

# 東雲さくら橋

## — 床版にプレキャストPCブロックを用いた吊り橋の設計・施工 —

渡部 寛文\*1・熊倉 雄一\*2・村上 敏夫\*3・岸 靖佳\*4

### 1. はじめに

関東平野の北部、栃木・埼玉両県に跨って30km<sup>2</sup>に及ぶ湿地帯が広がる。ここへ流れ込む河川の一つ、足尾山地東部に源を発する黒川は、鹿沼の丘陵地帯を東南へと流れながら壬生町にさしかかる。その中心部、国道352号線と東武宇都宮線に挟まれた公園内を黒川は流れ、そして兩岸に設けられた自転車道と公園敷地をつなぐ目的で本橋は計画された(図-1)。

公園内の架橋という立地条件から、本橋はとくに景観への配慮が求められた。検討の結果、ケーブルが構成する優美さや塔によるシンボル性、自転車道の縦断計画による構造高さの制限などから、国内では初の形式となるプレキャストPC床版を用いた吊り橋を採用することとなった(写真-1)。なお、本橋の名称である東雲地区は桜の名所であり、

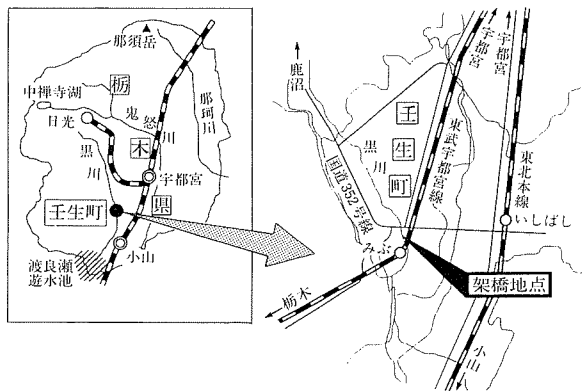


図-1 架橋位置図



写真-1 全体形状

毎年春には大勢の花見客で賑わうところからこの名が付けられた。

### 2. 橋梁諸元

- 橋種：プレストレストコンクリート歩道橋(図-2)
- 構造形式：単径間吊り橋
- 橋長：96.5m
- 支間長：94.5m
- 有効幅員：4.0m(支間中央)～6.0m(主塔部)
- 縦断勾配：1/94.5 放物線(平均2.1%)
- 床版：プレストレストコンクリート
  - 床版厚 14cm(中央部)～50cm(地覆部)
  - 設計基準強度  $\sigma_{ck} = 500 \text{ kgf/cm}^2$
- 主塔：角形鋼管 700×700mm  $H = 18.7\text{m}$
- ケーブル：スパイラル 1×217  $\phi 104 \text{ mm}$
- ハンガー：ストランド 7×7  $\phi 24 \text{ mm}$
- 群集荷重：350kgf/m<sup>2</sup>(ケーブル張力計算時)
- 500kgf/m<sup>2</sup>(床版, ハンガー, せん断キー)
- 150kgf/m<sup>2</sup>(補剛桁としての応力検討時)
- 100kgf/m<sup>2</sup>(地震時)
- 風荷重：450kgf/m<sup>2</sup>(設計風速 55m/s)
- 緊急車両荷重：5.0tf
- 設計水平震度： $K_h = 0.2$

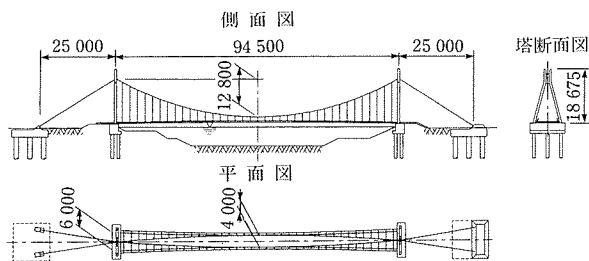


図-2 全体一般図

### 3. 設計

#### 3.1 床版ブロックの設計

床版ブロックはハンガースパン(2.5m)で分割される全38個のプレキャストPC製(図-3)で、床版厚さ14cm、ハンガーを定着し、桁および地覆の役目を兼ねる増厚部は50cmである。プレストレスは幅員(床版支間)方向がプレテンション方式、橋軸方向がポストテンション方式となっている。

\*1 Hirofumi WATANABE：川田建設(株) 工事本部 開発部 技術開発課 主任  
 \*2 Yuichi KUMAKURA：栃木県 栃木土木事務所 道路課 課長  
 \*3 Toshio MURAKAMI：栃木県 土木部 道路維持課 係長  
 \*4 Yasuyoshi KISHI：(株)富貴澤建設コンサルタント 技術部 次長

