

(125) PC無補剛吊橋の設計と施工計画

川田建設(株) 正会員 ○渡部 寛文
 栃木県栃木土木事務所 郡司 和雄
 栃木県道路維持課 村上 敏夫
 (株)富貴沢建設コンサルタンツ 正会員 岸 靖佳

1. はじめに

本橋は渡良瀬遊水地壬生自転車道の黒川横断部に計画されたものである。兩岸は、現在、河川環境整備と
しのめ東雲公園の整備が進められており、本橋は兩岸の公園を結ぶ連絡橋となるので、公園のシンボルとして特に
 景観への配慮が求められた。また自転車道の縦断計画により、構造高さを50cm程度に押さえることが望まれ
 た。検討の結果、ケーブルが構成する優美さ、塔によるシンボル性、さらに構造高さなどを考慮し、PC無
 補剛吊橋を採用するに至った。この形式は国内では初の試みとなるものであり、設計、施工計画にいくつか
 の特徴的な性質を有している。

本報告はその構造、静的、動的特性および施工計画の概要について述べるものである。

2. 設計概要

構造形式：単径間PC無補剛吊橋(図-1)	ケーブル：スパイラル \times 217 ϕ 104mm
橋 長：96.50m	破断強度1001.0tf, 安全率Fs \geq 3.0
中央径間：94.50m	ハンガー：ストラット 7×7 ϕ 24mm
主 塔：熱間成形角形鋼管 700 \times 700 H=18.70m	破断強度 40.4tf, 安全率Fs \geq 3.5
有効幅員：4.00m(中央部) \sim 6.00m(端部)	等分布荷重：350kgf/m ² (ケーブル張力計算時)
縦断勾配：1/94.5 放物線(平均2.1%)	500 " (床版,ハンガー,せん断キ-設計時)
床 版：プレストレストコンクリート	150 " (補剛桁としての応力検討時)
床版厚 14cm(中央部) \sim 50cm(ハンガー部)	100 " (地震時)
設計基準強度 500kgf/cm ²	風 荷 重： 450 " (設計風速 55m/s)
PC鋼材：縦締め 19-S15.2B	緊急車両荷重：5.0tf
横締め 1-S15.2B	設計水平震度：Kn=0.2

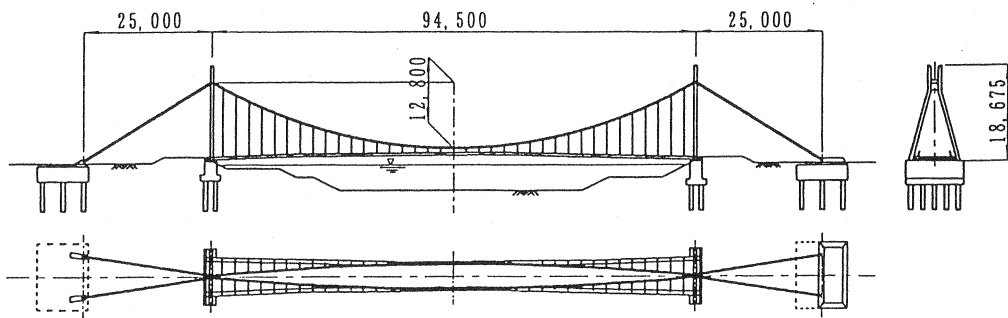


図-1 全体一般図

2. 床版の設計

床版はハンガースパンで分割される全38個のプレキャストコンクリート製(図-2)で、床版厚さ14cm、ハンガーを定着する増厚部は50cmである。床版の応力照査は、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、床版の横剛性の大きさ、縦締めP C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の影響線解法により求め照査した。その結果、面内方向では群集荷重150kgf/m²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_h=0.2の地震荷重を載荷すると同時に地震時活荷重100kgf/m²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。架設時における床版の定着は、橋軸方向の一端をハンガー、他端を隣接ブロックに架設用ブラケットにて仮締めし(図-3)、全ブロック架設後、縦締めP C鋼材にて緊張一体化する方法とした。

