

図-2 (b) 断面図

表-1 構造諸元

区分	項目	主橋梁部	高架坂路部	
上部構造	形式	3径間連続鋼床版箱桁橋	12径間連続曲線合成桁橋	
	橋長 (m)	橋長	323.5	452.4 (桁中央)
		支間割	77.5+150+95	12@ 37.7
	幅員 (m)	総幅員	10.65	13.15
		構成	(車道) 7.5 (歩道) 2.25m	(車道) 10.0 (歩道) 2.25m
	横断勾配 (%)	車道	1.5片勾配	6片勾配
		歩道	2片勾配	2片勾配
	床版	車道	鋼床版	RC床版 21cm厚
		歩道	PC床版 7cm厚	RC床版 16cm厚
	舗装	車道	グースアスファルト 8cm厚	アスファルト 5cm厚
歩道		アスファルト 3cm厚	アスファルト 3cm厚	
下部構造	曲率半径 (m)	—	36 (主桁中央まで)	
	鋼重	総鋼重 (t)	1370	(左岸側) 1030 (右岸側) 1033
		単位鋼重 (kg/m ²)	405	180
基礎	形式	鋼管矢板式井筒	ベント杭	
	支持層	第2砂礫層	第1砂礫層	
躯体	形式	RC単柱式	RC2層門型ラーメン (標準)	

集中的にまとまっているため、工事中の振動・騒音等の問題や、完成後の交通公害に関しても、周囲への影響を最少限にとどめることができるなどの点で非常に有利であった。

3. 事業および構造の概要

本橋の建設事業は、兩岸の取付道路の整備を含めて以下の内容で施行した。橋梁部分は、前述の基本条件に基づいて種々の構造比較を行った結果、図-2に示すような構造で実施した。これらのあらましを以下に示す。

① 事業の概要

事業名：地方道関係橋梁整備事業

路線名：一般府道大阪羽曳野線

事業延長：約 2360 m

橋梁部分 (高架坂路を含む) 1250 m
取付道路部分 1110 m

総事業費：約 25 億 4000 万円

② 橋梁の概要

架橋位置：東詰 (左岸側) 西成区津守町西 7
西詰 (右岸側) 大正区南恩加島町

道路規格：4種1級 (2車線)

橋格：1等橋 (T.L -20)

縦断勾配：(左岸側) 5.4% (右岸側) 5.7%

工事費：約 19 億 1000 万円

③ 橋梁の構造諸元

主橋梁部ならびに高架坂路部の構造形式・主要諸元は表-1のとおりである。また、図-2に、これらの一般図を示す。

4. 深層の鋼管矢板井筒基礎 (主橋梁部橋脚基礎工)

(1) 構造形式の選定

河川内に建設する主橋梁部の中間橋脚2基の設計にはとくに航行船舶による制約から

① 工事中の河川占用面積を、できるだけ縮小すること、

② できるだけ短期間に工事を完了すること、などの点を十分に留意する必要がある。また、架橋地点は地質条件が悪く、支持層となる第1砂礫層は OP-30 m にならないと現われない。しかも、その上層は、河床から約 25 m 程度の深さまで軟弱な沖積粘土層が堆積している。このような地盤条件のもとでの基礎構造としてニューマチックケーソンを適用すると、試算の結果長辺が 20 m 近くの大きな矩形断面が必要となる。

そこで、これらの諸条件を配慮し、とくに基礎断面の

表-2 鋼管矢板井筒の諸元

鋼管矢板の 基本寸法 (m)	直径	11.959 (鋼管中心間距離)	
	長さ	(井筒部) 31 (群杭部) 21	
鋼管矢板の 構成	鋼管	$\phi 800 \times t 13 \times 752 \text{ m}$ (上~9+16+9+18 m~下)	18本 SM50 STK 41
	鋼管	$\phi 800 \times t 13 \times 731 \text{ m}$ (上~10+21 m~下)	18本 SM50
	継手管	$\phi 165 \times t 11.5$	STK 41
基礎天端高		OP-4m	鋼管矢板天端高 OP-2m

