

鋼吊床版歩道橋の一提案とその力学的特性

Proposal of a Steel Stress-Ribbon Pedestrian Bridge and Its Mechanical Characteristics

水田洋司*¹ 吉村 健*¹ 城 秀夫*² 劉 貴位*³
 Yoji Mizuta, Takeshi Yoshimura, Hideo Jo, Gueiwei Liu

- *1 工博 九州産業大学教授 工学部土木工学科 (〒813福岡市東区松香台2丁目3番1号)
 *2 (株)構造技術センター 取締役 (〒812福岡市博多区博多駅前3丁目5番7号)
 *3 九州産業大学 大学院工学研究科 (〒813福岡市東区松香台2丁目3番1号)

Pre-stressed concrete stress-ribbon pedestrian bridges require large tensile force in the cables to support their heavy deck weight keeping the required small sag. An alternative design of steel construction is proposed in this study to reduce the weight for economical reasons. The bridge has a pair of edge girders which is also pre-stressed by pre-tensioned force in itself, partially playing a role in suspending the deck and loads. Static and dynamic characteristics of the proposed bridge was compared to an existent concrete bridge by numerical analysis. It was found that the design is successful as the weight of the former is only one-fourth of the latter. Also the linearized deflection theory gives a good approximation in the range of practical use.

Key Words: steel stress-ribbon pedestrian bridge, mechanical characteristics, pre-stressed concrete stress-ribbon pedestrian bridge, displacement, eigenvalue

1. はじめに

吊床版橋は1958年ボスボラス海峡横断計画において西ドイツディビダーク社の U. Finsterwalder 博士が提案した新しい吊形式の橋である。この橋の基本概念は吊橋のケーブル、塔、補剛桁、床版等をケーブルと床版に置き換えたものである。最初の吊床版橋は1964年にスイスで輸送ベルトコンベアー用の橋として架設されている。日本では天草1号橋を吊床版橋で架ける案が出されたが、実用には至らなかった。その後、1969年万博9号橋（大阪府：歩道橋、スパン27m）が吊床版橋で架設され、現在までに数多くの吊床版歩道橋が架けられている。スパンも年を経るごとに長くなり、夢吊橋（広島県：歩道橋、スパン147.6m）のように150m近くまで延びている。架設された吊床版歩道橋はいずれもコンクリート製で幅員1.0～5.0mである。道路橋としては1977年に架設された速日峰橋（宮崎県：スパン48m）のみでその後架設例はない。

日本で現在までに架設されている吊床版歩道橋は幅員5.0m以下、スパン150m以下のコンクリート橋であり、自重が小さくて縦断勾配12%以内（サグ比 $f/l = 0.03$ に相当：後述する）と条件がゆるいために張力が大きくなりすぎている。それでも陣屋の森吊橋のようにケーブル張力が10000kNを越えている橋もある。しかし、道路

橋では、幅員が広くなるためコンクリート橋では自重が大きくなり、しかも縦断勾配5%（一般国道）以内の制限のためにサグ比が小さくなる。このため道路橋では大きな自重、小さなサグ比の2点から大きな張力が必要となる。これに対処する方法としては①スパンを短くする②吊床版を補剛する構造形式を提案する③コンクリート以外の軽い材料を用いる等が考えられる。①では潮騒橋¹⁾のようにスパンの短い橋をつないで連続橋とした例もある。

吊床版橋を図-1のような構造形式で歩道橋だけでなく、道路橋にも発展させるためには、③の自重を小さくしてケーブル定着部張力を小さくする必要がある。本論文では自重を小さくするために、現在架設されているPCコンクリート吊床版橋ではなく、鋼を主材料とした鋼吊床版橋を提案する。しかも、鋼にも張力を分担させてケーブル断面をさらに小さくする考えである。しかし、たわみや振動の増大が懸念され、実用化のためにはそれらの量を設計許容値以内にする必要がある。設計に必要な鋼吊床版歩道橋の基礎資料を得るために、たわみ特性と固有値特性をPC吊床版歩道橋（陣屋の森吊橋）と比較して調べている。また、吊床版橋の解析法としてたわみ度理論を用いる方法について述べ、設計活荷重程度の大きさであれば線形化したたわみ度理論で十分な精度のたわみを得られることを提示している。

