を図 2-7 に示す。 桁の鉛直変位は、90°、45°、30°においては大きな差異はみられなかったが、主索角度が 15°になる と急激に変位が増えることがわかる。参考値として、RC 床版を用いた時のたわみ制限²⁾(支間長に対す る 1/350 のたわみ)併記したが、若干超えている。

b)活荷重載荷による主索張力

主索角度 α を 90° から 15° まで変化させた時における主索張力 (T_{mc})の最大値を図 2-8 に示す。死 荷重時 (D)、死活荷重時 (D+L) において、主索張力も、桁の鉛直変位と同様に、主索角度 15° におい て大きく増加していることがわかった。



(3) 耐風索ありモデルの検討結果

a)活荷重載荷による桁の鉛直変位



*L*1 および *L*2 活荷重の載荷による鉛直変位の解析結果を図 2-9 に示す。各ケースの代表として、「case-45-45」、「case-15-00」を示す。



図より、耐風索なしモデルと同様に、全載荷 L1 よりも半載荷 L2 の方が、たわみが大きくなること、 また、主索の角度が小さくなると、鉛直変位が増大する傾向にあることがわかる。

図 2-10 に、耐風索角度 β を 15°から 90°まで変化させた時における桁の鉛直変位の最大値、最小値 を、主索角度 α ごとにそれぞれ示す。まず、図 2-10 a)の主索角度 α =90°(一定)において、耐風索角 度 β を 15°から 90°に変化させた場合、桁の鉛直変位が低下していることがわかる。この傾向は、主 索角度 α が小さいほど顕著である。特に、図 2-10 d)において、主索角度 α =15°(一定)で、耐風索角 度 β が 45°以下となると、桁の鉛直変位が急激に増大することがわかる。このとき、参考値として、RC 床版を用いた時のたわみ制限(支間長に対する 1/350 のたわみ)併記したが、耐風索角度 β が 30°以下 で制限値を超え、耐風索がない場合と同程度の鉛直たわみを生じることもわかる。

以上のことから、桁の鉛直変位は、主索角度 α ほど顕著ではないものの、耐風索角度 β の影響も受けること、また、耐風索角度 β が小さくなると、鉛直変位は増大することが確かめられた。



b)活荷重載荷によるケーブル張力

図 2-11 に、耐風索角度βを15°から90°まで変化させた時におけるケーブル張力の最大値を、主索

角度 α ごとにそれぞれ示す。図中、 T_{mc} は主索の張力、 T_{wc} は耐風索の張力であり、死荷重時(D)、死活 荷重時(D+L1およびD+L2)の最大張力をそれぞれ示している。

まず、耐風索なしモデルにおいて述べたように、主索角度 a が小さくなると、ケーブルの傾斜によって、主索の張力は増大することがわかる。

次に、図 2-11 a)の主索角度 α =90°(一定)において、耐風索角度 β を 15°から 90°に変化させた 場合、主索の張力は増加するのに対して、耐風索の張力は低下することがわかる。この傾向は、主索角 度 α が小さいほど顕著である。

また、全ての主索角度において、耐風索角度 $\beta=0^{\circ}$ の時、荷重条件によらず、耐風索の張力は変化しないこともわかる。これは、耐風索角度 $\beta=0^{\circ}$ では、鉛直荷重の作用下では、張力の水平成分には影響しないためである。

一方、図 2-11 d) において、主索角度 α =15° (一定) で、耐風索角度 β が 30° 以上になると、耐風 索の張力がかなり低下することから、耐風索の初期張力の設定には、十分留意する必要があるといえた。



2-5. 固有振動解析による振動特性の検討

(1) 耐風索なしモデルの固有振動解析結果

耐風索なしモデルにおける固有振動解析結果の一部として、表 2-7 に、case-15-n の 1~4 次までの固有 振動数、固有周期、固有振動モード図を示す。表より、水平たわみ逆対称 1 次モードが最低次で現れた が、4 次までの範囲においても種々の固有振動モードが近接して現れることがわかる。したがって、1.5Hz 付近までの固有振動モードを水平たわみ振動モード、鉛直たわみ振動モード、ねじり振動モードに分類 して、固有振動特性を検討することとした。

図 2-12 に、主索角度に対する固有振動数を、a) 水平たわみ振動モード、b) ねじり振動モードおよび c) 鉛直たわみ振動モードにまとめて比較したものを示す。

これらの図より、水平たわみ振動モードとねじり振動モードについては、主索角度 α が小さく、水平 になるにつれて、固有振動数が高くなることがわかる。これに対して、鉛直たわみ振動モードは、低く なる傾向がみられる。この傾向は、鉛直たわみ対称 1 次モードの固有振動数で顕著であった。

\\\\	固有振動数	固有周期	固有振動モード図		
八致	(Hz)	(sec)	側面	平面	
1次	0.530	1.89	【水平たわみ逆対称1次】		
2次	0.622	1.61	【鉛直たわみ逆対称1次】		
3次	0.635	1.58	【水平たわみ対称2次】		
4 次	0.704	1.42	↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓		

表 2-7 耐風索なしモデル(case-15-n)における固有振動数、固有周期、固有振動モード図



図 2-12 耐風索なしモデルにおける主索角度と固有振動数の関係

(2) 耐風索ありモデルの固有振動解析結果

耐風索ありモデルにおける固有振動解析結果の一部として、表 2-8 に、case-15-15 の 1~4 次までの固 有振動数、固有周期、固有振動モード図を示す。表より、耐風索なしモデルと同様に、水平たわみ逆対 称 1 次モードが最低次で現れたが、4 次までの範囲においても種々の固有振動モードが近接して現れる ことがわかる。また、表に示した固有振動モード図からわかるように、全ての固有振動モードで、完全 な面内、面外モードは現れず、面内あるいは面外のモード成分が支配的であっても、連成していること がわかる。これは、主索と耐風索が立体的に設置されていることに起因するものであり、高次モードに なるほど、その連成が顕著となり、固有振動モードによる分類が困難になる場合があった。

耐風索なしモデルと同様に、1.5Hz 付近までの固有振動モードの分類を試みた。モード成分が支配的 な、水平たわみ振動モード、鉛直たわみ振動モードおよびねじり振動モードに分類し、主索角度αごと に、耐風索角度βをパラメータとして、固有振動特性を検討することとした。

\\ \\\\ *\+	固有振動数	固有周期	固有振動モード図		
仈剱	(Hz)	(sec)	側面	側面	
1次	0.653	1.53	【水平たわみ逆対称1次】		
2次	0.673	1.49	【鉛直たわみ逆対称1次】		
3次	0.736	1.36	【鉛直たわみ対称1次】		
4次	0.800	1.25	【水平たわみ対称2次】		

表 2-8 耐風索ありモデル(case-15-15)における固有振動数、固有周期、固有振動モード図

a) 主索角度 α が 90°(一定) で、耐風索角度 β(0~90°) を変化させた場合

図 2-13 に、主索角度 α =90° (一定) で、耐風索角度 β を変化させた時の固有振動数を、a) 水平たわ み振動モード、b) ねじり振動モードおよび c) 鉛直たわみ振動モードに分類し、比較したものを示す。

この検討ケースは、主索角度 *α* =90° であることから、通常の歩道吊橋において、耐風索角度が変化 した場合に相当するものである。

まず、耐風索なしモデルと比較して、耐風索を設置すれば耐風索角度βに関わらず、全ての固有振動 モードで固有振動数が上昇することがわかる。

図 2-13 a)の水平たわみ振動モードでは、耐風索角度βが小さく、水平になるにしたがって、水平たわみ振動モードの固有振動数は高くなる傾向にあり、高次モードになるほどその傾向は顕著である。耐風 索角度βが 45°以下では、水平たわみ対称3次モードが現れることもわかった。

一方、図 2-13 a)、b)のねじり振動モード、鉛直たわみ振動モードでは、耐風索角度βが小さくなるほど、両振動モードの固有振動数は小さくなるが、低下の度合いは小さいことがわかる。

b) 主索角度 α が 45°(一定) で、耐風索角度 β(0~90°) を変化させた場合

図 2-14 に、主索角度 α =45° (一定) で、耐風索角度 β を変化させた時の固有振動数を、a) 水平たわ み振動モード、b) ねじり振動モードおよび c) 鉛直たわみ振動モードに分類し、比較したものを示す。

まず、主索角度αが45°(一定)においても、耐風索なしモデルと比較して、耐風索を設置すれば耐 風索角度βに関わらず、全ての固有振動モードで固有振動数が上昇することがわかる。

図 2-14 a)の水平たわみ振動モードでは、固有振動数は、耐風索角度 β が 45°で最大となり、0°と 90°では同程度になることがわかる。この傾向は、主索角度 α が 90°ではみられなかったことから、主索と耐風索の傾斜の相互作用によって、このような特性になったものと考えられた。また、水平たわみ対称 3 次モードは鉛直成分が連成した固有振動モードであった。

一方、図 2-14 a)、b)のねじり振動モード、鉛直たわみ振動モードでは、主索角度 α が 45°においても、 耐風索角度 β が小さくなるほど、両振動モードの固有振動数は小さくなること、また、その低下の度合いは小さいこともわかる。

c) 主索角度 α が 30° (一定) で、耐風索角度 β (0~90°) を変化させた場合

図 2-15 に、主索角度 α =45° (一定) で、耐風索角度 β を変化させた時の固有振動数を、a) 水平たわ み振動モード、b) ねじり振動モードおよび c) 鉛直たわみ振動モードに分類し、比較したものを示す。

まず、主索角度αが30°(一定)においても、耐風索なしモデルと比較して、耐風索を設置すれば耐 風索角度βに関わらず、全ての固有振動モードで固有振動数が上昇することがわかる。

図 2-15 a)の水平たわみ振動モードでは、固有振動数は、耐風索角度βが45°で最大となり、0°と90°では同程度になることがわかる。この傾向は、主索角度αが45°の場合と同じであるが、耐風索角度β が小さくなると、高次モードでは、固有振動モードの分類が困難であった。これは、面内と面外の振動 モード成分の連成することによるものである。

一方、図 2-15 b)、c)のねじり振動モード、鉛直たわみ振動モードでは、主索角度 α が 30°においても、 耐風索角度 β が小さくなるほど、両振動モードの固有振動数は小さくなること、また、その低下の度合 いは小さいこともわかる。特に、ねじり振動モードでは、耐風索角度 β が小さくなるほど、振動数が近 接し、水平成分と連成するようになることがわかる。
d) 主索角度 α が 15°(一定) で、耐風索角度 β(0~90°) を変化させた場合

図 2-16 に、主索角度 α =15° (一定) で、耐風索角度 β を変化させた時の固有振動数を、a) 水平たわ み振動モード、b) ねじり振動モードおよび c) 鉛直たわみ振動モードに分類し、比較したものを示す。

まず、主索角度αが15°(一定)においても、耐風索なしモデルと比較して、耐風索を設置すれば耐 風索角度βに関わらず、全ての固有振動モードで固有振動数が上昇することがわかる。

図 2-16 a)~c)に分類された、全ての固有振動モードにおいて、耐風索角度βが小さくなるほど、固有 振動数も小さくなること、また、その低下の度合いは、水平たわみ振動モードで小さく、ねじり振動モ ードで大きいこともわかる。なお、鉛直たわみ振動モードでは、耐風索角度βが小さくなるにしたがっ て、鉛直たわみ逆対称モードの振動数は僅かに低下する程度であり、鉛直たわみ対称1次モードでは大 きく低下し、高次モードほど低下の度合いは大きいこともわかる。

図 2-16 c)のねじり振動モードからは、分類された各固有振動モードが近接することがわかる。

以上のことから、主索角度 α が 15° (一定)の場合、耐風索との相互作用もあるものの、水平たわみ 振動モードでは、主索の傾斜角が小さいことから、主索角度 α が 45°、30°とは固有振動特性が異なる 傾向を示したものと考えられた。









2-6. まとめ

本研究では、支間長 100m の無補剛吊橋を対象に、鉛直面内に配置される主索を橋軸直角方向に傾斜 させるとともに、耐風索の傾斜角度も変化させた、立体的なケーブルシステムについて、固定荷重解析、 固有振動解析を行って、その静的、動的構造特性を検討した。それらの結果をまとめると、以下のよう である。

(1) 固定荷重解析結果

固定荷重解析の荷重条件として、死荷重(D)と活荷重(L)を載荷させて検討を行った結果からは、 次のことがいえた。

- 桁の鉛直変位は、主索角度が支配的であり、主索角度が小さくなると急激に大きくなること、また、 主索張力も大きくなることがわかった。これは、図 2-17 に構造特性の概念図を示すように、主索角 度が小さい場合、吊索と主索の張力と長さが増加するため、鉛直荷重に対する見掛けの剛性が低下 することに起因すると考えられた。
- 耐風索の張力は、耐風索角度が大きくなるほど、低下する傾向を示すことから、初期張力の設定に 留意する必要があるといえた。





(2) 固有振動解析結果

固有振動解析を行った結果からは、次のことがいえた。

- 耐風索がない場合、主索角度が小さくなるほど、水平たわみ振動モード、ねじり振動モードの振動 数は増加すること、また、鉛直たわみ振動モードでは低下することがわかった。これは、鉛直たわ み振動モードについては、図 2-17 の概念図で示した理由によるものであり、それ以外については、 傾斜した主索が水平、ねじりに対して抵抗するためである。
- 2) 耐風索の設置により、全てのケースにおいて固有振動数が上昇した。これは、耐風索の設置によって、主索張力の増加と立体的なケーブルの寄与によるものといえた。
- 3) 主索角度、耐風索角度の変化が固有振動特性に及ぼす影響については、表 2-9 に、各固有振動モー ドにおいて固有振動数の最大値を示したケース数の比較を示した通りであり、次のことがいえた。
 - ・ねじり振動モードの固有振動数は、耐風索角度が大きいほど、また、主索角度が小さいほど、大き

くなることがわかった。

- ・鉛直たわみ振動モードの固有振動数は、ねじり振動モードと同様に、耐風索角度が大きいほど、ま た、主索角度が小さいほど、大きくなるが、その変化の度合いは小さい。
- ・水平たわみ振動モードは、主索角度、耐風索角度が、30~45°程度で最も固有振動数が高くなるこ とが確かめられた。これは、主索と耐風索が立体的に配置されたことによる相乗効果であると考え られた。

表 2-9 各固有振動モードにおいて固有振動数の最大値を示したケース数の比較 b) ねじり振動モード

a)水平たわみ振動モード

		主索	主索角度α(°)				
		90	45	30	15		
(90	-	-	1	3		
β	45	-	4	5	-		
虱索角度	30	-	2	-	-		
	15	1	-	-	-		
顺	0	4	_	_	_		

	主索角度α(°)					
		90	45	30	15	
虱索角度 8 (°)	90	2	3	3	3	
	45	1	-	-	-	
	30	-	-	-	-	
	15	-	-	-	-	
恒	0	-	-	_	_	

c)鉛直たわみ振動モード

		主索角度α(°)					
		90	45	30	15		
)	90	2	2	2	2		
虱素角度β(°	45	-	-	-	-		
	30	-	-	-	-		
	15	-	-	-	-		
[[1]]	0	-	-	-	-		

(3) 実橋への応用と今後の課題

本研究の結果により、主索と耐風索の角度が歩道吊橋の固有振動特性に及ぼす影響が明らかとなった。 例えば、主索と耐風索を30~45°の範囲で傾斜させることで、歩道吊橋の振動使用性で問題となる水平 たわみ振動モードの固有振動数を増加させることができる。したがって、従来の歩道吊橋の形状にとら われることなく、立体的なケーブルシステムを採用することによって、自由度の高い橋梁計画が可能に なると考えられる。

本研究では、主に、固有振動特性に着目したが、現実にはケーブル張力が変動することによって、エ 事費の増加が懸念される。また、歩道吊橋では、水平たわみ振動モードの固有振動数は、1.0Hz 付近で 歩行者との共振が問題になるため、必ずしも固有振動数を増加させることがよいわけではない。実橋へ の適用にあたっては、それらの点を含めて検討する必要がある。

参考文献

- 1) 前田研一、森園康之、岩本政巳、長井正嗣、藤野陽三:補助ハンガーシステムを併用した MONO-DUO 形式超長大吊橋の構造特性、構造工学論文集、Vol.42A、pp.1049-1060、1996.3
- 日本道路協会編:小規模吊橋指針・同解説、1984.4

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⁾

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 として、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 とが想定されることから、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。

₩₹	アーチリブの鋼管				主桁・横桁(H250×250×9×14)		ケーブル
使う	直径	板厚	断面積	断面2次モーメント	断面積	断面2次モーメント	断面積
<i>ŋ</i> - <i>∧</i>	ϕ (mm)	<i>t</i> (mm)	$A (\text{mm}^2)$	$I (mm^4)$	$A (\text{mm}^2)$	$I (mm^4)$	$A (\text{mm}^2)$
Case1	200	8	4,825	2.227×10^{7}			
Case2	300	8	7,339	7.828×10^{7}	0.124	1.070×10^{8}	10.200
Case3	400	12	14,627	2.755×10^{8}	9,154	1.070 ^ 10	19,200
Case4	800	12	29,707	2.306×10^{9}			

表 3-1 検討ケースおよび断面諸元



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)	床脱	反形式	:	RC 床版	(t= 140 mm 最小床版厚)
				W = 0.14 >	$< 3.8 \times 24.5 = 13.0 \text{ kN/m}$
(5)	舗	装	:	アスファルト	舗装(t=30 mm)
				W = 0.03 >	$< 3.0 \times 22.5 = 2.0 \text{ kN/m}$
(6)	高	欄	:	W = 0.5 kM	N/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	訂重	:	4.5 kN/m ²	(静的載荷)
(9)	たれ	っみ	:	1/350	(道路橋示方書 ²⁾ 、小規模吊橋指針・同解説 ³⁾)
(10)	地震	豪時	:	レベル1	(Ⅲ種地盤)

検討モデルを図 3-3、図 3-4 に示す。





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 φ 200、300、400の場合はほぼ同等の性状を示すが、 φ 800 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。

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	軸力(kN)	202.3	279.6	432.8	622.0
リブ	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

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





(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=285mm*)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 きくなることがわかる。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 カについては、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 なることがわかる。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ことがわかる。

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。



(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 対応できるといえた。

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。





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

 $(0.5 \sim 1.1 \text{Hz})^{4}$ を併記している。図より、鋼管 ϕ 800とすれば、水平振動に対する共振を回避できるといえた。

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 ϕ 800 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 Cae2

b) Case3 と Cae4

	Case3 (アーチ部材:鋼管 φ 400)	Case4 (アーチ部材:鋼管φ800)	
		ALTING	
割も	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)	
水平振重	Alternation	Althoused	
	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)	
<u>*/</u> 1	A	Addition	
力于,	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)	
鉛直振動			
	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)とが組み合わされた「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 φ 800 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

4. 振動計測による無補剛吊橋の動的構造特性と振動使用性

4-1. 研究の背景と目的

比較的規模の大きな歩道橋の設計では、振動使用性がしばしば問題となるため、これまでにも多くの 研究が行われている。例えば、ロンドンのミレニアムブリッジでは、開通後間もなく、歩行によって励 起される水平振動が問題となって、制振対策が講じられている^{1),2)}。また、近年、欧州を中心に振動使 用性のガイドラインが策定されている^{3)~5)}。これは、共用時の状態を歩行者密度で分類して、簡便にモ デル化された荷重作用と評価式によって歩道橋の応答加速度を算定し、加速度振幅レベルに応じて振動 使用性を評価するものである⁶⁾。加速度振幅レベルの限界値は、鉛直方向および水平方向の振動に対し て与えられている。

一方、無補剛吊橋では、高次モードの水平振動が振動使用性に影響することが指摘されている^{7)~9}。 したがって、構造物の振動特性を十分に把握しておくだけでなく、適切な限界値が必要であり、照査の ためのデータを収集しておく必要がある。

そこで本研究では、一般的な無補剛吊橋の歩道橋を対象に、歩行条件(歩調など)をパラメータとし た振動計測を行って、振動発生のメカニズムの把握、および、振動使用性を評価するための設計データ の蓄積を目的としたものであり、以下の検討を行う。

- (1) 常時微動計測による橋梁の基本的な振動特性の把握
- (2) 歩行時における橋梁の振動特性の検討と振動使用性の評価
- (3) ケーブル加振によるケーブル部材の振動特性の把握

4-2. 対象橋梁の概要

対象橋梁は、神奈川県愛甲郡清川村の宮ヶ瀬湖に架かる「水の郷大つり橋」である。本橋の設計条件 を表 4-1 に、一般図を図 4-1 に、それぞれ示す。1995(平成 7)年3月に竣工し、計測時点では、竣工 後、約 17 年経過していた。図 4-2 に、本橋の全景を示す。経年劣化によって、木床版に部分的な損傷が 見られるものの、構造物としては良好な状態であった。

形式	無補剛吊橋
支間	315.000 m
幅員	1.700 m
活荷重(等分布)	床組に対して 300 kgf/m ²
	主構に対して 200 kgf/m ²
風荷重(風上側のみ)	450 kgf/m^2
設計水平震度 (kh)	0.200
床版	木床版
塔形式	鋼製ロッキングタワー
サグ比	1/16
耐風索	有
縦断勾配	1.000% 放物線
横断勾配	水平
適用基準	小規模吊橋指針 ¹⁰⁾
	道路橋示方書 11)

表 4-1 水の郷大つり橋の設計条件







b) 平面図 図 4-1 上部構造一般図







図 4-3 桁断面図



図 4-4 対象橋梁の全景

4-3. 計測・解析の方法

(1) 振動計測の方法と実施

計測機器と設置位置

計測機器は、歩道橋の規模(支間長 315m)が比較的大きいこと、また、見通しがよいことから、最 近、開発された無線センサ^{13),14)}を利用することとした。このセンサは、MEMSとよばれる圧電型の加速 度センサであり、1つの装置で、X、Y、Z方向の加速度を同時計測できるものである。ここでは、無線 センサ1基を設置する点を「Node(ノード)」とよぶこととする。各センサは、CPUを登載した小型コ ンピュータであり、加速度データの収集や無線通信によるデータ転送などを行うことができる。

計測機器の設置位置については、同規模の無補剛吊橋を対象に過去に実施された振動計測の結果⁸⁾、 本橋の予備計測(同年 6 月 27 日に実施)の結果、および、後述する骨組構造モデルによる固有振動解 析の結果を参考に決定し、ノードの点数は、桁の橋面部に主塔間の 8 分割点(8 点×両サイド=14 点)、 ケーブル部は中間部の主ケーブルの橋梁中間点に 2 点(1 点×両サイド)、耐風索に 1 点とする。

歩行者については、隊列(10名)のうち2名にノードを1基ずつ(計2点)設置した。振動計測は、 後述するように、2回(2012年9月29日(土)、10月27日(土))実施した。図4-5に、それぞれの計 測日のノード設置位置(計20基)を示す。



a) 第1回目 (9月29日)





a)橋面上

b) 主ケーブル





d)歩行者
e)基地局
図 4-6 各部位へのセンサの設置状況と計測の基地局

②計測方法

振動計測は、a)~d)の手順で行った。

a) 計測機器の設定

計測機器の設定については、予備計測において、分解能 0.2gal であれば、十分に常時微動から振動モ ードが推定できること、また、測定範囲±2G により歩行者の振動がレンジオーバーしないことが確認 されたため、表 4-2 に示すように、計測機器を設定した。また、サンプリング周波数は、対象とする周 波数範囲が 2Hz 以下であったことから、その 20 倍以上ある 50Hz に設定し、計測時間は、歩行者が対象 橋梁を渡り切る時間が 6 分以内であったため、6 分と設定した。

