

神戸大橋の設計とその留意点

永田安彦*・島田喜十郎**
繁戸武一***・石原脩男****

1. まえがき

神戸大橋は非常にユニークな大型構造物であるため、設計上種々検討しなければならない点が多くあった。この場合、構造解析上の問題点のみならず、耐候性鋼材の採用と大型部材に伴う製作上、および3本ベントを用いたフローティングクレーンによる大ブロック架設工法の採用による問題点など、設計当初から橋梁建設工事全般にわたり配慮する必要があった。

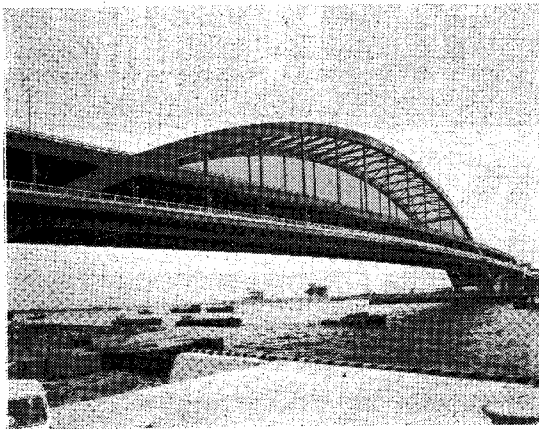


写真-1 完成した神戸大橋

本文は、神戸大橋上部工の設計において種々問題となり検討を行なった事項について報告し、今後この種大型橋梁の建設計画に対して参考に供したい。

- * 正会員 神戸市港湾局長
- ** 正会員 神戸市港湾局新埠頭関連工事事務所長
- *** 正会員 川崎重工業(株)鉄構事業本部本四連絡橋室技術部長
- **** 正会員 川崎重工業(株)鉄構事業本部工事部工事計画係長

2. 構造概要および設計基本条件

(1) 構造概要

本橋の構造は図-1に示したようなセルフアンカー形式の3径間連続ダブルデッキアーチ橋であるが、この構造主要諸元を示せば表-1のとおりとなっている。なお下部工については、中間主橋脚にコンクリートケーソン基礎を、側橋脚にはRC躯体を有する鋼管杭基礎を用いた。

表-1 設計主要目

形式	3径間連続アーチ橋(箱桁で補剛)	
橋格	一等橋[コンテナ車(8'×8'×40')考慮]	
橋長(m)	322.000(伸縮継手中心間隔)	
桁長(m)	321.600	
支間長(m)	51.000+217.000+51.000=319.000	
格間長(m)	4@12.750+{12.2916+13.1547+12@13.8423(側スパン)}+12.2916+4@12.750=391.000(中央スパン)	
幅員(m)	車道部	上デッキ 14.000+2@0.500(地覆)
	下デッキ	14.000+2@0.500(地覆)
	歩道部	2@3.000+2×2@0.250(地覆)
主桁中心間隔(m)		17.000
上下弦材の間隔および上下デッキの路面高の差(m)		8.000
アーチ部材	形状	円弧
	円の半径(m)	中央径間 R=167.153125 側径間 R=189.285714
縦断勾配		2.5% 放物線勾配
横断勾配	車道部	1.2% 双曲線勾配
	歩道部	1.5% 直線勾配
床版(mm)	車道部	鉄筋コンクリート床版 190
	歩道部	鉄筋コンクリート床版 100
	鉄筋の純かぶり	床版の上側
床版の下側		30以上
桁下空間		計画航路幅160m区間でKP+上16m以上

