

曲げとせん断との組合せ荷重を受ける曲線桁の 強度特性に関する研究*

EXPERIMENTAL STUDY ON BUCKLING AND ULTIMATE STRENGTH OF CURVED
GIRDERS SUBJECTED TO COMBINED LOADS OF BENDING AND SHEAR

中井 博**・北田俊行***・大南亮****

By Hiroshi NAKAI, Toshiyuki KITADA and Ryoichi OHMINAMI

This paper reports the test results of twelve curved model girders subjected to the combined loads of bending and shear by changing radii of curvature, aspect ratio and slenderness ratio of web plates as well as stiffness of longitudinal stiffeners. Through the collapse tests, buckling and ultimate strength of curved girders are investigated as the interaction curves of bending and shear. For the ultimate strength, two interaction curves are proposed, i. e. one is a theoretical curve taking accounts of the reduction of ultimate strength for bending due to warping stresses on the curved flange plates and the other is experimental one based upon our past test researches on pure bending and pure shear.

1. ま え が き

曲線桁の合理的な設計法を検討するためには、曲げモーメント、あるいは、せん断力が単独に作用する場合のみならず、曲げとせん断とが同時に作用する実際的な組合せ状態に対する腹板の座屈強度や桁の終局強度などを明らかにすることが不可欠である。

直線桁の曲げ、せん断、および、これらの組合せ荷重に対する強度特性の体系的な研究としては、まず Basler¹⁾による先駆的研究が挙げられる。フランジの枠組作用の影響を考慮した研究が、その後 Ostapenco・Chern²⁾、秋田・藤井³⁾、Rockey・Skaloud⁴⁾、Herzog⁵⁾などによって進められ、曲げとせん断との組合せのもとにおける終局強度を評価するための相関曲線が提案されてきた。また、最近、長谷川・西野・奥村⁶⁾らは、水平補剛材を有する桁においても、無補剛に関する Basler の相関曲線がそのまま適用できることを、実験的研究を通じて論じている。さらに、小松・脇野・藤野・滝本⁷⁾

らは、初期不整を考慮した耐荷力実験の結果をもとに、終局強度の経験式を提案している。特に、諸外国の鋼橋設計指針のうち BS 5400 Part 3⁸⁾では、Cooper⁹⁾の提案した終局曲げモーメントの算定式、および Porter・Rockey・Evans¹⁰⁾らによる終局せん断力の算定式をもとに、安全側の配慮を加えた曲げとせん断の相関曲線が、プレートガーダーの終局限界状態として採用されている。

一方、曲線桁の耐荷力に関する体系的な研究はあまり多くはなく、アメリカ合衆国の大学研究チーム CURT (Consortium of University Research Teams) によって行われた実験的研究^{11)~13)}が挙げられるのみである。これらの研究では、Basler の提案した相関曲線にねじれの影響を考慮し、曲線桁に対する相関曲線の検討を試みている。また、わが国においては、著者らが行った曲げおよびせん断を受ける曲線桁の実験的研究^{14), 15)}のほか、倉西・樋渡¹⁶⁾や三上・古西・米沢¹⁷⁾などによる純曲げを受ける曲線桁腹板の解析的研究がある。しかしながら、曲げとせん断の組合せまで考慮した研究は、三上・古西^{18), 19)}らの解析的研究がみられるだけで、曲線桁の設計はわが国の道路橋示方書²⁰⁾(以下、JSHB とよぶ)の直線桁の設計法を準用してきている。

本研究は、以上の点にかんがみ、まず曲げ、あるいは

* 第38回土木学会年次学術講演会にて概要発表済み(昭和58年10月)

** 正会員 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科
*** 正会員 工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科
**** 正会員 工修 川崎重工株式会社 技術研究所

(〒673 明石市川崎町1-1)

せん断の耐力実験^{(14),(15)}の寸法諸元とできるだけ同一のものとし、限られた数の実験桁で効果的な実験が行えるよう選択された12体の曲線模型桁を製作し、曲げとせん断とが同時に作用する場合の耐力実験を行った。そして、実測データをもとにして、組合せ荷重下における曲線桁の腹板、フランジ、あるいは補剛材の崩壊挙動、および腹板の座屈特性や桁の耐力特性について、検討を行った。次に、上記の組合せ荷重下における耐力実験と曲げ、および、せん断とがそれぞれ単独に作用する場合の耐力実験^{(14),(15)}から得られた合計31体の曲線模型桁の実験結果を総合し、終局強度を体系的に整理する。そして、これらのデータをもとにし、曲げとせん断とを同時に受ける曲線プレートガーダーの終局強度が簡単でしかも精度よく推定できる相関曲線の提案を本文で試みる。

2. 実験桁の寸法諸元と荷重方法

(1) 実験桁の寸法諸元

本実験で使用した実験桁の特徴は、以下のパラメーターで示すことができる。

① 曲率半径 R ；実橋の実績調査⁽²¹⁾からI桁の最小曲率半径が20 mであること、また実験桁の縮尺率が実橋の1/2~1/3としたため、実験桁の曲率半径は、 $R=10$ mとした。そして、直線桁と曲線桁との強度特性を比較するため、 $R=\infty$ の直線桁も製作した。

② 曲げとせん断との比 $(V/V_p)/(M/M_p)$ ；実験桁の試験パネルに作用する曲げモーメント M とせん断力 V との比は、曲げモーメントが支配的に作用する場合 $(V/V_p)/(M/M_p)=0.9$ とせん断力が支配的に作用する場合 $(V/V_p)/(M/M_p)=1.8$ との2種類とした。ここに V_p 、 M_p は、それぞれ曲率を無視した場合の全塑性せん断力、あるいは全塑性曲げモーメントである。

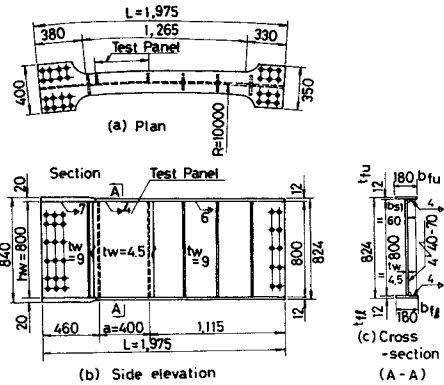


Fig. 1 Detail of Test Girder (girder No. 2).