設定項目	数値
分解能	0.20gal
測定範囲	$\pm 2G$
サンプリング周波数	50Hz
計測時間/回	6 分間

表 4-2 計測機器の設定値

b) 常時微動計測

常時微動計測については、一般歩行者の通行による影響(揺れによる計測不備)を考慮し、4回/日 実施するものとする。

c)步行時計測

歩行時計測については、予備計測結果を基に、歩行方法を変えた3パターンの計測(表4-3)を行う ものとする。なお、歩行パーティは10人/パーティとし、パターンBおよびCについては、パーティ 全員が隊列を組み、メトロノームを用いて一定の歩調に合わせて歩行するものとする。なお、歩行前に 体重計測を行った結果、平均体重は70kg/人であった。

歩行パターン	歩行条件	加振振動数(Hz)
А	ランダム歩行	ランダム
В	歩調 104 歩/分	0.87
С	歩調 80 歩/分	0.67

表 4-3 歩行時計測パターン

d)ケーブル加振計測

主索および耐風索については、ロープを対象ケーブルに巻き付けて、人力によってケーブルの固有周 期に同調した強制加振を行って、ケーブルの減衰自由振動の加速度波形を計測した。

③計測の作業と実施状況

振動計測は、天候が安定し、日中の温度変化が比較的小さい秋季に2日間(2012年9月29日(土)、 10月27日(土))実施した。計測回数は、第1回目に17回、第2回目に13回であった。

計測作業は、供用中に実施することから、一般の通行者が少ないと想定される午前中に常時微動計測 を実施した。その後、歩行パターンを変えながら振動計測を行い、日没までには、撤収が完了する工程 であった。計測状況を表 4-4 に示す。また、各振動計測の状況は、以下の通りである。なお、気温は、 第1回目では、ほぼ 30℃で一定であった。また、第2回目では、15~20℃の範囲であった。

ケースNo.	計測 ケース	回目	計測 時刻	計測 時間[分]	步行 時間	步行周 波数[Hz]	有効な データ	
1	, , , ,	1	9:27	3		-		
2	产生中生和大手厂	2	9:40	3	_	_		
3	吊時儆動	3	9:56	3	—	—		
4		4	10:15	3	—	—		
5		1	10:39	6	4分01秒	自由	0	
6		2	11:24	6	4分55秒	自由	0	
7		3	12:01	6	4分48秒	自由		
8		4	13:49	6	5分18秒	0.87	0	
9		5	14:23	6	4分50秒	0.87		
10	歩行	6	14:47	6	5分16秒	0.67		
11		7	15:10	6	中断	0.67	0	
12		8	15:33	6	6分以上	0.67		
13	-	9	15:56	6	6分02秒	0.67		
14		10	16:21	6	5分04秒	0.87		
15		11	16:47	6	6分00秒	0.67		
16	主ケーブル	1	17:17	3	—	—	0	
17	耐風索	1	17:49	3	—	—	0	

表 4-4 計測状況と計測諸元 a) 第1 回日(2012 年 9 月 29 日(+))

ケースNo.	計測 ケース	回目	計測 時刻	計測 時間[分]	步行 時間	步行周 波数[Hz]	有効な データ
1		1	8:15	6	-	-	, ,
2	尚 正 御 王	2	8:42	6	_	_	
3	吊时做勤	3	9:10	6	—	_	
4		4	9:43	6	—	—	0
5		1	10:28	6	4分48秒	自由	0
6		2	10:58	6	5分18秒	自由	
7		3	11:48	6	5分33秒	自由	0
8		4	13:11	6	6分以上	0.67	\bigcirc
9	歩行	5	13:54	6	6分以上	0.67	
10		6	14:38	6	5分37秒	0.87	\bigcirc
11		7	15:06	6	5分37秒	0.87	
12		8	15:35	6	5分13秒	0.87	0
13		9	16:03	6	6分以上	0.67	0

b) 第2回目(2012年10月27日(土))

a)常時微動計測

常時微動計測については、両日ともに、一般の歩行者や機材運搬等の影響により、橋梁の静止状態が +分ではなかったため、常時微動に有効な計測データは、第2回目の1回のみであった。

b)步行時計測

歩行時計測については、第1回目では、11ケースの計測データを収集したが、そのうち、歩行者用ノ ードのデータ収集は、4ケースであった。また、第2回目では、一般歩行者が計測機器と接触する等の トラブルが数回あったものの、歩行時の9ケースを収集することができ、そのうち有効なデータは、6 ケースであった。歩行時の状況を図4-7に示す。なお、1回の計測時間は約6分であり、計測回数も十 分であったが、各ノードでデータが蓄積されるため、そのデータを無線で転送するのに時間を要した。 また、データ転送のトラブルで全てのノードのデータが回収できなかった場合があった。これは、第2 回目において、改善されたが、今後の課題であるといえた。



a) アプローチ部から進入状況



b)橋面上での歩行状況

図 4-7 歩行による加振状況

c)ケーブル加振計測

ケーブル加振計測については、主索、耐風索ともに第1回目に実施し、各1ケースのデータを収集している。ケーブル加振の状況を図 4-8 に示す。



a)主索

b)耐風索

図 4-8 人力によるケーブルの加振状況

④計測結果による固有振動数、振動モードの評価手法

固有振動数、振動モードは、構造同定の一手法である Eigensystem Realization Algorithm¹⁵⁾(以下、ERA とよぶ)により推定する。

(2) 解析方法と解析結果

①骨組構造解析モデルと解析条件

吊索(ハンガー)の定着間隔で節点を設け、H 形鋼の桁(3 主桁)および横桁をはり要素で、主索、 吊索、耐風索をトラス要素でモデル化した。各部位の断面諸元を表 4-5 に、また、各部位の死荷重と設 計時の活荷重、風荷重を表 4-6 にそれぞれ示す。さらに、これらの解析条件に基づいて作成した立体骨 組構造解析モデルを図 4-9 に示す。耐風索の傾斜角度は、水平軸から 35°とした。なお、本解析モデル では、縦断勾配(1%放物線)は考慮しなかった。

2解析条件

この立体骨組構造解析モデルに対して、死荷重を各節点の集中質量に変換し、60次までの固有振動解 析を行って、固有振動数、固有モードを算定した。なお、横構は、構造部材としてはモデル化せず、荷 重および質量としてのみ考慮した。

部材	断面積	ねじり定	断面2次モーメント		弾性係数	せん断弾性係数
	$A(m^2)$	数 J (m ⁴)	$Iz(m^4)$	$Iy(m^4)$	$E (kN/m^2)$	$G(kN/m^2)$
桁 (縦桁)	9.09E-03	2.12E-07	3.24E-05	2.54E-05	2.00E+08	7.70E+07
横桁	3.77E-03	7.75E-08	2.94E-06	4.05E-05	2.00E+08	7.70E+07
主ケーブル	8.33E-03	—	—	—	1.40E+08	—
ハンガー	4.87E-05	—	—	—	1.40E+08	—
耐風索	4.78E-03	—	—	—	1.40E+08	—

表 4-5 各部位の断面諸元

荷重	部位	値	単位	備考
	桁	3.796	kN/m	
	床版	0.453	kN/m	
	地覆	0.098	kN/m	
	枕木	0.294	kN/m	
死荷重	縦桁	0.706	kN/m	
	横桁	0.287	kN/m	
	横構	0.822	kN/m	
	高欄	0.686	kN/m	
	その他	0.451	kN/m	
	主索	0.678	kN/m	片側当たり
	吊索	0.154	kN/m	片側当たり
	主索ケーブルバンド	0.339	kN	1箇所当たり
	耐風索	0.682	kN/m	片側当たり
	支索	0.055	kN/m	片側当たり
	耐風索ケーブルバンド	0.254	kN	1箇所当たり
活荷重		3.0	kN/m	
風荷重		4.5	kN/m ²	

表 4-6 各部位の死荷重と設計時の活荷重、風荷重



図 4-9 立体骨組構造解析モデル

③固有振動解析結果

固有振動解析結果の一部として、表 4-7 に、60 次までの固有振動数、固有周期および主な固有モード を示す。全体的な傾向として、水平方向の振動モードが低次に現れる傾向にあり、水平方向の剛性が小 さいといえる。60 次で 1.4Hz 程度であり、幾つかの部材が連成するモードが近接して多数現れているこ ともわかる。

表 4-7 固有振動解析結果

a) 1~32次

次数	f(Hz)	T(sec)	固有モード	面外モード	面内モード
1	0.188	5.31	水平たわみ逆対称1次		
2	0.192	5.20	水平たわみ対称1次		
3	0.226	4.43			
4	0.240	4.16			
5	0.256	3.91	面内たわみ逆対称1次		
6	0.276	3.62			
7	0.277	3.60	水平たわみ逆対称2次		
8	0.291	3.43			
9	0.299	3.35			
10	0.345	2.90	水平たわみ対称2次		
11	0.356	2.81	面内たわみ対称2次		
12	0.384	2.61	水平たわみ逆対称3次		
13	0.388	2.58			
14	0.401	2.49			
15	0.447	2.24	水平たわみ対称3次		
16	0.478	2.09	水平たわみ逆対称4次		
17	0.483	2.07			
18	0.486	2.06			
19	0.509	1.96			
20	0.514	1.95	面内たわみ対称3次		
21	0.529	1.89	面内たわみ逆対称2次		
22	0.536	1.87	ねじり逆対称1次		
23	0.547	1.83	水平たわみ対称4次		
24	0.571	1.75	水平たわみ逆対称5次		
25	0.573	1.75			
26	0.582	1.72			
27	0.598	1.67			
28	0.598	1.67			
29	0.604	1.66			
30	0.656	1.53	水平たわみ対称5次		
31	0.661	1.51			
32	0.669	1.49	面内たわみ対称4次		

b) 33~60 次

次数	f(Hz)	T(sec)	固有モード	面外モード	面内モード
33	0.683	1.46	ねじり対称2次		
34	0.701	1.43			
35	0.702	1.42			
36	0.754	1.33	水平たわみ逆対称6次		
37	0.768	1.30	水平たわみ対称6次		
38	0.783	1.28	面内たわみ逆対称3次		
39	0.817	1.22			
40	0.817	1.22			
41	0.827	1.21	主索水平対称2次		
42	0.855	1.17	主索スウェイ対称2次		
43	0.857	1.17	水平たわみ逆対称7次		
44	0.887	1.13	水平たわみ対称7次		
45	0.903	1.11			
46	0.913	1.09	面内たわみ対称5次		
47	0.920	1.09			
48	0.920	1.09			
49	0.921	1.09			
50	0.971	1.03	水平たわみ逆対称8次		
51	1.013	0.99	水平たわみ対称8次		
52	1.015	0.98			
53	1.023	0.98			
54	1.036	0.97	面内たわみ逆対称4次		
55	1.037	0.96			
56	1.037	0.96			
57	1.096	0.91	水平たわみ逆対称9次		
58	1.138	0.88			
59	1.138	0.88			
60	1.143	0.88	水平たわみ対称9次		

4-4. 常時微動計測による振動特性の検討

常時微動計測における橋面 L/4 点の加速度波形およびパワースペクトルを図 4-10 に示す。常時微動計 測結果は、表 4-4 b)に示した、第2回目のケース No.4 であり、着目点(L/4 点)は、振動モードとして 最も顕著な点である。なお、計測時には、風は小さく、外的な影響はほとんどないと考えられる。







図 4-11 橋面 L/4 点 (Node 03) における鉛直方向の加速度波形とパワースペクトル

これらの図より、常時微動観測で得られた加速度は、鉛直、水平ともに±1.5gal 程度であり、小さい ことがわかる。また、そのパワースペクトルより、0.5Hz 以下の周波数が卓越していること、また、固 有振動析結果から予測されたように、水平方向の周波数が小さい傾向にあることも確かめられる。

また、これらの加速度波形を、1回積分することで速度波形を、2回積分することで変位波形を計算 した。橋面 L/4 点における速度波形、変位波形を、図 4-12、図 4-13 にそれぞれ示す。これらの図より、 速度、変位ともに、水平方向が大きいこと、また、速度は±0.6cm/s、変位は±0.4cmの範囲で推移して いることがわかる。



図 4-12 橋面 L/4 点 (Node 03) における速度波形



さらに、常時微動計測データより、卓越する固有振動数に対する振動モードの推定を行った。推定は、 前述したように、ERA によった。図 4-14 に、常時微動から推定した 4 つの振動モードを示す。図 4-14 の a)は水平成分であり、b)~d)は鉛直成分をグラフ化したものである。さらに、図 4-15 に、そのモード に対応する、固有振動解析結果の振動モードを示す。まず、推定できた振動モードは、a) 水平対称 1 次モード、b) 鉛直逆対称 1 次モード、c) 鉛直対称 2 次モードおよび d) 鉛直逆対称 1 次モードの 4 つの 振動モードである。橋面上における左右のノードのモードはほとんど同じであり、構造全体として、水 平、垂直方向の振動において一体となって挙動していること、また、図 4-15 の各モードとよい一致を示 すことがわかる。



図 4-14 常時微動から推定された固有振動モードと固有振動数



表 4-8 に、各振動モードにおける固有振動数の計測結果と解析結果の比較を示す。表より、水平対称 1 次モードでは解析結果が高めに、鉛直逆対称 1 次モードでは計測結果が高めに評価されたものの、お おむね±10%の精度で推定されることが確かめられた。

固有振動数 [Hz]			固有振動数の比	古地として	
計測結果 解析結果		解析結果	計測値/解析値	版動モート	
	0.173	0.192	0.90	水平対称1次	
	0.282	0.256	1.10	鉛直逆対称1次	
	0.362	0.356	1.02	鉛直対称2次	
	0.483	0.514	0.94	鉛直対称3次	

表 4-8 各振動モードにおける固有振動数の計測結果と解析結果の比較

4-5. 歩行者外力による動的構造特性の検討と振動使用性の評価

(1) 歩行パターン A

歩行パターンAは、歩行パーティがランダムに歩行するものであり、表 4-4 より、合計 4 ケースのデ ータが収集された。代表的なケース(表 4-4 a)、ケース No.5)の分析結果を以下に示す。

計測結果の一部として、図 4-16~図 4-17 に、橋面 L/4 点(Node 3)における水平および鉛直方向の加速度波形とパワースペクトルをそれぞれ示す。これらの図より、1Hz以下の卓越振動数は、水平で0.624Hz、鉛直で0.616Hzとなり、近接していた。また、加速度振幅は、鉛直方向の方が若干大きいことがわかる。 なお、水平方向の卓越振動数は、0.656Hz、0.862Hz など、複数あることもわかる。



a)加速度波形

b)パワースペクトル





a) 加速度波形 図 4-17 橋面 L/4 点 (Node 3) における鉛直方向の加速度波形とパワースペクトル

次に、橋面 L/4 点(Node 3) における加速度波形を1回積分して速度を、2回積分して変位を算定した。その結果を図 4-18 に示す。これらの図より、水平方向の振動がやや大きく、速度振幅は±3cm/s、変位振幅は±0.8cm であり、振幅は小さいことがわかる。これらの波形の振動数は、前述した 0.6Hz 程度であり、水平方向の振動数がやや高いことも波形の推移から確認できる。



図 4-18 橋面 L/4 点 (Node 3) における速度波形と変位波形

歩行者に設置したセンサ(Node 13)の加速度波形のパワースペクトルを図 4-19 に示す。図より、卓 越周波数は、水平で 0.934Hz、鉛直で 1.872Hz であり、鉛直振動数は水平振動数のほぼ 2 倍になる。さ らに、図 4-20、図 4-21 に、歩行者に設置されたセンサの加速度波形、速度波形および変位波形をそれ ぞれ示す。これらの図より、全ての波形で振幅は、鉛直成分が大きいこと、また、歩行者の変位振幅は、 水平、鉛直ともに 2~3cm 程度であることがわかる。これは、通常の歩行時に相当するものである。

図 4-22 に、歩行者と桁(L/4 点)の変位波形を示す。前述したように、桁の変位振幅は小さく、桁と 歩行者の振動数も大きく異なり、両者の位相にも周期性がみられないことから、同調は生じていないと 判断された。

なお、歩行者のデータは、1名のみであるが、図 4-16、図 4-17、図 4-19より、桁の振動数は、1.7~ 1.9Hz 付近で卓越しており、歩行者全体の鉛直振動数はこの範囲にあると判断され、歩行者の加速度センサの卓越振動数(1.87Hz)とほぼ一致することもわかる。



a)水平方向

b)鉛直方向







さらに、歩行パターンAの各ノードの計測データから、卓越する固有振動数に対する振動モードの推定を行った。推定は、前述したように、ERAによった。図 4-19に、推定された 2 つの振動モードと固有振動数を示す。図より、それぞれ、水平対称 2 次モード(0.667Hz)、水平逆対称 3 次モード(0.856Hz)と推定された。なお、桁は、鉛直方向にも変位していたが、ここでは、鉛直方向のモードについては特定できなかった。この 2 つの振動モードと固有振動数は、次の歩行パターン B、C において、強制加振する上で参考とした。



以上のことから、本橋の場合、10名程度の集団となってもランダムな歩行では、有害な振動は生じな いことが確かめられた。

(2) 歩行パターンB

歩行パターン B は、歩行パーティが一定の歩調(104 歩/分)で歩行するものであり、表 4-4 より、 合計 3 ケースのデータが収集された。代表的なケース(表 4-4 b)ケース No.12)の分析結果を以下に示 す。

計測結果の一部として、図 4-24~図 4-25 に、橋面 L/4 点 (Node 3) における水平および鉛直方向の加 速度波形とパワースペクトルをそれぞれ示す。これらの図より、卓越振動数は、水平で 0.856Hz、鉛直 で 0.862Hz であり、ほぼ同じであることがわかる。また、加速度振幅は鉛直方向が若干大きいが、卓越 振動数のパワースペクトルから、水平振動の方が支配的であることもわかる。後述するように、これは 水平逆対称 3 次モードに対応していた。歩行者による加振周波数は、0.87Hz であるため、これによって、 水平逆対称 3 次モードが励起されたものといえた。



a)加速度波形

b) パワースペクトル




図 4-25 橋面 L/4 点 (Node 3) における鉛直方向の加速度波形とパワースペクトル

次に、橋面 L/4 点 (Node 3) における加速度波形を1回積分して速度波形を、2回積分して変位波形 を算定した。その結果を図 4-26 に示す。水平方向の振動がやや大きく、速度振幅は±5cm/s、変位振幅 は±1cm であり、振幅は小さいことがわかる。また、波形の振動数は、前述したように 0.86Hz 程度であ り、水平と鉛直の振動は同位相であることもわかる。さらに、図 4-26 に示すように、うなりのような振 動の挙動は、水平と鉛直の振動数が近接していることによるものと考えられた。

歩行者に設置したセンサ(Node 13)の加速度波形、速度波形および変位波形を、図 4-27、図 4-28 に それぞれ示す。これらの図より、鉛直方向の振動数が高いことから、変位振幅は水平方向が大きく、歩 行者の変位振幅は、水平で±5cm 程度であることがわかる。



図 4-29 に、歩行者と桁(L/4 点)の変位波形を示す。歩行者の水平変位波形と桁(L/4 点)の水平変 位波形は、ちょうど逆位相で推移しており、同調していることが確かめられた。なお、図を略したが、 図 4-26 b)より、桁の鉛直変位も同調している。これらのことから、歩行者の水平挙動によって、歩道吊 橋が励起されたと推測された。



さらに、歩行パターンBの計測データより、卓越する固有振動数に対する振動モードの推定を行った。 推定は、前述したように、ERA によった。図 4-30 に、推定された振動モードを示す。図より、水平逆 対称 3 次モード(0.856Hz) であることがわかる。なお、桁は、鉛直方向にも変位していたが、鉛直方 向のモードについては特定できなかった。同じ振動数で挙動していたことから、連成振動である可能性 も想定された。



図 4-30 歩行パターン B から推定した水平逆対称 3 次モード

以上のことから、水平逆対称 3 次モードの固有振動数である 0.86Hz 付近で、歩行によって強制加振 を行ったが、歩道吊橋は共振したものの、振幅は小さく、振動使用性で問題となるレベルではないこと が確かめられた。

(3) 歩行パターン C

歩行パターンCは、歩行パーティが一定の歩調(80歩/分)で歩行するものであり、表 4-4より、合計3ケースのデータが収集された。これらの計測結果のうち、1ケースでは、歩行による強制加振によって、歩行者が不安に感じる、限界付近まで振幅を増幅することができた。その計測データは、表 4-4 a)

のケース No.11 であり、振幅が増大して、不安を感じた時点(開始から約130 秒経過後)で、加振を一時中止した。

計測結果の一部として、図 4-31~図 4-32 に、橋面 L/4 点 (Node 15) における水平および鉛直方向の 加速度波形とパワースペクトルをそれぞれ示す。これらの図より、水平、鉛直ともにほぼ同じ振動数 (0.58Hz)が卓越すること、また、加速度振幅は鉛直方向の方が若干大きいことがわかる。これは、後 述するように、ねじり逆対称1次モードに対応していた。



図 4-31 橋面 L/4 点 (Node 15) における水平方向の加速度波形とパワースペクトル



図 4-32 桁 L/4 点 (Node 15) における鉛直方向の加速度波形とパワースペクトル

次に、桁 L/4 点 (Node 15) における加速度波形を、1 回積分することで速度波形を、2 回積分するこ とで変位波形を計算した。桁 L/4 点における速度波形、変位波形を、図 4-33 にそれぞれ示す。これらの 図より、速度、変位ともに、鉛直方向が大きいことがわかり、最も大きな振幅は、速度で±15cm/s、変 位で±3.5cm となった。

歩行者に設置したセンサ(Node 13)の加速度波形、速度波形および変位波形を、図 4-34、図 4-35 に それぞれ示す。これらの図より、変位振幅は水平方向が極めて大きく、歩行者の変位振幅は、水平で± 28cm 程度であることがわかる。

図 4-36 に、歩行者と桁(L/4 点)の変位波形を示す。歩行者の水平変位波形と桁(L/4 点)の水平変 位波形は、ちょうど逆位相で推移しており、同調していることが確かめられた。これらのことから、歩 行者の水平挙動によって、歩道吊橋が大きく励起されたものと推測された。

2-57









さらに、歩行パターンCの計測データより、卓越する固有振動数に対する振動モードの推定を行った。 推定は、ERAによった。図4-37に推定された振動モードを、また、図4-38に固有振動解析による固有 振動モードを、それぞれ示す。図より、ねじり逆対称1次モード(0.585Hz)であることがわかり、解 析結果による固有振動数もほぼ同程度であることが確かめられた。図4-33b)からは、桁は水平方向にも 変位していたが、振動モードは特定できなかった。固有振動数はほぼ同じであることから、この水平成 分についても連成振動の影響が考えられた。本橋では耐風索が設置されており、ねじり振動に伴って、 水平方向にも変位することも考えられる。





図 4-38 固有振動解析による固有振動モード(0.536Hz)

以上のことから、ねじり逆対称1次モードの固有振動数である0.56Hz付近で、歩行によって強制加振を行ったところ、歩道吊橋は大きく共振し、その振動によって不安を感じるほどであった。

(4) 振動使用性の評価

表 4-9 に、各歩行パターンの加振条件と計測された桁の最大応答値を比較して示す。応答値は、加速 度、速度、変位について、水平方向、鉛直方向の2方向について整理してまとめた。全ての歩行パター ンで、水平方向と鉛直方向で、卓越周波数がほぼ同じであること、また、2方向で応答があることから、 両者の連成モードであると判断された。

歩行パターン	А	В	С									
加振方法	ランダム	強制加振	強制加振									
歩行者による加振周波数(Hz)	1.7~1.9	0.86	0.50									
歩行者の最大水平変位振幅(cm)	2	5	28									
桁の水平方向の卓越周波数 (Hz)	0.624	0.856	0.574									
桁の鉛直方向の卓越周波数 (Hz)	0.616	0.862	0.586									
桁の最大水平加速度振幅(cm/sec ²)	20	50	50									
桁の最大鉛直加速度振幅(cm/sec ²)	50	55	70									
桁の最大水平速度振幅(cm/sec)	3	5	9									
桁の最大鉛直速度振幅(cm/sec)	2	5	15									
桁の最大水平変位振幅 (cm)	0.8	1	2.5									
桁の最大鉛直変位振幅 (cm)	0.5	0.9	3.5									

