

斜合成格子桁橋, 斜合成桁橋模型の実験的研究

—特に斜合成格子桁橋の曲げモーメントおよびタワミの影響係数の
digital computer による計算について—

正員 成岡昌夫*
正員 大村裕**
准員 永井重光***

ON EXPERIMENTAL RESEARCHES ON MODEL SKEW COMPOSITE GRILLAGE GIRDER BRIDGE AND MODEL SKEW COMPOSITE GIRDER BRIDGE —ESPECIALLY ON THE CALCULATION OF INFLUENCE COEFFICIENTS OF BENDING MOMENT AND DEFLECTION OF SKEW COMPOSITE GRILLAGE GIRDER BRIDGE BY DIGITAL COMPUTER

By Dr. Eng., Masao Naruoka, C.E. Member, Hiroshi Omura, C.E. Member
and Shigemitsu Nagai, C.E. Assoc. Member

Synopsis : The experimental researches on the model skew composite grillage girder bridge and skew composite girder bridge were made and the experimental values of the stress and deflection were compared with the theoretical values which were obtained by the skew network difference equation method for orthotropic parallelogram plate for the former research and also by the influence coefficients proposed by N.M. Newmark and the others for the latter. It was found that these two methods are very effective to the analysis of skew girder bridges.

要旨 斜合成格子桁橋および斜合成桁橋の模型実験を行ない、応力・タワミの実測値と計算値とを比較した。この場合、前者に対しては、著者の提案せる直交異方性平行四辺形板の skew network による階差方程式を用い、これを計数型自動計算機を用いて解いて、影響係数を求め、後者に対しては、N.M. Newmark の提案した影響係数の表を用いて計算値を求めた。実験の結果、これらが斜桁橋の解析に極めて有効であることが示された。

1. 緒言

斜桁橋に関する研究は、等方性斜板に関する研究にくらべてはなはだ少ないように思われる。まず、実験的研究としては、N.M. Newmark, C.P. Siess, W.M. Peckham らの5本主桁の斜桁橋に関する研究をあげることができる。この研究では、実験値と比較すべき計算値としては、斜桁橋としての値をとらず、直桁橋として床板の荷重分布作用を考慮した値を用いている¹⁾。次に、理論的研究としては、N.M. Newmark, C.P. Siess, T.Y. Chen らの等方性平行四辺形板の skew network による解法²⁾、成岡、米沢らの直交異方性平行四辺形板の rectangular network による解法³⁾があげられよう。前者の研究においては、桁の曲げモーメント、タワミ、床板の曲げモーメントに関する尠大な影響係数が与えられているが、これらを用いてさきの実験結果を検討することは行なっていない。後者の研究においては、小さな鋳鉄製の模型斜桁橋による実験を行なつて、理論を検討するようにしている。著者はさらに直交異方性平行四辺形板の skew network による階差方程式を求めて、これをさきに発表した⁴⁾。

この研究は、さきに著者らが行なつた直橋の格子桁の実験的研究⁵⁾の続きとして、斜合成格子桁橋(斜角60°)模型の載荷実験を行ない、あわせて、同じ断面をもつ斜合成桁橋の模型実験を行ない、実測値と理論値と比較した。

2. 模型斜桁橋構造の概要

合成格子桁構造と合成桁並列構造の二種を作つた。

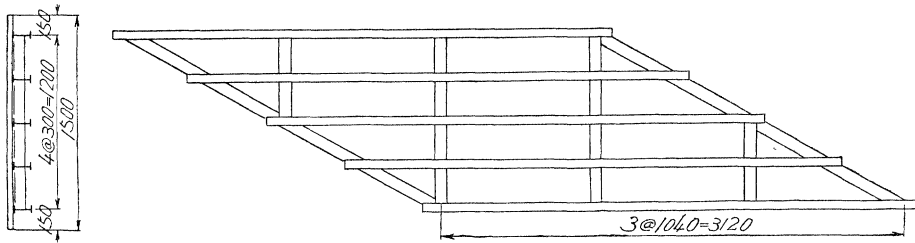
a) 斜合成格子桁橋 斜角 60° (日本流にいえば 30°), 主桁数 5 本, スパン 3.12 m, 主桁間隔 30 cm であつて、断面は次のようである。

主桁の断面 フランジ・プレート 60×8, ウェブ・プレート 120×6
横桁の断面 フランジ・プレート 50×8, ウェブ・プレート 80×6

* 工学博士, 京都大学教授, 工学部土木工学教室, ** 神戸大学助教授, 工学部土木工学教室, *** 兵庫県土木建築部道路課

これに、厚さ 40 mm のモルタルスラブを合成してある。ジベルは、G. Wastlund の推奨する形のものを用いてある。詳細を 図-1 に示す。

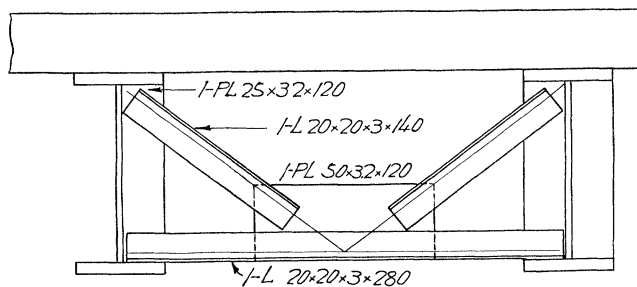
図-1 斜合成格子桁橋の模型



この模型は、スパンと横桁とを除いては、すべて、さきに実験した直橋の合成格子桁橋の模型の場合と全く同様である。横桁を縁桁の一端をとおり、主桁に直角となるように配置したので、三角形部にもう一本の横桁を配置することとなり、実質的には三本の横桁が入っていることになる。このような関係と斜角から、 $l=312$ cm がきめられた。

b) 斜合成桁橋 横桁を除いては、すべてさきのものと同一である。対傾構としては、図-2 に示すものを横桁の位置に用いた。これをそのまま用いる場合と、ガス切断して対傾構のない斜合成桁橋とした場合との二つの実験が行なえるようにした。