③ 腹板のアスペクト比 a/h_w ；アスペクト比の差異による強度特性を明らかにするため、 $a/h_w=0.5$ 、 1.0 の2種類の桁を製作した。ここに、 a は垂直補剛材間隔、 h_w は腹板高である。

④ 腹板の幅厚比 h_w/t_w ；JSHBを参照して、水平補剛材のない桁では $h_w/t_w=178$ 、水平補剛材を1段用いる桁では $h_w/t_w=250$ とした。ここに、 t_w は腹板厚である。

⑤ フランジの幅厚比 b_f/t_f ；いずれの桁においてもフランジのねじり座屈や横倒れ座屈が生じないことを前提にしているため、 $b_f/2 t_f=7.5$ とした。ここに b_f はフランジ幅、 t_f はフランジ板厚である。

⑥ 水平補剛材剛比 γ_L/γ_{LN} ；水平補剛材が桁の終局強度に及ぼす影響を明らかにするため、JSHBの必要剛比 γ_{LN} を基準とし、その1倍の剛比 ($\gamma_L=1.0 \gamma_{LN}$) を有する桁と5倍の剛比 ($\gamma_L=5.0 \gamma_{LN}$) を有する桁とを製作した。

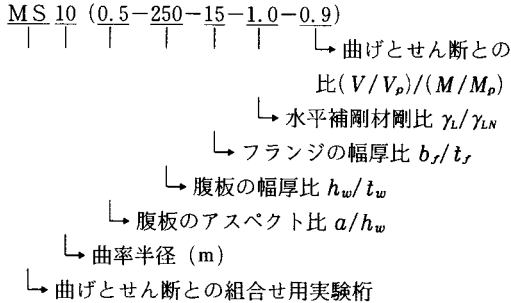
Table 1 は、各実験桁の寸法諸元の実測値を示したも

Table 1 Dimension of Test Girders.

Girder No.	Span L (mm)	Radius of Curvature R (mm)	Web Panel (mm)			Flange Plate (mm)				Longitudinal Stiffener (mm)	
			Width a	Height h_w	Thick-ness t_w	Upper		Lower		Width b_{s1}	Thick-ness t_{s1}
						Width b_{fu}	Thick-ness t_{fu}	Width b_{fl}	Thick-ness t_{fl}		
1	1,975.0	—	400.2	799.7	4.26	179.2	12.03	179.3	12.37	—	—
2	1,973.5	10,341	399.2	799.8	4.26	179.8	12.22	180.2	12.03	—	—
3	2,172.3	9,988	800.9	800.8	4.51	180.7	11.71	180.9	11.81	—	—
4	1,240.0	—	400.5	799.0	4.26	179.5	11.97	179.8	11.83	—	—
5	1,240.0	10,459	402.8	799.5	4.26	180.0	11.97	179.7	12.33	—	—
6	1,440.0	10,241	800.8	801.0	4.51	181.2	11.80	180.9	11.90	—	—
7	2,404.8	—	400.8	798.8	3.08	179.7	12.30	179.8	12.20	40.5	8.95
8	2,405.0	10,579	401.7	799.3	3.08	179.8	12.17	179.5	11.82	40.3	9.00
9	2,402.0	9,800	400.6	799.9	3.23	180.6	11.99	180.4	11.98	33.1	3.23
10	1,455.0	—	400.3	799.2	3.08	179.7	12.18	179.8	12.15	38.3	9.00
11	1,454.8	10,469	401.7	798.8	3.08	180.2	12.10	180.2	12.13	40.2	9.07
12	1,455.0	9,797	400.6	800.1	3.23	181.3	11.82	180.9	11.81	32.6	3.23

のである。また、実験桁の製作図を Fig. 1 に例示する。
 なお、使用鋼材は、各部材の降伏点の差異ができるだけ小さくなるよう、あらかじめミルシートの降伏点の値を用いて選択した。その結果、板厚の薄い腹板には SS 41 材を、また板厚の厚いフランジには SM 50 A 材を使用することにした。引張試験により得られた各使用鋼材の降伏点 σ_y を、Table 2 に示す。

各実験桁には一連の通し番号のほか、以下に示すような表示をし、桁の特徴を把握しやすいようにした。



(2) 荷重方法

荷重方法は、模型桁の一端に Fig. 2 に示すような張出しばりを取り付け、それを通じて行った。すなわち、載荷用の張出しばり (スパン l_0) の自由端に、油圧ジャッキによる荷重 P を載荷し、実験桁の両端で左右逆対称の方向に取り付けた 4 個の支承により、その反力がとれるようにした。ただし、これらの支承は実験桁の両端に取り付けた横桁の 2 点 (スパン e) に設け、実際の曲線桁のねじりに関する境界条件とほぼ同じ条件が再現できるようにした¹⁴⁾。また、試験パネル位置における曲げモーメントとせん断力との比は、各実験桁のスパン L を変化させることにより調整した。

上記のような荷重方法を用いた場合、実験桁は Fig. 3 に示すような一次不静定の曲がりばりとしてモデル化で

きる。このモデルの解析結果、実験桁の任意点 ϕ における曲げモーメント M 、せん断力 S 、および、ねじりモーメント T は、それぞれ次式により算定することができる。

$$\left. \begin{aligned} M &= M_0(\sin \phi / \tan \Phi - \cos \phi) \\ S &= M_0 / R \Phi \\ T &= -M_0(\sin \phi + \cos \phi / \tan \Phi - 1 / \Phi) \end{aligned} \right\} \dots (1)_{a-c}$$

ここに、 $M_0 (= Pl_0)$ は端モーメント、 Φ は実験桁の全長に対する中心角である。

実験を行う際、まず弾性範囲内の荷重を載荷し、計測ひずみが式 (1) の計算値とほぼ等しくなることを確認し、そののち桁が崩壊に至るまで載荷した。また、実験桁は力学的に一次不静定系であるため、載荷点および支承部にはロードセルを設置し、実験桁が一部崩壊しても外力とすべての反力が常に正確に把握できるようにした。

3. 実験桁の崩壊挙動とその考察

各実験桁の終局強度に至るまでの腹板、フランジ、および水平補剛材の崩壊挙動について考察すると、以下のとおりである。

(1) 腹板

腹板中央断面における面外変位形状の各荷重にわたる変動は、Table 3 のようにまとめることができる。Fig. 4 は、最大面外変位が生じる点における荷重 P と変位 δ_w との関係の代表例を示したものである。また、Fig. 5 には、 P と軸方向ひずみ ϵ_w の関係を、代表的な桁 (No. 2, No. 3, No. 11) について示す。同図において ϵ_y は降伏ひずみを意味する。

Table 3、および Fig. 4, 5 から実験桁の終局強度に至るまでの腹板の崩壊挙動には、次のような特徴がみられる。

① Table 3 に示したように、STEP-I の低荷重段階では、いずれの腹板もサイン 1 波形の面外変位を呈している。

Table 2 Yield Point σ_y of Steel Material.

