

西海橋（伊ノ浦橋）工事概要（その一）

村 上 永 一*

1. 概 説

西海橋（伊ノ浦橋）は九州西北部の大村湾口を扼する伊ノ浦瀬戸にかかる2級国道長崎佐世保線の道路橋で、その中央径間は支間216mの固定構造アーチである。架設地点はこの海峡の最狭部に当り、海面巾員は200m、その最深部は40mにおよび、潮の干満の差による潮流は渦潮となり、最大流速9ノットに達する。従つてここに架設される橋は海中に1本の橋脚を設けえず、この海峡をひとまたぎとする上記長大径間のアーチ橋が選ばれた。

地質構造は第三紀層（主として砂岩、頁岩の互層）と、これをおおつて発達した安山岩質集塊角礫岩層の両者を貫いて玄武岩質安山岩熔岩が噴出したもので、架設地点はその熔岩噴出の中心に近く、かつ兩岸とも同質のしかも一連の熔岩であると推定される。この玄武岩質安山岩は架橋地点においては1~3mの表層の下部に発達し、約45°の斜傾をなして、海にのぞみ、固定アーチの橋台に対し、良好な岩盤を提供している。

この構助固定アーチは比較的拱矢の低いアーチであつて設計上予応力を添加して、アーチ応力分布を調整するを得策と考え、この工法を採用した。従つて型式としては予応力が添加された構助固定アーチとなつた。このアーチは固定アーチとしてはNiagaraにあるRainbow橋（支間289m）、Newyork市にあるHenry Hudson橋（支間243m）につぎ世界第3位のものである。なおこの2橋はいずれも拱肋は鉄桁（solid rib）であるから、トラス型式（braced rib）のものとしてはドイツのKaiser Wilhelm橋（支間159m）をはるかにしのぐ世界第1位のものとなる。

このアーチを架設するためには、海中に支柱を設けることができないので、すべて兩岸よりの斜めのケーブルにより吊上げられつつ、兩岸橋台よりアーチが組立てられてゆく、cantilver tieback systemにより架設され、このケーブルの張力の精密操作により作業が進められ、兩岸より伸びた半アーチは中央において相会し、閉合に当つては300tの水平油圧ジャッキ8台を駆使し、次の作業を行つて、アーチを閉合した。

a) 架設時の応力を固定アーチの応力分布に変換する。

b) 同時に予応力を添加し上弦支承の引張反力を除去するとともにアーチの応力分布を改良する。
このうち a) は Rainbow 橋において試みられているが b) は本工事をもつて世界最初の試みとする。

本橋の諸元の概要は次のようである。

橋梁延長	316.26 m
中央径間	244.00 m
側 径 間	72.26 m
橋梁型式	
中央径間	構助固定アーチ
側 径 間	鉄骨コンクリート2径間 ラーメン

主要資材

中央径間	
鋼材	
アーチ主構	1259.24 t
スパンドレル柱	119.13 t
床組および床部主桁	296.99 t
支 承	84.16 t
支承受および定着構造	62.01 t
高 欄	55.07 t
排 水	12.51 t
架設用鋼重	64.65 t
合 計	1953.76 t
アーチ橋台コンクリート	4146.00 m ³
アーチ橋台鉄筋	53.63 t
側径間	
鉄骨材鋼材	256.72 t
鉄 筋	83.59 t
コンクリート	5,539. m ³

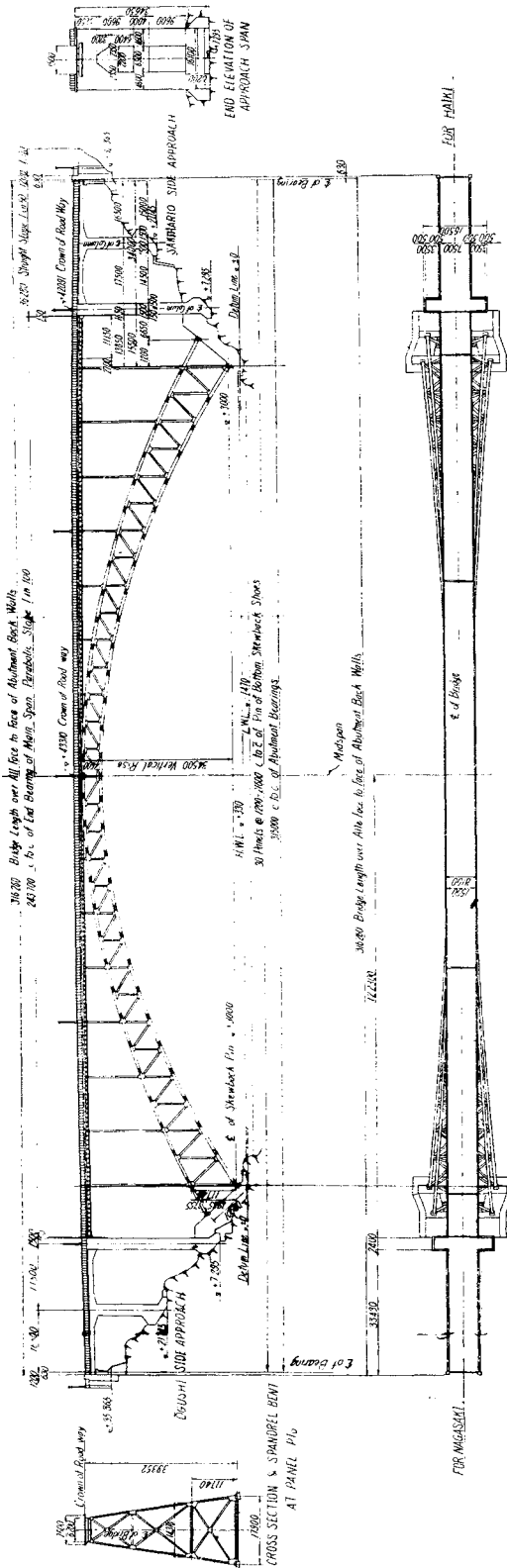
2. 設計の基本事項

中央径間の固定アーチはこの地域の輸送条件より、一部材20t以下であることが要請され、構助型式（braced rib type）を採用し、鋼材は一般構造用鋼材を使用するものとして設計された。このアーチの現場架設は本工事の最大難関であるため、設計は完成後の状態に対するのみならず、架設の各段階における工法と応力状態に対応するものでなければならない。

