

トラス橋に用いた 12径間連続鋼床版縦桁の設計と施工

The Design and Construction of the 12-span Continuous Steel Plate Deck Girder Adopted for the Truss Bridge

高橋 亘* 引間 隆**
Wataru TAKAHASHI Takashi HIKIMA

Summary

Generally, in the construction of the bridge floor of any long truss bridge, for economy and workability steel plate decks are adopted, and the number of stringer spans, as with the floor system, is 4-6 in many cases. It is, however, desirable, for the travelling vehicle and the maintainance of the pavement, when the number of spans is increased to as many as possible by decreasing the number of expansion joints. This paper gives an outline of the prior investigation and of the conditions for construction of the 12-span continuous structure which was adopted for the Bannosu Viaduct.

1. まえがき

長大橋梁における道路床組の構造形式は、全体死荷重の軽減、現場施工への配慮などから鋼床版とするのが一般的であり、又、床組としての縦桁の連続径間数は4～6径間としている事例が多い。これは主構造の面内・面外変形に対する追従性と支承構造、伸縮装置の形式および現場での取り扱い易さなどを勘案したものである。

しかしながら、車両の走行性は、路面の平坦度と伸縮装置の数に左右され、更に、橋面舗装の破損が伸縮装置の前後に発生しやすいことを考慮すると道路床組として

の連続径間数は出来るだけ多くした方がよい。

このような観点から「番の州高架橋トラス」では道路床組に10、12、10径間の連続構造を採用し、その連続径間長さは最大180mである（図-1参照）。これは主構造

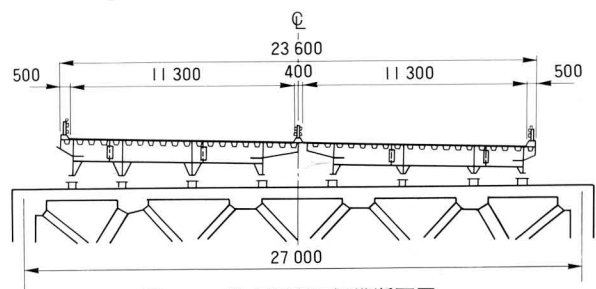


図-1-1 鋼床版床組標準断面図

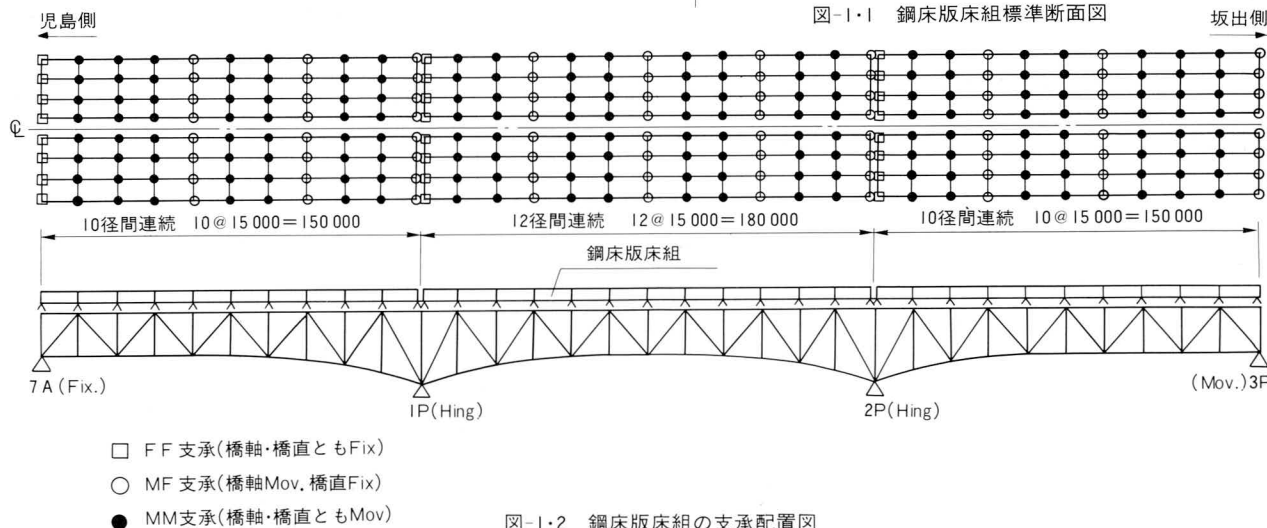


図-1-2 鋼床版床組の支承配置図

* 技術本部設計部設計第一課課長代理
