

## 【報 告】

### 坂越橋の工事および載荷実験について

成 岡 昌 夫\*  
岩 本 幸 二\*\*

**要 旨** 坂越橋は合成格子桁 6 スパン、格子桁 4 スパンよりなる橋で、この設計方針、製作、架設および竣工後行つた載荷実験の結果の大要について述べたものである。

#### 1. はしがき

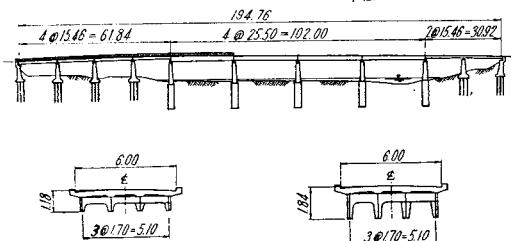
本橋は兵庫県の主要地方道である赤穂～相生線が千種川を横断する地点に架設された格子桁橋である。旧橋は昭和 10 年木橋で架設され、最近の重交通に耐えないようになつたので、昭和 28 年橋梁整備事業により、架換することとなつた。昭和 28 年度に下部工事の一部および取付道路を、昭和 29 年度に下部工事の残部および上部工事を施工し、総工費 4,531 万円をもつて昭和 30 年 9 月 19 日に竣工した。以下本橋の概要および載荷実験について述べよう。

#### 2. 本橋の概要

縦断図、横断図を 図-1 に示す。橋長 194.76 m、有効幅員 6.0 m、荷重第 2 種（昭 14 鋼示）で、15 m スパンは活荷重合成格子桁（荷重分布横桁 1 本）、25 m スパンは鋼格子桁（荷重分布横桁 3 本）で、主桁数は 4 本（間隔 1.7 m）、スラブは鉄筋コンクリート、厚さ 15.0 cm である。鋼重は、15 m スパンでは  $107 \text{ kg/m}^2$ 、25 m スパンで  $173 \text{ kg/m}^2$  となつていて。上部工事は新三菱重工業神戸造船所、下部工事およびスラブ工事は霜野組が施工した。

図-1 坂越橋縦断および横断図

単位: cm



#### 3. 設 計

本橋の計画にあたつては、格子桁構造を他にさきがけで実施することにした。設計計算については、F. Leon-

\* 正員、工博、京都大学教授、工学研究所

\*\* 准員、兵庫県技師、土木部道路課

hardt の著書 “Die Vereinfachte Trägerrostberechnung” に従うこととした。本橋の計画当時、格子桁は他に実例がなかつたので、特に格子桁橋の模型実験を行うこととした。すなわち、スパン 3 m、主桁 5 本、横桁 1 本および 3 本の各種合成あるいは非合成桁について、詳細な模型実験を行い<sup>1)</sup>、この実測値を彼の計算方法による計算値と比較して、彼の計算式を適用してさしつかえないことをたしかめて、設計計算を行つた。15 m スパンについては、活荷重合成格子桁としたが、25 m スパンについては、計画当時はこの程度のスパンに対する合成の例がなかつた（現在は実例がある）ので大事をとり、単なる鋼格子桁とし、スラブと鋼桁とはスラブ止めでとめることにした<sup>2)</sup>。なお合成格子桁の設計にあたつては、DIN 1078 により、スラブの荷重分布作用を考慮しないことにした。

格子桁の計算をすると、後で述べるように、縁桁の曲げモーメントの値が慣用計算による値にくらべていちじるしく大きく、中桁ではこの逆である。また対傾構、対風構を省略できるかわりに、横桁を入れ、この横桁の鋼重も無視できない。従つて、常識的に考えて、主桁数の多い場合、すなわち幅員がひろくなると有利であるが、幅員のせまい場合には、計算方法が多少複雑であるうえに、鋼重の減少をたいして期待できない。このように考えると、坂越橋の場合は、格子桁は最も不利といつてさしつかえない。

しかし、あえて格子桁とした理由は次のようにある。すなわち、本橋の場合、鋼橋としては、ゲルバー式上路プレートガーダー橋が常識である。この場合の計算方法としては、桁橋でありながら、桁橋らしい計算方法をとらず、桁の計算を行うのが通例である。われわれは、このような計算方法をとつても、何も不思議がらず、今日に至つたのである。最近の橋梁の実験応力解析学的研究により、荷重の分配作用がいちじるしいことが認められており、計算方法を改善する必要が痛感されるようになつてゐる。計算方法としては、スラブによる荷重分配作用を期待する方法、対傾構による作用を期待する方法、荷重分布用横桁による作用を期待する方法などある。第 2 の方法は相模大橋に応用されたが、短スパンでは無理である。従つて、最近ドイツで応用されている第 3 の方法を考慮し、在来の設計例に無条件に追随しない計算法を