アーチ主構は完成後死荷重満載時の応力状態で、かつ標準温度（15°C）において、所定の放物線形アーチの座標を保持し、クラウンにおいて320mmの間隔を有する、左右2個の半アーチ主構として製作架設さ

* 正員、建設省道路局国道課、前伊ノ浦橋工事事務所長

図 1 西海橋一般図



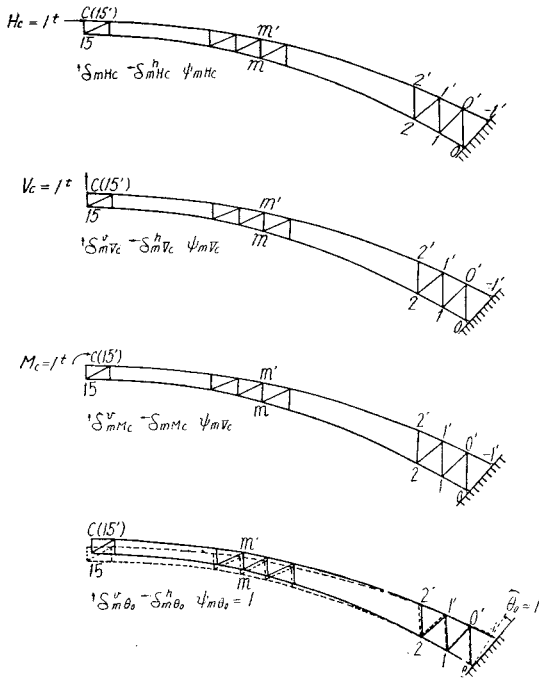
れ、アーチ架設の最終段階において、左右半アーチ主構のクラウンの上下弦材間のジャッキによる圧力添加を実施して、所定の応力状態の固定アーチとするものとして設計された。設計示方書は内務省昭和 14 年制定鋼道路橋示方書案を準用し、設計荷重は第 1 種荷重とし、13 t トラックと 350 kg/m² の等分布荷重により設計された。この示方書で不十分な点は外国の示方書によった。例えば有孔蓋板 (perforated cover plate) をもつ圧縮部材、二次応力の処理については米国道路橋示方書を参照した。死荷重並びに活荷重応力のほかに設計上考慮した荷重並びに応力は次のごとくである。

- a) 予応力：アーチの応力分布を調整するためにアーチ閉合の際に、固定アーチの弾性重心に $H=68.21 \text{ t}$ 、 $M=114.579 \text{ t}\cdot\text{m}$ を添加し、これにより各部材に予応力を与える設計とした。
- b) 温度応力：設計、製作、架設の基準温度は、 $+15^\circ\text{C}$ とし、上記各段階における温度差は骨組の座標、応力により補正された。完成後の $0^\circ\sim+30^\circ\text{C}$ の温度変化による温度応力は主荷重応力とし、これよりさらに $+15^\circ\text{C}\sim-5^\circ\text{C}$ を従荷重応力として取扱った。
- c) 風荷重：アーチ主構の架設時の風圧は有効垂直投射面に対し、風上側トラス 160 kg/m² (風速 36 m/sec 相当値) 風下側 80 kg/m² とし、完成後においては示方書に示す風上側トラス 250 kg/m² を採用した。
- d) 地震の影響：橋軸方向並びに橋軸に直角方向ともに $\mu=0.2$ とし、特に支承の反力処理に留意した。
- e) 二次応力：アーチ主構は構高の低い、格間の短いトラスであるので、格点の剛節点の影響による二次応力に対する配慮を必要とした。この処理については圧縮部材において、210 kg/cm²、引張部材においては 280 kg/cm² を超過する部分の二次応力は主荷重応力として扱うことにした。この影響が大きく部材断面の増加をもたらしたものは格点 5 よりクラウンに至る垂直材のみであった。
- f) 架設応力：アーチ主構は cantilever cable erection により架設され、吊出し鋼索の張力並びに架設時死荷重の増減はアーチの応力状態を大きく支配するため、架設の各段階における各部の応力の上限および下限の範囲内で架設作業が可能なよう架設計画を定め、これにもとづく支承構造、部材断面の補強、架設用構造を定めた。

3. 応用計算

設計のための固定構肋アーチの応力計算は当初は

図-2



最小仕事の原理による方法によつたが、架設時の各格点の変位（垂直並びに水平変位）並びに各種応力、アーチ主構のタワミ、製作キャンバー、軸方向地震応力の計算等に共通した基本計算が利用され、計算の迅速と正確さを確保するため、次の計算法を提案した。

図-2 に示す半アーチ主構のクラウンの上格点Cに単位水平力 $H_c = 1t$ 、単位垂直力 $V_c = 1t$ 、単位モーメント $M_c = 1t \cdot m$ を、並びに橋台の上下支承線に単位回転 $\theta_0 = 1$ を与えたとき

格点mの垂直変位

$$\uparrow \delta_m^v H_c, \uparrow \delta_m^v V_c, \uparrow \delta_m^v M_c, \uparrow \delta_m^v \theta_0$$

格点mの水平変位

$$\leftarrow \delta_m^h H_c, \leftarrow \delta_m^h V_c, \leftarrow \delta_m^h M_c, \leftarrow \delta_m^h \theta_0$$

格点mに至る腹材の回転角

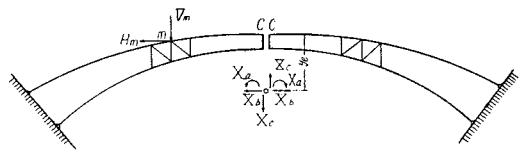
$$\psi_m H_c, \psi_m V_c, \psi_m M_c, \psi_m \theta_0$$