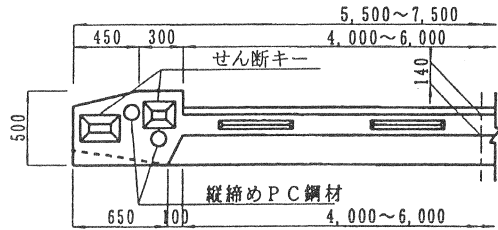


図-2 床版断面図

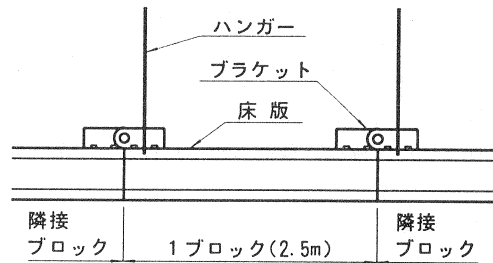


図-3 床版定着方法

3. ケーブル類の設計

ケーブル最大張力はバックステーの塔頂付近に発生し、等分布荷重350kgf/m²全載時で1本あたり321tfである。また、ハンガー張力は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/m²全載時で11.4tfである。安全率はケーブルが3.11、ハンガーが3.55となり、いずれも設計条件を満足している。

4. 耐風索の省略

一般の中小吊橋の設計において、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、たわみ振動数を求め、これらを下式¹⁾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-4~図-6に示す。

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

ここに V_{cr} : 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_θ : 極慣性モーメント

B : 橋幅
 ω_η : 面内たわみ振動数
 ω_φ : ねじれ振動数

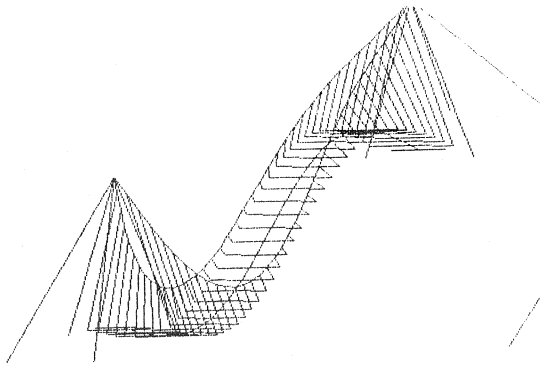


図-4 面内たわみ振動モード

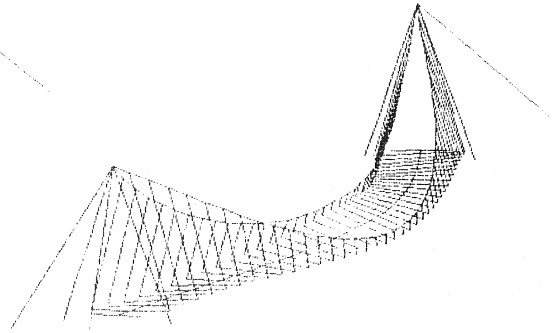


図-5 面外たわみ振動モード

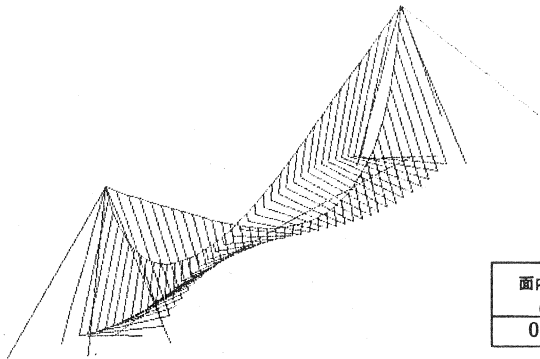


図-6 ねじれ振動モード

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 (tfm)
面外風荷重	22	357
面外地震	56	905

表-2 振動モード及びフラッター限界風速

面内たわみ (Hz)	ねじれ (Hz)	面外たわみ (Hz)	フラッター限界風速 (m/sec)
0.408	3.218	1.048	64.2

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わかった。

5. 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パネル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字型を保ちながら高さが上昇していく。架設が20パネル目を越えたあたりからはU字型が崩れて直線状となり、さらに主塔に近い床版を架設するにしたがって完成形状に近づいて行く。