Girder No.	Yield Point (Mpa)		
	Flange σ_{yf}	Web σ_{yw}	L-Stiff. σ_{ysl}
1	334	307	—
2	334	307	—
3	352	293	—
4	334	307	—
5	334	307	—
6	352	293	—
7	334	306	335
8	334	306	335
9	352	294	294
10	334	306	335
11	334	306	335
12	352	294	294

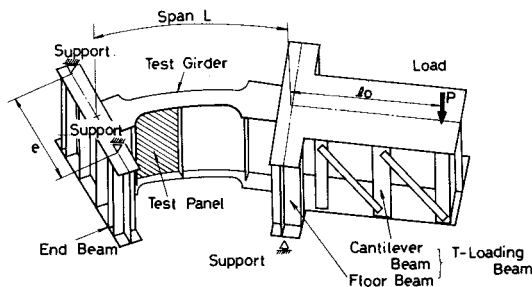


Fig. 2 Loading and Support Conditions of Test Girders.

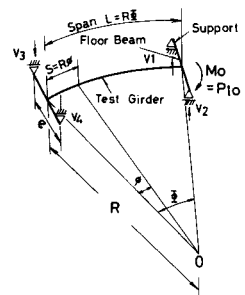


Fig. 3 Analytical Model of Test Girders.

Table 3 Out-of-plane Displacement Modes in Web Panel.

Loading condition (V_p/V_u)/(M_p)	Aspect ratio a/h_w	Load Step (Pu:Ultimate load)		
		Step-I $P \leq 0.2P_u$	Step-II $0.2P_u < P < R_u$	Step-III $P \geq P_u$
0.9	1.0			
	0.5			
	0.5 with L-stiff.			
1.8	1.0			
	0.5			
	0.5 with L-stiff.			

② $a/h_w=1.0$ の腹板では、 $P \approx 0.3 P_u$ (P_u : 終局荷重) でサイン 1 波形からほぼサイン半波形の面外変位に変化している。このとき、 $P-\delta_w$ 、および $P-\epsilon_w/\epsilon_y$ の関係も急激に変化し、顕著な弾性座屈現象が観察される。座屈後における荷重の増大に対しては、サイン半波形の面外変位形状を保持したまま面外変位量のみが増大し、それにより発生した腹板内の最大ひずみが塑性域にまで達する。

③ $a/h_w=0.5$ の腹板では、弾性範囲内で座屈現象が発生せず、初期の荷重段階から終局荷重に至るまで、面外変位形状にはほとんど変化がみられず、面外変位量が徐々に増大し、 $a/h_w=1.0$ の場合と同様に、それにより発生した腹板内の最大ひずみが塑性域にまで達する。

④ 水平補剛材で区切られたアスペクト比の大きい方の腹板パネルでは、水平補剛材を有しない腹板の挙動にはほぼ類似している。

⑤ せん断が支配的な腹板 ($(V/V_p)/(M/M_p)=1.9$) では、桁の終局荷重付近でせん断に起因する変位波形が卓越し、変位波形の数が増加する。

⑥ なお、曲率の影響についても詳しく調べたが、曲率を有する腹板では曲率のない腹板と比較し、面外変位

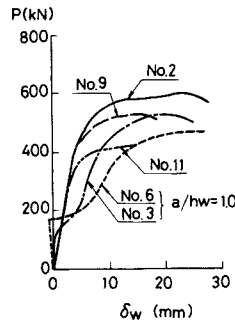


Fig. 4 Out-of-plane Displacements in Web Panel.

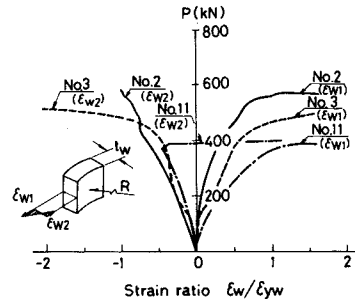


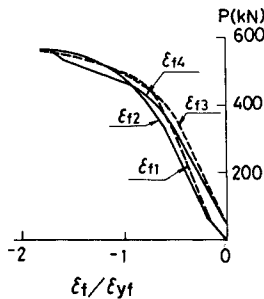
Fig. 5 Load-Strain Curves in Web Panel.

量が若干大きくなる程度で、その形状については、両者に顕著な差異が認められなかった。

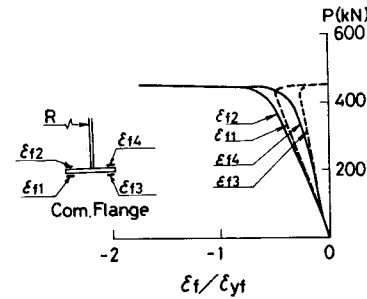
(2) フランジ

Fig. 6 は、曲げが支配的な桁 (No. 2)、およびせん断が支配的な桁 (No. 12) における圧縮フランジの軸方向ひずみ ϵ_f と荷重 P との関係を示したものである。曲げが支配的な場合には、荷重の増大に伴って曲げによるフランジの軸ひずみが最初直線的に増加し、その後ひずみが急変し、最終的にはフランジの全断面が降伏して桁の終局状態に至っている。フランジの軸ひずみが急変するのは、腹板の面内剛性の低下により、桁に作用する曲げモーメントのうちフランジが受け持つ分担が大きくなり、フランジの軸ひずみが増大したためと考えられる。一方、せん断が支配的な場合には、作用曲げモーメントに対応したフランジの軸ひずみがほぼ桁の終局状態に至るまで直線的に増大し、いわゆる塑性ヒンジ (面外曲げひずみが局部的に急増する) の発生に伴い桁が崩壊している。

アスペクト比の小さな桁 ($a/h_w=0.5$) では、曲率の有無によるフランジ挙動の差異がほとんどみられなかったが、曲げが支配的に作用する桁で、 $a/h_w=1.0$ の No. 3 桁では、曲率に起因する比較的大きな反り応力が



(a) Girder No. 2 ($(V/V_p)/(M/M_p)=0.9$)



(b) Girder No. 12 ($(V/V_p)/(M/M_p)=1.8$)

Fig. 6 Load-Axial Strain Curves in Compression Flange.

