

マルチセル (Multi-cell) 構造の実験的研究

桜井春輔*
伊藤 鋳一**
成岡昌夫***

要旨 マルチセル (Multi-cell) 構造の橋梁については、J. Pirlet, K. Jaeger, R.E. Rowe らによって研究されているが、著者らは、アクリライト模型のマルチセル橋梁模型と西大橋について載荷実験を行ない、直交異方性板理論と曲げねじり理論による解析値と実験値を比較し、(幅員)/(スパン) が大きい場合には、直交異方性板理論による近似解も比較的有效であることを述べたものである。

1. はしがき

Multi-cell 構造は並列の箱桁構造の下フランジ間をさらに連結して、multi-web の桁構造としたものである。この構造についての研究としては、J. Pirlet¹⁾, K. Jaeger²⁾, R.E. Rowe³⁾ などの研究をあげることができよう。J. Pirlet は、上・下の板によって結合された格子桁の系を考え、主桁は、上・下の板のために、ねじりに対して無限に剛であると仮定している。したがって、不静定量としては横桁中央におけるせん断力のみを考える。K. Jaeger の方法は剛な格点と移動しうる格点とをもった Faltwerke (架板構造あるいは折板構造) と考えて、解析を行なうものである。G. Little と R.E. Rowe の研究では、multi-webbed girder を直交異方性板とみなして、実験値を Guyon-Massonnet の式による計算値と比較している。

わが国では、この形式の橋梁として、金剛大橋⁴⁾ ($l=30.4$ m, $h=1.10$ m, $h/l=1/27.6$, 3-cell P C 構造)、西大橋⁵⁾ ($l=30.4$ m, $h=1.05$ m, $h/l=1/29.0$, 7-cell 鋼橋)、日の出橋⁶⁾ ($l=8+39+8=55$ m, $h=1.25$ m, $h/l=1/31.2$, 6-cell の突桁式鋼橋) の 3 つをあげることができよう。取付道路の関係から、桁高を極度に小さくする必要のある市街橋では、この形式は有利になると思う。

ここでは 5-cell の桁橋模型 2 個について行なった室内実験結果、ならびに、これに関連した計算結果と 7-cell の桁橋である西大橋について行なった載荷実験結果とについて報告したいと思う。

2. 解析の方法

(1) 直交異方性板理論⁷⁾

直交異方性板理論を用いて、Guyon, および Massonnet によって提案された、分配係数の公式は、あまりにも有名であって次式のようなものである。

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$$

ここに、 $K_0(K_1)$ は、 $\alpha=0(\alpha=1)$ の場合の K の値である。 K_0 および K_1 は、stiffness parameter $\theta=(b/2a)(Iq/Jp)^{1/4}$ の関数として、non-torsion ($\alpha=0$)、および full-torsion ($\alpha=1$) の場合に対して、図あるいは表によって与えられている。 α は torsional parameter と呼ばれるもので、次式によって求められる。

$$\alpha = G \left(\frac{I_0}{p} + \frac{J_0}{q} \right) / 2E \left(\frac{I}{p} \cdot \frac{J}{q} \right)^{1/2}$$

ただし、 $x(y)$ 方向を主桁 (横桁) 方向として、 $2b=$ 有効幅、 $2a=$ 有効スパン、 $EI(EJ)=x(y)$ 方向の桁の曲げ剛性、 $GI_0(GJ_0)=x(y)$ 方向の桁のねじり剛性、 $p(q)=$ 主桁 (横桁) の間隔である。

上記の記号は、P.B. Morice, G. Little の論文の記号にしたがったものである。

ねじり剛性については、G. Little, R.E. Rowe は、multi-cell 構造を個々の cell (box) にわけ、それが単独に作用するものとして、次式によって求めている。

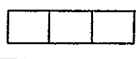


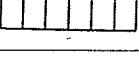
$$GI_0 \text{ または } GJ_0 = 4GA^2 / \oint \left(\frac{ds}{t} \right)$$

ここに、 A : cell の断面積、 t : cell の壁の厚さ、 s : cell の内側にそって測った長さ、である。

しかし、ここでは構造全体を一体と考え、それより、ねじり剛性を求めるのが適当であろう。

Multi-cell 構造に対する St. Venant のねじりせん断流の基礎方程式を求め、単位ねじれ角を生ぜしめるに必要なトルクをねじれ剛性とすれば、等間隔に隔壁の入った multi-cell 構造に対して、つぎのようになる。

表-1 Multi-cell 構造のねじり剛性

cellの数	断面形	ねじり剛性
3		$4GA^2(3a_0 + 4a_1)$ $a_0^2 - 2a_1^2$
4		$4GA^2(4a_0 + 2a_1)$ $a_0^2 - a_0a_1 - a_1^2$
5		$4GA^2(5a_0^2 + 8a_1a_0 - a_1^2)$ $a_0(a_0^2 - 3a_1^2)$
6		$4GA^2(6a_0^3 - 2a_1a_0^2 - 8a_1^2a_0 + 4a_1^3)$ $(a_0 - a_1)(a_0^3 - a_1a_0^2 - 2a_1^2a_0 + a_1^3)$