とする。いま図-3 に示すごとく、固定アーチの静定基本系をアーチクラウンにおいて左右対称の半アーチ主構に2等分したものとし、その弾性重心に不静力 X_a （モーメント）、 X_b （水平力）、 X_c （垂直力）をおけば、格点mに単位垂直力 V_m 、水平力 H_m が作用したときの不静力は次のようにして求められる。

$$X_{aV_m} = -\frac{\uparrow \delta_m^v M_c}{2\psi_c M_c}$$

$$X_{bV_m} = -\frac{\uparrow \delta_m^v H_c - y_e \cdot \uparrow \delta_m^v M_c}{2(\leftarrow \delta_c^h H_c - y_e \cdot \leftarrow \delta_c^h M_c)}$$

図-3



$$X_{cV_m} = -\frac{\uparrow \delta_m^v V_c}{2\uparrow \delta_c^v V_c}$$

$$X_{aH_m} = -\frac{\leftarrow \delta_m^h M_c}{2\psi_c M_c}$$

$$X_{bH_m} = -\frac{\leftarrow \delta_m^h H_c - y_e \cdot \leftarrow \delta_m^h M_c}{2(\leftarrow \delta_c^h H_c - y_e \cdot \leftarrow \delta_c^h M_c)}$$

$$X_{cH_m} = -\frac{\leftarrow \delta_m^v V_c}{2\uparrow \delta_c^v V_c}$$

ここに y_e はクラウン上格点Cと弾性重心との垂直距離であつて、次式により求められる。

$$y_e = \frac{\leftarrow \delta_c^h M_c}{\psi_c M_c}$$

不静力が求まれば次式により部材nの応力は求められる。

$$S_{nV_m} = \bar{S}_{nV_m} + S_{nX_a} \cdot X_{aV_m} + S_{nX_b} \cdot X_{bV_m} + S_{nX_c} \cdot X_{cV_m}$$

$$S_{nH_m} = \bar{S}_{nH_m} + S_{nX_a} \cdot X_{aH_m} + S_{nX_b} \cdot X_{bH_m} + S_{nX_c} \cdot X_{cH_m}$$

ここに

$\bar{S}_{nV_m}, \bar{S}_{nH_m}$: 静定基本系に単位垂直荷重 V_m または単位水平荷重 H_m のみ作用したときの部材nの部材力

$S_{nX_a}, S_{nX_b}, S_{nX_c}$: 静定基本系に不静力 X_a 、または X_b 、または X_c が作用したときの部材nの部材力

上記計算の基本となる図-2の半アーチ主構の変位計算は下弦側支承より腹材の変形量と変角によつて、格点0'、格点1...と次々の格点の垂直並びに水平変位を求める方法（腹材変位の方法と仮称す）によつて行つた。すなわち格点nの垂直変位および水平変位は

$$\uparrow \delta_n^v = -\sum_{m=0'}^m \Delta l_m \sin \alpha_{m-1'} + \sum_{m=0}^{m-1'} (\sum_{m=0}^m \Delta \phi_m) l_m \cos \alpha_{m-1'}$$

$$\leftarrow \delta_n^h = \sum_{m=0'}^m \Delta l_m \cos \alpha_{m-1'} + \sum_{m=0}^{m-1'} (\sum_{m=0}^m \Delta \phi_m) l_m \sin \alpha_{m-1'}$$

ここに $\Delta \phi_m$ は格点mに至る腹材と格点 $m-1'$ に至る腹材との相対角変化であつて、三角形を形成する部材の変形量より求められ、格点mに至る腹材の回転角 ψ_m は上式の $\sum_{m=0}^{m-1'} \Delta \phi_m$ によつて表わせる。

この方法によつて図-2の半アーチ主構の4個の基本変位計算を行つておけば、前式により部材力に対する垂直荷重のみならず水平荷重の影響線が容易に求められ、さらに基本変位計算の結果を利用して係数を

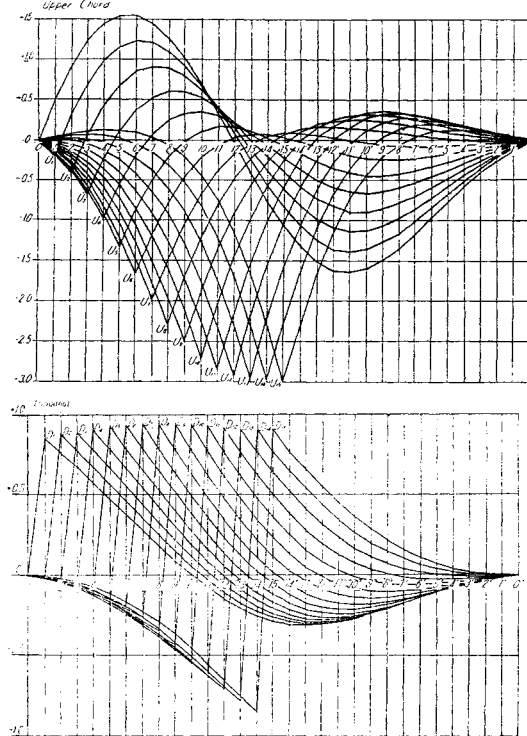
加えて加減することにより温度応力、タワミ、製作キヤンパー、架設時諸応力並びに変位計算を行うことができる。なおこの方法によつて求めた弾性重心の距離 y_e を重心法による結果と比較すれば次のようになる。

$$y_e = \frac{\sum \sigma_c M_c}{\sum \psi_c M_c} = \frac{33\,439.19 \times 10^{-7} \text{ cm}}{39.435\,040\,6 \times 10^{-7}} = 847.956 \text{ cm}$$

$$y_e = 847.964 \text{ cm} \quad (\text{重心法による})$$

その差は 0.008 cm できわめて少なく、同様のことから不静力に対する垂直荷重の影響線においてもいわれ、最小仕事の原理によるものとよく一致し、応力算定の基本部分の検算の保証となつた。なお部材応力の影響線は 図-4 に示す。

