

長柄橋(ニールセン系ローゼけた橋)の架設工事報告

石岡英男* 村松敬一郎*
若林保美** 植田利夫***

あ ら ま し

ニールセン・ローゼけた橋の架設において斜材の張力をいかにして設計張力に合致させるかということが重要な課題の一つである。

長柄橋では、この張力調整作業を線形計画法を適用した最適値問題としてとらえて良好な結果を得た。

また、本橋は広い幅員を有し、主構傾斜角が大きいバスケットハンドル形式となっているため、立体骨組構造解析により設計を行うとともに、製作において、キャンバーのつけ方、仮組立などに独自の方法を採用した。

本文ではこれら製作・架設上の特徴を詳細に紹介するとともに、完成後に実施した静的・動的載荷試験結果に基づいて本橋の構造特性、および、設計法の妥当性を検討した。

The Report on Construction of Nagara Bridge (Nielsen type Lohse bridge)

By Hideo Ishioka, Keiichiro Muramatsu,
Yasumi Wakabayashi and Toshio Ueda

Abstract

Nagara Bridge is a Nielsen type Lohse bridge located in Osaka City, which Hitachi Zosen contracted to build.

In construction of a Nielsen type Lohse bridge, one of the most important problems to solve is how to realize the designed tension in each inclined hanger. We tried to treat the adjustment of tension in hangers as an optimum value problem and to solve it by a linear programming method, in Nagara Bridge. We were very successful in adjusting tension by this means.

Nagara bridge has a wide road face and a basket-handle type frame with a big inclined angle. Therefore, we had to adopt a unique method in planning camber at fabrication and temporary assembly, as well as a three dimensional frame analysis at design.

In this paper, we mainly present the detailed description of the above-mentioned measures.

After the completion of the bridge, we carried out the static and dynamic loading test of the bridge, using some trucks of about 20 tons weight each.

The test result clarified the structural characteristics of the bridge, and showed that our design method is appropriate.

1. 緒 言

長柄橋は、府道大阪高槻京都線が新淀川を渡る地点に架けられており、大阪市東淀川区と大淀区とを連絡しているもので、吹田・高槻・京都方面と大阪市中心部を結ぶ重要な位置にある橋りょうである(Fig.1参照)。旧橋は、総延長686m、有効幅員20mのゲルバー形式鋼げた橋で、昭和11年に架設されたものであり、長年の使用によく耐えてきたが、近年の交通量の激増、車両の大型化・重量化によりその老朽化が顕著になってきていた。

* 大阪市土木局土木部橋梁課

** 日立造船陸機設計所 *** 日立造船技術開発本部技術研究所

一方、架橋地点付近において、建設省により大規模な淀川改修計画が実施に移されることになり、それに伴う旧橋の構造変更の必要性とあまって、昭和48年12月から旧橋の上流30mの位置に架け換え工事が行われることになった。

本橋部上部工事は、昭和52年9月から開始され、昭和54年3月に無事完了した。その後、長柄小橋、長柄バイパスの工事、ならびに旧橋の撤去工事が実施され、昭和58年3月に全体工事が終了した。

本文では、新橋の中央部に架設されたニールセン・ローゼけた橋の工事について、斜材の張力調整及び完成後実施された載荷試験を主に報告する。

2. 橋りょうの概要

ニールセン・ローゼけた橋の主要諸元はつぎのとおりである。(Fig. 2, 3 参照)

- 形 式：バスケットハンドル型ニールセンローゼけた
- 橋 格：一等橋
- 支 間：153.0m
- 幅 員：20.0m (車道 17.0m, 歩道 3.0m)
- アーチライズ：26.0m (鉛直面投影長)
- 縦断勾配：0.062%放物線
- 横断勾配：車道 2%放物線, 歩道 2%直線
- 床 版：車道 19cm厚RC床板, 歩道 14cm厚RC床版
- 舗 装：車道 5cm厚密粒式アスファルトコンクリート
歩道 3cm厚細粒式アスファルトコンクリート
- 添加物：上水道管 2条, 電話線40条, 電線 2条
- 総鋼重：1 554t
- 主要鋼材：SM58, SM53, SM50Y, SS41,
PWS-91, -127, -169

その他、本橋の設計に関する詳細については、文献(1)を参照されたい。

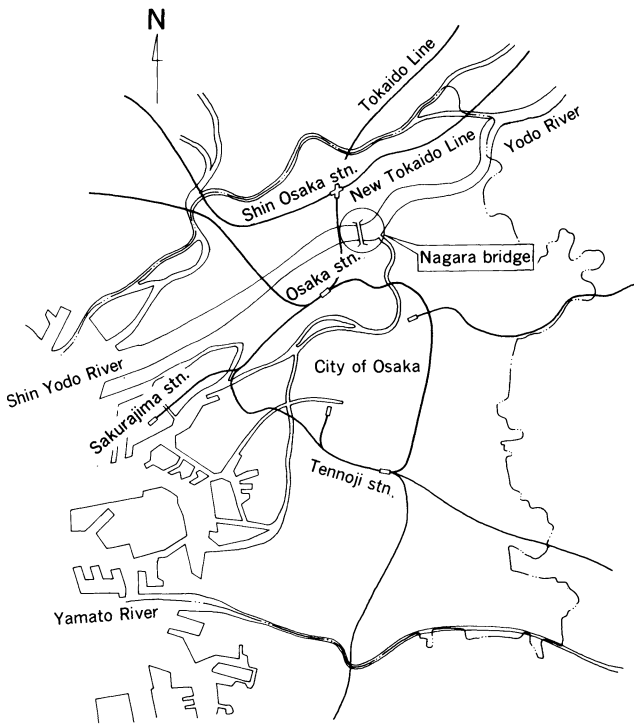


Fig.1 Site plan of Nagara bridge

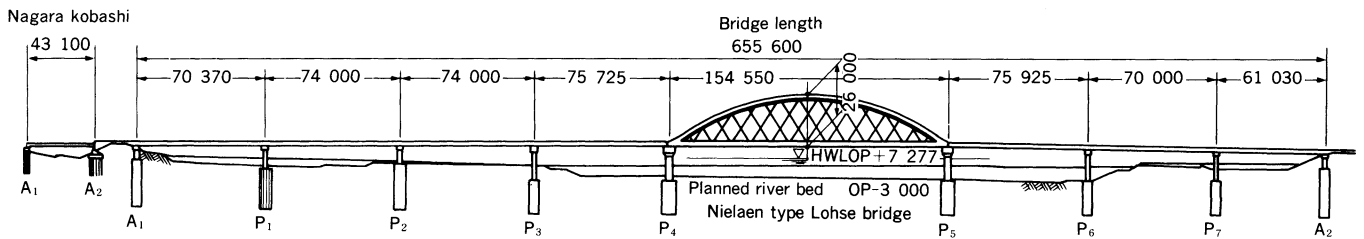


Fig.2 General layout of the bridge

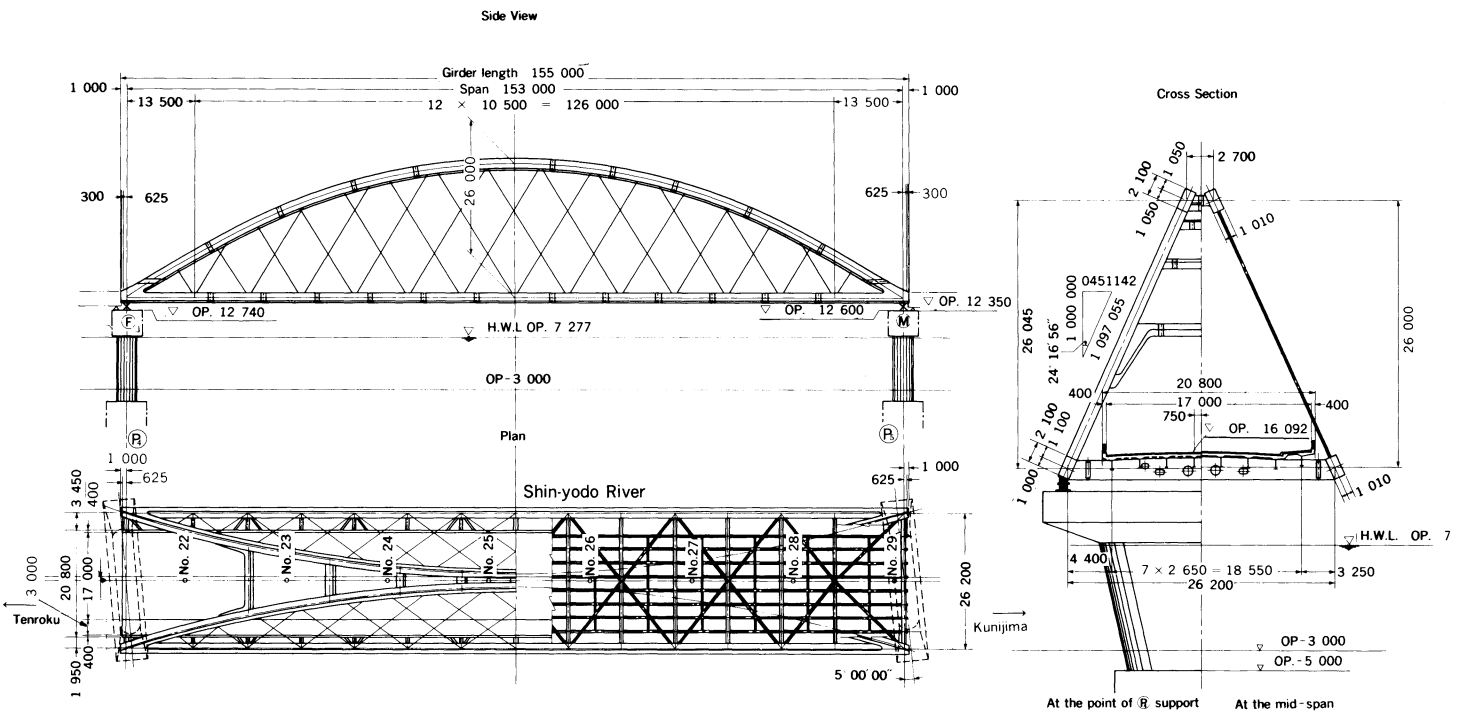


Fig.3 Elevation and plan of the Nielsen type Lohse bridge

3. 製作・架設の概要

3.1 製作

本橋の製作については従来のアーチ橋と特に変わるところはないが、鉛直軸に対する主構傾斜角が約24°のバスケットハンドル形式を採用していることや、構造規模が大きいために、製作キャンバーや仮組立などにおいて配慮を払った点が二、三あるので、それらについて簡単に述べる。

