

下津井瀬戸大橋補剛桁の設計

The Design of Stiffening Girders for the Shimotsui-Seto Bridge

安本 孝* 宮崎 好永** 柴山 隆義** 井上 雅夫***
 Takashi YASUMOTO Yoshinaga MIYAZAKI Takayoshi SIBAYAMA Masao INOUE

Summary

Of the Honshu-Shikoku Bridges, the Shimotsui-Seto Bridge is among the three suspension bridges on D-Route. It has been noted for the features it provides, in particular, the side spans which are not suspended by hangers.

Moreover, since the bridge has an unprecedented scale, since it's also to be used as a road-railway bridge, a number of pre-studies and devices were required in selecting its various component structures.

This report describes the above-mentioned features and other relevant matters.

1. はじめに

本州と四国を結ぶ3つのルートが本州四国連絡橋公団の手によって目下建設中である。3ルート（Aルート：神戸—鳴門、Dルート：児島—坂出、Eルート：尾道—今治）のまん中、Dルートの海上部北端に位置するのが下津井瀬戸大橋である。この地は風光明媚を誇り、鷲羽山をはじめ附近一体が国立公園に指定されている。めぐまれた景色を背に、白い大橋が完成間際の化粧をしている。

この完成の期に、設計業務の4年間を振り返り、この橋のもつ特色めいたものを申し述べてみたい。

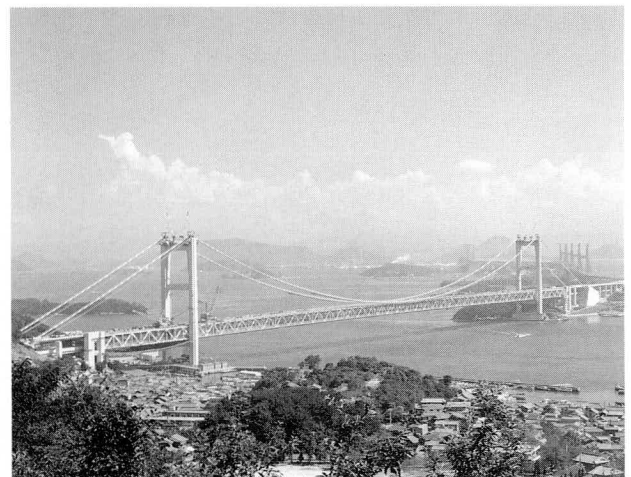


写真-1 全景

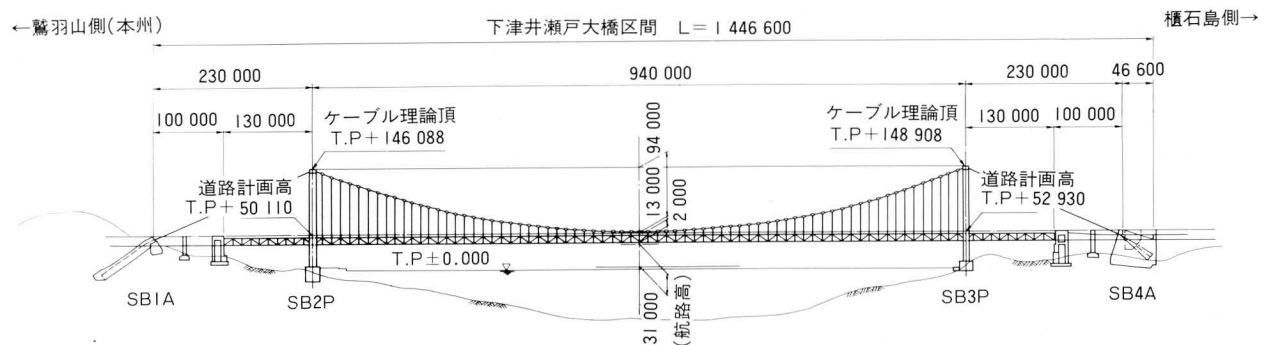


図-1 下津井瀬戸大橋側面図

* 技術本部技術開発部付課長
 ** 技術本部設計部設計第一課

*** 技術本部設計部設計第三課

2. 概要

(1) 構造概要

本橋は上路を自動車専用道路として、下路を鉄道在来線および高速鉄道（新幹線）に供用する、道路鉄道併用の吊橋で、側径間がハンガーで吊られていない等の特徴をもつ。また、補剛桁は、列車の走行性を考慮し、中間支点上（塔部）を連続した構造で渡っている。更に、塔は他の吊橋に見られる様なトラス形式を避け、美観を考慮した3層のラーメン構造となっている。

この橋の鉄道階は、将来、在来線と新幹線を共に複線で通す計画を持っているが、諸般の事情から暫定的に在来線のみで供用することになった。

(2) 架設概要

下津井側・櫃石側ともに、陸からの部材の搬入は難しく、中央径間海上部からの部材水切りが避けられない。

また、径間の中央部は多くの船舶が行来するので、架設時の海面使用の範囲は塔近傍に限られる。このため、塔付4パネルを除いて中央径間は面材架設、張出径間は単材架設によって、塔側から径間部に向い順に桁を張出してゆく作業手順を採用した。

3. 設計上の留意点

道路・鉄道併用橋として世界最大規模のものであるだけに、その構造選定には慎重を期し、公団指導のもとに多くの検討を重ねた。これらの内容について、限られた紙面の中ですべてを記すことはできないが、設計に臨み留意した主たるものを述べる。

(1) 使用材料

併用橋であるためある程度の剛性を必要とすることと疲労に体する鋭敏度等を考え合せ、最高材質SM58とした。

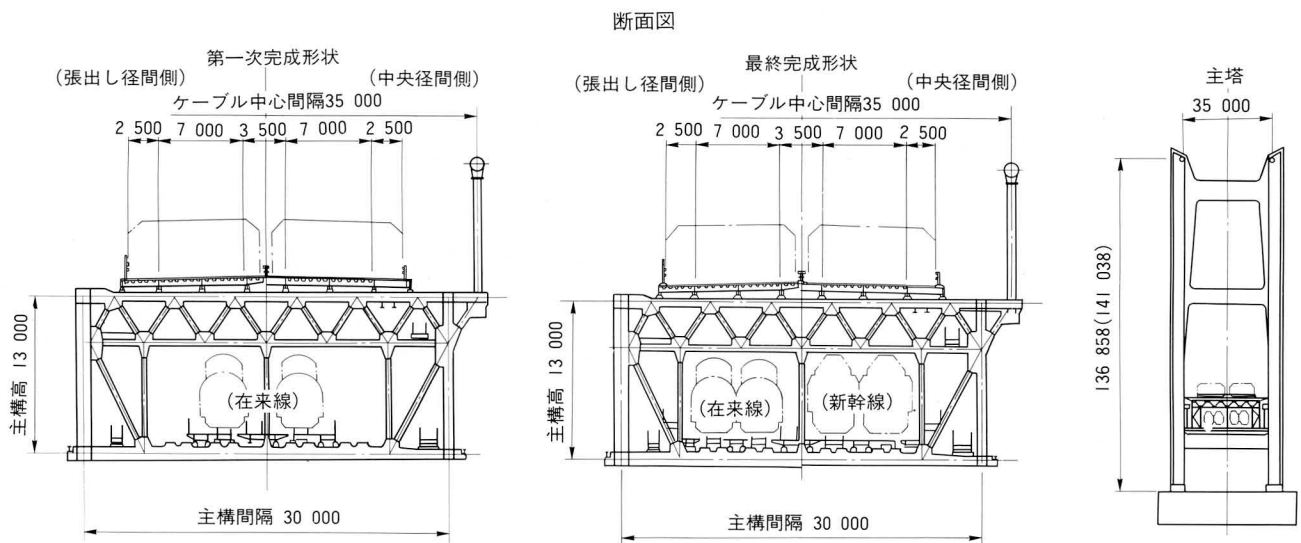


図-2 一般寸法図

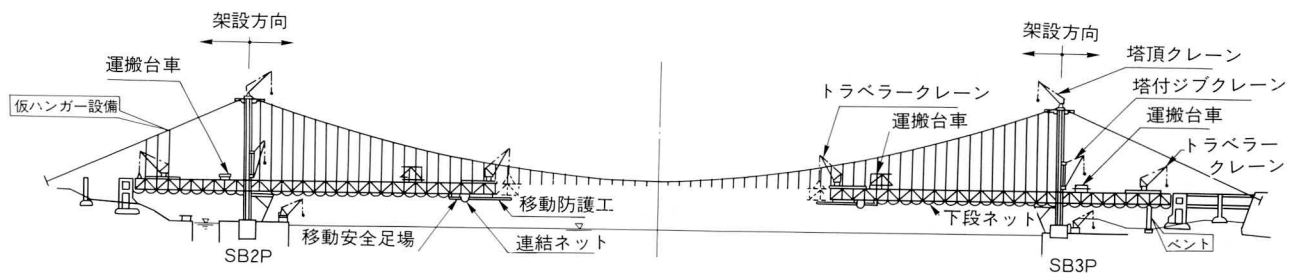


図-3 架設概要図

(2) レデュース材

連続桁であるが故に、中間支点附近での弦材軸力は中間部に比してはなほ大きい。このため、全長を同一基本寸法で抑えることは経済的に許されず、3段階にわたりこれを変化させた。この漸変部に用いたのがレデュース材であって、要求品質を満たすためにナックル部に添接を設けた。

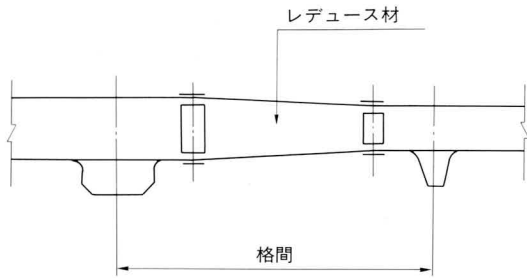


図-4 レデュース材

(3) 弦材断面とダイヤフラム

ダイヤフラム溶接による腹板の倒れ込みを抑えるため、試作の結果を踏まえて、ダイヤフラムの厚さと形状を決めた。また、弦材落とし込みフランジが腹板内側を傷付けるのを防ぐため、フランジ外面とウェブ端の面をそろえた。