図-4 上弦材および斜材応力の影響線図



4. 予応力添加によるアーチ応力分布の改良

本橋のアーチ主構はその閉合に当り、ジャッキの圧力により、アーチ各部に予応力を添加し、本橋設計の障害の一つである主荷重応力の範囲内で生ずる上弦支承の引張反力を除去し、さらに進んで部材応力を均一化し、応力分布の改良を行い、本橋設計を有利に導いた。本橋において実施した予応力添加の方式は

- 予応力を添加するための外力の理論的作用点を弾性重心とした。
- 外力としては水平力およびモーメントとし、必要に応じて垂直力も作用しうる。本橋の場合は前二者で十分目的を達した。添加外力を2個以上とすることは応力の調整効果を大きくした。

- 以上にもとづき理論的に求められた外力の実際の作用点は構造物の性質、架設順序等により決定する。本橋の場合は架設応力を変換して固定アーチの応力とするため、アーチ閉合に当つて、そのクラウンにジャッキを装置して、水平応力を加えるから、これを利用して予応力のための圧力を添加することとした。

本橋はアーチ(下弦は支間 216 m に対しライズ 34.50 m, 上弦は支間 230.4 m に対しライズ 31.36 m)であるため、上弦支承には主荷重応力の範囲内で +207.9 t の引張反力を生ずる。さらに温度の異常降下 -5°C により +60.3 t, 縦方向の地震力 ($\mu=0.2$) により +148.4 t の引張反力で、従つて最悪時には 416.6 t の引張反力となる。かかる引張反力に抵抗する支承および橋台の構造は設計上、大幅の変更を必要とするので、上弦支承に 212 t の圧縮力を添加して、主荷重応力の範囲内では引張反力を生ぜしめないこととする。

固定アーチの圧力線は起拱点においては下弦側にいちじるしく偏し、クラウンにおいては上弦側に偏する傾向があつて、橋台に近い上弦材は許容応力を十分に利用することは困難である。一方固定アーチの弾性重心にモーメントを加えることにより、その方向によりこの圧力線を上弦側または下弦側に移行しうる。また水平力を加えれば起拱点で圧力線を上弦側に移行せしめて、クラウンでは圧力線を下弦側に移行しうる。従つて弾性重心に作用させるべき水平力とモーメントの選定よろしきをうれば、固定アーチの圧力線の偏行を是正し、上下弦部材の許容応力を均等に利用することが可能である。本橋においては上弦支承に 212 t の圧力を添加し、クラウンの上下弦材の応力度を同一とする二条件より弾性重心に作用せしめるべき水平力とモーメントを求めた結果次の力となつた。

$$M_e = 114.579 \text{ t}\cdot\text{m} \quad H_e = 68.210 \text{ t}$$

この予応力を添加することにより

- 主荷重の範囲内で上弦支承の引張反力を消去した。
- 上弦材の部材力はほぼ同一となつた。
- 最端下弦材 L_0 の部材力は約 160 t 減じ、 $L_0 \sim L_{14}$ の部材力はほぼ同一となつた。
- 腹材の応力は斜材垂直材ともいちじるしく減じた。

弾性重心に作用せしめるべき M_e, H_e は本アーチの場合、クラウンの上下弦材の水平力として施工されるから、この点のジャッキの推力に換算すれば次のごとくなる。

上弦側ジャッキ推力 = + 33.728 t (引張力)

下弦側ジャッキ推力 = - 101.938 t (圧縮力)

一方アーチの架設応力を固定アーチの応力に変換するためには 15°C において

上弦側ジャッキ推力 = -305.901 t

下弦側ジャッキ推力 = -168.902 t

を要した。

この両者を加算して、アーチの閉合に当つて添加すべき圧力は

上弦側ジャッキ推力 = -272.173 t

下弦側ジャッキ推力 = -270.840 t

となり、この理論閉合推力を添加して、アーチを閉合することにより、上記予応力が添加された固定構脚アーチが完成される。

5. 構造概要

(1) アーチ主構 (main arch truss) アーチ主構は上、下弦ともに放物線形をなす 32 格間 (格間長 7.20 m) のプラット型トラスで諸元は次のとおりである。

下弦側支承間距離 216.00 m

上弦側支承間距離 230.40 m

ライズ (下弦に対し) 34.50 m

図-5 圧縮部材試験

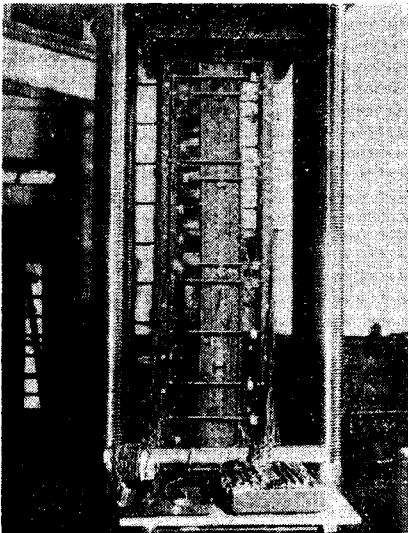
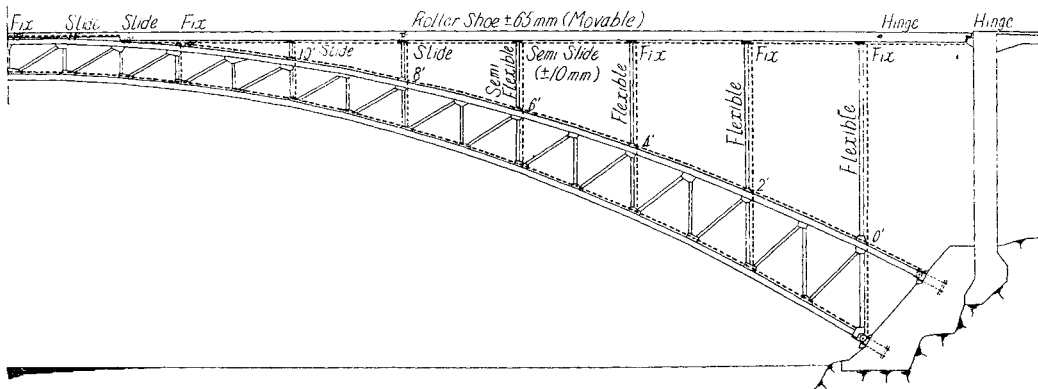


