

「安治川橋りょうと新神通川橋りょうについて」

国鉄構造物設計事務所 工博 友 永 和 夫

〃 西 村 俊 夫

〃 菊 池 洋 一

1. 安治川橋りょう

1.1 橋りょうの設計条件

大阪環状線の建設にともなつて西九条駅と弁天町駅との間を流れる安治川河口にかけて渡す橋りょうが必要となつた。架橋地点の川幅は約80mでその半分は船舶航路として、またその兩岸はすべて物揚場としてそれぞれ常用されているため河幅80mを1径間で渡ることが要請された。なお線路は河流に対し約 45° の斜角で交差しているので結局安治川上の橋りょう支間は120mとなりかつ兩岸物揚場の道路をまたぐため西九条側に25.4m、弁天町側に28.5mの側径間を有する架道橋が附帯するものとなつた。設計活荷重はK8-16で複線橋梁である。桁下空高は船舶の航行を考慮しO.P. 12.25mを要請され橋りょう前後の線路を西九条方で12.5‰弁天町方で10‰のいずれも上り勾配で橋りょうに取付けた。よつてかなりの船舶の航行が可能である。従来国鉄における最大支間の橋りょうとしては川口線の第一只見川橋りょう(Balanced Arch支間112m)であつたが、本橋はこれを8mも上廻りかつ複線橋として最長最大の橋りょうとなるわけである。

1.2 型式の選定

上記の設計条件に基づいて図-1に示す各種型式の橋桁が計画検討された。すなわち①案は橋桁の

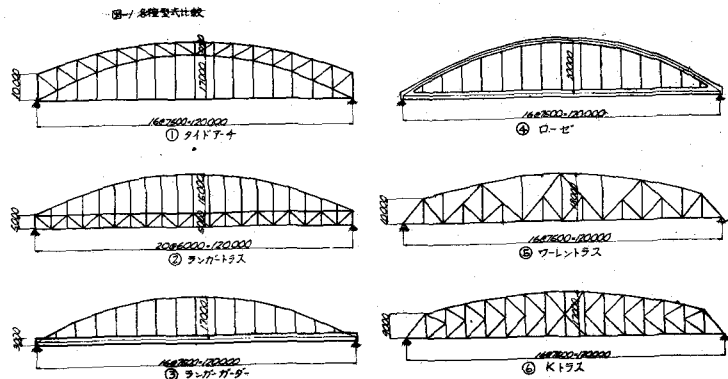


図 - 1

重心が高く基礎条件の悪い本橋地帯では地震荷重、風荷重を考えると望ましい型式でない。②、③案は市街地の橋りょうとしては最も優美な外観をもっており、かつ橋りょうの重心も低く架設上の利点

も予想されて望ましい型式である。ただし②案の補剛トラスは電車の窓にかかり乗客の目ざわりになる難点を否めない。④案～⑥案は重心がランガー型式よりは高くなり特に⑤、⑥案は外観が劣ると同時に複雑な斜材が乗客の目にちらつく欠点がある。これらの設計鋼重量については各型式とも大差はないが上述のような各型式の利害得失を検討した結果③案のランガーガードー型式を採用することとした。

1.3. 設計について

(A) ランガー拱矢 f 既設の国鉄ランガー橋の支間 l と拱矢 f との関係は表-1のごとく支間が大きいにほど l/f の値も大きくなり約 6.3～7.1 の範囲にある。安治川の場合 l/f を 6～8 に、すなわち拱矢を 15 m～20 m に変化させてそれぞれの設計概算重量を求めると図-2 のようである。安治川橋りよりの拱矢としては製作、架設等の利便を考え最小重量群のうち最も低い値 17 m と決定した。

表-1

橋りよう名 (鉄道橋)	支間 l (m)	設計荷主	支間と拱矢との比		支間と補剛ガードーの高さ h との比	
			拱矢 f (m)	l/f	h	l/h
1. 博多臨港線多々良橋梁	54	KS-15	8.5	6.35	1.51 (シングルウェーブ)	35.7
2. 豊洲線 豊洲々	56	々	8.5	6.6	1.6 (々)	33.8
3. 晴海線 晴海々	58.8	KS-16	9.0	6.55	1.8 (々)	32.7
4. 飯田線 天竜川	77.56	KS-12	12.0	6.47	1.8 (ダブルウェーブ)	43.1
5. 総武本線 隅田川	96	KS-15	13.5	7.1	2.41 (々)	39.9
6. 大阪環状線 安治川	120	KS-16	17.0	7.06	3.0 (々)	40.0