採用することにした。このような計算方法をとつた橋としては、わが国では、本橋のほかに、新喜多大橋（大阪市）、飯塚橋（東京都）、御牧橋（京都府）、加茂橋（和歌山県）などがある。

鋼格子桁の計算においては、1) 鋼桁の自重は格子作用を受けない単純桁として計算する、2) その他の死荷重および活荷重は格子桁として計算する、ことにした。また、合成格子桁の計算においては、1) 鋼桁自重は、格子作用を受けない単純桁として計算する、2) 床板荷重は鋼格子作用をうけ、3) 活荷重および高欄舗装荷重は合成格子作用をうけるものとして計算する、ことにした。

横分布係数  $q$  は次式によつて  $j, z$  を仮定し、F. Leonhardt の与えた  $q$  の公式によつて求めた。

$$j = J_R/J, z = i(\bar{J}/J)(l/2a)^3$$

図-2

AT MT ST

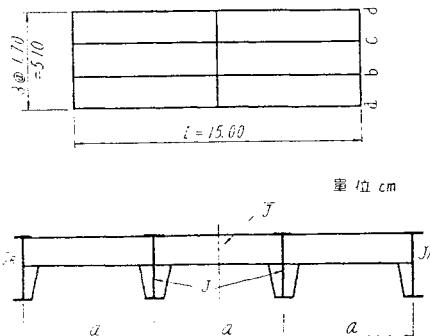
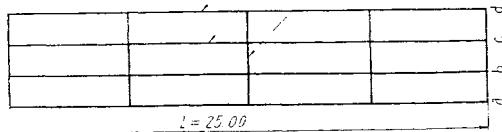


表-1  $j, z$  の値

区分	荷重 桁	床板荷重に対し		活荷重および高欄舗装荷重に対し	
		格子桁	合成格子桁	格子桁	合成格子桁
$j$		1.521	1.281	1.521	1.102
$z$		25.45	10.89	25.45	18.28
$\bar{J}/J$		0.040	0.127	0.040	0.213
$i$		1.6	1.0	1.6	1.0

表-2 横分布数  $q$  の値

合成格子桁		格子桁	
a桁	b桁	a桁	b桁
$q_{aa}$ 0.767 (0.747)	$q_{ba}$ 0.290 (0.343)	$q_{ax}$ 0.789	$q_{bx}$ 0.278
$q_{ab}$ 0.372 (0.377)	$q_{bb}$ 0.330 (0.324)	$q_{ab}$ 0.423	$q_{bb}$ 0.270
$q_{ac}$ 0.074 (0.080)	$q_{bc}$ 0.224 (0.218)	$q_{ac}$ 0.117	$q_{bc}$ 0.190
$q_{ad} - 0.135 (-0.163)$	$q_{bd}$ 0.058 (0.073)	$q_{ad} - 0.143$	$q_{bd}$ 0.077

備考：合成格子桁の欄で、( )をつけないのは床板荷重に対する値、( )をつけたのは、活荷重および高欄舗装荷重に対する値を示す。

表-3 (a) 曲げモーメントの値（単位 t·m）

区分	断面	桁	$M_u^f$	$M_u^s$	$M_p$	$M_i$	$\Sigma M$	$M_0$	$\Sigma M/M_0$
15 m	$l/2$	縁桁	27.591	4.359	26.678	8.217	66.845	56.257	1.188
		中桁	21.439	3.938	21.970	6.767	54.114	62.843	0.861
スパン	$l/4$	縁桁	19.859	3.269	18.235	5.616	45.978		
		中桁	16.912	2.953	18.234	5.616	43.715		
25 m	$l/2$	縁桁	81.60	21.09	70.97	18.95	192.61	157.03	1.227
		中桁	54.88	17.19	46.59	12.44	131.10	166.64	0.798
スパン	$l/4$	縁桁	61.47	15.82	53.61	14.31	145.21	117.68	1.234
		中桁	40.90	12.89	34.57	9.23	97.59	124.90	0.781

表-3 (b) セン断力の値（単位 t）

区分	桁	$Q_d^f$	$Q_d^s$	$Q_p$	$Q_i$	$\Sigma Q$
15 m	縁桁	6.942	1.163	7.582	2.335	18.022
	中桁	5.659	1.050	7.504	2.311	16.524
スパン	縁桁	12.69	3.33	11.00	2.94	30.01
	中桁	9.15	2.75	9.82	2.62	24.34