縮小化を図るために、次のような設計方針とした。

① 中間支点を両方ともピン固定とし、地震力を2基の橋脚に分散させる。温度変化に関しては、橋脚の背が高く可とう性に富むため、許容応力度の割増を考慮することにより処理できる程度の拘束力を受けるだけである。

② 基礎の根入れを長くし、OP-50 m 近くの第2砂礫層を支持層とする。

中間の硬い砂礫層を抜き、このような深層基礎を築くためには、ケーソンのような自沈式工法では、沈下荷重や作業気圧など施工技術的に問題があり、経済的にも不利と考えられる。これに対して鋼管矢板井筒は、杭打ち作業によって構造的にケーソンと類似した基礎構造が得られ、本橋の基礎として、工程・工費その他の面で有利な工法と判断された。本工法の橋梁基礎への適用は、本市では初めての試みであり、さらに、第1砂礫層を打ち抜くときの貫入抵抗や打込精度等を十分把握するためにあらかじめ現地で実地施工試験を実施した。施工条件による十分な打込精度を得るために陸上杭打機の使用を前提とし、しか制約とも途中の砂礫層での貫入抵抗を考慮して、ラム重7tのディーゼルパイルハンマーを適用した。また、同時に振動・騒音等の影響についても現地測定により調査確認した。

(2) 設計上の要点

本橋で採用した鋼管矢板井筒基礎は、図-3 および表

2 に示すような構造寸法となっている。本形式はこの工法のうちでも最も基本的なタイプで、いわゆる立上がり形式と呼ばれている。構造的には継手管内にモルタルを充填し、かつ水面上まで立ち上がった井筒の頭部をコンクリートフーチングで強固に固定することによって剛性を高めたものである。また、施工面では仮締切工が不要となる利点がある。