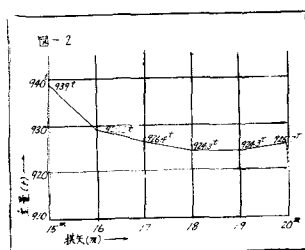


図-2

(B) 補剛ガードーの高さ h とその断面構成 表-1のごとく既設の鉄道橋では l/h は約 33～40 程度であること及びガードーの上面が電車の窓下から 0.8 m～0.2 m 低くなるよう $h = 3.0$ m～3.5 m と想定して表-2に示すような8種類に及ぶ断面構成の設計比較検討を試みた。すなわち箱型

表-2 補剛ガダの各種断面SS41換算重量(最大断面について)

No.	材質	桁高型	構成	断面積	重量	材料費割合	換算重量
①	SM41W	3.0 	溶接	1964.8 ^{cm²}	455 ^t	1.096	500 ^t
②	SM41W	3.0 	溶接	1964.	455	1.14	517
③	SM41W	3.5 	溶接	1851.	428	1.14	488
④	SM41W	3.5 	溶接	1624.	376	1.15	433+α
⑤	SM41W	3.5 	溶接	1624.	376	1.05	400+α
⑥	SM50	3.0 	溶接	1499.	347	1.247	430+α
⑦	SS41	3.0 	鉄結	2239.	547	1.0	547
⑧	SM50	3.0 	鉄結	1963	480	1.24	595

集成断面で鉄結のもの2種、溶接のもの3種、I型集成断面で溶接3種、合計8種について検討の結果、まず集成方法別ではいずれも溶接が鉄結に比べ換算断面で約10～15%軽いので溶接集成と決めた。次に構造型式としては箱型断面が採用されている。その理由は重量としてはI型集成より15～20%重いが横剛性に富み片線載荷頻度の多い複線橋りょうのねじり剛性、アーチとその取付細部構造などにも利点が多いこと、I型集成は比較的に厚板の使用となり鋼材費が割り高となること等を勘案したものである。

高張力鋼使用の可否については、今箱型構成断面について溶接用普通鋼材SM41を用いた場合の材料費の割高を考慮したSS41としての換算重量を算出すれば表-3のようである。

表-3

材質 (溶接用普通鋼材)	重量比 (a)	部 材	材料費の割合 (b)	SS41換算重量 (a) × (b)
SM41 (t=12mm)	33%	腹 板	1.015	33.5%
〃 (t≤12mm)	9%	補剛材その他	1.015	9.1%
SM41W (セミキルトt=13～24mm)	35%	フ ラ ン ジ	1.09	38.1%
SM41W (キルトt≥25mm)	23%	(〃)	1.257	28.9%
	100%			109.6%

(注) 換算重量とは普通鋼SS41の価格を1とした場合のもの)

次に溶接用高張力鋼 S M 5 0 を用いた場合、同様な換算重量を算出してみる。この場合、鉄道橋のように全応力中に活荷重応力の占める割合の多いものでは、補剛ガーダーに応力が交番する個所が多くなり、その個所における許容応力については、高張力鋼 S M 5 0 は普通鋼 S M 4 1 とあまり差がないので、高張力鋼使用の効果が大きく表われず、表-2 に示す試算のごとく普通鋼使用の場合の重量の 8 7 % に過ぎない。しかるに材料費の割合は 1, 2 4 7 となるので結局換算重量は次のようになる。

$$S S 4 1 \text{ 換算重量} = 8 7 \% \times 1, 2 4 7 = 1 0 8.5 \%$$

すなわち普通鋼 S M 4 1 で 1 0 9.6 %、高張力鋼 S M 5 0 で 1 0 8.5 % となり、材料費としてはほとんど同じ程度であるから工作上の工費高を考えると割高となるのは明白である。また高張力鋼桁はタワミ剛性が軟鋼桁に比し若干劣ること等を勘案して補剛ガーダーに対しては S M 4 1 の普通鋼を使用することにした。補剛桁の高さは 3.5 m の方が 3.0 m のものより約 2.4 % 軽いのであるが、電車窓からの乗客の目に対し壁とにならないようなるべく低くしたいこと、また腹板の挫屈強度製作、輸送、架設上からは大型となるのは望ましくないこと等から 3.0 m と決定されたものである。