図-6 床部ならびに横構配置図



(上弦に対し) 31.36 m

構 高 クラウンにて 4.55 m

起拱点にて 10.60 m

構面の傾斜 (batter) 1.0000 : 1.0112

上下弦材は有孔蓋板 (perforated cover plate) を使用した函型対称断面として、格点間に 2 ヲ所にダイヤフラムを配した。下弦材の蓋板巾は 920 または 900 mm 高さ 750 mm, 上弦材の蓋板巾は 900 mm, 高さ 650 mm である。格点には厚さ 19 mm の繋板を使用し、弦材の蓋板をスリットにより貫通する構造とし、弦材の継手は架設時の作業を考慮して格点より 1.20 ~ 1.50 m 離れた位置に設けた。この有孔蓋板を有する圧縮材については、下弦材の一部に米国示方書の規定にややそれるものもあつたので、この点よりの最悪条件のもののみなされる部材について長さにおいて 1/3, 断面において約 1/11 の模型実験を土木研究所において実施し、供試体の許容圧縮力 113.6 t に対し坐屈荷重 325 t, 弾性限度荷重 170 t を得て、それぞれの安全度 2.86 および 1.50 を得た。

アーチ主構の受持つ全横荷重はアーチ主構の下弦側の横構により負担し、下弦支承により橋台に伝えるものとして設計され、上弦側の横構は上記横荷重の半分を負担し、格点 0 の対傾構により下弦支承に伝達されるよう設計された。従つて上弦側支承は横荷重には無関係のものとなる。

(2) スパンドレル柱 (spandrel columns) 床部を支えるスパンドレル柱は格点 0, 2, 4... と偶数格点に配置し、その間の奇数格点は架設用のケーブルの取付構造のために控除した。支柱の基部は厚さ 19 mm の繋板により連結されている。

スパンドレル柱 0, 2, 4 および 8 は flexible column として床部主桁に対し可動支承と同じ役割をし、柱 6 はその可撓性に比較して床部主桁の伸縮による支点的可動量が大きいので ±10 mm だけ可動する頂部支承を置き、それ以上の床部主桁の伸縮に対しては支柱のタワミで吸収する semi-flexible column とした。

また架設用鉄塔は柱 0, 2, 4 を利用して補足材 48.3 t を加え 128.2 t の鉄塔が組立られるよう配慮した。

(3) **床部構造** スパンドレル柱 0~8 の間の 4 径間の連続桁とし、柱 0 と側径間との間にはヒンジを挿入した。柱 8 より柱 12 の間は 2 径間連結桁、他は単桁または直接横桁をアーチ主構にのせた構造とした。

この床部主桁の側径間上の支承は固定であり、柱 8 の上においては可動支承である。8~12 間の床部主桁は柱 12 に固定され、従つて、柱 8 の伸縮継手は側径間より柱 12 までの伸縮を処理するため ± 65 mm の可動量を有するものとした。また 13~14, 14~15 間はいずれもアーチ主構上においた横桁をのせた構造であるから、14 の横桁とその両側の縦桁との連結は slotted hole として、アーチ主構弦材の伸縮の影響を避けた。

(4) **支承** 固定アーチの支承の反力は複雑であつて、cantilever cable erection による架設中のみならず、アーチ閉合後においても引張反力を生ずる。

架設計画は各架設段階における支承の反力と吊出しケーブルの張力の関係を基準としてたてられたもので、支承に引張反力を与えない架設を実施するためには、吊出しケーブル（前方案）の取付箇所を増加し、かつケーブルの張力の調整回数を格段に増加する必要がある。本橋架設においては、比較検討の結果、前方案の取付点を格点 3, 7, 11 の 3 箇所とし、上下弦の支承に生ずる引張反力を 200 t（風荷重、温度変化を含めて）以内で架設を進めることとした。

この架設中の張力に対し 図-7 に示すごとく、橋台コンクリート中に I 形鋼を框に組んだ tension frame

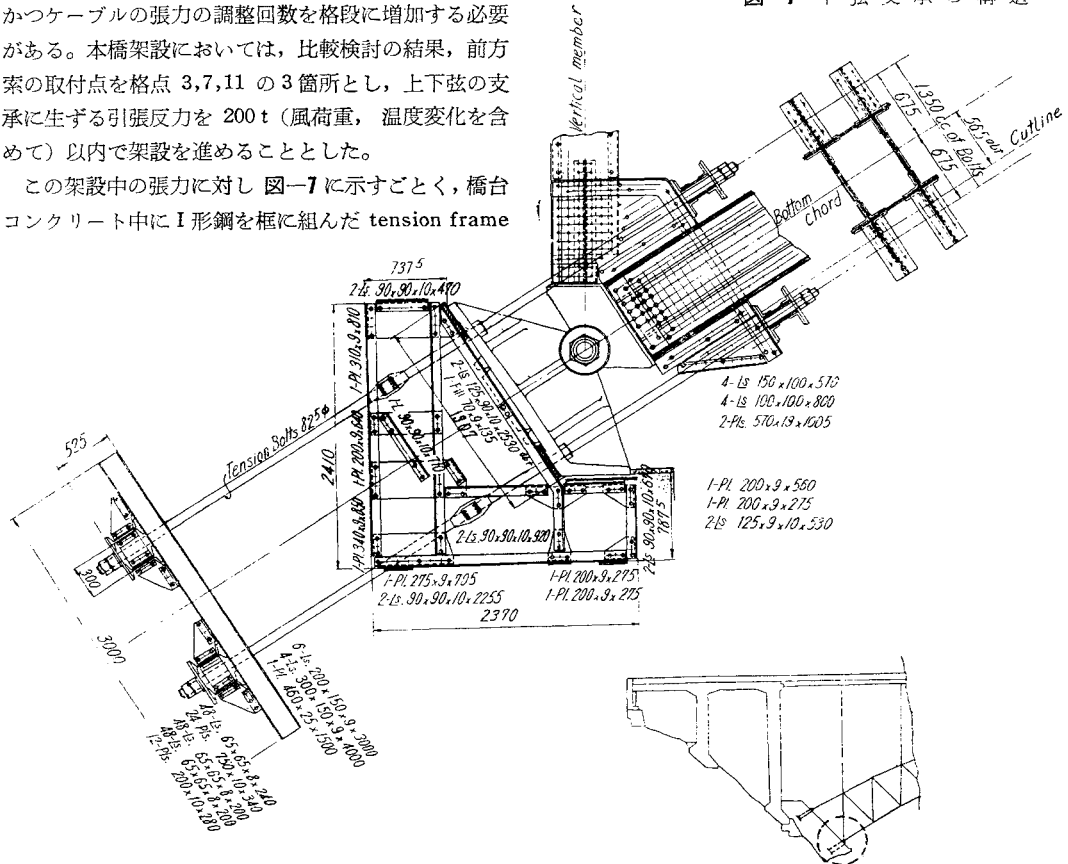
(4.00×3.00 m) を埋込み、それより $\phi 82.5$ mm の丸鋼 (tension bar) 4 本を出し、支承の床版を貫いて、弦材に設けたブラケットに定着する構造とした。アーチ閉合後はこの tension bar は支承の床版を貫いたところで切断し、ナットにより支承床版を定着し、アンカーボルトとなるよう設計された。