2. サグ比と張力の関係

(1) サグ比と張力

吊床版橋はケーブルに等分布荷重(自重)が作用し、それをケーブル張力で維持しているため(図-1)、その形状は懸垂曲線である。図-2には、 $\alpha=30^\circ$ のときの懸垂曲線と放物線の形状を描いている。両端でこれだけの高低差があっても形状は一致しており、これ以降の解析では $\alpha=0^\circ$ (両端の高低差なし、 $F=f$ 、 $L=\ell$)の放物線として取り扱う。この場合のケーブル張力 H は単位長さの自重 w を用いて、式(1)で表される。

$$H = \frac{w \ell^2}{8 f} = \frac{W}{8} \cdot \frac{1}{f/\ell} \tag{1}$$

ここに、 ℓ : スパン w : 単位長さの自重
 f : サグ量 $W = w \ell$: 全重量

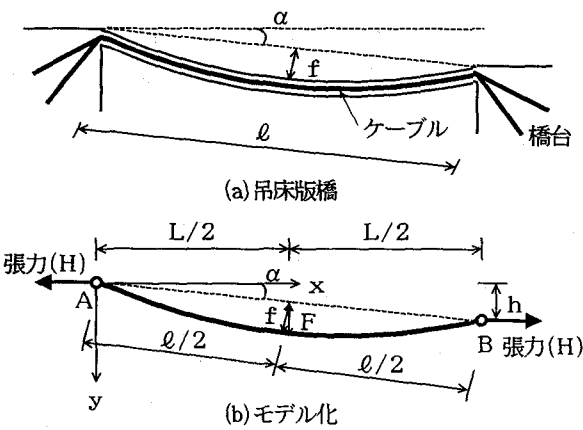


図-1 吊床版橋とモデル化

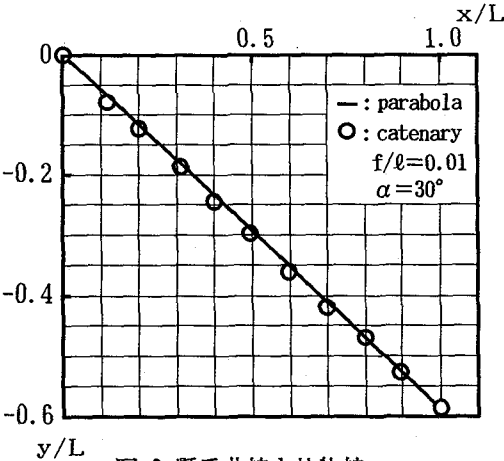


図-2 懸垂曲線と放物線
表-1 陣屋の森吊橋の諸元

支 間 ℓ	123 m
サグ量 f	4.1 m
有効幅員 B	1.5 m
初期水平力 H	10670.24 kN
全断面積 A	0.7296 m ²
橋の重量 W	2845.33 kN
ケーブルの重量	276.95 kN

表-1の陣屋の森吊橋の諸元を用いてサグ比と張力の関係を式(1)で計算し、それを図-3に示す。図中には参考のために、コンクリートの自重を無視したケーブルのみのサグ比と張力の関係も図示している。サグ比が大きくなると、張力は小さくなっている。

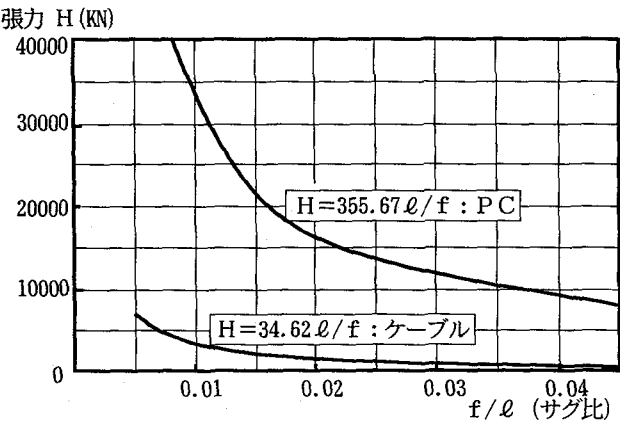


図-3 張力とサグ比

(2) 縦断勾配から規定される最大サグ比

図-1(b)の吊床版橋の橋面上の位置を表す式は($\alpha=0^\circ$)