前項で述べたような深い基礎を構築するのに必要な、長尺の鋼管杭を打ち込んで、その全長にわたり閉合断面を構成する場合、施工精度によっては隣接する相互の鋼管矢板が拘

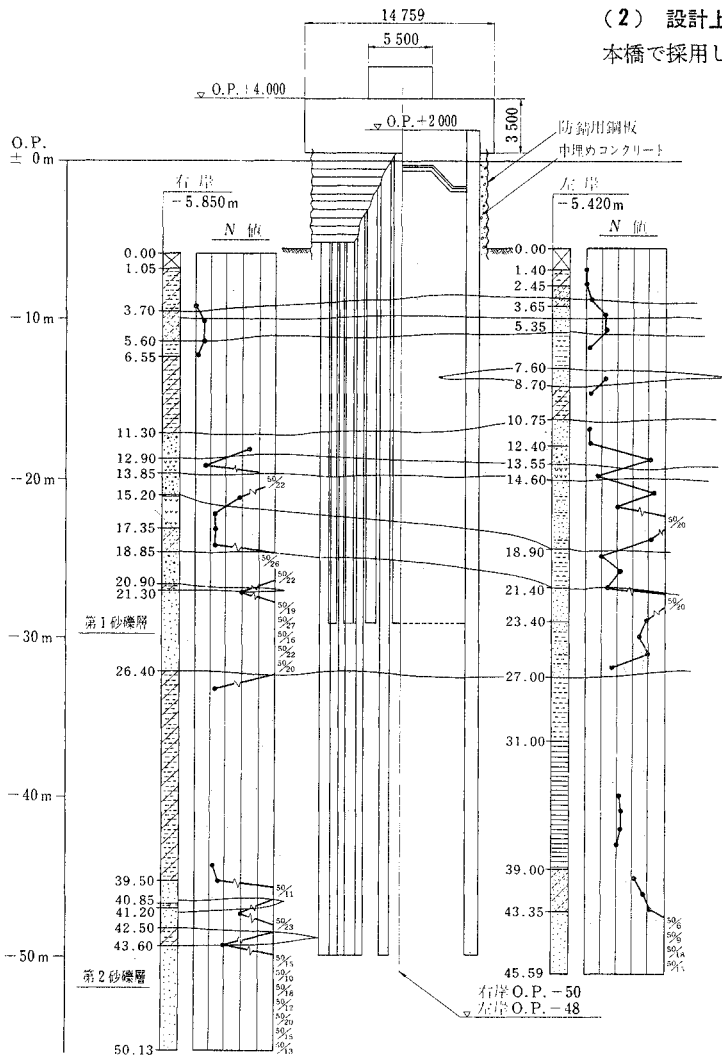


図-3 (a) 鋼管矢板井筒構造図

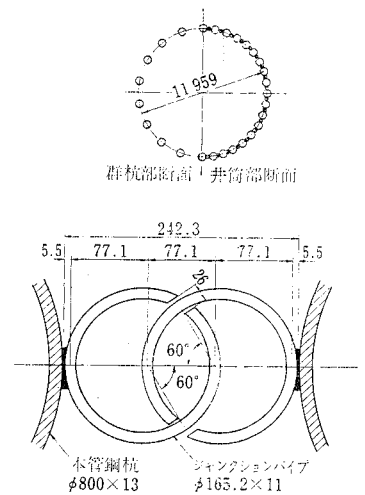


表-3 鋼管矢板井筒基礎の設計計算結果

項目	単位	ケース	常時	地震時	
				構軸方向	橋軸直方向
基礎設計天荷端重	鉛直力 (N_0)	t	2600	2300 1900	2300 1900
	水平力 (H_0)	t	—	540	560
	曲げモーメント (M_0)	t·m	—	11900	12200
最大曲げメント	井筒部	t·m	—	24160	24730
	群杭部	t·m	—	72.5	74.0
最大垂直変位	井筒部	kg/cm ²	509	2374	2418
	群杭部	kg/cm ²	509	2057	2091
基礎変位天荷端重	水平変位	cm	—	13.2	13.5
	回転角	rad	—	5.60×10^{-3}	5.73×10^{-3}
杭押込力		t	144	209	211
許支持容量	Meyerhof	t	525	788	788
	Hiley	t	平均 500	平均 750	平均 750

束しあって、施工困難となることも考えられる。鋼管矢板の打込施工試験における個々の杭の傾斜・たわみ等の測定結果では、十分な精度が得られていたが、より安全を期して、図-3のように上層部すなわち第1砂礫層までを井筒構造とし、それ以下は鋼管矢板をまびいて群杭構造とすることにした。これによって基礎断面は若干大きくなるが杭打機を井筒の内側にセットした状態で施工でき、小さな工事領域でスムーズな施工ができる点で有利であった。

構造計算は、井筒部分ならびに群杭部分ともに、それぞれ弾性地盤内にある弾性ばりと考えて行った。井筒部分の曲げ剛性の低減率、すなわち継手効率 η は0.5を用いた。これらの計算結果を表-3に示す。

この立上がり形式では、水面まで鋼管矢板が突出することになるため、水中部分の防食を十分に配慮する必要がある。ここでは、鋼製の型枠で井筒の周囲をキャップ状にすっぽり包み、これと鋼管との間にコンクリートを打込んで保護する構造とした。

(3) 鋼管矢板の打込工事

個々の鋼管矢板における第1砂礫層の貫通は、施工試験の結果から比較的容易であると確認されたので、本工事にあたっては、とくに鋼管矢板相互のせり合いによって打込不能とならないように、主として次のような点に留意した。

① 鋼管矢板の製作精度、とくに継手管のスリットの真直性について十分な管理をした。

② 杭打機の足場は、作業中において十分安定性のある構造とした。

③ 個々の矢板の平面的な打込位置の精度をあげた

め、打込用ガイドリングは正確な位置に、しかも強固に設置した。

④ 打込時における矢板の鉛直性は、入念に測量して確認した。

本橋の鋼管矢板の打込工事は、まずおのおの下杭を全本数打込んで円形に閉合させることから始めた。すなわち、表-2に示す長さ18mおよび21mの鋼管矢板で井筒を構成する。構造全体としての施工結果の良否はこの最初に構成される井筒の施工精度によるところが大