* 正員 大阪市交通局高速鉄道建設部土木課

** 正員 新三菱重工業KK神戸造船所鉄構部橋梁設計課長

*** 正員 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学教室

前式中

A : 1つの cell の肉厚中心線によってかこまれた部分の面積

$a_0 = \oint (ds/t)$: 1つの cell の閉曲線にそう積分

$a_1 = \oint (ds/t)$: 隔壁にそう積分

s : 肉厚中心線にそって測った距離

である。

(2) 曲げねじり理論

文献 8) による。

3. アクリライト模型に関する実験ならびにこれに関連する計算

(1) 模型

寸法を図-1, 2 に示す。(幅員)/(スパン) は, 模型-1 に対して 0.6, 模型-2 に対して 0.3 である。この模型の断面のいろいろな値を, 表-2 に示す。せん断中心の位置は, 断面が上下左右に対して対称であるために断面の重心と一致する。

図-1 模型の寸法 (幅員/スパン=0.6)

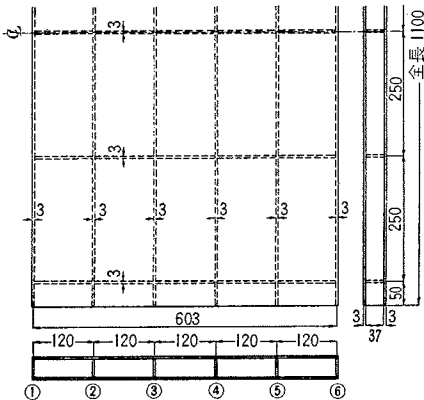


図-2 模型の寸法 (幅員/スパン=0.3)

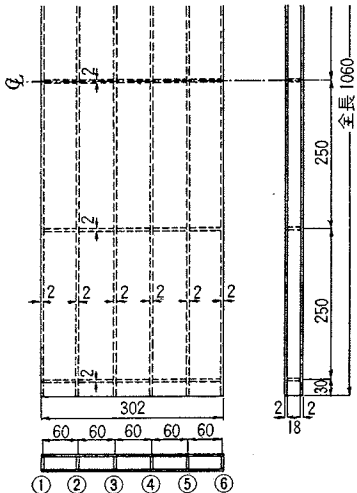


表-2 模型の断面値

断面の値	単位	模型-1	模型-2
断面2次モーメント I	cm ⁴	151.6	12.6
有効幅員 $2b$	cm	60.5	30.25
曲げ剛性 EI/β	kg·cm	2.51E	0.42E
曲げ剛性 EJ/q	"	2.45E	0.41E
断面係数 W	cm ³	75.8	12.6
ねじり剛性 GI_0	kg·cm ²	540.4G	45.2G
ねじり剛性 GJ_0	"	0	0
曲げねじり剛性 EC_w	kg·cm ⁴	40542E	846.7E

アクリライトのヤング係数は曲げ試験によって, 模型-2 の材料に対して, 室温 15°C (11°C) において, $E=3.89(3.92) \times 10^4$ kg/cm² であったので, 平均値として, $E=3.9 \times 10^4$ kg/cm² を用いる。ポアソン比としては, $\nu=0.2$ を用いた。これはアクリライトを使用して行なった二, 三の模型実験に関する論文を参照して決めたものである。

(2) 実験方法

模型-1, および 2 について, それぞれスパン $l=1$ m の両端単純支持の状態に支持した。載荷点はスパン中央の主・横桁の交点である。たわみは 1/100 mm 読みのダイヤルゲージにより, ひずみは K-22 電気抵抗線ひずみ計と strain indicator, switch box によって測定した。

(3) 直交異方性板理論による解析

模型-1(2) に対して, 表-2 の値から, $\theta=0.304$, $\alpha=0.758$ ($\theta=0.152$, $\alpha=0.764$) となる。この計算においては, $GJ_0=0$ とした。これは実験のような支持方法では, GJ_0 を無視する方が適当であると思われるからである。これらの θ, α を用いて模型の格点に載荷した場合の分配係数は, 表-3 のようになる。

表-3 分配係数の値 (直交異方性板理論による)

桁の位置 載荷位置	模型-1						模型-2					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
1	1.78	1.43	1.11	0.83	0.59	0.36	1.47	1.28	1.09	0.91	0.72	0.53
2	1.43	1.26	1.08	0.91	0.74	0.59	1.28	1.17	1.06	0.94	0.83	0.72
3	1.10	1.08	1.05	0.99	0.91	0.84	1.09	1.05	1.02	0.98	0.95	0.91