$$y = \frac{4 f}{\ell^2} (\ell x - x^2) \tag{2}$$

立体横断施設技術基準²⁾によれば、横断歩道橋の縦断勾配は12%以下と定められている。これより吊床版歩道橋の最大サグ比を決めることができる。式(2)を1回微分すると勾配が求まるから

$$\frac{dy}{dx} = \frac{4 f}{\ell^2} (\ell - 2 x)$$

$x = 0$ の点における $dy/dx = \tan \theta$ が0.12以下となる条件より

$$\tan \theta = \frac{4 f}{\ell} \leq 0.12 \tag{3}$$

$$\frac{f}{\ell} \leq 0.03 \tag{4}$$

式(4)のように、規定上、最大サグ比は0.03となる。

3. 吊床版橋の静的解析

吊床版橋の支点支持には図-4、図-5の二種類が考えられる。スパン何m以上という明確な基準はないが、スパンが長くなれば、支点の支持条件が静特性・振動特性に及ぼす影響は小さくなる。本論文ではスパン100m以上の

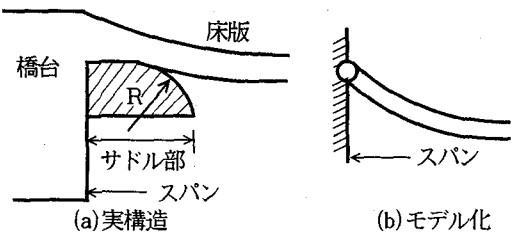


図-4 ピン支点

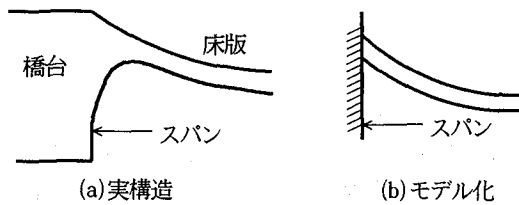


図-5 固定支点

吊床版橋を対象としており、支点はピン支点として解析する。

吊橋に荷重が作用するとき、ケーブル形状は変化するとして吊橋の変形を求める方法がたわみ度理論である。この方法では補剛桁のたわみとケーブルのたわみは等しいと仮定されており、補剛桁に関する微分方程式とケーブルに関する微分方程式は次の二つの式で表される。

補剛桁に関する微分方程式

$$EI \frac{d^4 \eta}{dx^4} - (H_w + H_p) \frac{d^2 \eta}{dx^2} - H_p \frac{d^2 y}{dx^2} = p \quad (5)$$

ケーブルに関する微分方程式

$$H_p \frac{l_E}{E_c A_c} + \gamma t l_T + \frac{d^2 y}{dx^2} \int_0^x \eta dx = 0 \quad (6)$$

吊床版橋のたわみを上式で解く場合の各諸量は次のようになる。

EI : 床版の曲げ剛性 η : 吊床版橋のたわみ

x : 左端からたわみを求める点までの距離

H_w : 死荷重によるケーブルの初期水平張力

H_p : 活荷重によるケーブルの水平張力

y : ケーブル形状 (放物線 $\frac{4fx(\ell-x)}{\ell^2}$)

f : サグ量 γ : 線膨張係数

p : 活荷重 t : 温度変化

E_c : ケーブルの弾性係数

A_c : 床版をケーブルに換算した断面積

$$l_E = \ell \left(1 + 8 \frac{f^2}{\ell^2} \right)$$

$$l_T = \ell \left(1 + \frac{16}{3} \frac{f^2}{\ell^2} \right)$$

式(5)、(6)には二つの未知数 η 、 H_p が含まれ、非線形微分方程式となっている。式(5)、(6)を連立して解き、 η 、 H_p が収束するまで繰り返し計算する必要がある。

線形化したたわみ度理論は式(5)の非線形項 $(H_w + H_p) d^2 \eta / dx^2$ を $H_w d^2 \eta / dx^2$ として解く方法である。活荷重 p によるケーブル水平張力の増分 H_p が死荷重によるケーブル水平張力 H_w に比較して $H_p \ll H_w$ の場合には線形化したたわみ度理論によるたわみとたわみ度理論によるたわみは一致する。このときの式(5)は

$$EI \frac{d^4 \eta}{dx^4} - H_w \frac{d^2 \eta}{dx^2} - H_p \frac{d^2 y}{dx^2} = p \quad (7)$$