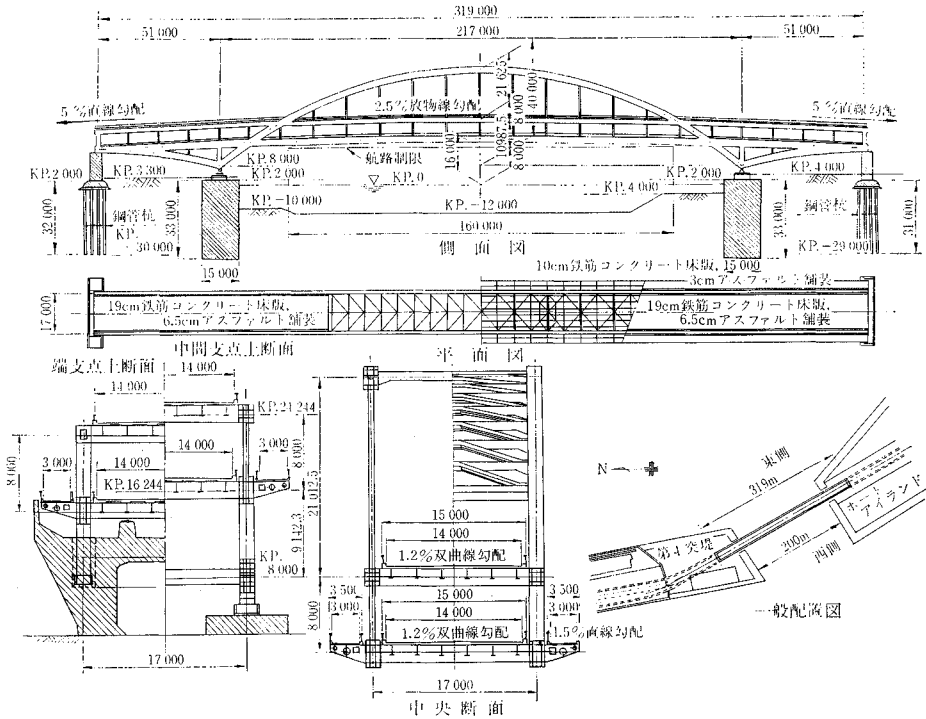


図-1 神戸大橋一般図

(2) 設計基本事項

中央スパン 217.0 m を有しているため、わが国の鋼道路橋設計示方書（以下鋼道示と称する）の適用範囲外となるが、主構の設計は、基本的には鋼道示の規定に準ずることとした。ただし、床版および床組についてはコンテナトレーラーの通行に対し十分配慮した。風および地震については、基本的に本州四国連絡橋耐風、耐震設計指針に準拠するとともに、さらにダブルデッキ構造に関しては、風洞部分模型実験により構造細部の耐風性状を調査把握し、その成果を設計面に反映させることにした。主構の交差部、支点付近等の応力集中部に関しては光弾性模型実験を行ない、局所的な応力性状についての安全性の検討をあわせて行なった。また、架設中に発生する架設応力については、基本的に工事完了後、残留させないような施工法を採用した。

3. 設計計算および検討

(1) 床版、床組の設計

設計荷重としては、8'×8'×40'コンテナトレーラー荷重を対象にしたが、この場合、総重量約 46 t の車両を

設計荷重として採用した。この載荷方法については、神戸港臨港地区の交通特性を勘案して、4車線のうち2車線については上記コンテナ荷重を、残りの2車線についてはT-20荷重を載荷した。

a) 床版²⁾

車道部床版は、鋼道示のほか縦桁上で固定された等方性無限版としてコンテナ車の輪荷重に対する検討を加えた。その結果、前者の最大曲げモーメントは $M_T=2.355$ t-m、後者は $M_C=2.006$ t-m となり、T-20荷重で設計することとした。

b) 床組

縦桁は格間 (12.29~13.84 m) をスパン長とする全径間連続桁 (I型) とした。

横桁については主構内面間隔 15.5 m をスパン長とする単純桁とし、後述の架設時主構の弾性変形による縦桁付加応力を面外変形により軽減する配慮も含めて縦桁と同様 I 型断面とした。この場合、床版荷重の地震時橋軸方向力の主構伝達部材として、中央スパン部 1/4 点付近に制動構を設けることにした。

次に、床組の断面を鋼道示に基づいた場合とコンテナ車を考慮した場合とについて比較すれば表-2 のようになり、後者の場合が前者に対して断面比で約 10% 程度大きくなる。

表 2 床組断面比較

区 分	T-20 荷重載荷の場合		コンテナ荷重を考慮した場合	
	縦 桁	横 桁	縦 桁	横 桁
最大曲げモーメント (t-m)	87.911	539.306	100.768	622.666
断面諸量	1-U.F 280×14	1-U.F 480×27	1-U.F 340×14	1-U.F 490×32
	1-W 1000×9	1-W 1800×14	1-W 1000×9	1-W 1800×14
	1-L.F 250×14	1-L.F 480×24	1-L.F 310×14	1-L.F 490×29
	$A=164.2\text{ cm}^2$ $I_s=265\,454\text{ cm}^4$	$A=496.8\text{ cm}^2$ $I_s=2\,716\,984\text{ cm}^4$	$A=181.0\text{ cm}^2$ $I_s=308\,662\text{ cm}^4$	$A=550.9\text{ cm}^2$ $I_s=3\,181\,049\text{ cm}^4$
応 力 (kg/cm ²)	$\sigma_c=1\,659$ $\sigma_t=1\,745$	$\sigma_c=1\,787$ $\sigma_t=1\,888$	$\sigma_c=1\,640$ $\sigma_t=1\,717$	$\sigma_c=1\,776$ $\sigma_t=1\,867$

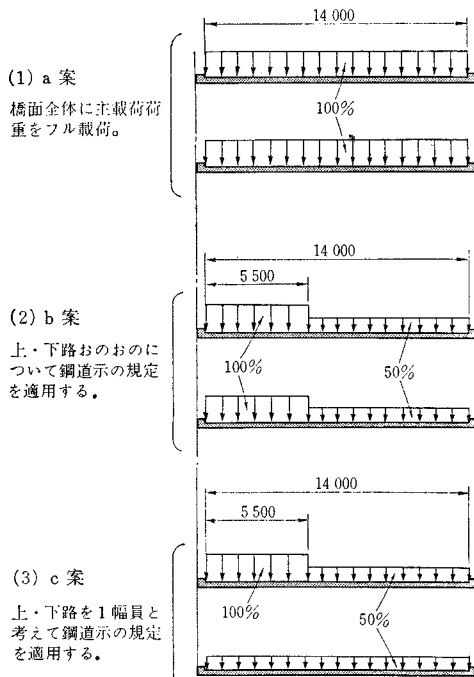
縦 桁： $\frac{\text{コンテナ車考慮の場合}}{\text{T-20}} = \frac{181.0}{164.2} = 1.10$ (主桁断面積比)

横 桁： $\frac{\text{コンテナ車考慮の場合}}{\text{T-20}} = \frac{550.9}{496.8} = 1.11$ (主桁断面積比)

- 注：① 比較スパン長は 12.750 m 標準縦桁区間とした。
 ② 縦桁は内縦桁の場合についての諸量である。
 ③ 横桁は支間中央部の諸量である。
 ④ 使用材質は SMA 50 である ($\sigma_{ca}=1\,800\text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{ta}=1\,900\text{ kg/cm}^2$)