** 技術本部設計部設計第二課

がトラス橋であり、吊橋などの柔構造物と異り、主構造物の絶対変形量が小さく、事前に技術的問題点を十分に検討し、更に施工条件を明確にした上で実施したものである。本文はこれらの事前検討の概要とその時点の施工条件などについて報告する。

2. 事前検討の概要

多径間連続構造案として図-2に示す3形式を考えた。各案について鋼床版縦桁に発生する応力・反力・変形などを主構造物の変形挙動に関連して事前検討を行った。

1) 第1案 全径間(32径間)連続構造

片端を固定にして、常時に発生する鋼床版縦桁と主構の温度差に起因する拘束反力を解放するものである。

但し、地震時の水平力に対しては1ヶ所で抵抗することになるから支承構造の工夫と、支承から主構に水平力を伝達させるブレーキトラス等が必要となる。また、鋼床版と主構の変位差が約60mmとなり伸縮装置にこの量を見込む必要がある。

2) 第2案 10・12径間連続構造

鋼床版縦桁と主構の温度差による変位量を $S=20\text{mm}$ 程度におさえ、支承の拘束反力を緩和すると共に、施工性に留意して主構本体の橋脚位置を不連続部として全体を10径間と12径間とするものである。この場合には伸縮装置間隔は150m~180mであり車両の走行性は第3案に比べて十分に改善される。

3) 第3案 4・6径間連続構造

港大橋をはじめ、長大吊橋等で採用された実績のある径間割である。支承配置を適切に選定することにより、主構造の横変形に対しても十分に追従でき現場架設、現場溶接などの施工性の面でも管理しやすい形式である。

また、つぎに示す項目について事前検討を行った。

- ① 鋼床版縦桁と主構との温度差による拘束応力、相対移動量および中間部両方向可動支承の橋軸および直角方向ズレ変形量。
- ② 後死荷重(舗装・自動車防護柵・鉄道縦桁)および活荷重のたわみ変形による主構鉛直変位に対する追従性と負反力の検討。
- ③ 横荷重(地震・風)による主構の面外変形に対する追従性。
- ④ 橋軸方向地震時水平力に対する主構トラスの補強
- ⑤ 現場溶接施工に伴う変形と拘束応力
- ⑥ 製作・架設誤差に対する考え方

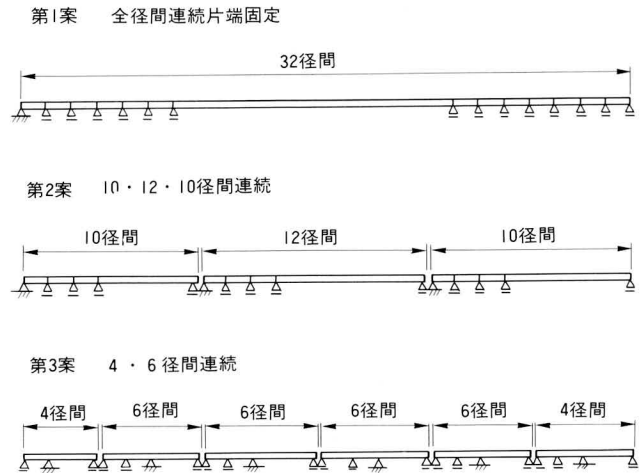


図-2 多径間連続構造案

- ⑦ 架設工法と現場継手位置および誤差調整の考え方
- ⑧ 鋼床版舗装と支承の維持管理について
- ⑨ 製作工程と架設工程の関連について

検討結果を要約すると、主構の面内、面外変形に起因する縦桁応力、鉛直反力、鋼床版の縁応力度、横方向反力などは各案とも大差なく支配要素にはならない。但し、地震時の橋軸方向水平力に対しては、固定支承の構造、対傾構上弦材の補強などの関係からできるだけ載荷点を分散した方が有利である。すなわち、主構造の変形に対する追従性の面からは径間数の違いによる決定的な差異は生じないことがわかった。そこで主として施工性と施工管理の面から最適な径間数を探ることとした。