(c) アーチの断面

高張力鋼と普通鋼とによるそれぞれの設計アーチ断面を比較した結果、表-4 のように材料費の価格差を考慮した換算重量比較で高張力鋼溶接で 2 1 4 t、同鉄結で 2 2 4 t、および普通鋼鉄結で 2 5 0 t となった。よつて一番有利な高張力鋼の溶接断面がアーチとして使用されている。

表-4

材 質	構 成	断面積 (cm ²)	材料費の割合	重 量 (t)	SS41換算重量
高張力鋼 S M 5 0	溶 接	747.5	1.247	172	214t
〃 S M 5 0	〃	747.5	1.247	180	224
普 通 鋼 S S 4 1	鉄 結	1043.2	1.000	250	250

(D) 側径間主桁

安治川橋りょうの側主桁は西九条方で支間 2 2 m (緩和曲線中)、弁天町方が支間 2 6 m のそれぞれ複線 2 主桁型式の下路プレートガーダーとなっており、ランガー橋の跳出部に架違いして乗っている。これらの主桁断面は剛性と外観上からランガー橋の補剛ガーダーに外形寸法を合わせた箱型集成断面が採用されている。

(E) タワミその他

本橋の支間中央点及び $l/4$ 点における計算タワミは表-5 のようである。なお片線運転の場合の左右主けたのタワミ差は $l/2$ 点で 4 3 mm、 $l/4$ 点で 5 1 mm となつている。けたの製作反りは死荷重による 8 6 mm、 $1/8$ 等分布荷重 (活荷重) による 3 5 mm、および線路縦曲線によるけた中央部の揚げ越し量 3 0 0 mm を加えて合計 4 2 0 mm となつている。

表-5

けたの位置 荷重状況	$\frac{l}{4}$ 点のタワミ		$\frac{l}{2}$ 点のタワミ		
	タワミ δ_4	δ_4/l	δ_2	δ_2/l	$\delta_2/0.62l$
複線活荷重 l	103	$\frac{1}{1170}$	119	$\frac{1}{1010}$	$\frac{1}{628}$
各 荷 重 d	86	$\frac{1}{1390}$	61	$\frac{1}{1970}$	
合 計 $l + d$	189	$\frac{1}{635}$	180	$\frac{1}{661}$	

(F) 保守上の考慮

検査設備としてはアーチ上を走行する検査車と補剛ガーダーおよび床組部材の点検用としてガーダー下を移動する検査籠が設計された。これらは将来部材および溶接部の点検はもちろん、機に応じたペイント部分塗保修時の足場としても利用しうるよう考慮してある。