表 4-9 各歩行パターンの加振条件と計測された最大応答値の比較

歩行パターン A、B は水平方向が、また、歩行パターン C は鉛直方向が支配的であることがわかる。 歩行パターン C については、前述した通り、ねじり逆対称 1 次モードであった。

さらに、振動使用性については、歩道橋の設計ガイドラインによると、水平方向振動に対する規定で あるが、加速度振幅の限界値^{3),6)}は、100cm/sec²となっている。この限界値は、種々のガイドラインにお いて推奨値が異なるが、水平方向の固有振動数が 0.5~1.1Hz に対して、ロッキングを生じないための安 全側の値となっている。

この限界値に対して、それぞれの固有振動数を考慮して、速度、変位の限界値を算定すれば、表 4-10 のようになる。表 4-9 の最大応答値と比較すると、全ての歩行パターンにおいて、限界値以下に収まっ ていることがわかる。しかしながら、歩行パターンCにおいては、実際には、不安に感じるほどの振動 現象であった。特に、歩行パターンCは、ねじり逆対称1次モードであり、水平方向振動に関する限界 値を適用することは、適切ではないと考えられる。桁がねじり振動する場合、歩行者は、左右で上下動 を感じることから、振幅が小さい場合であっても、より敏感に振動を感じるものと推察される。したが って、ねじり振動に対しても適切な限界値を決定する必要があるといえた。なお、本実験による振動使 用性の評価からは、ねじり振動に関する加速度の限界値は、50cm/sec² (0.5m/sec²) 程度であるといえ、 水平方向よりも小さくなると考えられる。

歩行パターン	А	В	С
桁の水平方向の卓越振動数 (Hz)	0.624	0.856	0.574
桁の最大水平加速度振幅(cm/sec ²)	100	100	100
桁の最大水平速度振幅(cm/sec)	26	19	28
桁の最大水平変位振幅(cm)	7	3	8

表 4-10 欧州ガイドラインに基づく振動使用性の限界値^{3),6)}

4-6. ケーブル加振による振動特性の検討

(1) 主索の振動特性

支間中央部における左右の主索(Node 54、82)の水平方向の加速度波形とパワースペクトルを、図 4-39、図 4-40に、それぞれ示す。左右の主索で固有振動数が同じであり、うなりのような加速度波形と なっていることがわかる。また、図を略したが、鉛直方向の加速度はほとんど生じていなかった。さら に、図 4-41に、水平方向の加速度波形を両者で重ねて示す。図より、左右の主索は逆位相で振動してい たが、固有振動数は、0.870Hz と 0.912Hz と近接していることから、分離して考察することとした。



a) 加速度波形 図 4-39 主索 (Node 54) の水平方向の加速度波形とパワースペクトル



a)加速度波形

b) パワースペクトル





図 4-41 主索の Node 82 と 54 の水平方向の加速度波形の比較

図 4-42 に、それぞれの固有振動数に対して、バンドパスフィルタによって、抽出した水平振動波形を示す。まず、図 4-42 a)より、固有振動数が 0.870Hz では、左右の主索は、逆位相で振動していることが

わかる。これに対して、図 4-42 b)より、固有振動数が 0.870Hz では、左右の主索は、同位相で振動して いることがわかる。主索には、支間中央部以外に、加速度センサがないため、詳しいモードの分析はで きないが、これらの振動特性と固有振動数から、表 4-7 の解析結果を参照すれば、41 次(0.827Hz)、42 次(0.855Hz)の固有振動モードと推定された。図 4-43 に、固有振動解析結果から推定した固有振動モ ードと固有振動数をそれぞれ示す。解析結果の固有振動数は、計測結果の値より若干低いが、概ね一致 していることがわかる。



図 4-42 フィルタ処理によって分離した各固有振動数の水平方向の加速度波形



(2) 耐風索の振動特性

定着部付近の耐風索に設置した加速度センサ(Node 14)の鉛直方向の加速度波形とパワースペクト ルを、図 4-44 に示す。図を略したが、橋軸直角方向も同様に振動していたが、鉛直方向の振幅が大きか った。図より、卓越する固有振動数は複数存在し、これらは高次モードと考えられた。そこで、固有振 動数 1.370Hz、1.462Hz 付近でバンドパスフィルタ処理を行って、それらの加速度波形を比較することと した。図 4-45、図 4-46 に、加速度波形、リサージュ図をそれぞれ示す。両者ともに、位相を生じずに、 良好な減衰自由振動波形が得られているが、若干のうなりが生じていることもわかる。これは主索と同 様に、左右のケーブルで同じ固有振動数となるためと考えられる。







図 4-45 各固有振動数でバンドパスフィルタによって分離した加速度波形の比較



図 4-46 各固有振動数でバンドパスフィルタによって分離した加速度のリサージュ図(50~150sec)

これらの減衰自由振動波形から包絡線を求め、その傾きから対数減衰率を算定した¹⁶⁾。その結果、 1.370Hzの固有振動モードの対数減衰率は0.005、1.462Hzでは0.004であった。得られた耐風索の固有 振動数は、表4-7に示した固有振動解析結果では60次以上となることから、今後、より高次の解析を実 施して、固有振動モードの推定を行う予定である。

4-7. まとめ

本研究は、無補剛吊橋の実橋を対象に、歩調などの歩行条件をパラメータとした振動計測を行って、 歩道吊橋の動的構造特性を把握するとともに、振動使用性の評価を試みたものである。その結果、以下 のことが明らかになった。

- (1) 本橋では、歩行によって励起される振動モードは、ねじり逆対称1次モード、水平対称2次モード および水平対称3次モードであった。無補剛吊橋では、高次の水平振動モードが歩行によって卓越 することが知られているが、本実験の結果、歩行によってねじり振動モードが共振し、励起される 場合があることがわかった。
- (2) ねじり振動モードに対して、不安に感じる加速度の限界値は、本実験による振動使用性の評価から は、0.5m/sec²程度であるといえ、水平振動モードの限界値よりも低くなる可能性があることが確か められた。これは、桁がねじり振動する場合、歩行者は、左右で上下動を感じることから、振幅が 小さい場合であっても、より敏感に振動を感じることによるものと推察された。
- (3) 常時微動計測によって、4 つの振動モードが特定でき、固有振動解析による固有振動数と 10%以内 で推定することができた。また、これらの振動モードの振動数は、0.5Hz 以下であり、歩行時には影 響はなかった。
- (4) ケーブルの加振実験によって、主索、耐風索の減衰自由振動特性を検討した。その結果、計測された主索の振動モードは、水平振動モードと推定され、解析結果よりも測定結果の方が振動数は高かった。一方、耐風索については、振動モードは特定できなかったが、良好な減衰自由振動波形が得られ、対数減衰率を推定することができた。

ねじり振動に関する振動使用性の評価は、データの蓄積が少なく、十分に明らかにされていないため、 適切な限界値の設定や設計法を確立するために、今後、さらに詳細な分析を行って検討を進めていく予 定である。本研究の一部については、概要¹⁷⁾を投稿中である.

参考文献

- Dallard, P., Fitzpatrick, T., Flint, A., Bourva, S. and Low, A.: The London Millennium Footbridge, The Structural Engineer, Vol.79, No.22, 17–35, 2001.
- Dallard, P., Fitzpatrick, T., Flint, A., Low, A., Smith, R., Willford, M., and Roche, M.: London Millennium Bridge: Pedestrian-induced lateral vibration, Journal of Bridge Engineering, Nov. / Dec., pp.412–417, 2001.
- Setra: Technical guide Footbridges, Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading, 2006.10 < <u>http://www.setra.equipement.gouv.fr/Technical-guides.html</u> >
- 4) Human Induced Vibration of Steel Structures, Design of footbridges, Guideline

< http://www.stb.rwth-aachen.de/projekte/2007/HIVOSS/download.php >

- 5) C. Butz et al.: Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimised design guidelines for steel footbridges, Research fund for coal and steel (final report), 2008.
- < <u>http://www.stb.rwth-aachen.de/projekte/2003/SYNPEX/SYNPEX.html</u> >
- 6) 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
- Shunichi Nakamura: Model for lateral excitation of footbridges by synchronous walking, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.130, No.1, pp.32–37, 2004.1
- 川崎俊次、中村俊一、大野克紀:歩行者により生じた吊橋の水平振動計測、土木学会論文集、 No.777/VI-65、pp.97-107、2004.12
- 9) 川崎俊次、中村俊一:歩行者により励起される橋桁の水平応答値の推定法、構造工学論文集、Vol.54A、 pp.626-633、2008.3
- 10) 日本道路協会編:小規模吊橋指針·同解説、1984.4
- 11) 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
- 12) 日本道路協会編:立体横断施設技術基準·同解説、1979.1
- 13) 牛田満士、長山智則、藤野陽三:スマートセンサを用いた多点同期振動計測のためのマルチホップ 通信システムの開発、第65回土木学会年次学術講演会概要集、I-425、2010.9
- 14) 漆島亮彦、長山智則、藤野陽三、宮下剛、吉岡勉、家入正隆:スマートセンサによる橋梁振動の多 点計測と詳細分析~耐震補強前後の比較を通して~、第66回土木学会年次学術講演会講演集、2011.9
- 15) Juang, J.N. and Pappa, R.S.: An eigensystem realization algorithm for modal parameter identification and modal reduction, Journal of Guidance, control, and Dynamics, Vol.8, No.5, pp.620-627, 1985.
- 16) 中村一史、中川康治、田島遼、前田研一、張治成、謝旭、榎本剛、牛島健一:炭素繊維複合材ケーブルの減衰自由振動特性に関する基礎的研究、構造工学論文集、土木学会、Vol.58A、pp.207-215、2012.3
- 17) Shunichi Nakamura and Hitoshi Nakamura: Serviceability Limit States of Lateral Vibration of Footbridges Induced by Pedestrians Estimated by Field Measurements, The 6th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure, Hong Kong, 9-11 December 2013. (投稿中)

第3章 チューブ形式橋梁(桁橋)WG チューブ形式の提案および景観検討

チューブ形式橋梁(桁橋)WGメンバー

WGリーダー	臼倉 誠	東京コンサルタンツ株式会社
部会員	岩切 匠	株式会社 東京鉄骨橋梁
]]	大川原 千明	J I Pテクノサイエンス株式会社
]]	志熊 隆	三井造船鉄構エンジニアリング株式会社
11	中村 公紀	株式会社 長大
11	渡辺 昇	株式会社 綜合技術コンサルタント

第3章.チューブ形式橋梁(桁橋)WG 目次

1	. 背景	と目的・	·	•••	• •	•	•	•	·	•	•	•	·	•	•	•	•	•	•	·	•	•	•	•	•	•	•	•	·	•	•	•	3–1
2	. 桁橋	形式の定	義	およ	び選	尾定	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	·	•	3-3
	2-1.3	検討橋粱	影	式の	提案	ミと	定	義	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	3–3
	2-2.	検討形式	:の;	選定	• •	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-5
3	.パイ	プチュー	ーブ	形式	の検	討	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-7
	3-1.	検討方針	• •	• •		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-7
	3–2.	リングタ	1	ア形	式の)選	定	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-10
	3–3.	適用可能	支	間長	の検	討	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-14
	3–4.	リングタ	1	アの	検討	t •	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-23
	3–5.	鋼管及ひ	い	ング	ダイ	ィア	剮	結	部	の	構	造	検	討	計	算	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-33
	3-6.	全体座屈	1123	対す	る安	全	性	の	照	査	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-39
	3-7.	振動の照	渣	(固	有値	 「解	析)		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		3-41
4	ケー	ブルチュ	. — '	ブ形	式の)検	討	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-47
	4-1.3	検討方針	· •	•••		•	•	•		•	•	•		•	•	•	•	•	•		•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-47
	4–2.	適用可能	支	間長	の楨	討	•	•		•	•	•		•	•	•	•	•	•		•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-49
	4–3.	設計条件	- (†	静的	解析	fに	よ	る	概	略	設	計)		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-53
	4-4.	照査結果	L (1	静的	解析	fに	よ	る	概	略	設	計)		•	•	•	•	•		•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-56
	4–5.	振動の照	渣	(固	有値	 「解	析)		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-63
	4-6.	水平方向]の	振動	使用]性	:IC	関	す	る	感	度	分	析	•	•	•	•	•		•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-69
	4-7.	振動解析	fica	おけ	る参	褖考	資	料	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-73
5	トラ	スチュー	ーブ	形式	の楨	討	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-75
	5-1.3	検討方針	· •			•	•	•		•	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-75
	5-2.	適用支間]長(の検	討・	•	•	•		•	•	•		•	•	•	•	•	•		•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-79
	5–3.	トラス剖	财	の検	討・	•	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-83
6	. 景観	検討・・	•			•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-88
	6-1.	景観検討	か	流れ	と決	っ定	事	項		•	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-88
	6-2.	各形式に	お	ける	パー	-ス	义	の	作	成	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-89
	6-3.	動画にお	いけ	る歩	行者	旬の	視	点	検	討	(参	考)		•	•	•	•		•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-94
7	まと	ø	•	•••		•	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-95
	7-1.	形式比較	ξ.			•	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-95
	7–2.	パイプチ		ーブ	形式	t -	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-99
	7–3.	ケーブル	チ	<u> </u>	ブ飛	纟式	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	3-99
	7–4.	トラスチ		ーブ	形式	t -	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	3 – 100
8	. 巻末	資料・・	•			•	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•		•	•	•	•	•	•	•		•	3–101
	8-1.	論文発表	ξ.				•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	3–101

1.背景と目的

桁橋形式は、これまでスパン適用内で条件を満たせば他の形式に比べて最も安価であるために、多 く架けられてきている。一方、桁橋の構造性においても、電子計算機の導入、高強度材料や新素材の 材料開発とともに技術革新され、合理化重視による新形式橋梁が誕生してきたという背景がある。

しかしながら、経済性を踏まえた合理化の追求には限界があり、近年では、特に新しい魅力的な橋梁 が登場しにくい環境になっている。さらに「安全性」から実績重視の傾向の高まりもあって、歩道橋 も含めて画一的な橋梁しか生まれない傾向が一層顕著になっている。

一方で、諸外国では多くのデザイン・コンペが開催され、単に建設コストだけでなく、景観や新規 性を含めた総合評価がなされた事例が少なからず報告されている(図1-1、図1-2参照)。一般的に言 われている橋梁の機能である、「物を渡す」、「つなぐ」という機能以外の要素を少なからず尊重された 方向性で進んでいると思われる。

当 WG ではこれらの背景を踏まえて、画一化されている桁橋形式であっても、確立されてきている 合理化に重点を置いている桁橋のカテゴリーから少し離れて橋梁を捉えることによって、新たな形状 が生まれるのではないかという考えから本研究に取り組んだ(図 1-3 参照)。



図 1-1 The Helix & Bay front Bridge In シンガポール共和国¹⁾

当 WG では桁橋形式に着目し、部会の名称に もあるように「新形式」の観点から「新規性」 のある橋梁(歩道橋)を提案することを目的 とした。当然ながらこの提案には、橋梁とい う性質上、形だけでなく、構造の成立性や使 用性の検証、さらには景観性の検討も含んで いる。

なお、公共性の強い橋梁は、コストとは切 っても切れない関係にあるが、今回の検討に あたっては公共性のもつ橋梁から逸脱しない 範囲でコストから離れて新デザインを検討す ることとし、経済性による評価は、実施しな いことにしている。



⊠ 1-2 Santiago Calatrava's PeaceBridge in Calgary, Canada²⁾



また、検討対象は、上部構造に限定し、下部構造および伸縮装置・壁高欄などの付属物の検討は実 施対象としない。

[検討の流れ]

桁橋における形式の選定を行い、その定義付けを行う。選定した形式から考えられる形状を抽出し 3 案選定した。そして、各案で構造の成立性および使用性を検証し、最後に景観性を検討した。検討 の流れを以下に示す(図1-4参照)。



図 1-4 検討の流れ

※本検討の景観性は、ある特定の風景や地形をベースに検討するのではなく、提案された構造成立性 を確認した上で、その構造に適合する風景を表現し検討することにした。

2. 桁橋形式の定義および選定

2-1. 検討橋梁形式の提案と定義

既存の箱桁断面、I桁断面以外の桁橋で、新規性のある桁形式を模索した結果、検討橋梁形式として「円筒形式(以下、チューブ形式とする)」を採用することとした。以下の内容は、WG内で議論したチューブ形状の桁橋形式の特徴である。

(1) 力学的特徵

図 2-1 に示すように円筒形状には、少ない材料で箱断面や I 断面以上の剛性を有していることが わかる。この特徴を有した動物にサンゴの群体や竹などがみられる³。



図 2-1 円筒断面形状の特徴³⁾

- (2) その他の特徴
 - ・中空部分において歩行者空間を確保できる形状である。
 - ・ 箱断面や I 断面と景観上の特徴が異なり、円筒形状を橋梁に適用している実績が少ないことから 斬新な形式となる可能性が高い。
 - ・異空間を接続し、異空間を調和する構造景観特性を有している反面、中空部分を通行する歩行者 に対して、部材による閉塞感を与え易い。

また、以下のようにチューブ形式の定義を定め、新形式橋梁の提案のための方向性を定めた。



2-2.検討形式の選定

前述したチューブ形式条件から考えられる以下の7案(表 2-1)の中から、歩行者に閉塞感を与えない斬新な形状と思われる「パイプチューブ」、「ケーブルチューブ」、「トラスチューブ」の3案を選定した。 なお、検討形式名称は、当WG内で定めたものである。



表 2-1 チューブ形式案

3. パイプチューブ形式の検討

3-1. 検討方針

以下の条件で、パイプチューブ式橋梁の適用可能支間長の検討及び最適リング数の検討、および構造 特性の確認を行う。

【検討条件】

- 歩行者に閉塞感を与えないようになるべく細い鋼管を用いることとし、本検討における採用鋼管
 径は φ 500mm(板厚は製品厚 9mm、12mm、14mm より選定)、鋼管本数は左右対称を基本とし、6~
 10 本とする。
- ・ 鋼管を拘束するリング管は箱形状を基本として I 断面の場合との比較を行い、優位性を確認する。 また、リング管のサイズは歩道として必要な建築限界(2500mm×2500mm)を確保するようにする。
- 床版を支持する補剛桁の検討は主部材にあたらないため、本検討では実施しない。
- 検討する支間長はL=30~50mとし、支間長毎に鋼管本数およびリングダイア数を変化させ、鋼管本数および径を制限した上で、適用可能な支間長を探る。次に、適用可能な支間長を設定した上で、リングダイアの本数、リングダイアの断面形状および剛結部の構造について検討する。最後に、定まった形状に対して全体座屈および固有値解析による振動の照査を実施し、構造の安全性を確認する。

【形状図】

図は、支間長 L=40m 、 鋼管本数 8 本の場合を示す。









【検討フロー】





【部材名称】

部材名称を下図に示す。



3-2. リングダイア形式の選定

(1) 検討方針

リングダイア形状による鋼管の変位・断面力を比較し、最適な形式選定を行う。

検討するリングダイアの形式は、箱断面形状と I 断面形状とし、検討は、下図の支間長 L=30mのモデルで行う。



側面図

断面図







(3) 検討結果

2) 変位図

_ケース1;リングダイア:箱断面形状___



ケース2;リングダイヤ; 1断面形状



2) 軸力図



<u>ケース2:リングダイア:I断面形状</u>



3)曲げ図(面内曲げモーメント)



ケース1:リングダイア:箱断面形状

<u>ケース2;リングダイア;I断面形状</u>



4) 鋼管の必要断面



	ケース1	ケース2
材質	SM490Y	SM490Y
ϕ D (mm)	ϕ 500	ϕ 600
t (mm)	12	16

(4) 考察

リングダイア形式による鋼管に及ぼす影響について確認を行った結果、I断面形式ではねじり抵抗 が無いため、鋼管の曲げを伝えることができない。そのため鋼管の曲げモーメントが単純桁のそれと 同様の性状を示しかつその値も大きい。ただし軸力は小さい。

箱断面形式の場合は、鋼管の曲げを伝達でき上下鋼管の軸力は増加するが、その分曲げは小さくなる。

鋼管は、軸力の大小よりも曲げが小さい方が小さくなり、より細径の鋼管を採用する場合、リング ダイアの形式は箱断面形式を採用した方が良い。

よって、以降の支間長の検討では箱断面形式とする。

3-3. 適用可能支間長の検討

(1) 検討ケース

項	目	単位	Case-1	Case-2	Case-3	備考
支間	引長	(m)	30.0	40.0	50.0	
リングダイア間隔		(@)	4	6	8	不等配置あり
使用	使用 サイズ		φ 500x12	$\phi \; 500 \mathrm{x} 14$	$\phi \; 500 \mathrm{x} 14$	SM490Y 材使用
鋼管本数		(本)	6	8	10	

Case-1

_Case-1;支間長 L = 30 m

側面図







Case-2;支間長 L = 40 m









Case-3

Case-3;支間長 L = 50 m

側面図



断面図



(2) 検討結果

1) 骨組図

<u> Case-1 ; 支間長 L = 30 m</u>



<u>_Case-1;支間長 L = 30 m</u>_



_Case-2;支間長 L = 40 m



<u>Case-3;支間長 L = 50 m</u>

m	e	aaa		······	ee	······	»— · — · — • — · — • — •
	L	- I	-	-	-	-	0
	a	••		·	••	·····	
0						0	0
-		i -			0		
			· ·	ton #	I		
0	1 -	0		-100.0	o o	-	0
			0	100 E	1 I		
				-100.0			
	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	•		· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·		· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	
			8	2 man			
	8	1 1	0	1-106.6	1 5		
	•	0			0		•
	0		0	• •	•	0	
				1-106.6	0	•	
			•	•	•		
				-106. /			

Case-1;支間長 L = 30 m



<u>Case-2;支間長 L = 40 m</u>



<u>Case-3;支間長 L = 50 m</u>

	-733 3	-1082.7	-1261.8	-1261.8	-1082.7	-733 3	
-262. /			785.8				-262. /
-169.3			·	d	······	,	-169.3
-10.9	-16.2	-10.6	-8_1	-8_1	-10.6	-16.2	-10.9
	, i i i i i i i i i i i i i i i i i i i		· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·			· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	
159.8	452 4	······································	······································		······································	452.4	
200.0	761.4	1100. 2	1275.0	1275.0	1100. 2	761.4	· 200.0

4)曲げ図(面内曲げモーメント)

<u> Case-1;支間長 L = 30 m</u>



<u>Case-2;支間長 L = 40 m</u>

-261.6	-91.9	<u>e-23.2</u>	<u> </u>	-23.2	-91.9	-261.6
4/3.6	236.5	147. 2 -92.6	74 3	<u>-92.6</u> 147.2	-273.5 236.5	4/3.6
-473.7	454.7 -273.1	289. 2	113.9	-92.1	-273.11 454.7	-473.7
303.2	455.5 -124.8	288. 6 -56. 9	113.7	-56.9 288.6	-124.8 455.5	-303.2
	211.1	112.0	40, 8	112.0	211.1	

<u>Case-3;支間長 L = 50 m</u>

-219.7		-184.8		-79.5		14.4			-14.4		-79.5		-184.8		-219.7
	191.4	-323.2	192,7	-191.0	132.2	62.3	70	1	-62.3	132.2	-191.0	192.7	- 020.20	191.4	
-493.2	370.9	-418.1	333.0	-259.1	222. 8	91.6	97	1	-91.6	222.8	-259.1	333.0	-418.1	370.9	-493.2
-390.5	479.9	-325.4	418.5	-188.6	277.9	61.5	114	.6	-61.5	277.9	-188.6	418.5	-325.4	479.9	-390.5
253.7	373 60	-213.6	330 0	-114.7	221.1	49.5	97	3	-49.5	221.1	-114.7	330 0	-213.6	372.6	253.7
	182, 7		155.9		98. 8		38.	0		98. 8		155.9	E CONTRACTOR E	182.7	

