

溶接構造の採用による鉄道橋の軽量化

日本国有鉄道構造物設計事務所 工博 友永和夫

〃 〃 〃 ○技師 菊池洋一

I 概 要

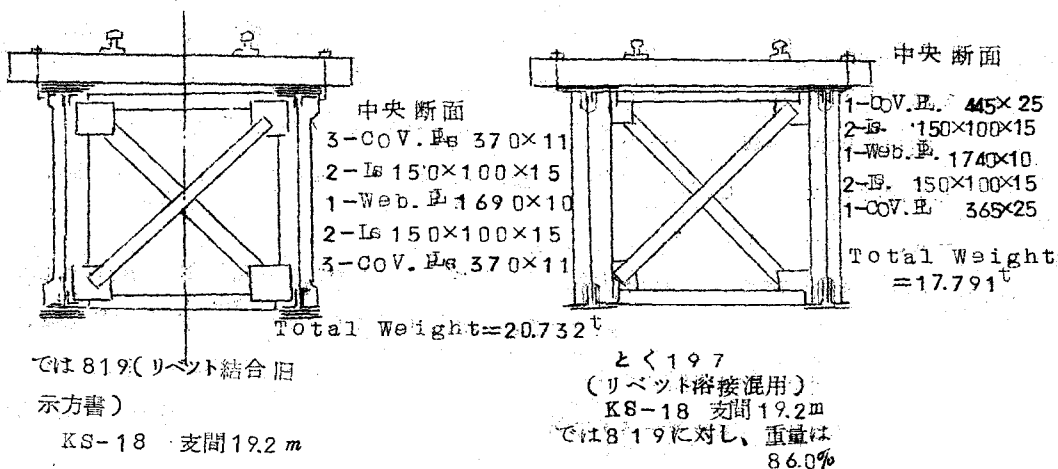
最近の橋梁においては、理論及び製作技術の進歩にともない、新しい型式のものが数多く設計製作架設されている。その新型式鋼橋の多くが溶接構造の採用におうものであり、鋼材の材質の改善、溶接材料の発達と共に、溶接施工技術が著しく進展し、凡ゆる型式の鋼橋に溶接が採用されてきている状態である。

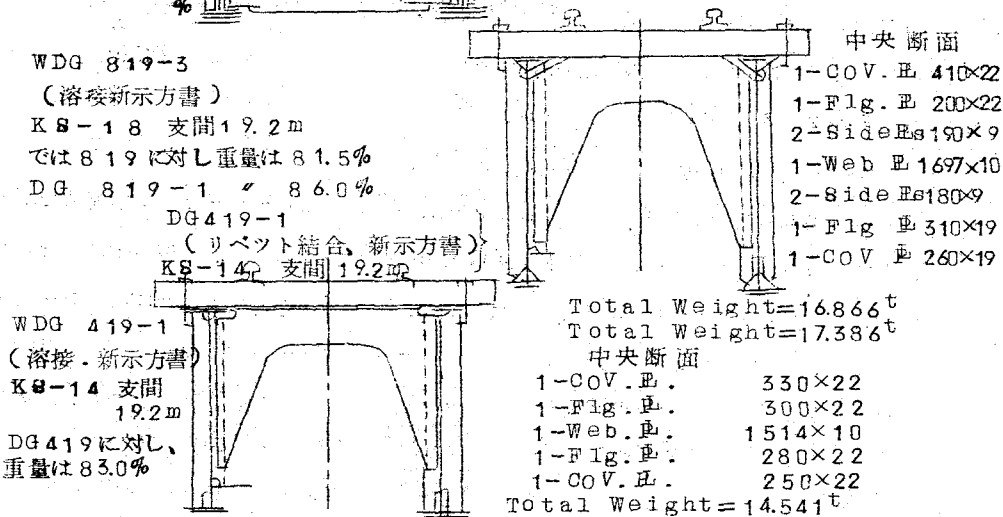
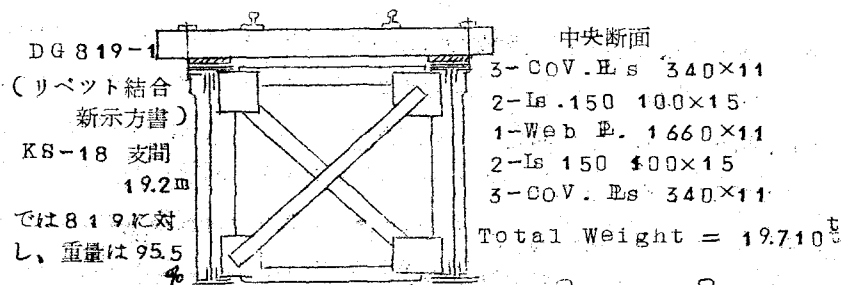
鉄道橋における溶接構造の採用は、他の多くの土木建築構造物に比し、一般に動的影響、期ち列車荷重による疲労の影響を考慮する必要がある、又その使用箇所も全国に互つているので、材料の低温脆性の問題もあり、種々の試験を行い、検討して、順次溶接構造を採用した。その2、3の実例について述べる。

II 上路プレートガーダーの軽量化

鋼鉄道橋として最も多く、使用されている上路プレートガーダーは、鉚結構造であり、溶接が使用されたのは、昭和6年奥羽本線檜山川橋梁の補強工事に、溝型溶接補強を行ったもので、その後数多くの補強に使用された。戦後、上路プレートガーダーに溶接を採用する過程として、腹板と突縁山形は鉚結し、之にカバープレート溶接した主断面で、補剛材、横綾材等にも溶接を用いた上路プレートガーダーを設計製作した。(1例図-11、1とく197)

図II-1 上路プレートガーダーの型式による鋼重比較





この桁は上突縁を平坦にして、枕木パツキングを使用せずに、直接枕木を並べる事が出来る利点を有し、列車荷重による枕木の曲げによつて腹板と突縁の取付部に弱点を生じさない様に考慮したものである。

この桁は在来使用してきた、リベット結合の上路プレートガーダー(1例 図-II-1 では819)に比し、約14%鋼重を削減する事が出来た。

昭和30年に鋼鉄道橋設計示方書(リベット結合)が設計され、それまでの示方書によつて設計した桁に比し、5~10%軽量の経済設計が行われるようになった。(1例 図-II、1 DG 819-1)

引き続き溶接鋼鉄道橋設計示方書案が検討され、之に併行して全面的に溶接を採用した桁の設計製作を行つた。前記リベット溶接混用桁(とく197)と同様な点を考慮して、

型の断面を有する上路プレートガーダーの設計を行つた。(1例 図-II、1 写真-II、2 WDG 819-3)この設計においては、溶接構造の疲労による影響を考慮した許容応力を採用した。

