

PC吊橋の現状と長スパン化について

川田建設(株) 正会員 ○渡部 寛文
同上 正会員 篠崎 英二

1. はじめに

スパンを長くできる橋梁形式として、吊橋は最も有利な構造である。ケーブル材料の進歩により、全長4km、中央径間も2kmに迫る吊橋が、21世紀を待たずして国内に完成した。幅4kmの海峡をひと歩きできるのは、吊橋をおいて他にない。

一方、ロープは曲げに対してほとんど抵抗力を持たないため、ロープを主構造部材に持つ吊橋は外力に対する応答が鋭敏で、活荷重たわみや風による振動が問題となる場合がある。中小規模の吊橋では、これらの対策として桁の質量を大きくすることによりケーブル張力を増加し、見かけの剛性を高めるという方法を探ることがあり、活荷重比率の大きな小規模吊橋では特に効果がある。桁の質量を大きくするために、通常はRC床版が用いられるが、床版橋軸方向にプレストレスを導入することにより、質量効果だけでなく補剛桁としての効果をも同時に得ることができる(PC吊橋)。さらに床版をプレキャスト化し、工場製作した部材を現場架設することで、工期が短縮される。本論文では国内に完成したPC吊橋2橋の概要を紹介し、長スパン化を目的に行った設計検討結果について述べる。

2. PC吊橋の施工例

国内において施工されたPC吊橋の概要を以下に示す。

(1) 東雲^{しのめ}さくら橋

所在地：栃木県壬生町

橋 格：人道橋

橋 長：96.5m

スパン：94.5m

有効幅員：4.0m(径間中央)~6.0m(端部)

主 塔：鋼製、H=18.7m

サ グ：12.8m(サグ比 1/7.4)

ケーブル：スパイラルロープ 1*217 φ104mm

ハンガー：ストラットロープ 7*7 φ 24mm

床 版 厚：14cm(標準部)、50cm(地覆部)

PC鋼材：縦締め 19S15.2B(♯ステーション)

横締め 1S15.2B(♯レジョン)

竣 工 年：1999年

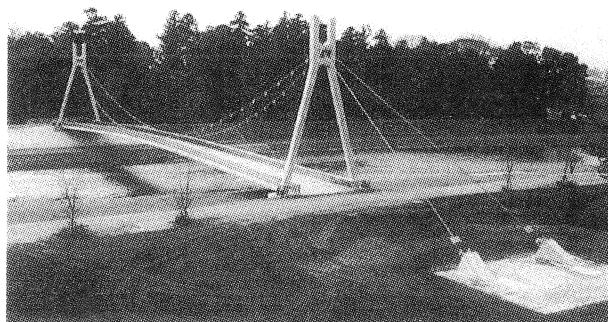


写真-1 東雲さくら橋

本橋は栃木県が整備を進めている大規模自転車道の河川横断面に計画された。付近は公園緑地として同時に整備され、本橋は公園のシンボルとなっている。ケーブル形状は主塔位置で左右のケーブルが一点に集まるモノデュオ式、床版幅員は径間中央から端部に向かって鼓^{つづみ}状に広がっている。夜間は主塔および橋面がライトアップされるほか、利用者の接近をセンサーが感知し、橋面に設置したスピーカーから音楽を流すなど、アメニティ空間としてユニークな機能を有する。

