

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/>]
- 3) スティーブンA. ウェインライト著、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-pedestrian-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-pedestrian-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:Hamamatsuch.JPG.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

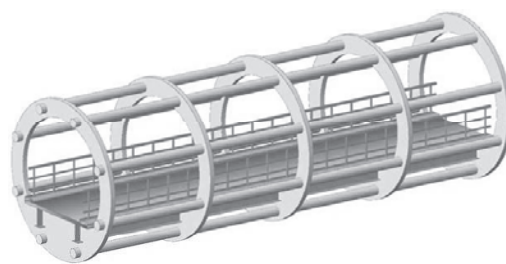


Fig.2 Tubular Bridge with steel pipes

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

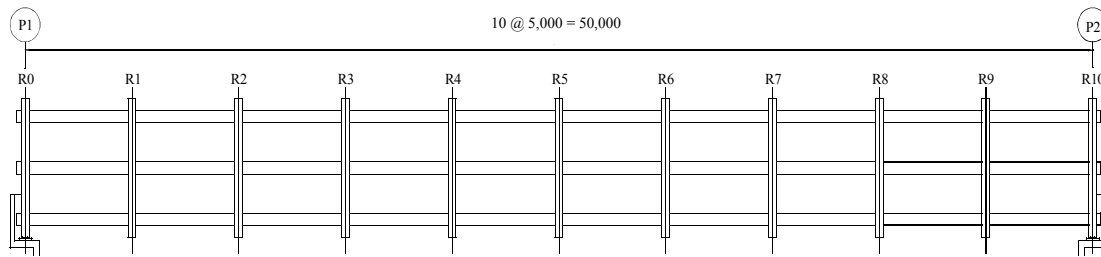


Fig.3 Side view of tubular bridge (unit: mm)

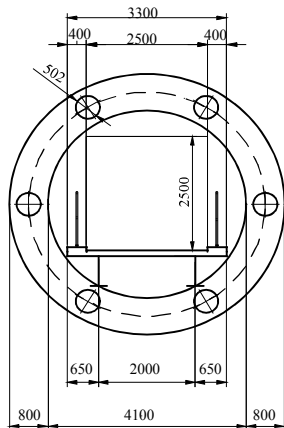


Fig.4 Cross section

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 2.5 m^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.

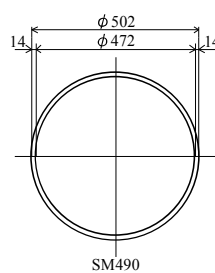


Fig.5 Steel pipe girder

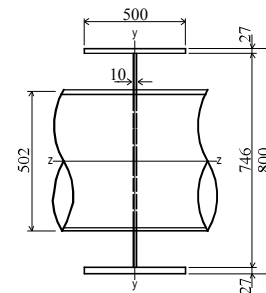


Fig.6 Steel ring with I-section

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

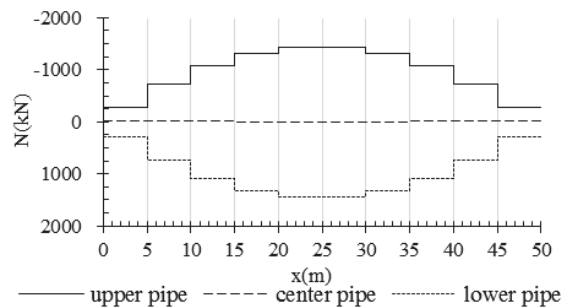


Fig.7 Axial force of pipe girders (D+L)

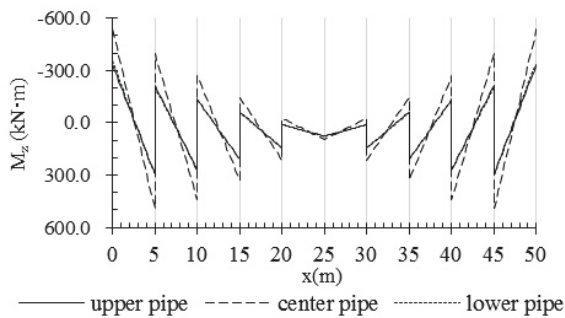


Fig.8 Bending moment of pipe girders (D+L)

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.

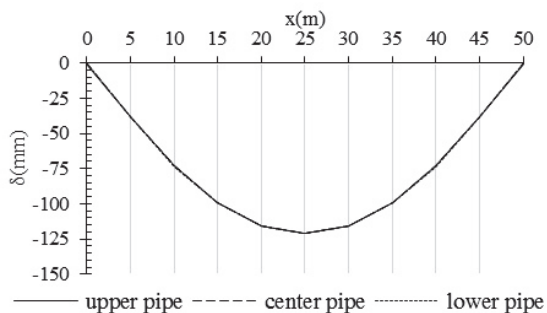


Fig.9 Vertical displacement of girders (D+L)

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

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.