備考： $f$ ：スラブその他  $s$ ：鋼桁自重  
 $p$ ：活荷重  $i$ ：衝撃荷重

ただし、 $J_R, J, \bar{J}$  は縁桁、中桁、横桁の断面2次モーメント、 $l$  は主桁のスパン、 $a$  は主桁間隔、 $i$  は横桁の数による補正係数 {横桁数 1 (3) に対して、 $i=1(1.6)$ } である（図-2 参照）。

仮定した  $j, z$  の値は表-1、 $q$  の値は表-2 のようである。

ここで  $J_R, J, \bar{J}$  の計算にあたつて、圧縮突縫有効幅をいくらにとるかが問題となる。中桁に対しては主桁間隔 1.7 m を、縁桁に対しては 1.6 m をとつたが、これは問題でない。横桁については、主桁間隔をとると 1.7 m、スラブ厚の 12 倍をとると 1.8 m となるが、この設計では 1.7 m を採用した<sup>3)</sup>。

曲げモーメントおよびセン断力は次式で求められる。

$$M_x = M_{0x}q + M_x'q', Q_x = Q_{0x}q + Q_x'q'$$

ただし、 $M_{0x}(Q_{0x})$  は単純桁としての曲げモーメント（セン断力）、 $M_x'(Q_x')$  は横桁の位置で剛に支持された連続桁の曲げモーメント（セン断力）である。

表-2 の  $q$  を用い、 $q'=1-q$  として、曲げモーメントおよびセン断力を求めると、表-3 のようである。

慣用計算法による値  $M_0$  もあわせて示してあるが、縁桁の曲げモーメントの値が慣用計算値よりいちじるしく大きくなつていることは注目すべき点である。

表-4 鋼桁断面

区 分	断面 鋼板	縁 桁		中 桁		横 桁
		$l/2$	$l/4$	$l/2$	$l/4$	
15 m	1-P1	230×19	200×16	200×16	180×14	170×14
	1-Web	800×9	800×9	800×9	800×9	350×8
スパン	1-P1	250×19	240×16	220×16	200×14	170×14
25 m	1-P1	450×22	370×22	310×19	240×19	200×9
	1-Web	1450×10	1450×10	1450×10	1450×15	500×8
	1-P1	440×18	350×18	310×14	240×14	200×9

以上の計算より、主桁、横桁断面として、スパン中央において、表-4 のようなものを採用した<sup>1)</sup>。

格子桁においては、主桁と荷重分布横桁との連結が問題となる。これには、横桁の連続性を確保することを第一条件とし、さらに現場溶接施工上の諸点を考慮しなければならない。本橋の設計に際しては W. Tischer の文献<sup>3)</sup>を参考として、細目を定め、中桁と横桁の連結は、横桁の下フランジプレートが主桁のウェブを貫通して連続するような構造とした。すなわち、横桁下フランジプレートはあらかじめ主桁ウェブを貫通して取りつけられた引張プレートに対して、また横桁の上フランジプレートは主桁上フランジプレートに対して、また横桁ウェブプレートはあらかじめ工場において主桁のウェブに隅肉溶接で取りつけられたプレートに対して、ともに現場溶接で取りつける構造とした。端部横桁は荷重分布横桁と性格が異なるので、主桁の補剛材と横桁ウェブを隅肉溶接で取りつける構造とした。

#### 4. 製 作

図-3 端部横桁の溶接順序

材料は JIS 規格に合格したもの用いた。一般構造用圧延鋼材のうち、高欄材料以外は、川崎製鉄

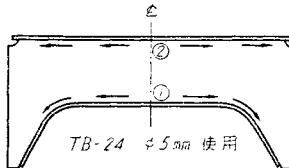


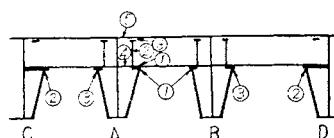
図-4 横桁現場溶接実施要領

+ /	6	+ 3	7	+ 4	8	+ 3	(5)	+ 1
+ /	3	+ 3	7	+ 4	3	+ 3	(2)	+ 1
+ /	3	+ 3	7	+ 4	6	+ 3	(5)	+ 1

\* 1, + 3, + 4 は主桁間隔と 1 mm, 3 mm, 4 mm

重より広く仮付したことを示す

○は溶接順序を示す

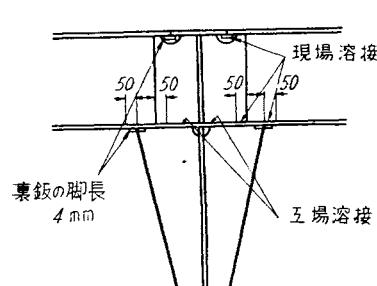


A B 桁の①を溶接するときは③は仮付せず

仮錨ボルトにて止めておく

C D 桁の②を溶接する時も③は仮付せず

最後に③の開先を修正する



の製品（規格品）を用い、各チャージごとに、神戸造船所研究部材料試験場において分析および機械的試験を行った。機械的性質のうち、降伏点 27.0 kg/mm<sup>2</sup>、抗張力 44.8 kg/mm<sup>2</sup>、伸び 27%（いずれも平均値）である。