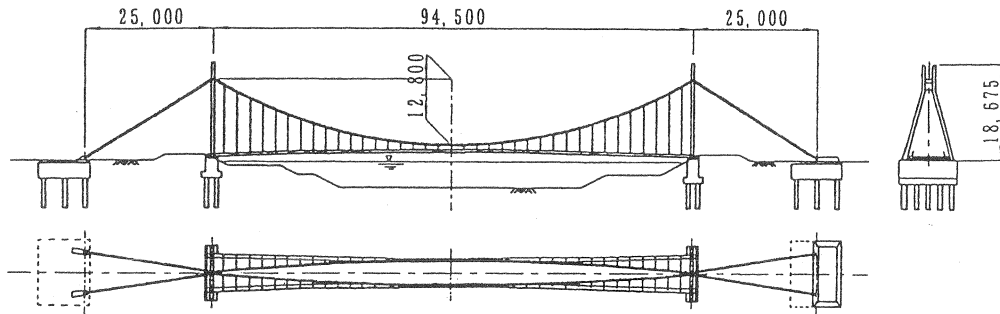


図-1 東雲さくら橋一般図

(2) 大日橋

所在地：栃木県日光市

橋格：人道橋

橋長：75.0m

スパン：73.0m

有効幅員：3.0m

主塔：RC製，H=9.2m

サグ：7.5m(サグ比 1/9.7)

ケーブル：ス^hイ^lロ^rフ° 1*217 φ85mm

ハンガー：ス^lラⁱト^rロ^rフ° 7*7 φ14mm

床版厚：14cm(標準部)，34cm(地覆部)

PC鋼材：縦締め 12S15.2B(ホ°ステーション)

横締め 1S15.2B(フ°レション)

竣工年：2000年

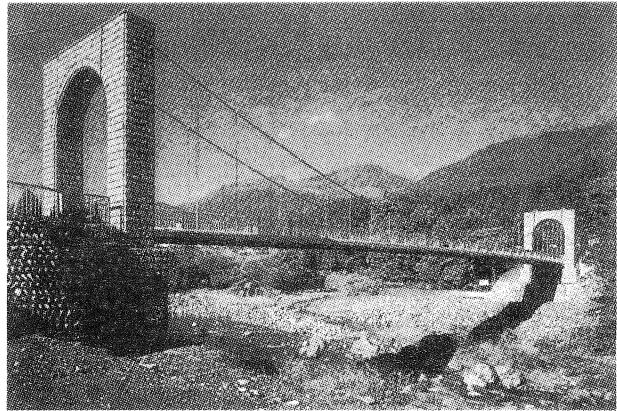


写真-2 大日橋

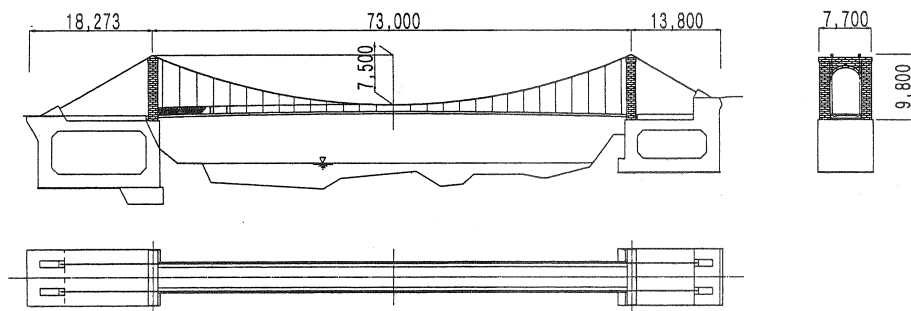


図-2 大日橋一般図

本橋は日光市が整備を進めているウォーキングトレイル（歴史探勝路）事業の一環として計画された。日光には、1999年世界遺産に登録された東照宮をはじめとして、数多くの歴史的・文化的資源がある。ウォーキングトレイルはこれらの寺社や旧跡を巡るための散策路、休憩施設およびイベントのできる広場などで構成され、本橋は広場の入口を飾るモニュメントにもなっている。構造としては、アンカレイジ・橋台・主塔がRC一体型であること、ケーブルが支圧定着であること、ハンガーを取り付けるバンドが小型化されたことなどが特徴である。

3. 長スパン化の検討

前章の2橋はいずれもスパン100m以下の規模であるが、専ら人道橋として計画された鋼無補剛吊橋において、国内の最長スパンは320m、また200mを超えるものも稀である。そこで本検討では、スパン100m~150mの規模を対象に、活荷重による床版の応力挙動および固有値による発散振動について解析を行った。