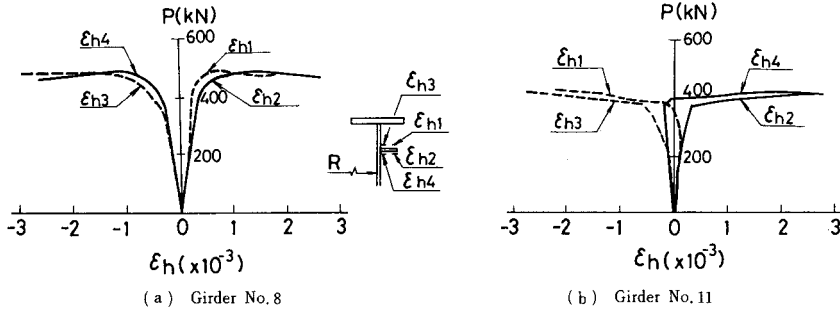


Fig. 7 Load-Axial Strain Curves in Longitudinal Stiffener.

観察された。

(3) 水平補剛材

Fig. 7は、曲げおよびせん断が支配的な桁 (No. 8, No. 11) の水平補剛材の軸方向ひずみ ϵ_{hs} の荷重増大に伴う変動を示したものである。曲げが支配的な桁の水平補剛材は、腹板の面外変位と同じ方向に変形が進み、終局状態に至っている。一方、せん断が支配的な桁では、水平補剛材の面外方向の変位が終局荷重付近から急激に増加していることがわかる。しかし、いずれの場合にも水平補剛材が崩壊した原因は、桁の崩壊に伴う腹板の過度な変形に起因するものと考えられる。したがって、水平補剛材は、桁の終局強度に至るまでほぼ有効に働いていたと考えられる。

4. 腹板の座屈特性

前述のように、アスペクト比 $a/h_w=1.0$ の腹板を有する No. 3 と No. 6 桁においてのみ、顕著な座屈現象を観察することができた。ここでは、これら2つの腹板で実測された座屈荷重と、すでに実施した曲げ¹⁴⁾、およびせん断¹⁵⁾の載荷実験により得られた座屈荷重を用い、曲線桁腹板の座屈に関する相関曲線を検討する。

(1) 曲線桁腹板の曲げ、およびせん断座屈荷重

a) 曲げ座屈強度

純曲げ載荷実験¹⁴⁾では、曲線桁腹板の座屈曲げモーメント M_{cr} が、主に腹板の曲率パラメーター $Z=(a/R) \cdot (a/t_w) \cdot \sqrt{1-\mu^2}$ とフランジの横倒れに関するパラメーター $(a/R) \cdot (a/b_f)$ とに関係することを明らかにすることができた。そこで、両者のパラメーターを包括する新しいパラメーター $(a/R) \cdot (a/b_f) \cdot (a/t_w)$ を用い、

文献14)で実測された座屈曲げモーメント M_{cr} を再整理すると、Fig. 8に示すように、ほぼ1本の曲線で実験結果を表わすことができる。なお、同図の縦軸は、フランジ辺固定・垂直補剛材辺単純支持とした平板の弾性座屈応力による M_{cr0} で無次元化してある。この曲線を最小二乗法により処理すると、実験より推定される座屈曲げモーメント M_{cr}^* は、次式のように表わすことができる。

$$M_{cr}^*/M_{cr0} = 35.32 / \{ (a/R) \cdot (a/b_f) \cdot (a/t_w) + 27.52 \} \quad \dots\dots\dots (2)$$

b) せん断座屈強度

実橋に採用される程度の曲率を有する腹板での座屈せん断力 V_{cr} は、曲率の影響をほとんど受けず、腹板を周

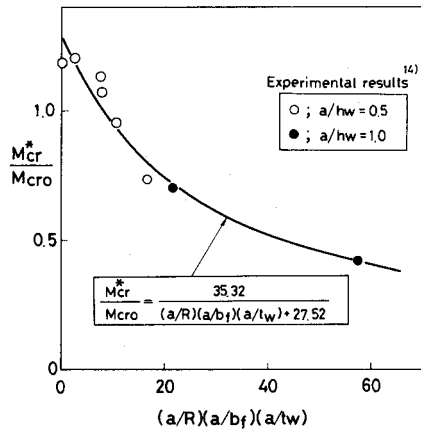


Fig. 8 Relationships between M_{cr}^*/M_{cr0} and $(a/R)(a/b_f)(a/t_w)$.

Table 4 Buckling Stress-resultants in Web panel.

Girder No.	Detail of Test Girder	Test Result ①			Analytical Result ②		Ratio ①/②		Eq. (3)
		P_{cr} (kN)	V_{cr} (kN)	M_{cr} (kN·m)	V_{cr0} (kN)	M_{cr}^* (kN·m)	$\frac{V_{cr}}{V_{cr0}}$	$\frac{M_{cr}}{M_{cr}^*}$	
3	MS10(1.0-178-15-0-0.9)	158	111	163	199	201	0.558	0.812	0.985
6	MS10(1.0-178-15-0-1.8)	166	163	120	199	206	0.820	0.584	1.027

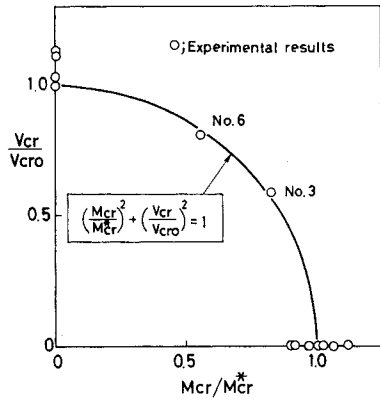


Fig. 9 Interaction Curve of Web Buckling.