(2) 主構の設計

本橋の完成後の通行方式は上・下路分離した一方通行方式となることおよび橋梁規模等から、活荷重の載荷方法にはとくに慎重を期した。載荷要領としては、図-2 に示す3案が考えられるが、鋼道示のほかに諸外国における指針等を勘案し、さらに表-3 に示した摩耶大橋の



注：活荷重としては鋼道示 L-20 を載荷する。

図-2 主構設計活荷重載荷要領案

表-3 車種別混合比率調査結果

区 分	重量率(%)	軽量率(%)	
一 地 道 般 通 市 街	第 1 京 浜	14.45	85.55
	国 道 14 号 線	15.11	84.89
	平 均	14.85	85.15
神 陸 戸 臨 港 港 地 区	摩 耶 大 橋 阪 神 高 速 開 通 前	70.0	30.0
	耶 摩 大 橋 阪 神 高 速 開 通 後	80.0	20.0

- 注：① 混合比率は交通量 10 000 台に対する。
 ② 重量車とはバス、トラック・軽量車とは乗用車、小型トラック、軽自動車、2 輪車のことをいう。
 ③ 昭和 43 年資料。

交通特性から重量車種の混合比率が70%であることを重視し(2) b 案を採用した。また地盤条件から、おのおのの支点不等沈下の組合せを考慮し、これを主荷重として取扱った。

a) 解析仮定

上下弦材およびアーチ部材は曲げモーメント、軸力、せん力に抵抗する部材とし、鉛直材は軸力のみ抵抗する部材として 図-3 ① に示した構造系(内的に 111 次の不静定)に基づき計算を行なった。この系は、上・下弦材とアーチ部材の結合条件を全方向剛結合とするほかに、実橋にできるだけ忠実な系とする配慮から下記のような細部仮定を設けた。

① 側スパン端部：実橋においては 図-3 ① の骨組と異なり、アーチ部材と下弦材が交差した一体構造となっている関係上、図-4 に示したような鉛直材および仮

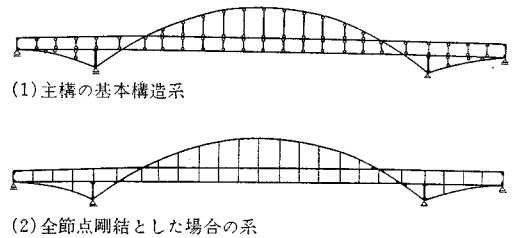
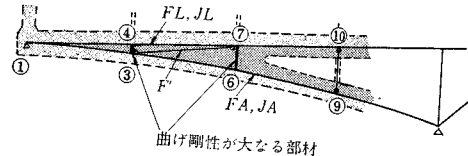


図-3 主構設計時の平面構造系



FL, JL : 下弦材の断面積, 断面 2 次モーメント
 FA, JA : アーチ部材の断面積, 断面 2 次モーメント
 F' : 仮想斜材断面積
 断面性能の決め方
 断面積に対して
 $F' + FL + FA$: 下弦材, アーチを一体としての断面積
 断面剛性に対して
 $JL + JA + \frac{1}{2}(FL + FA) \times \left(\frac{h}{2}\right)^2$: 下弦材, アーチを一体としての断面剛性。ただし, h : アーチ部材と下弦材との間隔。