以上のようにして求めた分配係数にしたがって, 荷重が幅員方向に分配されるものとし, 次式によって各格点のたわみ, および応力を計算する。

$$\delta = K \cdot \delta_{\text{mean}}, \quad \sigma = K \cdot \sigma_{\text{mean}}$$

$\delta_{\text{mean}}, \sigma_{\text{mean}}$ は, 荷重が幅員方向に平均して作用する場合のたわみ, および応力の値である。

表-5, 6 の計算値 A は, おおのこの載荷状態に対して, 以上のようにして求めたものである。

(4) 曲げねじり理論による解析

曲げねじり理論によってねじり角 θ が求められたならば, 曲げねじりによるたわみは $\delta_w = e\theta$ によって求められる。ここに e はたわみを求めようとする点のせん断中心よりの距離である。つぎに δ_{mean} として, 断面がね

じりを受けないと仮定して単純曲げによるたわみが求められると、実際のたわみは、 $\delta = \delta_{mean} + \delta_w$ であり、

$$K = 1 + (\delta_w / \delta_{mean})$$

として分配係数が求められる。

曲げねじり理論によってねじり角 θ とその関数 \tilde{w} が求められると、その応力 σ_w が求められ、単純曲げ応力 σ_b と合計して $\sigma = \sigma_b + \sigma_w$ が計算できる。

表-5, 6 の計算値 B は、このようにして求めたものである。また、上の分配係数 K は表-4 のようになる。

表-4 分配係数の値 (曲げねじり理論による)

桁の位置 載荷位置	模型-1						模型-2					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
1	1.53	1.32	1.10	0.89	0.68	0.47	1.16	1.09	1.03	0.96	0.90	0.85
2	1.32	1.19	1.06	0.94	0.81	0.68	1.09	1.06	1.02	0.98	0.94	0.90
3	1.11	1.06	1.02	0.98	0.94	0.89	1.03	1.02	1.00	0.99	0.98	0.97

(5) 計算値と実験値との比較

直交異方性板理論 (A), および、曲げねじり理論 (B) によって、さきに述べたようにして、応力、たわみを計算したものを表-5, 6 に実測値と比較して示してある。

表-5 より明らかのように模型-1 においては、A による計算値と B による計算値とは、応力、たわみとも、よく一致している。模型-2 においては、応力においては、両方の計算値は一致しているが、たわみにおいて相当の差がみられる。

一方、実験値は模型-1 に対しては応力、たわみとも計算値より大きくでているが、これは荷重を間接的に載荷したためと、模型の支持方法のまずさによるものと思われる。しかし、実験値の傾向としては、A, および B の理論のいずれともよく一致している。模型-2 においては、実験値は応力においては、A, B による計算値とよく一致し、たわみでは B による計算値と一致している。

応力、および、たわみの個々の実験値を計算値と比較するよりも、分配係数 K の形で比較の方が好ましい。したがって、さきに述べた方法によって計算したものを K の理論値とし、

$$K = 1 + (\delta / \delta_{mean})$$

によって、すべて実測値を用いて計算したものを K の実測値として、これらを図-4, 7 に示した。

模型-1 に対しては、 K の実験値は、A, B による K の理論値とよく一致している。幅員がスパンにくらべて比較的大きい場合には幅員の中央部付近に載荷したときの K の値は、A で求めた方が実際によく説明するようになる。

模型-2 に対しては、A, B による K の値には、かなりの差があり、 K の実測値は B による理論値に近い値を示している。模型-2 のように幅員がスパンにくらべて小さいときには分配係数はともに直線となる。

表-5 模型-1 に対する実験値と計算値の比較

測定点	I/2 断面の応力 (kg/cm ²)			I/2 断面のたわみ (mm/100)		
	実験値	計算値		実験値	計算値	
A		B	A		B	
載荷状態 1 (P=15 kg)						
1	13.4	9.5	9.3	132	94	81
2	8.0	7.6	7.9	102	76	70
3	6.0	5.9	6.2	68	59	58
4	4.3	4.4	4.4	58	44	47
5	3.5	3.1	2.7	44	31	36
6	3.1	1.9	1.4	38	19	25
載荷状態 2 (P=20 kg)						
1	14.6	10.1	10.2	141	101	93
2	11.7	9.0	9.2	131	89	84
3	9.2	7.7	7.8	100	76	75
4	7.0	6.5	6.4	83	64	66
5	5.5	5.2	5.0	71	52	57
6	5.6	4.2	3.9	64	42	48
載荷状態 3 (P=20 kg)						
1	10.1	7.8	8.1	107	78	78
2	8.7	7.7	7.8	105	76	75
3	11.0	7.4	7.3	101	74	72
4	8.3	7.0	6.9	89	70	69
5	6.5	6.5	6.4	82	64	66
6	7.4	6.0	6.0	78	59	63