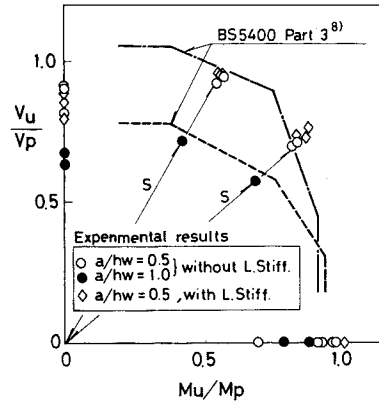


Fig. 10 Interaction Curves between V_u/V_p and M_u/M_p by BS 5400 Part 3⁸⁾

辺単純支持の平板として考えた場合の計算座屈値 V_{cr0} とよく一致することが、文献 15) で確かめられている。

(2) 腹板の座屈強度に関する相関曲線

No. 3 と No. 6 桁とで実測された座屈荷重、および上記の M_{cr}^* と V_{cr0} との計算値を Table 4 に示す。同表に示した組合せ荷重下のもとの座屈荷重、および文献 14) と 15) で得られた曲げ、あるいは、せん断の座屈荷重を、 $V_{cr}/V_{cr0}-M_{cr}/M_{cr}^*$ の相関図上にプロットしたものが Fig. 9 である。同図から、実験式はほぼ次式の相関曲線によって表わされることがわかる。

$$(M_{cr}/M_{cr}^*)^2 + (V_{cr}/V_{cr0})^2 = 1 \dots\dots\dots (3)$$

5. 実験桁の終局強度と実安全率

(1) 終局荷重の実測値

すでに述べたように、実験桁の載荷点および支承部にはロードセルを設置し、実験桁に作用する外力と反力とが常に正確に計測できるようにした。載荷途中における試験パネルに作用するせん断力 V と曲げモーメント M

との比は、終局荷重で若干乱れたものの、ほとんど一定の値であった。そこで、これらのロードセルの実測値から求められた終局荷重 P_u 、および、そのときの試験パネル中央断面における終局せん断力 V_u と終局曲げモーメント M_u との値を Table 5 にまとめて示す。同表には、各実験桁の全塑性せん断力 $V_p (=A_w \cdot \tau_{yw}, A_w$: 腹板断面積, $\tau_{yw} = \sigma_{yw}/\sqrt{3}$: 腹板のせん断降伏応力度), および全塑性曲げモーメント M_p の値も比較のため示してある。

(2) 終局強度特性

Table 5 に示した各実験桁の V_u/V_p および M_u/M_p の値を曲げとせん断との相関曲線として表わすと、Fig. 10 のようになる。また、同図でプロットされた実験点と原点との距離 $s (= \sqrt{(V_u/V_p)^2 + (M_u/M_p)^2})$ の値を Table 5 に示す。各実験桁の終局強度を、この s 値により評価すると、以下のような特性が認められる。

- ① アスペクト比 $a/h_w = 1.0$ の No. 3, No. 6 桁は、

Table 5 Ultimate Strength and Safety Factor of Test Girders.

Girder No.	Detail of Test Girder	Test Result ①			Analytical Result ②		Ratio ①/②		$s^*)$	Allowable Shear Force V_a (kN)	Safety Factor V_u/V_a
		P_u (kN)	V_u (kN)	M_u (kN-m)	V_p (kN)	M_p (kN-m)	$\frac{V_u}{V_p}$	$\frac{M_u}{M_p}$			
1	MS00(0.5-178-15-0-0.9)	586	428	661	603	794	0.710	0.883	1.095	143	2.99
2	MS10(0.5-178-15-0-0.9)	570	420	645	603	793	0.696	0.814	1.071	143	2.94
3	MS10(1.0-178-15-0-0.9)	526	350	552	611	811	0.573	0.681	0.890	117	3.00
4	MS00(0.5-178-15-0-1.8)	535	569	444	603	779	0.943	0.570	1.102	234	2.43
5	MS10(0.5-178-15-0-1.8)	517	554	430	603	793	0.918	0.543	1.067	236	2.34
6	MS10(1.0-178-15-0-1.8)	460	436	345	611	817	0.713	0.423	0.829	144	3.03
7	MS00(0.5-250-15-5-0.9)	525	332	642	434	738	0.764	0.870	1.158	108	3.08
8	MS10(0.5-250-15-5-0.9)	515	316	627	435	726	0.727	0.864	1.129	120	2.64
9	MS10(0.5-250-15-1-0.9)	523	323	642	439	761	0.736	0.831	1.110	121	2.68
10	MS00(0.5-250-15-5-1.8)	443	412	415	435	735	0.948	0.565	1.104	135	3.04
11	MS10(0.5-250-15-5-1.8)	444	410	417	434	733	0.945	0.569	1.103	134	3.06
12	MS10(0.5-250-15-1-1.8)	445	418	420	439	755	0.954	0.556	1.104	153	2.74

*) $s = \sqrt{(V_u/V_p)^2 + (M_u/M_p)^2}$

$a/h_w=0.5$ の No. 2, No. 5 桁に比べ、終局強度が 17~27% も低下する。

② 曲率半径 ($R \cong 10$ m) を有する桁の終局強度は、直線桁と比較して、平均で約 2~3% 低下するに過ぎない。

③ 水平補剛材の剛比を $\gamma_L/\gamma_{LN}=1.0$ から $\gamma_L/\gamma_{LN}=5.0$ に増大しても、 $\gamma_L/\gamma_{LN}=5.0$ の桁の終局強度が約 2% 程度しか上昇しない。

(3) 実験桁の実安全率

JSHB の垂直補剛材間隔に関する規定から、曲げとせん断とが同時に作用する場合の許容せん断力 V_a は、次式で表わされる。

a) 水平補剛材のない場合 ($a/h_w \leq 1.0$);

$$V_a = h_w t_w \left(\frac{100 t_w}{h_w} \right)^2 / \left[\left(\frac{\beta}{3650} \right)^2 + \left\{ \frac{1}{610 + 810(h_w/a)^2} \right\}^2 \right]^{1/2} \dots\dots\dots (4)$$

b) 水平補剛材を 1 段用いる場合 ($a/h_w \leq 0.8$);

$$V_a = h_w t_w \left(\frac{100 t_w}{h_w} \right)^2 / \left[\left(\frac{\beta}{9500} \right)^2 + \left\{ \frac{1}{950 + 810(h_w/a)^2} \right\}^2 \right]^{1/2} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 β は腹板に作用する最大曲げ応力度 σ とせん断応力度 τ との比 σ/τ である。

実験桁の実安全率 ν_u は、終局せん断力の実測値 V_u と上式で与えられる許容せん断力 V_a との比、すなわち、
 $\nu_u = V_u/V_a \dots\dots\dots (6)$