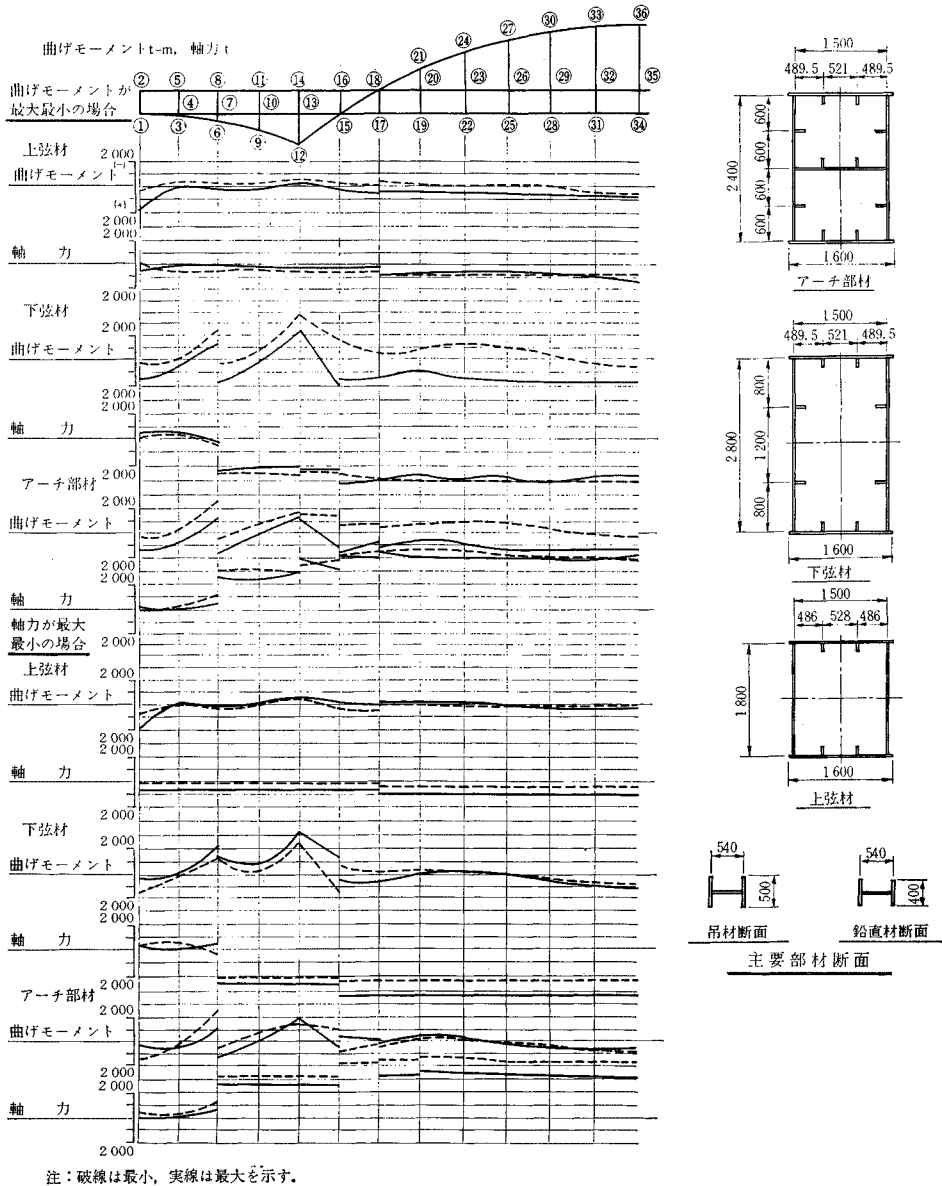
図-4 側スパン端部の解析系詳細

想斜材を考慮する。

② 端鉛直材：下路通行車に対する交通工学上および外観上から上・下弦材間の鉛直材を細くした構造をとっている。このため、上・下弦材間の相対水平変位に対処

する目的から、端鉛直材の結合条件を剛結合とする。

③ 中間支点上の部材：1支承約6500tの反力に抵抗し、かつ橋軸方向の水平変位差にも対処するため、支柱は剛結合とする。ただし、支点上の上・下弦材を結ぶ



鋼材内訳表(t)

材 質		合 計	材 質		合 計
鋼	SMA58	2478.690	平鋼	SMA50A	76.642
	SMA50B	538.542		耐候性SS41	94.247
	SMA50A	1235.168	支承くつその他		744.548
	SMA41C	38.496			
	SMA41B	26.476	合 計	6468.864	
板	SMA41A	205.187			
	耐候性SS41	1030.868			

図-5 主構部材断面力図

鉛直材については、剛性を大きくしても主構全体としてあまり効果のないことが光弾性実験より判明したため、一般の鉛直材と同一とする。

b) 断面力

断面力は IBM-360 を利用し変形法による。その結果は、曲げモーメントと軸方向力が大となり、せん断力は小であった。このため、活荷重の荷重ケースは曲げモーメントを最大あるいは最小とする場合、軸力を最大、最小とする場合の4ケースにつき計算を実施した。図-5 は主荷重による断面力図で、これより本構造系の断面力は次のような特徴を有している。

① アーチ部材は、通常のアーチ橋と同様、軸方向圧縮力が大である。

② 側スパンの上弦材は、アーチ橋としての要素は最少で、ほぼ桁として働いている。

③ 中央スパンの上・下弦材は、アーチ部材のアンカー桁となっている関係上、アーチ部材の圧縮力に対応する、大きな引張力が曲げモーメントのほかに作用している。

c) 断面決定

主構の断面決定に際して、できるだけ次のような各事項を配慮した。すなわち

① 上・下弦材とアーチ部材の桁幅は交差部の応力流を円滑にするため同一幅とする。

② 上弦材は構造上、断面力が小さくなる傾向にあるが、下弦材および床組構造とのバランスを考慮し、桁高を決定する。

③ 下弦材は側スパンでアーチ部材と交差するので、アーチ部材水平力の大部分を受けもつことになり、上弦材に比べて断面力が非常に大きくなる。このため、軸引張力には腹板の板厚を、曲げモーメントには桁高を大きくする方法をとる。

④ アーチ部材は、3フランジ形式の箱型断面を使用し、桁高をできるだけ低くして、アーチ部材に生ずる曲げモーメントを小さくさせる。

⑤ 鋼材は耐候性高張力鋼 (50 kg/mm², 60kg/mm²) を大量に使用するため、溶接施工上への配慮も含めて板厚を 38 mm 以下とする。

これらのことから、最終的には図-5 に示したような断面形状となった。なお、この場合、製作におけるブロック建造法の適用と全体製作精度の向上から、ダイヤフラム形状を同一とし板厚変化を外方とした。さらに、継手位置も工場内製作施工管理および運搬、現場架設等の関連を考慮し決定した。

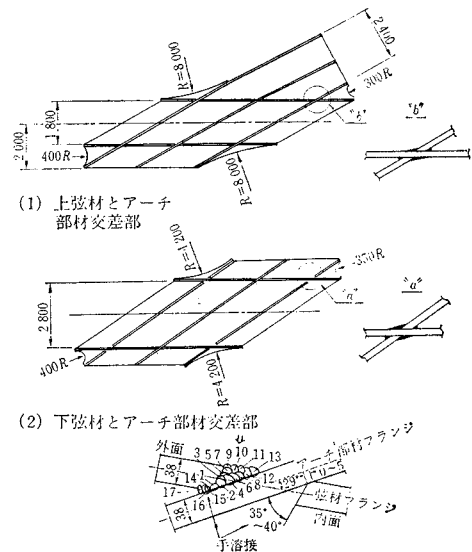
(3) 細部構造の設計

曲げモーメント、軸力およびせん断力を受ける部材の

平面交差部が多く、主要交差部材については次のような配慮をした。

a) 上弦材とアーチ部材の交差部

両部材とも曲げモーメント、軸力およびせん断力を受けているが、上弦材に比べてアーチ部材のそれは非常に大きいことを考慮し、この交差部においては図-6 (1) のようにアーチフランジを貫通させ、上弦材フランジをそれに突合せ溶接する構造とし、さらに直交でない2軸方向力に対処するため1枚板の腹板とした。