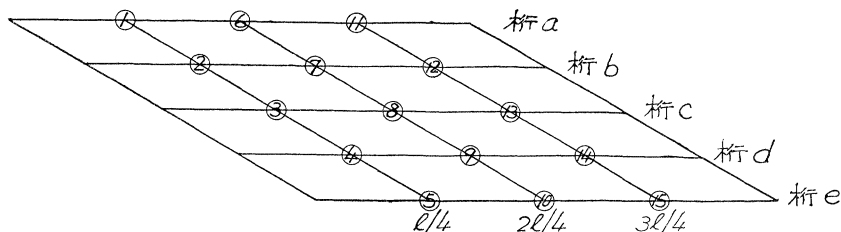
図-2 対傾構



3. 载荷および計測

载荷点を 図-3 に示す。荷重としては、約 1 t のインゴットを二つあるいは三つ積み重ねて使用した。これを模型の桁橋にのせるには、载荷点に 300×52 mm の鋼板とその下にしく新聞紙とを用いた。

図-3 载荷位置



鋼桁および床板モルタルのヒズミをピックアップするには、新興通信工業 KK の S-1 電気抵抗線ヒズミ計を用い、計測には、同社および Baldwin 社の Strain Indicator を用いた。

ダイヤルゲージ 16 コをタワミの測定用として、また、5 コを支点沈下の測定用として用いた。

4. 载荷実験の詳細

I. 斜合成格子桁橋模型の载荷実験

この実験は、その実験および理論的解析にもつとも力を注いだものである。

a) 理論値の計算法 理論値を計算するには、この斜合成格子桁橋を直交異方性平行四辺形板とみなし、著者の誘導した直交異方性平行四辺形板の skew network による階差方程式による数値解析法を採用した。この方法

の詳細はすでに著者によつて、発表されているので省略する⁴⁾。なお、板のねじり剛度に関する係数 $\kappa = H/\sqrt{B_x B_y}$ の値が問題となるが、同一断面、ほぼ同一寸法の直合成格子桁橋の模型実験の経験¹⁾から、 $\kappa = 1$ を採用した。計算の基礎となる数値は、次のようである。記号は文献 4) に示すものをそのまま用いる。

- i) 主桁の断面二次モーメント $I_x = 10\,374\text{ cm}^4$ (モルタル換算)
- 横桁の断面二次モーメント $I_y = 4\,820\text{ cm}^4$ (モルタル換算)

以上の計算においては、スラブの有効幅は主桁間隔に等しいものとし、また、 $n = 10$ と仮定した。従つて、板剛度は次のようになる。

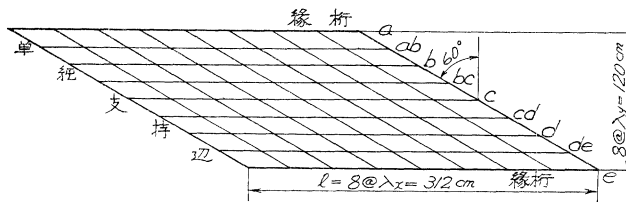
$$B_x = 10\,374 E_c / 30 = 345.8 E_c, \quad B_y = 4\,820 E_c / 104 = 46.346\,15 E_c, \quad B_y / B_x = 0.134\,026,$$

$$\alpha = (B_y / B_x)^{1/2} = 0.366\,096$$

すなわち、 $B_x = 345.8 E_c$ 、 $B_y = 46.3 E_c$ 、 $\kappa = 1$ の直交異方性平行四辺形板 (312×120 cm) が、相対する二つの斜辺にて単純支持され、他の相対する二辺で $EI = 10\,374 E_c$ の弾性バリで支持されているものとする。

- ii) 主桁間隔を 2 等分し、スパンを 8 等分することにして、図-4 のように skew network を組む。
 $\lambda_y = 15\text{ cm}$ 、 $\lambda_x = 39\text{ cm}$ 、 $K = \lambda_y / \lambda_x = 0.384\,615$ となる。

図-4 skew network



- iii) $\varphi = 60^\circ$ 、 $\tan \varphi = 1.732\,051$
- iv) $A = K^2(1 + \alpha \tan^2 \varphi) = 0.310\,398$ 、 $B = \alpha K \tan \varphi = 0.243\,883$
 $C = K^2 = 0.147\,929$ 、 $D = B(A + C) = 0.111\,778$
- v) $J = K^4(E_b I_b / \lambda_y B_x) = 0.043\,766$

以上の値をもとにして、対称荷重と逆対称荷重の場合にわけて、階差方程式を求めらる。

対称荷重の場合の stiffness matrix の元素は参考文献 6) に示す解説の中の表-4 のように、また、このマトリックスの逆マトリックスすなわち flexibility matrix の元素は表-5 のようになる。この計算は、KK 播摩造船所相生工場の UNIVAC-120 によつて行なつたものである。これらのマトリックスの元素を再記することはさける。

逆対称荷重の場合の stiffness および flexibility matrix の元素の表は、さきの解説においては、紙数の関係で省略してある。

この表をもとにして、32 コの点のタワミの影響係数 (flexibility influence coef.)、および x 方向すなわちスパン方向の曲げモーメントの影響係数が得られる。板としての曲げモーメント M_x に $2\lambda_y = 30\text{ cm}$ を乗じ、桁としての曲げモーメント M を得ることができる。すべての影響係数を記載することをさけ、