表-6 模型-2 に対する実験値と計算値の比較

測定点	I/2 断面の応力 (kg/cm ²)			I/2 断面のたわみ (mm/100)		
	実験値	計算値		実験値	計算値	
A		B	A		B	
載荷状態 1 (P=1.44 kg)						
1	5.2	4.6	4.3	71	90	71
2	3.9	4.0	3.9	63	78	67
3	3.2	3.4	3.4	55	67	63
4	2.8	2.9	2.9	49	56	59
5	2.6	2.3	2.4	46	44	55
6	2.4	1.7	2.0	44	32	52
載荷状態 2 (P=2.63 kg)						
1	7.9	7.4	7.0	120	143	122
2	6.6	6.7	6.6	115	131	118
3	5.6	6.1	6.0	106	118	114
4	4.9	5.4	5.5	98	105	110
5	4.8	4.8	4.9	93	93	105
6	4.9	4.1	4.5	89	80	101
載荷状態 3 (P=2.63 kg)						
1	6.6	6.3	6.2	110	122	115
2	5.8	6.0	6.0	108	117	114
3	5.6	5.9	5.8	109	114	112
4	5.1	5.6	5.7	102	109	111
5	5.0	5.5	5.5	99	106	110
6	5.4	5.2	5.3	98	102	108

以上は模型-1, 2 に対する検討にすぎないが、2b/2a の種々の値に対して分配係数 K を示すと、図-3~7 (図-4, 7 は説明済み) のようである。計算の対象としたものは、表-7 のとおりである。

図-3 分配係数の実験値と計算値との比較 (アスペクト比 0.7)

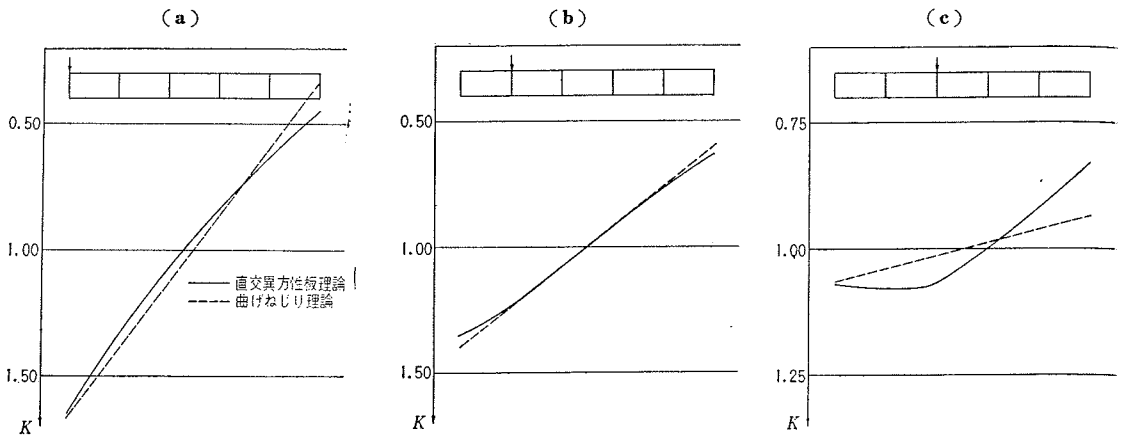


図-4 分配係数の実験値と計算値との比較 (アスペクト比 0.6)

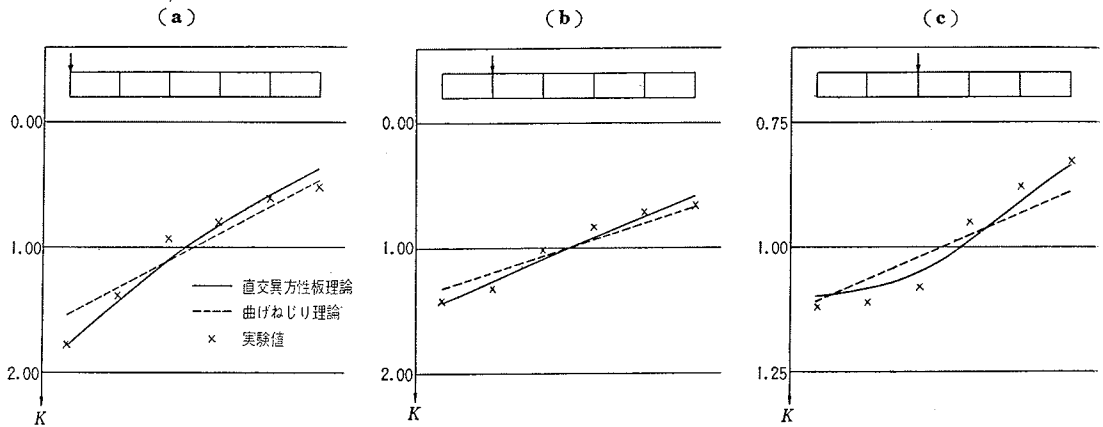


図-5 分配係数の実験値と計算値との比較 (アスペクト比 0.5)