によって表わすことができる。各実験桁の V_u , V_a , および ν_u の値を Table 5 に示す。同表から実験桁の実安全率 ν_u は、2.34~3.08 の範囲にあり、JSHB で期待される安全率 1.7 を十分に確保していることがわかる。

6. 曲げとせん断力とが同時に作用するときの終局強度に関する相関曲線

曲げとせん断が同時に作用する曲線桁の終局強度が相関曲線により評価できれば、実設計に適用する際に便利である。ここでは、本実験結果(曲げとせん断との組合せ)のほか、これまでに実施した純曲げ¹⁴⁾、およびせん断¹⁵⁾に関する耐力実験の結果も包含し、それらを総合的にまとめた曲線桁の相関曲線の提案を試みる。

(1) BS 5400 Part 3 による $V_u/V_p-M_u/M_p$ 相関曲線

まず、曲線桁の終局強度の特性を調べるため、全塑性せん断力 V_p と全塑性曲げモーメント M_p とを基準とした相関曲線 $V_u/V_p-M_u/M_p$ を検討する。Table 5 に示した各実験桁の終局強度を、 $V_u/V_p-M_u/M_p$ 上にプロットしたものを Fig. 10 に示した。同図には、No. 2, No. 5 桁 ($a/h_w=0.5$)、および No. 3, No. 6 桁 ($a/h_w=1.0$)

に英国の鋼橋設計指針 BS 5400 Part 3⁸⁾ による相関曲線を適用し、その結果をそれぞれ実線と破線とに区別して表示した。同図から以下の点がわかる。

① 腹板のアスペクト比 $a/h_w=1.0$ の桁と $a/h_w=0.5$ の桁とを比較すると、曲げとせん断との比のいかんにかかわらず、 $a/h_w=1.0$ の桁の方が終局強度が低下している。

② V_u/V_p 軸上に表わされる純せん断の実験結果は、組合せの実験結果に比べ V_u/V_p の値が全体的に低い値を示している。これは、せん断用の実験桁のフランジ断面 (FL 140×9) が組合せ用の場合 (FL 180×12) に比較し小さいためと考えられる。

③ 文献 14) で明らかにされたように、Fig. 10 の M_u/M_p 軸上に表わされる純曲げの実験結果は、フランジの曲率による反り応力 σ_ω と曲げ応力 σ_b との比 σ_ω/σ_b の値に起因するばらつきが生じている。

④ BS 5400 Part 3 による相関曲線は、組合せの実験結果に関しては比較的良好一致した。しかし、若干、危険側の評価を与える場合もある。

(2) 反り応力を考慮した曲線桁の $V_u/V_R-M_u/M_p^s$ 相関曲線の提案

上述の $V_u/V_p-M_u/M_p$ の相関曲線では、腹板のアスペクト比、フランジ断面、およびフランジの反り応力と曲げ応力との比などが考慮されていないため、相関曲線を単純な形で数式化することが難しい。そこで、フランジの影響を考慮した Rockey⁴⁾ の終局せん断力 V_R 、および文献 14) で明らかにされた曲線桁の全塑性曲げモーメント M_p^s (曲率による反り応力を考慮) を基準とする相関曲線について検討する。この相関曲線を Fig. 11 に示す。

同図からわかるように、この $V_u/V_R-M_u/M_p^s$ の相関曲線によると、一連の実験結果をほぼ統一的にまとめることができ、実験結果の下限値を押さえる相関曲線は、

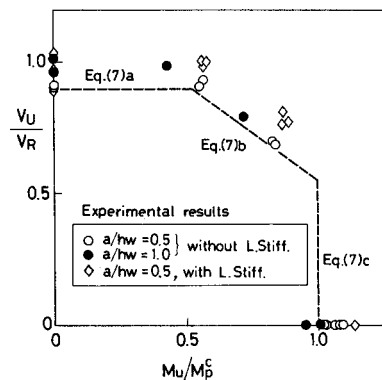


Fig. 11 Proposed Interaction Curves between V_u/V_R and M_u/M_p^s .

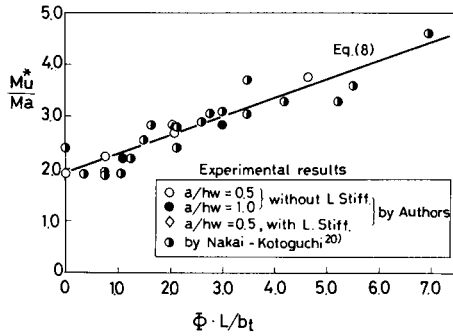


Fig. 12 Relationships between M_u^*/M_a and $\Phi \cdot L/b_f$.

次式で表わすことができる。

$$\left. \begin{aligned} V_u/V_a &= 0.9 & , (M_u/M_p^* \leq 0.5) \\ V_u/V_a &= 1.25 - 0.70(M_u/M_p^*) & , (0.5 < M_u/M_p^* < 1.0) \\ M_u/M_p^* &= 1.0 & , (V_u/V_a \leq 0.55) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)_{a-c}$$

(3) 実験結果に基づく相関曲線の提案

a) 終局曲げモーメント M_u の実験式

著者らが行った純曲げ耐荷力実験¹⁴⁾、および、中井・事口²²⁾らによる曲線 I 桁橋の横倒れ座屈実験で得られた合計 28 体の曲線模型桁に関する終局曲げモーメントの実験結果に基づき、以下に示す終局曲げモーメントの実験式を求める。

まず、曲げとねじりを受ける直線桁に対する JSHB の設計法を曲線桁に準用して、抵抗曲げモーメント M_a ¹⁴⁾ を求める。そして、この M_a で無次元化した終局曲げモーメント M_u/M_a を縦軸に、 $\Phi \cdot L/b_f$ を横軸にとり、上記の実験結果をプロットしたものが Fig. 12 である。ここに、 L は実験桁のスパン、 Φ は実験桁の中心角 (rad) で、実橋では L 、 Φ をそれぞれ横桁あるいは対傾構間の主桁スパンおよび中心角にとり、 b_f はフランジ幅である。