- i) タワミ： $l/4$ 、 $l/2$ 、 $3l/4$ 断面の各桁のタワミについて、 $l/8$ ごとの断面による影響係数
- ii) 曲げモーメント： $l/4$ 、 $l/2$ 、 $3l/4$ 断面の各桁の曲げモーメントについて、 $l/8$ ごとの断面による影響係数を述べると、表-1、2 のようになる。ただし、表-2 は便宜上桁としての曲げモーメントを示してあるので、上記のように 30 cm にて除すると、板としての曲げモーメントに換算できる。

この表は、Guyon-Massonnet 流に表現して、 $(EI/b)/(EJ/q) = 1/0.134\,026$ 、 $\alpha = 1$ 、 $l = 2a = 312\text{ cm}$ 、 $2b = 120\text{ cm}$ 、斜角 $\varphi = 60^\circ$ (日本流で 30°) の直交異方性平行四辺形板が、 $l = 2a = 312\text{ cm}$ の両斜辺を単純に支持され、 $2b = 120\text{ cm}$ の両辺で EI の曲げ剛さの単純バリで支持されている場合の値であることに注意されたい。

b) 載荷実験とその実測値の整理 荷重は、図-3 に示す 15 コの点に載せた。荷重①と⑫、荷重⑥と⑪は、対角線に関して対称である。従つて、荷重①による $\sigma_{a, l/2}$ と荷重⑫による $\sigma_{e, l/2}$ は等しいはずである。このようにして、荷重①～⑧に載荷するほか、⑨～⑫を載荷することによつて、荷重①～⑦による測定値を検討することができるので、この両者、例えば荷重①による $\sigma_{a, l/2}$ と⑫による $\sigma_{e, l/2}$ を平均して、荷重①による $\sigma_{a, l/2}$ とする方法をとつた。

また、実測値はすべて単位荷重 1t に対するものを示す。従つて、インゴット 2 コ (2.02t) あるいは 3 コ (3.04t) による値は、すべて、実測値に (1/2.02) または (1/3.04) を乗じて、1t に対する値とした。

表-1 (a) 桁 a のタワミの影響係数 (ただし, $P/2$ に対する値を示す) (単位: $10^{-5} P l^2 / B_x$)

タワミ	横方向の 荷重位置	橋軸方向の荷重位置						
		1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8
$\delta_{a,l/4}$	a	1530	2687	3010	2799	2250	1515	722
	ab	1309	2093	2248	2000	1514	928	376
	b	1027	1550	1607	1370	980	558	208
	bc	763	1195	1108	909	620	335	121
	c	544	764	744	589	387	202	71
	cd	377	515	488	375	238	121	42
$\delta_{a,l/2}$	d	255	339	312	233	144	72	25
	de	165	212	190	139	85	42	15
	e	88	116	106	79	51	28	12
	a	1472	2799	3792	4198	3656	2126	1256
	ab	1385	2497	3153	3175	2554	1624	676
	b	1225	2076	2443	2280	1713	1009	389
$\delta_{a,3l/4}$	bc	1009	1624	1796	1581	1122	628	234
	c	790	1209	1271	726	726	394	145
	cd	590	884	874	704	487	249	92
	d	426	602	586	460	300	159	60
	de	293	401	382	295	193	106	43
	e	174	245	239	192	177	79	36
$\delta_{a,3l/4}$	a	780	1514	2140	2426	2688	2330	1250
	ab	756	1423	1927	2179	2076	1542	693
	b	704	1274	1641	1732	1503	997	410
	bc	626	1085	1323	1306	1048	645	255
	c	531	881	1020	949	718	422	165
	cd	431	687	760	675	490	282	111
$\delta_{a,3l/4}$	d	337	518	552	474	337	194	79
	de	254	379	395	334	239	142	62
	e	174	265	281	245	183	116	55

表-1 (b) 桁 b のタワミの影響係数 (ただし, $P/2$ に対する値を示す) (単位: $10^{-5} P l^2 / B_x$)

タワミ	横方向の 荷重位置	橋軸方向の荷重位置						
		1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8
$\delta_{b,l/4}$	a	818	1550	2005	2076	1798	1274	630
	ab	815	1493	1798	1720	1371	880	378
	b	806	1395	1521	1344	998	596	240
	bc	719	1134	1169	984	697	399	156
	c	577	854	850	694	477	266	103
	cd	434	616	599	479	323	179	70
$\delta_{b,l/2}$	d	313	432	414	327	220	123	49
	de	218	296	282	224	153	88	38
	e	137	194	192	159	115	72	34
	a	700	1370	1936	2280	2227	1732	915
	ab	701	1358	1880	2137	1944	1373	643
	b	705	1344	1811	1967	1636	1067	469
$\delta_{b,3l/4}$	bc	695	1279	1632	1634	1279	795	339
	c	652	1141	1366	1281	964	584	246
	cd	576	957	1086	974	717	431	183
	d	483	769	840	736	539	327	144
	de	389	604	648	566	420	264	122
	e	302	474	515	460	354	233	113
$\delta_{b,3l/4}$	a	281	558	812	1009	1095	997	613
	ab	285	570	830	1026	1130	986	566
	b	297	596	868	1067	1133	986	514
	bc	314	627	898	1070	1074	842	407
	c	329	642	888	1005	936	674	312
	cd	333	630	834	892	780	533	244
$\delta_{b,3l/4}$	d	326	594	754	769	646	432	201
	de	310	551	702	668	549	369	177
	e	300	518	619	602	495	339	169

表-1 (c) 桁 c のタワミの影響係数 (ただし, $P/2$ に対する値を示す) (単位: $10^{-5} P l^2 / B_x$)