アーチ完成後の下弦支承には引張反力を生ずることはないが、上弦支承には引張反力を生ずる。しかし主荷重応力の範囲内では予応力の添加により、引張反力を生じないようになされたが、温度の異常降下 -5°C の場合は 60.3 t、橋軸方向の地震力 ($\mu=0.2$) が作用した場合は 148.4 t 計 208.7 t、の引張反力が上弦支承に生ずる。かかる最悪条件の累積の実現はまれな事例ではあるが、この事態に備えて、上弦支承はピン版による支承とし、さらにアイバーにより直接橋台に定着する構造とした。

支承の底面はアーチ主構に batter がついているため、3次元の傾斜をしているが、この据付を確実にするため、まず支承受ワクを据付け、その上に支承を置く構造とした。

(5) **架設のための構造** 本橋の鋼重には架設用鋼

図-7 下弦支承の構造



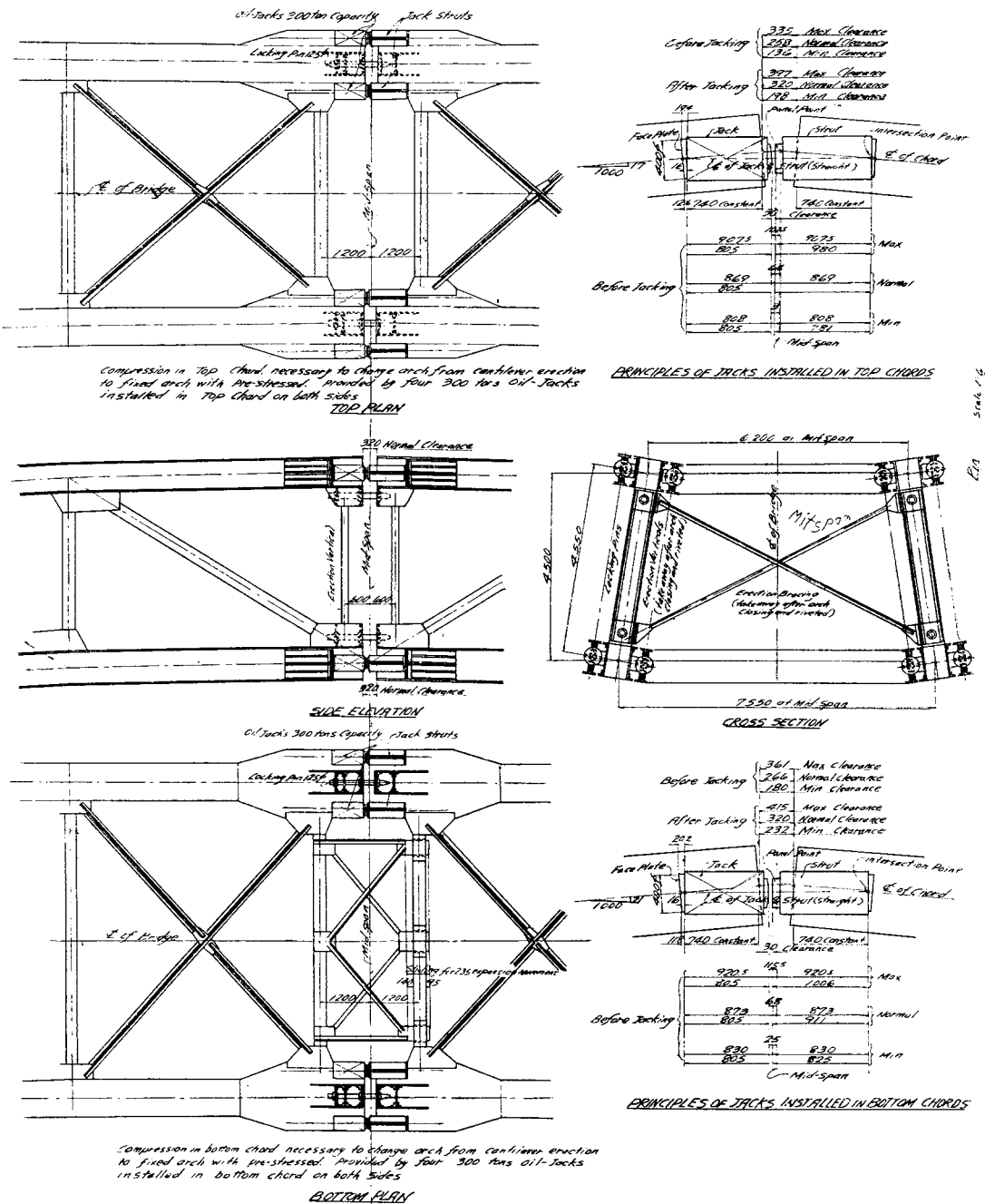
重が 64.65 t がある。これは架設のために必要な構造であるが、架設に使用後は切取つてしまう部分の鋼重である。もちろんこのほかにも架設のための構造に使用されたものがあるが、橋桁とともに残るものは、でき上りの鋼重のうちに加算されている。

a) 前方索の取付構造：架設に使用する前方索は格点 3, 7, 11, の 3 カ所で、それぞれに 4 組, 6 組, 6 組の adjustable link (ケーブルの長さの調整装

