

(90) 短支間吊床版橋の設計・施工及びその挙動に関する研究報告

九州電力(株)熊本支店土木建築課 非会員 大賀成元
 西技測量設計(株) 非会員 城戸裕和
 株)富士ビー・エス福岡支店工務部工務課 非会員 広畑健吾
 株)富士ビー・エス福岡支店技術部設計課 正会員○管谷晃彦

1. はじめに

張り渡したケーブル上にプレキャスト版を架設し、プレストレス導入により一体化し製作される吊床版橋は、支間100m以上のももあり側面に緩やかで美しい曲線形状を持ち、近年では主に公園や観光地において建設され、注目されている。本橋梁は、阿蘇の外輪山に源を発し有明海に注ぐ菊池川の最上流部、名水・森・滝100選に選定されている菊池溪谷の入口に位置する。¹⁾橋梁選定に当たっては既設鋼吊橋の景観を残し維持費のかからない吊床版橋が採用され、擬似吊りケーブルを施して吊り橋のイメージを表現している。以下本報告は、その九州電力(株)菊池川第五発電所吊床版橋の設計と施工及び施工後の橋梁経時変化測定結果における解析と評価について報告するものであり、本橋梁の特徴は一般的な吊床版橋に比べ支間が22.400mと極端に短く、橋体完成後の挙動については曲げ剛性を無視出来ない構造であるという事である。設計条件を下記に示す。

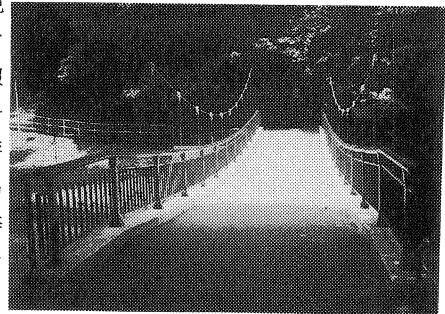
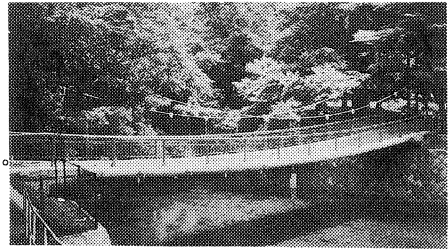


写真 .1 完成写真

構造形式	プレストレストコンクリート吊床版橋		
橋長 (支間長)	29.400m(22.400m)	コンクリート設計基準強度	$\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
有効幅員 (活荷重)	3.000m(群集荷重 T-5tf)	鉄筋	SD295A
基本サグ量(温度変化)	0.600m (±20 °C)	PC鋼材(SEE工法)	一次ケーブル(F70) 二次ケーブル(UF70)

2. 構造概要

図. 1 に構造を示す。支間 22.4m 内にプレキャスト床版 19 枚を割付けた。床版形状は後述、図. 4 に示す。

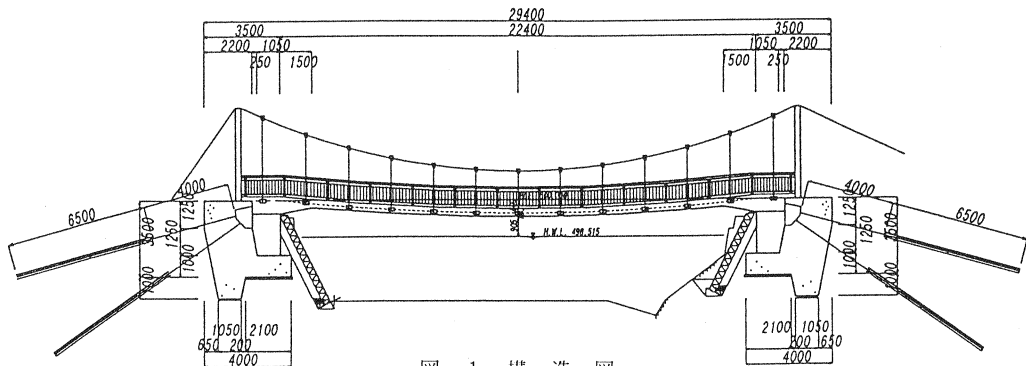
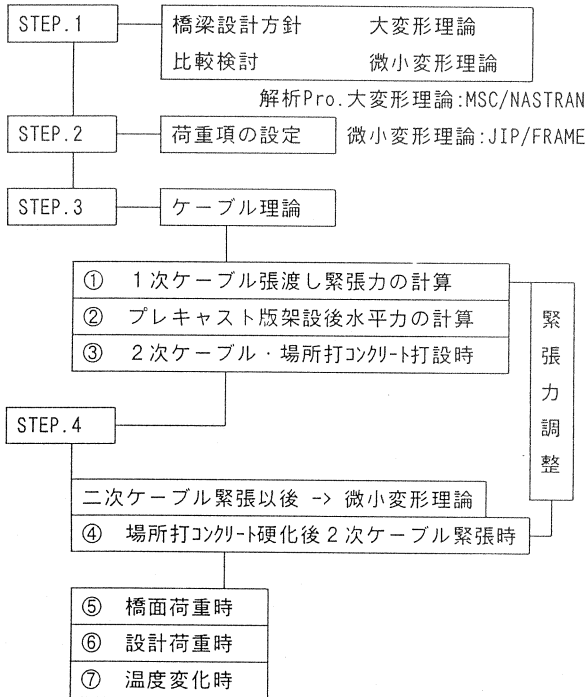