タワミ	横方向の 荷重位置	橋軸方向の荷重位置						
		1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8
$\delta_{c,l/4}$	a	389	764	1064	1209	1146	881	468
	ab	401	793	1082	1176	1050	751	356
	b	432	854	1117	1141	955	642	298
	bc	485	934	1130	1066	836	535	240
	c	543	976	1053	892	690	428	188
	cd	523	843	870	743	545	335	148
$\delta_{c,l/2}$	d	445	674	687	584	429	266	165
	de	365	528	541	466	350	223	105
	e	279	422	445	394	305	202	99
	a	375	744	1068	1271	1267	1020	564
	ab	386	778	1120	1305	1247	948	489
	b	417	850	1217	1366	1236	888	438
$\delta_{c,3l/8}$	bc	470	955	1332	1402	1185	805	381
	c	535	1053	1394	1337	1060	690	318
	cd	568	1041	1258	1154	890	571	262
	d	546	936	1069	964	740	477	223
	de	493	812	905	816	633	416	200
	e	444	718	796	726	574	387	192
$\delta_{c,l/2}$	a	295	589	862	1063	1116	949	552
	ab	305	623	924	1144	1182	970	538
	b	332	694	1039	1281	1282	1005	533
	bc	380	801	1192	1439	1361	1000	503
c	445	893	1337	1541	1337	893	445	

表一(2) (a) 桁 a の曲げモーメントの影響係数 (ただし, $P/2$ に対する値を示す) (単位: $10^{-4} Pl$)

曲げモーメント	横方向の荷重位置	橋軸方向の荷重位置						
		1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8
$M_{a,1/4}$	a	230	512	325	205	124	67	28
	ab	210	279	192	118	68	33	10
	b	144	171	105	64	34	14	3
	bc	87	91	56	32	15	4	1
	c	47	46	28	14	5	0	-1
	cd	24	22	11	4	-1	-2	-2
d	11	9	0	-1	-3	-3	-2	
de	4	1	-2	-4	-5	-4	-3	
e	-1	-3	-6	-7	-6	-4	-2	
$M_{a,1/2}$	a	95	207	361	583	351	217	81
	ab	107	252	353	384	224	115	41
	b	117	215	276	244	139	68	23
	bc	102	175	193	156	84	44	14
	c	83	127	127	91	50	23	7
	cd	60	135	80	54	29	13	-4
d	37	55	44	31	17	7	1	
de	26	33	27	23	7	3	1	
e	13	16	12	20	7	1	1	
$M_{a,3/4}$	a	14	35	74	156	254	444	183
	ab	20	54	108	187	276	281	104
	b	29	74	135	197	228	176	63
	bc	38	89	140	176	169	58	42
	c	44	91	129	142	121	74	29
	cd	44	112	109	109	85	50	20
d	41	72	86	81	60	36	15	
de	36	59	68	87	44	28	12	
e	28	46	52	47	36	23	11	

表一(2) (b) 桁 b の曲げモーメントの影響係数 (ただし, $P/2$ に対する値を示す) (単位: $10^{-4} Pl$)

曲げモーメント	横方向の荷重位置	橋軸方向の荷重位置						
		1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8
$M_{b,1/4}$	a	138	286	343	298	214	126	52
	ab	137	289	329	174	121	57	16
	b	135	340	183	104	52	17	1
	bc	129	186	98	45	14	-2	-6
	c	89	98	41	10	-6	-38	-8
	cd	50	42	9	8	-15	-13	-8
d	23	11	-9	-17	-18	-15	-9	
de	6	-6	-18	-29	-20	-16	-8	
e	-7	-17	-25	-25	-22	-16	-7	
$M_{b,1/2}$	a	44	95	157	248	266	197	94
	ab	46	97	398	548	239	138	52
	b	46	105	185	299	170	82	26
	bc	54	123	202	223	113	50	17
	c	63	129	170	148	72	31	10
	cd	63	112	126	92	46	20	6
d	55	86	84	57	28	12	4	
de	41	65	50	29	17	9	3	
e	26	37	31	21	9	6	2	
$M_{b,3/4}$	a	-24	-45	-56	-52	-21	50	62
	ab	-23	-39	-41	-24	60	125	90
	b	-19	-28	-18	18	87	200	81
	bc	-13	-8	75	149	292	149	67
	c	-1	20	63	119	142	134	54
	cd	14	70	100	135	143	103	44
d	27	68	110	133	124	86	38	
de	37	93	147	128	107	73	34	
e	61	90	113	118	97	68	34	

表一(2) (c) 桁 c の曲げモーメントの影響係数 (ただし, $P/2$ に対する値を示す) (単位: $10^{-4} Pl$)

曲げモーメント	横方向の荷重位置	橋軸方向の荷重位置						
		1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8
$M_{c,1/4}$	a	73	147	204	220	190	130	61
	ab	74	154	205	198	150	84	34
	b	78	173	202	162	98	42	9
	bc	84	199	180	106	43	7	-5
	c	92	219	109	40	1	-14	-13
	cd	97	137	45	-1	-22	-29	-15
d	68	62	2	-26	-34	-29	-27	
de	27	10	-55	-42	-41	-32	-17	
e	-1	-24	-46	-52	-45	-33	-18	
$M_{c,3/8}$	a	41	83	129	165	167	129	66
	ab	41	86	144	178	161	108	52
	b	43	94	171	191	145	79	28
	bc	45	106	210	184	106	46	12
	c	50	149	245	148	57	37	2
	cd	68	147	175	78	26	4	-2
d	70	119	104	39	7	-4	-3	
de	51	78	54	14	-5	-9	-6	
e	35	40	19	-3	-12	-10	-6	
$M_{c,1/2}$	a	14	29	50	80	104	99	59
	ab	14	32	58	103	130	111	58
	b	15	37	74	143	159	114	50
	bc	17	47	100	198	172	95	35
c	23	75	135	251	135	75	23	

c) 実測値とそれに対応する計算値との比較

i) 1/4 断面および 1/2 断面の各桁および 3/4 断面の桁 a, c の下フランジの応力の実測値およびこれに対応する計算値との比較を 表-3 に示す。

ii) 1/2 断面の各桁のタワミの実測値とこれに対応する計算値との比較を 表-4 に示す。

表-3 斜合成格子桁橋模型の応力の実測値と計算値との比較 (単位: kg/cm²)