溶接作業については、一般の鋼溶接杭製作の要領に従つて行つたので、詳細は省略する。端部横桁の溶接は、溶接工 1 名で、神鋼 TB 24, φ 5 を使用して、図-3 の順序で施工した。

#### 5. 現場溶接

格子桁では、主桁と横桁を別個に製作し、現場において、主桁を並列し、その間に横桁を入れて、現場溶接をしなければならない。現場溶接の実施要領を 図-4 に示す<sup>5)</sup>。

#### 6. 溶接接手の検査および実験的研究

(1) 溶接部の検査 主桁の上フランジの突合せ接手は、抜取で 19 カ所、

下フランジの突合せ	表-5 X線透過試験結果		
	溶接の種類	1級	2級
接手は、抜取で 38 カ所、ウェブの突合せ	主桁上フランジ突合せ	16	3
	主桁下フランジ突合せ	24	14
接手は 11 カ所、X 線透過写真による検査を実施し、残りの	主桁ウェブ突合せ	11	0
	隅肉接手	2	1
検査を実施し、残りの	計	53	18
カ所に対するは、超音波探傷法で検査した。現場溶接カ所については、1スパンについて 2 カ所、抜取で検査した。	比	75	25

表-6 突合せおよび隅肉接手溶接条件

突合せ接手	使用溶接棒	神鋼 B-17	φ4 表2層、裏1層
		φ5	表4層、裏1層
	使用電流電弧電圧	φ4	170~180 A, 27~28 V
隅肉接手	φ5	220~240 A, 27~29 V	
	溶接条件	多層蓋交互法にてシングルビードを置く、最終のみウェーピングを行う。	
溶接工	使用溶接棒	神鋼 TB-24	φ6
	使用電流電弧電圧	φ6	280~290 A, 30~31 V
溶接工 国鉄交流A級合格			

表-7 突合せおよび隅肉接手試験結果

突合せ接手	抗張力	切断部	伸び	吸収エネルギー Vノット kgm/cm <sup>2</sup>	破断面 中央 中央
	引張試験 54.1 kg/cm <sup>2</sup>	溶接部 31.4%			
	54.1	溶接部 38.9			
自由曲げ	良		衝撃試験 6.5		境界 境界
側面曲げ	良		5.4		
隅肉接手	条件	抗張力	切断部	母材 溶接部	溶接部
	セシング試験 溶接のまま	44.5 kg/cm <sup>2</sup> 43.5			
	溶接面仕上げ	46.8 46.0			

註：以上の接手は、X線透過試験および超音波探傷法で調査したが、欠陥は認められなかつた。

図-5 溶接接手試験片採取要領

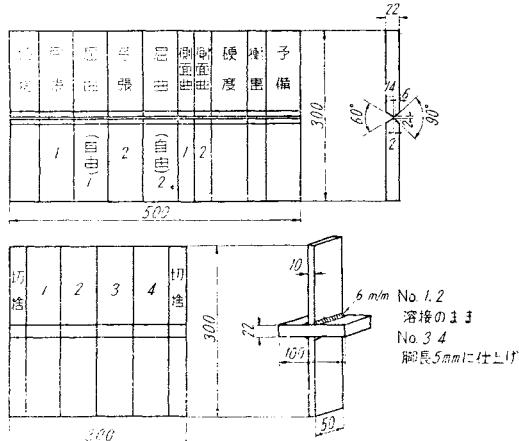


表-6 図-6 の加工状態曲げ試験結果

No	側面曲げ	自由曲げ	亀裂発生
1	180°	180°	ビード面に hair crack
2	"	"	なし
3	"	"	なし
4	"	"	ビード面に hair crack
5	"	"	corner に亀裂

以上の要領で検査し、その判定規準は、JIS 規格案 2 級以上を合格とした。その結果を表-5 に示す。

(2) 溶接試験片による試験 突合せ接手に対してはこの工事に用いた板厚 22 mm のものを用い、隅肉接手に対しては、板厚 22 mm と 10 mm のものを用い、表-6 の溶接条件により試験片を作製し、図-5 のように各種試験片を採取して、試験を行つた。この結果を表-7 に示す。ビーカップス硬度試験の結果は、硬度値の分布を省略するが、最高 189 であった<sup>6)</sup>。

(3) 主桁・横桁の上フランジプレートの突合せ溶接部の試験 この溶接は両フランジプレートの厚さが相当違つてゐるので、図-6 に示すよういろいろな加工状態における曲げ試験を実施し、接手の設計の資料とした。その結果は、表-7 に示すようになり、現場における加工要領は、半丸の溝型タガネで、溶接部