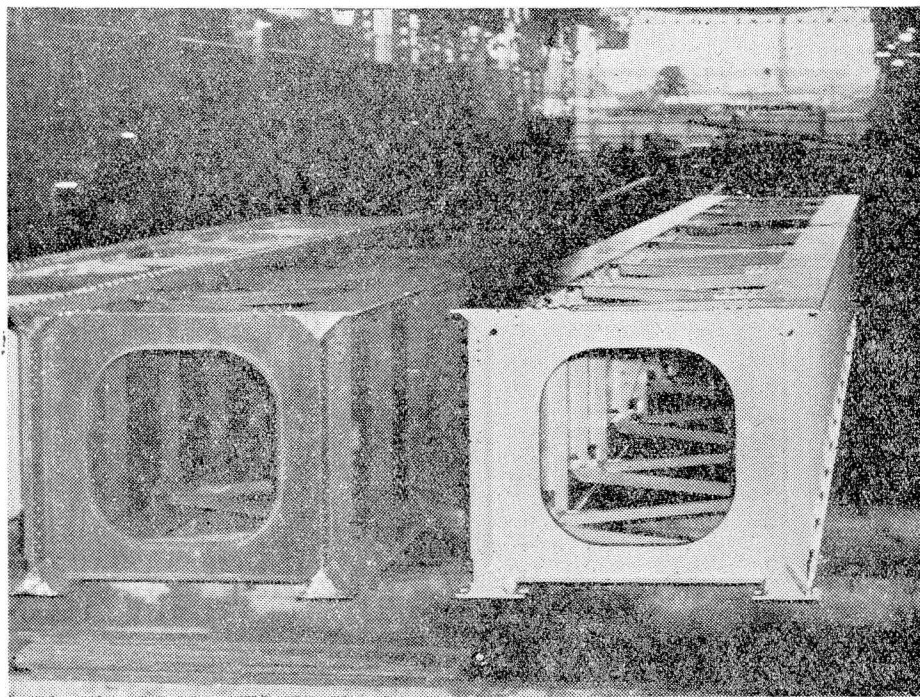


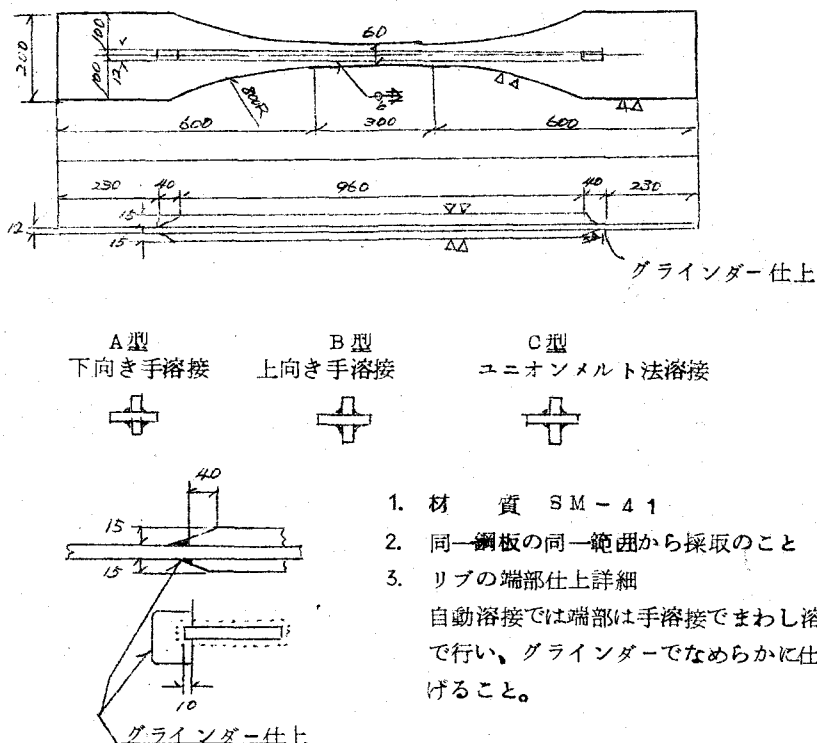
写真 Ⅱ 2

その主要な点を挙げると、第1に縦ビードのある部材の疲労強度が問題になり、図-Ⅱ、2に示す様に下向き手溶接、上向き手溶接、ユニオンメルト溶接の3種類の試験法を製作して疲労試験を行った。その結果表-Ⅱ、1に示す様に、下向き手溶接、ユニオンメルト溶接の場合には200万回の疲労強度は 18 kg/mm^2 以上であり、隅肉溶接で形成された断面を有する部材の疲労強度を確信する事が出来た。上向き手溶接は現場溶接補弦又は新桁に現場溶接を使用した場合を考慮した試験である。

第2に前面隅肉を有する部材、即ち上路プレートガーダーにおいては、カバープレート端

図II-2

縦ビード疲労試験片



1. 材 質 SM-41
2. 同一鋼板の同一範疇から採取のこと
3. リブの端部仕上詳細
自動溶接では端部は手溶接でまわし溶接で行い、グラインダーでなめらかに仕上げること。

表- II、1 縦ビード疲労試験成績

試験片 No.	板厚 mm	巾 mm	断面積 mm ²	荷重 t 上限～下限	応 力 kg/mm ²			繰返し回数 万回	破断 有無	破断の位置
					上限～下限	上限～下限	上限～下限			
A-1	12.37	60+30	1115	27.8～2.2	25.0～2.0	23.5～1.9	190.6	有	中央より 15 mm ビード	
-2	12.33	60+30	1110	30.0～2.2	27.0～2.0	25.4～1.9	97.6	"	" 250 "	
-3	12.33	59.9+30	1110	25.5～2.2	23.0～2.0	21.6～1.9	94.5	"	" 250 "	
-4	12.42	60+30	1120	25.7～2.2	23.0～2.0	21.6～1.9	115.0	"	" 135 "	
-5	12.37	60+30	1115	22.3～2.2	22.0～2.0	18.8～1.9	243.0	無		
B-1	12.40	60+30	1115	27.8～2.2	25.0～2.0	23.5～1.9	90.2	有	中央より 3.2 mm ビード	
-2	12.35	59.6+30	1105	29.8～2.2	27.0～2.0	25.4～1.9	53.5	"	" 200 "	
-3	12.33	60+30	1110	25.5～2.2	23.0～2.0	21.6～1.9	167.0	"	縁板材端母板	

B-4	12.45	59.8+30	1120	23.5~2.2	21.0~2.0	19.7~1.9	72.6	有	中央より110mmビード
-5	12.33	60+30	1110	20.0~2.2	18.0~2.0	16.9~1.9	217.6	無	
C-1	12.37	60+30	1115	27.8~2.2	25.0~2.0	23.5~1.9	175.0	有	緑板材端母板
-2	12.31	60+30	1110	30.0~2.2	27.0~2.0	25.4~1.9	116.3	"	中央より118mmビード
-3	12.37	60.2+30	1115	25.7~2.2	23.0~2.0	21.6~1.9	181.5	"	緑板材端母板
-4	12.35	60.2+30	1115	25.7~2.2	23.0~2.0	21.6~1.9	59.0	"	緑板材端母板16φ穴端
-5	12.34	60+30	1110	22.2~2.2	20.0~2.0	18.8~1.9	218.3	無	