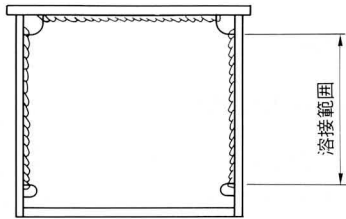


図-5 標準ダイヤフラム図

(4) ハンガー定着ブラケットの構造

先端に前後・左右・上下と複雑に作用する力への対処と、要求品質を確保するため、FEM解析・実物大試作の結果を踏まえて、構造を決定した。

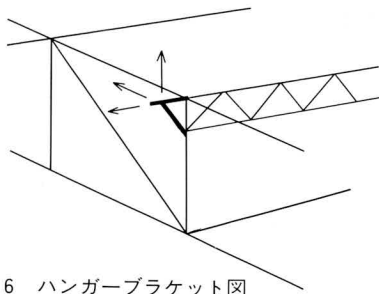


図-6 ハンガーブラケット図

(5) 鋼床版の連続径間数

自動車の走行性・維持管理の便宜を考え、多径間連続構造の可能性を検討した。風による主構の変形・地震時水平力が与える支承・伸縮継手への影響、製作・架設誤差の調整方法から、現状では6径間連続の構造が妥当であるとの結論を得た。(詳細は5-(2)参照)

(6) ピンプレートの形状

連続した補剛桁は、中間支点で4500 tの反力を生ずる。この力を、支点上ガセットとリンクピンの支圧を介してタワーリンクに伝える必要がある。FEM解析を通じて、応力の流れを解明し、断面を決定した。また実物大の試験体を製作し、品質確保のための施工法を確立した。(詳細は7-(1)-(h)参照)

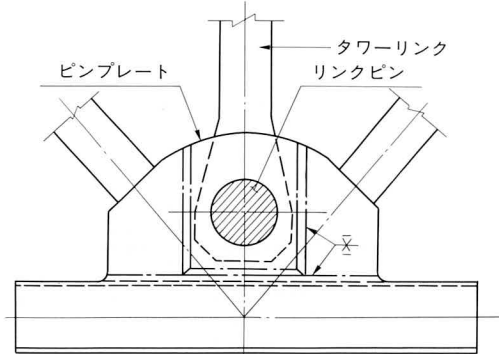


図-7 ピンプレート

(7) 中間支点部の弦材内部補強

ウィンドシューの反力を、横トラス弦材に伝達するために、主構弦材内部を補強する必要があった。

この部分は、主構弦材としても、最も軸力が大きくかつ複雑な部分である。設計・製作両面からの検討を繰返し、構造を定めた。(詳細は7-(1)-(h)参照)

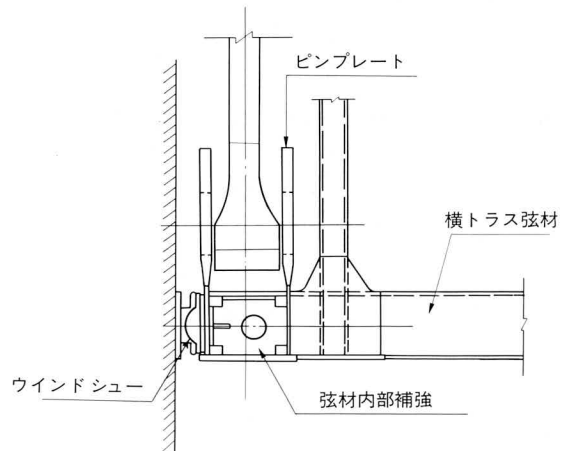


図-8 弦材内部補強図

(8) センターステイおよび水平トラス

桁に働く橋軸方向力をケーブルへ伝達する手段としてセンターステイを設けた。複雑に絡み合う選択域の中から、設定荷重のもとに、ステイの山数、破断－復旧システム等を確立した。(詳細は7-(1)-(i)参照)

(9) 支承構造

(a) エンドリンク

補剛桁の張出径間がハンガーによって吊られていないため、桁の反力は、はなはだ大きなものとなった。端支点となるエンドリンクでは、支承滑动部および柱部について、信頼性・経済性の面から検討を加えた。

(b) ウインドシュー

桁の中間支点での反力を受ける主塔が弾性体であるための不都合を支承構造の工夫により可能ならしめた。

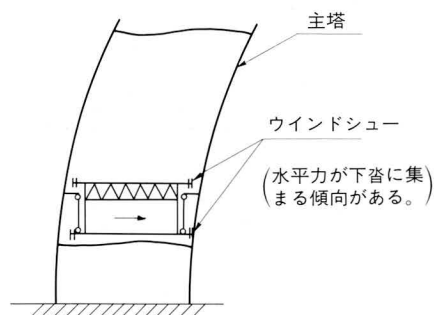


図-9 ウインドシュー

(c) ストッパー

センターステイ破断後において生ずる補剛桁の大変位の際、橋台との衝突時の緩衝材として用いるのが、ストッパーである。形状・材質を検討した結果を踏まえて、ゴムブロック型を採用した。

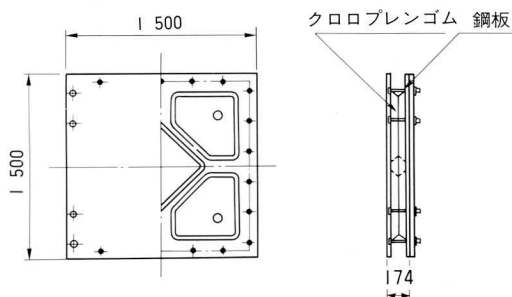


図-10 ウインドシュー

(10) 伸縮継手

(a) 道路伸縮装置 (デマーク)

諸外国における既設のものに、不具合が発生している

とのことから、その原因を究明、改善を計った。(詳細は8-(2)参照)

(b) 鉄道緩衝桁

列車が陸上高架橋部から橋梁区間へ進入する際の、衝撃をやわらげる目的で、橋端に設けるものである。構造は、精巧をきわめ複雑であるため、架設前に十分なる機能確認試験を行い万全を期した。(詳細は8-(1)参照)

(11) 部材連結部応力伝達機構の解明

従来からの設計手法に疑問を抱いたため、この部分をモデル化し、FEM解析を通じて新しい設計手法を確立した。

(12) 箱形部材の内面溶接

主構及び横トラスの部材は、軸力のみならず相当の曲げ・せん断の作用を受けることは承知しており、内面溶接の是非を検討した。作用力・要求品質・溶接施工性等を勘案し、その区分けと施工法を定めた。

(13) 溶接の形状決定

吊橋の特性として、一般に部材応力の振幅が大きいことが知られている。結果として、溶接部の品質・形状が与える母材への影響が大きくなる。疲労の影響を最小限に留めるため、溶接作業性を考えた部材構成と、溶接の品質改善に務めた。

(14) 架設時応力の照査

架設手順の選定に当たり、補強部材を極力少なくするよう務めた。また、手順に合った添接位置と形状、吊金具の取付など、現場の施工性・安全性に十分配慮した。

(15) トラスの製作形状

径間部の作用力は均一な区間が多く、同一部材断面を広い範囲で用いている。この部分の製作キャンバーを、近似する単曲線に置換えて、製作施工性を高めた。

(16) 騒音対策

下津井・櫃石島側とも、張出径間は陸上部で住居と接近しているため、防音工・N装置の設置など必要な対策を講じた。

(17) 維持管理施設

橋体及び附属物を、長期間にわたって維持管理してゆ

表-1 橋梁基本条件

		内 容	備 考
橋 名	下 津 井 瀬 戸 大 橋		
路 線 名	道路	一般国道30号	
	鉄道	本四備讃線	
道路鉄道規格	道路	第一種第2級	
	鉄道	在来線 I 級 新幹線	
設 計 速 度	道路	自動車 V=100km/h	
	鉄道	在来線 V=120km/h 新幹線 V=160km/h	
車線数 軌道数	道路	4車線	
	鉄道	在来線 複線 (第1次完成時) 在来線 新幹線 複々線 (最終完成時)	
航 路 限 界	略最高高潮面(NHHWL)TP+1.9m上31m(TP32.9m)		
橋 梁 区 間	起点25K083.4m ~ 終点26K283.4m(L=1 200.0m)		
基 本 線 形	平面線形	直 線	
	縦断勾配	道路	1%直線、R=65,000円曲線、0.4%直線
		鉄道	同 上
	横断勾配	道路	2%直線勾配
鉄道		カント無	
座 標 系	海峡部局地座標系		

表-2 構造基本諸元

項 目	内 容		備 考	
橋 梁 型 式	張出径間付単径間補剛トラス吊橋		上段：道路 下段：鉄道	
支 間 割	補剛トラス	130m+940m+130m		
	ケーブル	230m+940m+230m		
塔	型 式	橋軸方向	基部固定 塔頂ヒンジのフレキシブル系	
		橋軸直角方向	水平材を有する三層ラーメン系	
	塔 高	SB 2 P	T.P+146.088m	理 論 塔 頂
		SB 3 P	T.P+148.908m	理 論 塔 頂
	塔 基 部 高	SB 2 P	T.P+ 5.050m	
SB 3 P		T.P+ 12.050m		
塔 中 心 間 隔	基部 38,800m 頂部 35,000m	(2P3P共通)		
主 ケー ブル	型 式	平行線ケーブル		
	形 状	中央径間中央サグ f=94m	n=10	
	直 径	936mm (一般部 空隙率20%)		
ケー ブル 中 心 間 隔	35.0m (東西ケーブル間隔)			
ハ ン ガー	ロ ー プ	C.F.R.C φ68 φ74		
	本 数	4本/格点		
吊 橋 構 造 部	補 剛 ト ラ ス	主 構	平行弦ワーレントラス (垂直材付)	
		横 構	Kトラス	
	吊 型 式	ハンガーブラケット型式 (ブラケット張出長 2.5m)		
		主 構 高	13.0m	
	主 構 幅	30.0m		
上 路 床 組	路 面 工	アスファルト舗装 舗装厚75mm		
	床 組 型 式	縦桁合成鋼床版		
	下 路 床 組	鋼桁直結軌道 III型		
道 路 鉄 道 高 低 差	PH-RL間 12.510m			