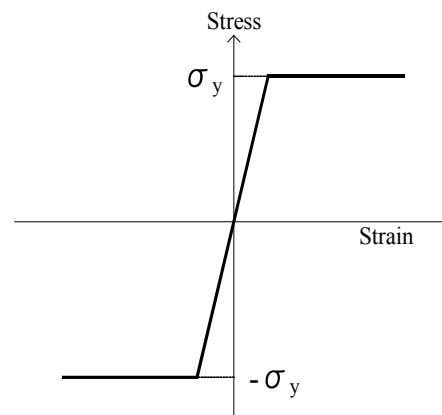


Fig.10 stress vs. strain (SM490)

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:

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

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.

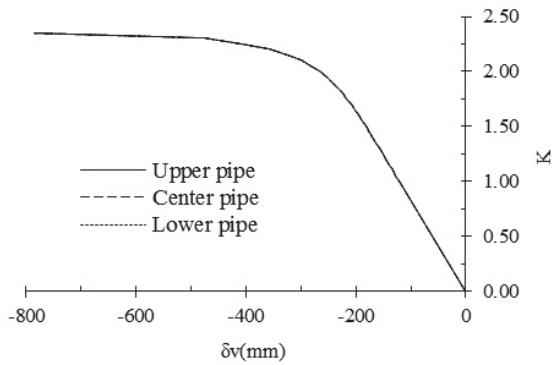


Fig.11 Vertical displacement at span center

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.

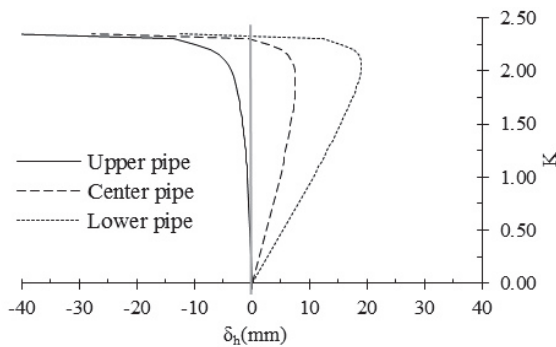


Fig.12 Longitudinal displacement at R10

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

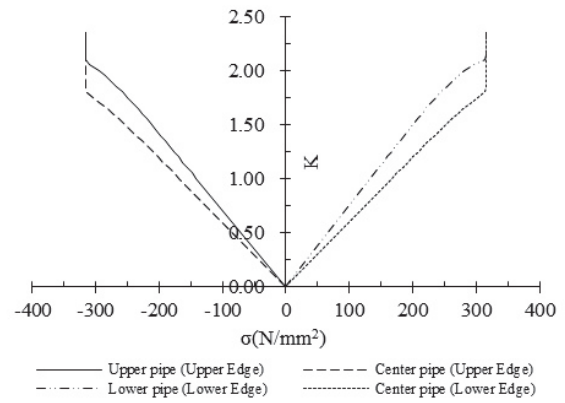


Fig.13 Stress vs. K of girders at R8

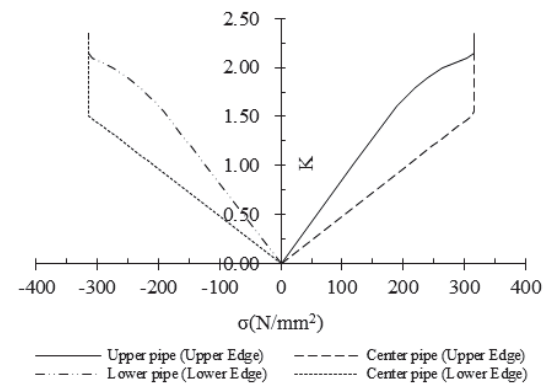


Fig.14 Stress vs. K of girders at R10

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.

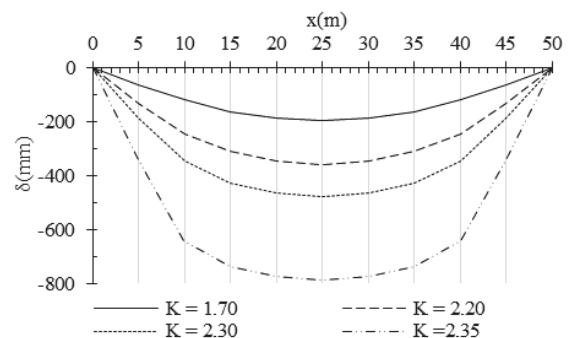


Fig.15 Vertical deflection of lower pipe girder

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.