(1) 製作誤差の推定と調整

共同企業体各社の施工範囲、主構と道路床組の製作時期の関係から、仮組立の形態は6パネル程度の部分組立である。又、鋼橋等製作基準・同解説(昭和52年3月、本四公団)に基づいて橋軸方向の長さ寸法に関する主構および鋼床版縦桁の製作誤差を整理すると表-1のとおりである。

表-1 製作誤差

単位:mm

| 連続径間数 | ϵ_1 | ϵ_2 | ϵ_3 |
|-------|--------------|--------------|--------------|
| 4 | ± 8 | ± 4 | ± 8.9 |
| 6 | ± 12 | ± 6 | ± 13.4 |
| 12 | ± 17 | ± 8.5 | ± 19.0 |
| 32 | ± 29.4 | ± 14.7 | ± 32.9 |

ϵ_1 : 主構の累積誤差 ($2 \times N$) N : パネル数

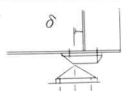
ϵ_2 : 鋼床版の仮組立誤差 ($1 \times N$)

ϵ_3 : 相対誤差 $\sqrt{\epsilon_1^2 + \epsilon_2^2}$

表-2 相対誤差の調整

| 連続径間数 | 相対誤差 | 誤差の調整 | | |
|-------|------------|-------|----------------|------|
| | | 支 承 | 補剛材位置 δ | 伸縮装置 |
| 4 | ± 8.9 | ○ | ○ | ○ |
| 6 | ± 13.4 | ○ | ○ | ○ |
| 12 | ± 19.0 | ○ | ○ | ○ |
| 32 | ± 32.9 | △ | ○ | △ |

○ 調整可能
△ 注意を要する。



鋼床版の現場溶接部の開先精度は非常に厳しいものが要求されるが、この件に関しては後述するとして、ここでは主として支承の移動可能量および伸縮装置の余裕移動量の面から製作誤差をどのように調整するかを主構と鋼床版の相対誤差との関係から整理すると表-2のとおりであり、連続径間数12径間までは十分調整可能である。

但し、移動量の大きい支承部では図-3に示すように補鋼材を配して相対誤差に対処することとした。

(2) 橋面舗装と支承の維持管理について

鋼床版橋梁の橋面舗装は鋼床版のたわみ変形に追従させる目的でグースアスファルトの使用が一般的である。地震時の過大な水平力等により多径間連続構造の中間支点部に破損が生じた場合、支承の取換えのため中間部の扛上操作が必要となる。この操作により舗装面はある曲

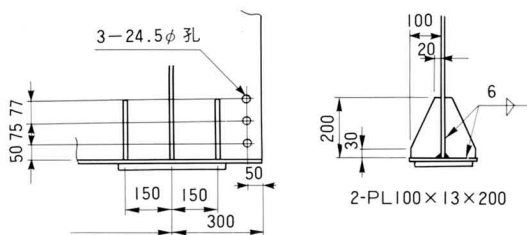


図-3 支点部の構造

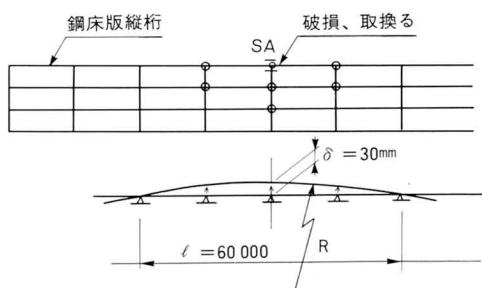


図-4 補修検討モデル

率で曲げられることになるが、その時の橋面アスファルトの限界歪を試算し安全性の確認をした。

図-4において主構の面外変形などにより、最外側のSA支承が破損した場合、両隣の白丸の沓の拘束を解放して $\delta=30\text{mm}$ 程度のジャッキアップを考える。この時のアスファルトの表面歪を曲率より試算すると $\epsilon = 5 \times 10^{-5}$ であった。一方グースアスファルトの許容歪量の目安は $\epsilon_a = 800 \times 10^{-5}$ 程度とされており計画値は十分に安全側の値である。