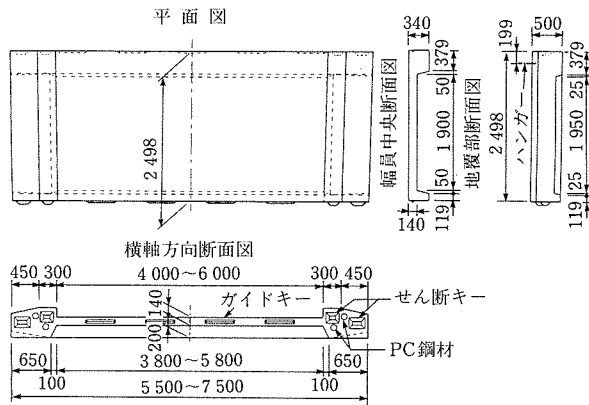


図-3 プレキャストPC床版構造図

応力照査は、ブロック単体として橋軸、幅員両方向と、せん断キーについて行った。また、床版の横剛性の高さ、橋軸方向のPC鋼材による一体化を考慮し、床版を補剛桁と見なした場合の活荷重応力をPeeryの影響線解析法により求め照査した(図-4)。その結果、面内方向では群集荷重150kgf/m<sup>2</sup>までの範囲はフルプレストレスであり、補剛桁として機能することを確認した。同様に、面外方向についても設計水平震度K<sub>h</sub>=0.2の地震荷重を載荷すると同時に地震時活荷重100kgf/m<sup>2</sup>による面内応力を合成し、断面がフルプレストレスであることを確認した。

床版ブロックへのハンガーの定着は、橋軸方向の一端のみを定着ロッドおよび支圧板を介して行い、他端は隣接ブロックとのせん断摩擦によって支持される。このため、橋軸方向の端面にはせん断キーを設け、せん断力が隣接ブロックに確実に伝達される構造とした。また、ハンガーが一端定着であることから、幅員方向断面は最初に架設される支間中央ブロックを除き非対称形状となっている。

### 3.2 ケーブル類の設計

ケーブル最大張力はバックステイの塔頂付近に発生し、群集荷重350kgf/m<sup>2</sup>満載時で1本あたり321tfとなる。安全率3.0以上を確保するため、ケーブルにはスパイラルロープでも太径のφ104mmを用いた。また、ハンガー張力是有効幅員が橋軸方向で変化することから主塔に最も近いハンガーで最大となり、群集荷重500kgf/m<sup>2</sup>満載時で11.4tfである。ハンガーには構造用ストランドロープφ24mmを用いた。ただし、ハンガー長の短い支間中央付近の7本については、ストランドロープではなくアイフォークを用いた(図-5)。

### 3.3 風に関する検討

一般の中小吊り橋の設計において、水平荷重は通常、地震荷重より風荷重が卓越する。しかし本橋の場合、床版重量が重く、しかも剛性が高いため、立体骨組み解析を行った結果では、地震時の面外曲げモーメントが風時の約2.5倍となり、静的荷重に対して耐風索は不要となった(表-1)。

そこで、さらに動的安定性を検証するため、固有値解析によって面内外のねじれ、たわみ周波数を求め、これらを次式に代入して曲げねじれフラッター発生限界風速を計算した(表-2)。また、固有値解析における振動モードを図-6に示す。

$$V_{cr} = 38.12 \times \frac{(m \cdot I_{\theta})^{1/4}}{(B/2)^{1/2}} \times \omega_{\phi} \sqrt{1 - \left(\frac{\omega_{\eta}}{\omega_{\phi}}\right)^2}$$