荷重	断面区分	1/4 断面					2/4 断面					3/4 断面	
		a	b	c	d	e	a	b	c	d	e	a	c
		実測値	計算値	実測値	計算値	実測値	計算値	実測値	計算値	実測値	計算値	実測値	計算値
①	実測値	203	115	70	31	21	112	57	36	—	—	21	-31
	計算値	323	181	93	43	15	131	60	18	4	1	22	-21
②	実測値	69	138	62	35	29	134	57	30	—	—	59	-21
	計算値	107	214	109	54	23	135	66	23	8	4	47	-18
③	実測値	21	45	92	52	41	61	95	45	—	—	55	—
	計算値	29	62	138	84	47	80	81	16	2	1	57	-9
⑥	実測値	109	156	120	62	34	299	146	57	17	—	89	-25
	計算値	129	188	138	74	30	368	156	50	12	-1	99	-33
⑦	実測値	48	66	91	62	46	124	139	72	41	14	123	-16
	計算値	40	66	102	84	51	154	188	90	36	20	124	-17
⑧	実測値	14	—	24	66	62	60	69	142	69	60	64	24
	計算値	9	6	25	75	75	58	93	158	93	58	75	25
⑩	実測値	26	68	75	57	39	225	143	60	40	39	232	-21
	計算値	42	79	82	57	29	279	124	62	23	10	280	-15
⑫	実測値	14	11	29	38	41	53	47	68	62	41	74	41
	計算値	9	11	26	43	46	43	52	72	54	35	111	39

表-4 斜合成格子桁橋の模型タワミの実測値と計算値との比較 (単位: 1/100 mm)

荷重	区分	桁					荷重	区分	桁				
		a	b	c	d	e			a	b	c	d	e
①	実測値	64.8	35.1	16.6	6.8	2.0	⑦	実測値	63.9	47.7	32.7	21.7	13.0
	計算値	75.0	36.7	15.8	6.2	2.1		計算値	61.1	52.7	34.3	19.7	12.3
②	実測値	57.3	35.1	19.1	10.6	4.0	⑧	実測値	26.4	30.6	38.2	30.6	26.4
	計算値	55.7	36.0	18.6	8.8	4.3		計算値	28.5	34.3	41.3	34.3	28.5
③	実測値	31.4	30.6	26.0	16.1	10.2	⑩	実測値	55.5	44.1	28.2	13.2	6.8
	計算値	32.4	30.6	23.9	15.6	10.6		計算値	57.0	46.4	25.5	12.7	6.6
⑥	実測値	102.9	57.9	30.2	13.7	6.3	⑫	実測値	28.4	31.4	25.4	21.9	17.0
	計算値	112.6	61.1	28.5	12.3	5.1		計算値	27.0	28.6	26.9	20.6	16.1

II. 斜合成桁橋模型 (対傾構あり) の載荷実験

a) 載荷実験と理論的解析 桁橋構造では、一般には、対傾構を設けるが、従来の設計では、対傾構の荷重分布作用は考慮に入れていない。もちろん、載荷実験を行なうと、いちじるしい横分布作用があるのに驚嘆する。この実験は、単に合成桁をならべた並列斜桁橋構造に串訳的に小さい対傾構を入れることとし、対傾構の有無によつて荷重分布作用がどんなに相違するかをみようとしたものである。

対傾構の作用を計算に取り入れるには、種々の方法が考えられる。a) 床板-対傾構系を一つの桁と考えて、その換算断面二次モーメントを求め、これを一つの横桁と考え、前の場合と同様にして計算する方法、あるいは、b) 床板が対傾構によつて補剛されていると考え、この床板が全面にわたつて存在すると仮定する方法、などが考えられる。

模型斜桁橋の対傾構は、図-2 に示すようである。曲げモーメントは 図-5 (a) に示す上・下弦材が、セン断力は斜材が負担するものと仮定すると、セン断力によるタワミ量は、 $y_s = Q \lambda / E_s A_D \sin \theta$ となり、曲げモーメントによるタワミ量は、 $y_b = Q \lambda^3 / 3 E_s I_b$ となる。ここに I_b は対傾構と共同して作用する床板幅を 0.3λ と仮定し、 $n=10$ として求めた、図-5 (b) の断面の断面二次モーメントである。換算断面二次モーメントを I_0 とすれば

$$y_s + y_b = (Q \lambda / E_s A_D \sin \theta) + (Q \lambda^3 / 3 E_s I_b) = (Q \lambda^3 / 3 E_s I_0)$$

ここで、 $\lambda=30\text{ cm}$ 、 $A_D=1.127\text{ cm}^2(L-20\times 20\times 3)$ 、 $I_D=158.64\text{ cm}^4$ とすれば、 $I_0=95.92\text{ cm}^4$ (鋼材換算) となる。

これを一つの横桁とみなせば、 $B_y=959.2 E_c/104=9.223 08 E_c$ となる。この値を用いて、**I.** の場合と同様の計算を行なうとよいわけである。しかしながら、**I.** と同様の計算を digital computer で行なうことは、目下のところ不可能であるので、次のようにして計算値を求めることにした。

すなわち、有効幅 0.3λ の床板断面 (厚さ 4 cm) が、 $L-20\times 20\times 3$ によつて補剛されていることとし、この床板の中央軸に関する断面二次モーメントは、 230.4 cm^4 (鋼材換算) となる。従つて、これを単位幅あたりに換算すると、

$$N=230.4 E_s/104=2.215 E_s=22.15 E_c$$

となる。もし、対傾構断面を考えないと、 $N=E_c h^3/12=64 E_c/12$ ($\nu=0$ と仮定) $=5.333 E_c$ となるはずであつて、対傾構の存在によつて、上のように N が大きくなつたものとする。