註 $\delta 1$ = 荷重 / 平行部母板断面応力

$\delta 2$ = 荷重 / 平行部母板断面 + 溶接ビード断面

図 - II - 3

補剛材取付溶接疲労試験片

X線検査はJIS1級とす

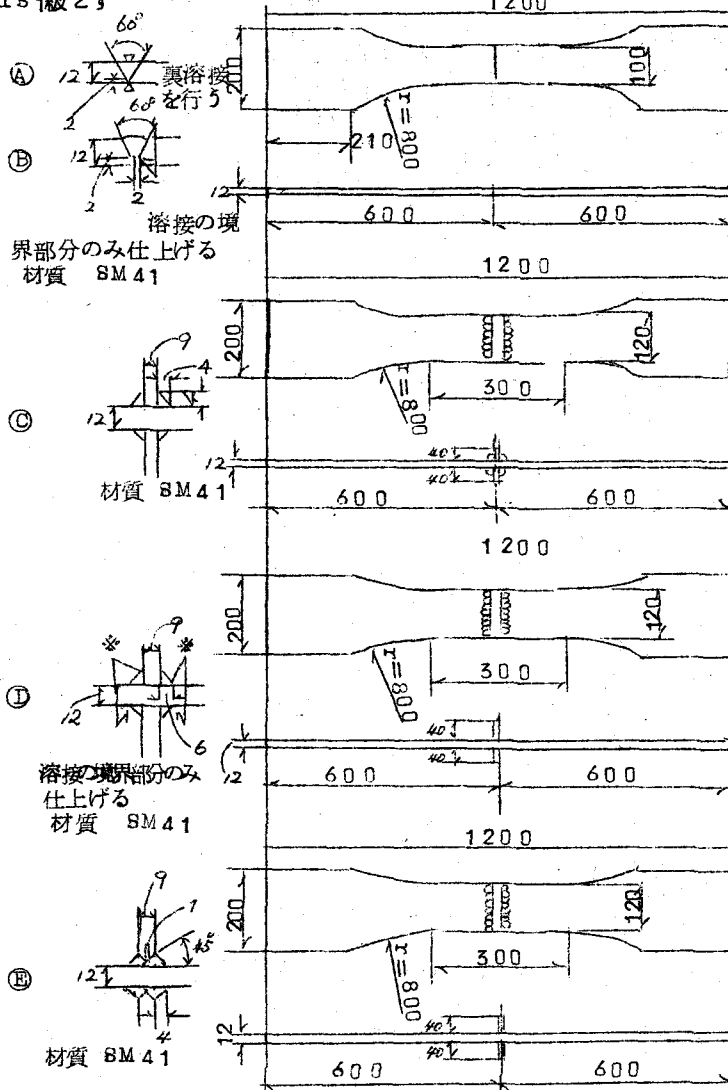


表-Ⅱ、2 補剛材取付溶接疲労試験成績

試験片 符号	板厚 mm	巾 mm	断面積 mm ²	荷重 τ 上限~下限	応力 Kg/mm^2 上限~下限	繰返し 万回	破断 有無	備 考
A-1-4	12.20	100.0	1220	36.6~2.4	30.0~2.0	30.9	有	母板平行部端
" 5	11.96	100.0	1196	33.5~2.4	28.0~2.0	865	"	ビード
" 6	12.05	100.0	1205	32.5~2.4	27.0~2.0	1548	"	チャック
B-2-3	12.23	99.2	1213	34.0~2.4	28.0~2.0	103.9	"	ビード
" 4	12.27	99.6	1222	33.0~2.4	27.0~2.0	400.0	無	
" 5	12.20	99.9	1219	34.2~2.4	28.0~2.0	100.2	有	ビード
" 6	12.27	100.0	1227	36.8~2.5	30.0~2.0	18.2	"	ビードより20mm母板
C-3-1	12.23	120.0	1468	35.2~2.9	24.0~2.0	265	有	ビードの母板(溶接脚長) 転移部 (5.5)
" 2	12.15	120.0	1458	32.1~2.9	22.0~2.0	40.6	"	(4.5)
" 3	12.23	120.0	1467	27.9~2.9	19.0~2.0	77.5	"	(5.1)
" 4	12.21	120.0	1465	23.4~2.9	16.0~2.0	125.2	"	(4.9)
" 5	12.17	120.0	1460	20.4~2.9	14.0~2.0	360.0	"	(5.5)
" 6	12.15	120.0	1458	23.3~2.9	16.0~2.0	221.7	"	(4.6)
D-4-1	12.18	120.0	1462	35.1~2.9	24.0~2.0	77.7	有	(4.6)
" 2	12.14	120.0	1457	32.1~2.9	22.0~2.0	130.0	"	(6.8)
" 3	12.16	120.0	1459	29.2~2.9	20.0~2.0	130.6	"	(5.5)
" 4	12.15	120.0	1458	26.1~2.9	18.0~2.0	865	"	(5.8)
" 5	12.15	120.0	1458	23.3~2.9	16.0~2.0	204.0	"	(6.2)
" 6	12.15	120.0	1458	20.4~2.9	14.0~2.0	500.0	無	(5.6)
E-5-1	12.21	120.0	1467	35.2~2.9	24.0~2.0	36.7	有	(4.5)
2	12.18	120.0	1462	32.1~2.9	22.0~2.0	62.4	"	(4.0)
3	12.13	120.0	1451	26.2~2.9	18.0~2.0	69.7	"	(3.0)
4	12.20	120.0	1464	23.4~2.9	16.0~2.0	251.1	"	(4.3)
5	12.18	120.0	1462	26.3~2.9	18.0~2.0	43.3	"	(4.0)
6	12.19	120.0	1463	23.4~2.9	16.0~2.0	143.4	"	((4.5)

の疲労強度が問題となり、諸外国の資料により許容応力を定めた。カバープレート端は大きな不等サイズ(1:2)の隅肉溶接を行い、その端を仕上げた形を用いた。

第3に垂直補剛材を取付けた場合、上路プレートガーダーの腹板の引張側は、引張材に直角な溶接で補剛材が取付けられる事になり、種々の取付け方(図-Ⅱ、3)に対する疲労試験を行つて、表-Ⅱ、2の様な結果を得た。之によつて許容応力を定めて、垂直補剛材を取付ける隅肉溶接は、図-Ⅱ、4に示すように補剛材の下方は、腹板の応力が定められた許容応力を超過しない位置で隅肉溶接を止める事とした。

図-Ⅱ、1に示した様に、活荷重 $K S 18$ 、支間 $19.2m$ の桁の設計において、溶接を採用した「WDG819-3」(常磐線利根川橋梁)は、旧示方書で設計した「では819」の桁に比し、18.5%、新示方書リベット結合の「DG819-1」に比し14.0%軽量とする事が出来た。

図-Ⅱ、4に断面を示している「WDG 819-3」の桁は、斜め側板の取付け溶接に製作工数を多く要し、溶接延長も長く、軽量化が直接経済性と結びつかない恐れがあった。依つて枕木の曲げによるT型断面の首部溶接附近の応力状態を検討する為、後述の木曽川橋梁用縦桁を使用して載荷試験を行つた。この試験は縦桁中心間隔が1.5mであるので、レールのゲージを縮めて、桁中心間が1.7mと同じ効果となる様にして載荷した。。その結果図-Ⅱ、5に示す様に、首部附近の応力は、設計に充分考慮を払えば突縁山形又は斜め側板を用いずに、溶接T型断面を採用し5

と思われた。

依つて、図-Ⅱ、1のWDG '419-1' に示すT型断面の溶接上陸プレートガーダーを設計した。この設計はカバープレート及びフランジプレートの巾をなるべく小にし、枕木の曲げによる影響を小にしたもので試作して載荷試験を行う予定である。之は新示方書によるリベット結合の桁'DG 419-1' に比し、17.0%軽量構造である

図-Ⅱ . 4

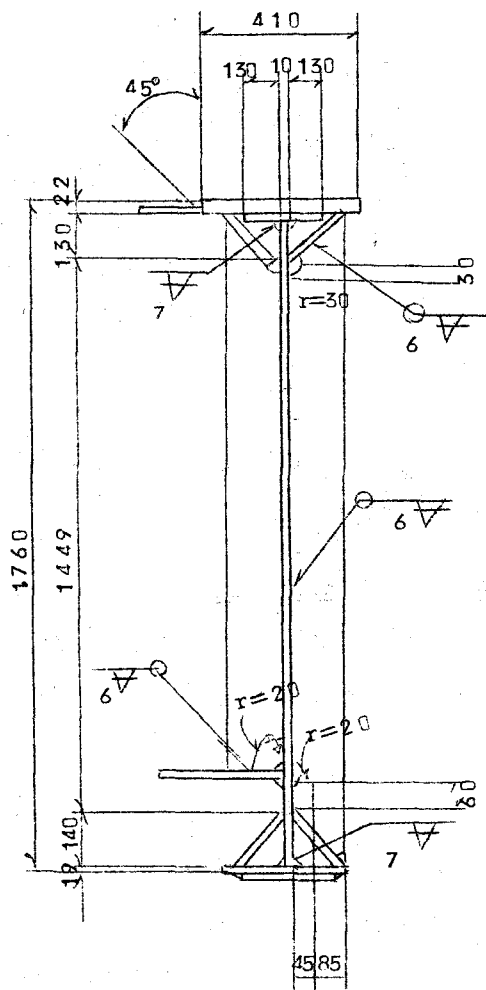
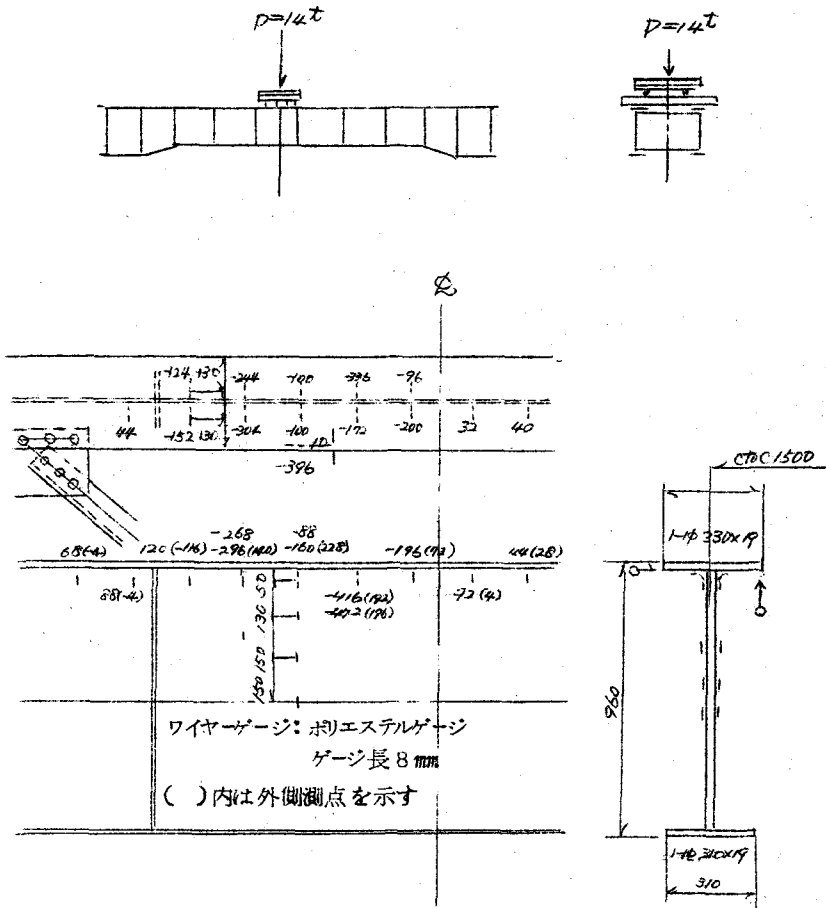