3. 施工条件との関連

多径間連続床組構造を採用するに際しての設計上の検討項目は、主橋体工の変形に対する追従性と支承構造であり検討要は前述したとおりである。一方、製作・架設上の問題に関する基本方針を

1) 高力ボルトの本締めをデッキ面の現場溶接完了後とする。

2) 鋼床版支承の現場調整は主構の出来形を実測し、結果を支承調整板の板厚に反映させることは物理的に可能である。

とした。

この基本条件に基づいて、製作キャンバーの分析と方針、構造解析系と架設系との関係、架設順序とルートギャップの関係、工場製作について、ボルトの本締めの時期、現場溶接施工に伴う収縮量の推定について、基本的な考え方をつぎのように整理した。

(1) 製作キャンバーの分析と方針

鋼床版縦桁の格子解析結果では、支間中央部の死荷重による鉛直たわみは高々 $\delta_a = 1.0\text{mm}$ である。したがって、鋼床版は完成時の形状で製作し、製作キャンバーを付けないこととした。一方、鋼床版載荷に伴う主横トラス(上対傾構)の鉛直たわみが最大 $\delta_a = 10\text{mm}$ 発生する。これを主構・主横トラスの製作寸法には考慮していない。これはトラスの出来形予測が難しいこと、支承高の調整は支承調整板($t = 50\text{mm}$)を配置したこと、主構トラスの製作寸法にキャンバーを考慮しない方が製作上有利であることなどの判断によるものである。

(2) 構造解析系と架設系との関係

鋼床版縦桁の構造解析は連続格子桁とした。一方、架設構造系は図-5に示すとおり、正規の支点位置で仮受

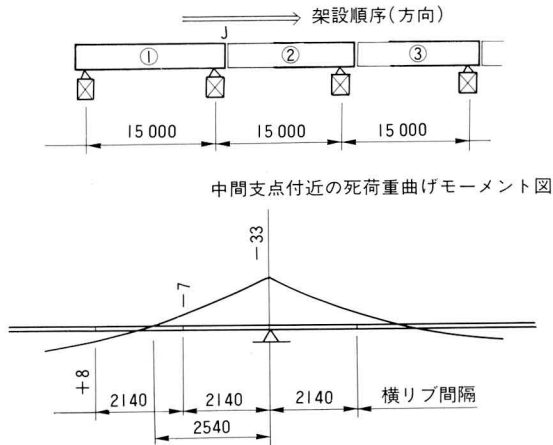


図-5 架設時構造系

けしながら逐時部材を取付けることとした。したがって、構造解析系と架設系との差異に伴う断面力性状が予想されるが、この件に関しては現場継手位置を適切な位置に設定したことにより実施工上問題ないと判断した。

(3) 架設順序とルートギャップの関係

鋼床版デッキプレートの現場溶接部の開先形状を図-6に示す。この場合ルートギャップの基準値は $3\text{mm} \pm 3$ である。全径間に鋼床版を載荷した後に位置決めを行い、仮ボルトを取り現場溶接を行う場合には何ら問題ないが、現場工程との状況により部分載荷の状態現場組立を完了し溶接作業を開始せざるを得ないような場合、ルートギャップにどのような変化が生ずるかを幾通りかの載荷ケースについて試算した。一例として、中央径間のみ鋼床版を載荷した場合の鉛直変位の最大たわみ差は約95mmである。たわみ変形を円弧と仮定し、更に、鋼床版縦桁の平均桁高を $H_w = 1500\text{mm}$ とすると、たわみ差に伴うルートギャップの変化は1継手当り $\delta = 0.5\text{mm}$ 程度であり、架設順序とルートギャップの関係はほとんど無視できるものと判断した。