V<sub>cr</sub> : 曲げねじれフラッター発生限界風速

m : 単位長さあたり質量

I<sub>θ</sub> : 極慣性モーメント

B : 橋幅

ω<sub>η</sub> : 面内たわみ振動数

ω<sub>φ</sub> : ねじれ振動数

以上より、曲げねじれフラッター発生限界風速(64.2m/s)は設計風速(55m/s)を上回り、耐風索を省略した場合でも静的、動的に安定であることが分かった。

### 3.4 架設時形状解析

本橋はケーブル構造物であり、架設途上における床版形

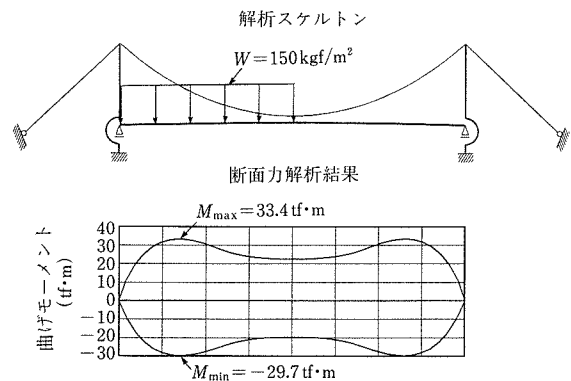


図-4 Peeryの影響線解析

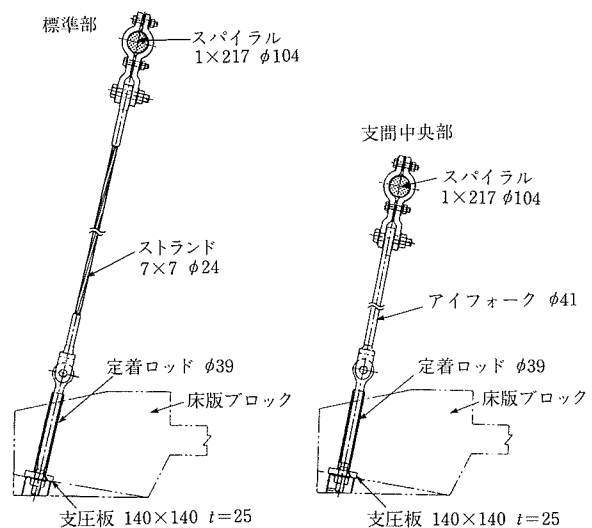


図-5 ハンガー構造図

表-1 面外荷重時に対する応答

	面外たわみ(mm)	面外曲げモーメント(tf·m)
風荷重	22	357
地震荷重	56	905

表-2 固有周波数およびフラッター発生限界風速

面内たわみ(Hz)	面外たわみ(Hz)	ねじれ(Hz)	限界風速(m/s)
0.408	1.048	3.218	64.2

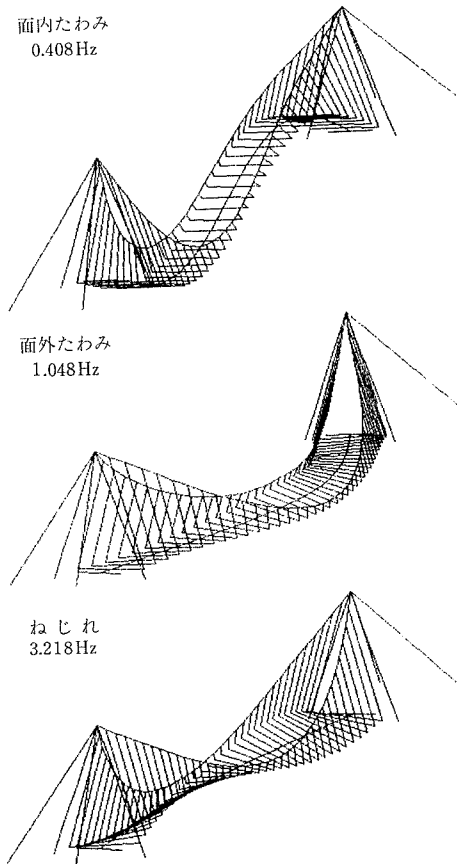


図-6 振動モード図

状は完成時と大きく異なる。この形状を明らかにし、施工管理上の基本データを得るために、大変形解析プログラムを用いて架設時形状解析を行った。

結果は図-7のようになった。つまり、支間中央の2ブロックを架設した時点で床版位置が最低となり、架設が進むに連れてU字形を保ちながら高さが上昇していく。架設が20ブロック目を超えたあたりからはU字形が崩れて直線状となり、さらに主塔に近いブロックを架設するに従って完成形状に近づいていく。

## 4. 施 工

### 4.1 施工概要

本橋の架設地点直下の河川部は、架設時期である冬の渇水期に限って埋立てが可能であったため、ほとんどの作業を地上で行うことができた。またプレキャスト部材を使用したことから、現場工期は主塔の建込みから橋体完成まで約3ヵ月であった。図-8に施工手順を示す。

### 4.2 プレキャスト床版の製作

プレキャスト床版はブロックごとに寸法が異なるが、地覆と幅員方向のリップ(横リップ)は断面形状が全ブロック共通のため、型枠は鋼製型枠を使用し、幅員方向の長さや地覆の角度を調整しながら同一のものを転用することとした。

また、縦断勾配が放物線のためブロック間の鉛直方向にわずかな折れ角が発生するが、現場における橋軸方向の緊張一体化の際、ブロック間に樹脂を注入して形状を安定させるため、ブロック長を両端1mmずつ合計2mm短縮して

