

辰巳橋の設計と製作について

近 藤 和 夫*
松 永 朗**
小 松 定 夫***

要 旨 大阪市と神戸市とを海岸沿いに結ぶ、第二阪神国道の建設計画にともない、大阪市の北辺の境界を流れる左門殿川に架橋が行なわれることになった。

架設地点付近一帯は低地域で、異常高潮に備えて十分な考慮を払ったのち、辰巳橋は低構造高の合成箱桁上路橋として架設された。その腹板および下部カバープレートには、特に高張力鋼 WEL-TEN 50 を使用している。設計用活荷重 L-20 に対し、いわゆる荷重分配の考え方に立脚した実用計算を適用している。開通は 1958 年 11 月 2 日に行なわれた。

1. ま え が き

国道 2 号線（阪神国道）の交通処理能力が飽和点に達した現状にかんがみ、第二阪神国道の建設が計画された。この工事にともない、同路線が、兵庫県と大阪市の

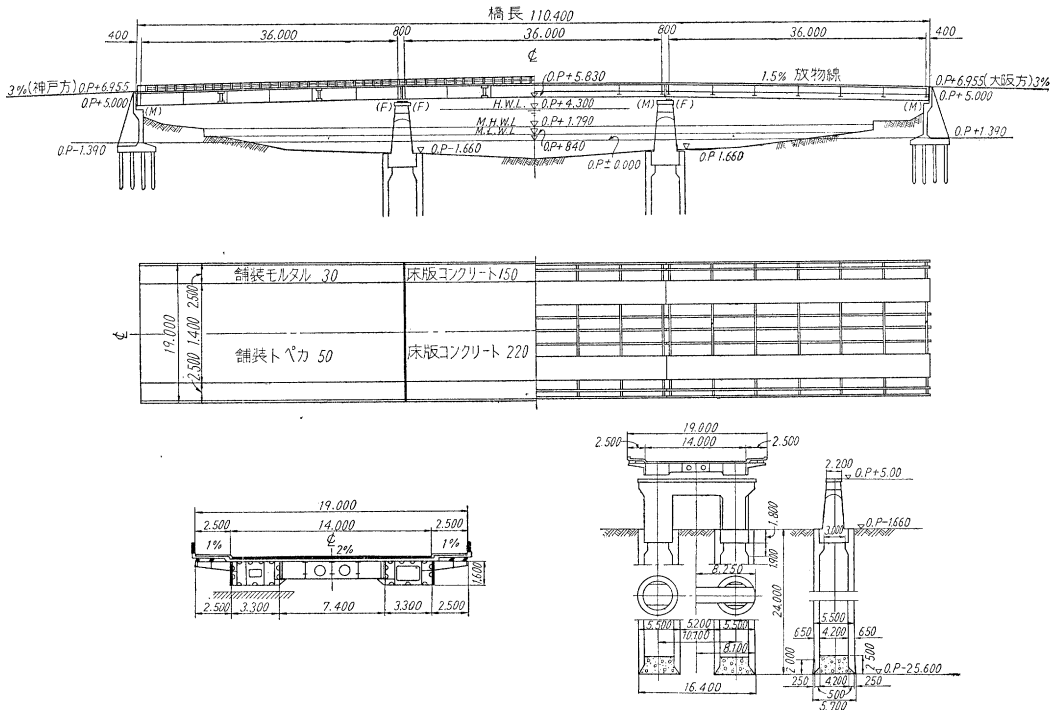
境界を流れる左門殿川を横断する地点の旧辰巳橋（木橋）のかけかえが必要となった（図-1）。

架橋計画に際し、本橋が河口近くに位置し、異常高潮時の潮位に対して、相当の桁下空間を必要とすること、および取付道路その他の地形上の制約により、新橋の形式としては低構造高の合成箱桁橋を最も適当と認めた。

広巾員の 2 箱桁橋とし、2 本の箱桁を剛性の大きい横桁で結合した構造となつている。

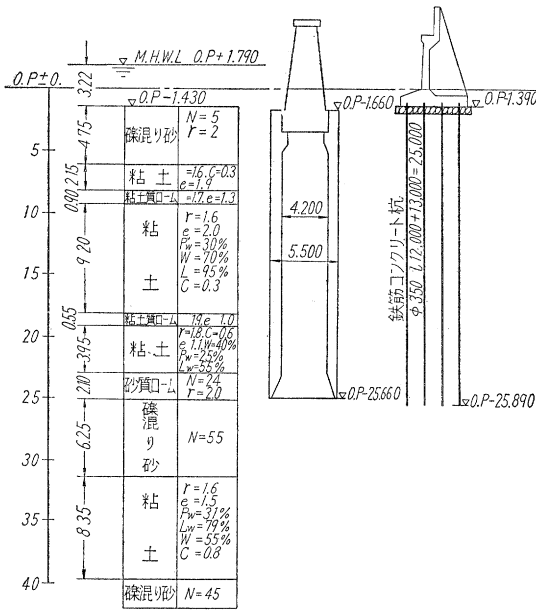
本橋架設地点の地質概要は次のとおりである。河底は O.P.-1.43 m 付近にあり、 $N=5$ 程度のゆるい砂層で、層厚は、約 4.8 m である。その下に層厚約 12 m で、 $w=70\%$ 程度の粘土層がある。ついで層厚約 4 m、 $w=40\%$ 程度の粘土層、次に $N=20$ 程度の約 2 m 厚の砂層があり、その下 O.P.-25 m 付近は、 $N=55$ 程度の礫混砂層で、層厚は約 6.3 m、O.P.-31 m より O.P.-40 m ま

図-1 一 般 図



* 正員 大阪市土木局道路部橋梁課長
** 正員 同上 橋梁課設計係技術吏員
*** 正員 大阪市立大学助教授、工学部土木工学教室

図一2 土層柱状断面図および橋脚、橋台断面図



では $w=55\%$ 程度の粘土層，その下層は， $N=45$ 程度の礫混り砂層となつている（図一2）。

橋台は扶壁式鉄筋コンクリート造で基礎杭は，鉄筋コンクリート パイル 外径 350 mm，長さ 12+13=25 m で，その先端は，O.P.-25 m 付近の礫混り砂層に達している。基礎杭への作用力は，約 55 t であり，橋台の鉄筋量は，約 45 kg/m³ となつている。