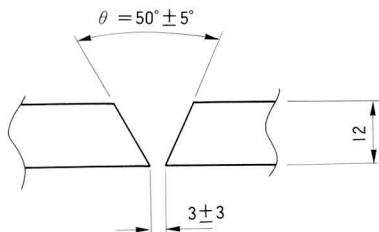


図-6 開先形状

(4) 工場製作について

主構トラスの製作誤差の許容値は、鋼橋等製作基準に準拠するとパネル当り2mmである。トラス本体の仮組立時に主構格間長・対傾構間隔・鋼床版の支承間隔などを実測し、鋼床版縦桁の製作、仮組立に反映することを前提とした。但し主構と鋼床版の製作範囲は必ずしも一致していないから、仮組立時の測定データを交換しソールプレートの取付寸法等に反映し、工場製作時の部材精度管理を行った。現場組立後の問題は、現場溶接に伴う実際の収縮量の予測とルートギャップの管理である。通常の溶接条件下の収縮量は1.5mm~2.0mmであるが、溶接方法・拘束の程度・仮付溶接の有無などにより変動する。更に仮組立時と現場組立時の温度変化による部材の伸縮も同程度と予想されるからルートギャップ管理は非常にやっかいである。そこで現場での開先調整を最小限にすること、工場での仮組立に支障のないことを目標にして製作寸法の検討を行った。結果的には図-7、表-3に示すように部材間の隙間と調整部の過大孔(26.5φ)で対処した。

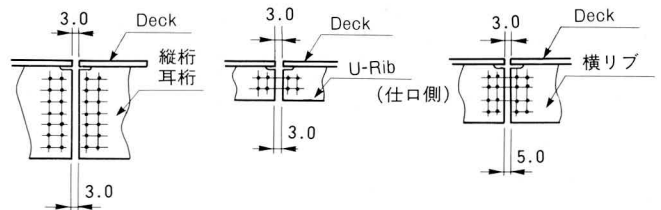


図-7 仕口部の隙間

表-3 調整部の過大孔

| 個所 | 使用ボルト径 | 孔径 | 備考 |
|-----|--------|-------------|---------------------------|
| 縦桁 | M22 | 24.5φ | 一般部 |
| | " | 26.5φ (拡大孔) | 3~4継手毎に1ヶ所 (溶接収縮誤差を逃がすため) |
| 縦リブ | " | 26.5φ (拡大孔) | |
| 横リブ | " | 26.5φ (拡大孔) | 曲線桁で、かつ長大連続桁である。 |

(5) 高力ボルトの本締め時期

高力ボルトの本締め時期は現場溶接完了後とした。これは、多径間連続構造を採用したことにより発生する溶接変形量の軽減・支承の据付を容易にすることを目的としたものである。すなわち、鋼床版縦桁の腹板面・下フランジとも仮ボルトおよびドリフトピンのみであり、溶接部に対する拘束度は低い(図-8)。

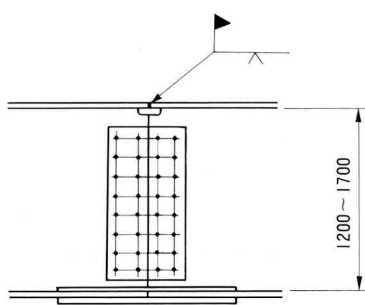


図-8 縦桁継手

(6) 現場溶接施工に伴う収縮量の推定

溶接継手部では、溶接による溶着金属の収縮と溶接部付近の不均一温度分布によって生ずる塑性ひずみにより完全に冷却した後に収縮変形が発生する。

これらの溶接変形は、設計上もっとも対策のたてにくいものの1つであり継手形状・溶接方法・溶接順序・拘束の程度などにより変化する。溶接変形の形態は、横収縮・縦収縮・回転変形・角変形などがあるが、鋼床版橋梁で問題となる変形は一般的に横収縮である。横収縮に対処するために通常橋梁では1溶接継手の収縮量を予測し、収縮量に伴う幾何学的な関係による付加キャンバーをつける方法などが行われており、施工実績も多い。(図-9)