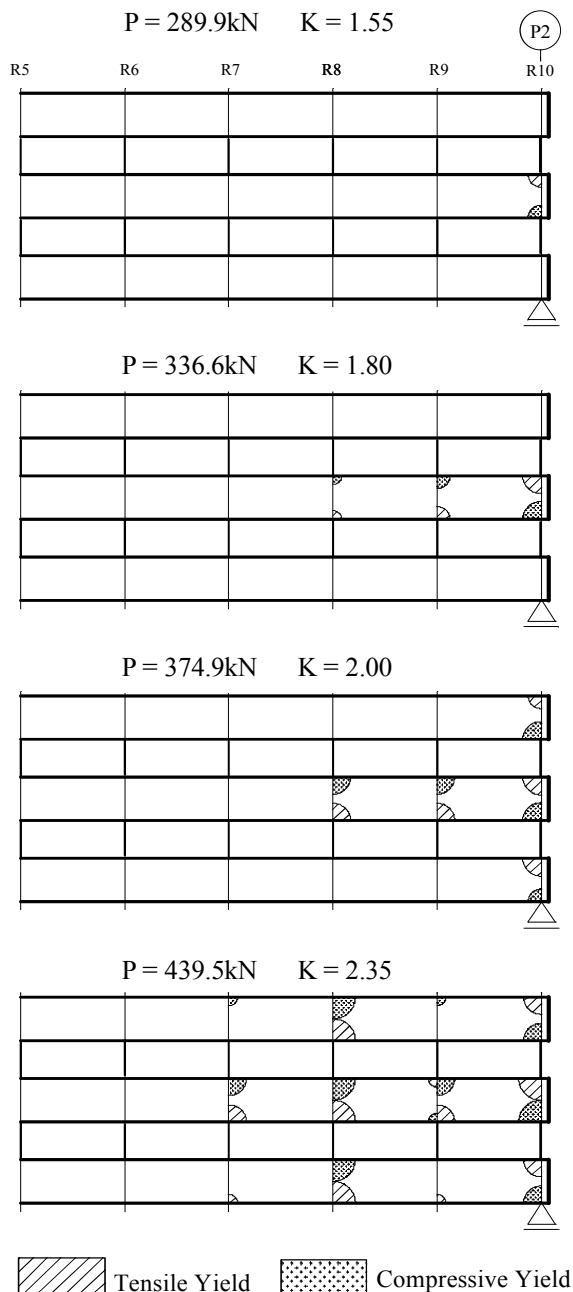


Fig.16 Progressive yield process of pipe

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

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:

- 1) [http://en.wikipedia.org/wiki/Peace_Bride_\(Calgary\)](http://en.wikipedia.org/wiki/Peace_Bride_(Calgary))
- 2) Japanese Road Association: Specification for road bridges, I: General and II: Steel bridges, 2004.

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* ○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具現化した設計を意味している.

* 工修 (株)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(株) 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。その中で、閉塞感を与えない歩行空間を包み込む形状であり、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应用されている。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）。