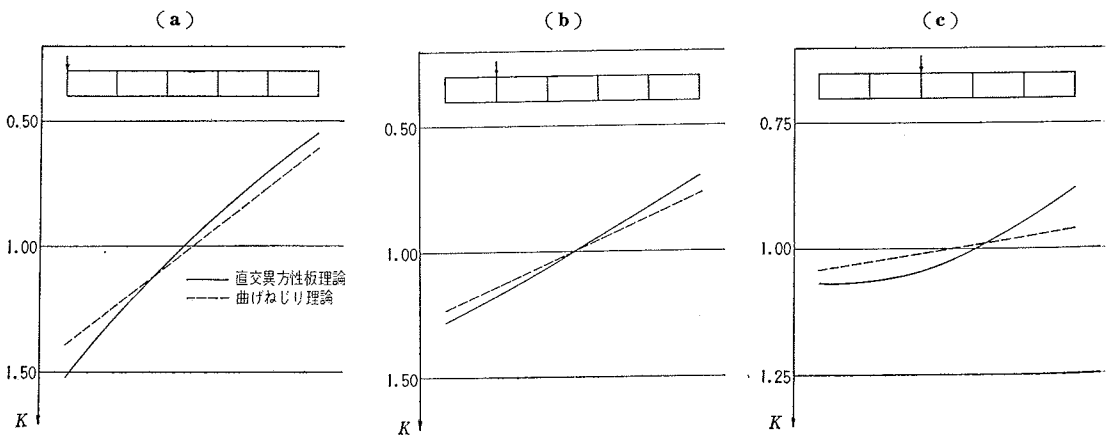


図-6 分配係数の実験値と計算値との比較 (アスペクト比 0.4)

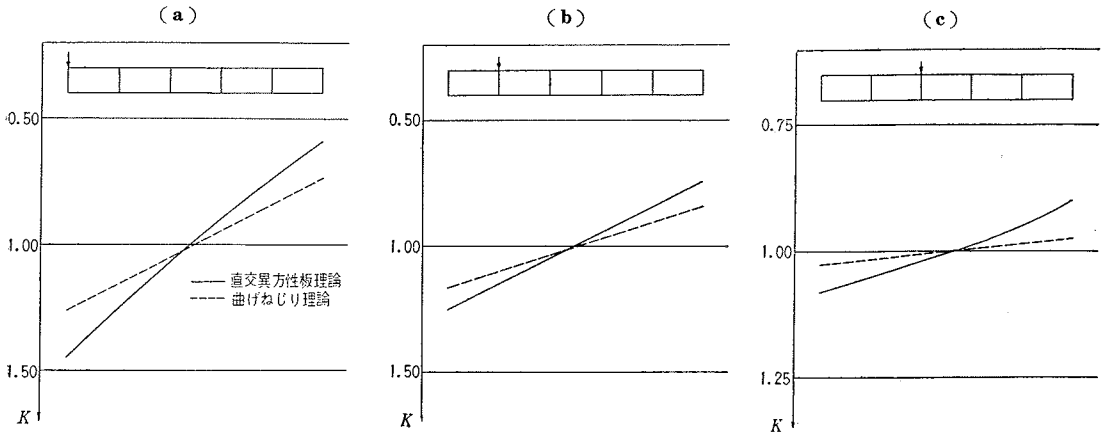


図-7 分配係数の実験値と計算値との比較 (アスペクト比 0.3)