式(6)、(7)は線形微分方程式となり、繰り返し計算の必要がない。

(1) 荷重-たわみ曲線

式(5)、(6)のたわみ度理論を用いて、陣屋の森吊橋の荷重-たわみ曲線を求めた。図-6の横軸は陣屋の森吊橋の死荷重(w_1)に対する死荷重(w)の割合(W/W_1)、縦軸はサグ量 f に対するスパン中央のたわみ η の割合(η/f)である。図中の実線は陣屋の森吊橋のサグ量(4.1m)を原点とし、死荷重を増加した場合、死荷重を減少した場合のサグ量の増減を表している。①の点は陣屋の森吊橋、②の点は死荷重が陣屋の森吊橋の50%減の吊床版橋、③の点は75%減の吊床版橋を表しており、①②③の横軸はその点の死荷重 w_1 、 w_2 、 w_3 に対する活荷重 p の比、 p/w_1 、 p/w_2 、 p/w_3 である。また、それらの点から出ている破線はそれぞれの点を原点とする荷重-たわみ曲線で、たわみ度理論でもとめたものである。図よりいずれも、その線は直線で表されることがわかる。また、線形化したたわみ度理論で解いた値もこれらの破線とほぼ一致する。

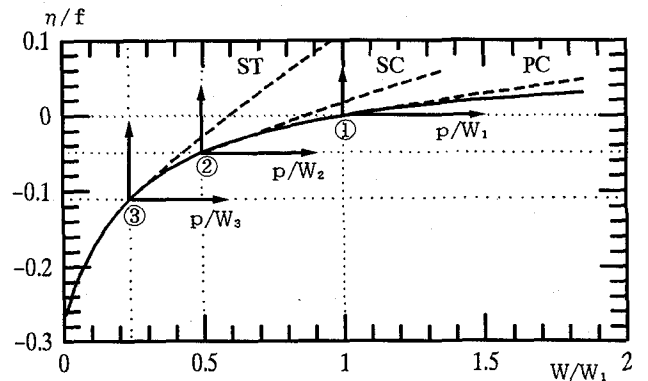


図-6 スパン中央点の荷重-たわみ曲線

(2) たわみの影響線

陣屋の森吊橋のスパン中央点($\ell/2$ 点)、 $\ell/4$ 点のたわみの影響線をたわみ度理論、線形化したたわみ度理論で求めた値を図-7に図示している。たわみ度理論と線形化したたわみ度理論はほぼ一致し、図では区別できない。図中の○印は測定値を表している。縦軸は1.0 kNの荷重によるたわみ量(cm/kN)、横軸は荷重の位置(支点からの距離/スパン: x/ℓ)である。

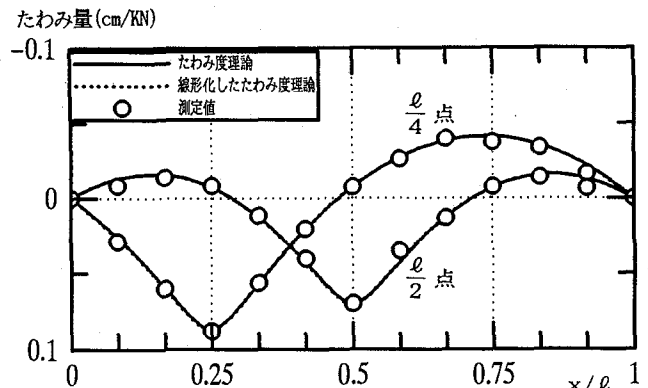


図-7 たわみの影響線

(3)線形化したたわみ度理論の適用範囲

陣屋の森吊橋に分布荷重が作用したときのスパン中央点のたわみをたわみ度理論、線形化したたわみ度理論で求めたときの誤差曲線を図-8に示している。縦軸はたわみ度理論に対する線形化したたわみ度理論の誤差の割合、横軸は死荷重に対する活荷重の割合である。この図から線形化したたわみ度理論は死荷重と同程度の活荷重迄、十分な精度を維持できる。