橋脚基礎は外径 5.5 m，長さ 25 m の円形井筒を使用し，その先端は，O.P.-25 m 付近の礫混り砂層にある。井筒は簡易な竹柵でかこつた築島上に鉄製型わく使用の第一ロッドを設置し，エアー ジェットを併用して沈設した。井筒 1 本への垂直作用力は，約 1540 t であり，設計安全支持荷重（沈下 25 mm を許した場合）約 2500 t となつている。井筒の基礎となる地盤の許容支持力は，標準貫入試験の打撃数より許容沈下 25 mm に対し求めると，約 116 t/m² であり，井筒への作用力は，井筒内の水圧と浮力を考慮して，65 t/m² である。

本橋架設工事に要したおもな資材は，鋼材 529 t（うち，高張力鋼 193 t），鉄筋 150 t，セメント 1170 t である。総事業費 2 億 400 万円で，昭和 30 年に着工し，昭和 33 年 11 月に完成した。鋼重は 250 kg/m²，上部工は約 50 000 円/m²，下部工，取付道路工，その他一切をふくめて，約 97 000 円/m² となつている。

本橋の特長は，前述の理由にもとづいて，最近の構造形式である箱桁を比較的広巾員の道路橋に適用したこと，および新しい材料である高張力鋼を使用したことである。従つて本文では，そのような箱桁橋の設計，製作についての一般事項について報告する。

2. 設計内容

本橋の支間，有効巾員，設計荷重などは，次のとおりである。

支間 36.0 m，3 径間橋長 110.4 m
有効巾員 19.0 m（車道 14 m，歩道 2.5 m×2）
設計荷重 一等橋 L-20

設計計算は，次の基準で行なつた。

(1) 主桁応力については，次のように仮定した。

- 各主桁の単独のねじりによる同一主桁左右腹板下縁の垂直応力の差異を無視する。
- 床板の有効巾をふくめた主桁断面が，左右対称に近いので，不静定せん断流による補正計算を省略する。
- 各主桁単独のねじりに対しては，St. Venant のせん断応力のみを考え，そり拘束による 2 次せん断応力の影響を無視する。

(2) 横桁の荷重分配作用については，次のように仮定した（文献 1, 2）の実用計算法における仮定に従つた。

- 主桁断面は，変形しないものとし，主桁内部に設けた隔壁のため，主桁と横桁の結合部は，剛結とする。
- 主桁および横桁のせん断ひずみは小さいと考え，無視する。
- 横桁のねじり剛性は無視する。
- 主桁は曲げ剛性ととも，ねじり剛性を有している。

(3) 主桁，横桁の有効巾，ずれ止め，その他の合成構造物については，DIN 1078 に準拠する。

(4) 鋼とコンクリートの弾性係数比 $n=E_s/E_c=7$

(5) コンクリートの乾燥収縮量 $\epsilon=15 \times 10^{-5}$

(6) 鋼とコンクリートのせん断弾性係数

$$G_s=8.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2, G_c=1.29 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

(7) コンクリートの設計強度 $\sigma_{28}=260 \text{ kg/cm}^2$

次に設計に際し，本橋に使用せる高張力鋼の一般性質を次のように指定した。

(1) SS 41 の引張許容応力の安全率とほぼ同じ安全率をとり，引張許容応力として，1800 kg/cm²，せん断許容応力として 1300 kg/cm² をとりうるもの

(2) 溶接性ならびに耐食性の良好なるもの

(3) 脆性破壊に対し，安全性を有するもの

(4) 熱間圧延のまま，使用可能なもの

(5) ラミネーションなどの欠陥がなく，ロール加工による圧延方向の小波ひずみのないもの

(6) 化学成分の標準は，表一1(a) のとおりである。

(7) 機械的性質の標準は，表一1(b) のとおりである。

実際に使用した材料の試験結果は，次のようである。

(1) 引張りおよび曲げ試験結果は，表一1(c) のと

表-1(a) 高張力鋼材の化学成分の標準

C	S _i	M _n	P	S	C _u
0.14~0.20	0.40~0.55	0.90~1.50	<0.05	<0.05	<0.30

表-1(b) 高張力鋼材の機械的性質の標準

σ _B kg/mm ²	σ _Y kg/mm ²	ε%	Vノッチシャルピー
50~60	34~38	24~30	0°C 3.5kgm/cm ²

表-1(c) 高張力鋼材の引張りおよび曲げ試験結果

板厚 mm	引張試験(特1号)			屈曲試験 (JIS1号)
	σ _Y kg/mm ²	σ _B kg/mm ²	ε% (G.L=200)	
9	37	51	27	180°良
16	34	51	28	"
19	34	51	28	"

表-1(d) 高張力鋼材の分析結果

板厚	C	M _n	S _i	P	S	A ₁
9	0.14	0.96	0.32	0.020	0.022	0.01
16	0.15	1.00	0.33	0.024	0.023	0.02
19	0.15	1.04	0.31	0.022	0.021	0.02

表-1(e) 高張力鋼材の衝撃試験結果

厚	試験片番号	室温(18°C)			kgm/cm ²
		11.78	11.42	3.45	
19	I	11.78	11.42	3.45	
	II	8.03	5.80	4.02	
	III	10.37	6.73	2.39	

注: 衝撃値については, 設計時 0°C で 7 kgm/cm², -20°C で 3.5 kgm/cm² を目標としたが, 上表のとおり大体所期の値が得られた。

おりである。

(2) 分析結果は, 表-1(d) のとおりである。

(3) 衝撃試験結果は, 表-1(e) のとおりである。

主桁および横桁の断面力を算定する場合には, 曲げ剛性 EJ , ねじり剛性 K を持った 2 本の主箱桁と曲げ剛性 EI_f を持った 5 本の横桁とからなる格子構造物を想定して, 文献 1), 2) の実用計算法を適用した。これは設計計算の簡易化を主眼としたものであつて, 格子構造物の計算では床板内応力の連続的分布状態を適確に知らない欠点があることは十分注意せねばならない。たとえば, 鋼床板橋梁のように, 床板の主桁作用による応力が特に重要な場合などは床板と主桁とが一体化せる全橋梁についての立体的応力解析^{1), 2), 4)}が一層適切であると思われる。

箱桁軸線上に荷重した場合の箱桁橋の最大曲げモーメントを M とし, 同じ荷重状態における単独の単純桁の最大曲げモーメントを M_p とし, $\mu = M/M_p$ を主桁の曲げモーメントに対する荷重分配率と定義すると文献 1) の式より求めた V_{cm} から荷重分配率 μ がわかる。従つて主桁の反力影響線の縦距は, 主桁軸線上でスパン中点 $x=l/2$ に集中荷重 $p=1$ に対し, 0.7572, スパン方向等分布荷重 $ql=1$ に対し 0.6956 となつた。図-3 に反力影響線を図示する。図より明らかなように反力影響線は