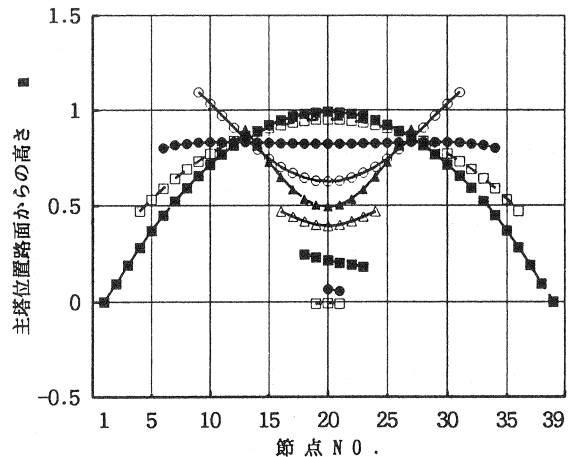


図-7 架設時形状解析結果

6. 施工概要

本橋の架設地点直下の河川部は、渇水期となる冬季に限って埋め立てが可能であるため、ケーブルは地上で展開する方法を採る。また、ハンガー、床版は油圧クレーンにて直接架設する。そのため、キャットウォークなどの大がかりな空中足場は設けない。ケーブル架設後、主塔を塔頂位置で約7cm、アンカレイジ側に引き込む(セットバックする)。これは床版重量によってケーブルが伸び、完成時に主塔が中央径間側に傾くのを防ぐために行う。

床版架設終了後、形状が決定した時点で床版間のすき間にグラウトを充填し、硬化後、縦締めP C鋼材の本緊張を行う。緊張力はP C鋼材1本あたり約300tf、合計1,200tfである。

図-8に施工概要を示す。

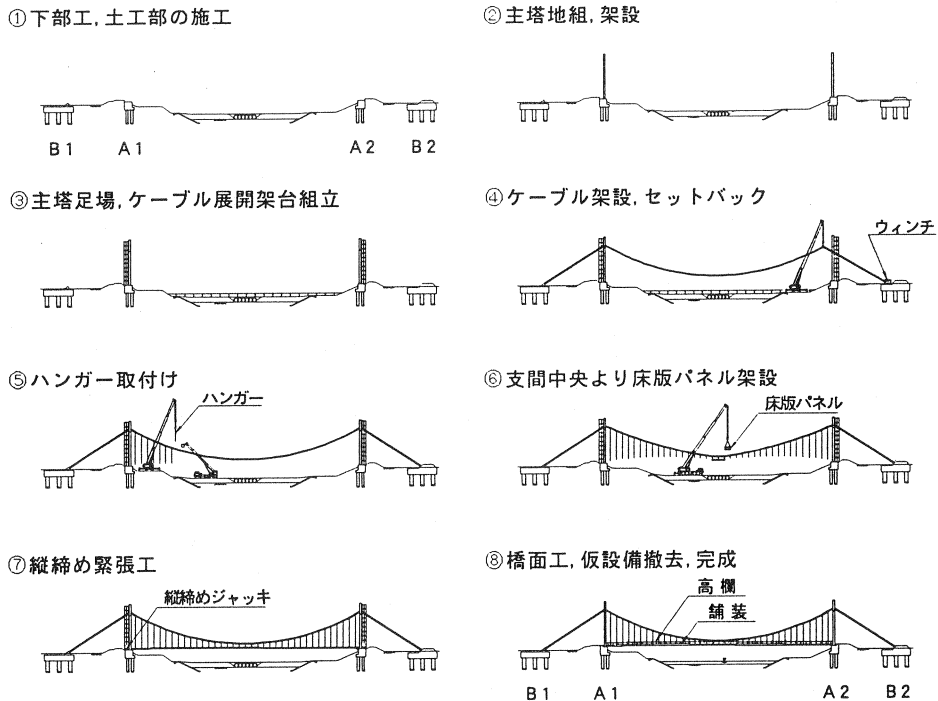


図-8 施工概要図

7. おわりに

P C無補剛吊橋は、きわめて構造高さが低い橋梁形式である。しかし、プレキャスト床版パネルを縦締めP C鋼材にてプレストレスを与え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十分な剛性を示す。また、床版の持つ高い面外剛性により、優れた耐風安定性を発揮する。本年度の上部工完成後、載荷試験、振動試験などにより各種性状の確認を行う予定である。

参考文献

- 1) 岸 靖佳・郡司和雄：P C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、平成9年3月
- 2) 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
昭和62年11月