このような換算板剛度をもつ床板が、等しい曲げ剛さを有する 5 本の弾性バリでタワミうるように支持されているものとする、この場合の相関剛比は、

$$H=E_b I_b / N I = 10 374 E_c / 22.15 E_c \cdot 312 \div 1.5$$

となる。N.M. Newmark の与えた影響係数の表には、 $H=2$ 、(幅員)/(スパン) $=0.1$ 、 $\varphi=60^\circ$ の場合の表がある。この斜合成桁橋では、 $H=1.5$ 、(幅員)/(スパン) $=0.104$ 、 $\varphi=60^\circ$ であるので、計算値を近似的に得るために、N.M. Newmark の与えた上記の場合の表をそのまま利用することにした。

N.M. Newmark の影響係数の表は、 $M_{a,l/2}$ 、 $M_{b,c/2}$ 、 $M_{c,l/4}$ 、 $M_{c,l/2}$ および $\delta_{c,l/2}$ の表にのみしかなく、従つて、以上の値についてのみ、実測値と計算値を比較することとし、他の測定値については省略することとする。追つて、**II.** の場合についても **I.** の場合と同様の計算を行ない、各実測値に対する計算値を求める予定である。

b) 実測値と計算値との比較 実測値と以上のようにして求めた計算値とを比較すると、表-5 のようである。

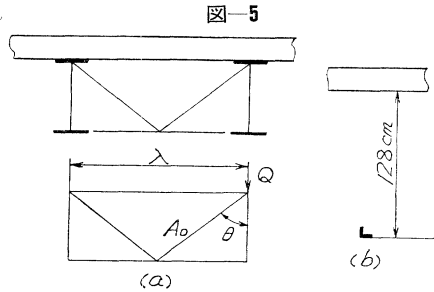
表-5 斜合成桁橋模型 (対傾構あり) における実測値と計算値との比較

(応力: kg/cm^2 、タワミ: $1/100\text{ mm}$)

区 分	荷 重	実 測 値	計 算 値	荷 重	実 測 値	計 算 値	荷 重	実 測 値	計 算 値
$\sigma_{a,l/2}$	①	128	135	⑥	312	381	⑪	117	135
	②	138	116	⑦	125	129	⑫	47	44
	③	52	47	⑧	68	41	⑬	21	16
	④	—	13	⑨	—	10	⑭	—	3
	⑤	—	0	⑩	—	0	⑮	—	3
$\sigma_{b,l/2}$	①	62	57	⑥	151	129	⑪	156	107
	②	57	47	⑦	130	170	⑫	41	35
	③	73	57	⑧	62	60	⑬	欠 測	10
	④	欠 測	25	⑨	欠 測	16	⑭	欠 測	3
	⑤	欠 測	3	⑩	欠 測	3	⑮	欠 測	3
$\sigma_{c,l/4}$	①	62	60	⑥	109	85	⑪	欠 測	57
	②	83	82	⑦	109	76	⑫	31	19
	③	145	135	⑧	52	13	⑬	欠 測	-13
	④	欠 測	32	⑨	欠 測	-13	⑭	欠 測	-13
	⑤	欠 測	-10	⑩	欠 測	-16	⑮	欠 測	-13
$\sigma_{c,l/2}$	①	26	22	⑥	47	38	⑪	42	35
	②	26	19	⑦	65	66	⑫	83	57
	③	31	25	⑧	146	148	⑬	31	25
$\delta_{c,l/2}$	①	10.4	12.3	⑥	24.8	19.3	⑪	18.8	15.4
	②	15.3	13.6	⑦	31.2	24.8	⑫	24.8	20.4
	③	22.8	19.6	⑧	42.6	33.9	⑬	22.8	19.6

III. 斜合成桁橋模型 (対傾構切斷) の載荷実験

a) 載荷実験 斜合成桁橋模型 (対傾構あり) の実験終了後、対傾構をガスにて切斷し、対傾構のない状態とし、この状態において、対傾構のある場合と全く同様の実験を行ない、理論値と実測値とを比較し、対傾構の



荷重分配作用におよぼす影響を知ろうとした。

計算値を求めるには、N.M. Newmark の与えた影響係数を用いた。この実験桁では、 $H=E_b I_b / Nl = 6.5$ ($\nu=0$ とみなす) であるので、桁間隔スパン比 1/10、斜角 60° の場合の $H=5$ と $H=10$ の値に対する影響係数の値から内挿法によつて求めることにした。

なお、N.M. Newmark の表で利用しうるのは、さきに述べたように、 $M_{a,l/2}$ 、 $M_{b,l/2}$ 、 $M_{c,l/4}$ 、 $M_{c,l/2}$ および $\delta_{c,l/2}$ のみである。

b) 実測値と計算値との比較 以上のようにして求めた計算値と実測値を比較すると、表-6 のようである。ともに、単位荷重 1t に対する値を求めたものである。

表-6 斜合成桁橋模型(対傾構切断)における実測値と計算値との比較

(応力: kg/cm^2 , タワミ 1/100 mm)