を図-6 3) のように仕上げ加工することにした。

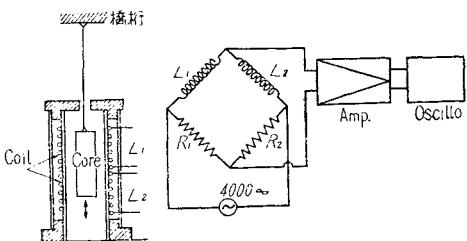
## 7. 載荷実験

さきに述べたように、本橋の設計にあたつては、模型格子桁による実験を行つたが、竣工した橋梁のうち合成格子桁の部分に対しても、簡単な載荷実験を、30.9.11～9.14 の 4 日間にわたつて行つた。荷重として、トラックスケールで計量した約 9 t トラック 2 台を用いた。

(1) ヒズミ計、計測器など ヒズミのピックアップとして、鋼桁には、電気抵抗線ヒズミ計、スラブにはモールドゲージを用いた。静的ヒズミの読みには、主として新興通信工業 KK の PS-7 L ストレインメータを、静的タワミの測定にはダイヤルゲージを用いた。動的ヒズミの測定には上述のヒズミ計 1 コを、また動的タワミの測定には、インダクタンス変位計 4 コを用い、オシログラフで記録した。なお信号(自動車が I/2 断面の前後 3 m の力所をふむ瞬間)を記入したので、中桁の応力とともにオシログラフ 1 台 6 エレメント全部を使つてある。

インダクタンス変位計の原理を、図-7 に示す。タワミの動的記録には、従来主として、田辺式撓度振動記録器を用いていたが、ペンによるインク書きは記録の方法としては、まずい方法である。インダクタンス変位計によれば、オシログラフで記録できるので、非常に便利である。タワミ計も、精密な測定を要する場合には、逐次電気式タワミ計に移行すべきであろう。

図-7 インダクタンス変位計



(2) 静的応力の測定値 I/2 断面の主桁の縁応力の値を表-9 に示す。ヒズミの値にヤング係数  $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  を乗じて、応力を換算してある。計算値との比すなわち応力比は平均 66% である。これらの値は、か

表-8 I/2 断面の各桁の下縁応力測定結果

(単位：計算値・実測値：kg/cm<sup>2</sup>、応力比：%)

構 造 状 態 分 類	A 桁		B 桁		C 桁		D 桁		
	計算値	実測値	応力比	計算値	実測値	応力比	計算値	実測値	応力比
1	109	79	78	140	95	68	140	89	64
2	124	84	69	143	95	67	135	105	78
3	248	173	70	281	168	64	252	152	60
4	237	168	71	263	163	62	264	194	74
5	180	115	64	182	105	58	174	105	60
6	384	194	51	241	137	54	143	84	59
7	-28	42	145	95	66	234	184	79	388
8	186	95	51	157	95	61	110	100	91

表-10 I/4, 2I/4 断面の各主桁のタワミの測定結果（単位：計算値・実測値：1/100 mm, タワミ比：%）

断面	I/2 断面								I/4 断面									
	A 桁		B 桁		C 桁		D 桁		A 桁		B 桁		C 桁		D 桁			
区分	計算値	実測値	タワミ比	計算値	実測値	タワミ比	計算値	実測値	タワミ比	計算値	実測値	タワミ比	計算値	実測値	タワミ比	計算値	実測値	タワミ比
載荷状態 1	127	94	74	166	104	63	166	104	63	127	84	66	87	68	78	119	69	58
2	145	96	66	171	108	63	158	104	66	116	89	77	100	66	66	122	69	57
3	298	193	65	298	183	61	291	198	68	278	170	61	210	129	61	210	117	56
4	285	191	67	294	181	62	295	189	64	292	185	63	202	128	63	207	128	62
5	210	156	74	282	173	61	291	178	61	234	153	68	145	116	80	227	130	57
6	536	264	49	353	201	57	162	138	85	-35	69	402	181	45	273	141	57	111
7	-33	58		173	125	72	354	200	57	536	252	47	-22	54	113	95	84	277
8	221	126	57	185	114	62	126	95	75	50	59	118	154	83	54	133	77	58
9	45	54	120	125	89	71	185	116	63	227	126	56	31	43	139	88	62	71

つて H. Klöppel が Siegen の街路橋に対して得た値 (70%) と同様の傾向をもつていてある<sup>7)</sup>。

種々の載荷状態を 1~8 で表わしているが、紙数の関係で、トラックの配置を省略する。1~5 は 2 台を併列して、後論を I/2, I/4 断面においていた場合を示し、6 以下は 2 台を縦にならべて縦桁によせた場合を意味する。