(G) 一 般 図

本橋の設計一般図は図-3のようである。その鋼重量はランガーガーダー (933t)、側径間

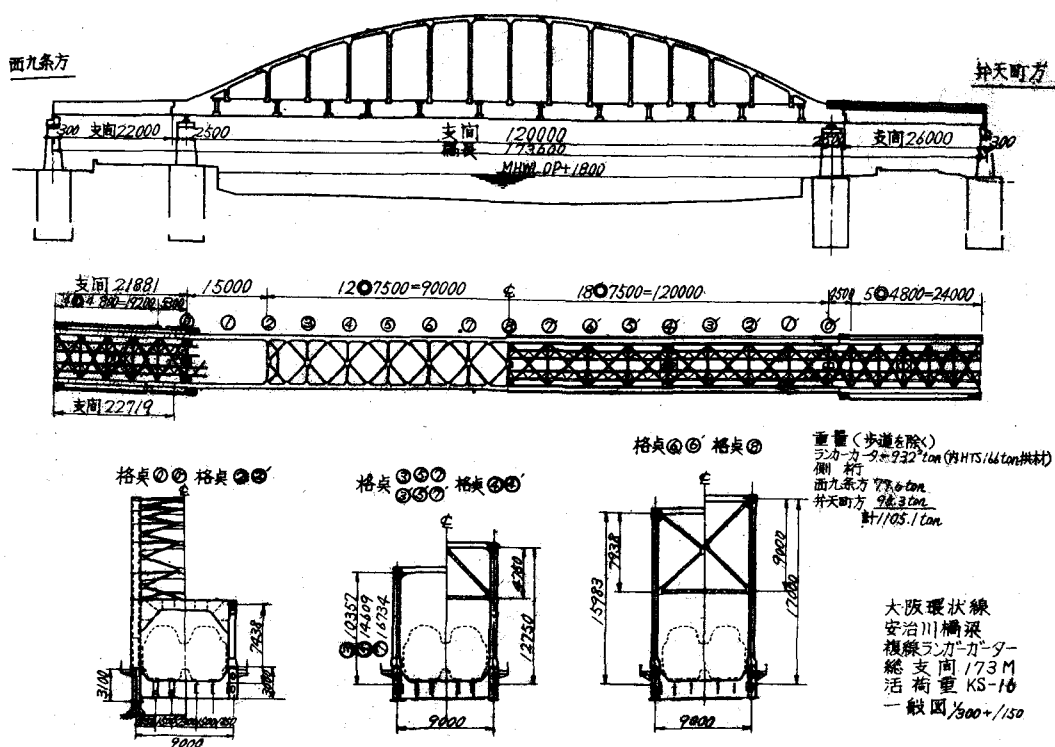
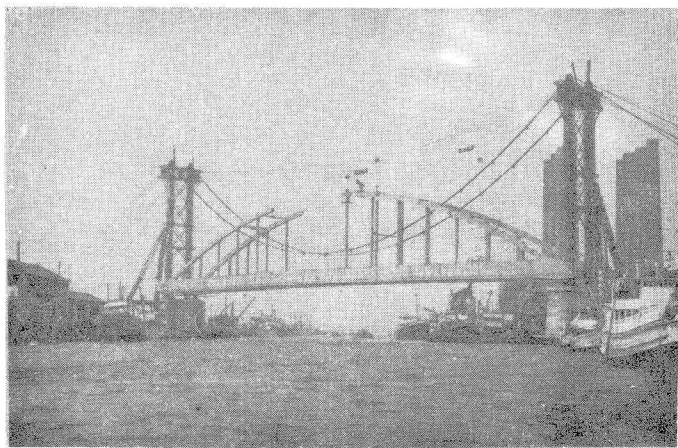


図-3

桁2連(172t)、および全歩道(58t)、の合計1,163tとなつている。またこの製作に要する溶接延長は6mm換算で約31軒に達している。

写真-1にケーブルエレクション中の安治川橋りょうを示す。



2. 新神通川橋りょう

2.1 概 要

北陸本線の複線化にともなつて線路増設工事が行われ、新神通川橋梁の建設が行われた。在来線の橋梁は200'の単線シエドラートラス6連が主径間で、これは線増後、高山線のみを使用するもので、これに併行して複線の新橋梁を建設する計画であつた。依つて新神通川橋梁は旧橋と橋脚の位置を揃えて、3径間連続トラス2連を主径間とし、両側径間は支間19.2mのP.C.桁各1連が架けられた。

この3径間連続トラスは溶接構造を採用したので、その細部構造について、又全径間カンチレバーエレクションを行つたので、架設計画について述べる。

設計要項は次の通りである。

型 式	3径間連続下路ワーレントラス
支 間	3@63.6=190.8m 2連。
荷 重	KS18 複 線
主構中心間隔	8.8m
構 高	9.3m
総重量	802.107t (一連当り)

写真2は架設完了時の新神通川橋梁の主径間を示す。



2.2 トラスの溶接断面

トラス断面の溶接化に当つて種々な型式が考えられ、強度の点からも、製作上からも検討を要するのが上下弦材である。従来上下弦材に使用した溶接箱型断面は、図-4に示す形式のものを多く使用してきたが、この断面は箱型内部に隅肉溶接を用いて居り、この溶接は施工し難く、良好な溶接が期待できない懸念があつた。

依つて図-5に示すような上下弦材断面を使用すると、溶接延長が減少し、且つ溶接施工上著しく有利であると考えられる。

図-4.