きい。このため、最初はパイプハンマーを使用し、精度よく確実に閉合するまで、数回の打抜作業を繰返し行ってセットした。

この閉合作業が終わると順次継杭を行い、以後はディーゼルパイルハンマー(ラム重7t)によって、びょうぶ状に打込んでいく。鋼管矢板はおおむね順順に貫入したが、第1砂礫層の貫入時より、むしろ鋼管矢板を継ぐための溶接作業を終えて打込みを再開した直後の抵抗が、意外に大きかった。これは、打込作業が中断されたことによって、鋼管周囲の摩擦抵抗が回復するためと考えられる。図

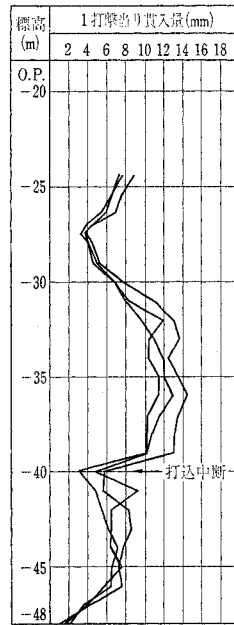


図-4 鋼管矢板打込経過の一例

4は代表的な打込経過の記録であるが、最終貫入量は1打撃当り2~3mm程度であった。

鋼管矢板の打込工事は、仮設工を含めて約60日で終わったが、この種の規模のケーソン工事と比べると現場作業が非常に短期間であったといえる。また、このうち現場継手の溶接作業に15日あまりを要しており、できる限り継手箇所を少なくすることが、工期の面でも経済的にも望ましいと考えられる。

5. 大ブロック工法による鋼桁架設 (主橋梁部上部工)

(1) 上部構造のあらまし

主橋梁部の上部構造には、桁下空間が広く航行船舶に対して十分な見通し距離が確保でき、しかも経済性の点からも有利と考えられる連続箱桁形式を採用した。床版は死荷重を軽減するため鋼床版とし、張出部の床版構造

は方杖状のブラケットで支えている。

主桁は、後述の架設工法を考慮して、図-5 に示すダブル桁形式と連続桁形式の2つの系に分けて計算している。その腹板高は、中間支点上で6m、支間中央で3mの変断面となっている。腹板は改訂された道路橋示方

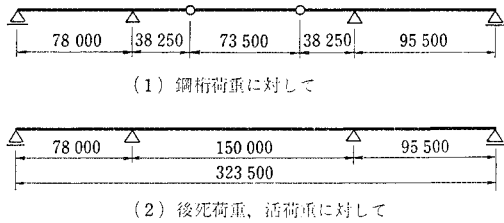


図-5 主橋梁部上部構造の設計基本系

書の考え方に準じて設計しており、最も高い中間支付近では水平補剛材を4段用い、厚さ15mm(材質SMA58)とした。

(2) 鋼桁の架設

すでに述べたように、架橋地点が航路として利用されていることから、鋼桁の現場架設は張出工法によるのが一般的と考えられる。しかし、この工法では工期が非常に長くなり、航行船舶の多い中で長期間にわたって工事を継続することは、設計施工上十分な配慮をしても万一の小さな過失が大きな事故につながる危険性をはらんでいる。このため、より安全で経済的な大型フローティングクレーンによる大ブロック架設工法を採用し、現場工事をいっきに完了する方針とした。桁架設中の航路は全面閉鎖となるが、これも非常に短時間であり、比較的航行量の少ない休日を選ぶことで航路利用者の協力が得られた。

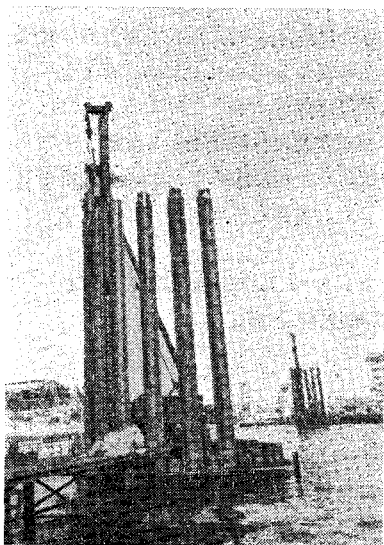


写真-2 鋼管矢板の打込み

本橋の場合、桁の輸送経路の状況・フローティングクレーンの能力・安全性・経済性等を総合的に検討して、全橋長のうち水上部の246m分を3分割し、3回に分けて架設した。なお、陸上部分にはステージングを設け、それ以前にトラッククレーンにより架設した。図-6は