くための手段として、各種管理路を設けるとともに、点検・補修を目的とした、内・外面の作業車を設置している。

4. 設計条件

(1) 橋梁基本条件

橋梁基本条件を表-1に示す。

(2) 構造基本諸元

橋梁の構造基本諸元をまとめたものを表-2に示す。

(3) 準拠示方書

設計に用いた準拠図書は表-3の通りである。

表-3 準拠図書

基 準 関 係		
(1) 土木工事共通仕様書	昭和59年8月	本四公団
(2) 上部構造設計基準・同解説	昭和55年6月	本四公団
	(昭和56年11月、昭和57年12月、昭和58年10月一部改訂)	
(3) 耐風設計基準・同解説	昭和51年3月	本四公団
(4) 耐震設計基準・同解説	昭和52年3月	本四公団
(5) 鋼床版設計要領 (案)	昭和54年7月	本四公団
	(昭和58年10月一部改訂)	
(6) 国鉄建造物設計標準解説	昭和58年5月	土木学会
(7) 道路橋示方書・同解説	昭和55年2月	日本道路協会
(8) 鋼上部構造用鋼材選定要領 (案)	昭和48年9月	本四公団
(9) トラス格点構造設計指針 (案)	昭和51年3月	本四公団
(10) トラス詳細構造設計マニュアル (案)	昭和56年3月	本四公団
(11) ハンガー設計要領 (案)	昭和53年3月	本四公団
(12) 吊橋リンク支承構造設計の指針 (案)	昭和51年3月	本四公団
(13) 鋼橋設計内規		構造物設計事務所
(14) 鋼橋直結軌道及び緩衝桁軌道伸縮装置設計要領・同解説	昭和59年3月	本四公団
報 告 書 関 係		
(1) 下津井瀬戸大橋実施設計(その2)	昭和55年1月	本四公団
(2) 下津井瀬戸大橋実施設計(その3)	昭和55年3月	本四公団
(3) 下津井瀬戸大橋塔製作詳細設計	昭和58年3月	本四公団
(4) ケーブルストランドの製作(その3)ケーブル詳細設計	昭和58年8月	本四公団
(5) 下津井瀬戸大橋 A3、A4	昭和58年11月	本四公団
(6) 鉄道床組の標準図作成	昭和57年10月	本四公団
(7) 緩衝桁伸縮装置の標準図作成(その2)	昭和58年3月	本四公団

5. 上路床組の設計

(1) 構造概要

上路床組は、自動車荷重を円滑に吊橋本体に伝達させるための構造であるが、吊橋としての死荷重を軽減させる目的で鋼床版上載せ形式を採用している。

中央径間部は、耐風安定性を考慮して中央分離帯部と路側部にオープングレーチング構造を併用した鋼床版とし、張り出し径間(100m)及び、塔より中央径間側へ約200mの部分は、道路騒音の対策上から全幅鋼床版構造とした。

上路床組の付属構造物としては、オープングレーチング及び受梁・縦桁支承・伸縮装置・自動車防護柵・排水装置・電気設備・水道設備等があるが、これらの設計経緯を紹介する。

(2) 鋼床版の連続径間数の検討

自動車の走行性及び維持管理等の面からは伸縮装置の数が少ないほど望ましいので、鋼床版の連続径間数は多いほどよいという意見がある。

詳細設計を着手するに当たり、次の点について調査した。

- ① 主構と鋼床版の温度差とその影響
- ② 主構と鋼床版の製作架設誤差が及ぼす影響
- ③ 超多支承構造における鋼床版の挙動及び大移動量に整合する支承構造
- ④ 橋端部の橋軸方向力の伝達方法
- ⑤ 主構と鋼床版の合成構造の可能性
- ⑥ 閉合方法及び架設工程の長期化

などである。しかしながら不確定な要因が多く、この問題を解決するには長期間の調査・検討が必要なため、今回は全径間連続構造採用は見送り、出来るだけ連続径間数を多くする方向で臨むものとした。

支承と伸縮装置の移動量、製作・架設誤差の調整方法、橋軸方向及び橋軸直角方向荷重による影響、および経済性等について検討した結果、6径間連続と4径間連続を組合せて配置するのが現実的であるとの結論に達した。

(3) 鋼床版

解析は直交異方性版理論に基づいたPelican-Eβlingerの方法により行った。

設計に用いた荷重はT-20およびTT-43で、重交通に対する割増し係数1.20および衝撃係数0.4を考慮した。

なお、疲労に対する照査では T-20 1台による応力度を用い、重交通の割増し及び衝撃は考慮しないものとした。

この結果デッキプレートは $t = 12\text{mm}$ (SS41)、縦リブはU-300×220×6-40のトラフリブを用いることとなった。

(4) 縦桁

縦桁はデッキプレートと縦リブを上フランジとするI桁と、横リブから成る格子構造として、変形法を用いて解析した。荷重としては死荷重のほか、L-20・TT-43に対する等価L荷重を用いた。また、主構変形による支点変位およびデッキプレートと縦桁の温度差15℃も考慮した。

縦桁位置はできるだけレーンマーク下に近づけるように配慮した。また、横断方向各主桁の腹板下端を揃えたため、腹板高は幅員の中央に行くに従って高いものとなった。なお、桁端部は伸縮継手の設置、支承部の維持補修の便宜を考慮して腹板を切欠いた構造とした。

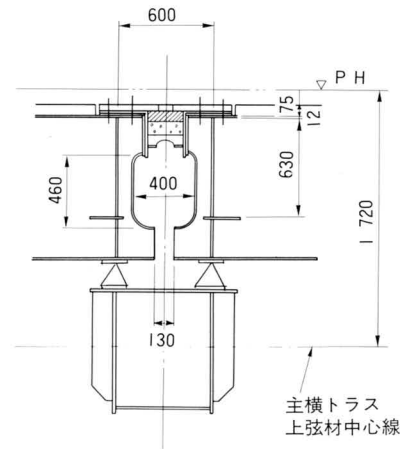


図-11 縦桁腹板切欠図

(5) 横リブ

横リブの配置は、1.9mを基本として縦桁支間(主構格間長)を分割し、格間長のちがいは端部で調整した。腹板高は、端・中間とも同一とし、材質はすべてSS41を使用している。

支点上横リブは、架設時の支承高の調整と、維持管理のためのジャッキアップが可能な構造とし、橋端部横リブは道路伸縮装置の受梁としての強度及び剛度を確保した。

(6) オープングレーチング

オープングレーチングは、耐風性を考慮して中央径間の路側部及び中央分離帯部に配置した。

構造は主構格間を7分し、2径間と3径間連続の組合わせ使用した。下面には下路床組への落下物を防止するための網を設けた。

(7) 縦桁の支承

支承形式は密閉ゴム支承板支承とし、主構の面内、面外変形による応力が縦桁に導入されないように配慮した。支承配置は図-12に示すように中央部中間支点は、橋軸方向固定、橋軸直角方向可動、端支点から1つ目の中間支点は、橋軸方向可動、橋軸直角方向固定、他の支点は橋軸方向、橋軸直角方向とも可動とした。

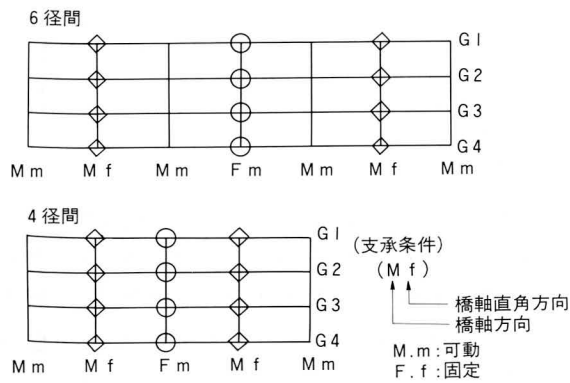


図-12 縦桁の支承配置

(8) 伸縮装置

鋼製フィンガー形式を基本に、鋼床版部は弾性シール材充填による非排水構造、オープングレーチング部は落下物防止対策としてステンレス金網を用いたものとした。

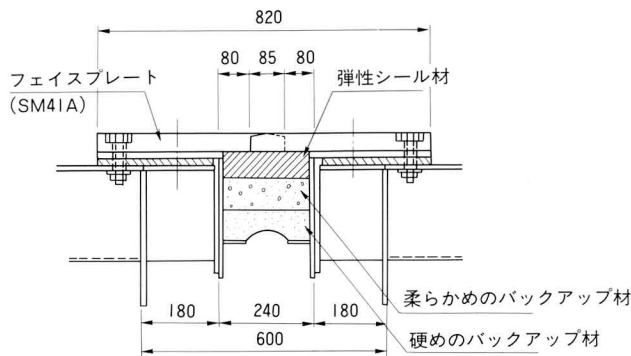


図-13 鋼床版部伸縮装置

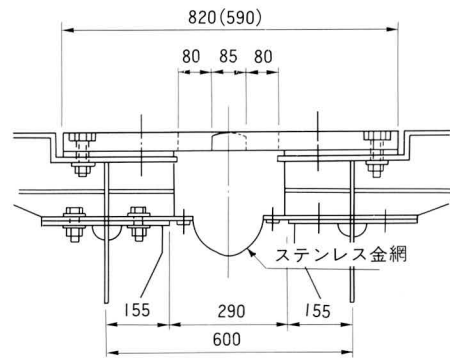


図-14 グレーチング部伸縮装置

(9) 自動車防護柵

ブロックアウト方式とし、張り出し径間部の路側部自動車防護柵は、遮音壁及び落下防止柵の支柱と兼用出来る構造とした。

6. 下路床組の設計

(1) 構造概要

下路床組は、鉄道荷重を円滑に吊橋本体に伝達させるための構造であり、吊橋としての死荷重を軽減させるために特別に開発されたレールを直接鋼桁に締結する鋼直III型を採用した。

下路床組は、段階施工を計画しており、供用開始時は在来線2線、将来は在来線2線及び新幹線2線の合計4線に移行される。

なお、下路床組は次の構造物により構成されている。

(a) 暫定2線時（第一次完成時）

- ① 在来線縦桁
- ② 下路管理路
 - 中央巡回車用管理路
 - 在来線上り・下り側管理路

(b) 完成4線時（最終完成時）

- ① 在来線縦桁（暫定2線を移行）
- ② 新幹線縦桁
- ③ 下路管理路
 - 中央巡回車用管理路
 - 軌道間管理路
 - 側部巡回車用管理路

設計上は、段階施工がスムーズに行なえるように、最終完成時への移行に際し、撤去部材が極力少なくなるように配慮した。

(2) 桁構造

下路床組を連続構造とした場合、列車走行と吊橋変形に伴い正負の交番反力が生じる。支承部に上揚力を発生させないために単純桁形式とした。

(3) 角折れ対策

縦桁を単純支持としたため列車走行時の活荷重たわみにより隣接桁間に角折れが生じる。

この角折れの発生要因は、吊橋全体系の変形に伴うものと、主横トラス下弦材のたわみによるもの及び、鉄道縦桁自体の桁端回転変位によるものである。

この角折れ値が、レール締結装置（鋼直Ⅲ型）の許容値（上向き7‰、下向き5‰）以下とするように縦桁の剛性を確保した。

(4) 下路管理路

保守巡回車の走行が出来るように第1次完成時には、在来線上下線の中央に中央巡回車用管理路、上り下り側にも専用管理路を設けた。最終完成時には、両外側にも側部巡回車用管理路を設けるものとした。