5) 鋼管応力度一覧

Case-1

和四本		断	面力	曲~	げ応力度			せん	断応力度		
"」)" 」) 」)	照査pt	軸力	曲げ	たゆ	垂直応	力度	(N/mm2)	(N	(/mm2)	合成応力度	
NO.		(kN)	(kN•m)	女定	σ		σa	τ	τа		
	Pt11	-233	-290	0.735 < 1	151	<	210	10	< 118	0.709 < 1	
答 1	Pt13(L)	-233	268	0.687 < 1	141	<	210	8	< 118	0.661 < 1	
E I	Pt13(R)	-475	-62	0.322 < 1	61	<	210	4	< 118	0.284 < 1	
	Pt15(L)	-475	128	0.448 < 1	88	<	210	2	< 118	0.405 < 1	
	Pt21	-15	-408	0.894 < 1	187	<	210	13	< 118	0.891 < 1	
答の	Pt23(L)	-15	380	0.831 < 1	174	<	210	10	< 118	0.829 < 1	
	Pt23(R)	-14	-128	0.283 < 1	59	<	210	5	< 118	0.282 < 1	
	Pt25(L)	-14	163	0.360 < 1	75	<	210	3	< 118	0.358 < 1	
	Pt31	248	-322	0.815 < 1	168	<	210	13	< 118	0.656 < 1	
答り	Pt33(L)	241	217	0.582 < 1	119	<	210	6	< 118	0.432 < 1	
目り	Pt33(R)	498	-109	0.424 < 1	82	<	210	7	< 118	0.127 < 1	
	Pt35(L)	473	82	0.346 < 1	66	<	210	2	< 118	0.063 < 1	

Case-2

公司在在		断百	面力	曲に	げ応力度	せん断応力度	
→判"目" No	照査pt	軸力	曲げ	生史	垂直応力度(N/mm2)	(N/mm2)	合成応力度
NO.		(kN)	(kN•m)	女定	σ σа	τ τα	
	Pt101	-270	-262	0.607 < 1	125 < 210	9 < 118	0.587 < 1
	Pt103(L)	-270	237	0.558 < 1	114 < 210	8 < 118	0.538 < 1
停 1	Pt103(R)	-600	-92	0.388 < 1	76 < 210	5 < 118	0.355 < 1
E I	Pt105(L)	-619	146	0.471 < 1	93 < 210	3 < 118	0.434 < 1
	Pt105(R)	-765	-19	0.273 < 1	50 < 210	$2 \langle 118$	0.237 < 1
	Pt107	-800	70	0.354 < 1	67 < 210	1 < 118	0.313 < 1
	Pt201	-138	-474	0.953 < 1	199 < 210	16 < 118	0.941 < 1
	Pt203(L)	-138	455	0.916 < 1	191 < 210	14 < 118	0.904 < 1
盛の	Pt203(R)	-398	-274	0.653 < 1	133 < 210	9 < 118	0.625 < 1
日 <i>二</i>	Pt205(L)	-400	289	0.675 < 1	138 < 210	8 < 118	0.646 < 1
	Pt205(R)	-495	-93	0.319 < 1	63 < 210	4 < 118	0.293 < 1
	Pt207	-501	114	0.356 < 1	70 < 210	2 < 118	0.328 < 1
	Pt301	113	-474	0.954 < 1	199 < 210	16 < 118	0.896 < 1
	Pt303(L)	113	456	0.916 < 1	191 < 210	14 < 118	0.858 < 1
盛っ	Pt303(R)	374	-273	0.641 < 1	131 < 210	9 < 118	0.449 < 1
目り	Pt305(L)	374	289	0.665 < 1	136 < 210	8 < 118	0.472 < 1
	Pt305(R)	480	-92	0.315 < 1	62 < 210	4 < 118	0.077 < 1
	Pt307	480	114	0.350 < 1	69 < 210	$2 \langle 118$	0.111 < 1
	Pt401	294	-303	0.693 < 1	142 < 210	12 < 118	0.539 < 1
	Pt403(L)	288	211	0.519 < 1	106 < 210	7 < 118	0.370 < 1
答 /	Pt403(R)	635	-124	0.449 < 1	89 < 210	7 < 118	0.131 < 1
昌 4	Pt405(L)	620	112	0.409 < 1	80 < 210	$2 \langle 118$	0.098 < 1
	Pt405(R)	782	-56	0.333 < 1	63 < 210	4 < 118	0.092 < 1
	Pt407	755	41	0. 287 < 1	53 < 210	2 < 118	0. 136 < 1

鋼管 No.	照査pt	断面力		曲げ応力度		せん断応力度	
		軸力	曲げ	安定	垂直応力度(N/mm2)	(N/mm2)	合成応力度
		(kN)	(kN•m)		σ σa	τ τα	1
管1	Pt101	-263	-220	0.516 < 1	107 < 210	9 < 118	0.506 < 1
	Pt103(L)	-263	191	0.470 < 1	97 < 210	8 < 118	0.461 < 1
	Pt103(R)	-720	-185	0.585 < 1	116 < 210	7 < 118	0.539 < 1
	Pt105(L)	-733	192	0.600 < 1	119 < 210	5 < 118	0.553 < 1
	Pt105(R)	-1083	-73	0.477 < 1	90 < 210	4 < 118	0.419 < 1
	Pt107(L)	-1083	130	0.566 < 1	109 < 210	3 < 118	0.502 < 1
	Pt107(R)	-1262	-3	0.383 < 1	69 < 210	2 < 118	0.326 < 1
	Pt109	-1262	65	0.469 < 1	87 < 210	1 < 118	0.405 < 1
管 2	Pt201	-169	-390	0.826 < 1	172 < 210	16 < 118	0.823 < 1
	Pt203(L)	-169	371	0.797 < 1	166 < 210	15 < 118	0.794 < 1
	Pt203(R)	-459	-329	0.804 < 1	165 < 210	11 < 118	0.770 < 1
	Pt205(L)	-463	333	0.808 < 1	165 < 210	10 < 118	0.773 < 1
	Pt205(R)	-650	-191	0.591 < 1	118 < 210	7 < 118	0.549 < 1
	Pt207(L)	-660	222	0.636 < 1	127 < 210	6 < 118	0.591 < 1
	Pt207(R)	-739	-62	0.342 < 1	65 < 210	3 < 118	0.305 < 1
	Pt209	-739	98	0.394 < 1	76 < 210	2 < 118	0.354 < 1
管 3	Pt301	-11	-493	0.933 < 1	196 < 210	17 < 118	0.932 < 1
	Pt303(L)	-11	480	0.908 < 1	191 < 210	16 < 118	0.907 < 1
	Pt303(R)	-16	-418	0.793 < 1	166 < 210	13 < 118	0.792 < 1
	Pt305(L)	-16	419	0.794 < 1	167 < 210	11 < 118	0.792 < 1
	Pt305(R)	-10	-259	0.491 < 1	103 < 210	8 < 118	0.490 < 1
	Pt307(L)	-10	278	0.527 < 1	111 < 210	7 < 118	0.526 < 1
	Pt307(R)	-7	-92	0.175 < 1	37 < 210	4 < 118	0.174 < 1
	Pt309	-8	115	0.218 < 1	46 < 210	2 < 118	0.218 < 1
管4	Pt401	159	-391	0.833 < 1	174 < 210	17 < 118	0.762 < 1
	Pt403(L)	159	374	0.807 < 1	168 < 210	15 < 118	0.736 < 1
	Pt403(R)	448	-325	0.790 < 1	162 < 210	11 < 118	0.559 < 1
	Pt405(L)	448	330	0.796 < 1	163 < 210	9 < 118	0.564 < 1
	Pt405(R)	643	-189	0.583 < 1	117 < 210	7 < 118	0.256 < 1
	Pt407(L)	647	221	0.629 < 1	126 < 210	6 < 118	0.299 < 1
	Pt407(R)	732	-61	0.339 < 1	65 < 210	3 < 118	0.096 < 1
	Pt409	733	97	0.392 < 1	76 < 210	2 < 118	0.049 < 1
管 5	Pt501	283	-254	0.584 < 1	121 < 210	12 < 118	0.447 < 1
	Pt503(L)	280	183	0.460 < 1	95 < 210	8 < 118	0.325 < 1
	Pt503(R)	753	-214	0.646 < 1	129 < 210	9 < 118	0.262 < 1
	Pt505(L)	740	156	0.535 < 1	106 < 210	4 < 118	0.160 < 1
	Pt505(R)	1100	-111	0.543 < 1	104 < 210	6 < 118	0.032 < 1
	Pt507(L)	1045	99	0.496 < 1	95 < 210	2 < 118	0.072 < 1
	Pt507(R)	1275	-42	0.436 < 1	80 < 210	4 < 118	0.204 < 1
	Pt509	1175	38	0.394 < 1	$72 \le 210$	2 < 118	0.241 < 1
(3) 考察

適用可能支間長の検討を行った結果、鋼管本数、リングダイア数を増すことにより、支間長L=50m でも構成可能であることが判った。これ以上の支間長に対しては、景観性などを無視すればリング外 径寸法を大きくし、鋼管本数を増やすことにより十分適用可能と思われるが、本検討の条件の一つで ある景観性を損なわないという趣旨から外れることから、以降の検討は支間長L=50mのケースに着目 して実施する。

なお、本検討によりいずれのケースにおいても、鋼管断面の決定箇所は端支点部であり、特に中段 の鋼管については軸力が少なく曲げが大きい箇所のため、中段部鋼管で断面が決定される。逆に支間 中央部に関しては、以前の検討よりリングダイアの形状をねじり抵抗、面外抵抗を有する箱形状とし ているため、端部に比べて曲げが小さく断面決定箇所とならない。

故に、端部付近の分配効果を高めれば、必要断面は小さくなる傾向にあることが判る。

【参考】

本検討の構造解析結果より、本形式はトラス橋の一種であるフィーレンデール橋として分類するこ とができる。フィーレンデール橋の事例を以下に示す。

【フィーレンデール橋の例】

■ 道玄坂歩道橋(渋谷区)2000 年竣工⁵⁾⁶⁾





■ 浜松町駅跨線人道橋(港区)1983 年竣工⁷⁾







3-4. リングダイアの検討

適用支間長を 50m とし、リングダイア数・間隔をパラメータとする鋼管への影響の検討とリングダイ アの必要断面を算出する。

(1) 検討ケース

項目		単位	Case-1 Case-2 Case-3 Case-4		備考		
支間	引長	(m)		50			
リングダ	イア間隔	(@)	6 8 8 10				不等配置あり
使用 サイズ		(mm)		ϕ 50	SM490Y 材使用		
鋼管 本数		(本)		1			

※ Case-2 は、「3-2. 適用可能支間長の検討」での Csse-3 であり、断面図については「3-2 適用可能 支間長の検討」を参照のこと。

側面凶

<u>Case-1:リングダイア間隔 60</u>

105	koo				51000				and too
105	ŤŤ-	8000			4 x 8500 = 34000			8000	<u> </u>
	5 -	¶ (e e		ep ep II	۴	¶ ₩ ₩	
	H#								
-	Hi.								
	HΨ			·		8118			Li li
	肁		· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·			1		1	II
	۱. ۲	י. ר			-				الط



100 000							51000 50000								400 100
- ®	P	e e	@ _	۵ ۱	© I	۳		۵ ۱	©) 	© 	P	ø	 (P)	8
							200								
T	1														

<u>Case-3 : リングダイア間隔 8@(案2)</u>

									510	00								
100	00								50	00								400 100
	3 x 5000 = 15000						10000	10000 10000			3 x 5000 = 15000							
		-	-	-		-							-	-	-			
	(31)	(11)	0	(12)	(2)	60	6	3 (4)	6	9	(6)	C) 🗉	6	w)	œ	(11)	8
												1						- !!
	n –		- 0		-0		- F	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·		121		n		П		п		÷.
	<u> </u>				<u> </u>		-			r 11		H		H		H		19
	H									28		+						
										86								
	HH				=1=		=										_	
-	4						_			2			-		-			
- 11	3-		0.0		- 61 16-		61			02		3	1	0 0		8118		
- 11	dille				_#		-8					t t				m		H
- JU	₩.,							4		r		-				60		الطهم
- <u>'</u>	11																	





(2) 検討結果

1) 変位図

<u>Case-1;ダイアリング 6@</u>

a			<u> </u>		<u> </u>				
*		I	-	Ĭ	-			8	
•	é		8	171-5	8		·	······	······
	0		A	-1/1, a	<u>م</u>				
		I		I -171.6					
		I	°	T					
1 . 1		I		I -171.6					1
			°	T	°			8	
•		ļ	8	I 171 7	8		·	****	
		•	0	-171.9		-			

<u>Case-2;ダイアリング 8@(案1)</u>



<u>Case-3;ダイアリング 8@(案2)</u>



<u>Case-4;ダイヤリング 10@</u>



<u>Case-1;ダイアリング 6@</u>



<u>Case-2;ダイアリング 8@(案1)</u>



<u>Case-3;ダイアリング 8@(案2)</u>



<u> Case-4 ; ダイアリング 10@</u>



3)曲げ図(面内曲げモーメント)

<u> Case-1;ダイアリング 6@</u>

-277.5	-168.2	-38.5		-38.5	-168.2	-277.5
-408. U	365.3	214.6 -110.9	101.6	-110.9 214.6	-332, 2 365, 3	-468.0
-581.6	567.5 433.8	350.1	145.9	-155.2 350.1	-433.8 567.5	-581.6
-457.2	690.4 331.1	433.7	168.5	-109.8 433.7	-331.1 690.4	-457.2
<u>1-313.3</u>	-230.8	349.2 -99.7	14.4	-99.7 349.2	-230.8	-313.3
	311.6	158.5	49.3	158.5	311.6	

<u>Case-2;ダイアリング 8@(案1)</u>



<u>Case-3;ダイアリング 8@(案2)</u>

-192.8	-129.0	-73.8	-108.2		-108.2	-73.8	-129.0 -1	92.8
-356.8	174.7 276.2	147.6 -205.4	89.2 -157.2	13.1	-157.2 89.2	205.4 147.6	276.2 174.7 3	56.8
-456.6	342.1 _366.7	286.2 -285.2	224.7	167.4	-187.2 224.7	-285.2 286.2	-366.7 342.1 -4	<u>56.6</u>
-358.9	443.5 -271.5	370.4 <u>-201.8</u>	307.2	184.7	-154.7 307.2	201.8 370.4	-271.5 443.5 -3	58.9
-226.9	346.0 -142.5	283.0 -86.4	219.2 -184.0	161.2	-184.0 219.2	-86, 4, 283, 0	142.5 346.0 2	26.9
	176.6	127.0	47.4	58.7	47.4	127.0	176.6	Ŭ

<u>Case-4;ダイアリング 10@</u>

-192.5	-128.6	-73.1	-34.1	-0.3		-0.3	-34.1	-73.1	-128.6	-192,5
-356.3	174.5 -276.5	146.6 -190.0	116.3 -109.9	83.1 -32.9	50 [1	-32.9 83.1	-109.9 116.3	190 0 146 6	276.5 174.5	-356.3
456.3	341 5 <u>-367</u> 7	287.2 _260.6	219.9 <u>-156.</u> 0	145.5	70,8	-54.0	-156.0 219.9	-260.6 287.2	-367.7 341.5	-456.3
-359.1	443.1 -272.4	372.5	282.6	183.5	83.6	-32.5	-108.6 282.6	-187.0 372.5	- <u>272.4</u> 443.1	-359.1
-227.4	346 4 -141.8	283.7 -93.2	217.6 -54.7	144.6 -19.1	70 8	-19.1 144.6	-54.7 217.6	-93.2 283.7	-141.8 346.4	-227.4
· · · ·	177.7	123.3	95.4	63.5	31.2	63, 5	95.4	123. 3	177.7	

4) 鋼管応力度一覧

Case-1

湖南在古		断正	甸力	曲≀	げ応力度	せん断応力度	
] 如何"目" No	照査pt	軸力	曲げ	生中	垂直応力度(N/mm2)	(N/mm2)	合成応力度
NO.		(kN)	(kN•m)	女定	σ σ a	τ τα	
	Pt101	-321	-278	0.663 < 1	135 < 210	9 < 118	0.629 < 1
	Pt103(L)	-321	365	0.828 < 1	170 < 210	8 < 118	0.789 < 1
答 1	Pt103(R)	-910	-168	0.659 < 1	125 < 210	6 < 118	0.560 < 1
E 1	Pt105(L)	-935	213	0.741 < 1	141 < 210	4 < 118	0.632 < 1
	Pt105(R)	-1154	-39	0.455 < 1	78 < 210	3 < 118	0.360 < 1
	Pt107(L)	-1235	97	0.576 < 1	102 < 210	1 < 118	0.462 < 1
	Pt201	-201	-468	1.003 > 1	208 < 210	14 < 118	0.979 < 1
	Pt203(L)	-201	568	$1.192 \rightarrow 1$	248 > 210	13 < 118	1.164 > 1
答り	Pt203(R)	-567	-332	0.887 < 1	178 < 210	9 < 118	0.809 < 1
82	Pt205(L)	-573	350	0.904 < 1	181 < 210	7 < 118	0.824 < 1
	Pt205(R)	-728	-110	0.470 < 1	88 < 210	4 < 118	0.400 < 1
	Pt207(L)	-726	144	0.514 < 1	97 < 210	2 < 118	0.440 < 1
	Pt301	-5	-582	1.098 > 1	231 > 210	16 < 118	1.097 > 1
	Pt303(L)	-5	690	1.303 > 1	274 > 210	14 < 118	$1.302 \rightarrow 1$
答 2	Pt303(R)	-8	-434	0.821 < 1	172 < 210	11 < 118	0.819 < 1
ВJ	Pt305(L)	-8	434	0.821 < 1	172 < 210	9 < 118	0.819 < 1
	Pt305(R)	-6	-155	0.294 < 1	62 < 210	5 < 118	0.294 < 1
	Pt307(L)	-6	169	0.320 < 1	67 < 210	3 < 118	0.319 < 1
	Pt401	191	-457	0.989 < 1	205 < 210	15 < 118	0.883 < 1
	Pt403(L)	191	565	1.187 > 1	247 > 210	13 < 118	1.076 > 1
答 /	Pt403(R)	568	-330	0.881 < 1	176 < 210	9 < 118	0.554 < 1
64	Pt405(L)	568	349	0.899 < 1	180 < 210	7 < 118	0.569 < 1
	Pt405(R)	721	-109	0.467 < 1	87 < 210	4 < 118	0.079 < 1
	Pt407(L)	721	143	0.511 < 1	96 < 210	2 < 118	0.118 < 1
	Pt501	335	-313	0.732 < 1	149 < 210	12 < 118	0.545 < 1
	Pt503(L)	330	312	0.731 < 1	149 < 210	6 < 118	0.546 < 1
答「	Pt503(R)	933	-231	0.785 < 1	151 < 210	8 < 118	0.258 < 1
E U	Pt505(L)	910	158	0.627 < 1	118 < 210	2 < 118	0.124 < 1
	Pt505(R)	1186	-100	0.593 < 1	103 < 201	6 < 118	0.123 < 1
	Pt507(L)	1149	49	0.452 < 1	77 < 210	3 < 118	0.228 < 1

※着色部は、応力度等の超過を示す。

Case-2

And Arte		断百	面力	曲に	げ応力度	せん断応力度	
 鋼官	照査pt	軸力	曲げ	ر ار ر	垂直応力度(N/mm2)	(N/mm2)	合成応力度
NO.		(kN)	(kN·m)	女正	σ σa	τ τα	
	Pt101	-263	-220	0.516 < 1	107 < 210	9 < 118	0.506 < 1
	Pt103(L)	-263	191	0.470 < 1	97 < 210	8 < 118	0.461 < 1
	Pt103(R)	-720	-185	0.585 < 1	116 < 210	7 < 118	0.539 < 1
左 1	Pt105(L)	-733	192	0.600 < 1	119 < 210	5 < 118	0.553 < 1
,目, 1	Pt105(R)	-1083	-73	0.477 < 1	90 < 210	4 < 118	0.419 < 1
	Pt107(L)	-1083	130	0.566 < 1	109 < 210	3 < 118	0.502 < 1
	Pt107(R)	-1262	-3	0.383 < 1	69 < 210	2 < 118	0.326 < 1
	Pt109	-1262	65	0.469 < 1	87 < 210	1 < 118	0.405 < 1
	Pt201	-169	-390	0.826 < 1	172 < 210	16 < 118	0.823 < 1
	Pt203(L)	-169	371	0.797 < 1	166 < 210	15 < 118	0.794 < 1
	Pt203(R)	-459	-329	0.804 < 1	165 < 210	11 < 118	0.770 < 1
倍 9	Pt205(L)	-463	333	0.808 < 1	165 < 210	10 < 118	0.773 < 1
ы <i>2</i>	Pt205(R)	-650	-191	0.591 < 1	118 < 210	7 < 118	0.549 < 1
	Pt207(L)	-660	222	0.636 < 1	127 < 210	6 < 118	0.591 < 1
	Pt207(R)	-739	-62	0.342 < 1	65 < 210	3 < 118	0.305 < 1
	Pt209	-739	98	0.394 < 1	76 < 210	2 < 118	0.354 < 1
	Pt301	-11	-493	0.933 < 1	196 < 210	17 < 118	0.932 < 1
	Pt303(L)	-11	480	0.908 < 1	191 < 210	16 < 118	0.907 < 1
	Pt303(R)	-16	-418	0.793 < 1	166 < 210	13 < 118	0.792 < 1
管 3	Pt305(L)	-16	419	0.794 < 1	167 < 210	11 < 118	0.792 < 1
нo	Pt305(R)	-10	-259	0.491 < 1	103 < 210	8 < 118	0.490 < 1
	Pt307(L)	-10	278	0.527 < 1	111 < 210	7 < 118	0.526 < 1
	Pt307(R)	-7	-92	0.175 < 1	37 < 210	4 < 118	0.174 < 1
	Pt309	-8	115	0.218 < 1	46 < 210	2 < 118	0.218 < 1
	Pt401	159	-391	0.833 < 1	174 < 210	17 < 118	0.762 < 1
	Pt403(L)	159	374	0.807 < 1	168 < 210	15 < 118	0.736 < 1
	Pt403(R)	448	-325	0.790 < 1	162 < 210	11 < 118	0.559 < 1
管 4	Pt405(L)	448	330	0.796 < 1	163 < 210	9 < 118	0.564 < 1
	Pt405(R)	643	-189	0.583 < 1	117 < 210	7 < 118	0.256 < 1
	Pt407(L)	647	221	0.629 < 1	126 < 210	6 < 118	0.299 < 1
	Pt407(R)	732	-61	0.339 < 1	65 < 210	3 < 118	0.096 < 1
	Pt409	733	97	0.392 < 1	76 < 210	2 < 118	0.049 < 1
	Pt501	283	-254	0.584 < 1	121 < 210	12 < 118	0.447 < 1
	Pt503(L)	280	183	0.460 < 1	95 < 210	8 < 118	0.325 < 1
	Pt503(R)	753	-214	0.646 < 1	129 < 210	9 < 118	0.262 < 1
管 5	Pt505(L)	740	156	0.535 < 1	106 < 210	4 < 118	0.160 < 1
цэ	Pt505(R)	1100	-111	0.543 < 1	104 < 210	6 < 118	0.032 < 1
	Pt507(L)	1045	99	0.496 < 1	95 < 210	2 < 118	0.072 < 1
	Pt507(R)	1275	-42	0.436 < 1	80 < 210	4 < 118	0.204 < 1
	Pt509	1175	38	0.394 < 1	72 < 210	2 < 118	0.241 < 1