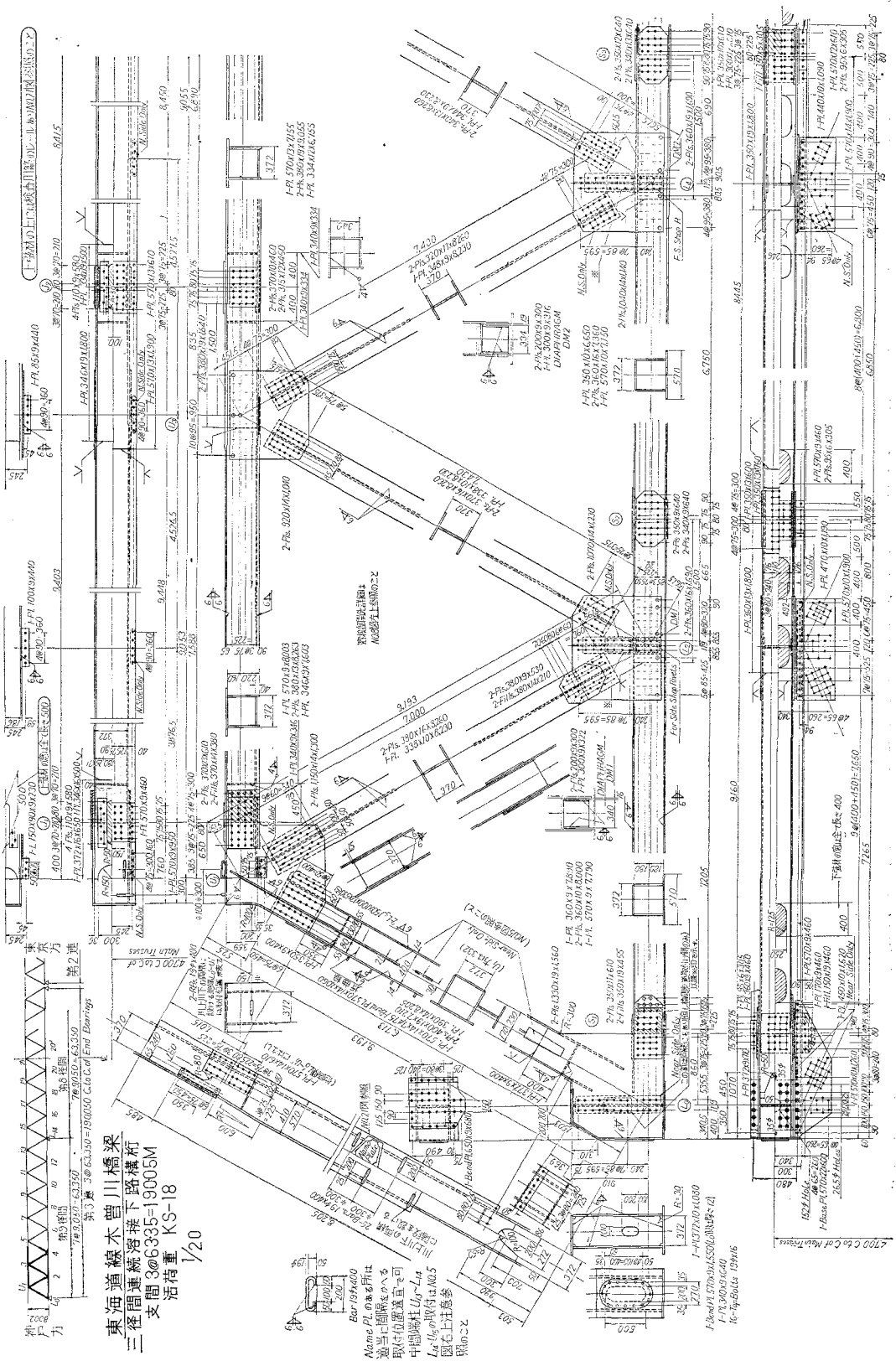
図-Ⅱ・５

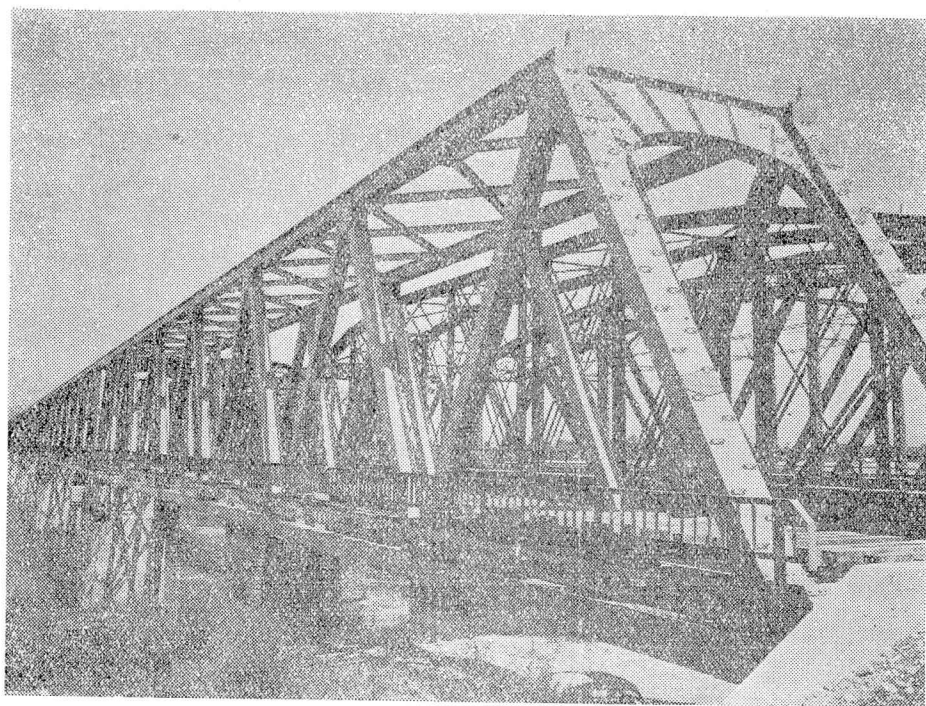


Ⅲ 溶接トラス

昭和29年に飯田線天龍川橋梁の3径連続トラス(支間70.4+61.6+70.4=202.4m)に溶接構造を採用し、昭和30年6月に完成した。その後、昭和31年に東海道本線木曾川橋梁に3径間連続トラス(支間(α)63.35=190.05m)3連を設計し、昭和32年10月に架設完了した。(写真-Ⅲ・1)

图—4.3





写真Ⅲ. 1

主としてこの主要幹線に用いた木曾川橋梁の溶接トラスについて述べる。

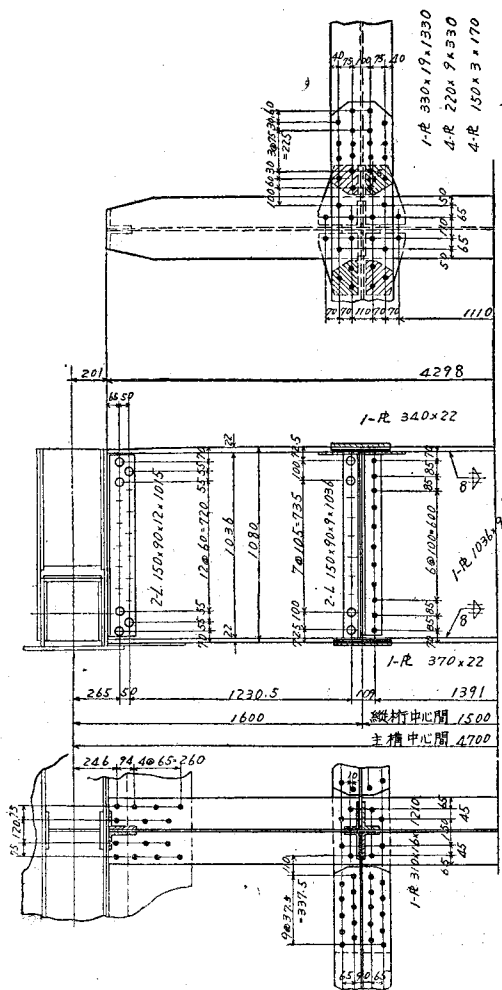
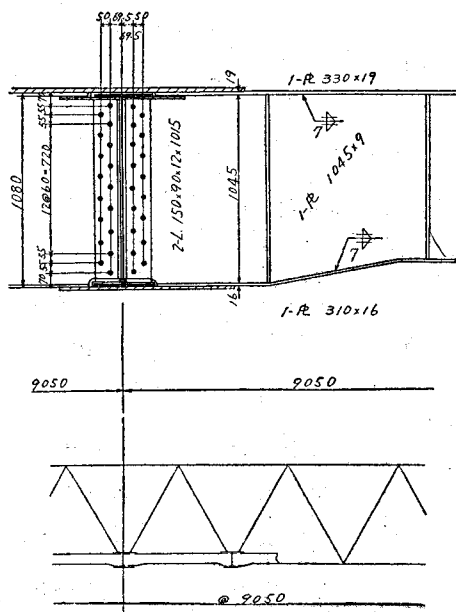
設計要項