3.1.1 製作キャンバー 平行弦アーチの場合、主構のキャンバーは、Fig. 4 (a)のように主構面内で考えればよいが、本橋の場合、Fig. 4 (b)のように主構面内でキャンバーをつけると、上支材及び横桁の長さが完成時寸法よりそれぞれ $2\Delta l_u$ 及び $2\Delta l_l$ だけ短くなるという不都合が生じる。この量は支間中央で約230mmになる。

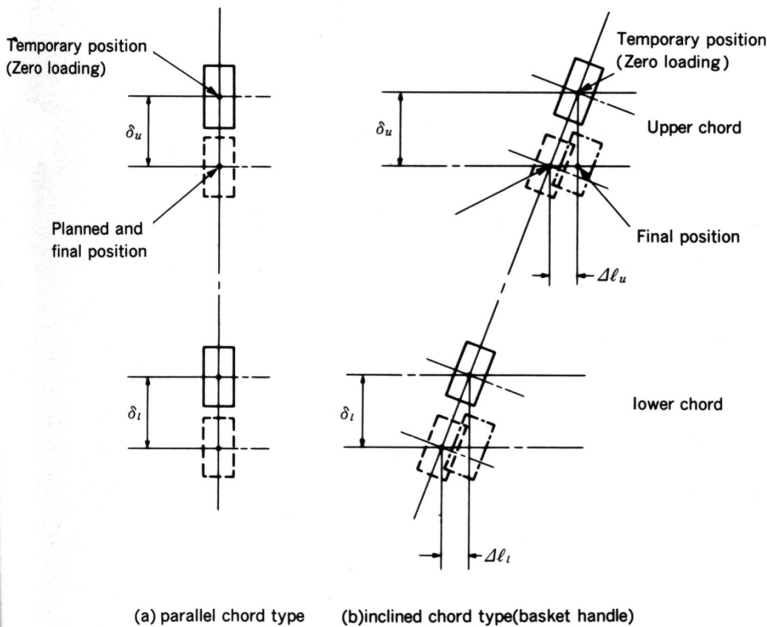


Fig.4 Camber in fabrication

本橋では、これを避けるため、立体骨組系で解析した変形量を用いて、上弦材については Fig. 5 (a) に示すように、アーチクラウンにおける製作時位置と両端支点の3点を含む平面を考え、これを製作時のアーチ面とした。下弦材についてはアーチ面とは無関係に、Fig. 5 (b)に示すように、鉛直方向に製作キャンバーをつけることとした。その結果、下弦材はねじって製作することが必要となるが、ねじり量はわずかなので、各製作ブロックの端部断面形状で調整するようにした。ただ、上弦材と下弦材との連結部については、このような処理は困難なので、アーチ面に合わせて製作キャンバーをつけた。

3.1.2 仮組立 本橋は、斜材に非抗圧材を用いているので、完成系の状態で立体仮組をするためには現場架設時と同程度の設備が必要になる。しかし平行弦の場合と違い、主構が傾斜しているため、橋門構や上支材の取付角度に対する厳しい精度管理が必要であると考へ、上・下弦材のみを平面仮組した後 Fig. 6, 7 に示すように、下弦材・床組・下横構及び橋門構を含む上弦材ブロックまでの部分と、上弦材と上支材のみの部分に分けて立体仮組をし、誤差の調整を行った。また、斜材定着間長の計測も同時にすることを検討したが、平面組の結果から大きな誤差は考えられなかったため、後に述べるように、架設時において計測した結果を設計ライナー量導入時に斜材長に反映させるようにした。

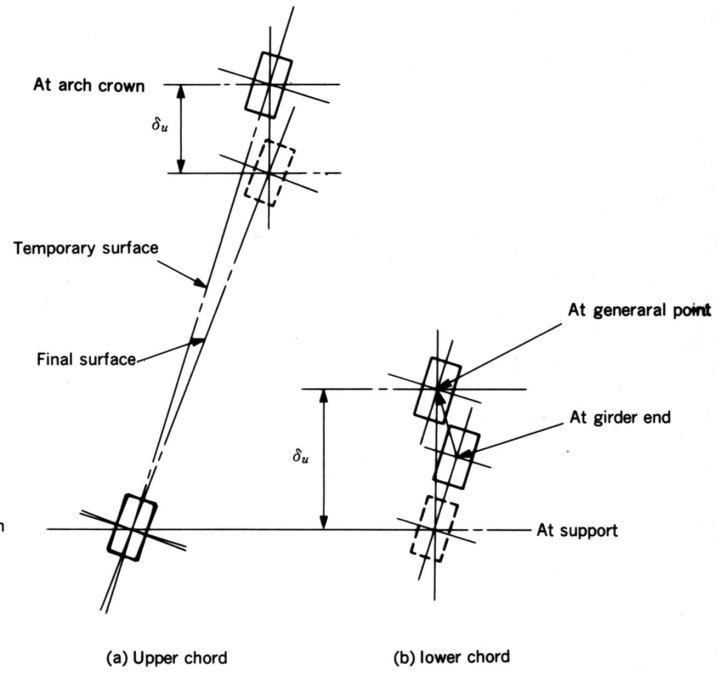


Fig.5 Camber in fabrication on this bridge

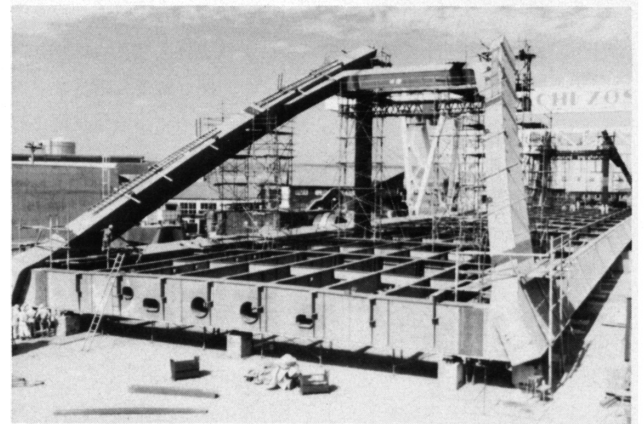


Fig.6 Temporary assembly of the bridge



Fig.7 Temporary assembly of the upper chord member

3.2 架設

本橋の架設地点は、当時は新淀川の高水敷上にあつた。このため、架設は渇水期を利用してトラッククレーンによるベント工法で行うこととした。その要領は Fig. 8 に示す。架設地点のすぐ下流側には旧橋が架かっており、トラッククレーンの進入が不可能なため、部材の架設はすべて上流側から行ったが、その際、クレーンの能力を考へて、まず上弦材から架設した。

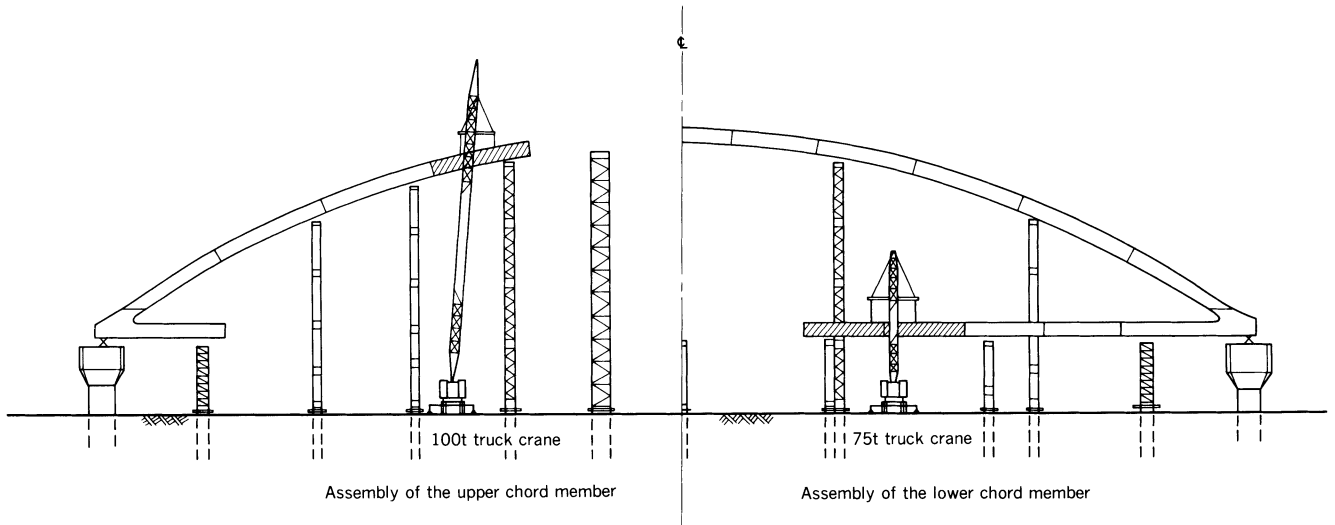


Fig.8 Erection procedure of the bridge

鋼げたの架設手順は、おおむね以下のようである。

(1) 上弦材・橋門構・上支材の架設 沓の据付、可動沓の仮固定及び上弦材用ベント設置の後、両支点側から100t吊りトラッククレーンで、上弦材・橋門構及び上支材の架設を行った。上弦材の閉合は、ベント上に設けられたジャッキにより閉合区間長を調整した後、中央ブロックを落し込む方法で行った。閉合後上弦用ベントを一部撤去し、下弦用ベントに転用した。上弦材のアーチ作用による水平反力は最大70t程度であったので、沓により抵抗させた。