橋の横断面全体にわたつて, 負となることがない。それでいわゆる設計荷重載荷巾 w が大きくとれる。従つて荷重で減率も大きくなり有利である。

主桁と横桁の剛比 $\alpha=6.30$, $\beta=9.32$ で, α が大きく, β が小さいので荷重分配率は良好である^{1), 2)}。

この荷重分配率 μ と慣用計算とで, 箱桁中央断面における応

力を比較すると, 活荷重による場合, 下部カバープレートでは, 表-2 のようになる。また死荷重によるものもふくめると表-3 のようになる。表中の % は, 本実用計算法と慣用法による応力値の比の百分率を示す。

表-3 死活荷重による箱桁中央断面最大応力

	σ _D	σ _L	σ _{stu} =σ _D +σ _L kg/cm ²	%
慣用計算	1015	640	1655	95
実用計算	1015	556	1571	

表-4 主桁, 横桁の断面諸量

	J _{st} cm ⁴	J _v cm ⁴	K kg/cm ²
主桁	97.5 × 10 ⁵	194.6 × 10 ⁵	14.81 × 10 ¹²
横桁	3.41 × 10 ⁵	10.51 × 10 ⁵	

次に支間中央の最も不利な横桁上に輪荷重 T-20 を示方書の規定に従い載荷した場合, 箱桁と横桁の取付部断面における曲げモーメント M_B とせん断応力 V_B を, そしてもた横桁中央断面における曲げモーメント M_C とせん断力 V_C の影響線を求めた。その結果を図-4 および表-5 に示す。ねじりをともなう場合の主桁のせん断応力を評価するため, 箱桁の端部断面におけるねじりモーメントの影響面を求めた。そしてその影響面を用いて端部断面に最大ねじりモーメントを生じるように載荷し, その載荷状態における端部断面のせん断応力を曲げによるものもふくめ計算した。しかし常に対称荷重における曲げ理論について得た最大せん断応力の値(図-5)より小さいことがわかつた。それでウェブプレートの座屈応力に対する安全率の照査はすべて対称曲げの場合

図-3 反力影響線

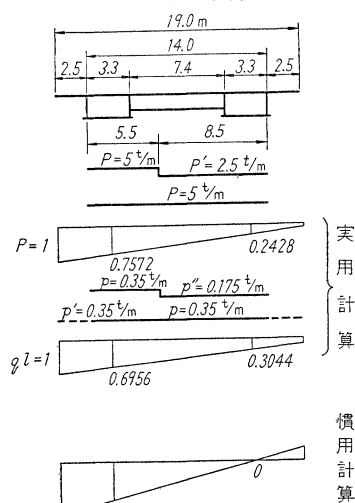
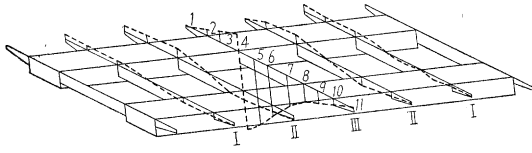


表-2 活荷重による箱桁中央断面最大応力

	σ _{stu} kg/cm ²	%
慣用計算	640	87
実用計算	556	

図-4(a) 主桁, 横桁取付点せん断力影響線 (V_B)



横桁中央点せん断力影響線 (V_C)

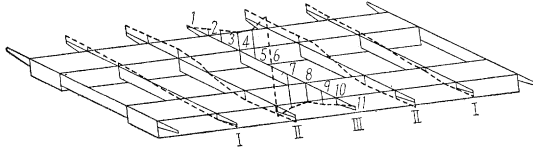
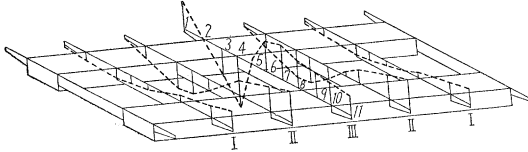


図-4(b) 主桁, 横桁取付点曲げモーメント影響線 (M_B)



横桁中央点曲げモーメント影響線 (M_C)

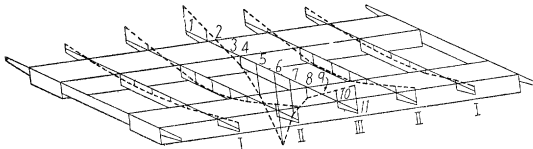


図-5(a) 死荷重せん断流 (kg/cm)

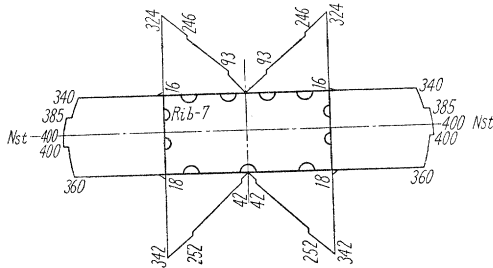
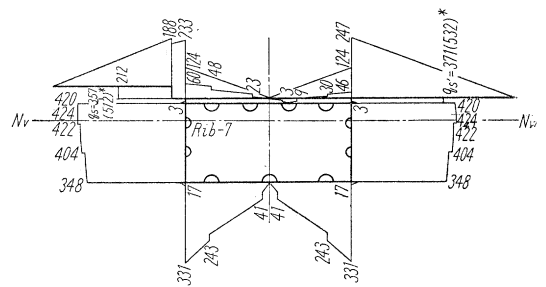


図-5(b) 活荷重せん断流 (kg/cm)



注: () 内の値は死荷重の $1/2$ 加算した場合のジベルのせん断流の小さい鋼床板橋梁ならば一層そのことが目立つ。

なおジベル応力は次のように算定した。活荷重せん断力 Q_L について、合成断面のせん断流 q を図-5のよう求めた。そして DIN 1078 の規定に従いジベル部分のせん断流 q_s を $(1 + Q_D/2 Q_L)$ 倍したものを設計用ジベルせん断流とした。その値を 図-5 () 内に示す。

Q_D : 死荷重せん断力

表-5(a)