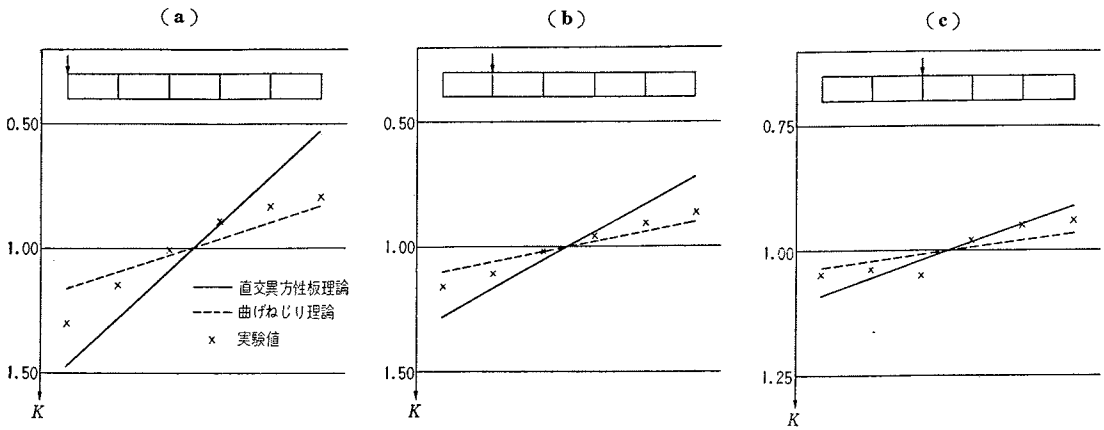


図-8 西大橋の横断面図

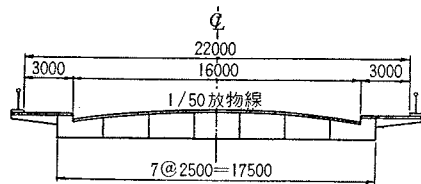
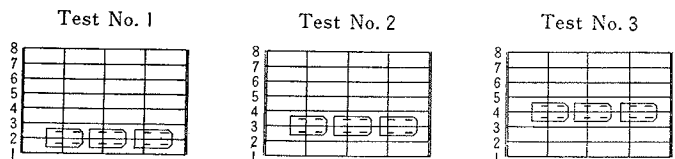


図-9 載荷荷重の位置



この θ, α を用いて、各載荷状態に対する分配係数を求めると、つぎのようである。

載荷状態	桁 の 位 置								
	$-b$	$-3b/4$	$-2b/4$	$-b/4$	0	$b/4$	$2b/4$	$3b/4$	b
1	1.65	1.49	1.33	1.14	0.98	0.83	0.67	0.52	0.39
2	1.33	1.27	1.20	1.12	1.02	0.91	0.80	0.69	0.59
3	1.04	1.05	1.07	1.08	1.06	1.00	0.94	0.86	0.80

これらを図示し、実験値と比較すると 図-10 のよう

表-7

	1	2	3	4	5
2b の値 (cm)	30	60	30	30	30
2a の値 (cm)	42.857	100	60	75	100
b/a	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3
断面の性質	模型-2	模型-1	模型-2	模型-2	模型-2
計算結果を示す説明図	図-3	図-4	図-5	図-6	図-7

4. 西大橋の載荷実験

西大橋は multi-cell 構造を用いた鋼道路橋 (1 等橋) で、スパン 30.6m, 幅員 3+16+3=22.0m である。本橋の工事完了にともない載荷実験が行なわれたので、その結果の一部を述べよう。本橋の横断面の略図 (少し誇張して書いてある) を 図-8 に、載荷位置を 図-9 に示す。

(1) 直交異方性板理論による解析

本橋の断面値は、つぎのようである。

$$2b = 20 \text{ m}, \quad 2a = 30.6 \text{ m}, \quad I/p = 603 \ 146 \text{ cm}^4/\text{cm},$$

$$J/q = 642 \ 000 \text{ cm}^4/\text{cm}, \quad I_0/p = 2 \ 048 \ 000 \text{ cm}^4/\text{cm},$$

$$J_0/q = 0 \text{ と仮定する。}$$

$$\theta = 0.322, \quad \alpha = 0.634 \ (G/E = 0.385 \text{ と仮定する}).$$

である。

(2) 曲げねじり理論による解析

本橋の断面にしたがって、曲げねじり剛性、およびねじり剛性を計算すると、つぎのようになる。

$$EC_w = 2.28 \times 10^{12} E \text{ kg/cm}^2, \quad GI_0 = 3.58 \times 10^7 G \text{ kg/cm}^2$$

(E, G ともに kg/cm² 単位)