型 式	下路3径間連続トラス
支 間	3 (a) $63.35 = 190.05m$
荷 重	KS18
主構中心間	$4.7m$
構 高	$8.0m$
総重量	1連 465t (含橋側歩道)
溶接延長	脚長6mm換算 $17000m$

(1) 床組の構造

鉄道橋のトラスは通常垂直材を有するワーレントラスを使用して居り、縦桁は7.8mmの格間長のものが多いが、この溶接トラスは2次応力を小とするために、垂直材のない型式を採

横桁、縦桁の桁高はそれぞれ $1,080\text{mm}$ 、 960mm のガーダーで縦桁はその両端部で桁高が横桁と同じ高さとし、相隣 3 縦桁の上下フランジプレートは 2 枚の添接板で連結して連続性をもたした設計とした。図-III、1 にその構造を示した。

 $\frac{1}{20}$ 

横桁及び縦桁の単位長さ当りの重量は 56.2 kg/m であり、リベット結合の格間長 7.8 m のトラス（東海道本線大井川橋梁K S 18支間 62.4 m が 58.5 kg/m で約4%軽量である。

これは縦桁長が経済的長さでないが、連続縦桁とした事と溶接を採用した事によつて小となっている。

(2) 弦材断面

弦材の鋼板を溶接で形成した箱型断面とし、上弦材は現場添接箇所を除き、ダイアフラムを入れて密閉箱型断面とした。密閉箱型断面は鋼材の節約・圧縮材として理想的断面の円筒型に近く、ペンキ塗面積も減少し保守上も有利である。

下弦材は箱型であるが、下側は孔明きカバープレートを使用し、下側開放断面である。（図-Ⅲ、2参照）

これを主として引張部材であるので密閉箱型断面とすると、ダイアフラムの取付と応力に直角方法の溶接を使用する事となるので、之をさけたためである。

又応力の急変する格点では上下のカバープレートの厚さを急変させるとガゼットプレートを通じての応力変化を腹板を通してカバープレートに伝えるので、腹板とカバープレートの隅肉溶接に大きな応力を与える事となるのでこれを防ぐために、主にガゼットに直接鋲結されている腹板の厚さにより断面変化を行つた。

(3) 斜材断面

端柱及び中間支点上の斜材は箱型断面とし、部材端はガゼットと鋲結する部分をH型断面とし、これに橋門構を構成するT型断面を附加した。

斜材の多くは多少剛性は小であるが、箱型とせず最も製作の容易なH型断面を使用した。

主構の代表的部分を図-Ⅲ、2に示した。

(4) 橋側歩道

橋側歩道用歩板としては、木板、コンクリート板、P.C板、編鋼板等が用いられている。

木板は腐蝕し易く長期の使用に堪えない欠点があり、コンクリート板は厚さ $70\text{ mm} \sim 100\text{ mm}$ のものを通常使用しているが、之は重量が $170 \sim 240\text{ kg/m}$ もあり、死荷重応力の増大・桁の転倒に対する安全度の低下を来す等の問題がある。

P.C板の場合は $70 \sim 90\text{ kg/m}$ で比較的軽量であるが取扱いに注意を要する。

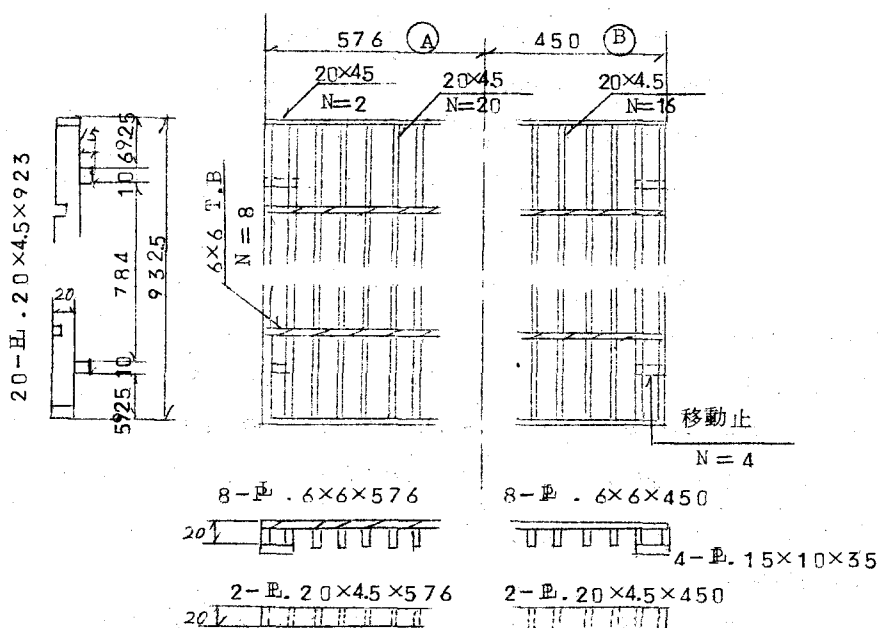
編鋼板は取扱い容易で 6 mm 板を使用すると 50 kg/m で上記の中では最も軽量であるが腐蝕し易い点と積雪地での通り易い等の問題がある。