置) が取付けられ、さらにおのおのに $\phi 50$ mm ケーブル 1 本づつが取付けられる。この構造は厚さ 19 mm のアーチ主構の繫鉄がスリットで蓋鉄を貫き、ケーブルの方向に曲げられ、 $\phi 80.5$ mm の取付孔を設けたものである。左右の繫鉄はその間にダイヤフラムを入れて位置を保持した。

b) クラウンにおけるアーチ閉合のための構造：兩岸より架設された左右半アーチ主構はクラウンにおい

図-8 アーチクラウンの閉合のための構造一般図



て、300 t ジャッキ 8 台により閉合作業が安全確実に実施されるよう設計された。左右半アーチのくいちがいを修正し、それを維持し、さらに閉合作業の完了までの左右不均等力によるセン力に抵抗するため、垂直および水平のセン力止め装置、すなわち垂直セン力止めためのφ125 mm の locking ピンを各弦材ごとに 1 本を一方の側より挿入することにより 1 か所当り 7.11 t のセン力に抵抗し、また水平セン力に対してはクラウンのスタラット間に sliding lateral を設け、42.6 t のセン力に抵抗しうる構造とした。

圧力を添加する 300 t の油圧ジャッキは一弦材当り 2 台づつとし、上下の蓋板を左右に突出せしめてその間に抱き、これと反対側にある弦材はジャッキ推力受けを備える。またジャッキにより添加された力を代つて受けるクサビが左右弦材間に設けられた。

左右半アーチの弦材中心軸における基準間隙量は製作、架設、測定の誤差があつた場合でも、最終部材の建込み作業の可能を考慮して 320 mm とした。これに対し、製作誤差、支間の測定および支承据付誤差、架設組立の誤差等を考慮しての予想しうる最大累積誤差は上弦材において -60.8 mm + 38.0 mm、下弦材において -52.14 mm + 38.0 mm の範囲と考えられる。従つてこれに対処する各部構造と添接材を準備した。

6. アーチ主構のタワミ及び製作キャンパー

アーチ主構のタワミ計算は部材の総断面積を用いて行い、有孔蓋板については perforation 孔を部材全長に平均に割振つた有効断面積に対する総断面をとり、弾性係数 2100000 kg/cm²、温度膨脹係数(1°C 当り)

0.000012 とした。

固定構助アーチの任意の格点 m の垂直変位に対する垂直荷重の影響線は次式により求められる。

$$[\uparrow \delta_{nP_m}^v] = [\uparrow \delta_{nP_m}^v] = \uparrow \delta_{nP_m}^v + X_{aP_m} \cdot \delta_{nM_e}^v + X_{bP_m} \cdot \delta_{nH_e}^v + X_{cP_m} \cdot \delta_{nV_e}^v$$

ここに [] をつけたものは固定アーチとしての変位であり、右辺は $\uparrow \delta_{nP_m}^v$ を除いては 3. における半アーチ主構の 4 基本変位計算において求めたものである。

$\uparrow \delta_{nP_m}^v$ は次のようにして半アーチ主構の 4 基本変位計算結果より、容易に求められる。

$n \leq m$ なるとき

$$\uparrow \delta_{nP_m}^v = \uparrow \delta_{nV_e}^v - (15-m)\lambda \cdot \uparrow \delta_{nM_e}^v$$

$n \geq m+1$

$$\uparrow \delta_{nP_m}^v = \uparrow \delta_{nV_m}^v + \psi_{m+1}(\uparrow \delta_{n\theta_0}^v - \uparrow \delta_{m\theta_0}^v)$$

ここに λ は格間長、 ψ_{m+1} は格点 m+1 に至る腹材の回転角で次式で表わされる。

$$\psi_{m+1} = \sum_{m=0}^{m'} \Delta \phi_{mV_e} - (15-m)\lambda \cdot \sum_{m=0}^{m'} \Delta \phi_{mM_e} + \frac{1}{E} \delta_{V_m} \cot \theta_{m,r}$$

従つて特別な計算を行わず、3. の計算結果を利用して任意の点のタワミの影響線を求めることができる。

同様に温度変化による垂直並びに水平変位、垂直荷重による水平変位、水平荷重による垂直並びに水平変位を求めることができる。

主要格点の垂直変位を示せば表-1 のようである。

表-1

タワミは下向き方向を+とする。

格点番号	格点 4	格点 8	格点 12	(クラウン) 格点 15	格点 12	格点 8	格点 4
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
(1) 死荷重満載	+ 26.7	+ 59.8	+ 92.4	+108.7	+ 94.4	+ 59.8	+ 26.7
(2) 活荷重満載	+ 8.0	+ 20.7	+ 33.6	+ 39.6	+ 33.6	+ 20.7	+ 8.0
(3) 活荷重半載	+ 17.8	+ 37.8	+ 39.7	+ 19.5	- 6.6	- 18.8	- 11.2
(4) 最大タワミを生ずる活荷重	+ 19.0	+ 37.9	+ 44.3	+ 45.8	+ 44.3	+ 37.9	+ 19.0
(5) 向上きに最大タワミを生ずる活荷重	- 12.0	- 19.1	- 13.6	- 6.4	- 13.6	- 19.1	- 12.0
(6) 温度変化 ±15°C	± 15.7	± 38.3	± 59.8	± 65.6	± 59.8	± 38.3	± 15.7
(7) (1)+(2)+(6) (-15°C)	+ 50.4	+118.8	+185.8	+213.9	+188.8	+118.8	+ 50.4
(8) (1)+(3)+(6) (+15°C)	+ 28.8	+ 59.3	+ 72.4	+ 62.6	+ 26.0	+ 2.7	- 0.2