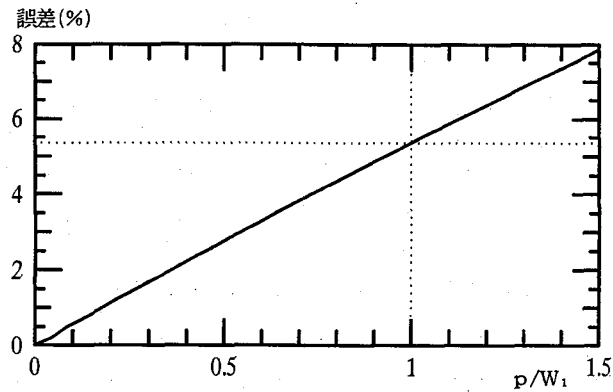


図-8 スパン中央点のたわみの誤差

4. 鋼吊床版歩道橋の提案と試設計

(1)鋼吊床版歩道橋の提案

PC吊床版橋は橋全体を両端で吊り下げる構造特性からアバットメントの滑動に十分抵抗できる良好な地盤条件が要求される。しかも、死荷重に対する活荷重の割合が小さく、死荷重を支えるためにケーブルで緊張してあるといっても過言ではない。本論文では橋の自重を軽くしてケーブル張力を小さくし、さらに桁断面も張力を受け持つ図-9の鋼吊床版歩道橋を提案する。鋼吊床版歩道橋は1977年にそのアイデアが提唱³⁾されているが、いまだ架設には至っていない。本論文で提案するものとは断面形状、桁断面の緊張方法が基本的に異なる。

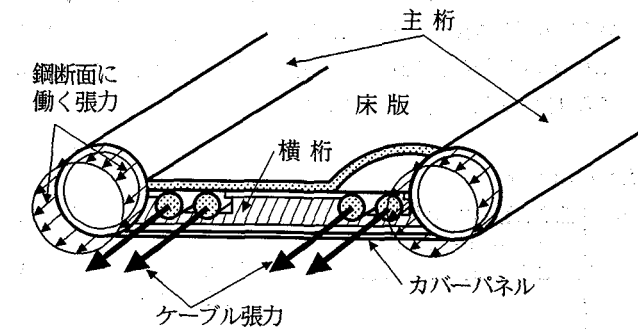


図-9 エッジガーダー断面鋼吊床版歩道橋

提案する鋼吊床版歩道橋は斜張橋の桁に使用されるエッジガーダーを引張り抵抗できるようにし、ケーブルをエッジガーダーの桁部の下に装着している。エッジガーダー断面とケーブルで張力抵抗する構造とし、橋全体の軽量化を計っている。メインケーブルの橋台への定着はPC吊床版歩道橋と同じ方法を用い、桁への張力導入

とその定着には斜張橋ケーブルによる桁部圧縮と同じ方法を利用する(図-10)。また、エッジビームの断面は耐風安定性⁴⁾を考慮して、円形断面としている。プレキャスト床版を用いれば、メインケーブル以外は商品化されている鋼を使用できるため制作コストも安くできる。このように桁断面を鋼とすることにより、自重が小さくなりケーブル張力が低減されて、橋台がPC吊床版歩道橋に比べて小さくてすむ。ケーブル張力のみから考えれば、鋼吊床版歩道橋はPC吊床版歩道橋より長いスパンの橋を架けることが可能であると考えられる。

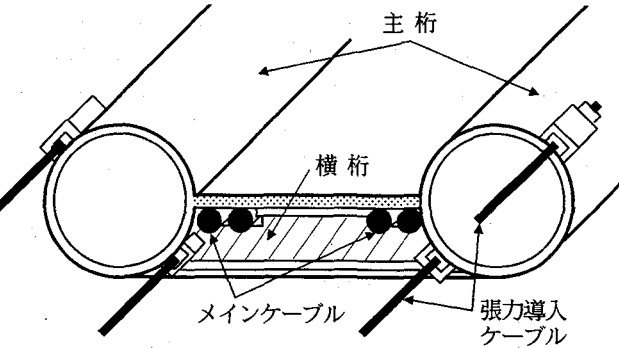


図-10 主桁部への張力導入

(2)試設計

たわみ度理論を用いて鋼吊床版歩道橋の試設計を行った。設計条件は陣屋の森吊橋と同じである。得られた諸元を表-2に示す。表中のPCはPC吊床版歩道橋、STは鋼吊床版歩道橋(図-11)、SCは鋼吊床版歩道橋のメイン ビーム部に重りとしてコンクリートを詰めた橋である。SC吊床版歩道橋は死荷重がたわみに及ぼす影響を調べるために設計した橋である。