木曾川橋梁では旧橋のコンクリート板を使用したが大井川橋梁に於ては、図-Ⅲ、3の様

なスチールグレーチングを使用した。

図-Ⅲ・3

スチールグレーチング歩板



平鋼と換った棒鋼を格子状に、特殊プロジェクション溶接により完全溶接を施し、一個のブロックとして組立てたものである。

このスチールグレーチングは30kg/mで極めて軽量である。

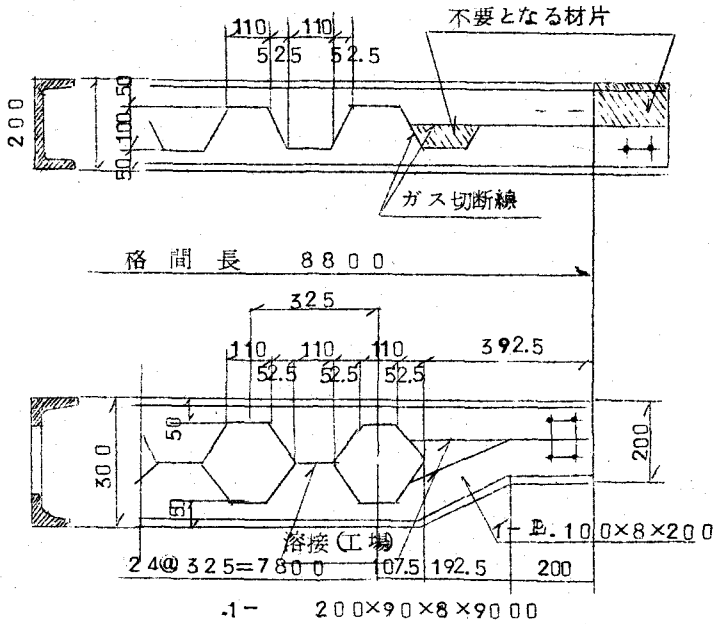
このスチールグレーチングの強度を調べるため曲げ試験を行つた。

このグレーチング上を体重60kgの人が歩行する場合永久変形を生ずる時との荷重の比は1.98、破壊に対する安全率は3.9である。

又歩道用縦桁としてCastellated beamと称する溝型鋼の腹板を図-Ⅲ・4の様に切断して腹部で衝合溶接して高さを大にしたものを使用した。

図-III-4

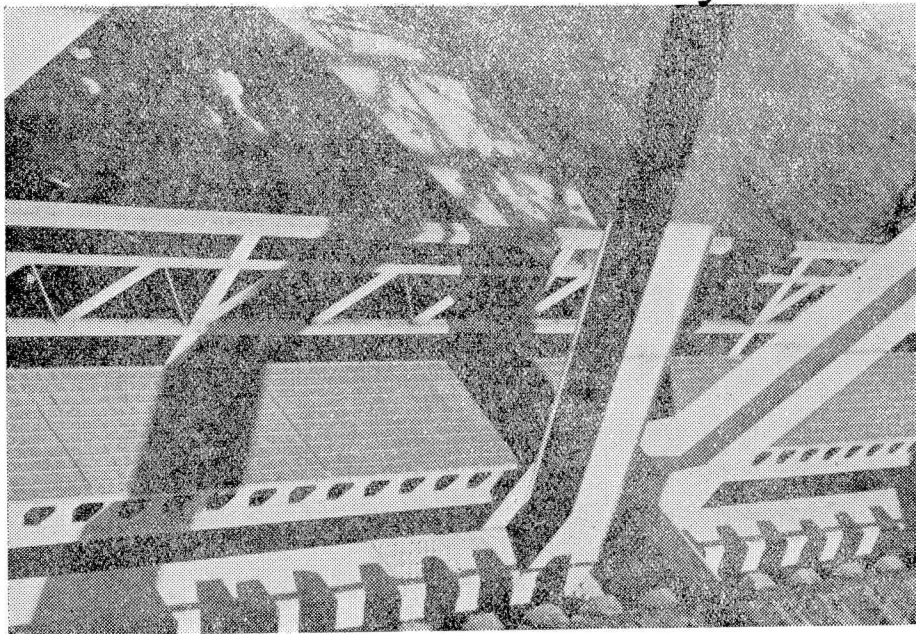
歩道用縦桁



これは支間長が大であるので撓み変形の少い軽量構造とするために採用したものである。

(写真-III、2参照)

木曽川橋梁の設計において、1経間(63.5m)当りの鋼重量は144t(除橋側歩道、検査用籠、架設用断面増)であり、同一荷重、同一経間用の橋桁(東海道本線大井川橋梁型式曲弦ワーレントラス)が鋼重量159.8tであり、約10%軽量構造であり、主構に高張力鋼を使用した鉸結連続トラス(信越線犀川橋梁)と略々等しい鋼重であつた。



写 真 Ⅲ 2

Ⅳ 溶接ローゼ桁

東京港晴海埠頭に到る専用側線の晴海橋梁は、東京港の正面に位置する橋梁であるので、外観の美しい事が要望されたのでローゼ桁を設計した。このローゼ桁は現場連結添接箇所はリベットを使用したが生、工場製作部材はすべて溶接断面を採用した。(写真-Ⅳ、1)

設計要項

型式	下路ローゼ桁
支間	5 8.8 m
荷重	K S 1 6
主構中心間	4.7 m
拱矢	9.0 m
総重量	1 4 5.7 t

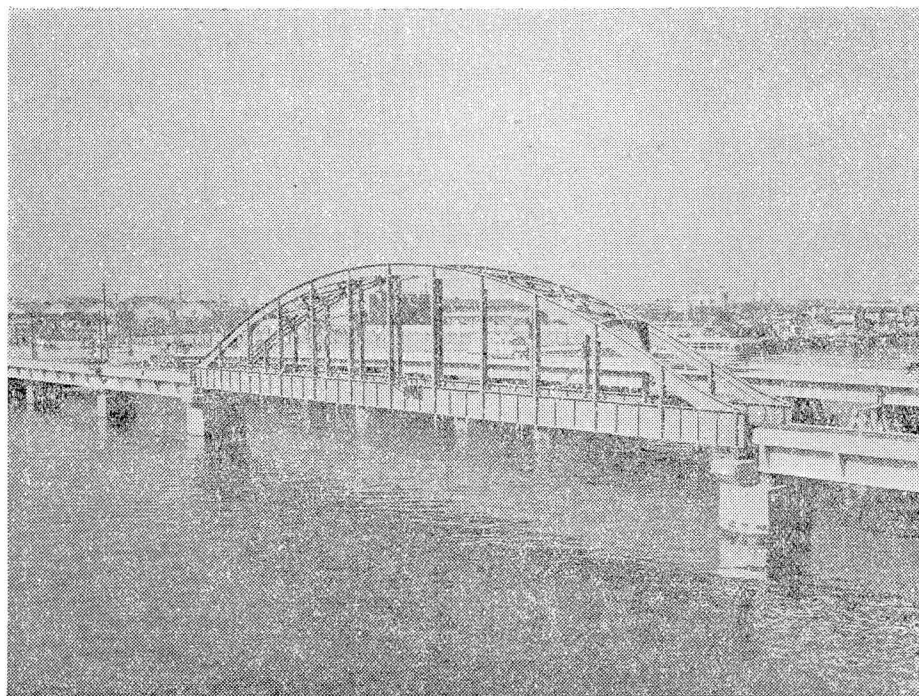


写真 IV 1

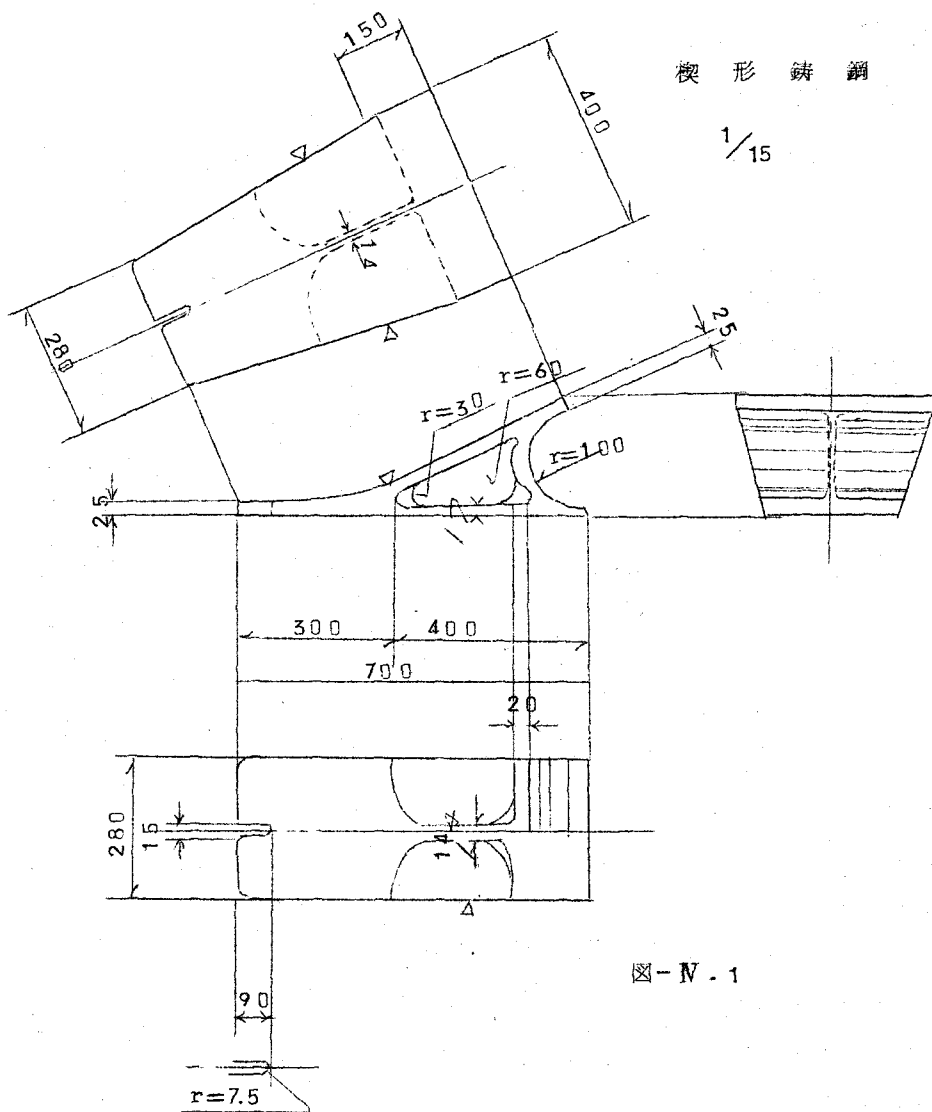
本橋は当初溶接トラスが計画されたが、外観の点よりランガー型式が要求された。小支間のランガーガーダーは補剛桁と吊拱との断面 2 次モーメントの比が比較的大になり、2 次応力が大となる傾向である。依つてランガーガーダーとして、概略断面を定めて、ローゼ桁の精算を行つたものである。