3.1 検討モデル

検討モデルとして、下に示すような解析条件を設定した。

(1) 形状パラメータ

スパン — A100m B150m

有効幅員 — a3.0m b5.0m

サグ比 — H1/8 L1/10

(2) モデル共通の諸数値

ケーブル配置 : 平行

ハンガースピッチ : 2.5m

床版厚 : 14cm(標準部), 40cm(地覆部)

コンクリート強度 : 50N/mm²

ヤング係数 : 1.6×10⁵N/mm²(ケーブル)

1.4×10⁵ // (ハンガー)

3.3×10⁴ // (コンクリート)

ポアソン比 : 0.3 (ケーブル類)

0.167(コンクリート)

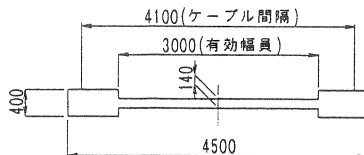
活荷重 : 2.0kN/m²(等分布荷重)

表-1 ケーブルサグ

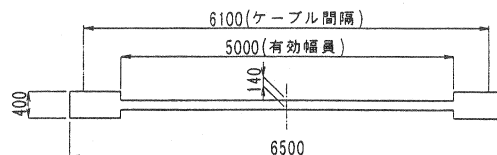
	単位	A	B
スパン	m	100	150
サグ(サグ比H1/8)	m	12.5	18.75
(// L1/10)	m	10.0	15.0

表-2 床版断面諸量

	単位	a	b
有効幅員	m	3.0	5.0
断面積	m ²	1.020	1.300
断面2次モーメント(面内)	m ⁴	0.00469	0.00514
// (面外)	m ⁴	2.453	6.446
極慣性モーメント	kN·s ²	6.155	16.138
自重+橋面死荷重	kN/m	30.33	37.18



有効幅員 a 3.0m



有効幅員 b 5.0m

図-3 床版断面形状

3.2 解析方法

(1) 床版の補剛効果による活荷重応力

床版応力の解析は、吊橋の検討で多く用いられる Peery の影響線解法¹⁾によった。これは吊橋を軸引張力の作用する弾性梁と見なし、単位活荷重の載荷による付加張力を不静定力に選ぶことにより、この付加張力の影響線を導き出す方法で、大胆な仮定に基づく近似解法でありながら、一般的な形状の吊橋では精度の良い解が得られる。算出された補剛モーメントの最大・最小値より床版応力を求めた。

(2) 固有値による発散振動

各モデルの固有値(振動数)算出には立体解析プログラム(ANSYS)を用いた。この結果を Selberg の曲げねじれ連成フラッター発現風速推定式(下式²⁾)に代入し、発散振動の発現風速 Ucf を求めた。

$$U_{cf} = 0.44 \omega_{\theta} B \sqrt{\left(1 - \left(\frac{\omega_h}{\omega_{\theta}}\right)^2\right) \frac{\nu}{\mu}}, \quad \text{ここで, } \nu = 8 \frac{I_p/m}{B^2}, \quad \mu = \frac{\pi}{2m_r}$$

ω_{θ} : ねじれの1次固有円振動数

ω_h : 鉛直たわみの1次固有円振動数

I_p : 床版の極慣性モーメント

m : 単位長さあたりの床版質量

m_r : 無次元質量

B : 床版の総幅員

4. 検討結果

4. 1 床版の補剛効果による活荷重応力

各モデルにおける補剛モーメントの最大・最小値を図-4, 図-5に示す。

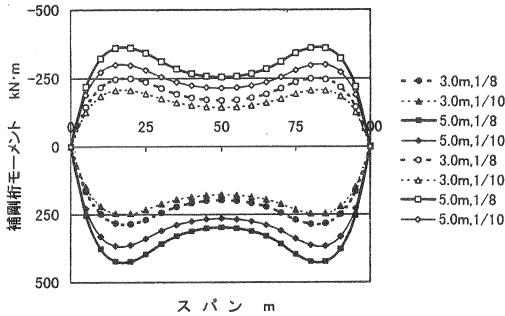


図-4 補剛モーメント (スパン100m)