(2) 下弦材・横げたの架設 下弦材用ベント設置後、75t吊りトラッククレーンで、下弦材・横げたを架設した。下弦材の閉合は、可動沓の仮固定を開放後、水平ジャッキにより閉合区間長を調整し、中央ブロックを架設する方法で行った。

(3) 縦げた・下横構の架設 縦げた・下横構の架設は、下弦材とほぼ並行して行った。

(4) 高力ボルトの本締め 上・下弦材の形状を確認した後、高力ボルトの本締めを行い、上弦材ベントを撤去した。なお、縦げた・下横構の高力ボルトの本締めは、下弦材ベント撤去後行い、主構の伸びの影響が及ばないようにした。

(5) 斜材の架設 上・下弦材の形状が確定後、製作の項でふれたように、斜材定着間長を測定し、その数値に斜材の製作長誤差量を補正して最終的な導入ライナー量を決定した。架設は、まず上弦材側から引き込み、定着した後、下弦材側に引き込む方法で行った。斜材架設後上記のライナー量を導入し、下弦材ベントを撤去した。

(6) 斜材張力調整 下弦材ベント撤去後斜材の張力調整を行い、鋼げたの架設を完了した。

工事開始は昭和52年9月、鋼げた架設完了は昭和53年6月であった。その後、床版打設*、斜材張力調整、伸縮装置据付、舗装*、高欄*、斜材防水工、塗装工事などを行い、完成後、最終的な斜材張力調整及び載荷試験を実施し、昭和54年3月竣工の運びとなった。

4. 斜材の張力調整

斜材の張力調整が可能であることはニールセン系橋りょうの特徴の一つで、これにより、実橋の応力状態を設計値に近づけ、架設の精度を上げることができる。

斜材張力調整工は大別して、(1)張力測定、(2)測定結果の吟味(張力管理)、(3)調整量の計算、(4)調整量の導入、の四つの作業に分類することができる。このうち、(1)及び(3)の方法如何が、調整工工程や

架設の精度に影響を与えることになり、調整工の中でも特に重要な要素となるものである。

ここでは、本橋に用いた調整量の計算方法を主に、張力測定方法、張力管理の方法及び調整結果について述べる。

4.1 調整量の計算法

4.1.1 概要 これまで架設されたニールセン系橋りょうの斜材張力調整量の計算方法は試行錯誤的要素の多いものが主で、計算に時間を要したり、経験に頼ることが多く、理論的裏づけに欠けている点があった。しかしながら、最近、電子計算機による数理解析法を応用して、この問題を最適値問題として扱う考え方が一般化してきており、実用化されている例もある。^{(3),(14)} 本橋に用いた計算方法もこの考え方を基本としており、線形計画法(LP)を適用することにより、ほとんど一意的に調整量を求めることができる特徴をもっている。

4.1.2 基本式 斜材長 Δl の変化による斜材張力の変分 ΔT は、変位影響係数 A を用いて、次式で求めることができる。

$$\Delta T = A \cdot \Delta l \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 ΔT : 斜材張力変分のマトリックス

Δl : 斜材長変化量のマトリックス

$$A : A = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & \dots\dots\dots & a_{1n} \\ a_{21} & & & \\ \vdots & & & \\ \dots\dots\dots & a_{ij} & \dots\dots\dots & \\ a_{n1} & \dots\dots\dots & \dots\dots\dots & a_{nn} \end{bmatrix}$$

a_{ij} : 任意の斜材 i の長さを単位量変化させたときの斜材 j の張力変分

いま、何らかの方法で斜材の張力を測定した結果、理論値との差が ΔT であったとする。すなわち、

$$\Delta T = T - T_m \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 T : 理論張力マトリックス

T_m : 測定張力マトリックス

のとき、この ΔT を消去するために必要な斜材長の調整量を Δl とすると、 Δl は(1)式を用いて、一意的に次式で求めることができる。

* 日立造船施工外工事

$$\Delta l = A^{-1} \cdot \Delta T = D \cdot \Delta T \dots\dots\dots(3)$$

しかし、この ΔT には計算誤差あるいは測定誤差などによる張力誤差が含まれているのが普通で、調整の目的とする斜材長誤差に対する調整量の計算は、 T_m からこれらの張力誤差を除いたものに対して行う必要がある。文献(3)では、これらの張力誤差を

- ① ランダム誤差 (②以外の原因で生じる張力誤差)
- ② 一様誤差 (等分布死荷重誤差などにより、各斜材理論張力に対し一様な割合で生じる張力誤差)

の2種類に分け、(3)式を以下のように修正している。

①, ②の張力誤差をそれぞれ ϵ_1, ϵ_2 とし、 ϵ_2 を設計張力 (理論値) T に対する一様誤差の割合を用いて $\epsilon_2 = k \cdot T$ と表す。そうすると、調整すべき張力誤差 $\Delta T'$ は、 T_m から ϵ_1, ϵ_2 を差し引くことにより(4)式ようになる。

$$\begin{aligned} \Delta T' &= T - \{ T_m - (\epsilon_1 + \epsilon_2) \} \\ &= (T - T_m) + (\epsilon_1 + k \cdot T) \\ &= \Delta T + k \cdot T + \epsilon \dots\dots\dots(4) \end{aligned}$$

ここに、 $\epsilon: \epsilon = \epsilon_1$, 残留誤差マトリックス

$\Delta T'$ を(3)式の ΔT に代入すれば、求める調整量はつぎようになる。

$$\Delta l = D \cdot (\Delta T + k \cdot T + \epsilon) \dots\dots\dots(5)$$

これが張力調整量を求めるための基本式である。

4.1.3 制約条件及び目的関数 (5)式から調整量を求めればよいわけであるが、この条件式だけでは、未知数の方が多いので解は不定である。本計算法においては、無数に存在する解のうちの最適解を求めるため、変数 $\Delta l, \epsilon$ に対してつぎのような条件を考えた。

$$\Delta l_{il} \leq \Delta l_i \leq \Delta l_{iu} \quad (i=1,2,\dots,n) \dots\dots\dots(6)$$

$$\epsilon_{il} \leq \epsilon_i \leq \epsilon_{iu} \quad (i=1,2,\dots,n) \dots\dots\dots(7)$$

(6)式は構造的に調整可能な斜材長の範囲を示す。また(7)式は残留誤差の許容範囲を示すが、この値は各橋りょうの構造特性や、張力測定の精度により決めるべきもので、設計張力の3~4%程度とするのが適当であると思われる。更に、各斜材長は架設時に直接測定された定着間長をもとに決定されており、その誤差のばらつきは小さいものであると考えられることから、(6)、(7)式に加え、つぎの条件を満す解、すなわち、

$$F(\Delta l) = (\Delta l, \Delta l) = \Delta l_1^2 + \Delta l_2^2 + \dots + \Delta l_n^2 \dots\dots\dots(8)$$

なる関数 F が最小となる解 Δl を考え、これを最適調整量と定義する。 F を目的関数という。

要約すると、斜材張力調整において最適調整量を求める問題は、(5)、(6)、(7)式の条件下で(8)式を最小とする解 Δl を求める最適値問題に帰着する。

4.1.4 目的関数の線形化 最適値問題を解く有力な方法として線形計画法 (LP) があげられる。しかし(8)式で与えられた目的関数 F は、 Δl に関する二次式になっており、このままでは LP を適用することはできない。そこで、つぎにこの目的関数を線形化することについて考えてみる⁽⁵⁾。

いま、関数 F は一変数からなる関数の一次結合で表せるものとする。すなわち、

$$F(X_1, X_2, \dots, X_n) = F_1(X_1) + F_2(X_2) + \dots + F_n(X_n) \dots\dots(9)$$

とすると(8)式は明らかにこの条件に適合している。(9)式から、関数 F を線形化することは、関数 F_1, F_2, \dots, F_n をそれぞれ単独に線形化することにはほかならないことがわかる。そこで、 F_1, F_2, \dots, F_n のうちの任意の関数 F を線形化することを考える。

$F(X)$ を、それが定義されている範囲、 $X_0 \leq X \leq X_n$ で分割し、Fig. 9 のように折れ線化する。更に、 x_1, x_2, \dots, x_n なる変数を考え、これをつぎのように定義する。

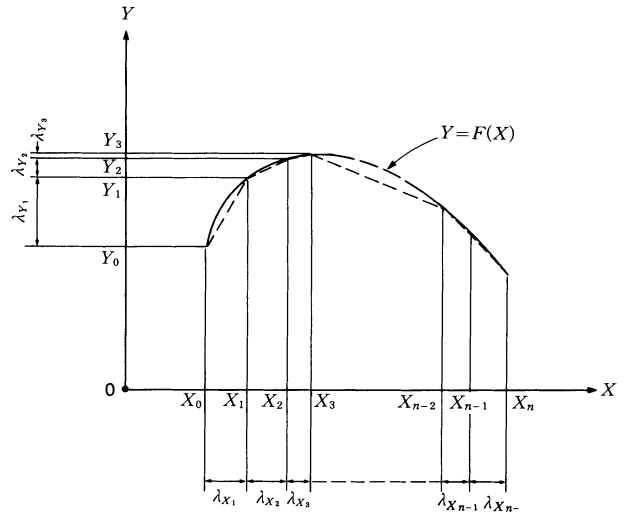


Fig.9 Replacement of the function F by polygonal approximations

$X_{i-1} \leq X \leq X_i$ なる X に対して、

$$\left. \begin{aligned} x_1 = x_2 = \dots = x_{i-1} &= 1 \\ 0 \leq x_i &\leq 1 \\ x_{i+1} = x_{i+2} = \dots = x_n &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(10)$$