Case-3

御答		断百	甸力	曲に	げ応力度	せん断応力度	
) 判'官'	照査pt	軸力	曲げ	<i>/</i> +, +>	垂直応力度(N/mm2)	(N/mm2)	合成応力度
NO.		(kN)	(kN·m)	女正	σ σ a	τ τα	
	Pt101	-238	-193	0.457 < 1	95 < 210	9 < 118	0.451 < 1
	Pt103(L)	-238	175	0.427 < 1	88 < 210	8 < 118	0.421 < 1
	Pt103(R)	-637	-129	0.449 < 1	91 < 210	7 < 118	0.429 < 1
签 1	Pt105(L)	-647	147	0.478 < 1	97 < 210	6 < 118	0.457 < 1
- 臣 - 工	Pt105(R)	-970	-70	0.432 < 1	86 < 210	5 < 118	0.403 < 1
	Pt107(L)	-970	89	0.461 < 1	92 < 210	4 < 118	0.431 < 1
	Pt107(R)	-1155	-107	0.618 < 1	106 < 210	4 < 118	0.466 < 1
	Pt109	-1215	133	0.690 < 1	120 < 210	1 < 118	0.522 < 1
	Pt201	-155	-357	0.757 < 1	158 < 210	16 < 118	0.758 < 1
	Pt203(L)	-155	342	0.732 < 1	153 < 210	15 < 118	0.732 < 1
	Pt203(R)	-408	-276	0.684 < 1	142 < 210	12 < 118	0.673 < 1
管 2	Pt205(L)	-412	286	0.695 < 1	144 < 210	11 < 118	0.682 < 1
H 2	Pt205(R)	-593	-205	0.595 < 1	122 < 210	10 < 118	0.576 < 1
	Pt207(L)	-593	225	0.632 < 1	130 < 210	9 < 118	0.611 < 1
	Pt207(R)	-721	-157	0.569 < 1	105 < 210	4 < 118	0.466 < 1
	Pt209	-721	167	0.584 < 1	108 < 210	2 < 118	0.479 < 1
	Pt301	-12	-457	0.864 < 1	181 < 210	18 < 118	0.864 < 1
	Pt303(L)	-12	443	0.839 < 1	176 < 210	17 < 118	0.839 < 1
	Pt303(R)	-16	-367	0.696 < 1	146 < 210	14 < 118	0.695 < 1
管 3	Pt305(L)	-16	370	0.703 < 1	147 < 210	13 < 118	0.702 < 1
ЦО	Pt305(R)	-9	-285	0.540 < 1	113 < 210	12 < 118	0.540 < 1
	Pt307(L)	-9	307	0.581 < 1	122 < 210	11 < 118	0.581 < 1
	Pt307(R)	-10	-187	0.356 < 1	75 < 210	5 < 118	0.355 < 1
	Pt309	-11	185	0.352 < 1	74 < 210	2 < 118	0.351 < 1
	Pt401	144	-359	0.768 < 1	160 < 210	17 < 118	0.707 < 1
	Pt403(L)	144	346	0.746 < 1	156 < 210	16 < 118	0.685 < 1
	Pt403(R)	398	-271	0.667 < 1	138 < 210	12 < 118	0.478 < 1
管 4	Pt405(L)	400	283	0.681 < 1	141 < 210	11 < 118	0.490 < 1
	Pt405(R)	589	-202	0.589 < 1	121 < 210	10 < 118	0.308 < 1
	Pt407(L)	593	219	0.626 < 1	128 < 210	9 < 118	0.343 < 1
	Pt407(R)	708	-154	0.561 < 1	103 < 210	4 < 118	0.147 < 1
	Pt409	709	166	0.578 < 1	107 < 210	2 < 118	0.160 < 1
	Pt501	260	-227	0.525 < 1	109 < 210	12 < 118	0.403 < 1
	Pt503(L)	257	177	0.435 < 1	90 < 210	8 < 118	0.314 < 1
	Pt503(R)	666	-142	0.477 < 1	97 < 210	8 < 118	0.159 < 1
管 5	Pt505(L)	658	127	0.442 < 1	89 < 210	4 < 118	0.127 < 1
- U	Pt505(R)	979	-84	0.452 < 1	90 < 210	6 < 118	0.029 < 1
	Pt507(L)	979	40	0.404 < 1	80 < 210	3 < 118	0.064 < 1
	Pt507(R)	1184	-184	0.796 < 1	143 < 210	7 < 118	0.088 < 1
	Pt509	1142	59	0.503 < 1	82 < 210	3 < 118	0.239 < 1

Case-4

/No1 &A	照査pt	断面力		曲げ応力度		せん断応力度	
 鋼官		軸力	曲げ	جلے جلے	垂直応力度(N/mm2)	(N/mm2)	合成応力度
NO.	-	(kN)	(kN·m)	女正	σ σa	τ τα	
	Pt101	-237	-193	0.457 < 1	95 < 210	9 < 118	0.451 < 1
	Pt103(L)	-237	174	0.426 < 1	88 < 210	8 < 118	0.420 < 1
	Pt103(R)	-636	-129	0.448 < 1	91 < 210	7 < 118	0.429 < 1
	Pt105(L)	-646	146	0.477 < 1	97 < 210	6 < 118	0.455 < 1
6-6- a	Pt105(R)	-961	-70	0.419 < 1	83 < 210	5 < 118	0.391 < 1
,民,丁	Pt107(L)	-961	116	0.487 < 1	97 < 210	4 < 118	0.455 < 1
	Pt107(R)	-1173	-28	0.385 < 1	75 < 210	3 < 118	0.353 < 1
	Pt109(L)	-1173	81	0.461 < 1	91 < 210	2 < 118	0.426 < 1
	Pt109(R)	-1279	10	0.354 < 1	68 < 210	2 < 118	0.320 < 1
	Pt1011	-1279	46	0.409 < 1	79 < 210	1 < 118	0.374 < 1
	Pt201	-155	-356	0.756 < 1	158 < 210	16 < 118	0.757 < 1
	Pt203(L)	-155	341	0.730 < 1	153 < 210	15 < 118	0.731 < 1
	Pt203(R)	-408	-276	0.685 < 1	142 < 210	12 < 118	0.673 < 1
	Pt205(L)	-412	287	0.697 < 1	144 < 210	11 < 118	0.684 < 1
答の	Pt205(R)	-592	-188	0.557 < 1	114 < 210	9 < 118	0.538 < 1
64	Pt207(L)	-592	219	0.602 < 1	123 < 210	8 < 118	0.581 < 1
	Pt207(R)	-701	-109	0.418 < 1	84 < 210	6 < 118	0.397 < 1
	Pt209(L)	-701	145	0.472 < 1	95 < 210	5 < 118	0.448 < 1
	Pt209(R)	-743	-32	0.269 < 1	53 < 210	3 < 118	0.249 < 1
	Pt211	-744	71	0.325 < 1	64 < 210	2 < 118	0.303 < 1
	Pt301	-13	-456	0.864 < 1	181 < 210	18 < 118	0.863 < 1
	Pt303(L)	-13	443	0.839 < 1	176 < 210	16 < 118	0.838 < 1
	Pt303(R)	-18	-368	0.698 < 1	146 < 210	14 < 118	0.697 < 1
	Pt305(L)	-18	373	0.707 < 1	148 < 210	13 < 118	0.706 < 1
管 3	Pt305(R)	-11	-261	0.494 < 1	104 < 210	11 < 118	0.494 < 1
	Pt307(L)	-11	283	0.536 < 1	112 < 210	10 < 118	0.535 < 1
	Pt307(R)	-7	-156	0.296 < 1	62 < 210	7 < 118	0.296 < 1
	Pt309(L)	-7	183	0.348 < 1	73 < 210	6 < 118	0.347 < 1
	Pt309(R)	-6	-54	0.103 < 1	22 < 210	3 < 118	0.103 < 1
	Pt311	-6	84	0.159 < 1	33 < 210	2 < 118	0.159 < 1
	Pt401	143	-359	0.768 < 1	161 < 210	17 < 118	0.708 < 1
	Pt403(L)	143	346	0.746 < 1	156 < 210	16 < 118	0.686 < 1
	Pt403(R)	395	-272	0.670 < 1	139 < 210	12 < 118	0.482 < 1
	Pt405(L)	396	284	0.684 < 1	142 < 210	11 < 118	0.495 < 1
管4	Pt405(R)	579	-186	0.548 < 1	112 < 210	9 < 118	0.273 < 1
	Pt407(L)	579	218	0.593 < 1	122 < 210	8 < 118	0.316 < 1
	Pt407(R)	690	-108	0.414 < 1	83 < 210	6 < 118	0.086 < 1
	Pt409(L)	690	145	0.468 < 1	95 < 210	5 < 118	0.137 < 1
	Pt409(R)	740	-32	0.267 < 1	52 < 210	$3 \langle 118$	0.132 < 1
	Pt411	739	71	0.324 < 1	64 < 210	$2 \langle 118$	0.089 < 1
	Pt501	261	-227	0.526 < 1	109 < 210	$12 \langle 118$	0.404 < 1
	Pt503(L)	258	178	0.437 < 1	90 < 210	8 < 118	0.316 < 1
	Pt503(R)	670	-142	0.477 < 1	97 < 210	8 < 118	0.158 < 1
	PTOUD(L)	000	123	0.439 < 1	<u>89 (210</u>	$4 \leq 118$	0.123 < 1
管 5	Ptb0b(K)	980	-91	0.454 < 1	90 < 210	b < 118	0.027 < 1
	$\frac{Pt507(L)}{D+507(D)}$	980	91	0.447 < 1	89 < 210	$3 \langle 118$	0.032 < 1
	Ptb07(K) D+E00(L)	1186	-50	0.418 < 1	$\delta Z \leq 210$	5 < 118	0.147 < 1
	PTOU9(L)	1180	5/	0.421 < 1	$\delta 2 \langle 210 \rangle$	$2 \langle 118 \rangle$	0.143 < 1
	P LOU9 (K)	1289	-13	0.300 < 1		3×110	0.200 < 1
	PT911	1289	Z3	$0.307 \leq 1$	10 < 210	2 < 118	0.242 < 1

(3) リングダイア断面の検討

リングダイア間隔の検討で応力度を満足し、かつリングダイア数が少なくバランスの良い配置である Case-2の結果に対するリングダイアの必要断面の試算結果を以下に示す。

1) 基本断面形状



2) 必要断面

	横断名称	S1	C1	C2	C3	C4
	材質	SM400	SM400	SM400	SM400	SM400
() () () () () () () () () () () () ()	tf(mm)	17	22	17	10	10
的阻	tw(mm)	16	23	16	15	15
玉古	σ (N/mm2)	-129	110	117	75	14
世世 応力度	σ a (N/mm2)	140	140	140	140	140
	σ a- σ (N/mm2)	11	30	23	65	126
せん断 応力度	τ (N/mm2)	58	74	69	61	7
	τ a (N/mm2)	80	80	80	80	80
	τ a- τ (N/mm2)	22	7	11	19	73
合成	f	1.17	1.19	1.16	0.71	0.02
応力度	Fa	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20

(4) 考 察

検討の結果、Cace-1ではリングダイア数が少なく各鋼管間の分配が十分行われていないため、断面 不足となった。

Case-3 と Case-4 は、リングダイア数に違いはあるものの、端部付近のダイア間隔が等しいため、 端部付近の断面力はほほ同じとなる。つまり Case-4 では支間中央の曲げの小さい箇所にリングダイ アを密に配置しているため当然その効果は少ない。

次に Case-2 と Case-3 では、Case-3 で端部付近に密に配置した効果で分配効果が高まり、曲げモー メントおよび軸力が小さくなり、鋼管応力に余裕が生まれた。

故に、「3-2. 適用可能支間長の検討」の考察でも述べたように、端部付近の分配効果を高めること が有効であることが判った。

次に、Case-2の断面力結果でリングダイアの必要断面を算出した。試算の結果は前頁に示したとおり無理な板厚構成ではない。しかし、本橋梁形式を採用するに際しては、鋼管とリングダイアが確実に応力伝達されることが前提であり、景観性を重視して 300mm 幅としたため製作作業性は良いとは言 えない。

3-5. 鋼管及びリングダイア剛結部の構造検討計算

リングダイア数・間隔を変化させることによる鋼管への影響の検討とリングダイアの必要断面を算出 する。

(1) 検討方針

「3-4. リングダイアの検討」で示した Case-2 の断面力を用いて、鋼管とリングダイアの剛結部の検討を行う。

検討箇所は、軸力最大となる鋼管 No.1 支間中央と、曲げ最大・最小となる鋼管 No.3 の端リングダイア及び第1 中間リングダイアとの剛結部とする。

【検討箇所】









(2) 剛結部の設計方針

1) リングダイアと鋼管との断面力の伝達方針

立体断面力成分の内、鋼管に作用する軸力はリングダイア間隔 300mm の内部に設けた 4 枚のリブ と鋼管との溶接で伝達させる。

面内および面外の曲げモーメントは偶力に置換え、それぞれ上下および左右に設けた各々2枚の リブと鋼管との溶接で伝達させる。

面内および面外のせん断力はリングダイアの腹板が直接鋼管と接触しているので、この腹板で、 せん断耐荷力分を伝達させる。

捩りモーメントはリングダイアの腹板と鋼管との溶接で伝達させる。

2) 基本形状

• リング上部パイプ位置での形状



・リング側面部パイプ位置での形状



3) 検討結果

先に示した構造寸法で、伝達リブサイズの試算を行った結果を下表に示す。 鋼管 No.3 では、曲げ成分が大きいため伝達リブサイズもそれに比例して大きくなった。 箱断面の幅が小さいため、厚めの板が必要である。しかしながら、箱幅を拡げることで板厚を薄 くすることは可能である。

公田左右 N	_	No. 1	No. 3		供 书
⊉则, 旨, IN	0.	支間中央	端ダイア	中間ダイア	佣芍
リブ材質		SM490Y	SM490Y	SM490Y	鋼管と同材質とする
リブ必要板厚	treq(mm)	5	28	27	
採用板厚	t (mm)	14	28	28	

4) 断面計算

A) 鋼管No. 1 軸力最大部 ・断面力 ・軸力および曲げモーメントの伝達 上下リブに作用する力 $H_1 = \frac{Fx}{4} + \frac{My}{\phi} = \frac{-1261.8}{4} + \frac{70.1}{0.5} = 175.26 \text{ kN}$ 左右リブに作用する力 $H_2 = \frac{Fx}{4} + \frac{Mz}{\phi} = \frac{-1261.8}{4} + \frac{14.9}{0.5} = 285.68 \text{ kN}$ H1 < H2 なので H2 で計算する。 リブの必要板厚 t = $\frac{H}{\tau a \times \ell}$ = $\frac{175255}{120 \times 300}$ = 5 mm \rightarrow 14 mm ※鋼管板厚と同厚とする。 リブとパイプとの必要隅肉溶接サイズ S $S = \frac{H}{n \times \tau a \times \ell \times 0.707}$ ここに H : 作用水平力 (N) n : 溶接線の数 τa : 許容せん断応力度(N/mm2) ℓ : 溶接長(mm) $S = \frac{285675}{2 \times 120 \times 300 \times 0.707} = 6 \text{ mm} \rightarrow 6 \text{ mm}$ ・せん断力の伝達 面内せん断力・面外せん断力ともに抵抗腹板高は Hw=800-500=300mmとする。 Sy < Sz なので Sz で計算する。 必要腹板厚 $t = \frac{S}{Hw \times \tau a} = \frac{6220}{300 \times 120} = 1 \text{ mm} \rightarrow 14 \text{ mm}$ ※鋼管板厚と同厚とする。 ・捩りモーメントの伝達 パイプとリングの腹板との必要全周隅肉溶接サイズ S $S = \frac{Mx}{r} \times \frac{1}{n \times \tau a \times \ell \times 0.707}$ ここに Mx : 作用捩りモーメント (N・mm) n : 溶接線の数 τa : 許容せん断応力度(N/mm2) ℓ : 溶接長(mm) r : パイプの半径(mm) $S = \frac{1120000}{250} \times \frac{1}{2 \times 120 \times 1570.8 \times 0.707} = 1 \text{ mm} \to 6 \text{ mm}$ B) 鋼管No. 3 端リングダイア部 ・断面力 ・軸力および曲げモーメントの伝達 上下リブに作用する力 $H_1 = \frac{Fx}{4} + \frac{My}{\phi} = \frac{-11.0}{4} + \frac{-493.16}{0.5} = 989.06 \text{ kN}$ 左右リブに作用する力 $H_2 = \frac{Fx}{4} + \frac{Mz}{\phi} = \frac{-11.0}{4} + \frac{11.3}{0.5} = 19.863 \text{ kN}$ H1 > H2 なので H1 で計算する。 リブの必要板厚 t = $\frac{H}{\tau a \times \ell}$ = $\frac{989058}{120 \times 300}$ = 28 mm \rightarrow 28 mm リブとパイプとの必要隅肉溶接サイズ S $S = \frac{H}{n \times \tau a \times \ell \times 0.707}$ ここに H : 作用水平力 (N) n : 溶接線の数 τa: 許容せん断応力度(N/mm2) ℓ : 溶接長(mm) S = $\frac{989057.5}{2 \times 120 \times 300 \times 0.707}$ = 20 mm ∴完全溶け込みとする。 ・せん断力の伝達 面内せん断力・面外せん断力ともに抵抗腹板高は Hw=800-500=300mmとする。 Sy < Sz なので Sz で計算する。 必要腹板厚 t = $\frac{S}{Hw \times \tau a}$ = $\frac{183800}{300 \times 120}$ = 6 mm \rightarrow 28 mm ・捩りモーメントの伝達 パイプとリングの腹板との必要全周隅肉溶接サイズ S $S = \frac{Mx}{r} \times \frac{1}{n \times \tau a \times \ell \times 0.707}$ Mx : 作用捩りモーメント (N・mm) n : 溶接線の数 τa : 許容せん断応力度(N/mm2) ℓ : 溶接長(mm) r : パイプの半径(mm) $S = \frac{2380000}{250} \times \frac{1}{2 \times 120 \times 1570.8 \times 0.707} = 1 \text{ mm} \to 8 \text{ mm}$ C) 鋼管No. 3 第1中間リングダイア部 断面力 ・軸力および曲げモーメントの伝達 上下リブに作用する力 $H_1 = \frac{Fx}{4} + \frac{My}{\phi} = \frac{-11.0}{4} + \frac{479.92}{0.5} = 957.1 \text{ kN}$ 左右リブに作用する力 $H_2 = \frac{Fx}{4} + \frac{Mz}{\phi} = \frac{-11.0}{4} + \frac{-11.8}{0.5} = 26.278 \text{ kN}$ H1 > H2 なので H1 で計算する。 リブの必要板厚 t = $\frac{H}{\tau a \times \ell}$ = $\frac{957103}{120 \times 300}$ = 27 mm \rightarrow 28 mm リブとパイプとの必要隅肉溶接サイズ S $S = \frac{H}{n \times \tau a \times \ell \times 0.707}$ ここに H : 作用水平力 (N) n : 溶接線の数 τa : 許容せん断応力度(N/mm2) ℓ : 溶接長(mm) S = $\frac{957102.5}{2 \times 120 \times 300 \times 0.707}$ = 19 mm ∴完全溶け込みとする。 ・せん断力の伝達 面内せん断力・面外せん断力ともに抵抗腹板高は Hw=800-500=300mmとする。 Sy < Sz なので Sz で計算する。 必要腹板厚 t = $\frac{S}{H_W \times \tau_a}$ = $\frac{170050}{300 \times 120}$ = 5 mm \rightarrow 28 mm ・捩りモーメントの伝達 パイプとリングの腹板との必要全周隅肉溶接サイズ S $S = \frac{Mx}{r} \times \frac{1}{n \times \tau a \times \ell \times 0.707}$ ここに Mx : 作用捩りモーメント (N・mm) n : 溶接線の数 τa : 許容せん断応力度(N/mm2) ℓ : 溶接長(mm) r : パイプの半径(mm) $S = \frac{2380000}{250} \times \frac{1}{2 \times 120 \times 1570.8 \times 0.707} = 1 \text{ mm} \rightarrow 8 \text{ mm}$

3-6. 全体座屈に対する安全性の照査

「3-4. リングダイアの検討」で示した Case-2 のモデルを用いて、全体座屈に対する安全性の確認を 行った。

座屈荷重倍率は、死荷重+活荷重に対して 37.9 倍であり、これは径間中央部近傍の上側部材が圧縮 軸力により面外方向に変形することによるものであると考えられる。

■ 鳥瞰図



Z_____X Output Set: Eigenvalue 1 37.94358 Deformed(1 006): Total Translation

■ 側面図



Output Set Eigenvalue 1 37 94358 Deformed(1.006) Total Translation

また、「8.巻末資料」に示す「鋼管 を用いたチューブ橋の静的構造特性と崩壊挙動に関する考察」 において、本橋と同様な条件(パイプの本数を6本で検討)の形式で、弾塑性有限変位解析を実施した。 その解析結果を整理すると、以下の通りである。

・支間中央において、パイプの位置に限らず、鉛直変位に大きな差がなく同じ挙動を示した。

・リングダイア自体は、降伏に至っていなかった。

・端部のリングダイアと剛結しているパイプ(中)が最初に降伏し、徐々にその降伏領域が支間中央に 働き、同時にパイプ(上)とパイプ(下)にも及ぶ崩壊形態を示していた。パイプの降伏領域は、以下 に示す通りである。



弾塑性大変形解析のモデル図および解析結果

弾塑性第変形解析の結果を踏まえて、剛性が高い端部より部分降伏が先行していたことから、結果として本構造は全体座屈に至らず、全体座屈に対する安全性への影響は低いものと考える。

3-7. 振動の照査(固有値解析)

「3-4. リングダイアの検討」で示した Case-2 のモデルを用いて、振動の照査を行った。

「表 7-1 固有値解析結果一覧」に示すとおり、鉛直方向 1 次(全体 2 次)の振動数は、1.862H z であった。共振の可能性のある 1.5~2.3H z の範囲内であり、共振の恐れのある構造であることが判った。

また、「立体横断施設技術基準・同解説 2-13 表-解 3」⁹⁾ により鉛直方向の固有振動数(Hz)を算出 したところ 1.89Hz(※1)となり、こちらでも共振範囲となっている。

ここで、「歩道橋の設計ガイドライン 5.4 日本における動的解析を用いた照査方法(J)」¹⁰による と、既往の研究から、軸方向単位長さあたりの死荷重が 20.0kN/m であれば、1 人が共振状態で歩行した としてもその揺れの感じ方は「少し歩きにくい」領域内ではなく、「振動を感じる」という領域内に収 まるため、固有振動数の制限に拘束される必要がないと記されている。

既往研究の対象支間長は 30m~65 m であり、本研究の支間長は 50m で、かつ軸方向単位長さあたりの 死荷重は 45kN/m 程度で 20.0kN/m を超えていることから、歩行者への振動の与える影響は低いと判断す る。

ン / テ 米/テ	振動数	周期	有	効質量比(借老	
伏剱	(Hz)	(sec)	橋軸	直角	鉛直	佣石
1	1.817	0.55	0.0	77.4	0.0	橋直1次モード
2	1.862	0.54	0.5	0.0	78.0	鉛直1次モード
3	3.550	0.28	0.0	1.9	0.0	ねじり1次モード
4	4.102	0.24	0.0	0.0	0.0	
5	4.273	0.23	0.6	0.0	0.0	
6	6.446	0.16	0.0	9.3	0.0	
7	6.673	0.15	2.4	0.0	8.7	
8	7.114	0.14	0.0	0.0	0.0	
9	8. 411	0. 12	75.1	0.0	0.9	橋軸1次モード
10	8.911	0.11	0.0	0.0	0.0	
	合 計		78.6	88.6	87.6	

表 7-1 固有值解析結果一覧

(X方向;橋軸 Y方向;橋軸直角

LZ方向;鉛直

(*1) f = 5.66/ $\sqrt{\delta}$ d = 5.66/ $\sqrt{8.96}$ = 1.89 (Hz) $\gtrsim \lesssim 10^{-10}$

f ; 固有振動数 (Hz)