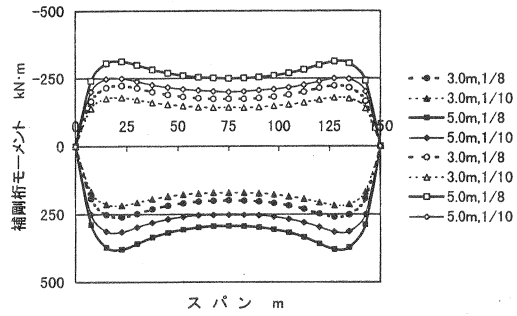


図-5 補剛モーメント (スパン150m)

床版の補剛効果による最大・最小モーメントはスパンの0.2前後の位置に発生しており, スパン150mの方がその絶対値が小さい。床版の断面剛性と活荷重強度が一定の場合, スパンの長い方が死荷重によるケーブル張力が大となり, 相対的に単位活荷重による付加張力が小さくなるためである。ただし, これら補剛モーメントの値は当然ケーブルの伸び剛性にも依存するため, 各モデルにおけるケーブル張力に見合ったケーブル断面を選ばなければならない。以上の結果から求めた床版応力を表-3に示す。

表-3 補剛桁モーメントによる床版応力度

有効幅員	サグ比	スパンA100m			スパンB150m		
		ケーブル最大張力 MN	補剛モーメント kN·m	床版応力度 N/mm ²	ケーブル最大張力 MN	補剛モーメント kN·m	床版応力度 N/mm ²
a3.0m	H1/8	2.01	max 285.3	±6.56	3.02	max 260.8	±6.00
			min -249.0			min -222.3	
	L1/10	2.41	max 246.4	±5.67	3.61	max 217.6	±5.01
			min -206.2			min -178.8	
b5.0m	H1/8	2.60	max 423.2	±9.26	3.90	max 379.8	±8.31
			min -361.2			min -312.4	
	L1/10	3.12	max 366.2	±8.01	4.67	max 316.0	±6.91
			min -299.5			min -249.5	

PC吊橋にプレキャスト床版を用いる場合, 継ぎ目の設計において活荷重時にフルプレストレスが要求される。死荷重による床版応力は発生しないという仮定の下, 補剛モーメントによる床版応力度が使用するコンクリート許容値の1/2を超えると, プレストレスによる応力度を合成した際に圧縮側もしくは引張側いずれかの応力度が許容値を満足しなくなる。本検討に用いたコンクリート $\sigma'_{ck}=50N/mm^2$ の許容応力度(長方形断面)は $17N/mm^2$ であり, これの1/2である $8.5N/mm^2$ 以上の応力度を, 補剛モーメントにより床版に与えてはならない。表-3を見ると, AbH(スパン100m, 有効幅員5.0m, サグ比1/8)の床版応力度が $\pm 9.26 N/mm^2$ となり, この構造は許容値を満足しない。対処方法として, サグ比を1/10に落とすことが考えられるが, これによりケーブル最大張力は20%増加する。また景観的な印象も変化するので, 床版やケーブル材料だけでなく, 全体的な経済性, 景観性を含めた総合的な検討が必要である。

なお, 上表の床版引張応力度をキャンセルするのに必要なPC鋼材量は12S15.2B×4本~19S15.2B×4本と試算された。これは一般的なプレストレス工法の規格に合致しており, 通常の製品を使用できることがわか

った。またケーブル材料については、スパイラルロープの場合最大張力が2.9MN以下であれば太径を1本で、それ以上の時は中細径を数本合わせた形になる。海外ではPC鋼材を用いた例もあるが³⁾、これは特殊なケースといえる。