(3) 静的タワミの測定値 各桁 I/4, I/2 断面の値を表-10 に示す。タワミ比は平均 67% を示している。これら実際の橋梁についての応力比、タワミ比の値は、さきに横型格子桁で得た値よりやや小さく、これは、一般に認められている傾向と一致する。

(4) 静的応力およびタワミの値に対する考察 上に述べた計算値は、すべてよじりの影響を無視した計算法によるものである。しかし、これを考慮して、

表-11 各桁の I/2 断面に  $P=1\text{t}$  を載荷した場合の、各桁の I/2 断面のタワミ (単位: mm)

仮定	載荷点 桁	A, I/2	B, I/2	C, I/2	D, I/2
$H^2=Bx \cdot By$	A	0.320	0.194	0.110	0.059
	B	0.194	0.209	0.164	0.110
	C	0.110	0.164	0.209	0.194
	D	0.059	0.110	0.194	0.320
$H^2=0$	A	0.541	0.234	0.027	-0.114
	B	0.234	0.252	0.161	0.027
	C	0.027	0.161	0.252	0.234
	D	-0.114	0.027	0.234	0.541
ロスト	A	0.491	0.248	0.053	-0.107
	B	0.248	0.235	0.158	0.053
	C	0.053	0.158	0.235	0.248
	D	-0.107	0.053	0.248	0.491

この合成格子桁に対して直交異方性板としてのタワミの計算を行ふと<sup>8)</sup>、表-11 のようである。この計算では、 $Bx = EJ/\alpha$ ,  $By = E\bar{J}/l$ ,  $J = 4.624 \times 10^6 \text{cm}^4$ ,  $\bar{J} = 0.994 \times 10^6 \text{cm}^4$ ,  $J_R = 5.098 \times 10^6 \text{cm}^4$ ,  $E = 2.1 \times 10^5 \text{kg/cm}^2$ ,  $l = 15 \text{m}$ ,  $\alpha = 1.7 \text{m}$ ,  $b = 2.55 \text{m}$  としてある。よじりの影響を  $H^2 = Ex \cdot By$  と仮定して考慮すると、A 桁に載荷重の場合でも、D 桁のタワミは負とならない。 $H^2 = 0$  と仮定することは、このロストの計算仮定と同一であるが、 $H^2 = 0$  の場合とロストとしての計算はほぼ一致して

いる。これは当然のことである。

さて表-9, 10 からわかるところおり、載荷状態 6 では、トラック 2 台を片側によせて載荷しているが、ロストあるいは  $H=0$  の直交異方性板理論では、D 桁のタワミ、応力とも負である。しかし、実測値は正である。これを  $H^2 = B_x \cdot B_y$  の直交異方性板理論によると、

表-12 よじりの影響を考慮した場合のタワミ比の比較

桁	区分	載荷状態 1	載荷状態 6
A	実測値	94	264
	計算値 A	127	536
	計算値 B	128	365
	タワミ比 A	74	49
B	実測値 A	104	201
	計算値 B	166	353
	タワミ比 A	63	57
	タワミ比 B	66	70
C	実測値 A	104	138
	計算値 B	166	162
	タワミ比 A	158	196
	タワミ比 B	63	85
D	実測値 A	84	69
	計算値 B	127	-35
	タワミ比 A	128	123
	タワミ比 B	66	56

単位：タワミ 1/100 mm, タワミ比 %  
A: ロスト慣用計算法  
B:  $H^2 = B_x \cdot B_y$  とした直交異方性板理論

となり、載荷状態 6 の欄にみるとように 72%, 70%, 71%, 56% と相当よく平均化されてくる。従つて、よじりの影響を多少考慮すると、実験結果はよく説明できるようである。しかし、合成格子桁では、W. Cornelius によれば  $0 < \kappa = H/\sqrt{Bx \cdot By} < 1$  であるが、著者の見解によれば、 $\kappa = 0.2 \sim 0.3$  のように仮定するよりむしろ  $\kappa = 0$  とする方がよいようである。こうなると、実験結果をまた説明できなくなる。

しかし本橋では、 $\bar{J}/J \neq 0.2$  で、新嘉多大橋の場合の  $\bar{J}/J \neq 0.6$  にくらべて、非常に小さい。また、15 m スパンに横格子 1 本は少なすぎた感があり、この二点が片側載荷の場合の疑問点となつているかもしれない。