区 分	荷 重	実 測 値	計 算 値	荷 重	実 測 値	計 算 値	荷 重	実 測 値	計 算 値
$\sigma_{a,l/2}$	①	161	205	⑥	366	507	⑪	156	209
	②	欠 測	136	⑦	140	156	⑫	欠 測	73
	③	57	41	⑧	42	46	⑬	23	26
	④	欠 測	11	⑨	21	14	⑭	欠 測	9
	⑤	—	-1	⑩	—	-2	⑮	—	1
$\sigma_{b,l/2}$	①	68	85	⑥	125	156	⑪	130	124
	②	欠 測	69	⑦	187	253	⑫	欠 測	70
	③	114	79	⑧	83	91	⑬	42	33
	④	欠 測	32	⑨	42	31	⑭	欠 測	18
	⑤	—	5	⑩	16	12	⑮	10	9
$\sigma_{c,l/2}$	①	47	46	⑥	78	63	⑪	57	46
	②	欠 測	96	⑦	125	102	⑫	欠 測	40
	③	171	215	⑧	52	42	⑬	—	-0.3
	④	欠 測	50	⑨	15	12	⑭	欠 測	-0.3
	⑤	—	8	⑩	11	10	⑮	—	6
$\sigma_{d,l/2}$	①	31	32	⑥	55	46	⑪	49	33
	②	欠 測	39	⑦	81	99	⑫	欠 測	84
	③	55	55	⑧	166	238	⑬	57	55
$\delta_{c,l/2}$	①	15.3	15.1	⑥	26.2	21.8	⑪	欠 測	16.1
	②	25.8	23.1	⑦	41.1	40.4	⑫	欠 測	33.8
	③	33.7	38.4	⑧	59.4	62.6	⑬	33.7	38.4

IV. 実験結果に対する考察

斜合成格子桁および対傾構のある場合とない場合との斜合成桁橋の模型構造の載荷実験を行なつて、応力およびタワミの実測値と計算値を比較した。

斜合成格子桁は、計算値を求めるのに、直交異方性平行四辺形板に対する skew network による階差方程式を用い、スパン方向、幅員方向の分割数をともに 8 にして、32 元および 31 元のマトリックスの逆マトリックスを求める方法によつた。この計算はまず人間業ではないと思われるが、electronic digital computer は極めて簡単に答を与えてくれる。この答を利用した計算値と実測値とは、表-3, 4 からわかるように、まずよく一致しているものと考えてよからう。従つて、さきに著者の発表した斜桁橋の直交異方性板理論による解析法は、斜格子桁橋の解析的研究に充分貢献しうらと思われる。

斜合成桁橋の解析には、すでに N.M. Newmark によつて求められている影響係数の表を利用した。対傾構を有する場合の相関剛比の計算には、若干の無理があり、これだけで対傾構の横分布作用が十分に考慮されているとは思われないが、これも一つの方法である。対傾構のない場合には、対傾構のある場合と比較して、上記のような無理な点がなく、従つて、実測値とこれに対する計算値との対応性は、対傾構のない場合の方がすぐれており、当然のことと思われる。しかし、いずれにしても、実測値と計算値との対応はおおむね満足すべきものがあり、N.M. Newmark の研究のすぐれたことを立証していると言えよう。

以上の三種類の斜桁橋に対する実験的研究により、著者の提案した直交異方性平行四辺形板理論および N.M. Newmark の提案した等方性平行四辺形板理論が、ともに実験値を説明しうる有力な方法であることが実証されたので、ここに、すべて桁断面としてここに記載した値をもつ斜合成格子桁橋 ($\varphi=60^\circ$)、直合成格子桁橋 ($\varphi=0^\circ$)、斜合成桁橋(対傾構あり) ($\varphi=60^\circ$)、斜合成桁橋(対傾構なし) ($\varphi=60^\circ$)、直合成桁橋(対傾構なし) ($\varphi=0^\circ$) の

5種類の桁橋に対して，各桁のスパン中央断面の曲げモーメントおよび中央桁のスパン中央点のタワミの影響係数を求め，これを表-7および8に示してある。

表-7 直橋および斜橋の合成格子桁橋および合成桁橋の各桁のスパン中央断面の曲げモーメントの影響係数の比較 (単位: PI)

荷重方向の位置		斜合成格子桁橋			直合成格子桁橋			斜合成桁橋 (対傾構あり)			斜合成桁橋 (対傾構なし)			直合成桁橋 (対傾構なし)		
		1/4	2/4	3/4	1/4	2/4	3/4	1/4	2/4	3/4	1/4	2/4	3/4	1/4	2/4	3/4
$M_{a,1/2}$	a	0.021	0.058	0.022	0.079	0.157	0.079	0.043	0.121	0.043	0.065	0.161	0.066	0.072	0.177	0.072
	b	0.022	0.024	0.007	0.048	0.096	0.048	0.037	0.041	0.014	0.043	0.050	0.023	0.044	0.066	0.044
	c	0.013	0.009	0.002	0.021	0.042	0.021	0.015	0.013	0.005	0.013	0.015	0.008	0.017	0.019	0.017
	d	0.006	0.003	0.001	-0.001	-0.003	-0.001	0.004	0.003	0.001	0.003	0.004	0.003	0.000	-0.002	0.000
	e	0.002	0.002	0.000	-0.022	-0.043	-0.022	0.000	0.000	0.001	0.000	-0.001	0.000	-0.010	-0.013	-0.010
$M_{b,1/2}$	a	0.010	0.025	0.020	0.048	0.096	0.048	0.018	0.041	0.034	0.027	0.050	0.039	0.044	0.066	0.044
	b	0.011	0.030	0.008	0.039	0.078	0.039	0.015	0.054	0.011	0.022	0.080	0.022	0.033	0.111	0.033
	c	0.013	0.015	0.003	0.027	0.053	0.027	0.018	0.019	0.003	0.025	0.029	0.011	0.031	0.051	0.031
	d	0.009	0.006	0.001	0.013	0.025	0.013	0.008	0.005	0.001	0.010	0.010	0.006	0.016	0.020	0.016
	e	0.004	0.002	0.001	-0.001	-0.003	-0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.004	0.003	0.000	-0.002	0.000
$M_{c,1/2}$	a	0.003	0.008	0.010	0.021	0.042	0.021	0.007	0.012	0.011	0.010	0.015	0.010	0.017	0.019	0.017
	b	0.004	0.014	0.011	0.027	0.053	0.027	0.006	0.021	0.018	0.013	0.032	0.027	0.031	0.051	0.031
	c	0.008	0.025	0.008	0.029	0.059	0.029	0.008	0.047	0.008	0.017	0.076	0.017	0.029	0.106	0.029
	d	0.011	0.014	0.004	0.027	0.053	0.027	0.018	0.021	0.006	0.027	0.032	0.013	0.031	0.051	0.031
	e	0.010	0.008	0.003	0.021	0.042	0.021	0.011	0.012	0.007	0.010	0.015	0.010	0.017	0.019	0.017