4. 2 固有値による発散振動解析

各モデルを図-6のようなビーム要素の立体フレームで作製し、固有振動数解析を行った。抽出モードは面内たわみ1次およびねじれ1次とした。モード形状を図-7に示す。また、得られた振動数を3. 2 (2)の推定式に代入した結果を表-4に示す。

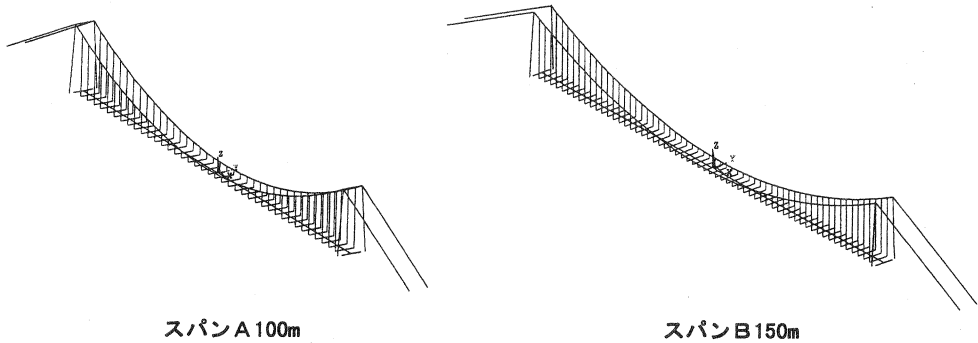


図-6 立体フレーム

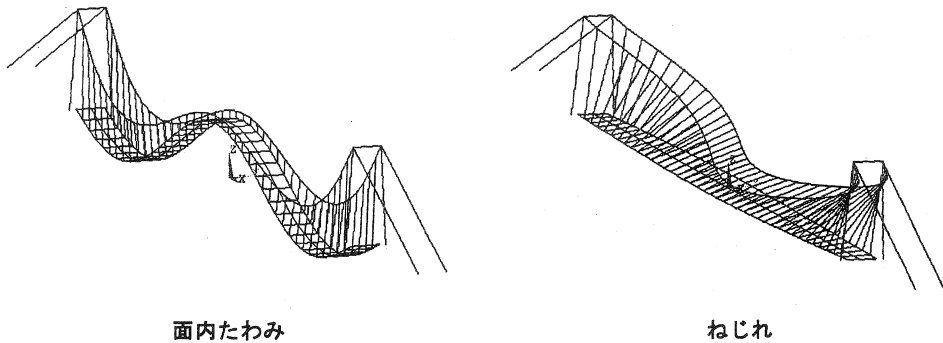


図-7 モード形状

表-4 発散振動の推定風速

有効幅員	サグ比	スパンA 100m			スパンB 150m		
		抽出モード	振動数 Hz	推定風速 m/s	抽出モード	振動数 Hz	推定風速 m/s
a 3.0m	H1/8	面内たわみ	0.598	175.3	面内たわみ	0.407	120.3
		ねじれ	1.784		ねじれ	1.223	
	L1/10	面内たわみ	0.618	159.4	面内たわみ	0.426	108.5
		ねじれ	1.648		ねじれ	1.124	
b 5.0m	H1/8	面内たわみ	0.572	154.6	面内たわみ	0.397	104.8
		ねじれ	1.448		ねじれ	0.985	
	L1/10	面内たわみ	0.590	135.6	面内たわみ	0.411	91.5
		ねじれ	1.307		ねじれ	0.888	

各パラメータと振動数の変化を見ると、スパンが長いほど低下し、有効幅員が広がるほど低下する。またサグ比については、サグ比が小さいほど面内たわみ振動数は上昇し、ねじれ振動数は低下する。これを図にすると図-8~10のようになる。また、上表より得られた発散振動の推定風速と、小規模吊橋指針に示された設計風速 (55m/s) との比sを図-11に示す。