しかし、このようなことは、F. Leonhardt の解法の有効性を否定するものではない。設計に用いる荷重は実験に用いたような特殊な荷重ばかりでないからである。

## 7. 動的応力、タワミの測定

1) 1台のトラックを橋の中央を  $5\sim30 \text{ km/h}$  で、また、2) 一輪が縁桁上にあるようにして  $15, 20 \text{ km/h}$  で走行させ、ついで 2台のトラックを、3) 併列走行および対向走行させた。さらに橋の 4) 中央および 5) 縁桁上におかれた衝撃台を走行して、大きな衝撃を与えるようにした。

これらの記録の代表例を 図-7 に示す。図-7 (a) は 9t のトラックが橋の中心線にそって走行 ( $19.7 \text{ km/h}$ ) した場合の、(b) は橋の  $1/2$  におかれた衝撃台に昇つて衝撃を与えた場合の記録を示す。①～④は桁のタワミ ( $1/2$ ) を、○は応力 ( $1/2$  断面) を示す。

これらの走行状態より得られた静的タワミ比、応力比の平均は 70%, 57% である。ついで、タワミの記録より得られた衝撃率  $\{( \text{最大タワミ} - \text{静的タワミ} ) / \text{静的タワミ} \}$  は、1) の場合 10.4% ( $11.2 \text{ km/h}$ ), 12.2% ( $19.7 \text{ km/h}$ ), 10.6% ( $16.2 \text{ km/h}$ ), 16.3% ( $20.2 \text{ km/h}$ ), 16.9% ( $22.8 \text{ km/h}$ ), 14.3% ( $28.8 \text{ km/h}$ ), 8.9% ( $29.2 \text{ km/h}$ ), 2) の場合 11.9% ( $14.7 \text{ km/h}$ ), 10.9% ( $19.5 \text{ km/h}$ ), 3) の場合 9.4% ( $17.4 \text{ km/h}$ ), 7.9% ( $11.3 \text{ km/h}$ ) で、緩走行の場合 20% 以下である。次に衝撃台上を通過させる実験では、4) の場合 76.7%, 66.6%, 5) の場合 74.8% で、相当大きな値となつている。

緩走行の状態において、 $\tau < 20\%$  であるが、示方書からは、 $\tau = 20/(50+I) = 30.8\%$  であつて、はるかに小さい。しかし底辺  $60 \text{ cm}$ 、高さ  $8 \text{ cm}$  の直角三角形の斜辺

図-7 (a)

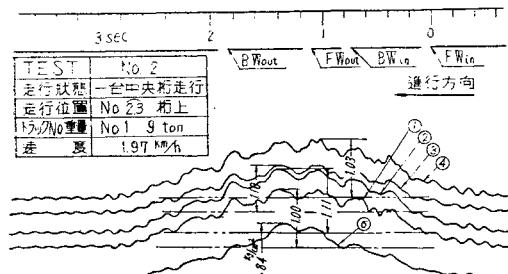
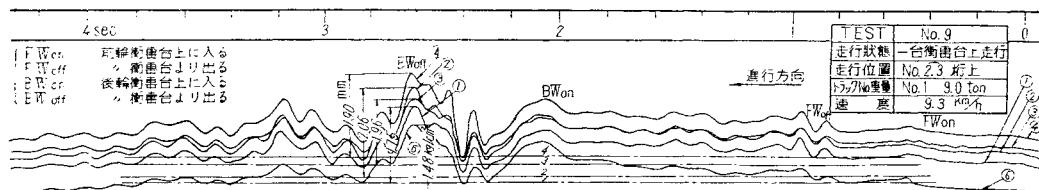


図-7 (b)



上を登らせ、 $8 \text{ cm}$  だけおとして衝撃を与える（この場合スプリングの関係で、速度はほとんど 0 である）だけで、計算に使用する  $\tau$  の 2 倍以上の値が得られていることは、橋面における凸凹がいかに大きい影響をもつてゐるかを物語るものであろう。

タワミの記録は 4 コの桁の同時記録をとつているが、どの走行状態でも、すべての桁はほぼ同一の衝撃率を示すことは、注目すべきであろう。荷重直下の桁とそれから遠く離れた桁でも、ほぼ同一の衝撃係数を示すことは、格子桁の設計計算において、どんな荷重状態でも、すべての桁のとして同一の値を採用すべきことを示しているものとしてよからう。