δ d; はりの自重とそれぞれの荷重に対する静的最大たわみ (cm)











■ 2次モード









側面図





側面図

■ 4次モード









側面図





平面図





■ 6次モード









側面図





平面図





■ 8次モード





平面図



側面図





平面図





■ 10 次モード









側面図

4. ケーブルチューブ形式の検討

4-1. 検討方針

(1) 検討方針

2-1 で抽出したケーブルチューブ形式橋梁について、構造景観や歩行体験の新規性の追求するよう な構造を具現化し、静的な概略設計により桁支持構造が成立することを確認し、歩行者に対する使用 性に関連する分析を行う。以下が検討フローである。

【検討フロー】



図 4-1 検討フロー図

【検討条件】

- ・歩行空間を 高さ:2,500mm、有効幅員2,500mm を確保する。
- ・構造形態は景観性を損なわないように、極力スレンダーにする。
- ・支間長 30mおよび 60mで成立構造を具現化する。

・ケーブル等の使用部材は、構造が成立する部材を使用する。使用部材は汎用性がある部材を使用するが、床版を支持する補剛桁は軽量化のため、FRP 引抜成形材とする。

- ・ 床版を支持する補剛桁の検討は本検討では実施しない。
- ・ケーブルに部分的にプレストレス力を与えれば、考慮したすべての荷重ケースにおいてケーブルの 張力抜けは発生しないことを確認する。
- ・決定した構造対して、たわみおよび全体座屈および振動の照査を実施し、安全性を確認する。
- ・歩行に対する振動の照査について、水平方向の振動使用性に関する感度分析を行う。

(2) 構造検討

放物線の回転体で、円と直線で構成できる回転放物面により構成されている一葉双曲面形状の構造 体とする。この一葉双曲面形状は、少ない形状で剛性を確保する利点もあり、発電所における冷却塔 などに応用されている。この形態を、ケーブルを用いて構成することで、歩道橋の桁を支持する軽量 な主構造となし、さらに中空部分に歩行者空間を確保する構造とする。





(ii)冷却塔のイメージ¹¹⁾



図 4-2 ケーブル構成の概念

4-2. 適用可能支間長の検討

(1) 検討ケース

死荷重で自立することを前提条件として支間長 30m、60mで試設計を実施した。

支間長 30mのタイプでは中間部リング 6.5m、端リング 6.9mになり、支間長 60m のタイプは、中間 部リング 8m、端リング 15mの形状になる(図 4-3 参照)。以上の結果より支間長 30m程度が適用支 間の限界と思われるので、支間長 30mで検討を行う。

■ Case-1 (支間長 30m)





■ Case-2 (支間長 60m)



図 4-4 構造図 (支間長:60m)





図 4-5 モデル図 (支間長:30m)



図 4-6 モデル図(支間長:60m)

4-3. 設計条件(静的解析による概略設計)

ケーブル構造の成立可否を確認するための試設計条件を表 4-1 に示した。主ケーブルについては本 来であれば解体計算など架設ステップを再現した解析を要する。しかしここでは、概念設計であるた め、静的荷重に対して張力が抜けないようなプレストレス力(60kN/本)を第2、第3リング間の主ケー ブルに、プレストレス力(5kN/本)をバックステイケーブルに一律に導入するものとした。

支間長	30m
荷重	死荷重 D、群集荷重 L、レベル1 地震動
	相当の慣性力 EQ(kh=0.2)を考慮
荷重組合せ	D+L および D+EQ
歩行者密度	0.7/m ²
使用材料	鋼材:SM400、 STK400
	ケーブル:スパイラルロープ (ST1470)
安全率	鋼材:約1.7(地震時1.7/1.5)、ケーブル:
	2.5、たわみ制限値 : L/600=50mm

表 4-1 設計条件

【荷重条件】 荷重図



図 4-7 荷重条件



図 4-8 荷重条件一覧



図 4-9 プレストレス導入配置図

荷重増分法による有限変位解析を用いた。

- ・ 材料特性については、すべて線形部材とした。なお、ケーブルについては、張力抜けが生じない ことを確認した。
- ・ 群集荷重については、影響線解析は行わず、固定荷重として載荷した。
- ・ ケーブルの安全率については、下記の通りとした。
 - ▶ 主ケーブル(双曲面上のケーブル) : α = 2.5
 - バックステイケーブル : α = 2.5
 - ハンガーケーブル : α = 2.5

表 4-2 主要部材照査結果

	主 桁	端支点リング	中間リング
断面図	- <u>5.8</u> 主桁 216.3		
断面構成	φ 216.3 x 5.8 (STK400)	1-U.FLG 700 x 10 0-U.RIB 150 x 12 2-WEB 900 x 10 0-W.RIB 150 x 12 0-L.RIB 150 x 12 1-L.FLG 700 x 10	1-U.FLG 300 x 9 2-WEB 500 x 9 1-L.FLG 300 x 9

4-4. 照査結果(静的解析による概略設計)

(1) プレストレスカによるケーブル照査

・ ケーブルに作用する引張力から、スパイラルロープ(ST1470)の中から径を選定した。

- ▶ 主ケーブル、ハンガー: φ28mm、 破断荷重 633 kN
- ▶ バックステイケーブル: φ50mm、 破断荷重 1,980 kN
- 第2径間のケーブルに <u>60kN/本</u>のプレストレス力を,バックステイケーブルに <u>5kN/本</u>のプレストレス力を与えれば、考慮したすべての荷重ケースにおいてケーブルの張力抜けは発生しない。
 ※ 解体計算による最適化を行うことも考えられるが、簡略化のためここでは一律に 60kN/本のプレストレスを与えるものとした。

			引張最大	;時			引張最小	₩時
		Nmax	Na	荷重ケース		Nmin	Na	荷重ケース
主ケーブル	1	80.7 <	253.2	D+LP1		47.7	> 0.0	D+EQ(TR)→
第1径間	2	87.5 <	253.2	D+LP1		50.5	> 0.0	D+EQ(LG)←
(右回り)	3	85.5 <	253.2	D+LP1] [48.5	> 0.0	D+EQ(TR)←
	4	73.0 <	253.2	D+LP1] [42.3	> 0.0	D+EQ(TR)←
	5	56.0 <	253.2	D+LP2] [35.2	> 0.0	D+EQ(TR)←
	6	42.3 <	253.2	D+LP2] [29.2	> 0.0	D+EQ(TR)←
	7	30.1 <	253.2	D+LP2	1 [20.7	> 0.0	D+LP1
	8	23.8 <	253.2	D+EQ(LG)←] [12.5	> 0.0	D+LP1
	9	24.1 <	253.2	D+EQ(LG)←] [15.6	> 0.0	D+LP1
	10	36.3 <	253.2	D+LP2		28.3	> 0.0	D+EQ(TR)→
	11	52.8 <	253.2	D+LP2] [37.1	> 0.0	D+EQ(TR)→
	12	69.2 <	253.2	D+LP1		43.8	> 0.0	D+EQ(TR)→
		Nmax	Na	荷重ケース		Nmin	Na	荷重ケース
主ケーブル	1	37.9 <	253.2	D+LP2		28.3	> 0.0	D+EQ(TR)→
第2径間	2	48.4 <	253.2	D+LP2		32.7	> 0.0	D+EQ(TR)→
(右回り)	3	60.2 <	253.2	D+LP2		38.3	> 0.0	D+EQ(TR)→
	4	73.2 <	253.2	D+LP1		43.5	> 0.0	D+EQ(TR)→
	5	80.4 <	253.2	D+LP1		46.7	> 0.0	D+EQ(TR)→
	6	80.4 <	253.2	D+LP1		46.7	> 0.0	D+EQ(TR)←
	7	73.2 <	253.2	D+LP1		43.5	> 0.0	D+EQ(TR)←
	8	60.2 <	253.2	D+LP2		38.3	> 0.0	D+EQ(TR)←
	9	48.4 <	253.2	D+LP2		32.7	> 0.0	D+EQ(TR)←
	10	37.9 <	253.2	D+LP2		28.3	> 0.0	D+EQ(TR)←
	11	32.5 <	253.2	D+LP2		19.4	> 0.0	D+LP1
	12	32.5 <	253.2	D+LP2		19.4	> 0.0	D+LP1
		Nmax	Na	荷重ケース		Nmin	Na	荷重ケース
バックステイ	1	711.8 <	792.0	D+LP1		429.3	> 0.0	D+EQ(LPG)→
ケーブル	2	711.8 <	792.0	D+LP1] [429.3	> 0.0	$D+EQ(LPG) \rightarrow$
	3	711.8 <	792.0	D+LP1] [429.3	> 0.0	D+EQ(LPG)←
	4	711.8 <	792.0	D+LP1] [429.3	> 0.0	D+EQ(LPG)←

表 4-3 ケーブルの照査結果

凡例

D(死荷重),

- LP1 (群衆荷重ケース 1),
- LP2 (群衆荷重ケース 2),

EQ (レベル1地震動相当の慣性力 kh=0.2)

(2)部材照査

- ・ 主桁、リングはそれぞれ断面変化を設けず一定の構成とした。
- ・ 軸力及び2軸曲げを受ける部材として設計した。この結果、表 4-4 に示す構造諸元を用いれば、 静的荷重に対する安全性およびたわみの照査を満足することを確認した。

	主 桁	端支点リング	中間リング
断面図	5.8 5.8 主 桁 216.3		
断面構成	φ 216.3 x 5.8 (STK400)	1-U.FLG 700 x 10 0-U.RIB 150 x 12 2-WEB 900 x 10 0-W.RIB 150 x 12 0-L.RIB 150 x 12 1-L.FLG 700 x 10	1-U.FLG 300 x 9 2-WEB 500 x 9 1-L.FLG 300 x 9
有効座屈長[m]	3.750	1.571	1.571
最大応力度	81.2 < 140.0	-109.6 < 125.3	-25.0 < 140.0
せん断応力度	8.3 < 79.4	42.8 < 80.0	6.3 < 80.0
合成応力度 (組合せ座屈)	(0.591 < 1.0)	0.737 < 1.2	0.032 < 1.2
安定の照査	0.537 < 1.0	0.793 < 1.0	0.178 < 1.0
局部座屈	-75.2 < 140.0	-109.6 < 125.3	-25.0 < 140.0

表 4-4 主要部材照査結果
(3)たわみの照査

活荷重たわみは 15 mm 程度であり、活荷重たわみの制限値 50mm (=L/600) に対して照査を満足している。これは、ハンガーによりたわみが抑えられていると考えられる。

⇒ケース2は側径間のたわみ最大に着目した。

主桁の変形図・断面力図

以下に、主桁(鋼管)の変形図および断面力図を示す。









1) 変位図





図 4-12 変位図

2) 軸力図

RING-1 AXIAL FORCE KN -1400 -1200 -1000 -800 -600 -400 -200 0 200 400 600 800 1000 1200 1400 1600 1800 2000 2200 2400 MAX 21.12 – D+L

-77.54

MIN



図 4-13 軸力図

3)曲げ図(面内曲げモーメント)



図 4-14 曲げモーメント図

(4) 全体座屈に対する安全性の照査

全体座屈に対する照査として、完成形のモデルに活荷重のみを載荷した状態の線形座屈解析を実施 した。結果は770となった。これは、使用プログラムの制約から死荷重およびプレストレスを除いた 状態(活荷重に対する荷重倍率)を示す。数値が非常に大きいことから、構造安定性について問題は ないと推察される。



図 4-15 線形座屈解析結果

4-5. 振動の照査(固有値解析)

歩行者への不快感を与えない照査として、振動数の照査(固有値解析)が挙げられる。固有値解析の結果を示す(表 4-5、図 4-14 参照)。

鉛直方向1次(全体3次)の有効質量比は28.1、直角方向1次(全体4次)は32.2 であり、鉛直方 向1次(全体5次)は56.0 であり、橋軸方向および橋軸直角方向(水平モード)に対して鉛直方向(鉛 直モード)の有効質量比が大きい結果となった。この卓越した鉛直方向の振動は、中間リングがハン ガーケーブルによって支持され、固定されてない状態にあること、および鉛直方向の振動に対して抑 制する機能がない構造特性から現れた結果と考えられる。

(1) 固有振動数による照査

鉛直方向1次(全体5次)の振動数は4.55Hzであった。共振の可能性のある1.5~2.5Hzの範囲を大きくはずれていることから、鉛直方向の振動の照査は満足していることが言える。

また、近年、歩行による水平振動で使用性が損なわれた例が報告されている。この水平振動は、1Hz 程度の固有振動数を有する吊り形式橋梁のような柔構造で生じやすいと考えられている。本橋の水平 1次の固有振動数は1.7Hzであり、通常の設計であれば要求性能を満足すると判断できる。

		振動数	周期	有	Ł	
次数	方向	[Hz]	[sec.]	橋軸	鉛直	直角
1	1DZ- 1	1.70	0.587	0.0	0.0	6.7
2	1DZ- 2	1.85	0.540	0.0	0.0	0.0
3	1DZ- 3	2.36	0.424	0.0	0.0	28.1
4	1DX- 1	3.92	0.255	32.2	0.0	0.0
5	1DY- 1	4.55	0.220	0.0	56.0	0.0
6	5DZ- 1	5.19	0.193	0.0	0.0	20.2
7	5DZ- 2	5.36	0.186	0.0	0.0	1.2
8	5DZ- 3	5.63	0.177	0.0	0.0	1.9
9	5DY- 1	6.15	0.163	0.0	0.0	0.3
10	5DY- 2	6.64	0.151	0.0	0.0	0.0
		合計		32.2	56.0	58.3

表 4-5 固有值解析結果

X:橋軸	
Y:鉛直	
Z:橋軸直角	



図 4-16 固有值解析結果一覧



<u>鳥瞰図</u>

<u>側面図</u>

■全体2次モード



図 4-17 固有値解析結果(全体1次モード,全体2次モード)



<u>鳥瞰図</u>



■全体4次モード



<u>鳥瞰図</u>

側面図

図 4-18 固有値解析結果(全体3次モード,全体4次モード)



■全体6次モード



<u>鳥瞰図</u> 図 4-19 固有値解析結果(全体 5 次モード,全体 6 次モード)

側面図



<u>鳥瞰図</u>

<u>側面図</u>

■全体8次モード



<u>鳥瞰図</u>

側面図

図 4-20 固有値解析結果(全体 7 次モード,全体 8 次モード)



■全体 10 次モード



平面図



<u>鳥瞰図</u>

側面図

図 4-21 固有値解析結果(全体 9 次モード,全体 10 次モード)

4-6. 水平方向の振動使用性に関する感度分析(参考)

ここでは、固有振動数および水平方向の振動使用性に関する感度分析を行う。感度分析にあたっては、 既往論文「歩行者により励起される橋桁の水平応答値の推定法」¹²⁾の式を適用する。ただし、対象論文 は、歩行による水平振動で使用性が損なわれやすい1Hz程度の固有振動数を有する吊り形式橋梁のよう な柔構造を対象としているため、本橋梁の水平1次の固有振動数は1.7Hz程度と固有振動数が異なる。し たがって、水平振動数の応答値への適用については参考値扱いとする。

4-6-1 解析条件

質量および剛性は静的解析により決定された数値を用いた。また、減衰は明確な数値が得られてい ないため、以下の範囲(3ケース)を想定した。

表 4-6 減衰の設定

	減衰比 h[%]							
減衰設定	ケース A	ケース B	ケース C					
桁								
床組	0.2	1.0	2.0					
リング								
ケーブル	1.0	2.5	5.0					

4-6-2 固有值解析結果

固有値解析結果より、水平1次モードの特性を示す数値を算出した。

表 4-7 固有値解析によるモード減衰・質量・剛性

75 ***	減	衰設定ケース	名	借去	
爱级	А	В	С	加方	
減衰比 h 桁	0.002	0.010	0.020		
減衰比 h 床組	0.002	0.010	0.020	0.002、0.01、0.02	
減衰比 h リング	0.002	0.010	0.020		
減衰比 h ケーブル	0.010	0.025	0.050	0.01、0.025、0.05	
固有振動数(Hz)		1.702		水平1次	
モード減衰比 h	0.00231	0.01059	0.02118		
モード質量 M _B (t)		1.355			
モード剛性 K _B (t/sec2)		12.447			
桁のモード減衰定数 CB	0.01897	0.08697	0.17394		
歩行者密度(人/m2)		0.7			
歩行者質量(kg/人)		70.0			
歩行者のモード質量 M _P (t)		0.153			

水平1次モードを対称に、水平振動応答値に関する提案式を用いて、応答変位及び速度を推定した。



図 4-22 水平振動の推定手法

推定条件として係数 k1~k3 を一意に設定することは困難であるため、本検討では感度分析を行うこととした。

固有値解析における減衰設定ケースA、B、C それぞれに対して図 4-22 を参考にk1 およびk2 をそれぞれ3 ケース(減衰1種類に対して9 ケース)設定した。

減衰設定ケース	A(減衰小)	B(減衰中)	C(減衰大)				
モード質量 M _B (t)	1.355	1.355	1.355				
モード剛性 K _B (t/sec2)	12.447	12.447	12.447				
桁のモード減衰定数 CB	0.01897	0.08697	0.17394				
歩行者のモード質量 M _P (t)	0.153	0.153	0.153				
係数 k1		0.10, 0.15, 0.20					
係数 k2	0.1、0.3、0.5						
係数 k3		0.01					

表 4-10 推定条件

表 4-11 推定結果一覧表

減衰条件A(減衰小)

変数		ケース番号								備考
	11	12	13	21	22	23	31	32	33	
モード減衰比 h				(0.00231	L				固有值解析結果A
桁のモード減衰定数 CB				(0.01897	7				固有值解析結果A
係数 k1	0.10	0.10	0.10	0.15	0.15	0.15	0.20	0.20	0.20	0.10, 0.15, 0.20
係数 k2	0.10	0.30	0.50	0.10	0.30	0.50	0.10	0.30	0.50	0.1, 0.3, 0.5
係数 k3		0.01								
桁応答変位 (m)	0.19	0.54	0.97	0.29	0.87	1.42	0.39	1.16	1.94	
桁応答速度 (m/s)	0.58	1.76	2.93	0.87	2.65	4.42	1.16	3.53	5.87	

_ 減衰条件B(減衰中)

変数			備考							
	11	12	13	21	22	23	31	32	33	
モード減衰比 h				(0.01059)				固有值解析結果B
桁のモード減衰定数 CB				(0.08697	7				固有值解析結果B
係数 k1	0.10	0.10	0.10	0.15	0.15	0.15	0.20	0.20	0.20	0.10、0.15、0.20
係数 k2	0.10	0.30	0.50	0.10	0.30	0.50	0.10	0.30	0.50	0.1, 0.3, 0.5
係数 k3					0.01					
桁応答変位 (m)	0.06	0.19	0.34	0.1	0.3	0.51	0.13	0.41	0.68	
桁応答速度 (m/s)	0.19	0.61	1.03	0.3	0.92	1.55	0.4	1.24	2.08	

減衰条件C (減衰大)

変数				備考						
	11	12	13	21	22	23	31	32	33	
モード減衰比 h				(0.02118	3				固有值解析結果C
桁のモード減衰定数 C _B		0.17394							固有值解析結果C	
係数 k1	0.10	0.10	0.10	0.15	0.15	0.15	0.20	0.20	0.20	0.10, 0.15, 0.20
係数 k2	0.10	0.30	0.50	0.10	0.30	0.50	0.10	0.30	0.50	0.1, 0.3, 0.5
係数 k3		0.01								
桁応答変位 (m)	0.03	0.1	0.18	0.05	0.16	0.26	0.07	0.21	0.36	
桁応答速度 (m/s)	0.09	0.31	0.53	0.15	0.48	0.8	0.2	0.64	1.06	



2) パラメータ (K2)

1) パラメータ (K1)

図 4-23 水平振動の推定結果

その結果、桁応答変位では0.03~1.94m のレンジ幅が見られ、桁応答速度では0.09~5.87m/s のレンジ幅が見られた。パラメータにより大きくばらつく傾向がみられるが、固有値解析結果では減衰が小さく、さらに文献13)の実験で算出されたk2 のパラメータ値が0.2 程度であることから、本構造の応答変位は最大で30cm 程度、応答速度は最大で1.0 m/s 程度であると推定する。

ただし、文献13)の提案式は対象橋の固有振動数fB が1.0 Hz であることを前提にしたものであり、 本橋の場合、応答値は過大評価されていることに注意を要する。すなわち、同調性に応じた水平起振力 に乗じられる係数G (fB) は1.0 としており、対象橋の固有振動数fBが1.0 Hz から大きく外れた場合、 G (fB) は1.0 より小さくなる。

さらに、この分析では、振動に対して安全側の仮定として、床組の横構を無視した剛性により評価を 行った。主桁の剛性が小さいことから、横構の存在によって実際の水平固有振動数は増加し、応答変位 は低減されると考え、文献14)における使用性の評価(人によっては自然に歩行することに困難を感じ、 手すりに触れながら歩行するようになる)の変位2.5[cm]、速度14 [cm/s]内にはおさまると考えられる。 このため、振動使用性の観点からも、対象橋梁は成立しうるものと推察される。

4-7 振動解析における参考資料

(1) 積分時間の違いにより応答値の変化

減衰設定ケ	ース	A (減衰小)	B (減衰中)	C (減衰大)
積分時間	0.1	0.3158	0.1315	0.0667
	0.15	0.3110	0.1313	0.0669
	0.2	0.2941	0.1261	0.0651
	0.25	0.2459	0.1111	0.0593
	0.3	0.1997	0.0992	0.0562
	0.35	0.1342	0.0773	0.0482
	0.4	0.0765	0.0704	0.0363

減衰ケースによっては、同じ積分時間でも収束時刻に達しない場合がある(図 4-24 参照)。 ⇒積分時間を調整する必要がある。



図 4-24 応答変位(t=0.1)

積分時間算出条件を以下のもとに仮設定し、積分時間を算出した。

・積分結果が表示されている領域で応答値が収束方向に向かっていること

・応答値の増加の収束値が 50 s ~100 s までにあること(T-Bridge の水平変位と同程度)
 積分1回で変位 x や速度 z の符号が逆転することがないこと

⇒ケースA (減衰小): t=0.25、 ケースB (減衰中): t=0.2、 ケースC (減衰大): t=0.15



図 4-25 応答変位(t=0.1:ケース C、K1=0.1、K2=0.2)

5. トラスチューブ形式の検討

5-1. 検討方針

以下の条件で、トラスチューブ式橋梁の適用支間長およびトラス部材断面の検討・確認を実施する。

【検討条件】

- トラス材をチューブ状(同心円状)に配置するため、面外方向への影響を考慮しトラス部材断面は、 \$\phi 300 mmの鋼管を基本断面とする。
- 鋼管の断面配置は左右対称を基本とした。また、デッドスペースを少なくすること、および経済
 性を考慮して、必要本数を少なくすることを目的とし、六角形配置とする。
- 床版を支持する補剛桁の検討は主部材にあたらないため、本検討では実施しない。
- 支間長は、パイプチューブ形式における検討結果を参考に、同等の最大支間が適用可能と考えL =50m とする。また、歩行者の更なる視界確保および経済性の向上を目的として、トラス部材断 面 φ 250 の応力状態を確認する。

【形状図】

図は、支間長 L=50m 、 ϕ 300 mm板厚 10 mmの場合を示す。





断面図 S=1:50



【検討フロー】



【荷重条件】



【部材名称】

各トラスの部材名称を下図に示す。



※上図は構造検討中のモデル図であるため、中段弦材および中間格点部の垂直材が含まれていない。

5-2. 適用支間長の検討

(1) 検討方針

トラス部材断面φ300 mm板厚10 mm(材質:STK490)として、群集荷重の変位、断面力および各部材の 応力度をもって支間長50mの適用性を検討する。



- (2) 検討結果
 - 1) 変位図(活荷重変位)

⁽単位:mm)