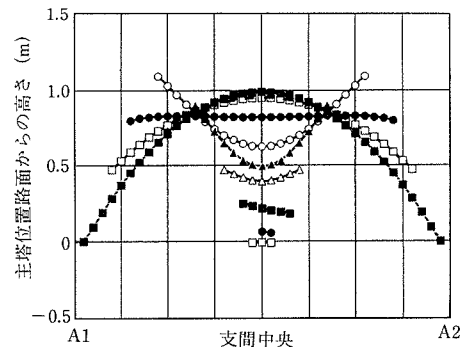


図-7 架設形状図

### ① 下部工、土工部の施工



### ② 主塔地組み、架設



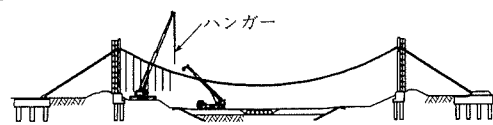
### ③ 主塔足場、ケーブル展開架台組立て



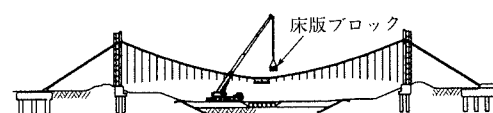
### ④ ケーブル展開、架設



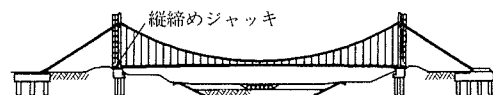
### ⑤ ハンガー取付け



### ⑥ 支間中央より床版ブロック架設



### ⑦ 縦締め緊張工



### ⑧ 橋面工、仮設備撤去、完成

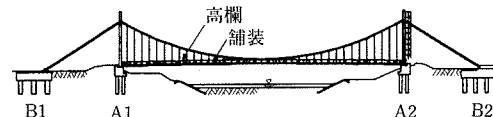


図-8 施工手順図

製作、接合面の余裕を樹脂の充填スペースとし、ブロック端面自体は底面に直角な形状とした(写真-2, 3)。

### 4.3 ケーブル類の架設

ケーブル架設に際しては、キャットウォークなどの大掛かりな空中足場は設けず、河川内の埋立て部に架台を組み、ウインチにてケーブルを展開した。

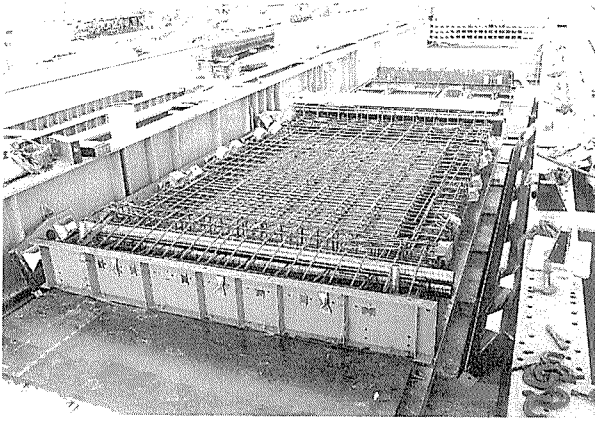


写真-2 製作中の床版ブロック

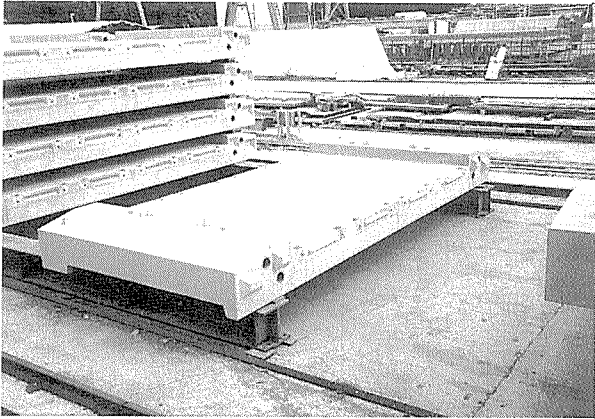


写真-3 完成した床版ブロック

本橋のケーブルは平行吊りではなく、1基の塔頂サドルから支間中央に向かってケーブルが広がっていくモノデュオ式である。ケーブルは架設直後幅員中央より鉛直に垂れているので、架設用ストラットで完成時の幅までケーブルを広げ、所定の角度になるようハンガークランプを取り付けた(写真-4)。

#### 4.4 床版の架設

3.4項で述べたとおり、架設途上における床版形状は複雑に変化する。この変形による過剰な応力を発生させないためには、架設しようとするブロックと既設ブロックとの間を接着剤などで固定することはできない。一方、橋軸方向