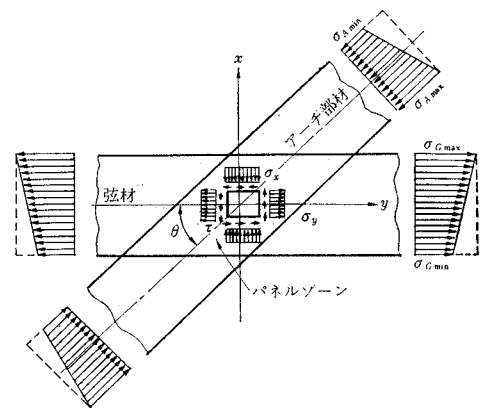


溶接法：サブマージ半自動溶接 層数：6層 (13 パス)
電流：400~450A 電圧 32~35V 速度：30~40 cm/min
芯線：US49 2.4φ フラックス：MF38A

図-6 主構部材交差部詳細図

b) 下弦材とアーチ部材の交差部

上記 a) と同様な断面力を受け、両部材ともそれが大きい。しかし、軸力に着目すれば下弦材が引張り、アー



ただし、 σ_x, σ_y, τ を計算する場合のアーチ部材、弦材応力は曲げの影響は考慮しないこととした。したがって、 $\sigma_{Amax}, \sigma_{Gmax}$ の直応力をパネルゾーンの腹板は受けていると仮定する。

図-7 パネルゾーンの合成応力

チ部材が圧縮となっているため、図-6 (2) のように引張部材である下弦材を重視し、そのフランジを貫通させアーチフランジを突合せ溶接とした。また、腹板は1枚板を使用することにし、図-7 のような直交でない2軸力に対し σ_x, σ_y, τ に応力要素を分解し、主応力説またはミーゼスの計算式から合成応力の検討を行なった。

c) 中間支点上のアーチ部材と支柱の交差部

図-8 に示したように、中央スパンと側スパンのアーチ部材を円曲線で結び支柱を突合せ溶接とする (a) 案と、支柱を貫通させアーチ部材を切り離しダイヤフラムで内部補強をする (b) 案の2ケースにつき比較検討した。その結果、(a) 案ではアーチフランジに大きな板曲げ応力が生ずるので設計上問題が多く、(b) 案を採用することとした。

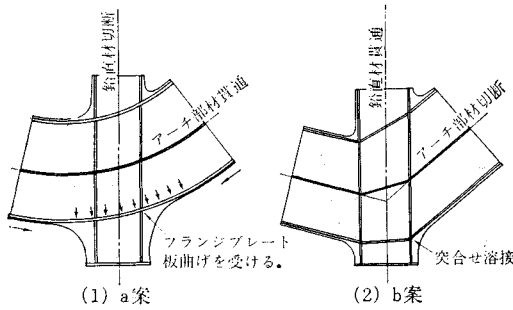
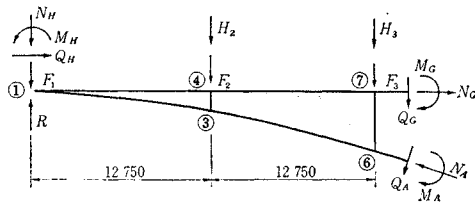


図-8 中間支点上の支柱とアーチ部材

d) 側スパン端部の下弦材とアーチ部材の交差部

実橋では一体構造となっている関係上、この部分を剛体と考え、図-9 に示すように連結部材の断面力を外力として与えて計算した。この場合、連結部材の断面力を最大最小とする以下の3ケースにつき計算を行なった。



- M_G, N_G, Q_G : 下弦材に働く断面力
- M_A, N_A, Q_A : アーチ部材に働く断面力
- M_H, N_H, Q_H : 端鉛直材に働く断面力
- F_1, F_2, F_3 : 横桁反力
- H_2, H_3 : 鉛直材反力
- R : 端支点反力

図-9 側スパン端部に働く部材力

① アーチ部材の曲げモーメント M_A と軸力 N_A を最大、最小とする。

② 下弦材の曲げモーメント M_G と軸力 N_G を最大、最小とする。

③ 端鉛直材の曲げモーメント M_H を最大、最小とする。

次に、アーチ軸力を下弦材に伝達する構造として、アーチ部材の上フランジおよびセンターフランジを箱型断面内に延長し、腹板のせん断力として分布するようにした。なお、この部分は、④ アーチ軸力はすべて腹板を経てせん断力として伝達され下弦材の軸力として分布する。⑤ 板の1点に水平集中荷重が作用する場合は図-10 のように分布する。⑥ アーチ軸力はフランジ、腹板、下弦材への伝達経路をとる。この場合、箱型断面を形成しているため、アーチ軸線上で断面幅にわたって分布する等の仮定を設け計算した。結果は、図-11 のようなせん断力分布となり、最大せん断応力 918 kg/cm^2 ($t=34, \text{SMA 58}$) を得たので軸力の伝達は十分可能である。