同図からわかるように、 M_u/M_a と $\Phi \cdot L/b_f$ とをパラメーターとして整理すると、水平補剛材の有無にかかわらず、実験結果がほぼ 1 本の直線上にのることが明らかとなる。これらの結果から終局曲げモーメントに関する実験式を最小二乗法により整理すると、次式が得られる。

$$M_u^*/M_a = 1.92 + 0.36 \Phi \cdot L/b_f \dots\dots\dots (8)$$

b) 終局せん断力 V_u の実験式

Fig. 13 は、縦軸に V_u/V_p 、横軸に $\sqrt{V_p/V_{cro}}$ をとり、著者らによる曲線桁のせん断耐荷力実験の結果¹⁵⁾、および、Mozer・Cook・Culver¹³⁾ らによる同様な実験結果をプロットしたものである。ここに、 V_{cro} とは、腹板を周辺単純支持の平板と考えた場合の座屈応力度 τ_{cr} に、腹板の断面積 A_w を乗じて求められるせん断力である。

同図から、水平補剛材を有する桁では水平補剛材のない桁より終局せん断力が大きくなり、また水平補剛材の

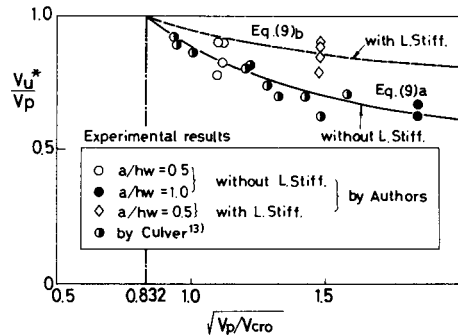


Fig. 13 Relationships between V_u^*/V_p and V_p/V_{cro} .

ない桁の V_u/V_p の値がほぼ 1 つの曲線で表わされることがわかる。以上の結果から、終局せん断力に関する実験式を最小二乗法により求めると、 $\sqrt{V_p/V_{cro}} \geq 0.832$ の範囲において、次式で表わすことができる。

$$\left. \begin{aligned} V_u^*/V_p &= 0.55/\sqrt{V_p/V_{cro}} + 0.34, & \left. \begin{aligned} & \text{(水平補剛材なし)} \\ & \dots\dots\dots (9)_{a,b} \end{aligned} \right\} \\ V_u^*/V_p &= 0.27/\sqrt{V_p/V_{cro}} + 0.68, & \left. \begin{aligned} & \text{(1本の水平補剛材あり)} \end{aligned} \right\} \end{aligned} \right\}$$

c) M_u^* と V_u^* とに基づく相関曲線

実験式 (8) および (9) で表わされる終局曲げモーメント M_u^* と終局せん断力 V_u^* とを基準にとり、本研究の一連の実験結果を無次元化し、 $V_u/V_u^* - M_u/M_u^*$ の相関曲線上にプロットすると、Fig. 14 が得られる。同図と Fig. 10 の $V_u/V_p - M_u/M_p$ 相関曲線とを比較すると、実験結果に基づく $V_u/V_u^* - M_u/M_u^*$ 相関曲線の方が、すべての実験データのばらつきを小さく表わしていると思われる。Fig. 14 において、実験データに添付されている数字 (1, 5) は、 γ_L/γ_{LN} の値を表わすが、 γ_L を γ_{LN} 以上に大きくしても終局強度はほとんど増加しないことがわかる。

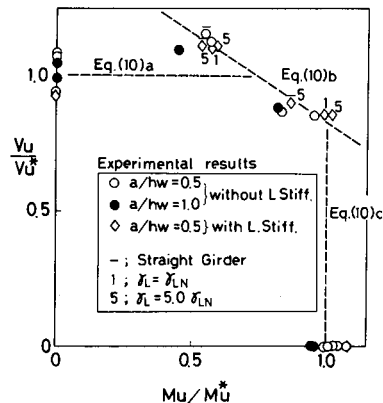


Fig. 14 Proposed Interaction Curves between V_u/V_u^* and M_u/M_u^* .

そこで、曲げとせん断を同時に受ける曲線桁の終局強度に関する Fig. 14 の相関曲線を、せん断、曲げ、および曲げとせん断の組合せ実験結果のそれぞれの平均値を通る3本の直線(同図の破線)で近似してみると、これらの相関曲線は、次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} V_u/V_u^* &= 1.0 & , & (M_u/M_u^* \leq 0.69) \\ V_u/V_u^* &= 1.44 - 0.62 M_u/M_u^* & , & (0.69 < M_u/M_u^* < 1.0) \\ M_u/M_u^* &= 1.0 & , & (V_u/V_u^* \leq 0.81) \\ & & & \dots\dots\dots (10)_{a-c} \end{aligned} \right\}$$

7. ま と め

本文では、曲率半径、腹板のアスペクト比、および水平補剛材の有無などをパラメーターとした合計12体の曲線模型桁により、曲げとせん断とが同時に作用する場合(実験では $(V/V_p)/(M/M_p) = 0.9, 1.8$ の2種類)の耐荷力実験を行った。そして、それぞれのパラメーターによる崩壊挙動、あるいは終局強度特性を明らかにすることができた。さらに、上記の組合せ耐荷力実験の結果とこれまでに実施した曲線桁の純曲げ、およびせん断耐荷力実験の結果とを総合し、曲線桁腹板の座屈強度と桁の終局強度とに関する曲げとせん断の相関曲線を提案することができた。

本研究で得られた主な結論を列記すると、下記のとおりである。

(1) 組合せ荷重のもとにおける曲線桁の耐荷性

a) 桁各部の挙動

① 作用する曲げとせん断の比が異なっても、終局状態に達するまでの腹板の面外変位形状の差異はほとんどみられなかった。

② また、曲率の有無による腹板の面外変位形状にも顕著な差異がみられなかった。ただし、曲率を有する場合には、面外変位量が若干大きく現われた。

③ $a/h_w = 1.0$ の腹板では顕著な弾性座屈現象が生じたが、 $a/h_w = 0.5$ の腹板では面外変位が漸増するため明確な座屈現象を観察することができなかった。

④ 曲げが支配的な桁のフランジは、主に桁の曲げモーメントによる圧縮あるいは引張応力の増大により崩壊する。一方、せん断が支配的な場合には、腹板の斜張力場に起因する塑性ヒンジの発生により、フランジが崩壊する。