この値を用いて、さきに述べたようにして曲げねじり理論によって、ウェブ直上のフランジ応力を求め、次式によって分配係数 K を求めるものとする。

$$K = 1 + (\sigma_w / \sigma_b)$$

ここに、

σ_w : 曲げねじりによる軸方向垂直応力

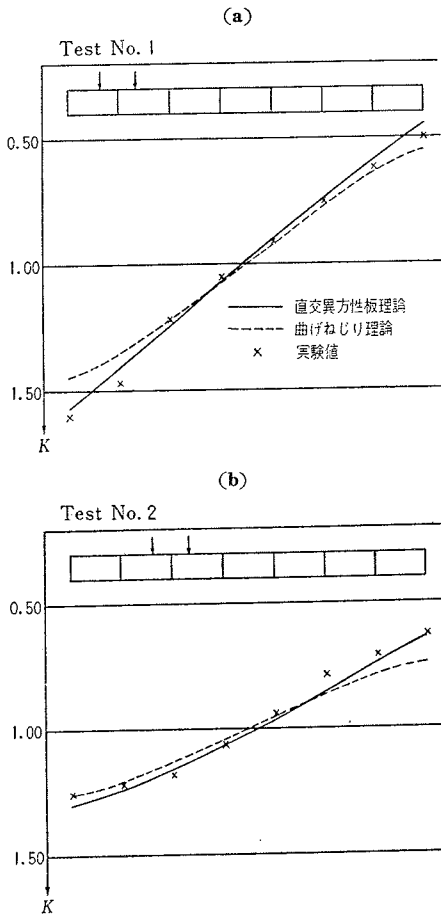
σ_b : 単純曲げによる軸方向垂直応力

この結果をつぎの表に示す。

荷 重 状 態	桁 の 位 置							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	1.45	1.36	1.22	1.07	0.93	0.78	0.64	0.55
2	1.26	1.21	1.13	1.04	0.96	0.87	0.79	0.74
3	1.09	1.07	1.04	1.01	0.99	0.96	0.93	0.91

これを 図-10 において、実験値、直交異方性板理論による計算値とともに示す。

図-10 分配係数の実験値と計算値との比較



(3) 計算値と実験値との比較

図-10 には直交異方性板理論 (A), 曲げねじり理論 (B) による、分配係数 K の計算値、および測定応力から求めた分配係数 $K = 1 + (\sigma / \sigma_{\text{mean}})$ の値を併記してある。図-10 からわかるように、A, B による計算値は、ともに実験値とよく一致している。ただし、荷重状態-3 の場合には、A の方が実験値をよく説明している。これは曲げねじり理論では、横断面形は常に保持されているという仮定のもとに計算を進めているためである。

西大橋は、(幅員)/(スパン) が、さきに述べた模型-1 の場合とほぼ等しく、したがって同じような結果となっている。

5. むすび

Multi-cell 構造の橋梁の一つとして、5-cell の模型2個と西大橋についての実験的研究を行ない、その結果を直交異方性板理論、および曲げねじり理論とによる解析値と比較した。得られた結果は、きわめて常識的なもので当然予想できるものであるが、一応列挙するとつぎのようである。

1) 幅員がスパンに比較して比較的大きいとき、直交異方性板理論による近似解は実験値をよく説明できる。また、縦方向の断面のねじり剛性は無視してさしつかえなかろう。幅員がスパンに比較して比較的小さいときには、直交異方性板理論による近似解と実験値は多少のくい違いをみせる。

また、multi-cell 断面のねじり剛性の計算には、ここで求めたように構造全体を一体と考え、St. Venant のねじりせん断流により求めるのが妥当であろう。

2) 曲げねじり理論では、スパンと幅員との比に関係なく、実験値と計算値とはよく一致した結果を得ることができる。しかし、幅員の中央よりに荷重した場合、幅員がスパンに比較して比較的大きい場合には、横断面形が常に保持されるという仮定はあまり適当でない。すなわち、横断面形に変化が生ずるからである。

幅員とスパンとの比がしばしば問題となったが、この実験からして、0.5 をもってその境界線と考えてよく、0.5 以上ならば直交異方性板理論による近似解でさしつかえないと思われる。

Multi-cell 構造に対して、直交異方性板理論と曲げねじり理論の双方から検討した論文が見あたらないので、なんらかの参考になれば幸いである。

西大橋の実験にあたっては、大阪市土木局 近藤橋梁課長、新三菱神戸造船所研究部 山口技師のお世話になった。ここに記して謝意を表わす。

参考文献

1) Pirllet, J., Gräber, L. : Die Trägerrost-Hohlplatte, Technische und Volkswirtschaftliche Berichte des Wirtschafts-und Verkehrsministeriums Nordrhein-Westfalen, (1954)
 2) Jaeger, K. : Stahlbeton-Brückenträger mit mehrzelligem Kastenquerschnitt, Österreichische Bauzeits-

chrift, 11 (1956), S. 17.
 3) Little, G., Rowe, R.E. : Load Distributions in Multi-webbed Bridge Structures from Plastic Models, Magazine of Concrete Research, Nov., 1955.
 4) 田原・猪股・南・宇野田 : P C 道路橋 (大阪府金剛大橋) の設計, 施工, および, これに関連して行なった実験研究の報告, 土木学会論文集, 60 号・別冊 3-1 (昭 31)
 5) Kondo, K., Ito, K., Naruoka, M. : On the Construction Works of the Bridge Nishi-Ohashi", Acier, Stahl, Steel, 26.4 (1961. 4), p. 184
 6) 近藤・増山・伊藤 : 西大橋について, 土木技術, 16.6 (昭 36.6). p. 24.
 7) 高島・佐々木・清水 : 多腹中空板鋼橋 (日の出橋) について, 第 5 回日本道路会議論文集, p. 539, 1959
 8) Morice, P.B., Little, G. : Load Distribution in Prestressed Concrete Bridge Structures Systems, Structural Engineer, 32 (1954), p. 83.
 9) 小西・小松・大橋 : 合成箱桁橋の応力解析と設計計算法, 土木学会論文集, 25 号 (昭 30.3)