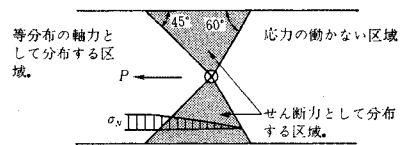
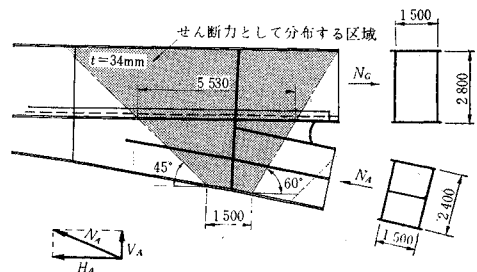


図-10 水平方向集中作用力の応力分布



- N_A : アーチ軸力
- H_A : アーチ軸力の水平成分
- V_A : アーチ軸力の鉛直成分

図-11 側スパン端部におけるアーチ軸力の伝達

(4) 各種検討

a) 横荷重に対する検討

設計風速は、神戸海洋気象台の観測記録より海上部における補正を行なって10分間平均基本風速 $V_{10}=45 \text{ m/sec}$ を決定し、さらに構造物に対する高度、水平長の補正を行なった。その結果、ダブルデッキ部 $V=46.5 \text{ m/sec}$ 、アーチ部 $V=63.1 \text{ m/sec}$ となり、風圧係数は風洞模型実験結果から $C_D=2.4$ の値を用いた。

次に地震荷重については、基本水平震度 $k_H=0.2$ 、鉛直震度 $k_V=0.1$ とし、高度補正を行なった。この場合、橋軸直角方向についてはその基準高を突堤地盤面としたが、橋軸方向については下部工が岸壁をも兼用している

ため海底を基準面とした。

横構は風および地震に対して設計したが、さらに縦桁と同様、主構の弾性変形に対応した応力も導入されるためこの付加応力を考慮のうえ、とくに圧縮力の大きいアーチ部の横構をKトラス形式とした。また横構反力を最終的に支承くつに伝達するため端支点および中間支点上に剛性の大きな橋門構を設けたが、中間支点上のそれはダブルデッキの関係上、床組との共用部材となる。

b) 2次応力

① 鉛直材の付加曲げを考慮した場合：鉛直材は、アーチ部材および上・下弦材に比較して断面力が小さく、H型断面を使用することにした。この断面剛性は、アーチ部材および上・下弦材に比べて約1/1000と小さく、主構の設計に際しては、この剛性を無視してもよい。

しかしながら、鉛直材に着目した場合、主構の弾性変形による鉛直材の両端におけるアーチ部材または上・下弦材との相対水平変位により付加曲げとして端モーメントが生ずる。

この鉛直材の付加曲げモーメントを照査するために、図-3(2)に示した全節点剛結合の系の計算をもあわせて行なった。その結果、50キロ鋼を用いた鉛直材の、主構取付部近傍に60キロ鋼を使用し、鉛直材の断面剛性を増加させることなく、この端モーメントに抵抗できるよう設計した。

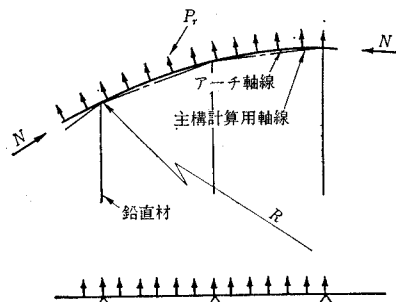


図-12 アーチ部材の2次応力解析仮定

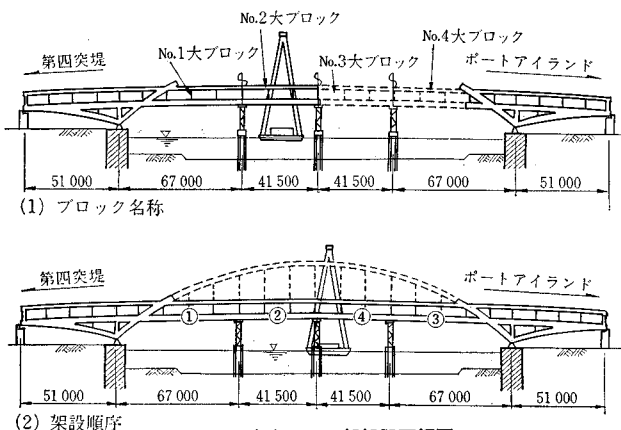


図-13 中央スパン部架設要領図

② アーチ部材の曲率に伴う応力：主構の解析系は格点間を直線で結んだ、折れ線で形成されていると仮定した。このため、とくに曲率の大きなアーチ部材について、曲率に伴う2次応力の照査を 図-12 に示すような鉛直材で支持された連続桁と仮定し検討した。その結果、アーチ部材の断面決定を左右するほどの値でないことが確認された。

c) アーチの全体座屈

本構造系の座屈荷重をそのまま計算することは困難であるが、アーチ部材が中央スパン部で上・下弦材と剛に連結されているため、とくに引張力の大きい下弦材との交点で切り離れたローゼ系を考慮し、③ アーチ部材の形状は円または放物線として近似させる、④ 荷重は等分布とする、⑤ 鉛直材の変形は無視する、等の仮定を設け、面内、ねじれ、面外のそれぞれにつき検討した。

d) 架設応力の検討

水路内に3基のベントを設け、これを仮受台として上・下弦材部の4分割大組立ブロックを1000t吊りフローティングクレーンにより架設し、次にアーチ部材、鉛直材を単材ごとに2隻のフローティングクレーンで架設する大ブロック架設工法を採用した(図-13)。この場合、主構に生ずる架設応力は3基のベント上に設置した油圧ジャッキの上下操作により各架設段階ごとに応力調整を実施し、完成系に対して架設応力を残留させないように配慮した。しかし、セルフアンカー構造となっているため、ベント撤去後の自重により主構に、かなり大きな弾性変形が生じ、連続桁となっている縦桁にこの主構の弾性変形の影響によるひずみが導入される。