図. 1 構造図

2. 上部工の設計

上部工の設計フローチャートを図. 2 に示す。



STEP.1の解析結果については、下図. 3により大変形理論・微小変形理論の値は極等しく橋体完成後は曲げ剛性を無視出来ないと考え、微小変形理論を適用する。

STEP.2<荷重項>

F70 一次鋼材 8本	$3.040 \times 8 = 0.02432$	tf/m
UF70 二次鋼材 8本	$3.330 \times 8 = 0.02664$	tf/m
弾性係数	1.930×10^7	tf/m ²
プレキャスト 床版	1.073	tf/m
場所打コンクリート自重	0.865	tf/m
橋面荷重	0.135	tf/m
群集荷重(0.200tf/m ²)	0.600	tf/m
温度変化	±20	°C

又、STEP.4以降の設計計算については、1本当り鋼材緊張力が二次鋼材と一次鋼材が同等となる様に調整を行い2次緊張以後は、1次・2次鋼材一体として有効時の計算を行う。

計算結果は、後述表. 1 に示す。

図. 2 設計フローチャート

比率% = 大変形理論解析結果 / 微小変形解析結果 (他に荷重偏載荷の比較しているがほぼ同様である)
比率は支間中央の断面力で示す。

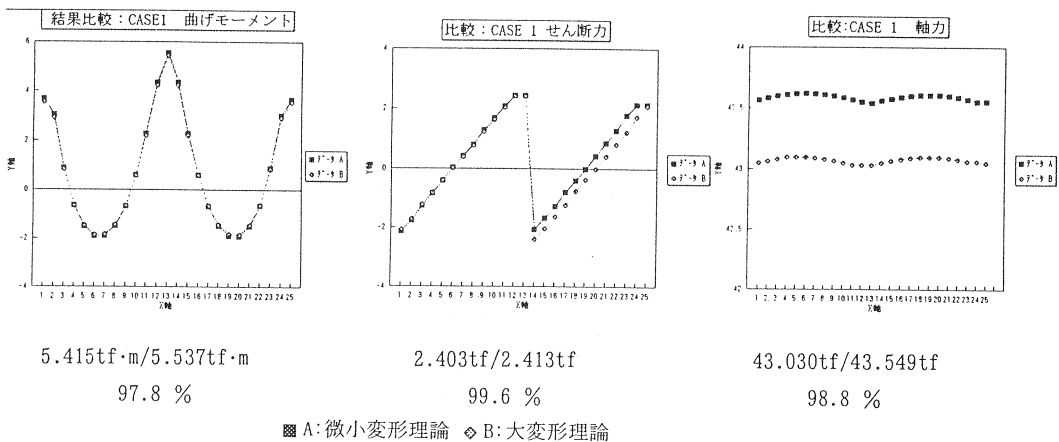


図. 3 大変形理論と微小変形理論解析結果 比較

STEP.3における計算手順

版架設時及び場所打コンクリート打設時までは曲げ剛性を無視して荷重載荷による水平反力の変化は次式により求める。²⁾

$$\gamma = \frac{\text{荷重載荷後水平反力 } H_1}{\text{荷重載荷前水平反力 } H_0} = \frac{EA}{2LH_0} \int_0^L \frac{Q_0^2}{H_0} dx - \frac{\alpha EA}{LH_0} \cdot \Delta T \cdot L \cdot \gamma^2$$

$$- \frac{EA}{2LH_0} \int_0^L \frac{Q_1^2}{H_0} dx = 0 \quad \text{式-1}$$

ここに

- L : 吊床版の支間
- E A : 吊床版の伸び剛性
- H₀, H₁ : 荷重載荷前・後水平力
- Q₀, Q₁ : 単純梁とした荷重載荷前後せん断力
- α : 床版線膨張係数
- Δ T : 温度変化

$$\int_0^L \frac{Q_0^2}{H_0} dx = \frac{q_0^2 \cdot L^3}{12 \cdot H_0^2} \quad \int_0^L \frac{Q_1^2}{H_0} dx = \frac{(q_0 + \Delta q)^2 \cdot L^3}{12 \cdot H_0^2} \quad \text{式-2}$$