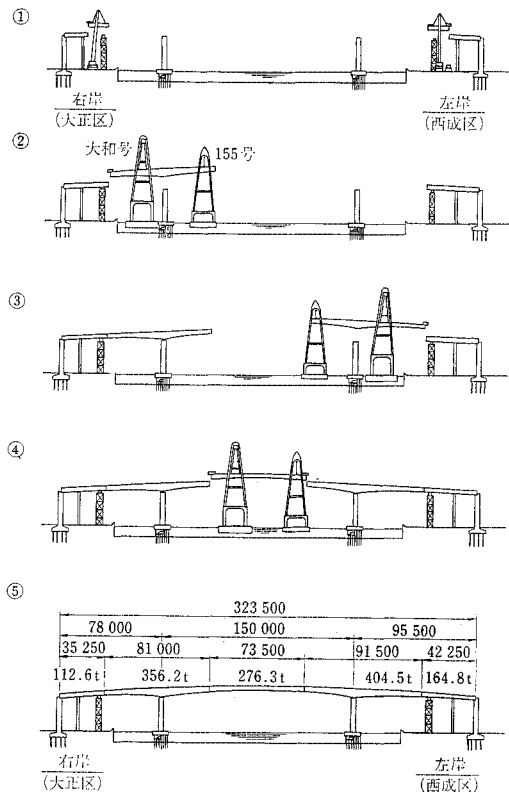


図-6 鋼桁架設要領図

これらの架設順序を示している。

フローティングクレーンは、500t吊りと120t吊りの2隻を使用し、図のような相吊り架設を行った。これはつぎの諸条件によって決定されたものである。

① 最大ブロックの重量として約400t以上の吊能力が必要であること。

② 水面より40mの高所に架設するのに十分な安定性と吊揚程を有する機種であること。架設作業中の安定性を十分得るために、また次項③や経済性などの諸要素を総合的に検討し、2隻による相吊りが必要となった。

③ フローティングクレーンの航路となる木津川河口部を横断する架空配線(水面から約53m)を自由に横過するため、シャーレグが倒れる構造となっているフローティングクレーンが必要であること。

④ 経済性から考えて、基地ができるだけ近いものが望ましい。また、内海のみ航路によって確実に架設予

定日に到着しうることも必要である。

中央の大ブロックの落とし込み作業は、接合断面における落とし込み前後のたわみ角の相違や作業余裕等を考慮して、あらかじめ右岸側を 10 cm セットバックしておいた。落とし込み作業の完了後、ジャッキでこの側径間ブロックを前進させ、接合面を合わせた。これに伴って、右岸側橋脚上の固定支承については、架設時だけ一時的にスライドできる構造としておいた。

この最終中央ブロックの閉合作業は 3 つの大ブロック

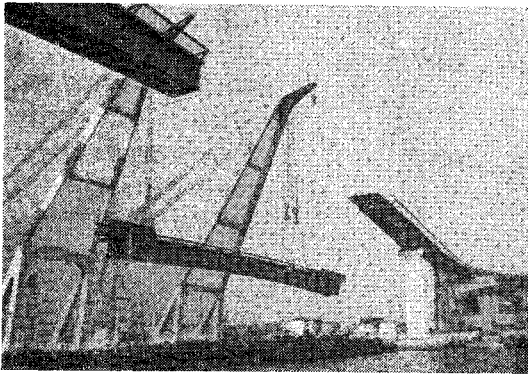


写真-3 フローテングクレーンによる鋼桁の架設

架設のうちでも最も重要であり、時間のかかる工程であるが、早朝に桁輸送を開始して、航路閉鎖を必要とする現地作業は、午前 7 時から午後 2 時までの短時間で終わることができた。