この付加的な応力の軽減をはかるために、縦桁の継手にはW7/8" (22mm)の耐候性高力ボルト(主構は耐候性リベット)を使用し、ボルト孔をφ25mmとして弦材のひずみ量に対応する変位量をこの余裕間隙でとらせるよう配慮した。したがって、現地の施工法を次のように指定した。

- ① 架設時には縦桁の高力ボルトはルーズな状態にしておく。
- ② 主構部材鉸接後、3基のベントを撤去する(高力ボルトはルーズな状態)。
- ③ 上路縦桁の高力ボルトを締めつけ、上路床版コンクリートを打設する。
- ④ 下路縦桁の高力ボルトを締めつけ、下路床版コンクリートを打設する。

e) 振動解析および変形量

格点で代表される質点系として基本的な振動性状を検討したが、計算は面内振動を取り上げ、固有周期、振動数、振動モードを求めた。この結果を 図-14 に示す。

(1) 質点系



(2) 振動特性

振動モード	1次	2次	3次	4次	5次	6次
振動周期(sec)	1.8159	1.3587	0.7626	0.6781	0.5796	0.4701
振動数(回/sec)	0.5007	0.7359	1.0389	1.4324	1.9245	2.1273
円振動数(ラジアン/sec)	3.4601	4.6238	6.5276	9.0000	12.0920	13.3669

図-14 質点系と振動特性

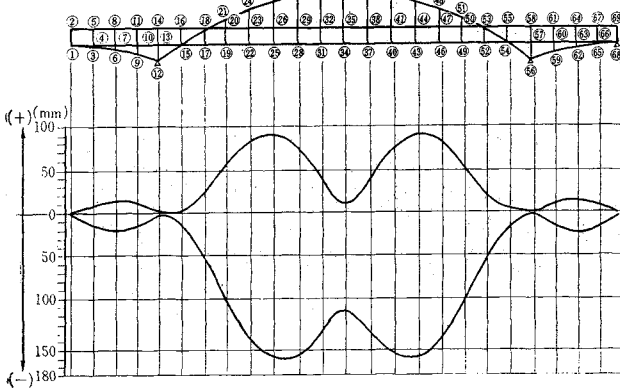


図-15 活荷重によるたわみ図

本橋の、死荷重による最大鉛直変位はスパン中央で 400 mm、水平方向最大変位は端支点で 177 mm となっている。活荷重による鉛直変位量は図-15 に示すように中央スパン 1/4 点で最大 170.9 mm となり、 $1/1270 < 1/500$ と十分な剛度を有している。

4. 設計に関連して行なった実験

(1) 風胴部分模型実験

実験は部分模型による三分力の測定を行ない、主として、① アーチ部材の高さの影響、② ダブルデッキの影響、③ 橋床構造の影響、④ 高欄地覆およびその形状の影響につき調査した。この実験結果より、③、④ の項目については特別に考慮する必要のないことを確認したが、①、② については表-4 に示すような結果を得た。これより、実橋の風圧係数は仰角の 0° 付近で $C_D=2.0$ 、本州四国連絡橋設計指針で指摘している $\pm 5^\circ$ の仰角変化内では、 $C_D=2.3$ と鋼道示のトラスの場合の $C_D=2.4$ と大差がないことがわかり、風圧係数として鋼道示の値を採用することにした。さらに、上記試験項目に対して風荷重が大きく変動しないことも確認し、風荷重の取扱い要領は本州

表-4 風 胴 実 験 結 果

記号	断 面	抗 力 係 数			揚 力 係 数			モーメント係数			備 考						
		C_D			C_L			C_M									
		0°	5°以下 最大値	10°以下 最大値	0°	5°以下 最大値	10°以下 最大値	0°	5°以下 最大値	10°以下 最大値							
S-H1		0.13	0.18	0.24	1.24	1.72	2.71	0.07	0.41	0.51	0.07	0.39	0.46	-0.01	0.01	0.03	シングルデッキ
D-H1		0.29	0.34	0.42	1.45	1.77	2.46	0.13	0.33	0.43	0.12	0.30	0.35	-0.08	0.08	0.10	ダブルデッキ
R-D-H1		0.62	0.68	0.76	1.98	2.28	2.67	0.35	0.45	0.44	0.35	0.39	0.37	-0.06	-0.07	-0.09	アーチ部材高(h=200)
R-D-H2		0.03	0.68	0.75	2.00	2.29	2.64	0.31	0.43	0.37	0.31	0.33	0.33	-0.07	-0.08	-0.10	アーチ部材高(h=200) 高欄流線型
R-D-H3		0.64	0.68	0.74	2.04	2.29	2.65	0.30	0.44	0.38	0.30	0.33	0.33	-0.06	-0.07	-0.09	アーチ部材高(h=200) 高欄なし
H-D-H1		0.66	0.73	0.82	2.01	2.30	2.75	0.29	0.42	0.47	0.29	0.37	0.37	-0.18	-0.19	-0.24	アーチ部材高(h=350)
R-G-H1		0.68	0.72	0.76	2.16	2.30	2.65	0.18	0.28	0.37	0.15	0.22	0.24	-0.07	-0.08	-0.09	アーチ部材高(h=200) 下層一部開床式橋床