この方法は横収縮に対して拘束がない状態(下端ピン)をモデル化したもので、実際には自重、その他(高力ボルトの本締め範囲)の拘束があり、理想的には挙動しない。

本橋の場合には、仮受点が支承(BPB)であること、

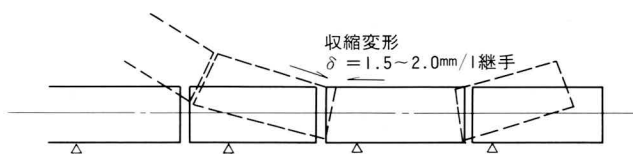


図-9 変形モデル

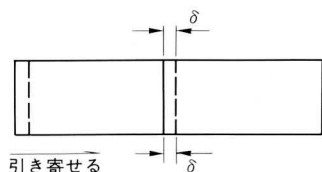
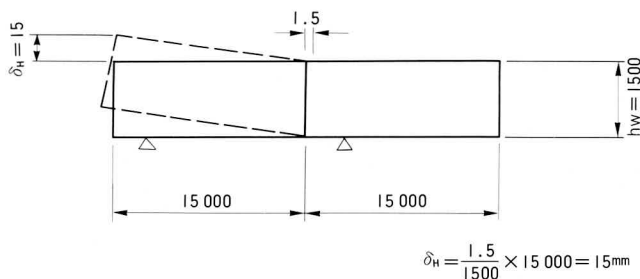


図-10 変形モデル

支間長が短いこと、溶接時には腹板・下フランジは仮ボルト、ドリフトピンのみであること、更には、大鳴門橋施工実績などから溶接変形に伴う跳上り現象は少ないと判断した。極端な場合、上下フランジの変形量が等しい場合には、キャンバー変形は発生せず全体的な横収縮のみが生ずることになる。(図-10)

次に下フランジ側をピンと仮定した状態で、横収縮量を1.5 mm/継手とした時の回転変形量(跳上り量)と自重による拘束変形を試算する(図-11)とほぼ同値であり、またその他仮ボルトなどの拘束もあるから、跳上り減少は発生したとしても微小なものであると考えた。

$\delta = 1.5\text{mm}/\text{継手}$ とした時の幾何変形と自重によるたわみ



鋼自重によるたわみ

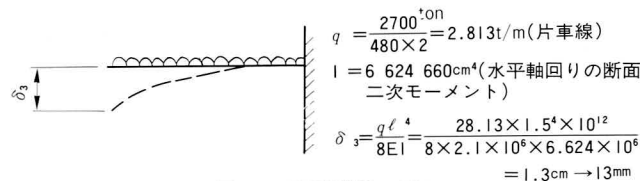


図-11 変形試算モデル

4. 現場施工

(1) 支承の据付け・調整

鋼床版の架設は、7A～3P間の主構架設が完了してから開始するが、下路床組・付属物・仮設物などの載荷状態は、両共同企業体の架設工法のちがいで、架設工程の進捗状況により暫定完成時の形状を予測するのは非常に困難ではあったが予測できる範囲内で架設条件・載荷条件を調査し、更には、製作誤差・架設誤差を考慮して調整方法を下記のとおりとした。

(a) 据付け高さの調整

鋼床版の据付け高さについては、前述した様に予め推定した鉛直変位量をもとに、横断面方向の高さ管理を行うが、予測のつかないトラスの変位、鋼床版溶接時の変形等により支承部隙間が生じた場合には図-12に示す要領で調整する。尚下沓下面の調整板は予測の鉛直変位に