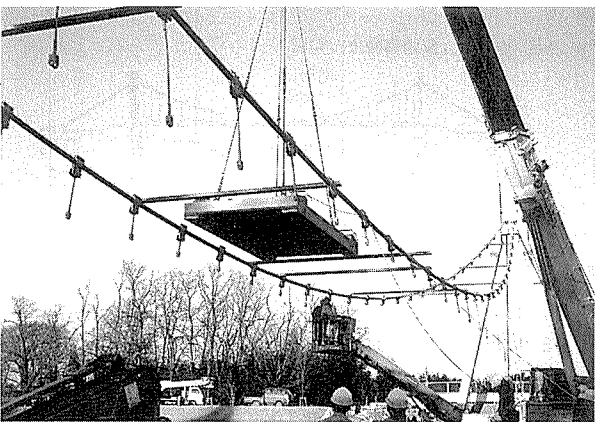


写真-4 ケーブル形状とストラット

の緊張一体化は全ブロック架設完了後に行うので、ハンガーに一端定着されるブロックは他端を別の方法で仮支持する必要がある。

そこで、ブロックの地覆上に架設用ブラケットを取り付け、ヒンジ状態で隣接ブロックに荷重を預ける構造とした。これにより、ブロックどうしの結合条件は架設時形状解析のそれと同じになり、実測形状は解析値によく一致したものとなった。

なお、ブラケットの取付け部はそのまま高欄の取付けにも使用され、ブロック吊り金具(DeHaアンカー)とともに完成後は高欄のベースプレートによって目隠しされる(写真-5, 6)。

#### 4.5 橋軸方向PC鋼材の緊張

床版ブロックの架設完了後、ブロックどうしのすき間に樹脂を注入、硬化を確認してから橋軸方向PC鋼材の緊張を行った。PC鋼材は15.2mmのストランドを1ケーブルにつき19本使用し、定着具はモノグループシステム、緊張ジャッキはセンターホールタイプの500tf型を用いた。

最終緊張力は1ケーブルあたり300tf、全4ケーブルで1200tfに達するが、これらを2グループに分けて交互に緊張した場合、片方のグループのみが緊張される初期の段階(導入力30tf~50tf)において、PC鋼材の偏心による引張応力が床版コンクリートに発生する。

そこで、プレテンションラインの鋼材セット時に用いられる小容量のジャッキ(4tf型)で、ストランドを1本ずつ予備緊張した。これにより、コンクリートに引張応力を発生させることなくPC鋼材を安全にセットできるとともに、鋼材導入力の均一化が図れ、緊張管理上の効果もあった。

### 5. おわりに

PC吊り橋は同規模の一般的な吊り橋に比べ、構造高さの非常に低い橋梁形式である。そしてプレキャスト床版ブロックをPC鋼材にて緊張一体化することにより、通常の荷重域では補剛桁としての性能を有する。また、床版のもつ高い剛性は、優れた振動安定性を発揮する。

本橋は平成10年3月に無事完成した。現在、公園敷地および河川の整備が進められており、本橋の供用開始は公園の開園に合わせて行われる予定である。

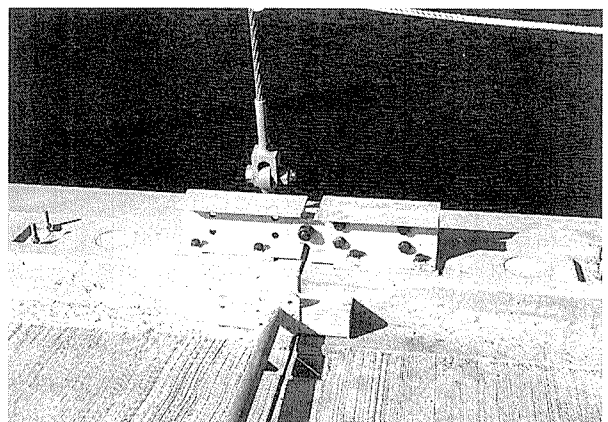


写真-5 ブロック接合部の様子



写真-6 床版架設状況

## 参考文献

- 1) 岸靖佳, 郡司和雄: PC無補剛吊り橋の設計と構造特徴について, 第24回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集, 1997.3
- 2) 渡部, 郡司, 村上, 岸: PC無補剛吊り橋の設計と施工計画, 第7回シンポジウム論文集, 1997.10
- 3) 米田昌弘: 吊形式橋梁の固有振動特性と風による振動に及ぼす構造的要因の影響に関する研究, 1987.11

【1998年7月21日受付】