注：① *印は $\bar{C}_D = \frac{\bar{D}}{Pa\lambda}$ (\bar{D} : 橋床に平行な力, a : 模型の鉛直投射長)

② **印は $\bar{C}_L = \frac{\bar{L}}{Pb\lambda}$ (\bar{L} : 橋床に垂直方向に作用する力を示す)

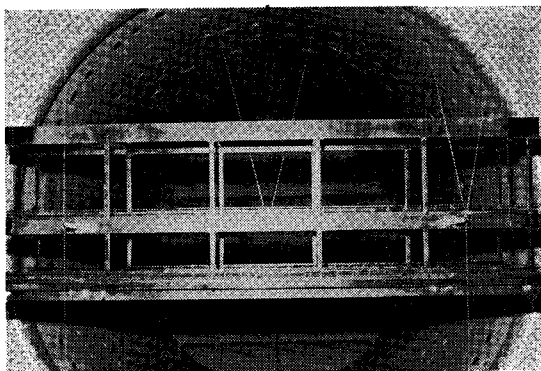


写真-2 風洞実験状況

四国連絡橋耐風設計指針に基づけば十分安全である。

次に、鉛直材の風荷重によるカルマン渦の振動について、結合条件をピンおよび剛結の2ケースにつきあわせて検討した結果、計算値としては風速 16 m/sec 程度で振動を誘起する部材もあるが、共振時応力も小さく、かつ神戸港の風向別頻度発生資料を考慮すれば、このような風向は発生がまれであり、このカルマン渦による振動に対し、安全な断面を有していると考えられる。

(2) 光弾性模型実験

模型は、支承部、斜交差部および直交部の3種類の部分模型と全体模型を作成し、それら供試体に縮尺率を考慮した死荷重状態の断面力を与え、最適部材形状および内部補強法を選定するようにした。

この実験結果より、① 交差部のコーナーに円弧をつけて応力集中を緩和すること、② アーチ部材と上・下弦材の交差部ではパネルゾーンの応力は大きくなく、したがって、特別な補強は必要でない、③ 支点上の下弦材と支柱の交差部の応力部は上・下弦材間の鉛直材の剛性の変化による影響をほとんど受けない。

(3) 現場継手に関する実験

耐候性鋼材を全面的に使用している関係上、現場継手にも耐候性仕様によるリベット、高力ボルトを採用した。高力ボルト継手は、架設時約4か月間もの間ルーズな状態で放置されるため、試験片を実橋と同じ状態に放置し、摩擦係数の変動を調査した。その結果、約2か月間放置に対する継手耐力はかえって大きくなり、4か月間放置に対するそれは若干落ちるが、設計耐力を十分保証していた。

5. あとがき

神戸大橋は非常にユニークな構造形式の大型橋梁であ

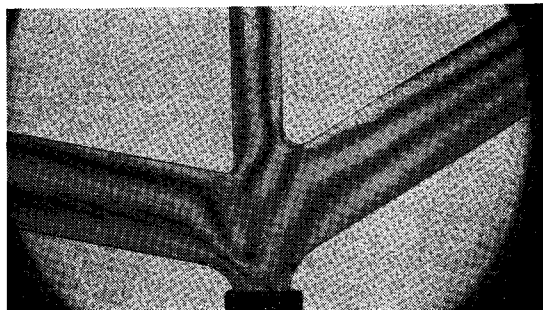


写真-3 光弾性実験状況 (支点部)



写真-4 現場継手試験片暴露状況

り、種々の角度からの慎重な検討を加えて施工を行ない昭和 45 年 3 月末に完成した。供用開始前に実橋試験を行ない、その安全性を確認するとともに、今後この種長大橋建設に対する貴重な資料を得たが、これらについては別途に報告する予定にしている。

最後に、設計から竣工に至るまで、すべての期間にわたり、終始ご懇切なるご指導を賜った京都大学 小西教授をはじめ、東京大学 奥村教授、神戸大学 西村教授、運輸省 栗栖港湾局長、本・四連絡橋公団 村上理事、同相良調査部長、阪神高速道路公団 南理事、(株)日本構造橋梁研究所 田原社長、および運輸省港湾局、同第3港湾建設局、同港湾技術研究所の関係各位、ならびに、現地振動実験にご指導を頂いた建設省土木研究所 大久保構造橋梁部長、成田構造研究室長らのほか多くの方々にご指導いただいた。ここに深甚の謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 小西・奥村・大庭：厚板耐候性高張力鋼の溶接性試験，土木学会誌 55 巻 2 号，昭和 45 年 3 月
- 2) 永田・島田・繁戸・村田：神戸大橋の設計と製作，土木学会第 25 回年次学術講演会講演集第 I 部 (I-53)，昭和 45 年 11 月
- 3) 安孫子・中村・島田：神戸大橋 (本橋部) の概要，土木技術，25 巻 3 号，昭和 45 年 3 月
- 4) 永田・島田：神戸大橋の架設工法の検討と工事概要，橋梁，Vol. 7, No. 6, No. 7, No. 8, No. 10, 昭和 46 年 6 月～10 月

(1971.10.16・受付 / 1971.12.6・再受付)