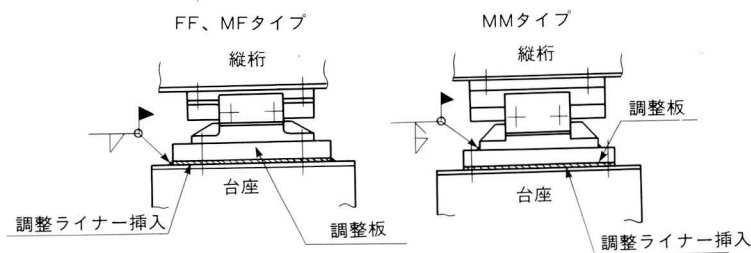


図-12 支承調整要領

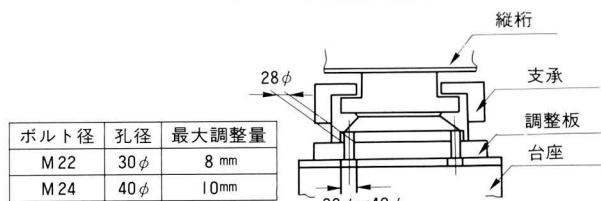


図-13 支承調整方法

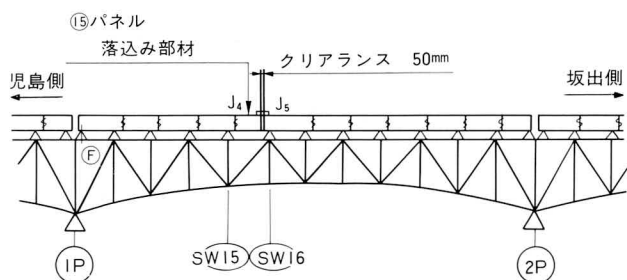


図-14 鋼床版落とし込みパネル

基づいて工場にて切削加工する。又、全体的な縦断方向の高さ関係は、主構のキャンバーにより左右され、基本的には主構の形状・出来形に沿った高さ管理を行うこととした。

(b) 橋軸方向の調整

固定支承は各径間の児島側端部のみ配置され、その他は全て橋軸方向可動支承であるので、固定支承仮置の際、工場仮組時の製作誤差を考慮して正確に配置し、この支承線を基準線とした。尚、調整は台座および支承の固定ボルト孔のクリアランスで行った。

(c) 橋軸直角方向の調整

橋軸直角方向については、架設前に各径間毎の変位量を実測し、その数値を補正して支承の据付け位置を決め、架設を行う。調整は橋軸方向の調整と同様、台座及び支承の固定ボルト孔のクリアランスで処理する。(図-13)橋軸直角方向ズレ量を実測し、修正方向および修正量を算出し調整可能な範囲 ($\delta = 8 \sim 10\text{mm}$) を調整した。

(2) 施工境界部分の架設

中央径間部 2P 橋脚側 7 パネルの鋼床版は図-14に示す⑮パネル鋼床版が落とし込み部材となるため、あらかじめ正規の位置より50mm坂出側にずらして架設を行い、