表-8 直橋および斜橋の合成格子桁橋および合成桁橋の中央桁 (桁 c) のスパン中央点のタワミの影響係数の比較 (単位: PI^3/EI)

荷重位置	斜合成格子桁橋			直合成格子桁橋		
	1/4	2/4	3/4	1/4	2/4	3/4
a	0.00057	0.00102	0.00091	0.00242	0.00355	0.00242
b	0.00067	0.00123	0.00097	0.00307	0.00444	0.00307
c	0.00086	0.00148	0.00086	0.00339	0.00492	0.00339
d	0.00097	0.00123	0.00067	0.00307	0.00444	0.00307
e	0.00091	0.00102	0.00057	0.00242	0.00355	0.00242

荷重位置	斜合成桁橋 (対傾構あり)			斜合成桁橋 (対傾構なし)			直合成桁橋 (対傾構なし)		
	1/4	2/4	3/4	1/4	2/4	3/4	1/4	2/4	3/4
a	0.00088	0.00138	0.00110	0.00108	0.00156	0.00115	0.00143	0.00202	0.00143
b	0.00097	0.00177	0.00146	0.00165	0.00288	0.00241	0.00340	0.00488	0.00340
c	0.00140	0.00242	0.00140	0.00274	0.00447	0.00274	0.00443	0.00672	0.00443
d	0.00146	0.00177	0.00097	0.00241	0.00288	0.00165	0.00340	0.00488	0.00340
e	0.00110	0.00138	0.00088	0.00115	0.00156	0.00108	0.00143	0.00202	0.00143

対象としたのは， $EI=10\ 374 E_c$ の5本の桁 (主桁間隔 30 cm) の桁橋で，スパンは斜桁橋の場合 3.12 m，直桁橋の場合には 3.00 m で，やや異なっているが，この差は 4% ぐらいであつて問題にならない。格子桁では，斜桁橋では横桁が三本，直桁橋では一本である。

従つて，横桁一本と三本とでは横分布数が相違するが，主桁中央断面の曲げモーメントについては，横桁が一本，三本でもそう違わないことが明らかとなつているから，直合成格子桁橋で横桁三本の場合も，表の値と大差がない。この意味で，横桁一本の場合の影響係数の表で代用している。

この表から，

a) 斜桁橋の場合の影響面 (影響係数を縦桁とする立体面) は，直桁橋の場合に較べていちじるしく複雑であること，

b) $\varphi=60^\circ$ のような極端な斜桁橋では，影響係数の値が直桁橋の場合に較べて，相当小さくなること，の二点に注意する必要がある。

5. 結 論

著者は，さきに，斜桁橋の解析的研究に対する一寄与として，直交異方性平行四辺形板の階差方程式を誘導し，ついで，斜合成格子桁橋の模型実験を行なつた。この際得られる実測値に対応する計算値を求めるのに，著者の方法を用い， 32×31 元のマトリックスの逆マトリックスを digital computer を用いて計算し，影響係数を求め

る方法をとつた。この結果、実測値と計算値との対応性は、他の直桁橋の模型実験でみられるのとはほぼ同様の傾向を示し、著者の計算方法の妥当性を確認することができた。なお、同じ断面を有する合成桁橋の模型実験を対傾構の有無の二つの場合について行なつて、あわせて、N.M. Newmark の方法の妥当性をも確かめた。

著者の直交異方性平行四辺形板理論による方法は、桁数および桁間隔スパン比に関係なく使用できるので、N.M. Newmark の等方性平行四辺形板理論による方法より応用範囲が広いと思う。

なお、この実験にあつては、KK 駒井鉄工所工場長 氏家龍雄氏の御援助を、また、逆マトリックスの計算には、KK 播摩造船所研究部長 北野広雄氏の絶大なる御支援をいただいた。ここに記して、謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) N.M. Newmark, C.P. Siess and W.M. Peckham: Studies of Slab and Beam Highway Bridges, Part II, Tests of Simple-Span Skew I-Beam Bridges, Univ. of Illinois Bulletin, No. 375 (1948).
- 2) T.Y. Chen, C.P. Siess and N.M. Newmark: Studies of Slab and Beam Highway Bridges, Part VI, Moments in Simply Supported Skew I-Beam Bridges, Univ. of Illinois Bulletin, No. 439 (1957).
- 3) M. Naruoka und H. Yonezawa: Über die Anwendung der Biegungstheorie orthotroper Platten auf die Berechnung schiefer Balkenbrücken, *Bauing*, **32** (1957), S. 391.
- 4) 成岡, 大村, 西島: 直交異方性平行四辺形板に対する階差方程式—斜桁橋の解析に対する寄与—, 土木学会論文集, 55 (1958.5), p. 29
成岡, 大村, 深田: 直交異方性平行四辺形板の斜交座標による階差方程式について (2)—斜桁橋の解析への寄与, 土木学会論文集, 59 (1958.11), p. 17.
- 5) 成岡, 大村, 伊藤: 格子桁の実験的研究, 昭和 30 年 2 月, 新三菱重工業株式会社発行
- 6) 成岡: 構造解析における digital computer の応用 (1), 土木学会誌, 第 43 巻第 12 号 (1958.12), p.43
- 7) 文献 5), p. 87 参照

(昭. 33. 4. 28)