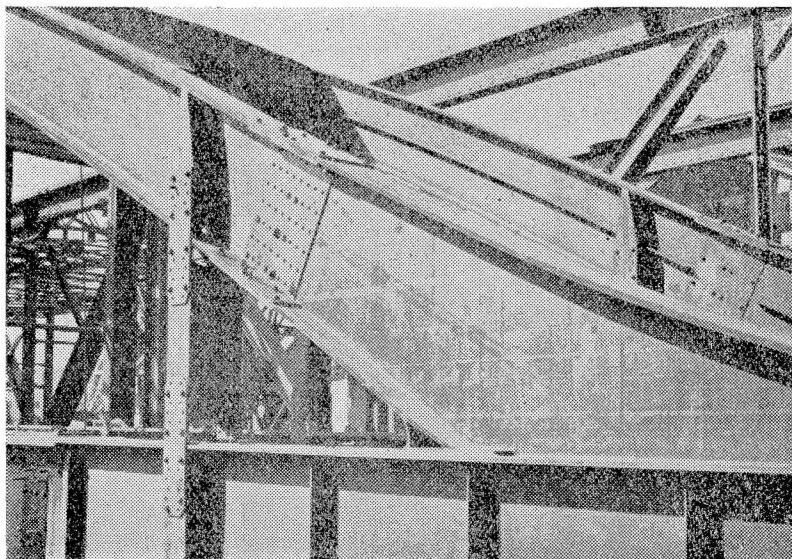
吊拱、補剛桁共に曲げモーメントを受ける部材として最も有利なシングルウェブ I 型断面を採用し、吊材、横桁、縦桁、上横構等すべて I 型断面を使用した。

又吊拱は水平補剛材を用いて、腹板の厚さを小にした経済断面を用いている。吊拱よりの応力が補剛桁に滑らかに伝達され疲労強度の低下を来さない構造の隅角部はプレートを溶接して形成するのは困難であり、図 - IV、1 の様な楔形鋳鋼を使用した。(写真 - IV、2)

鋳鋼を使用して、吊拱のフランジプレートと補剛桁のカバープレートと衝合接手を設け、

吊拱の腹板、補剛桁のフランジプレートと隅肉溶接で取付けた。





写 真 IV 2

この為、楔形鋳鋼は良好な材質で偏析の少ないものを使用した。

化学成分 C 0.17% Si 0.30% Mn 0.53% P 0.025% S 0.008%

引張強さ 49.4 kg/mm^2 降伏点 31.5 kg/mm^2 伸び 37.0%

ブリネル硬度 134 Vノッチシャルビー 10°C 10.1 gmm/cm^2

又超音波探傷機により鋳鋼内部に存在する欠陥を調べ1箇所を切断して内部の状態を調べた。
 (写真-IV、3) 又楔形鋳鋼とフランジプレートの衝合接手はX線検査を行い、更に溶接部附近の顕微鏡写真を取り、金属組織を調べた。

この様に主断面に経済的なI型断面を使用したため、その連結部に困難を生じたが、特殊構造の採用により、無理のない連結をする事が出来た。

この橋桁は、通常用いられている同支間のワーレントラスに比し、9.5%重量は大であるが、ローゼ桁としては軽量の設計であると思われる。

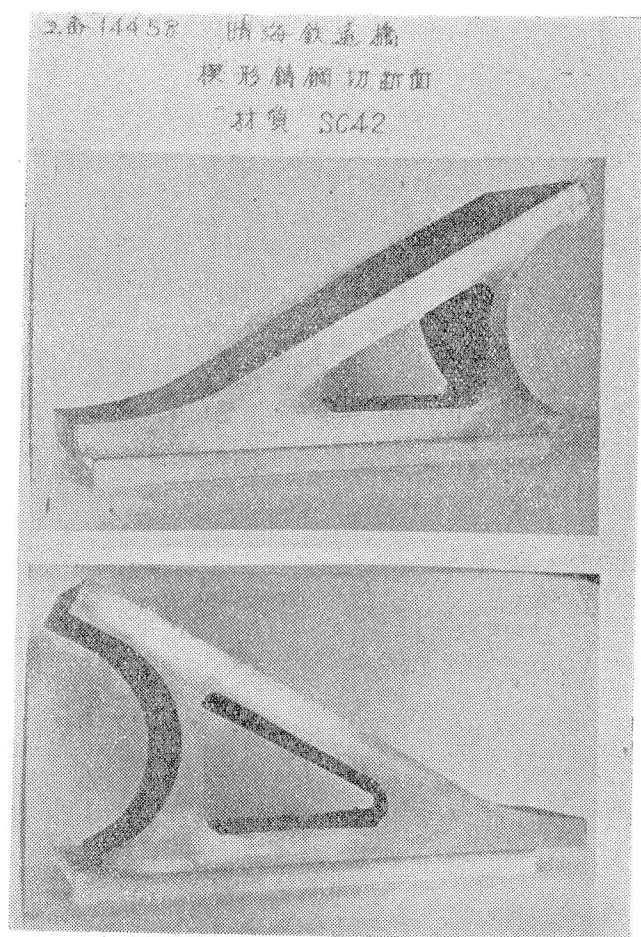


写真 IV 3

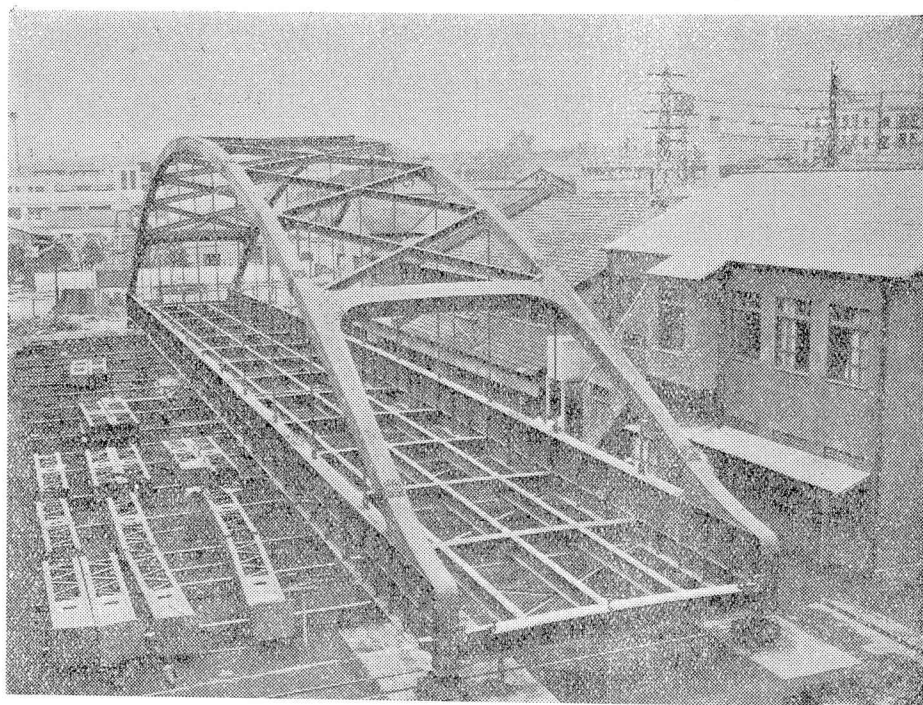
V プレストレストランガー

郡山駅附近で東北線を横断する跨線道路橋（東橋）にプレストレスを導入したランガーガーダーを設計した。（写真-V、1）。

設計要項

型式	ランガーガーダー
支間	62.92m
巾員	車道 6.5m

歩道	2 ④ 1.5 m
荷重	2 等橋
主桁 中心間	7.2 m
拱矢	9.74 m
総重量	154 t



写 真 V 1

このランガーガーダーの設計では吊材に丸鋼を使用した。之は吊材に作用する 2 次応力を小とすると共に、床組高さの点から格間数の多い、13 格間としたので、応力の余つた I 型断面を用いると、重量の増加を来すので、経済的な丸鋼を使用した。(図-V、1)

又吊拱は圧縮部材であるので箱型断面を使用し、補剛桁はシングルウェブ I 型断面を使用した。その取付部は図-V、2 の様に補剛桁の上突縁に Ψ 型となる様な側板を当てて、剛性をまし、垂直補剛材の少い構造とした。

一般にランガーガーダーの補剛桁の応力は下突縁に比し、上突縁が著しく小であり、不

対称断面を使用する事となり、対称断面に比し不経済であり、更に補剛桁の重心軸が力線と偏心し、且つ変動して、応力状態が良好でない。依つてプレストレスを導入して補剛桁の応力状態を改善した。

