

京都大学工学部 正 山田善一  
 和歌山県工部 正 奥山 清  
 高田技工(株) 正・井坂 久

1. まえがき

今津橋は、和歌山県古座川町内に架設されたパラレルストランドワイヤを使用したニールセン系ローセ折橋である。本報告は本橋の架設資料の一環として架設途中における吊材の張力、主構応力、さらに橋梁完成時の動的走行および静的載荷試験などの現地計測を行ったので、その概要を報告するものである。なお本橋の架設工法はケーブルフレーションを用いた斜吊工法である。

2. 計測計画

(1) 架設途中および架設完了時の死荷重応力を追跡し、架設途中の安全性を検査、確認するとともに最終の死荷重応力状態を把握する目的で死荷重応力の測定を実施する。(2) (1)と同様の目的で斜材張力の調整、変動の有無を調査し、維持管理面の検討資料とする。(3) 静的載荷試験を実施し本橋の設計に用いた構造解析の妥当性を確認する。(4) 自動車走行試験を実施し、本橋の振動性などを調査する。

3. 死荷重応力の計測および考察

計測結果の報告は計測計画で述べた内(1)と(2)について、その傾向を述べ、(3)と(4)については、計測結果の概要を述べ、(1)に関する結果と考察、死荷重応力の追跡は各部材が無応力状態にある現地設置場所からの応力推移を測るものであり、測定器として電気抵抗線式のひずみ計およびコンタクト式のひずみ計を用いて実施した。図-2図-3は上弦材の架設各段階の応力と軸力、曲げモーメントの推移を表わしたものであり、図-2より最終の軸力は設計軸力と比較してかなり小さい結果を得たが、曲げモーメントは7/10の相異を呈している。この実測曲げモーメントの相異により図-3に示す最終の設計応力と実測応力の差が生じたものと考えられる。なお上弦材の下フランジ応力は設計値とかなり超過しているが、上弦材が桁断面であることを考慮すると、下フランジ応力は上フランジの設計応力より許容される応力に不都合を呈しない。一方下弦材の応力は設計応力に対して十分安全範囲に入っていた。したがって、計測方法、測定器などの二次的側面問題が残るが、一応本橋はほぼ目的に近い値で架設されたものと推測できる。図中の計算値とは架設途中における斜吊工法による作用断面力および応力を示すものである。

4. 張力計測および調整結果

張力の測定は鋼桁架設完了時から橋梁完成時まで順次計測した。①鋼桁架設完了時と②同PWS調整時および⑩全死荷重載荷時と③同PWS調整時の4ケースの結果と比較したものが表-1である。

表-1 計測張力と目標張力の誤差量

	段階1	段階3	段階10	段階13
上弦側	41.4%	30.2%	14.0%	6.7%
下弦側	54.6%	32.1%	12.5%	6.4%

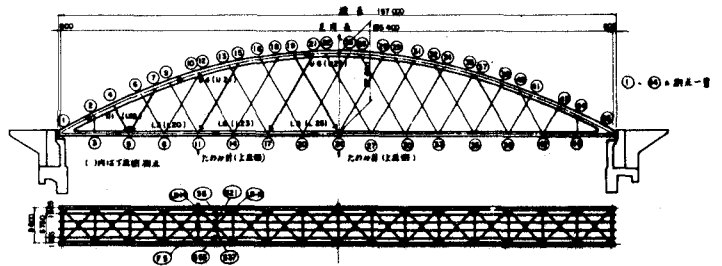


図-1 測定器の配置図

なお、架設途中の張力変動の代表的な例として図-4に6-8部材および5-7部材のものを示した。これより5-7部材は床版打設時にダミー部材となるが、斜材に張力が作用すると引張部材としての機能を回復することになる。今日の張力調整に採用した計算<sup>1)</sup>は次式にしたがった。

$$\{\Delta L\} = [D](\Delta T + k T_0) + E$$

ここで  $\Delta L$ : 調整量,  $\Delta T$ : 張力差 ( $\Delta T = T_0 - T_1$ ),  $T_0$ : 設計張力  
 $T_1$ : 実張力 (計測張力)  $D$ : 量組により定まる係数マトリックス  
 $k$ : 死荷重, 断面削り込みおよび形状の誤差の影響を考慮した係数  
 $E$ : 許容調整範囲量 ( $k: 0.03 \sim 0.05, E = 1.0 \text{ ton} \sim 3.0 \text{ ton}$ )