6. らせん状の高架坂路部

(1) 高架坂路部の構造系

本橋の高架坂路部分は、主桁中心まで半径 36 m のらせん状の上部構造を、円の 6 等分点に設けられた RC 2 層門型ラーメン橋脚で支持する特異な構造形式である。この特殊な形状を利用して、上部構造には 2 周全長、すなわち 12 径間にわたる連続桁を採用し、しかも桁と橋脚は、すべての支点でピン固定の支承により連結している。これらは地震時において、限られた橋脚だけが単独に抵抗するのでなく、すべての橋脚が相互に協力し一体となって地震力を分担することにより、構造系全体としての、優れた耐震性を発揮するよう期待したものである。さらに、維持管理上においてかく欠陥の生じやすい伸縮装置の数を非常に少なくできた利点があり、また車の快適な走行性が得られる点でも有効である。

(2) 下部構造の設計

下部構造の設計に際し、12 径間連続する上部構造の死

荷重および活荷重反力としては、便宜上第 2 支点の値を他の中間支点にも適用した。これは、他の中間支点反力より、第 2 支点の値の方が多少大きな値となるが、それほど差がなかったため、設計計算の複雑さを避けたものである。また、活荷重反力については、内側あるいは外側偏載の 2 ケースを考え、上下のはりに対して同時に載荷した。この同時載荷の場合と各層それぞれ別個に載荷した場合とでは、試算の結果、はりの中央部で前者の方が多少危険側の設計をすることになるが、その差は 2~3% であったのと、また柱については、後者の方が前者より、部分的に大きな曲げモーメントが生じるが、地震時で断面が決定するので、同時載荷のケースだけを考えた。

下層のはりが最も低くなる 6 号橋脚では、ラーメン橋脚自体の温度変化時の設計に無理があるので、ここだけ下段のはりをラーメンの柱から切り離れた T 型の脚柱とした。

耐震設計は、上述のような構造の特殊性を考慮に入れて、図-7 に示すような上部構造を含めた全体構造を対

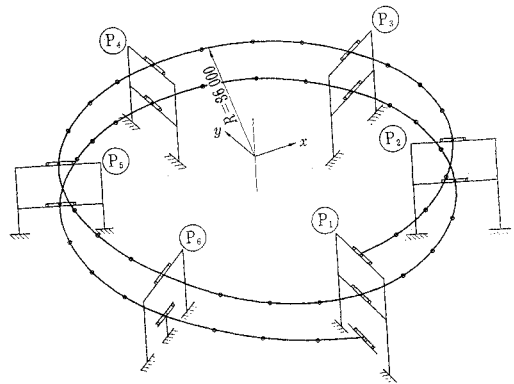


図-7 高架坂路部構造系

象に、高次不静定の立体ラーメン系で解析した。このときの水平地震力は、それぞれのラーメン橋脚に対して、危険な作用方向と考えられる、その面内と面外の両方向に作用する場合を考え、したがって、合計 6 ケースの作用方向に関して計算した。これらの結果の一例を示すと図-8 のようである。図は 2 番目に高い 2 号橋脚に生じる断面力を表わしている（水平地震力は 2 号橋脚の面内方向に作用）。

基礎杭にはベノト杭 ($\phi 1\text{m}$) を使用しているが、これに対する杭頭での作用力としては、上記の解析により得られたラーメン橋脚つけ根の断面力を、杭群図心に作用する鉛直力・2 方向の水平力・3 方向の曲げモーメントに置換し、これらを各杭が分担する鉛直力と水平力に分配して算出した。