V_B (t)			V_B (t)				
点	B III	B II	B I	点	B III	B II	B I
1	0.0168	-0.0793	-0.0553	6	0.5000	0	0
2	-0.0720	-0.0820	-0.0475	7	0.3272	0.0657	0.0211
3	-0.1304	-0.0888	-0.0420	8	0.1888	0.0922	0.0365
4	-0.1888	-0.0922	-0.0365	9	0.1304	0.0883	0.0420
	0.8112			10	0.0720	0.0820	0.0475
5	0.6728	-0.0657	-0.0211	11	-0.0168	0.0793	0.0553

V_C (t)			V_C (t)				
点	C III	C II	C I	点	C III	C II	C I
1	0.0168	-0.0793	-0.0553	7	0.3272	0.0657	0.0211
2	-0.0720	-0.0820	-0.0475	8	0.1888	0.0922	0.0365
3	-0.1304	-0.0888	-0.0420	9	0.1304	0.0883	0.0420
4	-0.1888	-0.0922	-0.0365	10	0.0720	0.0820	0.0475
5	-0.3272	-0.0657	-0.0211	11	-0.0168	0.0793	0.0553
6	-0.5000	0	0				

表-5(b)

M_B (t-cm)			M_B (t-cm)				
点	B III	B II	B I	点	B III	B II	B I
1	-50.0458	5.0094	9.6250	7	-66.0292	-6.5746	0.0953
2	9.1952	21.5800	13.2741	8	-52.4297	-24.9290	-9.1861
3	48.2295	32.6710	15.5400	9	-48.2295	-32.6710	-15.5400
4	87.2824	43.7621	17.7875	10	-44.0479	-40.9131	-21.8760
5	-8.9012	42.0064	15.6723	11	-37.6138	-53.6523	-31.2600
6	-56.2169	20.1875	8.9876				

M_C (t-cm)			M_C (t-cm)				
点	C III	C II	C I	点	C III	C II	C I
1	-43.8298	-24.3131	-10.8175	7	55.0349	17.7159	7.8838
2	-17.4264	-9.6666	-4.3010	8	17.4264	9.6666	4.3010
3	0	0	0	9	0	0	0
4	17.4264	9.6666	4.3010	10	-17.4264	-9.6666	-4.3010
5	55.0349	17.7159	7.8838	11	-43.8298	-24.3131	-10.8175
6	128.7831	20.1875	8.9876				

についてのみ行なった。端部, 中央 $1/4$ 各断面について安全率が4以上あった。

L-20 については, もちろん載荷巾 w に応じ荷重が減が行える。その点で慣用計算法の反力影響線 $1:0$ を用いても箱桁橋の場合には, 並列 I 桁橋に比し, 載荷巾 w が大となるので有利である。その上前記の実用計算法によれば, 一層経済性が確立できることになる。死荷重

3. 構造、製作および架設

構造の細部については、図-6、7、8 に示すとおりである。まず全橋横断面形状は箱桁中心間隔が、10.7m 同腹板内側間隔 7.4m であり、2.5m 長の歩道持送りがある。横桁は 6m 間隔に配置し、横桁と横桁との接合箇所は、厚 16~19mm の隔壁をそう入して箱桁断面の変形を防止した。箱桁腹板高は 1600mm、厚 9mm であり、

厚 4mm、外径 200mm の半円形断面をした中空管状水平補剛材、および厚 12mm の垂直補剛材で補強している。上部カバープレートは厚 12~16mm で 766mm 間隔にある厚 6mm、外径 300mm の半円形中空管状の縦リブ、約 1200mm 間隔にある厚 12mm の横リブで補強され、さらに下部カバープレートは、厚 16~19mm で、1150mm 間隔にある厚 6mm、外径 300mm の半円形中空管状縦リブで補強されている。特に、腹板ならば

図-6 構造詳細図 (その1)