このような変数 X を導入することにより、変数 X 及び関数値 Y はつぎのように表すことができる。

$$X = X_0 + \lambda_{x1} \cdot x_1 + \lambda_{x2} \cdot x_2 + \dots + \lambda_{xn} \cdot x_n \dots\dots\dots(11)$$

$$Y = Y_0 + \lambda_{y1} \cdot x_1 + \lambda_{y2} \cdot x_2 + \dots + \lambda_{yn} \cdot x_n \dots\dots\dots(12)$$

(11)、(12)式はいずれも変数 x に関する一次式である。(9)式における各関数 F_1, F_2, \dots, F_n をそれぞれ単独に、このようにして線形化することにより、それらの一次結合である関数 $F(X_1, X_2, \dots, X_n)$ は線形化できる。目的関数を線形化すれば、本問題に対し LP の適用が可能になり、 Δl 及び ϵ の範囲を決めることにより、調整量 Δl を一意的に求めることができる。

本橋でのこれらの一連の計算過程では、変位影響係数 A の計算には平面骨組解析プログラム FR 100 (日立造船㈱)、調整量 Δl の計算には拡張数理計画システム MPSX/370 (IBM) を使用し、各調整作業を行った。

4.2 張力測定から調整量の導入まで

4.2.1 張力測定法 ニールセン系橋りょうの斜材張力測定法として、今日までよく用いられているのは、振動計による方法とジャッキの油圧計による方法の二つである。両方法には、それぞれ一長一短があるが、本橋はバスケットハンドル形式のため、加振時に斜材がふれあう可能性が考えられたことや、加振時の足場の問題、斜材防水工による振動性状の不明確な点などのため、結局、後者によ

って張力の測定を行うことにした。その要領を Fig.10, 11 に示す。

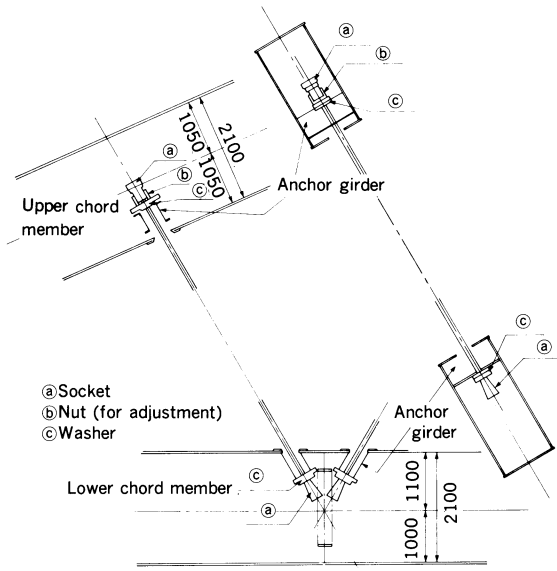


Fig.10 Attachment of hangers to upper and lower chord member

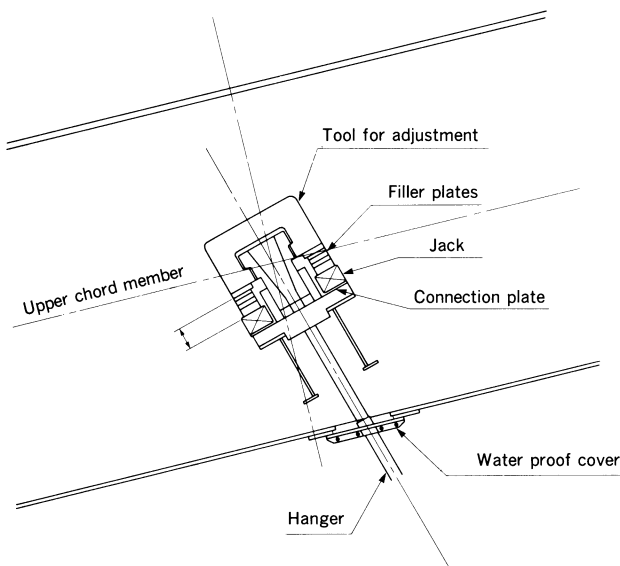


Fig.11 System diagram of hanger tension adjustment

ジャッキは 70t 油圧ジャッキ 2 台を一組とし、あらかじめアムスラ一型試験機によりその特性を調べ誤差修正表を作成しておき、それによって測定値を補正した。斜材張力は、測定されたジャッキ圧と斜材の伸びの関係から求めた。すなわち、測定張力 T_m は、斜材長を 1 mm 緊張したときの張力 T_1 及び 2 mm 緊張したときの張力 T_2 を用いて、

$$T_m = 2 T_1 - T_2 \dots\dots\dots(13)$$

として計算される。斜材の伸び量は Fig. 12 に示す要領でダイヤルゲージで測定した。測定は温度応力の影響の少ない夜間に行った。

4.2.2 張力管理 このようにして測定された斜材張力と設計張力との差が、個々の斜材すべてについて許容範囲以内であれば、調整作業はそれで完了するわけである。しかし実際には、全体としては良い精度であるが、数本の斜材張力のみが許容範囲を超える場合とか、逆に許容範囲を超える斜材本数は多いが、その超える量はわずかであるといった状態が考えられ、そのような場合についての

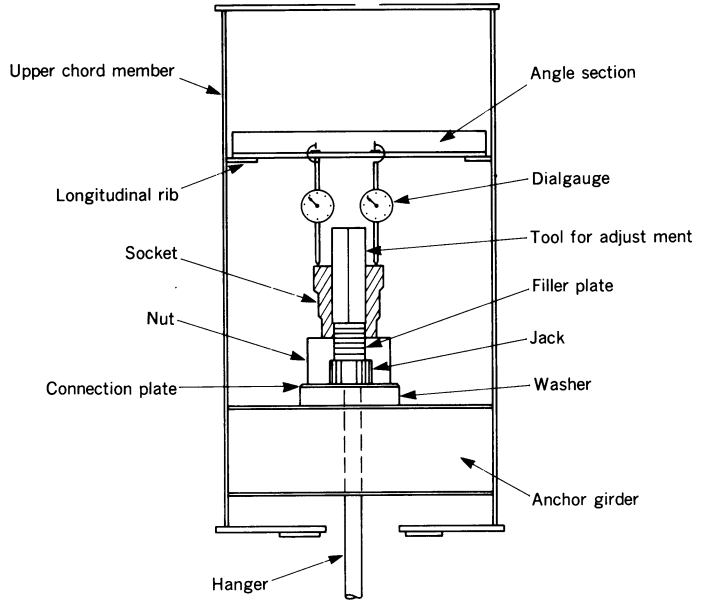


Fig.12 Measurement of hanger elongation (Cross section of upper chord member)

考え方を明確にしておく必要があると思われた。もちろん、そのような場合にも更に調整を重ねればよいのであるが、1 回の調整に費やす労力などを考えれば、単に調整回数を重ねることだけが特長とは思われない。

そこで、本橋の張力管理の方法として、個々の斜材のみでなく、斜材全体としての誤差を管理することを試みた。

まず、各測定段階における各斜材張力誤差を無次元化し、次式で表す。

$$\Delta t_i = \frac{\Delta T_i}{T_i} \times 100 \quad (i = 1, 2, \dots, n) \dots\dots\dots(14)$$

Δt_i の分布を正規分布とみなすと、誤差の平均値 $\bar{\Delta t}$ 、標準偏差値 σ 、平均誤差 η はそれぞれつぎのようになる。

$$\bar{\Delta t} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta t_i \dots\dots\dots(15)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\Delta t_i - \bar{\Delta t})^2} \dots\dots\dots(16)$$

$$\eta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |\Delta t_i| \dots\dots\dots(17)$$

これらの統計量 $\bar{\Delta t}$ 、 σ 、 η の状態をみることにより、張力の管理を行った。

本橋では完成時の誤差の許容値として、 $|\bar{\Delta t}| \leq 5.0$ 、 $\sigma \leq 10.0$ 、 $\eta \leq |k| \times 100 + 5.0$ を目標とした。ここで、 k は一様誤差の割り合いで、調整量の計算時に同時に求められる。 $\bar{\Delta t}$ 、 σ 、 η が許容値を超える場合、調整量の計算を行い、調整作業を繰り返す。

4.2.3 調整量の導入 求められた調整量の導入は、上弦材側ソケットに設けてある調整用ナットを回転することにより行った。ナットは 360° の回転で 6 mm の斜材長変化に対応するようになっている。導入作業は温度には関係しないので、昼間に行った。調整量導入後、油圧計により再度張力測定を行い、4.2.2 によって斜材の張力誤差量の状態を分析する。

4.3 調整経過及び結果

4.2の要領で行った調整経過を Fig. 13 に示す。調整回数は床版打設前2回、床版打設後2回、完成時下流側主構2回、上流側主構1回であった（Fig. 13 では、測定回数1～3が床版打設前、4～6が床版打設後、7～9が完成時である）。Fig. 13 から、 $\bar{\Delta}t$ は回数を重ねるごとに零に収束していくのがよくわかるが、 σ 、 η は7～9%に収束していく様子であり、この付近の値が張力調整の限界であると思われる。最終結果の $\bar{\Delta}t$ 、 σ 、 η の値を Table 1 に示す。最終的に得られた張力誤差に対して(5)式から k を求めると、両主構とも約0.015であった。したがって $\eta=1.5+5.0=6.5$ (%)となり、 $\bar{\Delta}t$ 、 σ 、 η ともほぼ目標値に近いものが得られた。最終状態における斜材の設計張力と測定張力を Fig. 14 に示す。