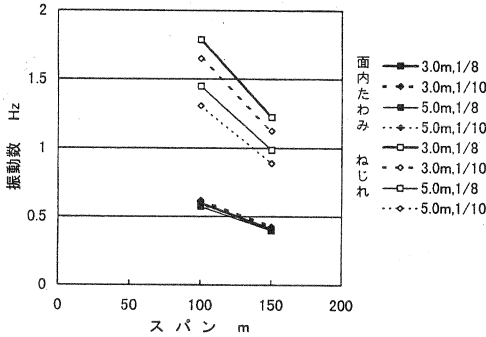


図-8 スパンと振動数

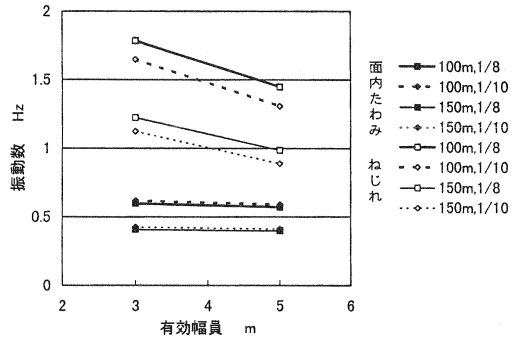


図-9 有効幅員と振動数

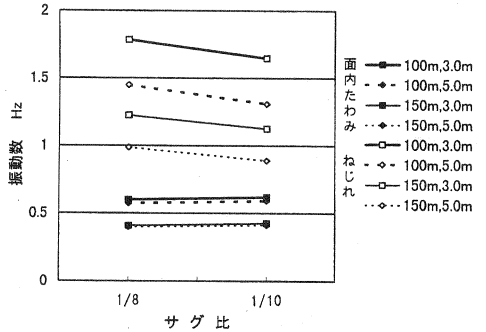


図-10 サグ比と振動数

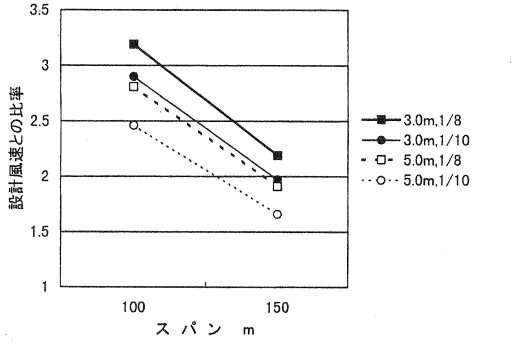


図-11 推定風速と設計風速の比

以上より、スパン150mまでの範囲では、推定風速は設計風速を上回るものと思われ、発散振動に対して安全であると言える。スパンが200mを超えるものについては、小規模吊橋の категорияとは異なってくるので、別な視点からの検討が必要となる。

5. おわりに

国内では施工例の少ないP C吊橋について、現在供用中のものを紹介し、今後の長スパン化に向けて検討を行った。今回取り扱わなかった事項についても、引き続き検討を進めていく予定である。本論文が同型式の橋梁を設計する一助となれば幸いである。

参考文献

- 1)川田忠樹：長径間吊橋の理論と計算，1969.3
- 2)日本道路協会：道路橋台風設計便覧，1991.3
- 3)Jiri Strasky：Design-Construction of Vranov Lake Pedestrian Bridge，PCI Journal，1997 NO.6
- 4)渡部・郡司・村上・岸：東雲さくら橋(プレキャストP C吊橋)の設計・施工と性能確認試験，第8回シンポジウム論文集，pp.625~628，1998.10
- 5)渡部・福田・鈴木・岸：大日橋(P C吊橋)の設計と施工，第10回シンポジウム論文集，pp.675~678，2000.10
- 6)日本道路協会：小規模吊橋指針・同解説，1984.4