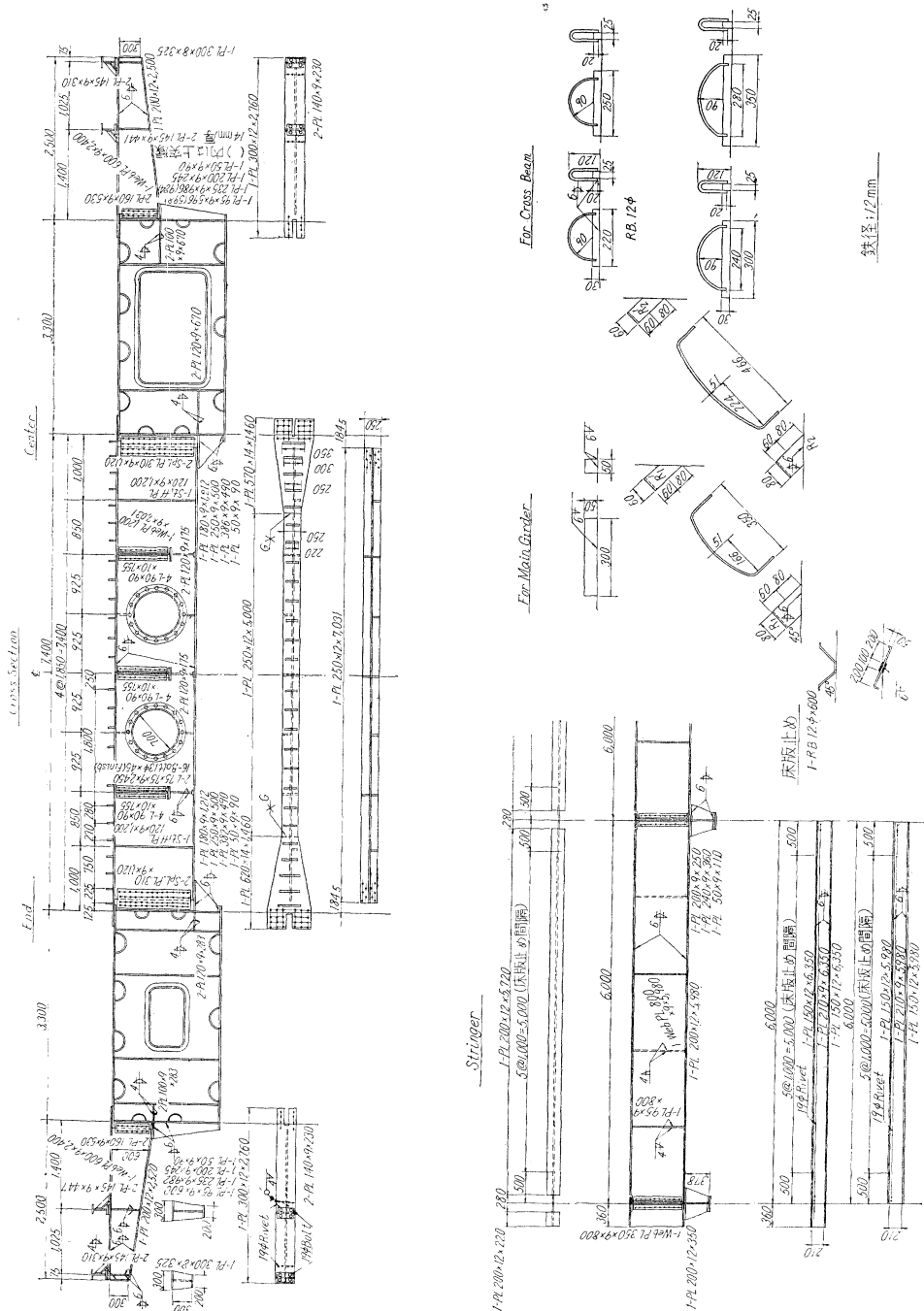
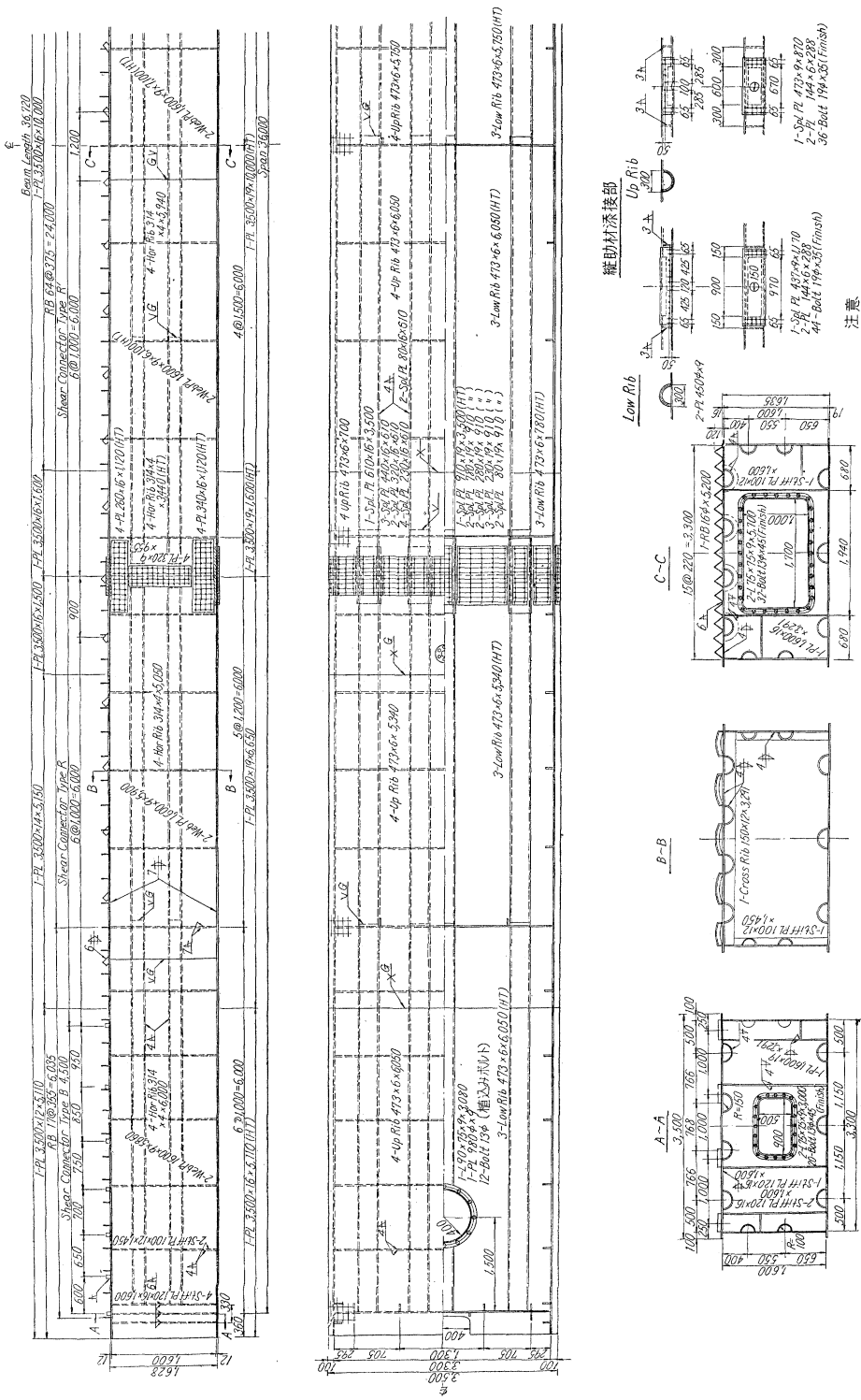
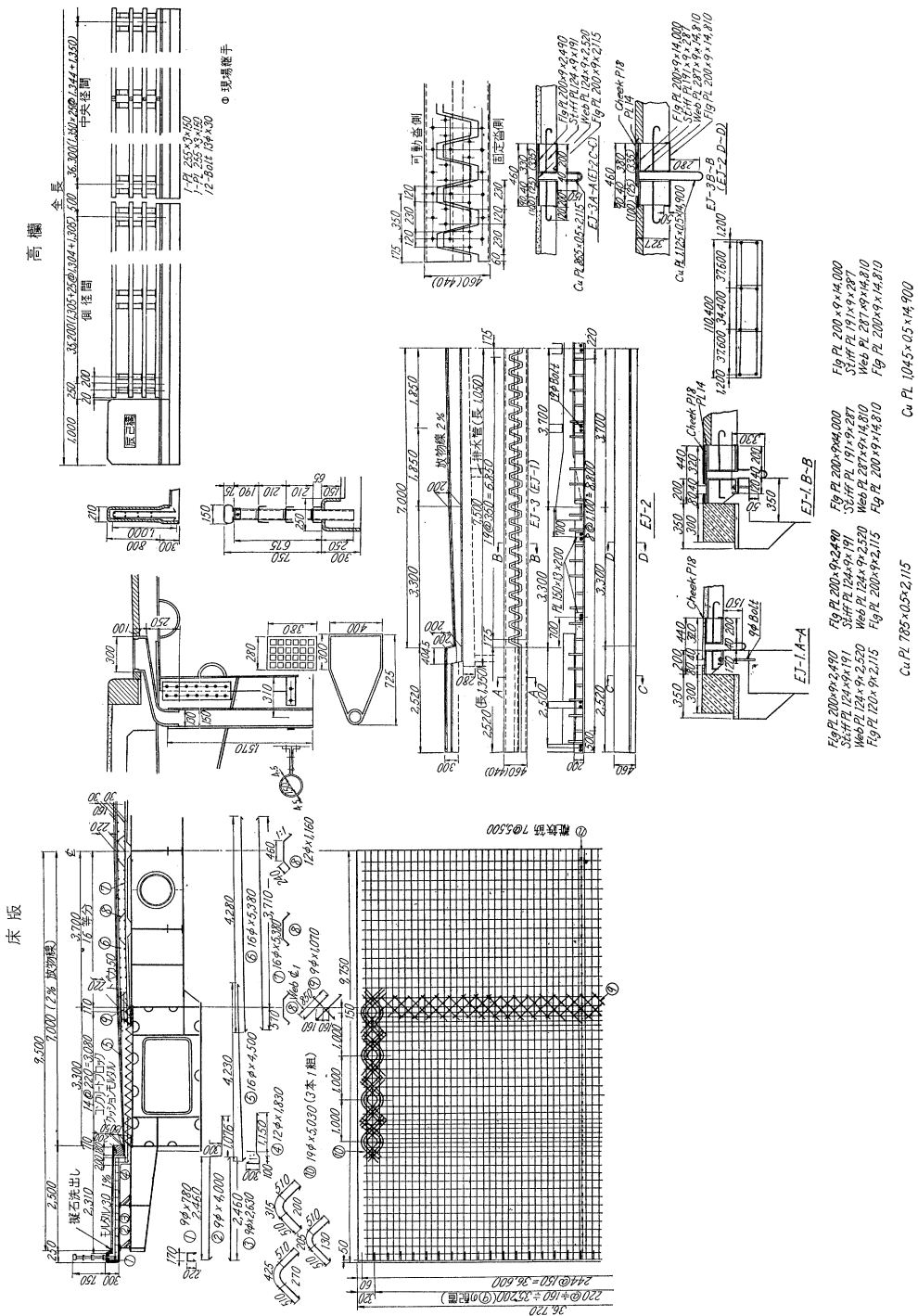