なお、張力の計測は主に加圧計により行い、上記調整計算による、1-1の調整本数が7桁、たにもかかわらず、迅速かつ満足な結果を得た。また調整時に注意すべきことは、斜材の短い部分で斜材の長さか、1mm変化することにより大きな張力変化になるので、シムプレートの厚さの管理と十分に必要がある。一方、今後の維持管理の検討として、斜材を補修する場合の計算を行なった。その結果、ほぼ現状のまま斜材の取り替えが可能である。

### 5 静的載荷試験結果と考察

橋梁完成後、トラフ4台を用いて図-5に示すケースの載荷試験を行なった結果をみると、(1)各ケースの主橋応力はケース1~4で上弦材応力計算値と比較的によく一致している。一方、下弦材応力は計算値と比較してかなり低い値を採っている。ここで上下弦材の計算値に対する実測値の比率は65%と発生応力が低いことを示している。(2)たわみも計算値に対する実測値の比率は50%~60%であり、ケース1についてその比を示すと、 $1/4$ 点で  $5\text{mm}/10\text{mm} = 0.5$  となり、 $1/2$ 点では  $17\text{mm}/31\text{mm} = 0.55$  となった。(3)斜材の張力も前記比率で比較すると上流側斜材は63%、下流側は98%と7桁少ない結果を得た。この結果より推想すると載荷トラフが上流側にすべり傾き、ていることを考慮すると、本橋は、横方向の剛性が大きいことかわかる。(4)これらの結果より本橋は設計時より剛性が高くなる、ているものと思われる。

### 6 動的載荷試験結果と考察

トラフ2台を用いて行な、た走行試験の結果を例記すると次のようになる。(1)道路標示が示されている衝撃係数  $\lambda = 0.098$  に対して動倍率は平均で0.05程度であり、た。(2)固有振動周期は卓越周期として0.43secのもの観測し、その他の周期として0.679~0.637secの不明確なものを観測した。表-2に7質点系面内振動計算を行な、た結果を示した。0.43secの周期は静的試験の結果が完成系の剛性が大きいことことから、桁桁2次振動の0.51secの振動と推測される。(3)主橋の桁載減衰率  $\delta = 0.012 \sim 0.021$  であり、また斜材は  $\delta_c = 0.024 \sim 0.110$  と観測した。(4)動的走行試験より、本橋が走行車両により構造的に特に悪影響を受けると思われる結果は見当りなかった。

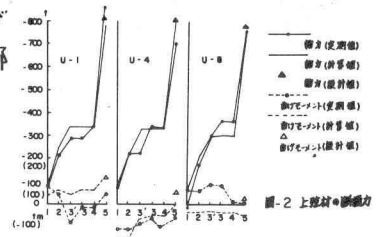


図-2 上弦材の張力調整

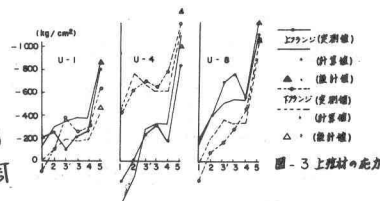


図-3 上弦材の張力

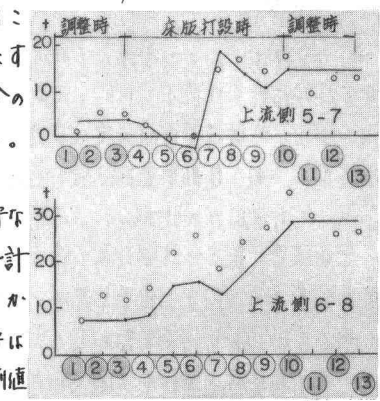


図-4 張力計測結果

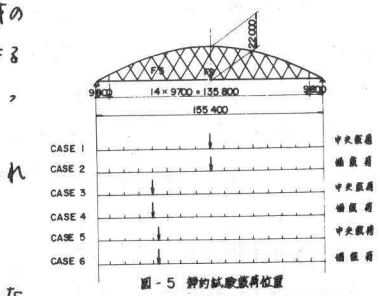


図-5 動的試験載荷位置

表-2 振動計算結果

振動次数	振動数	振動周期	振動形状
桁桁1次	1.169 Hz	0.856 Sec	
逆桁桁1次	1.494	0.670	
桁桁2次	1.968	0.508	
逆桁桁2次	2.450	0.408	

1) 新家、徳井、宮坂「ニールセン橋の斜材調整に関する考察」土木学会第29回年次学術講演要録