Table 1 Final errors of hanger tension

	Target value	Lower stream side	Upper stream side
$\bar{\Delta}t$	5.0	1.0	1.8
σ	10.0	9.2	7.8
η	6.5	7.4	6.5

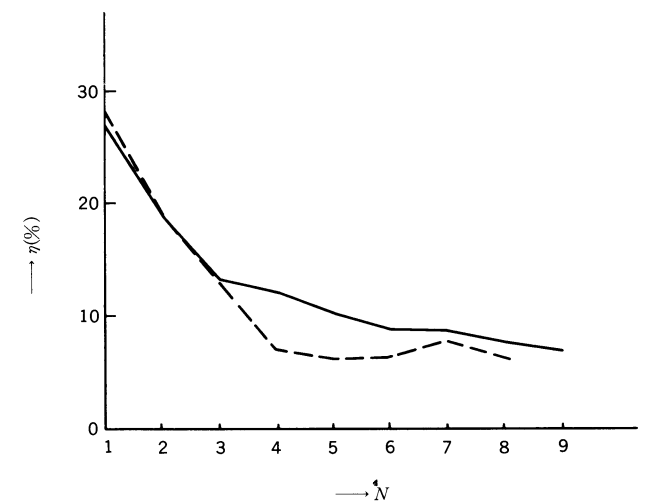
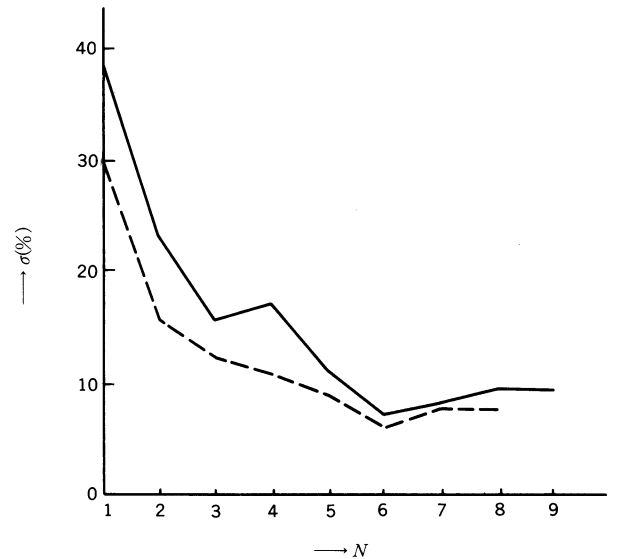
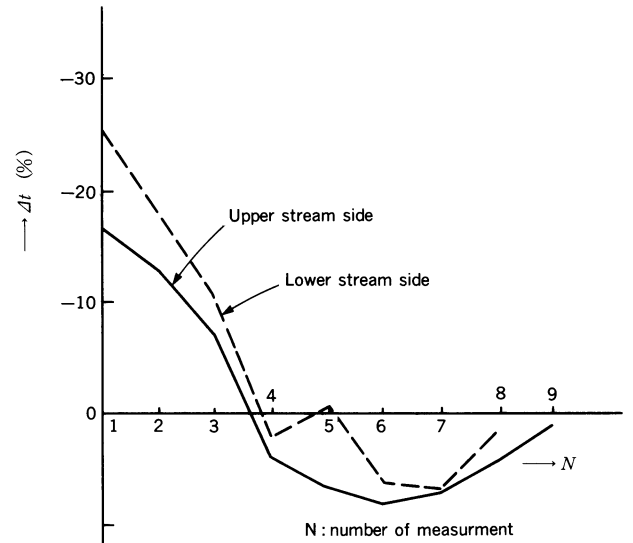
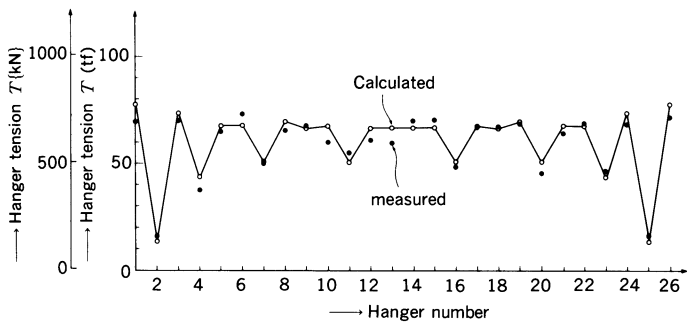
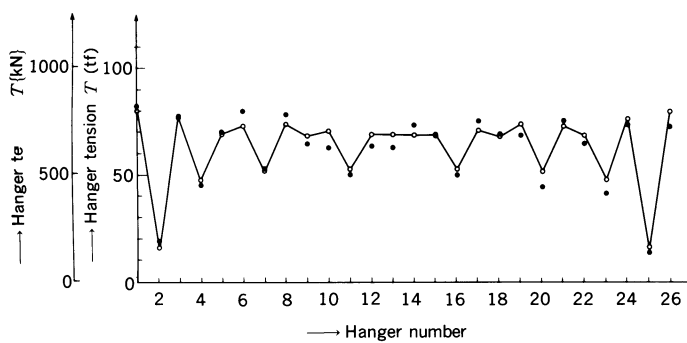


Fig.13 Change of $\bar{\Delta}t$, σ and η with respect to N



(a) Lower stream side



(b) upper stream side

Fig.14 Final measured value of hanger tension

本橋では、油圧計によって張力測定を行ったが、せまい上弦材内の深夜の作業は大変なものであり、この点については現場の労力に負うところが多かった。床版打設後、上流側の主構斜材に対し振動法によって張力の照合を行ったが、この作業は比較的スムーズに進めることができ、今後、もし条件が許せば、振動法によって測定するのが現場にとって好ましいものであると思われる。ただ、その場には、個々の斜材の断面・長さ・材端固定条件や張力と固有振動数との関係をあらかじめ把握しておくことが必須条件であり、これらを今後の問題点として挙げておく。

本橋のようなニールセン系橋りょうは、これから数多く架けられると思われるが、ここで述べた、計算理論を含めた調整手順は、それらに対しても有効な手段になるものとする。

5. 載荷試験

5.1 目的及び概要

本橋は、ニールセン系橋りょうとしての特徴に加え、主構傾斜角の大きなバスケットハンドル形式を採用しているため、橋りょう全体のねじり剛性が高く、また偏心荷重に対して両主構が有効に働く利点があると考えられる。本橋の設計においては、文献(1)で述べられているように、主構の傾斜角・ライズ比・斜材の傾斜角などの骨組構造に関する基本的な検討の他、主構及び床組の設計においては、床組の主構作用の影響を考慮して立体骨組構造解析を実施するなどの配慮を払っている。

そこで、本橋の完成後、バスケットハンドル形式ニールセン・ローゼけたの構造特性を把握するとともに、設計法の妥当性を確認すること、ならびに今後の設計資料を得ることなどを目的として、静的及び動的載荷試験を実施した。

静的載荷試験では、砂を積載した総重量約20tのダンプトラック16台からなる試験車群を、主構中心に対して対称及び偏心載荷し、構造物に生じる応力及びたわみを計測して、立体骨組解析による計算値と比較した。また、動的載荷試験では、1台～8台の試験車群を10～60km/hの一定の速度で、対称及び偏心走行させる走行試験と、構の弦材を対象として、支点近傍の断面Ⅰと支間中央近傍の断面Ⅲに振動試験を行い、橋りょうの固有振動数・構造減衰・衝撃係数などを求めた。

5.2 静的載荷試験

5.2.1 載荷要領 載荷に使用したダンプトラックは、いずれも前輪一軸、後輪二軸で、総重量は砂を積載して約20～23tである。

載荷状態はFig.15に示すように、主構中心に対してほぼ対称な載荷で、支間の $l/4$ 点、 $l/2$ 点、 $3l/4$ 点近傍に4行4列の試験車群を載荷するSM-4、SM-8、SM-12の3ケースと、偏心載荷の影響を検討するため、主構中心に対して上流側、下流側及び主構中心の支間中央近傍に8行2列の試験車群を配置するUS-A、US-B、US-Bの3ケース

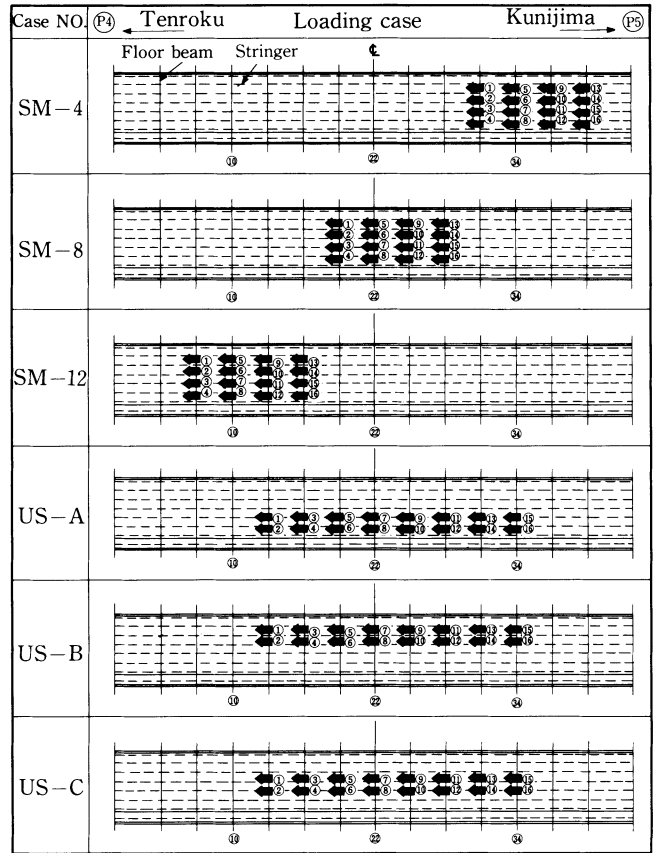


Fig.15 Loading cases for static test

すで、都合6ケースである。

5.2.2 測定要領

(1) 応力測定

(a) 弦材 Fig.16に示すように右岸側(柴島側)の上流側主構の弦材を対象として、支点近傍の断面Ⅰと支間中央近傍の断面Ⅲにおいて測定した。ストレインゲージは、各断面の上下フランジ及び