プレストレス導入は吊拱中央に10tの圧縮力を加えると、吊拱部材に対しては -40 kg/cm^2 、吊材には $+34 \text{ kg/cm}^2$ の応力が作用し、補剛桁にはL2点で51.03 t m、L4点で83.5 t m、中央点で97.42 t mの負の曲げモーメントが作用する。之をコアモーメント図(図-V、3)で示すと、例えばL3点で上突縁コアモーメント230 t m、F突縁で350 t mの断面を要した補剛桁が、プレストレス導入により実線のコアモーメント、上突縁で300 t m、下突縁で280 t mの対称に近い断面でよい応力状態とする事が出来た。プレストレス導入方法として考えられる第1の方法は、吊拱を組立てる際に、中央部材U6-U6を挿入する時にジャッキを用いて吊拱に10tの圧縮力を加えて迫めを行う方法である。

第2の方法は吊材にターンバックルを設けて、吊材を補剛桁に所定の曲げモーメントが加えられるまで縮上げる。第3の方法として補剛桁を予め曲げモーメントを加えて、その状態で吊拱、吊材を取付けてプレストレスを導入する方法等が考えられる。

図-V.1

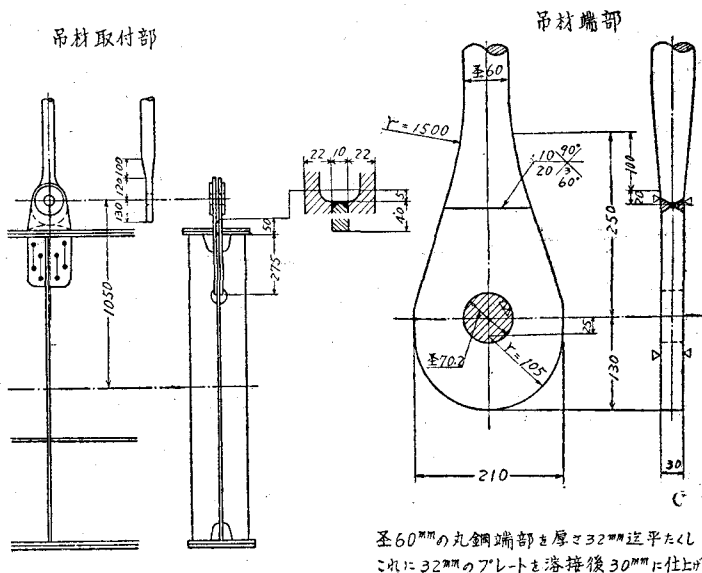
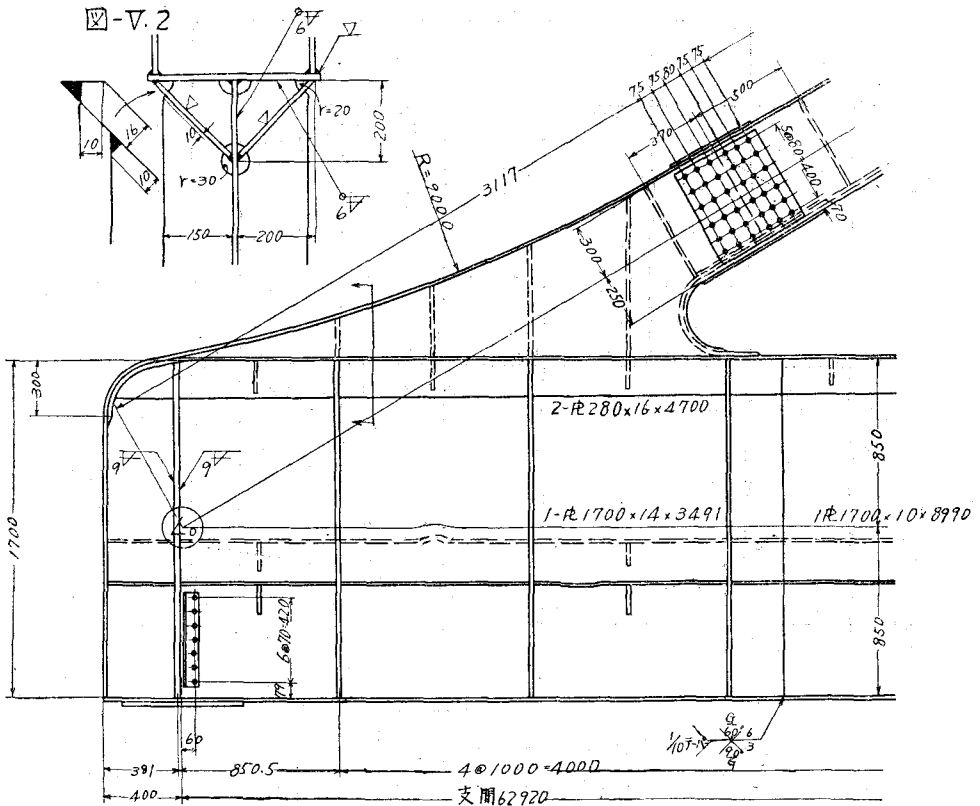


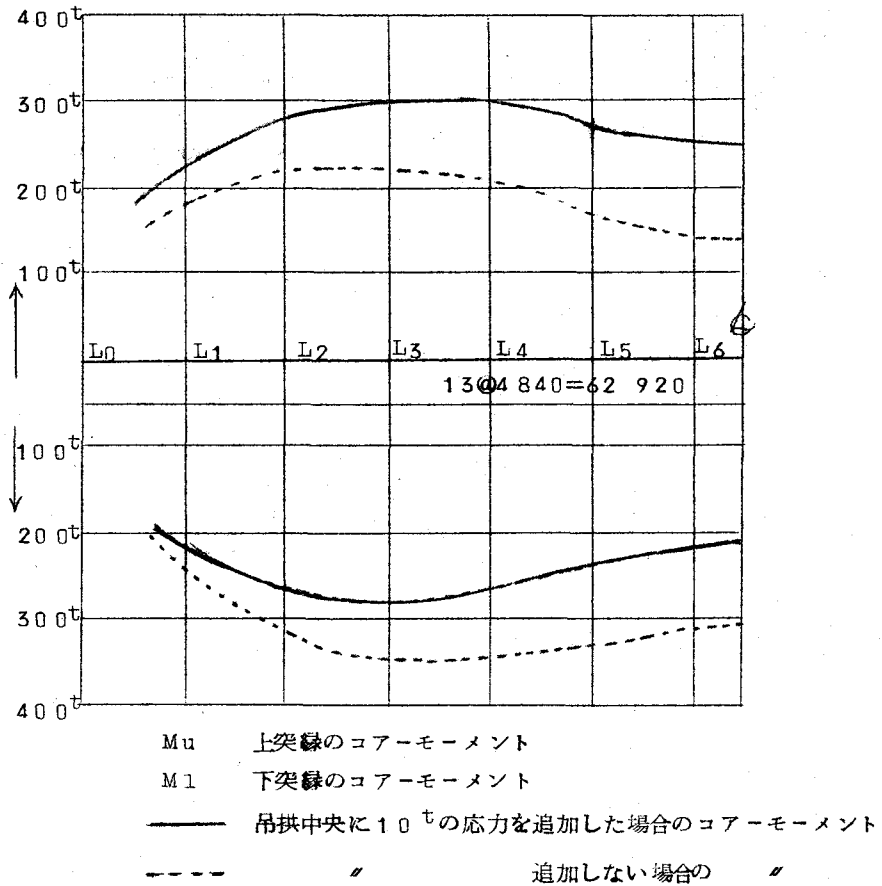
図 V 2



第1の方法は吊拱の最頂部の高所で圧縮力を加えなければならず、又部材の挿入も困難である。第2の方法はターンバックルが外観を害し、又将来弛緩の因となる事が考えられる。第3の方法は上記の方法に比しプレストレスの内補剛桁に作用する水平軸力の影響が導入されず、計算仮定と予循するが、その影響は無視しうると考えられ、実施の方法が最も適切であるので、この方法を採用した。

図-V. 3

コアーモーメント図



本橋の場合、吊材に丸鋼を使用した事により、通常のH型断面を使用したものに比し、鋼重約3t軽量となり、プレストレス導入により補剛桁面を用いて、1.5t軽量となつた。補剛桁重量は59,775tであり、プレストレス導入は2.5%の重量減で、その影響は小であつたが、応力状態の改善には有効であつたと思われた。