表-2 断面形状の比較

	PC	ST	SC
全断面積 cm ²	7296.0	409.96	807.236
断面2次モーメント cm ⁴	390000.0	42976.0	69162.0
鋼の弾性係数 KN/cm ²	19600.0	19600.0	19600.0
コンクリートの弾性係数 KN/cm ²	3038.0	—	3038.0
コンクリートへの換算断面積cm ²	8543	2645	2744
単位長さ当りの重量 KN/m	23.13	5.505	11.45
初期水平張力 KN	10669	2539	5281
単位長さ当りの質量 kg/m	2360.6	561.7	1168.4
設計活荷重/死荷重 (p/w)	0.064	0.267	0.128

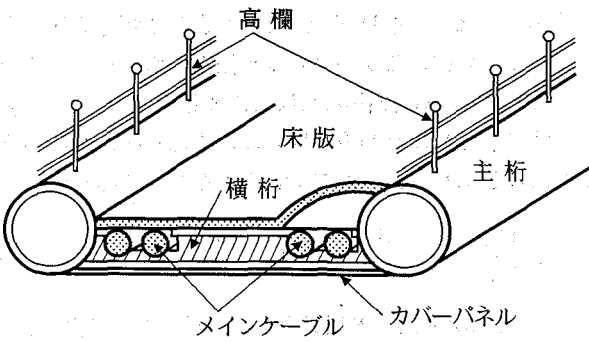


図-11 鋼吊床版歩道橋の断面

5. 架設中の張力とサグ量

陣屋の森吊橋の設計条件を用いて鋼吊床版歩道橋の試験設計を4. の(2)で行った。たわみ度理論より求めた架設中の張力、サグ量の比較を表-3、表-4に示す。サグ量と同じにした場合、鋼吊床版橋の張力はPC吊床版橋の張力の約1/4である。

表-3 架設時の張力比較 (KN)

	PC	ST	SC
自重作用時	8185.9	1586.6	4147.4
プレストレス導入時	8428.0	1586.6	4355.1
橋面施工時	10368.4	2541.1	5296.9
全死荷重時	10669.3	2539.2	5281.2
活荷重全載時	11304.3	3174.2	5918.2
活荷重半載時	10987.8	2858.7	5600.7
集中荷重載荷時	10722.2	2591.1	5333.2

表-4 架設時のサグ量の比較 (m)

	PC	ST	SC
自重作用時	4.294	4.025	4.247
プレストレス導入時	4.172	4.025	4.048
橋面施工時	4.219	4.097	4.088
全死荷重時	4.100	4.100	4.100
活荷重全載時	4.116	4.154	4.128
活荷重半載時	4.108	4.127	4.114
集中荷重載荷時	4.107	4.124	4.112

6. 鋼吊床版歩道橋のたわみ特性

図-8より、活荷重の大きさが死荷重以下であれば十分な精度で、線形化したたわみ度理論は使用できることが判った。表-2に示す三種類の吊床版歩道橋の中で一番軽い鋼吊床版歩道橋の死荷重に対する設計活荷重の割合が約27%であるから、ここでは線形化したたわみ度理論を用いてたわみを求めた。