管理路の構造形式は、主横トラス下弦材上に台座を設けて上載せる構造とした。

各種管理路の配置図を図-15に示す。

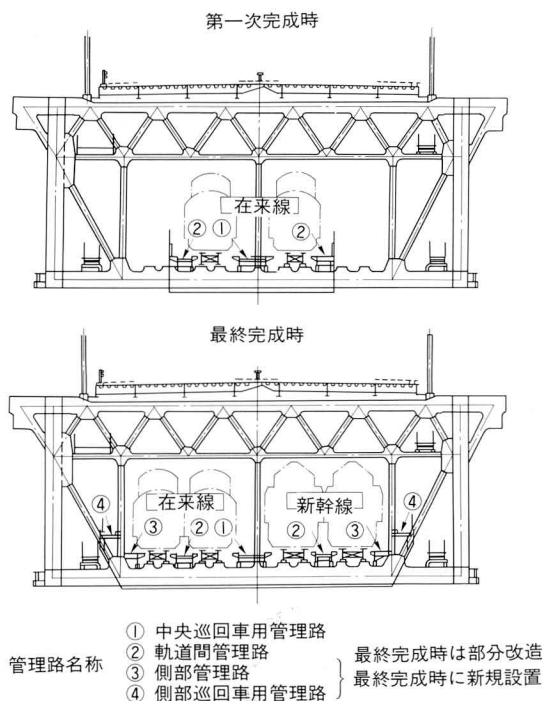


図-15 各種管理路設置状態図

7. 補剛トラスの設計

(1) 主構

(a) 骨組構造

図-16に主構骨組図を示す。

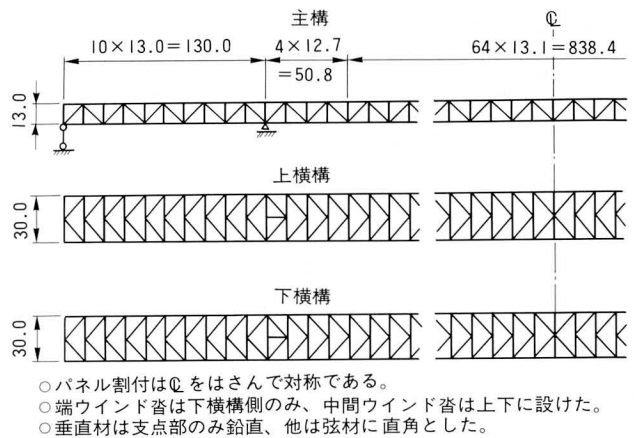


図-16 主構骨組図

(b) 荷重強度

○死荷重

死荷重のうち、張出し径間が単純梁、中央径間がパネル毎に個々のハンガーに吊られた状態に載荷されるものを前死荷重、補剛トラスが全長連続された以後に載荷されるものを後死荷重と称するが、補剛トラスの断面構成の都合および経済性等の面から、実施設計、塔詳細設計と同じくほとんどの死荷重を前死荷重として扱った。

○活荷重

自動車荷重	TL-20, TT-43 (等価L荷重)
列車荷重	第1次完成時 在来線複線又は単線載荷
	最終完成時 在来線、新幹線複々線のうち、任意の2線載荷
疲労検算時	第1次完成時、最終完成時共、単線載荷

○風荷重

暴風時基本風速	43 m/s
活荷重載荷時基本風速	21.2m/s

○温度変化

基準温度20℃に対して±30deg、但し暴風時は0～+15deg、リンク常時反力算出時は±20deg

○地震荷重

地震時最大加速度は橋軸方向水平地震動、橋軸直角方向水平地震動とも180gal

○ 支点移動の影響

アンカレイジの水平移動 ±160mm

○ 製作・架設誤差の影響

誤差換算サグ量は中央径間±94mm、張出し径間±13mmとし、それぞれ独立したものと考え最大部材力を得る様組合わせた。

(c) 構造解析

全体系の解析は表-4に示す様に各荷重を分類し、図-18に従って解析を行い、各々の断面力の編集を行った。また、地震荷重については動的解析（応答加速度スペクトル値を基にした、モーダルアナリシス法による最大応答値

表-4 解析分類

荷重分類	解析モデル	基本理論	備考
形状決定荷重 前死荷重 後死荷重(第1次、最終)	平面トラスモデル	有限変位理論	モデル選定理由 ・橋軸方向荷重による部材力が正確に算出できる ・荷重の上下弦材位置への載荷が可能 ・せん断変形に対する評価が正確
面内荷重 鉛直方向荷重 橋軸方向水平荷重 支点移動、温度変化、製作・架設誤差その他			
振り荷重 死荷重、活荷重の偏載による振り荷重	立体棒モデル	線形化有限変位理論	ずれ変形を考慮
面外荷重 風荷重等の橋軸直角方向水平荷重	"	"	ずれ変形を考慮 塔頂サドル、ウインドシュー位置の支点を連成バネで評価

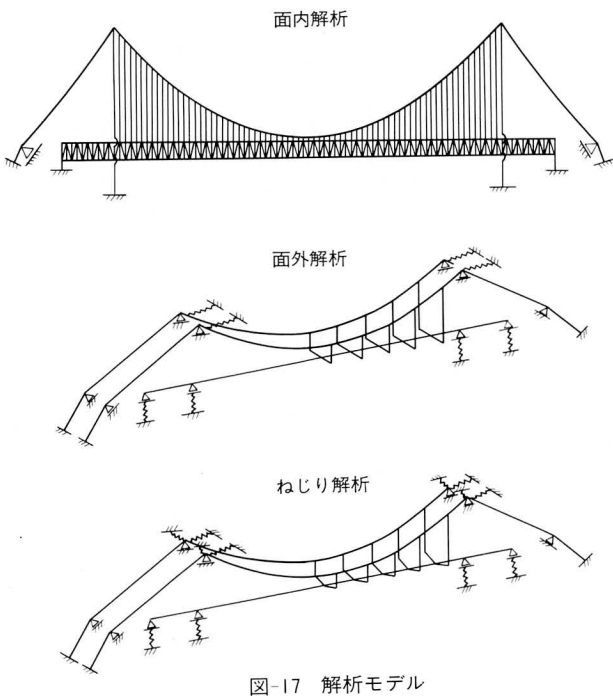


図-17 解析モデル

解析)を行った。更に、主構部材2次応力の照査のため格点を剛結した面内モデルにて解析を行い、それぞれ部材の安全性を確認した。

(d) 断面構成

本橋は連続トラスであること、および張出し径間が吊られていないことから、中間支点近傍に極めて大きな曲げモーメントが生ずるため、上下弦材を全長にわたり同一基本寸法とすることは不可能となり、曲げモーメントの分布に合わせて箱断面外形寸法を変化させるものとした。このため断面漸変部材（レデュース部材）を配置する必要が生じたが、レデュース材の両側に継手を設けて

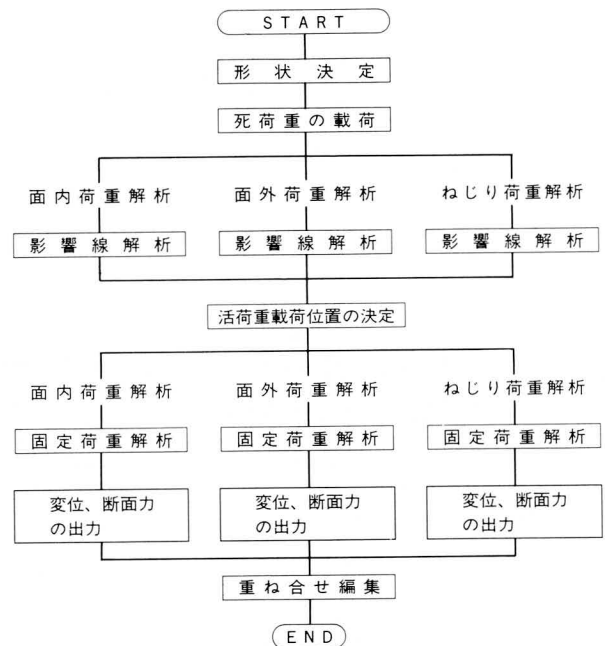


図-18 解析フローチャート

表-5 上・下弦材断面形状

種別	断面形状	断面構成			材質	
		上フランジ	ウェブ	下フランジ		
上弦材		A	1-Fl 1390×60	2-Fl 1200×60	1-Fl 1200×60	SM58
		B	1-Fl 1390×54	2-Fl 1200×56	1-Fl 1200×56	"
		C	1-Fl 1390×40	2-Fl 1200×40	1-Fl 1200×40	"
		D	1-Fl 1160×42	2-Fl 1000×45	1-Fl 1000×42	"
		E	1-Fl 840×40	2-Fl 750×40	1-Fl 700×40	"
		F	1-Fl 840×28	2-Fl 750×28	1-Fl 700×28	"
		G	1-Fl 840×32	2-Fl 750×32	1-Fl 700×32	"
		H	1-Fl 840×38	2-Fl 750×38	1-Fl 700×38	"
		I	1-Fl 840×34	2-Fl 750×34	1-Fl 700×34	"
下弦材		a	1-Fl 1200×52	2-Fl 1200×52	1-Fl 1390×52	"
		b	1-Fl 1200×50	2-Fl 1200×50	1-Fl 1390×50	"
		c	1-Fl 1200×40	2-Fl 1200×40	1-Fl 1390×40	"
		d	1-Fl 1000×36	2-Fl 1000×36	1-Fl 1160×36	"
		e	1-Fl 700×30	2-Fl 750×32	1-Fl 840×30	"
		f	1-Fl 700×32	2-Fl 750×34	1-Fl 840×32	SM50Y
		g	1-Fl 700×34	2-Fl 750×36	1-Fl 840×34	"
		h	1-Fl 700×32	2-Fl 750×28	1-Fl 840×28	"

これを独立させ、部材内にナックルが入ることを避け、製作精度を高めることで疲労等の問題に対処した。

図-19、表-5 に断面力および断面形状を示す。

(e) 疲労設計

吊橋では死荷重の大部分をケーブルが負担するため鉄道が通る本橋のような場合には、活荷重により大きな繰返し応力が生ずる。また補剛トラスには調質高張力鋼を多用しているため、ディテールの選定に傾注した。

$$\sigma_r = \sigma_{\max} - \sigma_{\min} \leq \sigma_{fa}$$

$$\tau_r = \tau_{\max} - \tau_{\min} \leq \tau_{fa}$$

$$\sigma_{fa} = a \cdot b \cdot \sigma_{f0} \quad \tau_{fa} = a \cdot b \cdot \tau_{f0}$$

σ_{f0} , τ_{f0} : 基本疲労許容応力範囲 (表-6)

a : 累積疲労被害効果を表す低減係数 (表-7)

b : 設計応力範囲に占める負の成分によって割増す係数 (表-8)