図-7 構造詳細図 (その2)



注意
 HT: 高張力鋼
 鉄体 φ22
 [腹板および下蓋板添板 SV41
 その他 SV34
 箱桁が開口部材内部は密閉する事

図-8 構造詳細図 (その3)



に下部カバープレートには、高張力鋼 WEL-TEN 50 を使用した。

主桁横桁、縦桁に使用した部材の個数、寸法は表-6 のようである。

カバープレートと腹板は脚長 7 mm の隅肉で結合し、ずれ止めは脚長 6 mm の隅肉で溶接した。ずれ止めは負

方向のずれ力の大きい端部ではブロック型を使用し、その他の断面では馬てい型のもを使用した。中空半円管リブの取付けは溶接箇所におけるせん断流を考慮した上で、脚長 4 mm の隅肉で結合した。計算の結果最大せん断流が 185 kg/cm であるのでこれで十分であると思われる。従つて喉厚部せん断応力は 463 kg/cm² である。

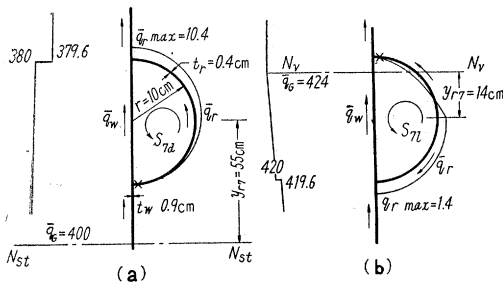
表-6 使用部材の個数, 寸法

桁名	個数	部材名	寸法(mm)
箱桁中央断面	1	上部カバープレート	16×3500
	2	ウェブプレート	9×1600
	1	下部カバープレート	19×3500
	4	縦リブ	6
	4	水平リブ	4
横桁断面	1	上フランジ	12×250
	1	ウェブプレート	9×1200
	1	下フランジ	12×250
縦桁断面	1	上フランジ	12×200
	1	ウェブプレート	9×800
	1	下フランジ	12×200

円管リブの隅肉溶接部の計算について概略を述べると次のとおりである(図-5.9)。

(1) リブ(図-9(a),(b))

図-9 半円管リブの静定せん断流 \bar{q} および不静定せん断流 S (単位: kg/cm)



a) 死荷重応力 図-9(a)に示すようにリブの下側の溶接にそつて切断を入れる。その時曲げによるせん断流は図のようになる。いま安全側の計算とウェブのせん断流 \bar{q}_w は一定値 400 kg/cm とし、リブにそつて静定せん断流 \bar{q}_r は三角形分布をなすとする。上側溶接線における \bar{q}_r の最大値は

$$\bar{q}_{r \max} = \frac{Q_d}{I_{st}} \int_0^{10\pi} t_{r1} y_{r1} ds = 0.015 \times 0.4 \times 55 \times 10 \pi = 10.4 \text{ kg/cm}$$

$$\bar{q}_w \cong q_G = 400 \text{ kg/cm}$$

$$S_{r,d} = - \frac{\int \frac{\bar{q}}{t} ds}{\int \frac{ds}{t}}$$

$$= - \frac{400}{0.9} \times 20 - \frac{(10.4+0) \times \frac{1}{2} \times 10 \pi}{0.9 + 0.4} = 92.3 \text{ kg/cm}$$

b) 活荷重応力 図-9(b)に示すように、上側溶接辺にそつて切断を入れる。このときリブの静定せん断流の最大値 $\bar{q}_{r \max}$ は下側溶接辺において、

$$\bar{q}_{r \max} = \frac{Q_l}{I_v} \int_0^{10\pi} t_{r2} y_{r2} ds = 0.00805 \times 0.4 \times 14 \times 10 \pi = 1.4 \text{ kg/cm}$$

$$\bar{q}_w = \bar{q}_G = 424 \text{ kg/cm}$$

不静定せん断流は、

$$S_{r,l} = - \frac{-\frac{424}{0.9} \times 20 - \frac{(1.4+0)}{2 \times 0.4} \times 10 \pi}{\frac{20}{0.9} + \frac{10 \pi}{0.4}} = 94.1 \text{ kg/cm}$$