- 2) 軸力図
 - (単位:kN)







b) 垂直材



3) せん断力図

(単位:kN)





b) 垂直材



c) 斜材

4) 曲げ図(面内曲げモーメント)(単位: kN・m)





b) 垂直材



c) 斜材

4)活荷重たわみ

活荷重たわみは、解析結果から最大 22.6mm となった。

ここで、活荷重たわみの許容値は、H24 道路橋示方書・同解説Ⅱ 2.3「その他の形式」に準じること とし、L/600(m)(L:支間長)をもって照査する。

 δ = 22.6 (mm) < L/600 = 0.0833 (m) \rightarrow 83.3 (mm)

以上から、許容値内に収まっており、構造物の安全性に影響を与えるたわみ量ではないと考えられる。

5) 鋼管応力度

本形式は鋼管を組み合わせた構造のため、経済性に優れる市販されている形鋼の鋼管を想定し、以下の鋼管部材を設定した。

【設定断面】 φ318.5 x 10.3 (STK490)

【許容応力度】 σ a=185 (N/mm2)、 τ a=60 (N/mm2) ※1

※1:本構造は、鋼管内に補剛材を設けることは困難であるため、H24 道路橋示方書・同解説 II
 15.3 に準じて、τa=60N/mm2 とした。

各部材の応力度を以下に示す。各部材ともに許容応力度内に収まった結果となった。

		σχ	σy (Ν (mm 2)	σz	τχ	τy (Ν (mm 0)	τ z	(合成)
		(N/mmZ)	(N/mmZ)	(N/MMZ)	(N/mmZ)	(N/MMZ)	(N/mmZ)	
	上	-113. 1	0.0	1.2	0.4	0.0	0.0	0. 37
弦材	中	-1.7	0.0	1.1	1.1	0. 1	0.0	0.00
	不	112.6	0.0	1. 2	0. 5	0. 1	4. 8	0. 37
垂直対	上	-12.7	150.1	8. 2	8.0	0.8	13.6	0.66
王臣が	下	-13. 1	151.0	8. 2	8.0	0.8	13. 8	0. 67
쇠차	上	28. 1	0.0	3.0	2. 0	0. 2	0.0	0. 02
<u></u> ምተባላ	下	36. 1	0.0	17.0	4. 0	1. 2	0.0	0. 01

(3) 考察

パイプチューブ形式で適用可能となった最大支間 50m においても、トラスチューブ形式は適用可能 であることが分かった。

解析結果から、弦材、垂直材、斜材で軸力が支配的であることから、一般的なトラス橋梁と同様の挙 動に近い傾向を示している。

軸力について、弦材では支間中央部、斜材では支点部近傍が大きな値となっている。本検討では構造 材の全断面を統一しているが、断面形状を最適化することで、景観性の向上やコスト削減が可能である と考えられる。

せん断力は、ほぼ全ての部材で低い値となっている。

活荷重たわみにおいては、22.6mmと他形式に比べても小さく、橋梁として十分な剛性を有しており、 歩行者の通行に際しては不安感を与えることはないと考える。

5-3. トラス部材の検討

(1) 検討ケース

5-2. 適用支間長の検討の結果より、支間長 50m が適用可能と分かった。次に、歩行者の視界確保および経済性の向上を目的として、トラス部材断面 φ 250 の応力状態を確認する。検討断面は基本断面と位置付けた φ 300 mm板厚 10 mm (材質:STK490)、その他に汎用性の高い鋼管より、φ 250 板厚 9.3mm (材質:STK490) を選出した。



(2) 検討結果

以下に Case-2の検討結果を示す。Case-1の検討結果については、5-2検討結果を参照のこと。

1) 変位図

(単位:mm)



2) 軸力図

(単位:kN)





b) 垂直材



c) 斜材

3) せん断力図





b) 垂直材



c) 斜材

- 4)曲げ図(面内曲げモーメント
 - (単位:kN・m)



a) 弦材



b) 垂直材



c) 斜材

4) 鋼管応力度の比較

鋼管の応力度の比較を行う。

なお、Case-2の想定断面は、Case-1と同様、市販の形鋼サイズとした。

【設定断面】 φ267.4 x 9.3 (STK490)

【許容応力度】 σ a=185 (N/mm2)、 τ a=60 (N/mm2) (Case-1 と同じ)

応力度の一覧は以下に示す。

		σx (N/mm2)	σy (N/mm2)	σz (N/mm2)	τx (N/mm2)	τy (N/mm2)	τz (N/mm2)	(合成)
	上	-126.9	0.0	1.9	0. 7	0. 1	0.0	0. 47
弦材	中	-2.3	0.0	1.7	2. 1	0. 1	0.0	0. 00
	不	144. 6	0.0	2. 2	0. 7	0. 1	6.4	0. 61
五古村	上	-16. 1	227. 9	11.8	11.7	0. 9	17.3	1. 52
王臣的	下	-16.6	229.6	11.8	11.7	1.0	17.6	1. 54
쇠차	上	36.2	0.0	4.4	2.6	0. 2	0.0	0. 04
<u>자</u> 귀가기	下	46.5	0.0	25. 9	5.5	1.5	0.0	0. 07

鋼管径を1ランク下げてφ267.4とした場合、格点毎に六角形を構成している垂直材で許容応力度を 超過する結果となった。

(3)考察

支間長を 50m と想定した場合、Case-2 断面(φ250×9.3)では、桁端部の垂直材について、許容応力 度を超過する結果となった。これは、弦材および斜材による軸力が桁端部の垂直材に集中し、発生する 卓越した面内曲げモーメントによる影響が考えられる。また、支点上であることから垂直材に面外方向 (六角形断面を潰す方向)へ荷重が載荷される影響も考えらえる。

よって、支間長 50m を想定し構造材を同一断面とする場合、鋼管径は φ 300 が望ましいと考える。しかしながら、軸力や曲げが卓越する中間支点部の弦材・端支点部の斜材や垂直材に鋼管径 φ 300 を使用し、それ以外の部材を鋼管径 φ 250 を使用するなど、部材位置毎の最適断面を使用することで、さらに 景観性等に対して合理的な構造とすることが出来る。

6. 景観検討

景観検討は、検討した橋梁が歩行者の視点での映り方を把握するために実施した。水平に長いライン を風景の中にどう生かすかをポイントに検討した。

6-1. 景観検討の流れと決定事項

景観検討を以下の順序で検討した。

支間の設定:50mに統一

⇒3形式の背景を統一するために支間を50mに統一した。

②デザインの表現方法:3次元PDF、パース図、動画(ケーブルチューブ構造のみ)

⇒3次元PDFの使用:視点位置の変更が可能なので、大まかなレイアウトの決定に使用する。

⇒パース図の使用:3次元PDFで検討したアウトラインを踏まえ、3形式の橋梁のパース画の作成 に使用する。

⇒動画の使用:歩行者の視点で橋梁の見え方を確認するために作成した(参考)。

③ロケーションの設定

⇒都会のイメージ、渡河橋(掘込河道)、低層ビル群から高層ビル群など他の空間に向かうトンネル ④CGのコンセプトの設定

⇒異空間へのエントランストンネル

⑤視点場・色彩の設定

⇒[視点場] 視線入斜角 20°、俯角 5°程度 [色彩]白色を基調 ⑥構造細目の設定



図 6-1 3次元 PDFにおける対象橋梁

6-2. 各形式におけるパース図の作成

6-2-1 パースにおける概略検討

ラフなパース図を作成し、WG内でイメージの共有を図った。以下がそのイメージ図である (図 6-2、図 6-3参照)。



図 6-2 試作パース図 (その1)



図 6-3 試作パース図 (その2)

6-2-2.パース図における詳細検討

(1) 共通方針

・橋梁の全体また各形式の特徴が把握できそうな角度として俯角 5°、視線入射角 20°程度とする。

各構造の特徴

1) パイプチューブの特徴

- ・(外観) 強調しすぎない剛性の高さを有する構造
- ・(内部空間)自然と対岸に向かうようなトンネルの感覚を頂かせる構造
- 2) ケーブルチューブの特徴
- ・(外観) 端部などの要所にリングに力強さがあるが、全体的にスレンダーな構造
- ・(内部空間)解放感があり、視覚的に歩行空間を楽しませる構造
- 3) トラスチューブの特徴
- ・(外観) トラスが持つ剛性の高さと幾何学模様の面白さを有する構造
- (内部空間)空間的にゆとりがあり、立ち留まらせたくなるような構造

構造細目は、パース図作成に焦点を当てて「構造」、「周囲の背景」を議論した。以下の内容が、 議論した過程で検討された内容である。

[構 造]

- ・橋梁本体は、白色~グレー色で検討する。
- ・橋台が護岸に突出しないようにする。桁かかりに配慮する。
- ・橋梁用の柵を設置する。
- ・支承は歩道橋に使用されている支承を代用する。
- ・自転車・車椅子等に配慮し、段差は設けない。
- ・橋梁内の舗装はタイルをイメージして、薄い赤色とする。
- ・接合部等の詳細構造は考慮しない。

[周囲の風景]

- ・背景をビル群ではなく、公園側とする。
- ・船舶の航行は考慮しないこととする。
- ・季節は木々が生い茂る、夏とする。
- ・河川の色にコントラストに配慮する。
 ※手前が明るく、奥が暗い。
- ・ビルは目立ちにくい、グレーの色とする。ただし、橋梁と判別がつきやすいように、暗めとする。

(2) パイプチューブ形式の方針

雨除け等の機能を確保するために、上面に透明なパネルを設置する。 ⇒検討したパースは図 6-4 の通りである。

(3) ケーブルチューブ形式の方針

植栽部を設けて、アンカーケーブルを配置する。植栽部は違和感がないようにケーブルを中心に 円形状の植栽部とする。⇒検討したパースは図 6-5 の通りである。

(4) トラスチューブ形式の方針

雨除け等の機能を確保するために、上面に透明なパネルを設置する。 ⇒検討したパースは図 6-6 の通りである。



図 6-4 パイプチューブ形式



図 6-5 ケーブルチューブ形式



図 6-6 トラスチューブ形式
6-3.動画における歩行者の視点検討(参考)

添付資料に動画を載せるが、ここでは参考程度にその静止画を紹介する。



図 6-7 歩行者の視点 動画 (その 1)



図 6-8 歩行者の視点 動画 (その 2)

7. まとめ

チューブ形式橋梁(桁橋)WGの活動の流れは、数ある桁橋形式から<u>チューブ形式</u>に着目し、考えられ るチューブ形式橋梁を提案し、「パイプチューブ形式」、「ケーブルチューブ形式」、「トラスチューブ形式」 構造を抽出し、各構造の検証および歩行者への振動特性の確認を行い、景観検討を実施した。

今回の一連の新形式橋梁の検討は、周辺環境に見合った橋梁を選定する方式ではなく橋梁の新規性という観点から形状の具現化を検討し、構造の成立性を確認した上でその形状に見合った景観特性を示す方式 をとっている。そのため、橋梁形式の選定で必須事項である経済性や施工性などの要素は具体的には検討 せず、橋梁技術者の常識の中で適用が可能と思われる範囲でそれらの要素を考慮することにしている。

各WGメンバーは新形式橋梁を考案・研究する環境がないため、施行錯誤する状況が多々あったが、 なんとか報告書の形にすることができた。

報告書の締めくくりとして、3つの形式の"形式比較"を行い、その特徴を整理し、その上で各形式に 携わった WG メンバーよる感想を記載することでまとめとしたい。

7-1. 形式比較

今回検討を実施したチューブ橋(3案)の特徴および構造特性等を比較する。この形式比較は当WGの 趣旨に沿って「新規性」、「景観性」、「振動使用性」、「施工性」、「維持管理」、「コスト(初期)」、「今後の改 善点」に設定した。また、各項目に対する評価は評価基準を定めず、3案に対する相対的な比較を中心に WGメンバーの意見を反映して決めた。

なお、形式比較におけるWGメンバーの意見は添付の電子データに格納したので興味があれば一読ください。

	パイプチューブ形式		ケーブルチューブ形式		トラスチューブ形式		
鳥瞰図			主ケーブル: $\phi 28 \times 24$ 本		主部村: 鋼管 \$ 300 × 6本 ● ● ●		
新規性	フィーレンデール橋に近い構造であるが、新規性は高い。	0	双曲面形状によるケーブルを主体としており、新規性は高 い。	O	トラス橋に対して新規性はあるが、基本構造はトラス橋に 近く、新規性は他の形式に比べて低い。		
景観性	開放感が他形式に比べて低い。 重量感があるため、都市部であれば比較的、周辺景観との 調和が図りやすい。 ガラスのような庇があり,雨除けとしての機能もある。	Δ	シンボル性が高く、開放感があり、周辺景観との調和が図 りやすい。	0	パイプチューブ形式よりは解放感がある。 重量感があるため、都市部であれば比較的、周辺景観との 調和が図りやすい。 ガラスのような庇があり,雨除けとしての機能もある。		
振動使用性	重量が重く、歩行者に与える振動の影響は少ない。	0	他形式に比べ振動は大きく、歩行者に不安感を与える可能 性がある。	Δ	歩行者に与える振動の影響は少ない。		
施工性	鋼管部材やリング部材は、輸送制限上分割する必要があ り、継手構造や架設工法に工夫が必要と考えられる。 またトラス形式に比べ、部材数は少ないものの1部材の重量 は大きくなる傾向にある。	0	各部材が単独で自立せず、ケーブルの張力導入のため、特 殊な架設工法や特殊な機材・設備が必要となることが予想 される。	Δ	製作・施工性は、一般的なトラス橋に近いと考えられる。 トラス橋と同様に、部材数は多くなるものの1部材の重量は 小さくすることができ、小規模な架設機材で施工すること も可能と考えられる。		
維持管理	主構造部分は目視点検等可能なため、維持管理性は良好と 言える。	0	ケーブル定着部は狭隘となるため、ケーブルの維持管理や 交換を勘案すると、他形式に比べ維持管理は低いと考えら れる。	Δ	部材数が多く、継手部などで狭隘となる箇所が発生するため、維持・管理時には注意が必要である。		
コスト(初期) ※参考	部材数は少ないものの鋼材重量は大きく、製作費は他形式 に比べ高くなる傾向にある。	Δ	他形式に比べて鋼材使用量が少なく、製作費は少ないと考 えられる。ただし、ケーブル購入費やケーブルアンカー基 礎など他形式にはない工費が必要であり、また施工性も低 いため、トータルでは経済性は低くなると思われる。	Δ	他形式に比べて部材数は多くなるが、チューブ形式よりも 鋼材重量は少くなくなるものと予想される。また、比較的 ◎ 施工性が良いため経済的であると考えられる。		
今後の 改善点	鋼管およびリングダイヤの配置バランスを調整することで、各 ンパクト化を行い、開放感の向上ならびにコスト縮減を図る。	各部材のコ	施工計画を工夫して、架設費のコスト縮減を図る。またケース 検討や張力管理方法など細部条件を詰めていくことで、維持管 使用性にも適した構造を提案することが可能と思われる。	ブル部材の 管理や振動	トラス部材の配置をさらに検討することで、経済性や景観性をより向上 させることが可能。また補剛材等の床組構造を工夫することで、より一 層、新規性が強調されると思われる。		

7-2. パイプチューブ形式

パイプチューブ構造の構造特性を具体的に示した。

リングダイア形式は、チューブ形式橋梁の定義で示した条件「歩行者に閉塞感を与えない」か ら、鋼管をよりコンパクトにできる「箱形式」を採用した方が良い。また、リングダイアの配置 を工夫することでも鋼管のコンパクト化が可能であった。ただし、「3-5.鋼管及びリングダイア剛 結部の構造検討計算」でその計算例を示したものの、実際の応力伝達方法の妥当性および製作性 の確認はできておらず、今後の課題として残る。

適用可能支間長の検討では、鋼管本数増に頼る必要はあるものの、閉塞感を感じない程度の鋼 管本数で支間長 50m 程度までは適用可能であることが確認できた。これは、「6.景観検討」で示し たパース図で確認していただきたい。

また、本構造は、全体座屈に対して十分な耐力を有することが確認できたが、振動使用性においては、共振の可能性のある 1.5~2.3Hz の範囲内ではあるものの、本橋の死荷重が 20.0kN/m 以上であることから、歩行者へ振動を与える影響は低いと判断した。なお、本形式の採用に際しては、振動使用性に対する検討を十分に行っていただきたい。

7-3. ケーブルチューブ形式

テンセグリティ構造からケーブル構成の概念を導き具現化を試みた。具現化までを回想すると、 紆余曲折した連続にあったように思う。当初、ケーブルチューブ形式の検討にあたり、コンセプト 「歩行者へ不快感を与えない、チューブ状の新桁橋」を定めて、ケーブルとチューブの組合せの 構造を模索した。斬新であり、かつ、構造成立性をもつ形式の発案は容易ではなく、日常的に設計 している汎用性の高い一般的な橋梁が提案に対して常に邪魔をした。時には、ハニカム構造の検 討やFRPの特性を把握するなどの本筋から外れて遠回りしたことも多々あった。なんとか双曲 面ケーブル構造を用いた新形式歩道橋の形状に至った試作は、支間60mのケーブルチューブ形式に 対して、高さ15mのリングを有する構造であり、実際に想像するとなんとも滑稽な形状であった。 その時の検討から現在の形状に至り、構造の成立性を示すことができたのはなんとも感慨深いも のである。

概略検討段階であるため、主ケーブルとリングの接続部の詳細構造の検討、下部工への影響(他 碇など)、レベル 2 地震動対応時の挙動の確認、施工方法の検討(張力調整、現場連結方法)、 維持管理の考え方、経済性などたくさんの課題が挙げられる。施工計画などの概略検討レベルを もう少し上げていければ、形状の検証に近づくとともに、上記の課題が解決される方向に近づくと 考えられる。

また、提案した橋梁が周辺景観にどのように映えるかをパース図やCGを用いて検討したが、意 外にも周辺環境の中では主ケーブルが目立たず、端支点リングおよび中間リングが目立つ特徴が ある橋梁であることがわかった。歩行者の視点で動画を作成したが、視覚的には線形状のトンネ ルを通過するなどのおもしろさを感じた。添付の電子データに動画を格納しておくので、パース 図だけでなく、動画も見ていただきたい。

最後に成果を論文名「双曲面ケーブル構造を用いた歩道橋のコンセプトデザイン」として 2012 年、日本鋼構造協会に投稿し、発表させていただいた。論文発表に協力して頂いた各位にはこの 場でお礼を申し上げたい。

7-4. トラスチューブ形式

トラスチューブ構造の構造特性を具体的に示した。

一般的なトラス橋梁との違いは、トラス材をチューブ状(同心円状)に配置していることが上 げられる。また各骨組み部材は、視界の広がりと経済性を考慮して鋼管断面とした。

概略検討では、各部材の鋼管径はφ300で支間長 50m 程度まで適用可能であることが確認できたため、他形式と比べても歩行者に閉塞感を与えることは少ないと考える。

なお、概略検討の解析では、面外方向の断面力が若干作用する結果となった。そのため、本形 式をより現実とするためには、実際の応力伝達方法の妥当性の確認や格点構造が課題と考えられ る。また、軸力や曲げが卓越する中間支点部の弦材・端支点部の斜材や垂直材に鋼管径 φ 300 を使 用し、それ以外の部材は鋼管径 φ 250 を使用するなど部材位置毎の最適断面を使用することで、さ らに経済性に対して合理的な構造とすることが出来ると考えられる。

8. 巻末資料

8-1. 論文発表

桁橋WG内で検討した成果を報告するために、 第20回 鋼構造シンポジウム 2012 で発表した。 発表した論文は以下の通りである。

・パイプチューブ形式

ジャルワリ・トゥルキ、中村 俊一:鋼管を用いたチューブ橋の静的構造特性と崩壊挙動に関する考察、 鋼構造年次論文報告集 第20巻(2012年11月) pp. 485~490

・ケーブルチューブ形式

中村 公紀 、臼倉 誠、 中村 俊一、 中村 一史:曲面ケーブル構造を用いた歩道橋のコンセプトデザ イン、鋼構造年次論文報告集 第20巻(2012年11月) pp. 499~502

参考文献

- 1) 橋梁と基礎 2011 Vol.45 3月号「表紙」株式会社建設図書
- 2) CURATED HOME THE DAIRY NEWS
 [http://www.curatedmag.com/news/2009/08/14/santiago-calatravas-peace-bridge/]
 2) The state of the data o
- 3) スティーブンA.ウエインライト著、本川辰雄訳:生物の形とバイオメカニクス、p.47、151、152、 東海大学出版、1989.
- 4) Fibers and Fabrics, Exciting Prospectives for Architecture and Construction [Category No. 5: Composite Structure [http://www.fibersource.com/textile_Arch/Cat-5.htm]
- 5) ウィキペディアフリー百科事典 [http://ja.wikipedia.org/wiki/%E3%83%95%E3%82%A1%E3%82%A4%E3%83%AB:Dougenzaka-pedestri An-walk08060101.JPG]
- 6) ウィキペディアフリー百科事典
- [http://ja.wikipedia.org/wiki/%E3%83%95%E3%82%A1%E3%82%A4%E3%83%AB:Dougenzaka-pedestri an-walk08060102.JPG]
- 7) ウィキペディアフリー百科事典

[http://ja.wikipedia.org/wiki/%E3%83%95%E3%82%A1%E3%82%A4%E3%83%AB:HamamatsuchJPG.jpg]

8) ウィキペディアフリー百科事典

[http://de.wikipedia.org/wiki/Gustav-Heinemann-Br%C3%Bccke]

- 9) 日本道路協会:立体横断施設技術·同解説, p.35-36
- 10) 土木学会:歩道橋の設計ガイドライン、p. 67-68、2011.1
- 11) 冷却塔、

[http://www.publicdomainpictures.net/view-image.php?image=336&picture=]

- 12) 川崎,中村:歩行者により励起される橋桁の水平応答値の推定法、構造工学論文集 Vol.54A
- 13) 土木学会:歩道橋の設計ガイドライン, p. 79、2011.1

鋼構造年次論文報告集 第20卷(2012年11月)

鋼管を用いたチューブ橋の静的構造特性と崩壊挙動に関する考察 Static structural characteristic and collapse behavior of tubular bridges with steel pipes

論文

ジャルワリ・トゥルキ* Jarwali Turki 中村 俊一** Shunichi Nakamura

ABSTRACT A new type of footbridge, the tubular bridge with steel pipe girders, is proposed. The walkway is covered by tubular section consisting of several steel pipes. The upper pipe girder is in compression, the lower pipe girder is in tension, and the center pipe girder has no axial force. Bending moments decrease or increase between the adjacent two rings. All of the pipe girders behave as a one piece because the vertical displacements are the same. The collapse process and the ultimate strength of the model bridge are obtained by elastic plastic and large deformation analysis. Plastic hinges are formed in the center pipe girders near the pier ends, which leads to the collapse of the model bridge.

Keywords: チューブ橋, 鋼管, 静的挙動, 終局強度 *Tube Bridge, Steel pipes, Static behavior, Ultimate strength*

1. Introduction

A new and attractive footbridge was designed by Calatrava: the Peace Bridge in Calgary, Canada (Fig.1). The walkway is covered by circular closed sections consisting of steel members and transparent covers. Although this bridge looks nice, the structural detail is very complex and its construction cost is high, which delayed the construction schedule¹⁾. This bridge was completed in March, 2012.



Fig.1 Peace Bridge

The authors have proposed a similar footbridge: a tubular bridge with steel pipe girders (Figs.2, 3, 4, 5, 6). The walkway is covered by tubular section consisting of several steel pipes. These steel pipe girders are connected together with steel rings.

Advantage of the proposed bridge is low construction cost keeping the same function and



Fig.2 Tubular Bridge with steel pipes

esthetics as the Peace Bridge. As steel pipes are produced at steel mills, fabrication cost to make them to structural members is much lower.

However, as this tubular bridge with pipe girders is original and new, its structural behavior is not known and needs to be studied. Sectional forces and displacements of the steel pipe girders must be clarified. Resistance against global buckling must be also confirmed. Complex non-linear analysis, elastic plastic and large deformation analysis, is necessary to find the ultimate strength.