表-6 基本疲労許容応力範囲 (kg/cm²)

応力の種類	等級分類	基本疲労許容応力範囲
引張・圧縮 (σ_0)	A	1,530
	B	1,270
	C	1,050
	D	800
せん断 (τ_0)	S ₁	920
	S ₂	820
	S ₃	650

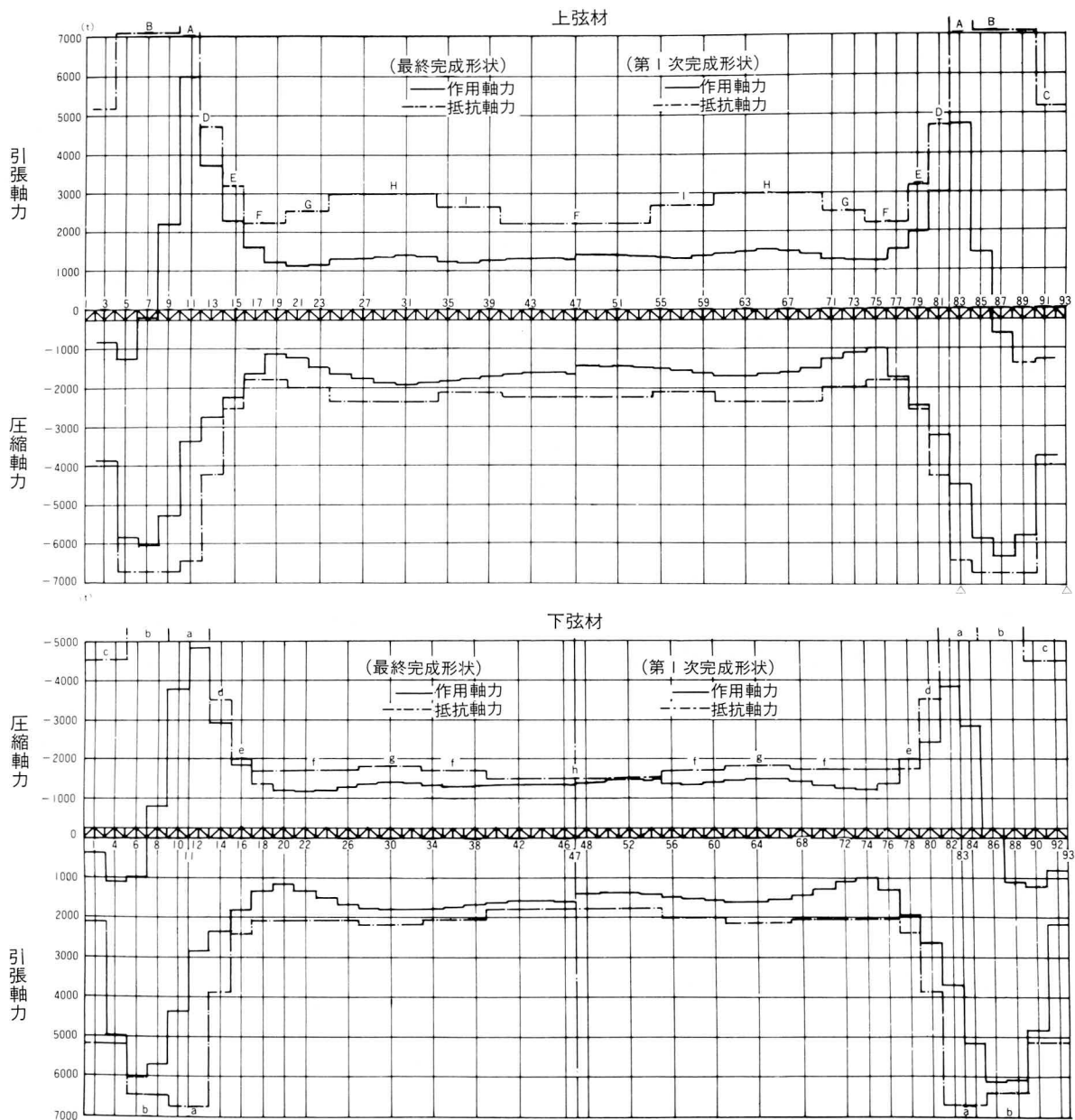


図-19 上・下弦材断面力図

表-7 係 数 (a) (児島一坂出ルート)

継手種類		溶 接		非溶接
鋼 種		SS41、SM41、 SMA41、SM50、 SM50Y、SMA50	SM58、SMA 58、 HT70、HT80	全鋼種
主 構	吊 橋	0.70	0.65	0.75
	斜張橋、トラス	1.00	1.00	1.00
主 構 トラス	吊 橋 斜張橋	下弦材 0.85	—	0.90
		垂直材 斜 材 0.90	—	0.95

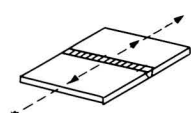
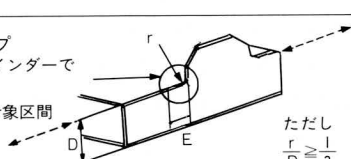
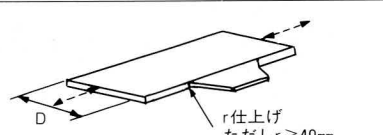
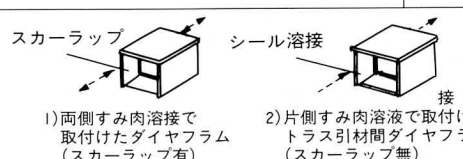
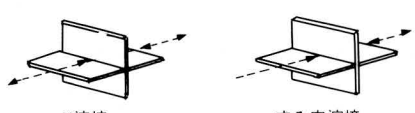
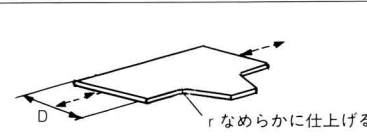
表-8 係 数 (b)

	$\Psi \leq -1$	$-1 < \Psi < -0.5$	$-0.5 \leq \Psi$
溶接継手	1.3	$\frac{13}{16+6\Psi}$	1.0
	$\Psi \leq -1$	$-1 < \Psi < 0$	$0 \leq \Psi$
非溶接継手	検算しないで よい	$\frac{3}{3+\Psi}$	1.0

ここで、 $\Psi = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}}$ または
 $\frac{\tau_{min}}{\tau_{max} - \tau_{min}}$

注) せん断では $\Psi < -0.5$ は存在しない。

表-9 疲労設計に関する継手分類

応力の種類	継手分類番号	継手の種類		等級分類		備 考	摘要箇所
		種 類	仕上の有数	SS41 SM41 SM50Y	SM58		
引 張	1		有	A		突合せ溶接の母材及び溶着金属で表面を平らに仕上げたもの。 突合せ溶接は裏はつり裏溶接を行って完全溶込み溶接をして、放射線検査を行う。 (注2)	弦材、斜材のバット溶接
	4	スカーラップ この部分はグラインダーで仕上げ E: この継手の対象区間 E=r+100mm 	有	B	C	トラスの切抜きガセットでフィレット部に接する縦ビート溶接のある母材	弦材の主構ガセット
	4	 r仕上げ ただしr≧40mm	有	B	C	フランジにガセットを開先溶接で取り付け端部を仕上げた場合の母材	弦材に取り付け仕口のフランジ及びガセット
	4	$\frac{r}{D} \geq \frac{1}{3}$ $\frac{1}{3} > \frac{r}{D} \geq \frac{1}{6}$ $\frac{1}{6} > \frac{r}{D} \geq \frac{1}{10}$	有	B	C		
圧 縮	6	スカーラップ シール溶接 1) 両側すみ肉溶接で取付けたダイヤフラム (スカーラップ有) 2) 片側すみ肉溶接で取付けたトラス引材間ダイヤフラム (スカーラップ無) 	無	C	C (注3) D	1) スカーラップ有りて両側すみ肉溶接でダイヤフラムを取り付けた母材 2) トラス弦材で端ダイヤフラムを片側すみ肉溶接で取付けた母材。ただしこのすみ肉溶接はシール溶接と一体に溶接しコーナー部に。あるいは始末端をつくらない事。	弦材、斜材 (SM58のみ) のダイヤフラム。弦材に取り付け仕口の腹板。架設用金具等。
	8	K溶接 すみ肉溶接 	無	C	C (注3) D	応力の方向に直角なK溶接または大きなすみ肉溶接のある母材	中間支点部の仕口等。
	20	 rなめらかに仕上げる ただしr≧40mm	有	A	A B	一体で切出したガセットをもつ母材 (注2)	弦材の主構ガセット

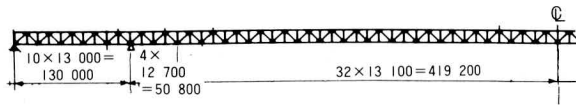
注1) 検算位置: 引張・圧縮 ←→ せん断 ↕

注2) 切断面のあらさは50S以下とする。

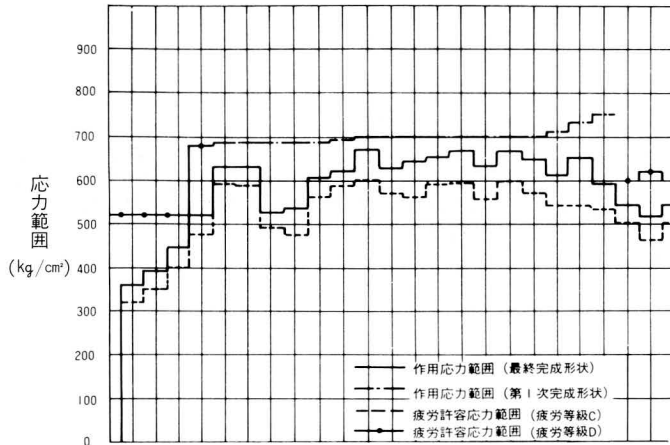
注3) ビート形状、止端形状が特にきれいで、溶接施工試験で確認された場合とする。CDの区分は設計図上に明記す。