(1) $l/4$ 点のたわみの影響線

死荷重の小さい順にたわみの大きいことが判る(図-12)。

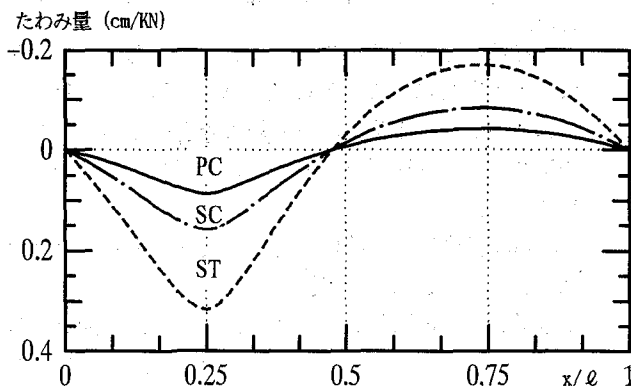


図-12 $l/4$ 点のたわみの影響線

(2) 活荷重-たわみ曲線

歩道橋の設計活荷重が作用しても最大たわみは許容値以内($l/600$ 以下)である(図-13)。

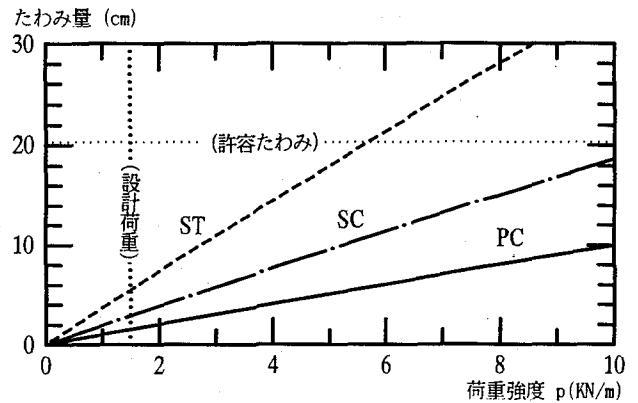


図-13 等分布荷重-たわみ曲線

7. 固有値解析(面内曲げ振動)

文献5)で提案されている吊橋の面内曲げ振動の振動数方程式は、線形化したたわみ度理論で導かれた吊橋の振動数方程式と一致することが確かめられている。この式を吊床版歩道橋に適用する方法については文献6)で明らかにしており、実験値とよく一致することを確認している。ここでは計算に必要な結果のみを記す。固有値解析結果の耐震・耐風設計への利用については、参考文献7)、8)を参照されたい。

(1) 対称振動

振動方程式は

$$1 + \frac{512\beta}{\pi^6} \sum \frac{1}{n^2 \{ n^4 (1 + \frac{\zeta}{n^2}) - \lambda \}} = 0 \quad (8)$$

ここに、

$$\zeta = \frac{H l^2}{E I \pi^2}, \quad \beta = \frac{f^2 B}{I}$$

$$B = \frac{A}{1 + 8(\frac{f}{l})^2 + 19.2(\frac{f}{l})^4}$$

$$\lambda = \frac{\lambda}{(\frac{\pi}{l})^4 \frac{E I}{\rho}}$$

$$n = 1, 3, 5, \dots$$

I : 断面2次モーメント, ρ : 単位長さの質量(kg/m)

$\lambda = \omega^2$: 求める m 次の固有振動数(rad/sec)

正規化された固有モード $\Phi_m(x)$ は

$$\Phi_m(x) = C_m \sum_{n=1, 3, 5, \dots} b_{mn} \sin(\frac{n\pi}{l}x) \quad (9)$$

ここに、 $m = 1, 3, 5, \dots$

$$C_m^2 = \frac{2}{\rho l} \frac{1}{\sum_{n=1, 3, 5, \dots} b_{mn}^2}$$

$$b_{mn} = \frac{1}{n \{ n^4 (1 + \frac{\zeta}{n^2}) - \bar{\lambda}_m \}}$$

$$\bar{\lambda}_m = \frac{\omega_m^2}{(\frac{\pi}{l})^4 \frac{EI}{\rho}}$$

(2) 逆対称振動

固有振動数は

$$\omega_m = \left(\frac{m\pi}{l} \right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho} \left(1 + \frac{\zeta}{m^2} \right)} \quad (10)$$

ここに、 $m=2, 4, 6, \dots$

正規化された固有モード $\Phi_m(x)$ は

$$\Phi_m(x) = \sqrt{\frac{2}{\rho l}} \sin \left(\frac{m\pi}{l} x \right) \quad (11)$$

ここに、 $m=2, 4, 6, \dots$

(3) 固有振動数・固有モード

式を用いて計算した固有振動数の一覧表を表-5に、対称1次の基準モードを図-14に図示している。

表-5 固有振動数の比較 (Hz)