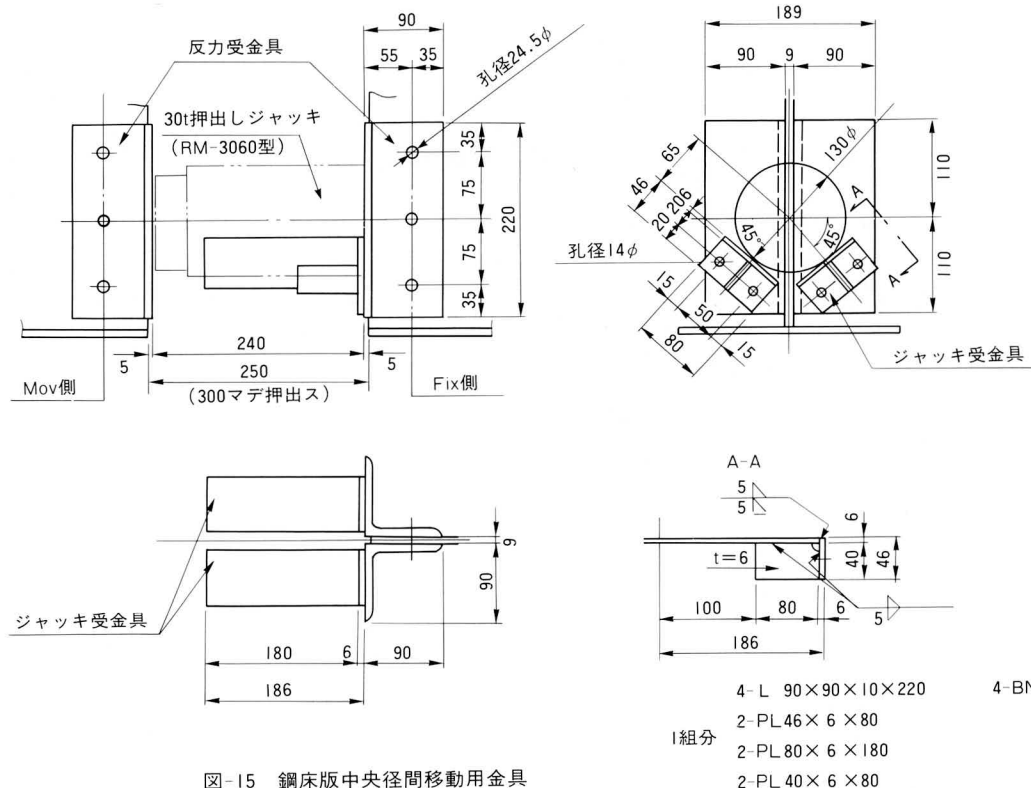


図-15 鋼床版中央径間移動用金具

鋼床版の溶接作業前に押出しジャッキ8台を用いて正規の位置にもどし⑮パネルの溶接をした。

5. あとがき

本橋は上乗せ形式の道路床組として、多径間連続構造を採用した。連続径間数は最大12径間である。これは伸縮装置の数を減らして車両の走行性を改善するとともに、舗装のメンテナンス上も有利であるとの判断によるものである。もちろん、多径間連続構造の採用に際しては、主構造物の変形挙動の度合い、すなわち上乗せ構造物と本体構造物の変形に対する追従性と支承構造の問題および現場施工に係る施工順序、工程上の問題があり必ずしも全ての橋梁形式に適用できるわけではなく、自ら限界があろう。本文は番の州高架橋トラスの道路床組に多径

間連続構造を採用するに際しての事前検討の概要、施工上の考え方を整理したものである。現在は施工も完了し橋面出来形等良好な結果が得られている。同種橋梁などの形式検討の参考になれば幸いである。尚、本橋は主構造の架設工法の違いにより二つの共同企業体で分割施工した。最後に本工事に際して、坂出工事事務所をはじめ本四公団の方々、共同企業体の方々、その他多くの関係者の皆様の御指導ならびに御協力を戴いた。末尾ながら心から感謝申し上げる次第です。

〈参考文献〉

- 1) 本州四国連絡橋公団；鋼橋等製作基準・同解説、昭和52年
- 2) 高橋、引間；道路、鉄道併用トラス橋の設計、宮地技報No.3、1987年1月

グラビア写真説明

瀬戸川橋

瀬戸川橋は、長野県木曾郡王滝村の愛知用水牧尾ダム右岸の一部を横断する村道1号線に架るものです。昭和59年9月14日の長野県西部地震の折には、県道御岳王滝線の大崩壊により交通が遮断された為に、県道に変わる生活道路としての重要性が再認識されました。王滝村は木曾松の産地として、又山岳信仰の霊峰御岳山の修験者の泊地として発足してきましたが、今後の発展のために、スキー場、キャンプ場等を造成しており、観光客の誘致に力を入れています。王滝村の玄関に位置する瀬戸川橋もその一翼を担うものと思われれます。(永田)

横尾一号橋

黒潮の流れの中に遊ぶ赤・青・白・色取りどりのウィンドサーフィンの帆が点在する外房を左に見て国道128号線を南下し、県道鴨川保田線から国道410号線に入ると、新緑の松の緑と県花菜の花の黄色の中にシックな焦茶色の横尾一号橋が架かっています。国道410号線は、館山市から木更津市に至る南総中央部を南北に縦断する幹線道路として昭和57年4月に開通しました。愛宕山塊から豊英ダム方面に抜ける横尾地区の一番目の橋梁として計画された1号橋は、耐候性鋼材の無塗装仕様であり将来の維持管理も考慮していると同時に、焦茶色の落ちついた色感が比に橋有りきと言う塗装色を使用する事が無くとも、年月の経過に伴って自然の中に溶け込み、周囲の環境に調和した橋梁と成って行くでしょう。(谷古)