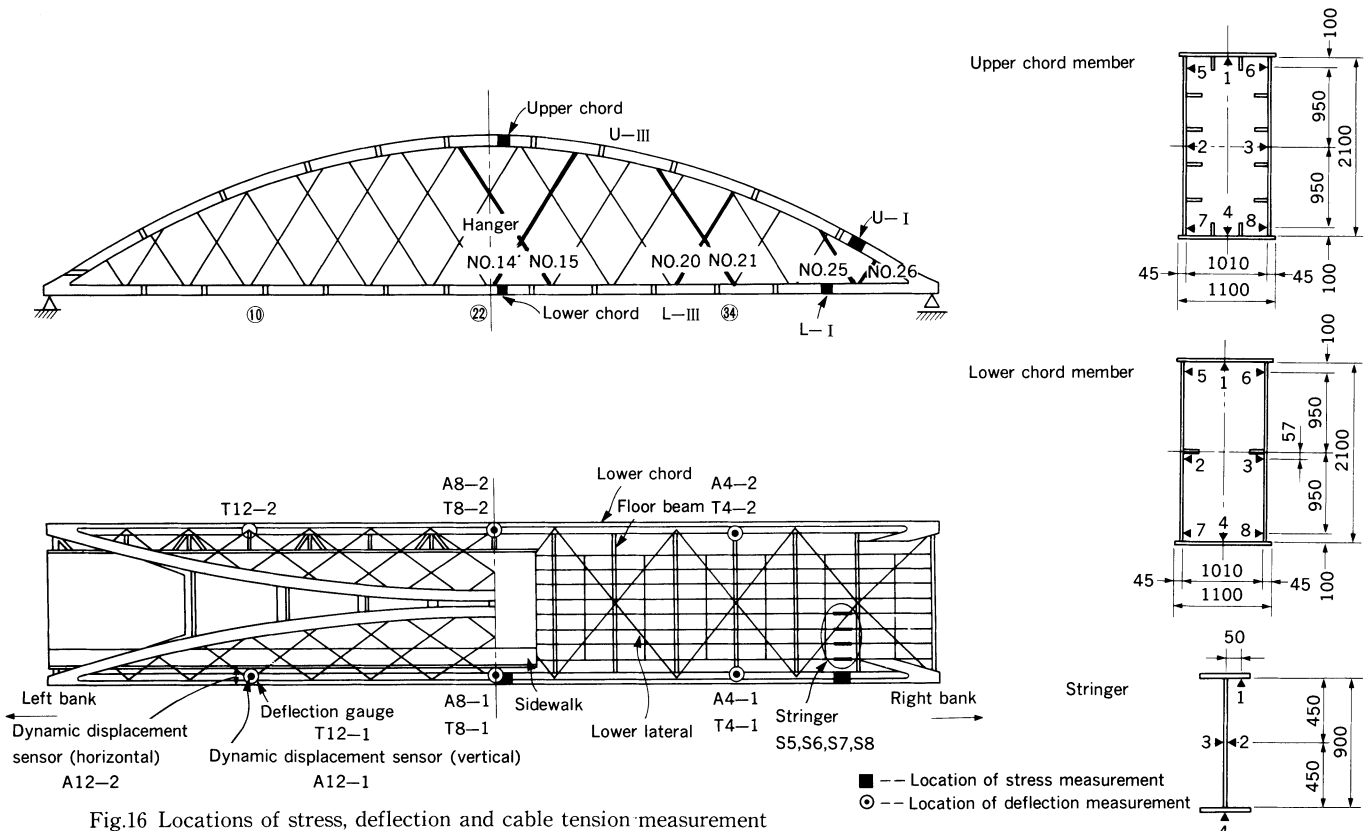


Fig.16 Locations of stress, deflection and cable tension measurement

両ウェブの内面側に貼付した。

(b) 縦げた 縦げたの応力測定位置は、下弦材の測定断面Ⅰと同一断面とし、上流側の縦げたS5, S6, S7及びS8について、上フランジ下面・ウェブ中心両面・下フランジ下面にストレインゲージを貼付した。

(2) たわみ測定 Fig.16に示すように、支間のℓ/4点, ℓ/2点, 3ℓ/4点の近傍の両主構の下弦材と横げたの交点に変位計を設置して測定した。

(3) 斜材張力測定 支点近傍（断面Ⅰ）、ℓ/4点近傍及びℓ/2点近傍（断面Ⅲ）の交叉する各2本ずつの斜材（斜材番号26, 25, 21, 20及び15, 14）を対象に、トラック荷重による斜材張力の変動を振動法により間接的に測定した。すなわち、斜材の弦振動による加速度が検出できるように、加速度計を取付け、人力により適度な加振を行った後、自由振動の測定を実施した。測定された弦振動には、いくつかの振動モードが合成されているので、振動波形をリアルタイムアナライザーによりスペクトル解析し、卓越振動数を求めた。以上の応力、たわみ、斜材張力の測定はすべて夜間に行った。

5.2.3 測定結果及び計算値との比較

(1) 立体骨組系による理論値の算出 理論値としての応力、たわみなどは、試験と同一載荷状態に対して立体骨組解析を行って求めた。実施設計では、鉄筋コンクリート床版の縦げた・端横げたへの剛性の寄与を考慮していないが、今回の測定結果との比較では、床版が全幅有効とした場合も考え、2ケースの計算値を求めた。

計算モデルは、実橋におけるすべての部材（弦材・斜材・横げた・縦げた・橋門構・上支材及び下横構）を考慮した。解析に用いたプログラムはSPACER(JIP)である。

(2) 測定結果及び計算値との比較

(a) 弦材応力度 弦材応力度の測定結果と計算値とを比較した一例をFig.17に示す。上弦材については、両者はよく一致しているといえる。2ケースの計算値についても大きな差はない。

下弦材についての計算値をみると、縦げたを合成断面とするか否かにより、応力のうち軸力成分に大きな差が生じ、載荷状態により違いはあるが、合成した方が約30～40%小さくなっている。測定値は合成断面とした場合の計算値とよく合っている。なお、Fig.17には、参考値として平面骨組解析による計算値を併記してある。

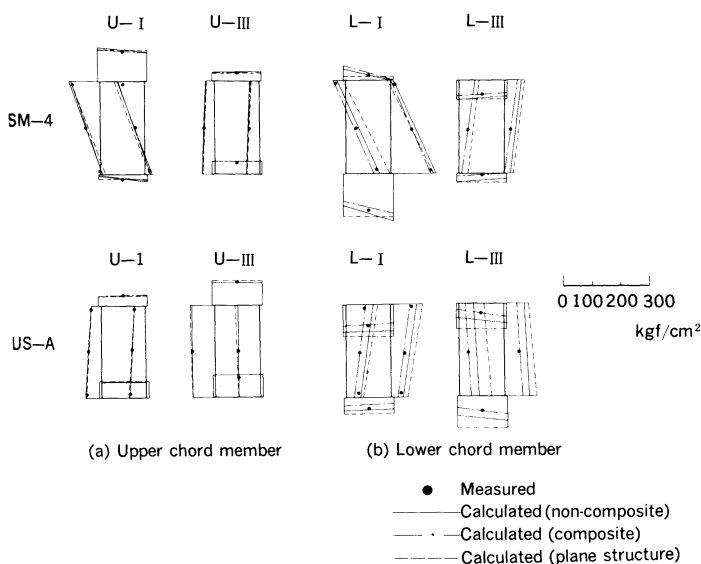


Fig.17 Stresses in chord member

(b) 縦げた応力度 縦げた応力度の測定値と計算値とを比較した一例をFig.18に示す。計算値からわかるように、床版の合成効果は縦げたの応力状態によく現れており、とくに測点近傍の載荷ケースSM-4において顕著である。縦げたには、直接荷重による剛支承上連続ばりとしての曲げモーメント以外に、主構作用としての軸力、曲げモーメントが付加されるが、その量は、縦げた、端横げたを合成げたと考えることにより、非合成の場合よりかなり大きなものとなるようである。測定値は、合成断面とした計算値の方に、明らかによく一致している。

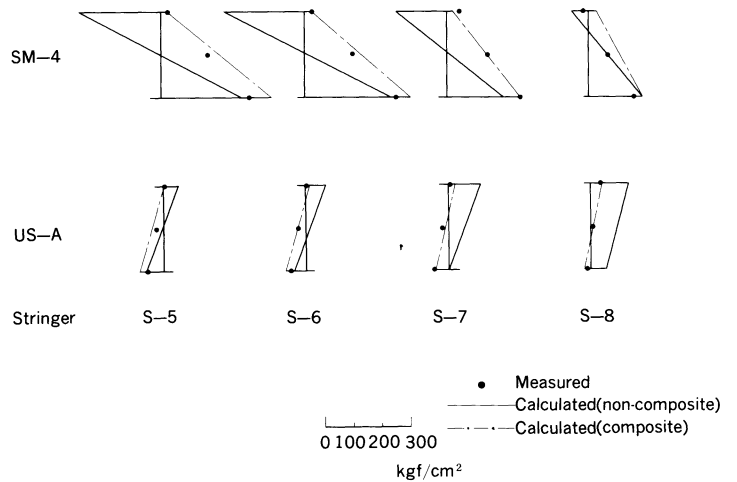


Fig.18 Stresses in stringer

(c) 斜材張力 斜材両端近傍の構造はFig.11のようになっており、その境界条件は厳密には不明であるので、測定された基本振動数から、斜材張力を直接求めることはできない。しかし、斜材の曲げ剛性を無視し弦振動と考えれば、斜材両端の境界条件にかかわらず、基本振動数 f と斜材張力 T とは、

$$f \propto \sqrt{T} \dots\dots\dots (18)$$

の関係にある。この関係を利用して、載荷前と載荷時の張力変化をつぎのように変動率という無次元量で表した。

計算値に対して、

$$\phi_1 = T_1 / T_0 \dots\dots\dots (19)$$

測定値に対して、

$$\phi_2 = (f_1 / f_0)^2 \dots\dots\dots (20)$$

- ここに、 T_1 ：載荷前斜材張力（計算値）
- T_0 ：載荷時斜材張力（計算値）
- f_1 ：載荷前斜材振動数（測定値）
- f_0 ：載荷時斜材振動数（測定値）