アーチ中央の死荷重満載時のタワミは 108.7 mm、活荷重による最大タワミは 45.8 mm、温度降下 15°C で 65.6 mm となり、無応力状態の基準に対し 220.1 mm のタワミである。活荷重によるタワミはクラウンにおいて、下向き最大 +45.8 mm、上向き最大 6.4 mm、その差は 52.2 mm であるのに対し、格点 8 (1/4 点付近) は下向き最大 37.8 mm、上向き最大 19.1 mm でその差は 56.9 mm である。

本アーチ主構の製作キャンパーはアーチが canti-

lever cable erection により架設され、その閉合の際は所要の予応力の添加をして固定アーチとして閉合され、さらに死荷重が満載されたときに、規定の放物線形となるようきめねばならない。このため次の場合の格点変位に対しおのおのキャンパーを求め、その和をもつて製作キャンパーとした。

- 死荷重満載による各格点の弾性変位に対するキャンパー
- 予応力添加による各格点の弾性変位に対するキ

キャンパー

c) cantilever 状態での部材組立時に生ずる非弾性変位に対するキャンパー

a) 死荷重キャンパー：死荷重満載時の各部材の死荷重応力と同量にして、逆符号の応力をでき上り形状の半アーチ主構の各部材に作用させたとき、上下支承を不動点として、各格点の垂直並びに水平変位を計算し死荷重に対するキャンパーとした。クラウン上格点において、

$$\uparrow \delta_c^v D = +10.873 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \delta_c^h D = +0.009 \text{ cm}$$

b) 予応力添加に対するキャンパー：予応力添加のための理論外力は弾性重心に働く、水平力 ($H=68.210 \text{ t}$) モーメント ($M=114.579 \text{ t}\cdot\text{m}$) であつて、これによる変位と逆のものを各格点の垂直並びに水平キャンパーとした。クラウン上格点において

$$\uparrow \delta_c^v P = -6.884 - 1.754 = -8.638 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \delta_c^h P = +2.327 + 0.383 = +2.710 \text{ cm}$$

c) cantiliver erection に対するキャンパー：cantiliver の状態で部材がドリフトピンとボルトで組立られたが、工場製作におけるアーチ主構の現場鉋は $\phi 22 \text{ mm}$ 鉋に対し、 $\phi 23.70$ (公差 $+0.3, -0.2$) の鉋孔が鉋孔され、これに使用するドリフトピンは高週波焼入をした $\phi 23.5$ (公差 $0.1 \text{ mm}, -0.05 \text{ mm}$) のものを使用した。従つて現場鉋孔とドリフトピンとの隙間のズレにより、部材添接部に非弾性変形を生ずる。この量を一添接当たり 0.2 mm と仮定し、引張部材は 0.4 mm 伸び、圧縮部材は 0.4 mm 縮むとした。これによる非弾性変形を計算すればクラウン上格点で $\uparrow \delta_c^v = 94.8 \text{ mm}$ であるので、架設キャンパーをクラウンにおいて $\uparrow \delta_c^v = 100 \text{ mm}$ つけるものとし、上記変位計算による各点変位の割合で割振つた。従つてクラウン上格点のキャンパーは

$$\uparrow \delta_c^v E = +10.0 \text{ cm} \quad \rightarrow \delta_c^h E = -2.292 \text{ cm}$$

以上を総合したものが製作キャンパーで各格点に対し垂直並びに水平のキャンパーをつけた。クラウン上格点における製作キャンパーは

$$\uparrow \delta_c^v = +12.235 \text{ cm}, \quad \rightarrow \delta_c^h = +0.427 \text{ cm}$$

7. 製作

アーチ径間の製作は横河橋梁製作所芝浦工場で行つた。アーチ主構の格点および弦材の添接部はすべてブッシュつきのテンプレートにより、当初より仕上り径に鉋孔し、工作の精度を向上せしめた。従つて4組ある半アーチ主構は相互に互換性を有するよう製作され、工場におけるアーチ主構の仮組はこの半アーチ主構の1組について行つただけで、他の半アーチ主構については全く行わなかつた。また床部構造については

仮組を行つたが、その他のスパンドレル柱、横構、対傾構について仮組を行わなかつた。しかしながら現場架設を進める上に、なんらの問題点を生じないのみならず、すこぶる順調な作業を進めることができた。孔明は $\phi 22 \text{ mm}$ の現場鉋に対し仕上り $\phi 23.7 \text{ mm}$ 、公差 $+0.3 \text{ mm}, -0.2 \text{ mm}$ を当初より鉋孔して、仮組の場合の鉋孔は全く認めないこととした。

半アーチ主構は16格間(格間長 7.20 m)あるの下弦材の端部格点0とクラウン下格点とを結ぶ線を製作基準線として、これに一定の傾きをなす平行線を等間隔に引いて各点の位置を決め、それぞれに製作キャンパーの垂直成分 $\uparrow \delta_m^v$ 、水平成分 $\rightarrow \delta_m^h$ を取つて、製作上の格点を定め、これらの格点は計算された部材(基本部材長+弾性変形 $\pm 0.4 \text{ mm}$) 長により、相互にチェックした。その結果誤差の最大値は 0.8 mm で製作基線は 113.4946 m に対し、 0.4 mm だけ真値より長かつた。

半アーチ主構の仮組は横にして行い、各格点の座標を正確に測定し、原寸における格点の座標との差を求めた。仮組時の温度補正を行つたのちの製作基線は、 113.494 m に対し 8.3 mm 長いものであつた。またこのアーチを上下支承を厚点として、クラウン上格点の製作誤差を求めれば

$$\uparrow \Delta y = +27.99 \text{ mm} \quad \rightarrow \Delta x = -7.76 \text{ mm}$$

各格点の製作誤差によつて補正された格点の座標が架設時の測定の基準として使用された。

図-9 アーチ主構の仮組