2. Bridge Model

The model bridge with a span length of 50.0 m is studied (Fig.3). Six steel pipe girders are used to

*東海大学大学院 博士課程 土木工学コース (〒259-1292 神奈川県平塚市北金目 4-1-1) **Ph.D. 東海大学 土木工学科 教授 (〒259-1292 神奈川県平塚市北金目 4-1-1) 第2種会員



Fig.4 Cross section

form a tubular section with an outside diameter of 5.7 m (Fig.4). The pipe girder is 502 mm in diameter and 14 mm in thickness with steel grade of SM490 (Fig.5). These dimensions are determined by the allowable stress method so that the stress due to the design load is within the allowable stress²). The steel ring with I-section is assumed (Fig.6). The steel ring is welded to the steel pipe and the connection is assumed to be rigid in the analysis.

Static structural behaviors of a tubular bridge with pipe girders are studied in two steps. In the first step, sectional forces and deflections are obtained due to the design load, the dead load (D) plus the live load (L). It is assumed that the live load intensity of 3.5 kN/m^2 is distributed on the whole deck width of 2.5m^{2}). The design load is applied as a concentrated load at the nodes, the intersections of the pipe girders and the rings.

In the second step, the collapse process and the ultimate strength of the model bridge is obtained by elastic plastic and large deformation analysis. The design load of D+L is incrementally applied and the resultant deformation and stresses are obtained until the bridge collapses.

It is reminded that the pipe girder has the radius over thickness ratio of 251/14=17.9 and local buckling does not occur.

3. Static behaviors due to the design load

Fig.7 shows axial forces of the pipe girders. The upper pipe is in compression with the maximum force at the span center. The lower pipe is in tension with the maximum force at the span center. Axial force of the center pipe is zero. Fig.8 shows in-plane bending moment of the pipe girders. The upper, lower and center pipe girders show similar curves: bending moments decrease or







increase between the adjacent two rings. This tendency arises because the pipe girders are restrained by the rings and work like a fixed beam. The center pipe girder has larger bending moment than others, and the maximum occurs at the end rings. Out-of-plane bending moment of the pipe girders is much smaller than the in-plane bending moment.

Fig.9 shows the vertical displacements of the three pipe girders, which are all equal. This indicates that all pipe girders behave as a one piece and the bridge is stable. The steel rings play an important role to hold the parallel pipe girders in positions and to restrict their individual behaviors. Therefore, the steel rings should have sufficient rigidity and be arranged at appropriate distance.



Fig.9 Vertical displacement of girders (D+L)

As the tubular bridge behaves as a beam, the upper and lower pipe girders mainly take bending moments. That is why the upper pipe girder is in compression and the lower pipe girder is in tension. The center pipe girder is on the neutral axis and no axial force occurs. On the other hand, shear force is taken by the rigid frame consisting of the pipe girders and the rings, and bending moments occur.

Maximum stress, consisting of axial stresses

鋼構造年次論文報告集 第20卷(2012年11月)

and bending stresses, occurs at the upper edge of the center pipe girder (diameter of 502mm and thickness of 14mm) at the end ring. The stress check ratio at this position is nearly 1.0. In this study the same size steel pipes are used for all the pipe girders. The stress of the end rings is larger than other rings, and it is also within the allowable stress.

The vertical deflection due to live load is 36.2 mm which is within the allowable value of 100 mm (=L/500, L: span length)²⁾. This confirms that the serviceability of the tubular bridge is satisfied. However, further study is required to verify its dynamic behaviors in vertical and lateral directions, which is out of scope of this paper.



Fig.10 stress vs. strain (SM490)

4. Collapse process and ultimate strength

Elastic plastic and large deformation analysis is conducted for the model bridge. Fig.10 shows the assumed stress versus strain relation, an idealized bi-linear curve, for steel pipe. Yield stress of steel grade SM490 is 315 MPa. The analytical model is three dimensional, and steel pipe girders and the steel rings are divided into fiber elements. The FEM program, FRAME/3D (Forum 8), is used for this calculation.

The design load D+L is first applied and, then, it is incrementally applied until the model bridge collapses. It is expressed by:

$$P = K (D + L)$$
(1)

Р

where, P: applied load, K: load incremental coefficient. The load increment is varied depending on the resultant deformation and the minimum load increment is set at 0.05.

鋼構造年次論文報告集 第20巻(2012年11月)

Proceedings of Constructional Steel Vol.20 (November 2012)



Fig.11 Vertical displacement at span center

Fig.11 shows the vertical displacements of the three pipe girders at the span center. All follows the same tendency until collapse. The vertical displacement increases proportionally until K of about 1.70. Then, it becomes non-linear and increases very sharply after K of 2.30. It diverges at K of 2.35, which is taken as the collapse load.



Fig.12 Longitudinal displacement at R10

Fig.12 shows the longitudinal displacement of the pipe girders at the end ring R10. As the whole tubular section rotates at the end ring, the upper pipe girder moves to the left (towards the span center) with K, the lower pipe girder to the right (away from the span center) and the center pipe girder does not move. However, they all moves to the left very sharply after K of 2.30 and diverge at K of 2.35, which corresponds to the vertical displacement. The lateral displacement in transverse direction is negligibly small.

Fig.13 and Fig.14 show stresses of the three pipe girders at R8 and R10 with K. Edge of the center pipe at R10 first reaches yield stress when K



Fig.14 Stress vs. K of girders at R10

is 1.55, and then continues to be in yield afterwards. Edges of the lower and upper pipe girders reach yield stress, which occurs after the yield of the center pipe girders. This can be understood by the bending moment diagram of Fig.7. Stresses of the steel rings are below the yield stress except near the divergent load.



Fig.15 Vertical deflection of lower pipe girder

Fig.15 shows the vertical deflections of the lower pipe girder with different K. The deflections

with K less than 1.70 are similar to those of a simple beam with fully distributed loads. Then, the deflections with K over 2.30 have sharp inflections at the rings of R2 and R8.





Fig.16 shows how yielded areas spread in steel pipe girders with increasing K and the process of collapse is clarified. At K of 1.55 the first yielded part appears in the center pipe girder at the end ring R10. At K of 1.80 the yielded areas spread and deepen at R10, R9 and R8. At K of 2.00 the upper and lower pipe girders at the end ring R10 and the center pipe girder at the ring R8 become yielded. At K of 2.35 the whole cross section becomes yielded and plastic hinges are formed in the center pipe girders at R10 and R8, which leads to the collapse of the model bridge. These plastic hinges cause the inflections at R2 and R8, as shown in Fig.15.

4. Conclusion

A new type of footbridge, the tubular bridge with steel pipe girders, is proposed and its static behaviors and ultimate strength is studied in this paper.

Static behaviors, sectional forces and deflections, are obtained due to the design load. The upper pipe girder is in compression, the lower pipe girder is in tension, and the center pipe girder has no axial force. Bending moments decrease or increase between the adjacent two rings. The center pipe girder has the larger bending moments. The vertical displacements of the three pipe girders are all equal, indicating that all pipe girders behave as a one piece and the bridge is stable.

The collapse process and the ultimate strength of the model bridge are obtained by elastic plastic and large deformation analysis. The vertical displacements at span center increases linearly until K of about 1.70, increases very sharply after K of 2.30, and diverges at K of 2.35. At K of 1.55 the first yielded part appears in the center pipe girder at the end ring R10. At K of 2.00 the upper and lower pipe girders at the end ring R10 and the center pipe girder at the ring R8 become yielded. At K of 2.35 the whole cross section becomes yielded and plastic hinges are formed in the center pipe girders at R10 and R8, which leads to the collapse of the model bridge. These plastic hinges cause the inflections at R2 and R8.

As mentioned above, the fiber elements are used in this study. The shell elements can be of course applied to find the ultimate strength, which may produce more accurate results. However, the present method with fiber elements can clarify the collapse process and the ultimate strength. The

鋼構造年次論文報告集 第20卷(2012年11月)

analysis with fiber elements needs less calculation time and is useful from a practical point of view.

This study concludes that the proposed tubular bridge is statically stable under the design loads, and has sufficient ultimate strength. Therefore, the proposed bridge is structurally rational and feasible.

References:

 http://en.wikipedia.org/wiki/Peace_Bride_ (Calgary)

2) Japanese Road Association: Specification for road bridges, I: General and II: Steel bridges, 2004.

鋼構造年次論文報告集 第20卷(2012年11月)

報告

双曲面ケーブル構造を用いた歩道橋のコンセプトデザイン A conceptual design of the footbridge supported by cables settled on an elliptic hyperboloid of one sheet

中村 公紀* 〇臼倉 誠** 中村 俊一*** 中村 一史**** Kohki NAKAMURA Makoto USUKURA Shunichi NAKAMURA Hitoshi NAKAMURA

ABSTRACT The authors tried to propose a new form of footbridge based on the conceptual design. It is "no discomfort to pedestrians, new tubular girder bridge". The outline design were conducted varying the shapes and the structural system in order to embody such emphasis on novelty, approved as a bridge. As a result, the footbridge supported by cables settled on an elliptic hyperboloid of one sheet has been proposed. The structural design was confirmed by the static behavior under dead load. In addition, the results of buckling eigenvalue analysis and natural frequency analysis also showed the feasibility of the structure related to the static stability and serviceability.

Keywords: 新形式橋梁, デザイン, 歩道橋, ケーブル構造, 振動使用性 New forms bridge, design, footbridge, cable structure, use of vibration

1. はじめに

近年,諸外国では多くのデザイン・コンペが開催 され,単に建設コストだけでなく,景観や新規性を 含めた総合評価がなされた事例が少なからず報告さ れており,魅力的な新形式の橋梁が提案されている. 一方,国内における橋梁の建設は,コスト優先で画 一的な橋梁が圧倒的多数となり,魅力的な橋梁が登 場しにくい状況にある.こうした中で,材料や構造 形式の観点から斬新な橋梁を提案するための思考実 験が技術者の構想力を高める一助になると考えら れる.

本報告は、以上の観点に基づき、構造景観や歩行 体験の新規性を追求した、双曲面ケーブル構造によ る歩道橋のコンセプトデザインを実施した報告であ る.一葉双曲面上にケーブルを配置した桁支持構造 が成立することを静的な概略設計により確認すると ともに、使用性に関連する分析(固有振動数の把握, 種々の減衰のもとでの歩行による水平振動に関する 感度分析)を実施した.

2.コンセプトデザイン

筆者らは、箱桁断面、I桁断面以外で合理的で、 新規性のある形状を模索した.その結果、サンゴの 群体や竹などのチューブ形状が少ない材料で箱断面 や I 断面以上の剛性を持っていること¹⁾、かつ、こ の形状を橋梁に適用している実績が少ないことを確 認した.また、チューブ形状は異空間を接続し、異 空間を調和する構造景観特性を有している反面、中 空部分を通過する歩行者に部材による閉塞感を与え る特徴を有している.この形状が有する様々な趣の ある特徴より形状をチューブとし、新しい橋梁デザ インとして成立するように、「歩行者へ不快感を与え ない、チューブ状の新桁橋」とコンセプトを定めた.

ここでいうコンセプトとは、チューブ形状という 新規性を追求しながらも、かつ橋梁としての構造安 定性、および使用性も確保されることを示している. また、コンセプトデザインとは、計画段階におい てコンセプトに基づいて基本的な形状を見現化した

てコンセプトに基づいて基本的な形状を具現化した 設計を意味している.

- * 工修 (㈱長大 構造事業本部 東日本構造事業部 構造技術2部(〒104-0013 東京都北区東田端2-1-3 天宮ビル3F)
- ** 工修 東京コンサルタンツ㈱ 情報管理本部 開発研究室(〒101-0063 東京都千代田区神田淡路町 2-8-5 第2萬代家ビル2F)
- *** Ph.D 東海大学工学部土木工学科(〒259-1292 神奈川県平塚市北金目 1117) 第2種正会員
- ****博(工) 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科(〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)第2種正会員

次に、チューブ形状から考えられる7つの案(円 筒シェル案,変形シェル案,パイプチューブ案,部 分シェル構造案,トラスチューブ案,ハニカムチュ ーブ案,テンセグリティ構造案)を抽出した.その端リング15mになり(図-2参照),経済性および実 中で、閉塞感を与えない歩行空間を包み込む形状で 現性において、支間長 30mのタイプに明らかに劣る あり, かつ, 斬新な形状と思われる, テンセグリテ ィ構造に着目し、コンセプトデザインへのアプロー チを試みた.

3.一葉双曲面上に配置したケーブル構造の概念

一葉双曲面形状の構造体は,放物線の回転体で, 円と直線で構成できる回転放物面により構成され, 発電所における冷却塔などに応用されている.筆者 らは、この形態を、ケーブルを用いて構成すること で,歩道橋の桁を支持する軽量な主構造と為し,さ らに中空部分に歩行者空間を確保することで構造景 観や歩行体験の斬新さをもたらすことが可能と考え た (図-1参照).



鋼構造年次論文報告集 第20卷(2012年11月)

この着想の具体化に当っては、死荷重で自立する ことを前提条件として支間長 30m, 60mの試設計を 実施した.支間 60m のタイプは、中間部リング 8m, ことから,不採用とした.



図-2 試設計案(支間長 60m)

具現化した構造を図-3 に示す.構成部材は,主 たる支持構造であるリングと主ケーブル(双曲面上 のケーブル),端支点のリングに対するバックステイ ケーブル、床組に対するハンガーケーブルより成立 している.



4. 静的荷重に対する概略設計

ケーブル構造の成立可否を確認するための試設計 条件を表-1 に示した. 主ケーブルについては本来 であれば解体計算など架設ステップを再現した解析 を要する.しかしここでは、概念設計であるため、 静的荷重に対して張力が抜けないようなプレストレ スカ(60kN/本)を第2, 第3リング間のケーブルに一 律に導入するものとした.この結果,表-2に示す 構造諸元を用いれば,静的荷重に対する安全性およ 活荷重のみを載荷した状態の線形座屈解析を実施し びたわみの照査を満足することを確認した.

支間長	30m
荷重	死荷重 D, 群集荷重 L, レベル1 地震
	動相当の慣性力 EQ(kh=0.2)を考慮
荷重組合せ	D+L および D+EQ
歩行者密度	$0.7/m^2$
使用材料	鋼材:SM400, STK400
	ケーブル : スパイラルロープ (ST1470)
安全率	鋼材:約1.7(地震時1.7/1.5),ケーブ
	ル:2.5, たわみ制限値:L/600=50mm

末—1 設計冬代

表-2 静的設計による断面諸元



4.1 たわみの照査

活荷重たわみは15mm程度であり、活荷重たわ みの制限値 50mm (=L/600) に対して照査を満足 している. これは, ハンガーによりたわみが抑え られていると考えられる.

4.2 全体座屈に対する照査

全体座屈に対する照査として, 完成形のモデルに た. 結果は 770 となった (図-4参照). これは、 使 用プログラムの制約から死荷重およびプレストレス を除いた状態(活荷重に対する荷重倍率)を示す. 数値が非常に大きいことから,構造安定性について 問題はないと推察される.



			一座屈牌	座油牌初		
			6 -	• •	250	
EIGENVALUE		770.42169	MAX	DX	15.622	
B. MODE NO		1	MAX	DY	11.800	
MAX.DIR	Ζ		MAX	DZ	100.000	

図-4 線形座屈解析結果

5. 歩行に対する振動使用性の検討

歩行者への不快感を与えない照査として,振動数 の照査が挙げられる. ここでは、固有振動数および 水平方向の振動使用性に関する感度分析を行う(文 献 1). なお, 既往論文は, 歩行者の水平振動数 1H z前後を対象としている.今回の固有値解析結果で は1.7Hz 程度でているため、水平振動数の応答値へ の適用については参考値扱いとする.

5.1 固有振動数による照査

鉛直方向1次(全体5次)の振動数は4.55Hzであ った (表-3 参照). 共振の可能性のある 1.5~2.5Hz の範囲を大きくはずれていることから、鉛直方向の 振動の照査は満足していることが言える.

また、近年、歩行による水平振動で使用性が損な われた例が報告されている.この水平振動は、1Hz 程度の固有振動数を有する吊り形式橋梁のような柔 構造で生じやすいと考えられている.本橋の水平1

ば要求性能を満足すると判断できる.

		振動数	周期	有効質量比			
次数	方向	[Hz]	[sec.]	橋軸	鉛直	直角	
1	1DZ- 1	1.70	0.587	0.0	0.0	6.7	
2	1DZ- 2	1.85	0.540	0.0	0.0	0.0	
3	1DZ- 3	2.36	0.424	0.0	0.0	28 <u>.</u> 1	
4	1DX- 1	3.92	0.255	32.2	0.0	0 <u>.</u> 0	
5	1DY- 1	4.55	0.220	0,0	56.0	0.0	
6	5DZ- 1	5.19	0.193	0.0	0.0	20.2	
7	5DZ- 2	5.36	0.186	0.0	0.0	1.2	
8	5DZ- 3	5.63	0.177	0.0	0.0	1.9	
9	5DY-1	6.15	0.163	0.0	0.0	0.3	
10	5DY- 2	6.64	0.151	0.0	0.0	0.0	
		合計	32.2	56.0	58.3		

表-3 固有值解析結果

5.2 水平方向の振動使用性に関する感度分析

固有値解析結果より求めた水平1次モードの特性 を示す数値をもとに、文献2)の水平振動応答値に関 する提案式を用いて,応答変位及び速度を推定した. 提案式に使用されている推定条件 kl (歩行者重量の 水平方向に働く割合),k2(同調する人の割合), k3 (歩行に関する形状係数)および不明確である各 材料の減衰定数hを大小3パターンで比較し(表-4), 簡易な感度分析を行った.

> 表--4 推定条件一覧

減衰設定ケース	A 減衰小	B 減衰中	C 減衰大	
モード質量 M _B (t)	1.355	1.355	1.355	
モード剛性 K _B (t/sec2)	12.447	12.447	12.447	
桁のモード減衰定数 C _B	0.01897	0.08697	0.17394	
歩行者のモード質量 M _P (t)	0.153	0.153	0.153	
係数 k1	0.10, 0.15, 0.20			
係数 k2	0.1, 0.3, 0.5			
係数 k3	0.01			





その結果,桁応答変位では 0.06~1.94m のレンジ 幅が見られ,桁応答速度では0.19~5.87m/sのレンジ 幅が見られた(図-5は桁応答変位の一例).パラメ ータにより大きくばらつく傾向がみられるが、固有 値解析結果では減衰が小さく,さらに文献2)の実験

次の固有振動数は 1.7Hz であり、通常の設計であれ で算出された k2 のパラメータ値が 0.2 程度であるこ とから、本構造の応答変位は最大で 30cm 程度、応 答速度は最大で 1.0 m/s 程度であると推定された. た だし, 文献 2) の提案式は対象橋の固有振動数 f_Bが 1.0 Hz であることを前提にしたものであり、本橋の 場合,応答値は過大評価されていることに注意を要 する. すなわち, 同調性に応じた水平起振力に乗じ られる係数 G (f_B) は 1.0 としており,対象橋の固有 振動数 faが 1.0 Hz から大きく外れた場合, G (fa) は 1.0 より小さくなる.

> さらに、この分析では、振動に対して安全側の仮 定として、床組の横構を無視した剛性により評価を 行った. 主桁の剛性が小さいことから, 横構の存在 によって実際の水平固有振動数は増加し、応答変位 は低減されると考え、文献 3)における使用性の評価 (人によっては自然に歩行することに困難を感じ, 手すりに触れながら歩行するようになる)の変位2.5 [cm], 速度 14 [cm/s]内にはおさまると考えられる. このため、振動使用性の観点からも、対象橋梁は成 立しうるものと推察される.

6. 結 論

本研究では、設定したコンセプト「歩行者へ不快 感を与えない,チューブ状の新桁橋」に基づいて, 具現化を試み、閉塞感を歩行者に与えない、双曲面 ケーブル構造を用いた新形式歩道橋を提示した.

また、歩行者への不快感を与えない構造であるこ とを示すために、たわみ、全体座屈および歩行に対 する振動の照査を行い、提案した構造の成立性を示 した.

謝辞:本研究は「鋼橋技術研究会 新橋梁形式研究部 会」内で検討されたものを取りまとめたものである. 本研究遂行に当り、共同研究者各位には、貴重な意 見を賜った.ここに記して、感謝の意を表する.

参考文献

1)スティーブンA.ウエインライト著,本川辰雄訳: 生物の形とバイオメカニクス,東海大学出版, 1989. 2) 川崎, 中村: 歩行者により励起される橋桁の水平 応答値の推定法,構造工学論文集 Vol.54A,

pp.626-633 , 2008.3

3) 土木学会:歩道橋の設計ガイドライン, p.79, 2011.1

あとがき

はじめに、本報告書の取りまとめに多大なご協力をいただきました、新橋梁形式部会の部会員各位に 深く感謝申し上げます。

新橋梁形式部会の活動目的は、新形式橋梁を考案して研究することにより、鋼橋の活性化、若手技術 者の育成に貢献することであった。そこで、新しい形式を検討するために、3つのWGに分かれて、4 年間活動を行った。部会は計18回開催され、その中では各WGの検討案を持ち寄り、部会員全員で議 論を行った。また、WGは、具体的かつ詳細な検討を行うために、さらに多く実施された。したがって、 本部会の研究テーマを通じて、若手技術者同士の交流や議論が活発に行われたという点においては、当 初の目的はほぼ達成されたものと思われる。

橋梁形式については、3 つの形式(アーチ形式、吊り形式、チューブ形式)に着目して検討が行われ た。各 WG において、アーチ形式では道路橋を、また、吊り形式、チューブ形式では歩道橋を対象に、 各形式の構造特性を理解するために、代替案として幾何形状あるいは断面寸法をパラメトリックに検討 した。特に、歩道橋の設計では、歩行時の振動がしばしば問題となることから、無補剛吊橋を対象に振 動計測を実施して、振動使用性の評価を行った。なお、本研究では、新しい構造形式の提案とその力学 特性の理解に主眼を置いたため、経済性、施工性については十分な検討が行われていないことにご了解 をいただきたい。

それらの成果は、本報告書に示された通りであるが、構造的な合理性や細かい点を除くと、全ての橋 梁形式案は概ね実現可能であった。例えば、一見、構造物として成立するかどうか、あるいは、相反す る構造形式の組み合わせで問題が生じるのではないかなど、当初は疑問点もあったが、検討を重ねてい く中で,適切な部材の配置とバランスを考慮すれば構造系として十分成立すること、また、断面力は断 面剛性に応じて分担され、自由度の高い形式であることなどが確かめられた。構造形式の力学的な合理 性や経済設計を追求することは、公共構造物を計画、設計する上での前提条件ではあるものの、鋼橋の 技術で対応すれば、構造形式に多少無理があっても柔軟に設計でき、実現できると捉えられるのではな いだろうか。本研究の成果がこれからの鋼橋の積極的な活用の一助となることを期待している。

最後に、本研究の実施にあたり、鋼橋技術研究会の関係各位より貴重なご意見をいただくとともに、 特別研究費の助成を受け、景観検討のためのパース製作、および、振動計測業務の委託を行いました。 また、「水の郷大つり橋」の振動計測の実施にあたり、神奈川県愛甲郡清川村まちづくり課より、ご理 解とご協力をいただきました。ここに記して、厚く御礼申し上げます。

> 鋼橋技術研究会 新橋梁形式部会 副部会長 中村一史

新橋梁形式研究部会 報告書 (No.076)

- 編 集 鋼橋技術研究会 新橋梁形式研究部会
- 発 行 平成26年3月
- 発 行 所 鋼橋技術研究会 〒166-8532 東京都杉並区和田3-30-22 大学生協学会支援センター内 TEL.03-5307-1175

※当該資料の内容を複写したり他の出版物へ転載するような場合は、 必ず鋼橋技術研究会の許可を得てください。

印刷・製本 株式会社 アズ・クリエイト