H₀初期値は $H_0 = \frac{8 \cdot f}{(q + \Delta q) \cdot L^2}$ の一次鋼材自重q 支間L 初期サグ量f で計算され、荷重増分にしたがって

水平力H₀とH₁の比γよりH₁を求め、 $f = \frac{8 \cdot H_1}{(q + \Delta q) \cdot L^2}$ よりサグ量を求める。 式-3

表 1 水平反力とサグ量の計算結果 (STEP.3+STEP.4)

施工ステップ	荷重項 tf/m	一次鋼材 tf	二次鋼材 tf	不静定力ク-フ°t シラクション減少量	サグ量 m	最急勾配 tanθ	下部工 水平力
一次鋼材張渡し時	0.024	50.845			0.030	0.0054	50.85
プレキャスト床版架設後	1.073	144.147			0.535	0.0956	144.15
場所打コンクリート打設後	1.938	207.858			0.596	0.1065	207.86
二次鋼材緊張後	1.938	201.625	200.000		0.576	0.1028	213.90
橋面荷重作用時	2.111	202.000	200.375	-36.594	0.600	0.1071	258.42
活荷重作用時	2.711	185.356	183.755		0.606	0.1082	310.21
温度変化時 +20°C	+20°C	183.846	182.245		0.645	0.1152	262.89
温度変化時 -20°C	-20°C	186.866	185.265		0.567	0.1012	357.46

吊床版橋の施工出来形に重要なケーブル緊張力については写真2に示す様に、油圧ポンプにT字管圧力計並びに計測器 [TC-31K (株) T研究所] を設置し緊張力を測定してケーブルを定着した。

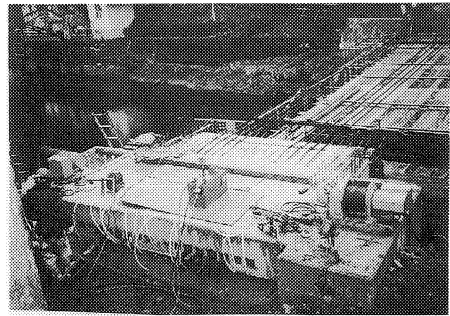


写真2 一次ケーブル緊張

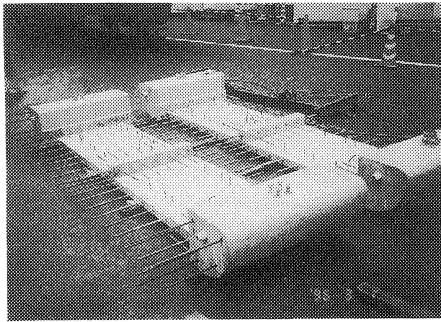


写真. 3 プレキャスト床版

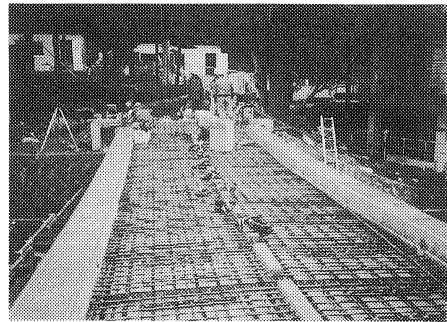


写真. 4 二次ケーブル・鉄筋配置

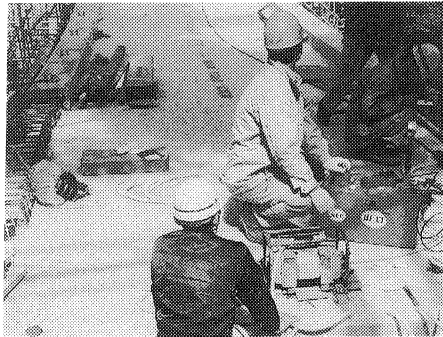


写真. 5 二次ケーブル緊張

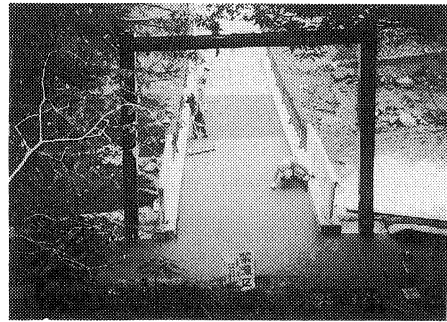


写真. 6 高欄設置後舗装工

4. 橋体完成後経時変化測定について

a) コンクリート・ヤング係数

静弾性係数計算 コンプレッソ・メーター測定値における結果を下記に示す。最大荷重の1/3 の点とひずみが 50×10^{-6} の点を結ぶ線分の割線勾配として計算する。