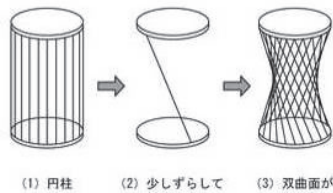


図-1 ケーブル構成の概念

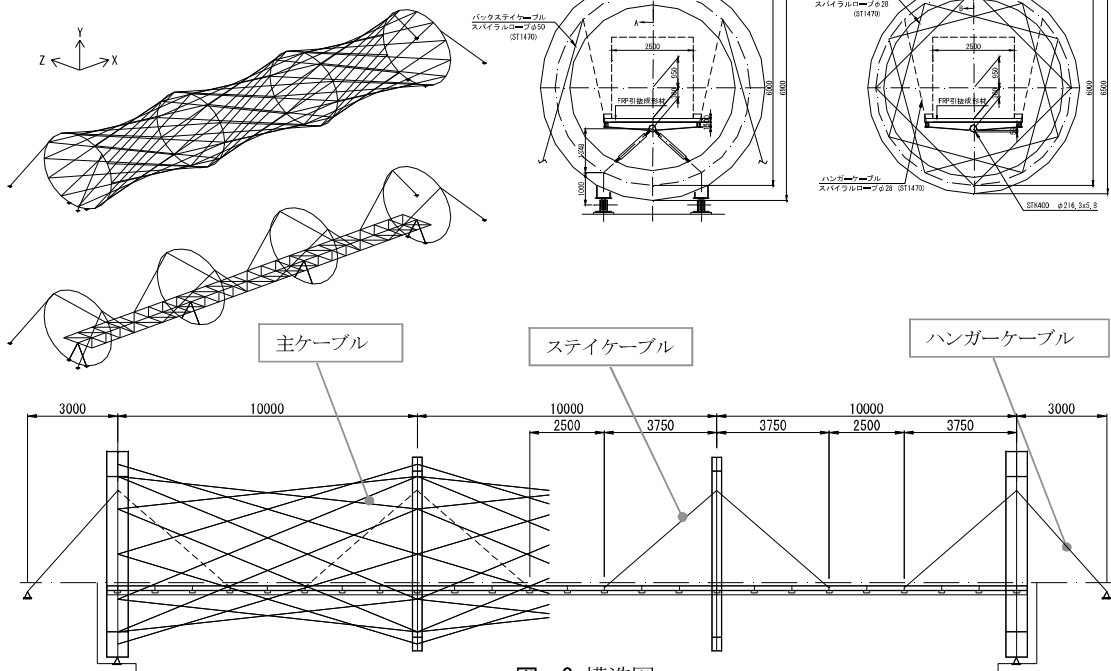


図-3 構造図

この着想の具体化に当たっては、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, 端リング 15mになり（図-2参照）、経済性および実現性において、支間長 30mのタイプに明らかに劣ることから、不採用とした。

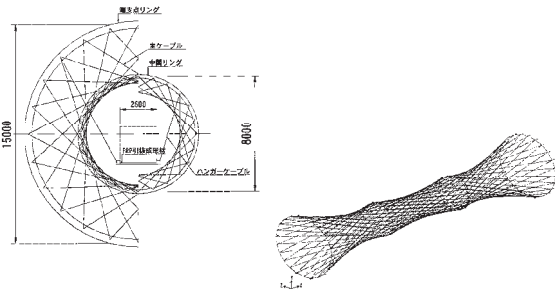


図-2 試設計案（支間長 60m）

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クーブル、床組に対するハンガークーブルより成立している。

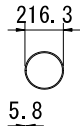
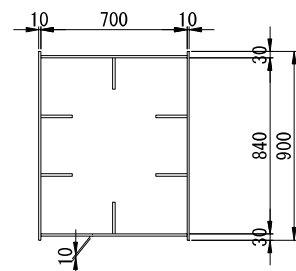
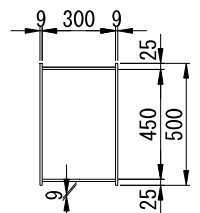
4. 静的荷重に対する概略設計

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力(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びたわみの照査を満足することを確認した。

表-1 設計条件

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-2 静的設計による断面諸元

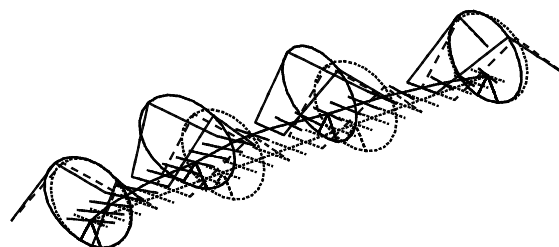
主桁	
端支点リング	
中間リング	
その他の結果	<ul style="list-style-type: none"> 主ケーブル: ST1470 φ28 主桁(鋼管)の活荷重たわみ $\delta L = 15\text{mm} < \delta a = 50\text{mm}$

4.1 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。

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(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。



座屈解析			
EIGENVALUE	770.42169	MAX DX	15.622
B. MODE NO	1	MAX DY	11.800
MAX. DIR	Z	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 1Hz 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と言える。

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、通常的设计であれば要求性能を満足すると判断できる。

表一3 固有値解析結果

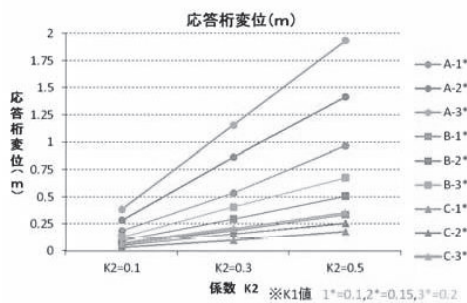
次数	方向	振動数	周期	有効質量比		
		[Hz]	[sec.]	橋軸	鉛直	直角
1	1DZ-1	1.70	0.587	0.0	0.0	6.7
2	1DZ-2	1.85	0.540	0.0	0.0	0.0
3	1DZ-3	2.36	0.424	0.0	0.0	28.1
4	1DX-1	3.92	0.255	32.2	0.0	0.0
5	1DY-1	4.55	0.220	0.0	56.0	0.0
6	5DZ-1	5.19	0.193	0.0	0.0	20.2
7	5DZ-2	5.36	0.186	0.0	0.0	1.2
8	5DZ-3	5.63	0.177	0.0	0.0	1.9
9	5DY-1	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

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 k1 (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(表一4)、簡易な感度分析を行った。

表一4 推定条件一覧

減衰設定ケース	A	B	C
	減衰小	減衰中	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/sec ²)	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		



図一5 水平応答変位の結果

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(図一5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

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 f_B が 1.0 Hz から大きく外れた場合、G (f_B) 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。本研究遂行に当たり、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. ウェインライト 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