## 8. 固有振動周期

荷重通過後の自由振動の 15 コの記録より得られた固有振動周期は  $0.136 \text{ 秒}$  である。これを次のように検討する。

格子桁と考えず、単に両端単純支持の桁と考えると  $J=0.5 (J_{\text{縁}} + J_{\text{中}})$  を用いて、 $\tau = 0.147 \text{ 秒}$  が得られる。<sup>9)</sup> W. Krieger の格子桁の解法に従つて計算すれば、 $\tau = 0.143 \text{ 秒}$  となる<sup>9)</sup>。直交異方性板と考えて、橋脚上で単純支持、 $Bx = EJ/a$ ,  $By = E\bar{J}/l$ , 両端辺が縁桁で支持とすれば、 $\tau = 0.127 \text{ 秒}$  ( $\kappa = 0$ ),  $\tau = 0.112 \text{ 秒}$  ( $\kappa = 1$ ), また  $Bx = EJ/a$ ,  $By = N = Eh^3/12$  とし、両端辺縁桁支持とすれば、 $\tau = 0.134 \text{ 秒}$  ( $\kappa = 0$ ),  $\tau = 0.116 \text{ 秒}$  ( $\kappa = 1$ ) となる。これらの計算方法は論文集 35 号に発表する成岡・平井：“合成格子桁の自由振動周期について”を参照されたい。

応力比、タワミ比は 70%, 80% のように計算値と異なるのが一般であるが、自由振動周期については、実測値はほぼ計算値に近い値を示すものと考えてさしつかえないであろう。このように考えると、実測値の  $0.136 \text{ 秒}$  に対し、 $0.147 \text{ 秒}$ ,  $0.143 \text{ 秒}$ ,  $0.127 \text{ 秒}$  ( $\kappa = 0$ ),  $0.134 \text{ 秒}$  ( $\kappa = 0$ ) を与える計算方法はいずれもよいと言ひ得よう。特に桁の自由振動周期の公式から計算した  $\tau = 0.147 \text{ 秒}$  は、見掛けの断面二次モーメント  $J' = J/(100/68)^{1/2}$  ( $68\%$  はタワミ比の平均) を用いると、 $\tau = 0.122 \text{ 秒}$  となる。このように考えると、坂越橋のような 4 本主桁の格子桁の自由振動周期は、桁の式から計算してよいことになる。

しかし、新喜多大橋（スパン 20 m, 幅員 22 m, 主桁 12 本, 横桁 3 本）の場合には、実測値 0.127 秒に対し桁の公式よりの計算値は 0.189 秒で、見掛けの断面二次モーメントを用いても説明できない。これはたとえば直交異方性板理論を用いてはじめて説明できる。これから考へて、従来われわれが桁橋の固有振動周期を測定し、桁の公式で計算値と比較していたのは、たまたまその桁橋がスパンに比較して幅員が小さく、桁橋というより桁としての性格が強かつたためであると言ひ得よう。

## 9. む す び

以上、坂越橋の設計の方針、計算法、あるいは工事と並行して行つた各種の実験的研究および竣工後行つた載荷実験の結果などについて、概要を述べた。本橋の竣工は新喜多大橋、飯塚橋について、わが国で第 3 番目であるが、格子桁橋として計画したのは最初であつた。まず所期の目的を達成し得たものと考えている。

本橋の設計にあたつては、新三菱重工神戸造船所鉄構設計課伊藤技師より、載荷実験については、同所材料研究課山口技師より、溶接接手の試験については、同所溶接研究課西技師より、多大の御援助を得た。ここに付記して謝意を表する次第である。

## 文 献 そ の 他

- 1) この実験結果については、成岡・大村・伊藤共著：“格子桁の実験的研究”（昭 30）を参照されたい。格子桁の設計上のいろいろのことについては、成

岡および伊藤鉱一氏が発表している。

- 2) このようなスラブ止め格子桁のスラブがどのような働きをするかは研究に値する問題であると思う。成岡・大村・伊藤：スラブ止め模型格子桁の実験的研究、土木学会誌第 40 卷第 12 号（昭 30）p. 658 参照。
- 3) W. Tischer : Regelformen, für einfache Strefzenbrücken kleiner Stützweiten, Bauing. 27 (1952) S. 225 参照。本橋の 15 m スパンのように、横桁が 1 つの場合には有効幅をどうとするかが大きい問題になる。
- 4) この採用した断面の  $J$  の値の比が仮定値と一致して始めて計算を打ちきる。すなわち一致しなければ、何回も計算をくりかえし、一致するまで続ける。これは不静定構造物の設計計算の場合と同様である。両端が単純支持の格子桁ではあるが、不静定構造である。
- 5) 桁数が 4 本であるから、比較的簡単である。大阪市新喜多大橋のように、桁数が 12 本となると、現場溶接は特に慎重な態度でのぞむことが必要である。東京都の飯塚橋は、主・横桁の接手をリベット構造とした。
- 6) 高張力鋼の場合は、この値が 350 ぐらいになることがある。
- 7) K. Klöppel u. E. Noske : Stahlbau 21 (1952) S. 38.
- 8) W. Cornelius : Stahlbau 21 (1952), S. 20
- 9) W. Krieger : Ing. Archiv. (1949), S. 381