斜材張力の計算値については、合成断面か否かによる差はほとんどなかったため、ここでは非合成断面の場合についてのみ変動率 ϕ_1 を求めた。測定値と計算値を比較するとTable 2のようになり、その誤差は最大で9%、全体的には2～3%程度であり非常によく一致している。

(d) 鉛直たわみ 鉛直たわみについて、測定値と計算値を比較した一例をFig.19に示す。当然のことながら、床版を合成した場合の計算値は、非合成とした場合のそれより小さくなっている。

測定値は、主構中心軸に対して対称荷重となるSM-8, US-Cでは、両主構とも合成の場合の計算値とよく一致している。またSM-4, SM-12及び偏心配荷のUS-A, US-Bの場合、両主構のたわみの平均値、

すなわち主構中心の鉛直たわみとして比較すれば、Table 3 に示すように、やはり合成の場合の計算値と一致している。

つぎに、偏心载荷のUS-A、US-Bの場合、両主構のわみ差、すなわちねじり量に関して比較すればTable 4 になる。このねじり量は、床版のねじり剛性への寄与を考慮していない計算値に対して小さくなっている。このことから、床版が橋りょう全体のねじり剛性にも寄与していると考えられる。

5.3 動的载荷試験

5.3.1 走行試験

(1) トラック走行要領 静的载荷試験に使用したダンプトラック16台の中、8台を用いてFig.20のように走行させた。走行方向は、取付道路状況などを考慮して、いずれも右岸側（柴島側）から左岸側（天六側）とした。

(2) 変位測定要領 静的载荷試験に使用した変位計により、走行時の鉛直たわみ（移動荷重による静的たわみ+振動による動的たわみ）を測定した。またFig.16に示すように、 $l/4$ 点近傍（格点34）、 $l/2$ 点（格点22）及び $3l/4$ 点近傍（格点10）の上弦材と横げた上フランジ上面の交点に設置した加速度計により、格点34、22、10の鉛直方向及び格点10の水平方向の振動変位を測定した。

走行試験及びつぎの自由減衰振動試験は、昼間に実施した。

5.3.2 自由減衰振動試験 トラックの後輪を路面上15cmの高さから落下させ、橋体に落下衝撃による強制変位を与えた後の自由減衰振動を、走行試験に使用した各加速度計で検出した。後輪を落下させた位置は、格点34、22の主構中心及び下流側路面端部である。

5.3.3 測定結果

(1) 固有振動数 走行中及び落下衝撃後の振動について、データレコーダーにより磁気テープに収録したアナログ量の波形記録を、当社技術研究所所有のA/D変換機で、サンプリング間隔0.02でデジタル量に変換した。これらサンプリングしたデジタル値のうち4096個を使用して、CRC所有のFACOM電算機により各測点のパワースペクトル及び $l/2$ 点上流側測点に対する他の測点の位相差を求めた。

Table 2 Errors between calculated and measured hanger tension

Loading case Hanger	SM-4	SM-8	SM-12	US-A	US-B	US-C
14(PWS-169)	1.05	0.96	1.01	0.99	1.00	0.99
15(PWS-169)	0.98	—	0.99	0.98	0.98	0.97
20(PWS-127)	0.97	0.97	0.96	0.99	0.96	0.94
21(PWS-169)	0.99	1.02	0.99	0.99	1.00	1.00
25(PWS-91)	0.94	0.96	0.95	1.00	0.98	0.96
26(PWS-169)	0.98	0.99	1.03	1.09	1.02	1.03

Table 3 Vertical deflection

Loading case	Point	Measured/Calculated (non-composite)	Measured/Calculated (composite)
SM-4	$l/4$	0.96	1.03
SM-8	$l/2$	0.89	0.99
SM-12	$3l/4$	0.96	1.03
US-A	$l/2$	0.90	1.01
US-B	$l/2$	0.91	1.01
US-C	$l/2$	0.91	1.01

Table 4 Angle of torsion

Loading case	Point	Measured/Calculated (non composite)
US-A	$l/2$	0.75
US-B	$l/2$	0.79

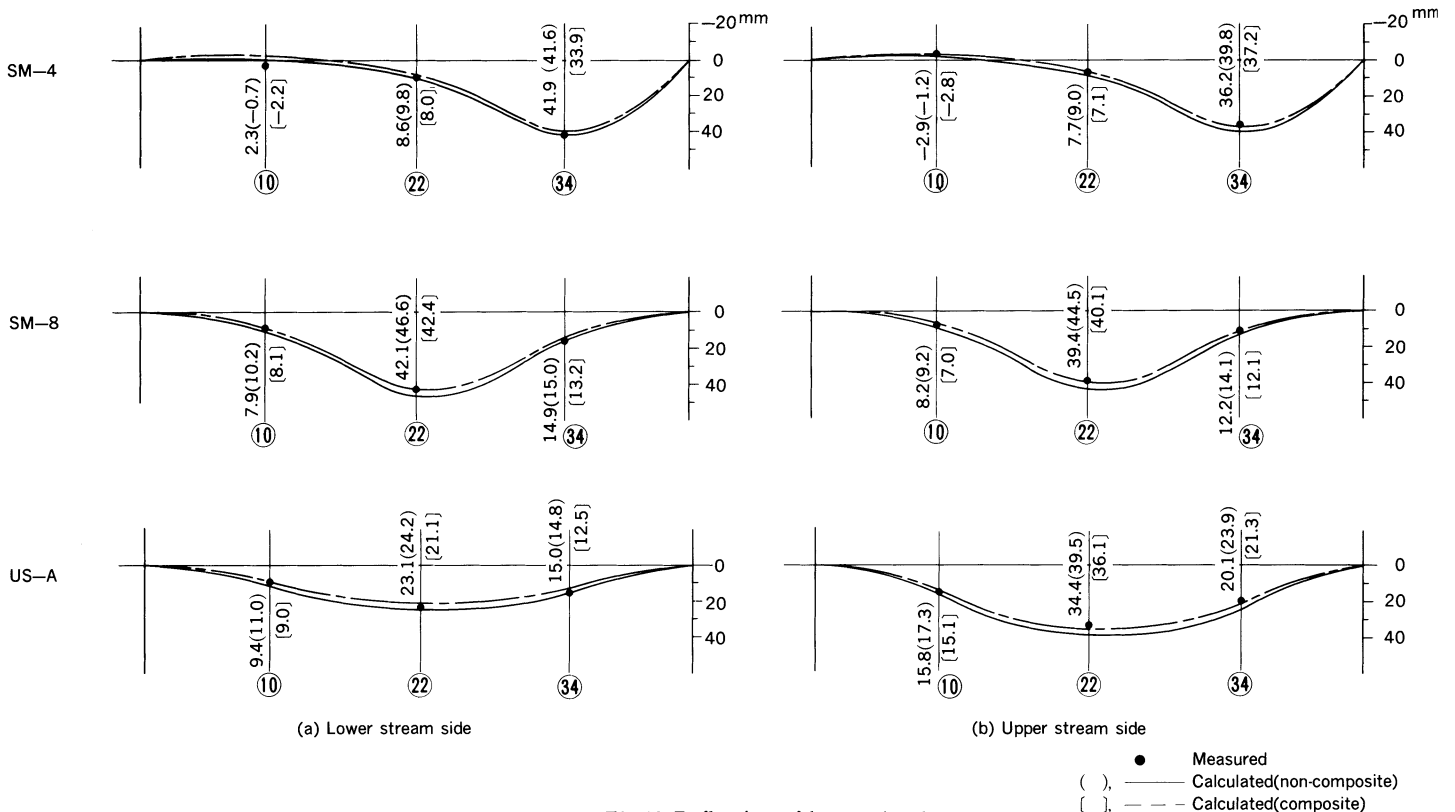


Fig.19 Deflection of lower chord

Number of trucks	Case	Velocity(km/h)			
		10	20	40	60
1	Tenroku D1-A Kunijima 	—	D1-A-20 D1-A-20	D1-A-40	—
	D1-B 	D1-B-10	D1-B-20	D1-B-40 D1-B-40	D1-B-60
	D1-C 	D1-C-10	D1-C-20	D1-C-40	D1-C-60
2	D2-A 	—	D2-A-20	D2-A-40	—
	D2-B 	—	D2-B-20	D2-B-40	—
	D2-C 	—	D2-C-20	D2-C-40	—
4	D4-C 	D4-C-10	D4-C-20	—	—
8	D8-C 	D8-C-10	—	—	—

Fig.20 Loading cases for dynamic test

パワースペクトル及び位相差は、高速フーリエ変換法（FFT）により求めた。この結果、各振動モードの固有振動数はTable 5のようになった。Tableには、床版の剛性を無視して立体骨組振動解析した計算値を併記し、測定結果と比較してある。

これより、鉛直たわみ振動数の測定値は、計算値に対して、各々1~8%、平均的にみると約5%大きくなっている。すなわち、鉛直曲げ剛性で約10%の差として評価される。前述したように、静的載荷試験結果から、鉛直曲げ剛性に対して床版が寄与する割合は、Table 3に示すように約10%であるので、この結果とほぼ合致している。