⑤ 水平補剛材剛比 $\gamma_L \cong 1.0$ γ_{LN} および $5.0 \gamma_{LN}$ のどちらの場合にも、水平補剛材は桁の崩壊まで十分有効に働いた。

b) 終局強度特性

① 曲率半径 ($R \cong 10$ m) を有する桁の終局強度は、直線桁と比較して、約2~3%低下するに過ぎない。

② 腹板のアスペクト比 $a/h_w = 1.0$ の桁は、 $a/h_w =$

0.5 の桁に比べ、終局強度が17~27%も低下する。

③ 水平補剛材を JSHB で要求されている最小剛比より約5倍大きくしても、終局強度はほとんど増大しなかった。

(2) 曲げとせん断とを同時に受ける曲線桁の相関曲線

a) 曲線桁腹板の座屈強度に関する相関曲線

純曲げ実験結果¹⁴⁾から得られた実験式(2)に基づく腹板の座屈曲げモーメント M_{cr} 、および、腹板を周辺単純支持の平板と仮定して求められる座屈せん断力 V_{cr0} を基準にとると、座屈現象が顕著に現われた $a/h_w = 1.0$ の No.3 と No.6 桁とで実測された座屈荷重は、式(3)で与えられる相関曲線上にほぼ乗ることが明らかになった。

b) 曲線桁の終局強度に関する相関曲線

① Rockey モデルによる終局せん断力 V_R とフランジの反り応力を考慮した全塑性モーメント M_p^0 とで無次元化された $V_u/V_R - M_u/M_p^0$ 相関曲線を用いた場合、曲線桁の終局強度は、式(7)で与えられる相関曲線が得られた。

② さらに、実験値に基づく終局せん断力 V_u^* と終局曲げモーメント M_u^* とで無次元化した $V_u/V_u^* - M_u/M_u^*$ の相関関係からも、式(10)で表わされる相関曲線が得られ、かなり精度よく曲線桁の終局強度を評価できることがわかった。

③ 今後、上述の①または②の相関曲線を用いて、曲線桁の終局強度に基づく合理的な設計法を検討したいと考えている。

謝 辞：本研究を実施するにあたり、種々ご支援いただいた大阪大学 小松定夫教授に対し深謝の意を表します。また、実験に対し阪神高速道路公団の援助を受けたこと、および当時大阪市立大学工学部橋梁研究室の学生 福本和弘、越村雅人、高橋達郎らの諸君のご協力を得たことを付記します。

参 考 文 献

- 1) Basler, K. : Strength of Plate Girders under Combined Bending and Shear, Proc. of ASCE, Vol. 87, No. ST 7, pp. 181~197, Oct. 1961.
- 2) Ostapenko, A. and Chern, C. : Ultimate Strength of Plate Girders under Shear, Fritz Eng. Laboratory Report, No. 328-7, Lehigh Univ., Aug. 1969.
- 3) 秋田好雄・藤井登喜男：座屈と塑性を考慮した最小重量設計 第2報, 日本造船協会論文集, 第120号, pp. 156~164, 1967年11月.
- 4) Evans, H. R., Porter, D. M. and Rockey, K. C. : The Collapse Behaviour of Plate Girders Subjected to Shear and Bending, IABSE Proc. P-18/78, 1987.

- 5) Herzog, M. : Ultimate Static Strength of Plate Girders from Tests, Proc. of ASCE, Vol. 100, No. ST 5, pp. 849~863, May 1974.
- 6) 長谷川彰夫・西野文雄・奥村敏恵：水平補剛材を有するプレートガーダーのせん断耐荷力，土木学会論文報告集，第 235 号，pp. 13~28，1975 年 3 月。
- 7) 小松定夫・森脇良一・藤野眞之・滝本哲四郎：組合せ荷重を受けるプレートガーダーの極限強度，土木学会論文報告集，第 321 号，pp. 1~14，1982 年 5 月。
- 8) British Standards Institution : BS 5400 Part 3, Code of Practice for Design of Steel Bridges, April 1982.
- 9) Cooper, P. B. : The Ultimate Bending Moment for Plate Girders, IABSE Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, London, 1971.
- 10) Porter, D. M., Rockey, K. C. and Evans, H. R. : The Collapse Behaviour of Plate Girders Loaded in Shear, Structural Eng., Vol. 53, No. 8, pp. 313~325, Aug. 1975.
- 11) Mozer, J. and Culver, C. : Stability of Curved Plate Girders, Carnegie-Mellon University Research Report, No. P 1, Sept. 1970.
- 12) Mozer, J., Ohlsen, R. and Culver, C. : Stability of Curved Plate Girders, Carnegie-Mellon University Research Report, No. P 2, Sept. 1971.
- 13) Mozer, J., Cook, J. and Culver, C. : Stability of Curved Plate Girders, Carnegie-Mellon University Research Report, No. P 3, Jan. 1973.
- 14) 中井 博・北田俊行・大南亮一：曲線桁橋腹板の曲げ強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第 340 号，pp. 227~236，1983 年 12 月。
- 15) 中井 博・北田俊行・大南亮一・福本和弘：曲線プレートガーダーのせん断強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第 350 号/I-2，pp. 281~290，1984 年 10 月。
- 16) 倉西 茂・樋渡 滋：曲げを受ける曲線プレートガーダーのウェブプレートの弾性挙動について，土木学会論文報告集，第 315 号，pp. 1~11，1981 年 11 月。
- 17) 三上市蔵・古西和夫・米沢 博：曲げを受ける円筒腹板パネルの非線形挙動，土木学会論文報告集，第 299 号，pp. 23~24，1980 年 7 月。
- 18) Mikami, I. and Furunishi, K. : Nonlinear Behavior of Cylindrical Web Panels under Bending and Shear, Theoretical and Applied Mechanics, Vol. 29, University of Tokyo Press, pp. 65~72, 1981.
- 19) Mikami, I. and Furunishi, K. : Nonlinear Behavior of Cylindrical Web Panels, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 110, No. 2, pp. 239~251, Feb., 1984.
- 20) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，丸善，昭和 55 年 2 月。
- 21) 中井 博・松村駿一郎・吉川 紀・北田俊行・大南亮一：曲線桁橋の実績調査，橋梁と基礎，Vol. 15, No. 4, pp. 38~43, 1981 年 5 月。
- 22) Nakai, H. and Kotoguchi, H. : A Study on Lateral Buckling Strength and Design Aid for Horizontally Curved I-Girder Bridges, Proc. of JSCE, No. 339, pp. 195~204, Nov., 1983.

(1984. 7. 29・受付)