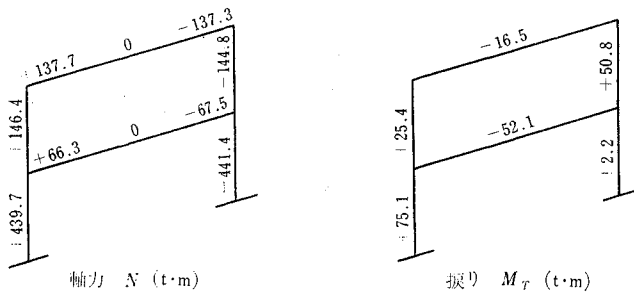
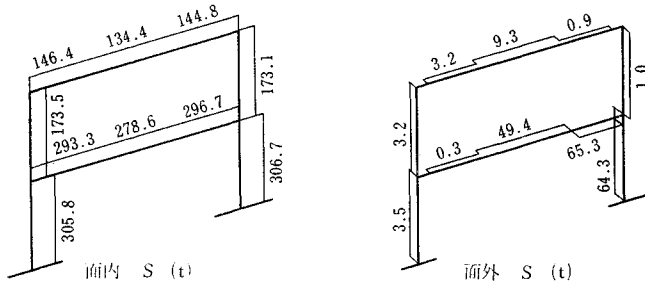
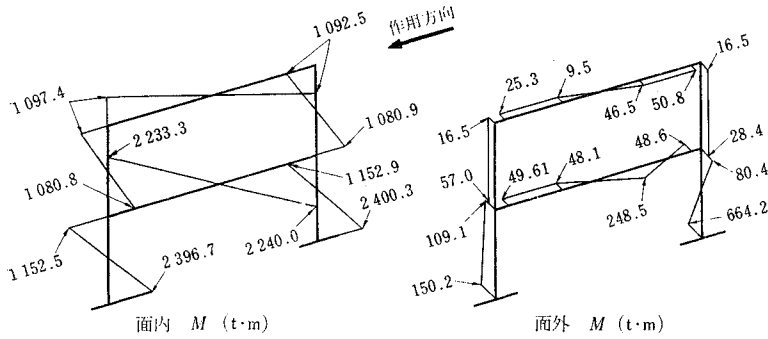


図-8 水平地震力による断面力

(3) 鋼桁の設計施工

上部構造は、プレストレスしない連続合成桁となっている。

この設計計算は、5径間の連続曲線桁を基本にして、曲げねじり理論を適用した。したがって、12径間連続する実橋の中央部8径間分の主桁断面に関しては、計算の対象とした5径間連続桁の中央径間部の設計断面を準用した。鋼桁はU形断面で、上ラテラルとして、15~20cmサイズのH形の比較的大きな部材を使用しており、合成前の荷重に対して、この上ラテラルを考慮する準閉断面構造として取扱った。また、合成後はコンクリート床版を上フランジとする合成箱桁断面として断面力および変形の計算を行った。

鋼桁の架設は、ステージングを設置してトラッククレーンにより組立てていったが、とくに支承のすえつけに関して、細心の注意を払った。桁は下から順次半周ずつ架設し、それぞれの段階で、桁および支承を正規の位置に調整した上で、支承を固定した。

7. あとがき

無橋河川によって遮断された西大阪臨海工業地帯の再開発)と、市内の交通混雑を緩和するための一翼を担って建設された千本松大橋は、主として設計施工上、つぎのような特徴をもっている。

① 非常に高所にかけられた点で、平地に広がる市街地では珍しい橋梁である。

② 取付坂路は兩岸とも、2階式らせん状の特異な高架構造を有し、美しい幾何形状をかもし出している。

③ 航行船舶の多い河川部での工事に関して、これらに支障のないよう、特に工事範囲の縮小と迅速な施工を心がけ、基礎には鋼管矢板式井筒工法、鋼桁

架設にはフローティングクレーンによる大ブロック架設工法を採用して、施工の安全性・作業の能率化・経済性等を配慮した。

④ 河川内橋脚基礎は、鋼管矢板が第2砂礫層(約OP-50m)まで打込まれ、橋梁基礎として大阪では初めての深い基礎である。

ここに、上記の内容を中心として本橋の建設工事のあらましを報告したが、なんらかの参考になれば幸いである。なお、本橋の建設工事は、昭和43年秋に高架坂路部下部工事から着手し、昭和48年春完成した。

最後に、本橋の設計施工に関して終始ご指導を賜った、京都大学・小西一郎教授、ならびに建設省道路局地方道課長・高木澄清課長、および同課関係各位に対し、深謝する次第である。

(1973. 11. 15・受付)