表-10 要求品質

材質	部位	応力範囲 許容応力範囲	欠陥の許容寸法
鋼	弦材及び 主構トラス の斜材	特A $0.85 \leq \frac{\sigma_r}{\sigma_{fac}}$	1. 部分溶込みかど溶接、すみ肉溶接のブローホール I) 球状ブローホール(H/W ≤ 2 のもの)W ≤ 1.5 mm II) パイプ状ブローホール(W ≤ 1 mmのもの)H ≤ 1 mm 2. リブ十字溶接の止端のフランク角 $\theta \geq 120^\circ$
		A $0.6 \leq \frac{\sigma_r}{\sigma_{fac}} < 0.85$	1. 部分溶込みかど溶接、すみ肉溶接のブローホール I) 球状ブローホール(H/W ≤ 2 のもの)W ≤ 3.0 mm II) パイプ状ブローホール(W ≤ 1 mmのもの)H ≤ 6.0 mm 2. リブ十字溶接の止端のフランク角 $\theta \geq 120^\circ$
		B $\frac{\sigma_r}{\sigma_{fac}} < 0.6$	リブ十字溶接の止端のフランク角 $\theta \geq 120^\circ$
非調鋼	弦材	C $0.85 \leq \frac{\sigma_r}{\sigma_{fac}}$	リブ十字溶接の止端のフランク角 $\theta \geq 120^\circ$



上弦材



下弦材

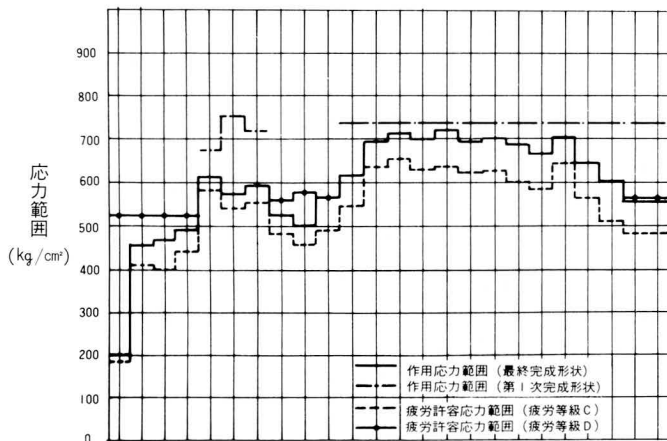


図-20 主構部材疲労等級

(f) 溶接設計

溶接設計は基本的に「トラス格点構造指針(案)(S51.3)」および「本四連絡橋の補剛トラス製作に関する検討書(S58.3)」に基づいて行った。弦材のかど溶接は一部材中で計算された最大のサイズを全長に行うものとし疲労強度に配慮したほか、格点剛結による大きな曲げを受ける部材、箱構成板厚が45mmをこえる部材、箱断面内部が非密閉で溶接ルート部よりの腐食疲労が懸念される部材等について内面溶接(7mmすみ肉溶接)を行うものとした。

(g) 横構

横構の設計においては以下の事項を考慮した。

○解析の際、支点条件を厳密に設定したため、張出し径間や中間支点部近傍に振りの影響による上下横構の軸力アンバランス(上横構<下横構)が生じたが、全体のバランスを考え、上横構は少なくとも上下平均軸力にて設定するものとした。

○断面力の関係から、主構および主横の軸心と、横構の軸心を偏心せざるを得なかった。そのため横構には偏心による曲げが生ずるが、その値は主構全体の横剛性、ねじり剛性によりごくわずかなものとなるので、部材設計では無視した。ただし継手部においては偏心の影響を考慮するものとした。

○部材細長比 $l/r > 70$ を目どに自重による曲げを考慮した。

(h) 特殊構造部(中間支点部)

中間支点部は鉛直反力(4500t/リンク)、ウインドシュー反力(3700t/シュー)を受け、なおかつ弦材軸力が最大となるため、構造的な検討を行い対処するものとした。

○ピンプレート部は数種のモデルにて力の流れ、弦材・斜材との取合い等について検討し、さらには二次元F

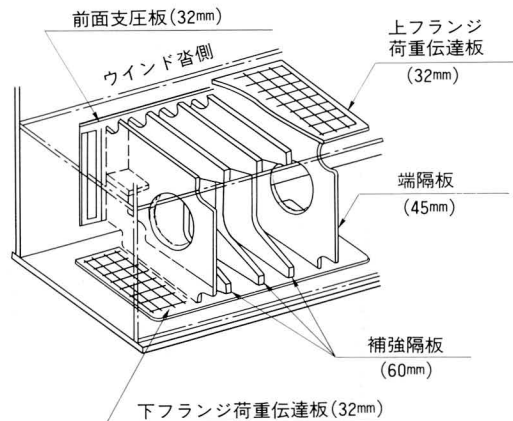


図-21 ウインド沓補強概形図

EM解析を行い、**図-8**に示す様な中央部に160mm(SM58Q)の鋼板を使用する両テーパ方式のものとした。

○ウインド沓補強部は溶接施工性等の問題から独立したブロックとして製作し、弦材内に組み込み高力ボルトにて接合する形式を採用して、溶接部の疲労に対処した。

(i) センターステイ

本橋の場合、補剛トラスの振り剛性が大きいため最低時振れ振動モードは対称一次振動であり、耐風安定性向上(自動振動発現の抑制)への効果はあまり期待できないが、橋軸方向力による諸事項に対する効果を期待するものである。

- 径間中央部ハンガーのハンガーカラー近傍での曲げ疲労抑止
- ハンガーからの水平力によるバンドの滑動防止
- 橋軸方向変位に対する復元力の増大

しかしながらステイを設けた場合、暴風時(設計基本風速は150年再現期待値)や地震時(100年再現期待値)の橋軸方向力がステイに集中するため、この荷重に対して設計すると非現実的な規模のものとなる。一方、ステイを一時的に失っても橋梁の機能は維持できることから橋梁使用上特に支障とならない確率以下(20年再現期待値風荷重)では破断するものとし、破断後の大きな変位に対しては橋端部ストッパーにて制御するほか、ステイは復旧可能な構造とした。

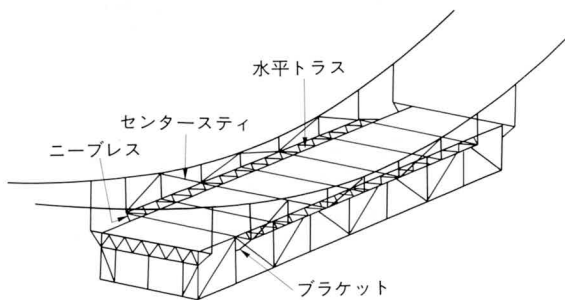


図-22 センターステイ・水平トラス配置図

(j) 水平トラス

水平トラスはセンターステイ張力を主構に伝えることを目的とするが、構造上主構上弦材軸力の一部を分担するため、ステイ張力による断面力と上弦材としての軸力双方を考慮し設計した。特にハンガーブラケットについては一般部のものに比して大きい面外曲げを受けるため水平トラス端部にニーブレスを設け面外曲げの軽減をはかった。

(2) 主構トラス

(a) 骨組

本橋は上路面を自動車、下路面を鉄道が通るダブルデッキ形式であるほか、鉄道は第1次および最終完成の二段階施工である。このため骨組形状は各々の完成形状に対して、鉄道の建築限界を侵さないものとした。

(b) 荷重

主横トラスが受ける荷重としては、死荷重・活荷重(自動車荷重・列車荷重)・風荷重・地震荷重・温度変化のほか、上下弦材には横構部材としての付加軸力や主構の変形に伴う付加荷重、下弦材には列車の制動・始動荷重等を載荷した。また本橋は架設用として上路側にトラベラークレーンを設置するため、この荷重についても考慮した。

表-11 荷重組合せと鋼材許容応力度の割増し係数

設計対象	荷重の組合せ	割増し係数
補剛トラス	D+L+T+(SD+E)	1.00
	D+W+T+(SD+E)	1.50
	D+W(L)+L(W)+T	1.35
	D+L(F)	1.00
	D+EQ+L(EQ)+T+(SD+E)	1.50
横 構	D+L	1.00
	W	1.50
	EQ	1.50
架 設	ER	1.25

記号の説明

- D:死荷重
- L:活荷重
- L(F):疲労換算用活荷重
- L(W):風荷重載荷時の活荷重
- L(EQ):地震時の活荷重
- T:温度変化の影響
- W:暴風時風荷重
- W(L):活荷重載荷時風荷重
- SD:支点移動の影響
- E:製作および架設誤差の影響
- EQ:地震荷重
- ER:架設時荷重

表-12 主横トラスの荷重組合せと鋼材許容応力度の割増し係数

荷重の組合せ	割増し係数
D+L	1.00
D+L+T	1.15
D+L(F)	1.00
D+W(L)+L(W)+T	1.35
D+W+T	1.50
D+EQ+L(EQ)+T	1.50
ER	1.25
D+L+BK	1.25

記号の説明

- BK:制動荷重および始動荷重
- 他の記号は表-11を参照

(c) 構造解析

○ 面内解析

前死荷重時における支点はハンガー一定着点、後死荷重・活荷重時の支点は主構斜材交点と考えるのが荷重分担からして妥当と考えられるため、これらの条件を基に図-23に示すモデルにて微小変形理論による解析を行うものとした。また部材高(H)と部材長(ℓ)の関係($H/\ell > 1/10$)から、格点を剛結としたモデルについても解析し、二次応力の照査を行った。

○ 面外解析

上中下弦材については面外力を受けるため、各々以下に示す部分モデルにて補足的解析を行った。

- 上下弦材…水平荷重：主構弦材位置、横構交点を支点とする2径間連続梁
- 振り荷重：主構弦材位置で支持された固定梁
- 中弦材…水平荷重：主構位置を支点とする単純梁
- 振り荷重：主構垂直材で支持された固定梁

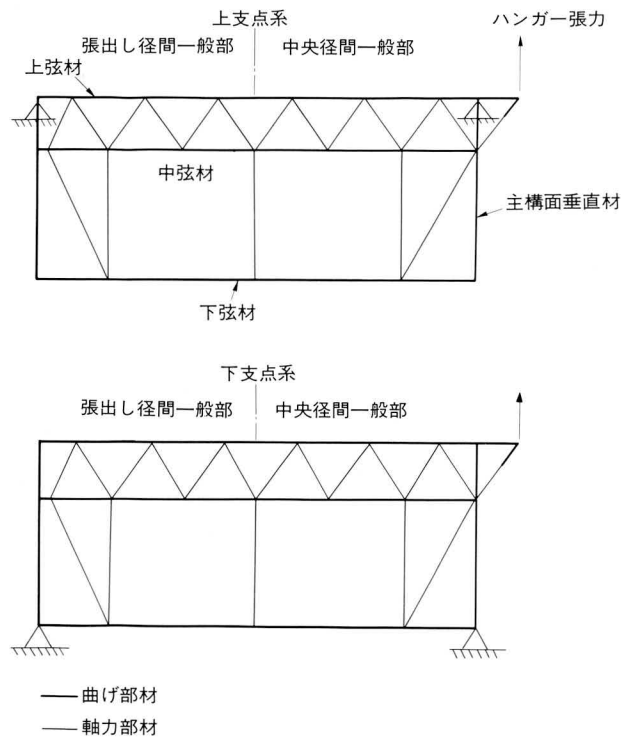


図-23 主横トラス解析モデル

(d) 部材設計

部材設計に用いる断面力は基本的に上支点・下支点系双方の解析によって得られた値の大きい方を使用した。ただし上下支点系の違いにより断面力の符号(引張・圧縮)が逆転するものについては各々のものを使用した。