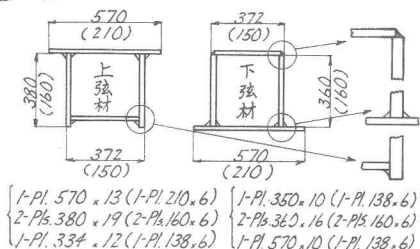


図-5

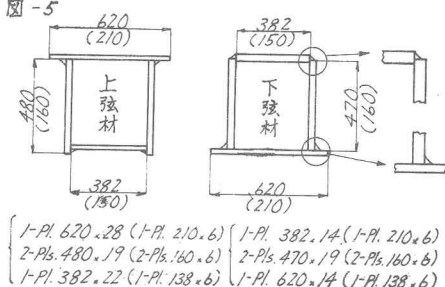


図-4型式と図-5型式の試験体を製作し、上弦材は圧縮試験、下弦材は曲げ試験を行つた。

図-4は木曾川橋梁のU3~U5, L2~L4の断面、図-5は本橋梁のU3~U5, L2~L4の断面を示し、()内の数値は試験体の断面寸法を示す。

下弦材試験体は実際断面の約 $\frac{1}{3}$ 程度の断面で、支間1.3mとして2点荷重の曲げ試験を行つた。

上弦材試験体は長さ4.0m部材細長比は通常のトラス部材に近い60としての圧縮試験を行つた。曲げ試験では破壊荷重が図-4型式が43.5t、図-5型式が42.5tであつた。

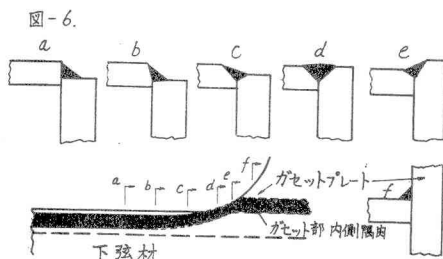
圧縮試験では挫屈荷重が図-4型式が95.0t、図-5型式のものが110.0tであつて。

圧縮、曲げ試験共に内部溶接を行つた図-1型式のものが低荷重で応力と歪の関係が直線変化でなくなつてゐる。図-5型式のものは計算値に近い応力状態を示した。

これは断面に対し、不对称な内側溶接歪み、又は残留応力のため却つて悪影響を生じたものと考えられる。依つて本橋梁では図-2型式の断面を採用し、中広のプレート側の隅肉溶接には充分溶ませるように、ユニオンメルトを使用した。

図-4はガセットと腹板をリベット結合したものであるが、この型式で図-3のようにF弦材の腹部に溶接を用いてガセットプレートを一体とした構造を用いると、不連続部を生じて疲労強度の低下を来す恐れがある。

図-5の下弦材の上部隅肉の開先部形状は、図-6に示すようにガセット部の隅肉溶接との移り変わりが不連続とならないよう考慮して定めたものである。



このトラストでは縦桁を連続桁として設計し、隣接縦桁の上下フランジをプレートで連結するために、横桁の桁高を小にする必要を生じ、そのため横桁に高張力鋼(SM50B相当)を使用した。

2.3. 全径間跳出し架設

本橋梁の架設は、連続トラスの1径間のみをベント上に架設し、次の径間より足場なしの全径間跳出し架設を行つた。

全径間63.6m跳出し時のトラス先端の撓みは、376cmであり、部材応力も著しく大である。

この架設時の自重及びクレーン等の荷重の他、風荷重として 180 Kg/m^2 (風速 40 m/sec)を考慮して部材断面及び1連目と2連目のトラスの間の連結構造を設計した。

本橋梁の架設工事は台風時期であり、伊勢湾台風の際に架設最盛期であつたが、全く被害を受けなかつたのは、全径間カンチレバーエクシジョンを行つたためであると考えられる。

写真-3は全径間63.6m跳出した状態である。