(原稿受付: 1961. 2. 13)
 (再 受 付: 1962. 5. 26)

正 誤 表

論文集第 84 号 (1962 年 8 月) 登載論文「ダム コンクリートの品質管理」に誤りがありましたので、つぎのとおり訂正致します。

ページ	行	誤	正								
77	右側 下から 16 行目	E 8 型	E × 8 型								
"	右側 下から 14 行目	個の連続した	8 個の連続した								
83	左側 下から 5 行目	3.5 ± 0.5 cm	2.5 ± 1 cm								
86	左側 表-3.4 中 \bar{x} の値	(1.81)	(1.18)								
87	左側 表-3.5 中 \bar{y} の値	0.83	0.82								
		0.83	0.84								
		0.85	0.85								
8.8	表-3.6 中 k_{91} の値	1.70	1.71								
		1.71	1.72								
88	左側 表-3.7 (a)	$*V \begin{Bmatrix} 8 \\ 20 \end{Bmatrix}$	$V \begin{Bmatrix} * 8 \\ -20 \end{Bmatrix}$								
88	左側 表-3.7 (b)	<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td colspan="2">材令 91</td> </tr> <tr> <td>σ_{91}</td> <td>σ_{91}</td> </tr> </table>	材令 91		σ_{91}	σ_{91}	<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td colspan="2">材令 91 日</td> </tr> <tr> <td>σ_{91}</td> <td>σ_{91}</td> </tr> </table>	材令 91 日		σ_{91}	σ_{91}
材令 91											
σ_{91}	σ_{91}										
材令 91 日											
σ_{91}	σ_{91}										
		$*V \begin{Bmatrix} 440 \\ 1000 \end{Bmatrix}$	$V \begin{Bmatrix} * 440 \\ -1000 \end{Bmatrix}$								
90	右側 図-3.7	x の単位は曲線の s	全部削る								

AN EXPERIMENTAL STUDY ON MULTI-CELL STRUCTURES

*By Shunsuke Sakurai, C.M. Member, Koichi Ito, C.M. Member
and Dr. Eng., Masao Naruoka, C.E. Member*

SYNOPSIS

There are three studies on multi-cell bridge structure. Prof. J. Pirlet has dealt with it as a grillage girder system under an assumption that the torsional rigidity of the main girder is infinitely large. K. Jaeger has considered it as the "Faltwerke" with rigid and moveable panel points, and G. Little and R.E. Rowe analyzed it as the orthotropic rectangular plate and compared the measured values with the theoretical values. There has been no study on multi-cell structure in which it was analyzed from two aspects: the theory of orthotropic rectangular plates and the torsion-bending theory. This is the reason why this study was carried out.

1. Plastic Model Study on Multi-cell Structure

Two 5-cell plastic models with the aspect ratios 0.6 and 0.3 were made and the concentrated test load was applied to the mid-span panel points where the deflection and stress were measured. The measured values of deflection and stress were compared with the theoretical values calculated basing on the theory of orthotropic rectangular plates and torsion-bending theory.

For the case of large aspect ratio model, both theoretical values show a comparatively good agreement for the deflection and stress. However, for the small aspect ratio model, both values agree for the case of stress, but show a little difference for the case of deflection.

Generally speaking, it can be concluded that the measured values agree comparatively well with the theoretical values.

It is better to compare the measured and theoretical values in the form of distribution

coefficients themselves than to compare the measured values of deflection and stress with the theoretical values in the form of numerical values themselves. The distribution coefficients which were calculated by the measured values of deflection show a satisfactorily good agreement with the distribution coefficients calculated on the basis of the theory of orthotropic rectangular plates and by the torsion-bending theory. For the large aspect ratio model, the theory of orthotropic plates can explain well the experimental results and for the small aspect ratio model, the torsion-bending theory can do so.

Moreover, various aspect ratio models such as 0.7, 0.5 and 0.4 were calculated and the distribution coefficients were shown for the purpose of comparing these two methods with each other.

2. Study of Load Test on Nishi-Ohashi

The Nishi-Ohashi is a 7-cell steel highway bridge and the load test was done after completion. In this case, the distribution coefficients which were calculated by the measured values of stress were compared with those calculated based on the theory of orthotropic rectangular plates and the torsion-bending theory. The measured values show a comparatively good agreement with the theoretical values.

3. Conclusion

As the results of these experimental studies, it can be said that for the multi-cell structure with the aspect ratio larger than 0.5 can be treated as an orthotropic rectangular plates with a good agreement with the results obtained from the torsion-bending theory.

(Received by the Society Feb. 13. 1961)