(e) 溶接設計

鉄道部材である下弦材は列車通過によって大きな曲げと振りの作用を受けるため、かど溶接部に内面溶接を行うこととした。また内面溶接(7mmすみ肉溶接)を含め溶接サイズは、疲労に対しての配慮から一部材内では変化させないものとした。なお内面溶接の施工性を確保するため下弦材箱寸法は800mm×1000mmとした。

(3) ハンガーブラケット

従来の吊橋におけるハンガーは主構上弦材を直接吊る様な形式であったが、本橋の様な連続吊橋では補剛桁が塔部で連続しているため塔柱と上弦材位置をずらす必要がある。これを解決する方法としてブラケット方式、斜めハンガー方式、斜塔方式などが考えられるが、塔及びハンガーの施工に問題が少ないブラケット方式が採用された。

解析モデルとしては、ハンガーブラケットのみの部分モデルとせず、主横トラスを含めた全体モデルとして確度の高いものとした。また部材設計においてはハンガーブラケットの重要性を考慮して、立体FEM解析を行った結果を基に応力集中係数を定め、断面計算に反映させたほか、断面中立軸の違いによる偏心モーメントや、従来の吊橋では問題とならない橋軸方向力による断面力についても考慮した。また耐疲労構造と施工性を考え、ブラケット構造幅を漸変させ弦材付け根部で十分な幅を確保したほか、下フランジ側には弦材かど溶接部の補強を目的としたリブを配置した。

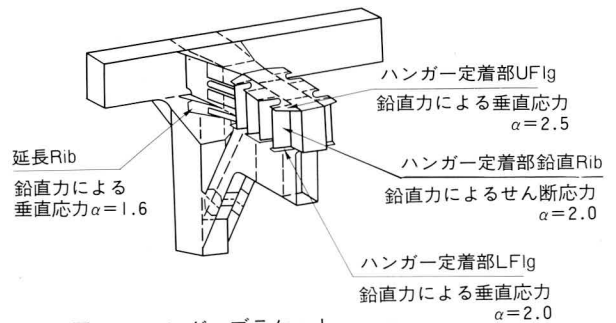


図-24 ハンガーブラケット

8. 付属品の設計

(1) 鉄道緩衝桁

吊橋の特性(振動しやすい、たわみやすい、たわむことにより桁端部に大きな角折れを生ずる、桁の伸縮量が特に大きい等)は、列車走行の安全性に大きく影響する。

振動や風の影響については、別項に詳しいのでこの項では省略するが、列車走行に十分安全な規制値が確保されている。

しかしながら、本橋のような長径間の連続補剛桁形式の吊橋の場合、表-13・14に示すように、たわみが補剛桁端部に大きな角折れを生じさせる。また、温度変化等も加わり桁の伸縮量は70cm近くとなる。これらの変位を吸収して、列車の安全走行を確保するため研究開発されたのが、1500形緩衝桁軌道伸縮装置である。

(a) 1500形緩衝桁軌道伸縮装置の構造

1500形緩衝桁軌道伸縮装置は、緩衝桁とその上に直結された軌道伸縮装置から構成されている。(図-26)

表-13 補剛桁の変形量(1)最大たわみ

項目	荷重組合せ	張出し径間	中央径間	備考
鉛直たわみ	DTRQ+L+T+SD+E	0.160	4.056	()内は第1次完成系を示す。
		(0.151)	(3.984)	
水平たわみ	W	(0.015)	(4.363)	()内数値は第1次完成形状を示す。
		0.018	4.719	
	W(L)	(0.007)	(1.417)	
		0.007	1.494	
EQ	((0.046)	(0.900)		
	0.051	0.930		

表-14 補剛桁の変形量(2)最大たわみ量

(単位:‰)

項目	荷重組合せ	橋台部		塔部		備考
		正の最大	負の最大	正の最大	負の最大	
鉛直たわみ角	L+T	(3.01)	(-2.98)	(7.53)	(5.15)	正の方向
	W _{LL} (L)-L(W)+T	(1.50)	(1.96)	—	—	
水平たわみ角	W	(1.67)	(-1.67)	(5.01)	(-5.01)	()内数値は、第1次完成形状を示す。
		1.52	-1.52	4.50	-4.50	
	W(L)	(0.52)	(-0.52)	(1.62)	(-1.62)	
		0.48	-0.48	1.51	-1.51	
EQ	(0.76)	(-0.76)	(2.81)	(-2.81)		
	0.84	-0.84	2.93	-2.93		

○緩衝桁

緩衝桁は、角折れ緩衝桁、差し込み桁、ガード支持桁、受け桁、及び側桁から成り、角折れ緩衝桁で吊橋端部の角折れを半減させ、差し込み桁とガード支持桁で伸縮に追随し、側桁と受け桁は、伸縮によって軌道中心がずれないように差し込み桁とガード支持桁を案内する構造となっている。

○軌道伸縮装置

軌道伸縮装置は、レール締結装置(鋼直Ⅲ形)、トングレール、受けレール、ガードレール、及び付属EJから構成されている。角折れに対しては、鋼直Ⅲ形締結装置を用いて桁と直結する事で桁のたわみにレールを追随

表-15 補剛桁の変形量(3)最大伸縮量(移動量)

①第1次完成形状 (単位:cm)					備考	
位置	荷重組合せ	橋台部		塔部		
		正の最大	負の最大	正の最大	負の最大	
道路路面	L-T	60.2	-59.1	51.9	-49.4	正の方向
	W _{LL} -T*	60.7	-66.6	60.2	-63.6	
	W _{LL} (L)-L(W)-T	48.7	-48.2	41.3	-39.7	
	EQ-L(EQ)-T*	63.4	-63.8	57.2	-57.0	
鉄道路面	L-T	57.9	-56.0	57.0	-56.5	※はストッパーを考慮した値を示す。
	W _{LL} -T*	61.0	-65.3	60.9	-64.7	
	W _{LL} (L)-L(W)-T	47.0	-46.0	45.0	-45.2	
	EQ-L(EQ)-T*	62.3	-62.6	59.1	-59.9	
②最終完成形状 (単位:cm)					備考	
位置	荷重組合せ	橋台部		塔部		
		正の最大	負の最大	正の最大	負の最大	
道路路面	L-T	56.1	-54.7	47.8	-45.2	正の方向
	W _{LL} -T*	61.6	-67.1	61.1	-64.1	
	W _{LL} (L)-L(W)-T	47.6	-46.8	40.4	-38.4	
	EQ-L(EQ)-T*	63.8	-63.4	57.4	-57.2	
鉄道路面	L-T	53.7	-51.7	52.8	-52.1	※はストッパーを考慮した値を示す。
	W _{LL} -T*	61.9	-65.8	61.9	-65.2	
	W _{LL} (L)-L(W)-T	46.0	-44.6	43.9	-43.8	
	EQ-L(EQ)-T*	62.8	-62.7	59.3	-60.1	