c) 全応力 下側溶接辺における全せん断流 q_r は

$$q_r = 92.3 + 94.1 - 1.4 = 185 \text{ kg/cm}$$

従つて溶接部の全せん断応力 τ_r は

$$\tau_r = \frac{q_r}{a} = \frac{185}{0.4} = 463 < 800 \text{ kg/cm}^2$$

他の水平リブについても同じように計算したが、 τ_r が最大値となつた。

縦桁を合成断面にすると中立軸が、床板内に入りつごうが悪いのと大した鋼重の軽減にもならないこと、および製作の簡易化など考え合わせ、合成せずにスラブ止め筋を配置するにとどめた。床板は歩道部 12 cm, 車道部 22 cm の厚さを有し、舗装は歩道部厚さ 3 cm のモルタル舗装, 車道部厚さ 5 cm のトベカ式アスファルトとした。鉄筋は歩道部に 9 mm を 15 cm ピッチ, 車道部に 12 mm, 16 mm を 15 cm ピッチに配置した。特に箱桁の上部カバープレート上、横断面方向に波型鉄筋を溶接し床板コンクリートと上部カバープレートを合成させ、輪荷重に対しても、床板の引張鉄筋を省略できた。箱桁と横桁の結合部における床板の板内水平せん断応力は最大値約 14 kg/cm² 程度となるので、斜引張鉄筋を配置してこれに対処させた。なお床板の鉄筋量は 29 kg/m² (波型鉄筋をふくまない) である。

床板コンクリートはレディーミックストコンクリートを使用し、その配合は、水、セメント比 48%, セメント 330 kg/m³, 砂 767 kg/m³, 砂利 1158 kg/m³ である。砂の粗粒率 2.96, 砂利の最大寸法 25 mm, スランブ 8 cm である。標準試験による圧縮強度は平均 306 kg/cm² で、弾性係数は 3.44 × 10⁶ kg/cm² である。

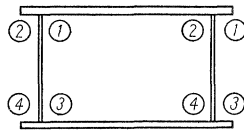
本橋は前述のように高張力鋼を使用しているのので、製作加工に際しては特に次の諸点に注意した。

高張力鋼材のケイ書にはタガネを使用せず、ポンチの使用もできるだけ少なくし、最小限小さなポンチを使用した。例えば孔ケイ書の時に打つ 4 つ目は 25 mm 鋏に対する鋏孔には 26 mm の円周上に打ち、せん孔によつて削除される等の考慮を払つた。また曲げを要する部材の曲がり外面にはポンチを打たないようにした。

高張力鋼の切断は自動ガス切断機で行ない、端面には機械仕上げを行なわず、しかも端面の粗さは JIS 規定の 50 S より良質を標準とした。せん孔は高速度鋼 4 種または、それと同程度の性能を有するドリルを使用し、周速 20 m/min 送り、0.25~0.3 mm/Rev 程度を標準として行なつた。なお冷却水は使用せず、かつドリルの刃先に注意して常に正確な角度を保つように、たびたび研磨する等、孔周辺の加熱硬化の防止に特に注意した。

箱桁の組立は上下カバー プレート、腹板 および 隔板にそれぞれ補剛材、縦リブ等を取付け、取付けの終つた下部カバー プレートを基準として隔板、腹板、上部カバー プレートの順に順次組立てて仮付け溶接を行なった。仮付けは全工程にわたつて 50 mm 以上とし、ショート ビードによる急熱、急冷硬化を避けるようにした。

図-10 集成溶接順序



箱桁の集成溶接は、図-10 に示す溶接順序で仮付け後治具上に載せ、約 30° の傾斜角で中央より振り分けて溶接した。使用溶接棒は

SS+SS D 4 300 系 D 4 301 系

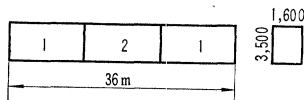
SS+HS D 4 316 系 (LB-26)

HS+HS E 7 016 系 (LB-55)

のように使い分け、高張力鋼の溶接に際しては特にアーケ ストライクの防止、ショート ビードの禁止に留意した。箱桁溶接終了後、治具より取りはずし、定盤上で収縮、曲がり、変形量等を測定した。その結果は表-7 に示す。

表-7 収縮、変形量

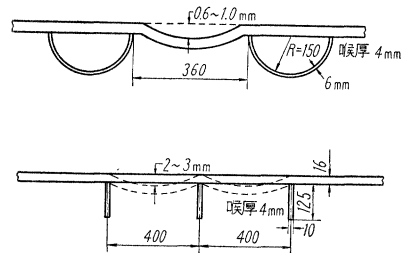
		縦収縮量	横曲り変形	ねじれ
1	上部カバー プレート厚 12.14 mm	7 mm/10 m	1 mm	0
	下 " 16.19	2.5 mm/10 m	"	0
2	上 " 16	4 mm/10 m	"	0
	下 " 16	2 mm/10 m	"	0



本橋のリブの特長は、図-11 から推定できるように所要材料の割に大きい剛性がえられ、しかも溶接箇所が少なく済むので、溶接ひずみをできるだけ少なくするという意味で有益である。またカバー プレート厚に比してリブの厚さを従来より薄くできるので、カバー プ

レートあるいは腹板側にあまりひずみが生じなくて良好である。この部分の変形量を測定した結果は図-11 の

図-11 円管リブ



とおりである。従来の形式に比し相当変形量が少なくなっている。なお本橋の全溶接延長ならびに鋼重、その他は、表-8, 9 にかかげておいた。

表-9 鋼重,その他

	鋼重 (t)	塗装 (m ²)	摘要
箱桁	375	789	H.T 192,006 S.S 183,783
横桁	30	423	
車道部縦桁	36	135	
歩道部 "	19	971	
" 持送	12	399	
シ ュ ー	30	400	鋼板 379 kg をふくむ
小 計	505	117	
高 欄	9	150	
伸縮継手	14	183	
排水管	1	148	
小 計	24	481	335
計	529	598	7 087

架設は主桁長さ 36.8 m の箱桁を 3 ブロックとして現地に搬入し、大阪方の取付道路上で鉸鉚組立て、鋼製トrolleyに積載してウィンチで仮軌道上を所定の位置まで引出し、水上で待機している 200 t 吊りのフローテングクレーンで積取り兵庫方上流より順次架設し、箱桁設置後横桁、縦桁等を鉸結した。なお箱桁 1 本の重量は約 63 t である。

表-8 溶接長 (3 連分)