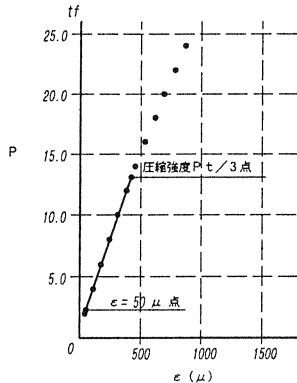


図. 6 静弾性係数の測定結果

尚、供試体は標準養生したものである。

図. 6は、本試験供試体の荷重（応力）-ひずみグラフを示す。施工時 コンクリート・ヤング係数 $E_c(28)$ の測定値は必ずしも設計数値と一致せず今回は $\sigma_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$ において設計値 $0.3038 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 測定値 $0.3606 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ であり高い数値であった。

尚、経時変化測定に対する項目・機器は下記の通りである。

1. 二次ケーブル張力測定 <-> ロード・セル設置
2. 荷重載荷に対する挙動 <-> ひずみゲージ20測点
3. 温度変化 <-> 熱伝対
4. その他 <-> スイッチ・ボックス設置

測定日はランダムであるが、表. 3の様なコンクリート・ヤング係数の変化と推定される。³⁾

$$S=0.25 : \beta_{cc}(t)=\exp(S*(1-\sqrt{28/t})) : \beta_e(t)=\sqrt{\beta_{cc}(t)} : E_c(t)=\beta_e(t)*E_c(28)$$

表. 3 測定日材令とヤング係数 $E_c(t)$

材令(日)	4	11	17	28	78	127
$E_c(t) * E+05 \text{ N/mm}^2$	0.30191	0.33848	0.34977	0.36064	0.37660	0.38190

b) コンクリートひずみ測定

支間中央におけるひずみ変化を温度補正後の数値で下表に示す。

表. 4 経時変化測定結果 $t - \mu$

材 令	初期	4	11	17	28	78	127
測点20下縁 μ	-1072	-1321	-1558	-1542	-----	-1560	-1507
参考 温度 $^{\circ}\text{C}$	-----	6.2	7.9	7.5	-----	22.3	20.6

材令4、11、78は天候は晴、17、127は雨後曇であった。版内吸水重量も微妙に影響し、二次緊張導入プレストレスは、初期ひずみと4日ひずみの差より7.52N/mm²(76.71kgf/cm²)で設計値よりも大きく導入されている。原因としてはひびわれ発生後の挙動では無く、設計時解析モデルにおける両端ヒンジの仮定に問題があると考えられ、設計の各段階における解析モデルの選定を照査する必要がある。

版架設後のひずみの変化は版上縁と下縁で異なり初期の間は下縁圧縮ひずみが大きいが次第に上縁・下縁のひずみ値は均一化する傾向にある。

吊床版橋のコンクリート・鉄筋(PC鋼材)比とクリープ・乾燥収縮の影響による不静定力の判定は、現状の測定結果では無理であるが部材中の応力度の変化は、クリープ係数 $\phi=2.6$ 乾燥収縮度 $e=20E-05$ 他に自重支間中央ひずみ量を計算する事で応力の変化が推定できる。尚、ケーブル理論におけるクリープ・乾燥収縮における影響、部材断面内に発生する不静定力 \times 等計算は設計時において文献2)を適用した。²⁾

5. おわりに

本論文は、菊池川第五発電所吊床版橋の設計と施工時の検討、並びに諸測定実験の結果について述べた。本施工・研究によって得られた成果を要約すれば以下の様になる。

- ① 架設時はケーブル理論を適用してサグ量を管理する。緊張管理は、1本当り張力が小さい為TC31K等の測定器を用いて行ったが施工精度は良好であった。
- ② 構造体完成後の微小変形理論両端ヒンジモデルにて計算された断面力に対しプレストレスを導入しているが両端固定モデルとの比較、並びに経時変化における応力度・ひびわれ幅の照査を行い、設計手法の考案が必要である。
- ③ クリープ・乾燥収縮の影響については温度変化、版内吸水量、コンクリートヤング係数の測定等諸条件を満たした測定が必要であり、他研究に委ねたい。また、今回は振動実験等の測定実験が出来る様にひずみゲージ測点を20ヶ所セットしている。

最後に、本橋の設計・施工に当たり御指導・御協力頂いた関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 富山和子 全国130ヶ所 名水めぐり PP.170~173 1995.5. エリアマップ昭文社
- 2) 則武邦具 熊谷紳一郎 「吊床版橋の設計と施工(上)」プレストレストコンクリート VOL.32 No.3 May 1990
- 3) A.Ghali・R.Favre 著 コンクリート構造物の応力と変形「クリープ・乾燥収縮・ひび割れ」1995.1.25 川上洵・樫福浄 他訳 技報堂