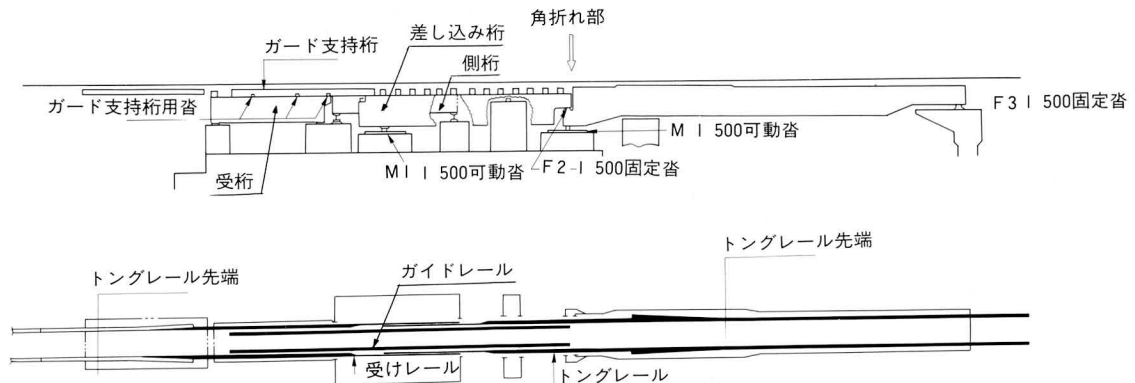


図-25 鉄道緩衝桁全体配置図

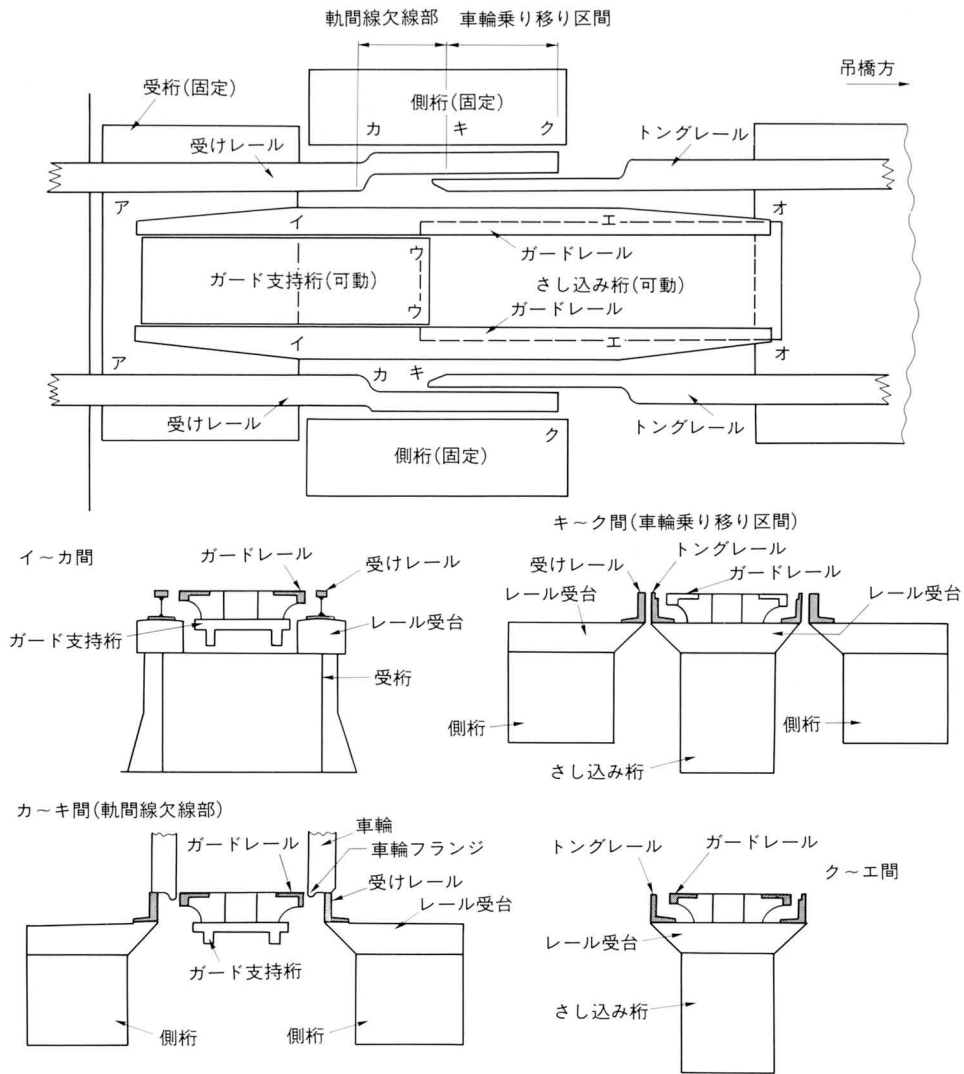


図-26 軌道伸縮装置断面略図

させ、トングレーラーと受けレールで伸縮を吸収する構造となっている。ガードレールは伸縮部で車輪が脱線しないよう、トングレーラーと受けレールの内側に配置され、車輪を案内するものである。また、ロングレールの軸力が伸縮部のレールに作用しないよう付属E Jを設けている。

(2) 道路伸縮装置

Dルート吊橋3橋の道路伸縮装置には、共通してローリングリース式いわゆるデマーク式が採用されている。この形式の伸縮装置は、ヨーロッパおよびその周辺部において最近建設されたほとんどの長大吊橋に使用されている。フォース道路橋、セバーン橋、ボスポラス橋、ハンバー橋などがその実例である。

(a) 構造概要

図-27に示すように、主な構成要素は、振り板、横移動吸収板、滑り板、舌板および支持台である。振り板、横移動吸収板、滑り板、舌板を総称して路面板という。

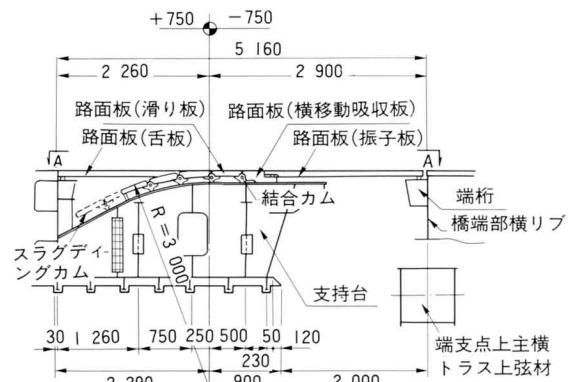


図-27 道路伸縮装置構造図

支持台は、独立した2つの部分から成り、その1つは、継手部の片側に固定されたけた（端げたといひ、吊橋端部の鋼床版横リブに取付けられている）で、振子板の一端を支持する役割を担う。このけた上にはエンドカムが溶接によって取付けられており、これが振子板の支持点となる。継手部のもう一方の構造物上（橋台）には、円柱曲面をもつ滑り支持台と舌板の一端を支持する端げたと同様に、エンドカムが取付けられている。

振子板の先端には、結合カムが溶接によって取付けられ、同じく結合カムを取付けた滑り板と結合ピンによって連結されている。滑り板の先端には、スライディングカムが取付けられている。

振子板および舌板は、路面板固定装置によって、締めつけられている。

(b) 機構

滑り支持台上面の凸型の円曲面と舌板先端下面の凹型曲面は、同心円となっているため、その間隔は常に一定に保たれている。この間に滑り板が挿入されており、滑り板は横移動吸収板とピン結合されている。このため継手部の伸縮に伴って、滑り板が滑り支持台と舌板の間を滑動するわけである。このとき、滑り支持台、滑り板および舌板は、互いに密着した状態で滑動し、舌板の表面は滑り板がどこにあらうとも、常に車道面と同じ面を保つように工夫されている。

(3) 管理路

吊橋全体の維持管理については、移動可能な外面作業車、内面作業車を主体として行うが、両作業車の補足的な役割として、各種管理路を設置した。（図-28）

(a) 管理路の種類と役割

○電発管理路

電力ケーブルの維持管理及びその付近の補剛桁の管理

○電々管理路

通信ケーブルの維持管理及びその付近の補剛桁の管理

○下路管理路

鉄道の管理

○支承点検通路

防音工設置範囲部分の下路支承等の点検

○主桁管理路

管理路付近の補剛桁の管理及び緊急非難路等多目的通路

○塔部階段及び橋端部階段

道路面から公共添架桁（電々、電発）を経て、主桁管

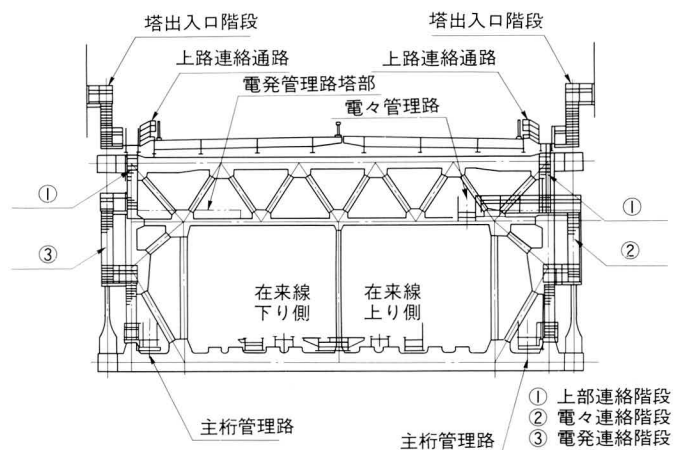


図-28 管理路網の一部(主塔部断面図)

理路に通じる。工具・塗料等の運搬への便宜。

○横断管理路

主桁管理路と下路管理路との連絡路で、150m以内の間隔で設置（橋台及び塔付近に各1箇所、中央径間に5箇所の計9箇所）。階段取付部以外の横断管理路からは、渡り桁を経て梯子より公共添架桁（電々、電発）に達することができる。

○外面作業車渡り通路

主桁管理路から外面作業車への連絡。

○内面作業車乗り込み口

電々側は橋端部・塔部付近を除いた全パネルの電々高欄に扉を設け乗り込み口とする。

電発側は、電々側に扉を設けられない箇所（橋端部・塔部付近）に限定して、電発高欄に扉を設け乗り込み口とする。

○補剛桁支承管理設備

エンドリンクに対しては、橋台部の梯子にて点検を行い、橋端部ウィンド沓には橋台前面に設置した点検通路を使用する。

塔部のウィンド沓及びタワーリンクに対しては、前記の塔部階段と主桁管理路から連絡しているタワーリンクの点検用通路を使用する。

○塔出入口階段

道路面から塔内への出入り用として設置。

(4) 下路防音工

本橋の2P側張出し径間の直下には、田の浦漁港があり周辺は人家が密集している。そのため、列車の騒音防止対策として防音工を設置することとなった。

(a) 設置範囲

当初の設計では、2 P側は、暫定2線時・完成4線時共に張出し径間及び中央径間格点⑳までの22パネル、3 P側は、暫定2線時には設置せず、完成4線時には張出し径間の10パネルのみ設置するものとした。

また、側面の防音板の高さも、R.Lより1.5mの高さで設計した(図-29)。

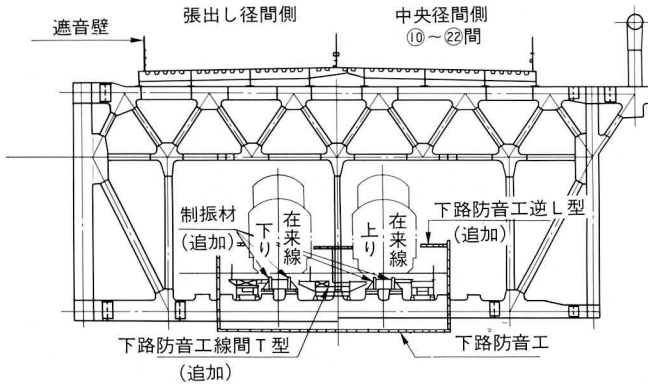


図-29 下路防音工断面図

その後、在来線2線時に防音板の高さをR.Lから3.0mにできるよう主梁と側面支柱の断面を大きくして、対応した。

(b) 構造

主横トラスの下弦材間に主梁を配置し、主梁と主梁を横梁でつなぐ。横梁間にC T鋼を並べそれに下面用の制振石綿セメント板 (t=13mm厚) を貼る構造とした。

9. おわりに

想い起せば4年前(59年1月)に本四公団より、下津井瀬戸大橋補剛桁製作(その1)を、共同企業体(宮地・三井・鋼管・松尾)として受注し、設計・架設計画に従事する事務所を探し求めたのも、つい先日のような気がする。

まずは、打合せ・設計作業の便宜を考えて、岡山駅のほど近くに事務所を構え、ほぼ2年の間ここで業務遂行に勤めた。当初9人でスタートした事務所も、作業が佳境に入るや15人に増強され、更に(その2):日橋・トピーJ V・(その3):片山・函館J Vからの応援も加わり、20名ほどの所帯となった。

他社に負じとばかり、各社優れた人をえりすぐっての20名は、大きな戦力であったが、検討事項も多く毎夜遅くまでの作業が続いた。昭和60年12月、製作物の設計がほぼ完了した時点で事務所を閉鎖した。その後も設計の変更・修正更に、架設発注物の設計と、業務が跡切れることなく4年余り、ここに工事が無事完了したことは何よりの喜びである。

ここに、工事遂行に向けて御指導頂いた、本四公団の方々、各研究に携っておられる先生方に、誌面を借りてお礼申し上げたい。また、共にはげまし、競い合い、多くの技術情報を下さった南・北備讃J Vの皆様にも感謝の意を表したい。もとより、当J V構成各社・各自の協力姿勢は、忘れることができない。

今後、更に新しい橋の建設は続くのであろうが、既設橋梁が増えるに従って、維持管理の仕事も重要となろう。下津井瀬戸大橋での経験を糧に、これらの業務にも積極的に携わってまいりたいと、願う所である。