つぎに、ねじり振動数の測定値は、計算値に対して6~13%大きくなっている。これは偏心載荷時の静的試験結果（Table 4）において、ねじり剛性が20~25%大きくなっていると推定されることと対

Table 5 Natural frequency and damping constant

Mode of oscillation	Natural frequency			Damping constant	
	①Measured (Hz)	②Calculated (Hz)	①/②		
Vertical	1st	1.12	1.105	1.01	0.018
	2nd	1.48	1.381	1.07	0.009
	3rd	1.94	1.788	1.08	0.007
	4th	2.37	2.237	1.06	—
	5th	2.75	2.631	1.05	0.011
Torsional	1st	1.34	1.189	1.12	0.016
	2nd	1.83	1.654	1.11	0.010
	3rd	2.28	2.072	1.10	0.008
	4th	2.92	2.763	1.06	—
	5th	3.91	3.458	1.13	0.005

応している。すなわち、振動試験結果からみても、床版の剛性が橋全体のねじり剛性に大きく寄与していることを示している。

(2) 減衰定数 前項で確認された振動モードについて、それらのパワースペクトルを利用して、Half Power Methodにより構造減衰(減衰定数で表示)を求めると、Table 5,6のようになる。Table 6には既設のニールセン橋についても示してあるが、本橋は他橋と同程度の減衰性能を有していることがわかる。

(3) 衝撃係数 各走行ケースについて、最大動的たわみ δ_{dmax} と移動荷重による最大静的たわみ δ_{smax} を用いて衝撃係数 i を(22)式で求めた。

$$i = \frac{\delta_{dmax} - \delta_{smax}}{\delta_{smax}} \dots\dots\dots(22)$$

この結果から、走行台数と走行コースをパラメータとして、走行速度と衝撃係数の関係を求めた一例を示すとFig.21のようになる。

Table 6 Damping constant for vertical oscillation

Bridge	Nagara	Aki (7)	Yanazu (8)	Honkawa (9)
1st	0.018	0.027	0.012	0.025
2nd	0.009	0.011	0.007	0.018
3rd	0.007	0.023	0.010	0.021
4th	—	0.018	0.004	0.017
5th	0.011	0.019	0.003	0.015

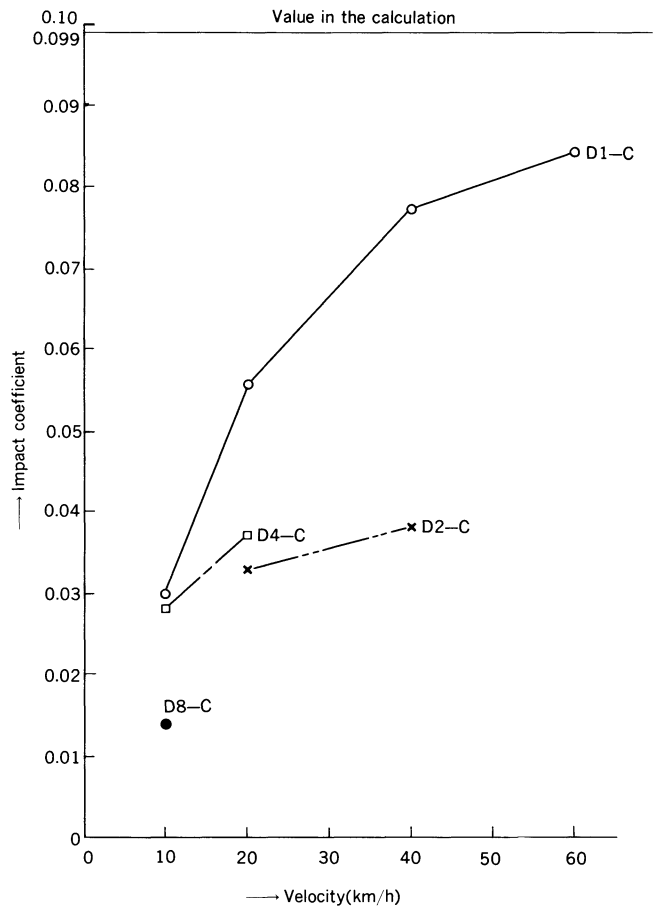


Fig.21 Impact coefficient at $l/2$ point

これから、衝撃係数は走行速度とともに大きくなり、逆に、走行台数の増加につれて小さくなる傾向にあることがわかる。試験の結果得られた値は、 $0.01 < i < 0.09$ の範囲にあり、本橋の設計に用いられた衝撃係数0.099と同等、もしくはそれ以下となっている。

5.4 考 察

以上、本橋について、静的・動的載荷試を実施した結果、つぎのような事が明らかになった。

(1) 上弦材応力及び斜材張力については、床組構造の剛度の差による違いはほとんどなく、平面骨組解析によっても設計上妥当な精度のものが得られるといえる。

(2) 下弦材応力及び縦げた応力についてみると、床版の床組剛性への寄与を考慮することにより、その応力状態はかなり違ったものになる。しかしこの違いは、下弦材については安全側であり、縦げたについても着目点近傍の載荷ケースSM-4において、下フランジで、非合成とした場合の応力度とほぼ等しいものになる以外は、すべて安全側の値になっており、実用設計には床版を無視したもので十分であると思われる。ただ、床版については大きな引張力をうけることになるので、通常的设计計算以外に、配筋筋の補強などの配慮を払う必要があろう。本橋では、あらかじめこのことを考慮して、床版端部・横げた上の配筋筋は計算値の約2倍を配置している。

(3) 静的載荷試験のたわみ及び動的載荷試験の固有振動数の測定結果から、床版の橋全体の鉛直曲げ剛性に寄与する割合は、約10%であることが確認された。また、ねじり剛性への寄与の割合は約20%である。

(4) 本橋の鉛直たわみ振動の構造減衰は、わが国で架設された他のニールセン・ローゼけたとほぼ同等であり、減衰定数で0.007~0.018である。また、ねじり振動の減衰定数は0.005~0.016である。

(5) 本橋の衝撃係数は、今回の走行状態に対しては、設計に用いた値0.099と同等又はそれ以下である。

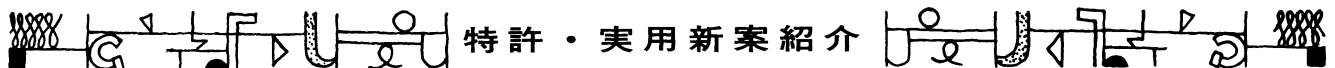
本橋は、これまでに架設されたニールセン系橋りょうの一般的な特徴に加え、主構面の傾斜角が大きいバスケットハンドル形式を採用しているため、設計計算はもちろんのこと、製作・架設にわたって未知の要素が多くあったにもかかわらず、無事工期内に完成に至ったのは、ひとえに関係各位の御指導、御助言のたまものであり、ここに感謝の意を表する次第である。

本工事における斜材張力調整の手順や、完成後実施した載荷実験の結果などが、今後の橋りょう工事に際し何らかの参考となれば幸いである。

参 考 文 献

- (1) 加藤隆夫・松川昭夫・石岡英男ほか：長柄橋（ニールセンローゼ桁橋）の設計、橋梁と基礎、Vol.13, No.2（昭.54）
- (2) 加藤隆夫・石岡英男・村松敬一郎：長柄橋（ニールセンローゼ桁橋）の載荷試験について、第13回日本道路会議論文集（昭.54）
- (3) 新家 徹・広中邦汎ほか：ニールセン橋の斜材張力調整に関する一手法、神戸製鋼技報、Vol.27, No.1（昭.52）
- (4) 藤井裕傳・黒田靖彦ほか：本川大橋工事報告、川田技報、Vol.1, OCT.（1978）
- (5) G.Hadley:Nonlinear and dynamic programing, Chapter4, ADDISON-WESLEY PUBLISHING COMPANY
- (6) 小坪清真・鳥野 清・常時微動測定による建造物の振動性状解析、土木学会論文報告集、No.222（1974）
- (7) 高木澄清・玉川 正・益田正雄ほか：安芸大橋（ニールセン型ローゼ桁橋）の実験報告、土木学会論文報告集、No.177（1970）
- (8) 横山英夫・福永淳浩：柳津橋（ニールセン橋）の実験試験、橋梁と基礎、Vol.6, No.4（昭.47）
- (9) 北島彰夫・梅沢宣雄・関秀明：本川大橋載荷試験報告、川田技報、Vol.1, OCT（1978）

6. 結 言



特許出願公告 昭57-20059

連続鑄造設備における鑄片落下防止装置

発明者 佐藤芳徳(日立造船陸機営業本部)

連続鑄造設備において、グミバーあるいは鑄片は、シリンダ装置によって押圧力を与えられたピンチローラで押付けられているが、シリンダ装置が故障あるいは停電したりすると、押付け力がなくなり、自然落下して設備が破損される。従来の鑄片落下防止装置では、特定の原因によってのみ作動し、異常落下の原因がほかにある場合には有効に作動しなかった。

この発明は、以上の点にかんがみなされたもので、モールドの下部から長く下方に構成されているローラエプロン途中に、駆動回路で連続され鑄片に接当する一対のカムを配設、そして駆動回路に回転状態を示す電気信号を発する回転伝達機構を有するタッチローラを配設している。通常、カムは離間しているが、ある原因で鑄片が異常な早さで走行しだすと、その走行にしたがってタッチローラが回転速度を増し、異常状態になると電気信号が発せられて駆動回路が作動し、カムを鑄片に押付け鑄片の走行を停止させる。また、停電時には、駆動回路は停電を検知し、自動的にカムを鑄片に押付けるよう作動する。

したがって、原因のいかんにかかわらず、鑄片の走行状態に異常

が生じれば、あるいは停電時において、確実に鑄片の走行の停止あるいは落下を防止することができる。