		PC	ST	SC
対称振動	1	0.773	0.772	0.727
	2	1.142	1.236	0.984
	3	1.515	1.490	1.426
逆対称振動	1	0.554	0.550	0.549
	2	1.155	1.122	1.116
	3	1.841	1.736	1.715

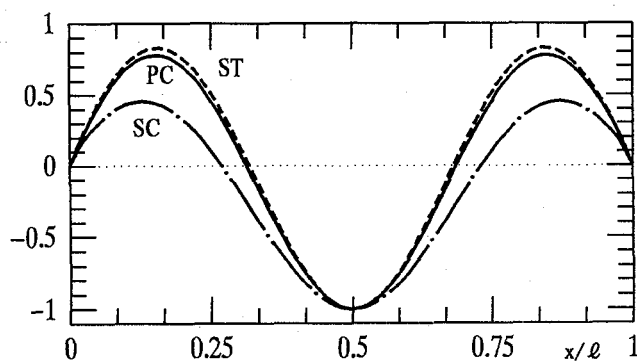


図-14 対称1次の基準モード

8. 結論

本論文では、吊床版橋の設計において橋の形状やケーブル張力の計算にたわみ度理論が使用できることと、活荷重による吊床版橋のたわみ計算には線形化したたわみ度理論が十分な精度で使用できることを明確にすること

ができた。また、図-3から理解できるように、PC吊床版歩道橋はケーブル張力のほとんどが自重を支えるために使用されており、自重の小さい鋼吊床版歩道橋では小さい張力で済むことを示した。

式(1)より、同じ張力・サグ比ではPC吊床版橋より鋼吊床版橋の方が単位長さの重量比の逆数倍だけスパンを長くできることがわかる。本論文で取り上げた例では約4倍である。しかし、図-13に示すように、鋼吊床版橋は活荷重によるたわみがPC吊床版橋より大きくなる。例では設計活荷重に対する最大たわみがPC吊床版橋で1.5cm、鋼吊床版橋で5.0cmとなるが、いずれも制限値以内である。

振動問題では線形化したたわみ度理論の式により固有振動数、基準モードを求めた。PC吊床版橋と鋼吊床版橋の固有振動数、基準モードとも対称振動数に差が見られるが、逆対称振動数では大きな差は見られない。

以上のように、スパン100mクラスの吊床版歩道橋ではたわみ特性、固有値特性ともPC橋、鋼橋において大差ないことが判明した。表-3から、同じスパン、同じサグ比であれば、鋼吊床版歩道橋のケーブル張力はPC吊床版歩道橋の1/4程度であり、基礎定着部の施工費用、ケーブル費用の面から鋼吊床版歩道橋が有利であろう。また、エッジガーダーにも張力を分担させるために、ケーブル断面の減少が期待でき、経費減に繋がる。これらの点から、PC吊床版橋に比べて鋼吊床版橋は長大スパン歩道橋、道路橋への利用が可能と考えられる。今後、動的応答やそれによるエッジガーダーパイプの疲労問題については検討の予定である。

参考文献

- 1) 高木輝章他：4径間連続上路式PC吊床版橋 潮騒橋、橋梁、1995年6月。
- 2) 日本道路協会：立体横断施設技術基準。
- 3) R. J. Wheen, et al: The stress ribbon bridge concept in steel, The Structural Engineer, pp. 223-229, No. 5, Vol. 55, May 1977.
- 4) T. Yoshimura, et al: Aerodynamic stability of a concrete stress-ribbon pedestrian bridge, Proceedings sixth international conference on Flow-Induced Vibration, London, pp. 601-610, 10-12, April 1995.
- 5) 吉村虎蔵他：補剛アーチ橋およびつり橋の動的共通解析、土木学会論文集、第115号、pp. 1-11、1965年3月
- 6) 水田洋司他：吊床版歩道橋の鉛直固有振動数の解析法について、構造工学論文集、Vol. 38A, pp. 755-763, 1992年3月。
- 7) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、丸善、P49-61、1995年7月。
- 8) 土木学会編：振動便覧、土木学会、P357-359、1985年1月。
(1996年9月6日受付)