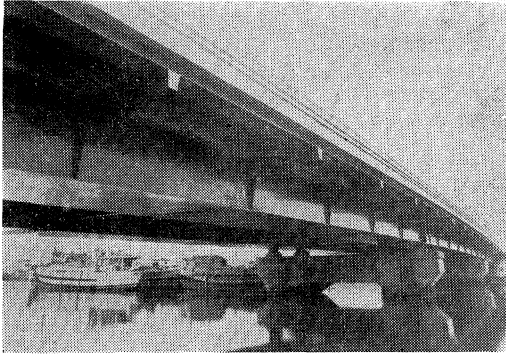
	×19	×16	×14	▽12	▽9	▽6	▽4	7	6	4	3	15φ
箱桁	52.0	84.0	52.0	67.8	57.6	99.3	30.1	1 762.5	1 554.0	7 353.3	45.0	
横桁				10.5					1 252.2	130.2		
車道部縦桁									1 381.8	345.6		
歩道部 "									1 757.7			
" 持送									757.8	108.3		
シ ュ ー												
小 計	52.0	84.0	52.0	78.3	57.6	99.3	30.1	1 762.5	6 703.5	7 937.4	45.0	
高 欄									1 050.0			
伸縮継手									353.4			1 080カ所
排水管												
小 計									1 403.4			
計	52.0	84.0	52.0	78.3	57.6	99.3	30.1	1 762.5	6 703.5	340.8	45.0	1 080カ所

4. むすび

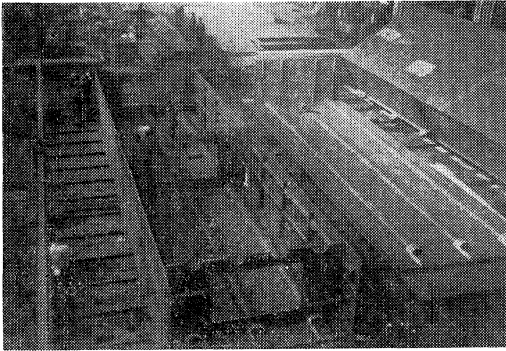
高張力鋼を使用し、現場鉸接をのぞき全溶接の箱桁橋として、わが国においてはおそらく最初に着工された辰巳橋について設計、製作、施工の概要を述べた。

設計に当つては箱桁の特性を十分発揮できるように留意し、高張力鋼の使用と相ともなつて地形的制約上、

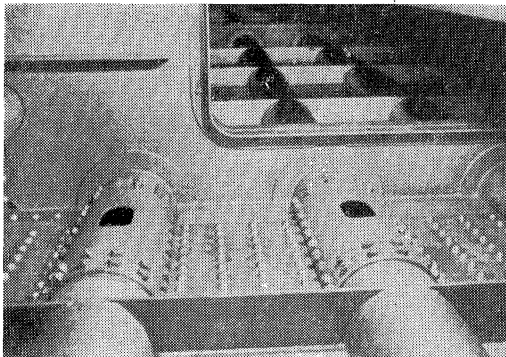
写真—1



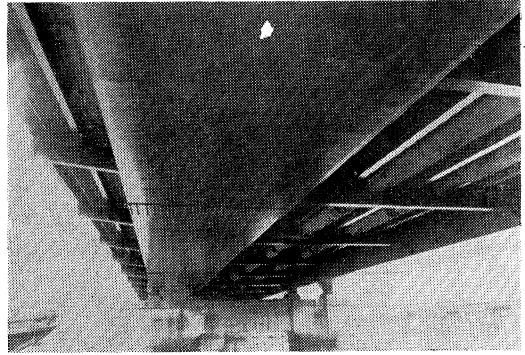
写真—3



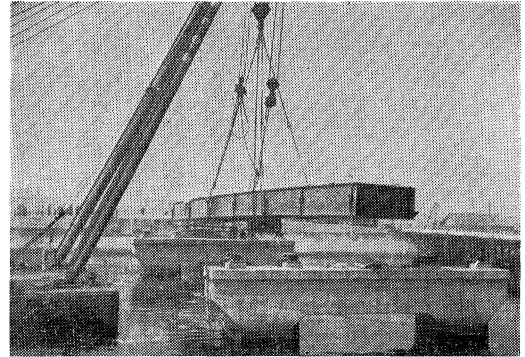
写真—5



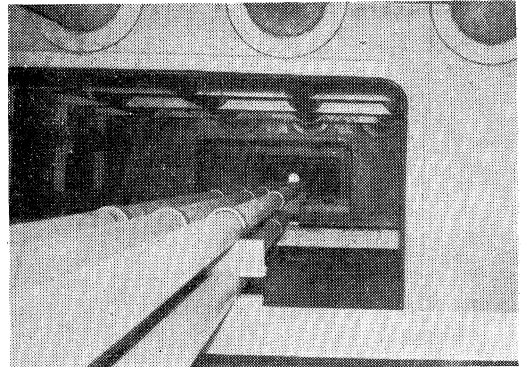
写真—2



写真—4



写真—6



主桁高を低くし、しかも十分耐荷安全度を取るなどの点で本橋の使命を全うし得たものと考えられる。そしてこの種形式の橋梁が、箱桁の1つの活用の道をみずから示唆しているようである。

さらに広巾箱桁橋の実状に適合し、かつ実用性のある計算法を採用して所期の目的を達することができた。その結果反力影線響からもわかるように、箱桁が荷重分配などの点で有利であることは明白である。

製作上特に高張力鋼材の薄板の加工および溶接については種々工夫をなし、よき経験を得、そして十分自信を持つことができ今後高張力鋼の利用に明るい見とおしを与えたようである。

最後に全般的に種々御指導を仰いだ京都大学小西教授

に深く感謝申上げる次第である。また架設一般計画について御援助、御指導を賜わった建設省道路局国道課関係各技官殿に対して謝意を表するものである。

参 考 文 献

- 1) 小西一郎・小松定夫：箱桁橋の立体的応力解析，土木学会論文集第43号，昭. 32. 2.
- 2) 小松定夫：箱桁橋の実用計算について，土木学会論文集第49号，昭. 32. 10.
- 3) 小西一郎・小松定夫・大橋昭光：合成箱桁橋の応力解析と設計計算法，土木学会論文集第25号，昭. 30. 3.
- 4) 小西一郎：新しい道路橋，昭和33年度土木学会夏季講習会テキスト，新しい建設工法
- 5) 近藤和夫：大阪市の新しい道路橋，昭和34年度土木学会関西支部第2回講習会テキスト，橋梁工学の最近の諸問題