

## 箱桁断面を有する曲線合成桁の静的挙動に関する研究

## STATIC BEHAVIOR OF CURVED COMPOSITE BOX GIRDERS

有 住 康 則\*・浜 田 純 夫\*\*・大 城 武\*\*\*

By Yasunori ARIZUMI, Sumio HAMADA and Takeshi OSHIRO

## 1. 序 論

近年、道路橋において曲線合成桁が用いられるようになってきた。米国では、十年以上も前から箱桁の大部分は合成箱桁となっており、曲線桁についても同様である<sup>1)</sup>。曲線合成桁は、曲率面外の荷重を受けると曲げモーメントのみならず、ねじりモーメントおよび曲げねじりモーメントが作用し、設計においてはそれらを考慮して構造計算を行う必要がある。特に、接合面に配置されたずれ止めには、橋軸方向および半径方向に水平せん断力が作用し、それらを考慮してずれ止めの配置を決定しなければならない。

一般に、曲線桁の構造設計計算は、有効幅を考慮し、曲線ばり、曲線薄肉ばりのように単独のはりとして取り扱う方法と、横桁の影響を考慮した曲線格子桁理論、曲線直交異方性板理論を用いる方法、および有限要素法等の数値解析を用いる方法に大別される<sup>2)</sup>。曲線ばり、曲線薄肉ばりについては小松らの研究<sup>3)~5)</sup>、およびその他多くの研究報告があり<sup>6)~12)</sup>、曲線格子桁理論<sup>13)~14)</sup>および曲線直交異方性板理論<sup>15)~16)</sup>についても多くの研究報告が行われている。また、小松らは種々の構造設計データをもとに曲線桁橋設計計算法に関する提言を行っている<sup>17)</sup>。一方、近年大型計算機の発達により、伝達マトリックス法<sup>18)~21)</sup>、折板構造理論<sup>22)~23)</sup>、有限要素法<sup>24)~28)</sup>および有限帯板法<sup>29)~31)</sup>を用いた研究が行われており、さらに曲線桁構造を扇形床板と桁の複合構造物として取り扱い、偏心結合を考慮した解析も行われている<sup>32)</sup>。また中井ら<sup>33)</sup>は曲線箱桁橋の解析を行い、中間ダイヤフラムが少ない場合は断面変形が大きくなりずり応力が生じることを示し、設計のための実用公式を提案している。

曲線合成桁ではねじれも重要な問題であるが、ねじれを受ける直線合成ばりについて、山本<sup>34)</sup>、McMannsら<sup>35)</sup>および Heins ら<sup>36)~37)</sup>の理論的および実験的研究が報告されている。

曲線合成桁に関する研究としては、Colville<sup>38)</sup>が単純合成桁について、前田ら<sup>39)~40)</sup>が2径間連続合成桁について実験を行っており、Colville はずれ止めに作用する力について簡易設計法を提案している。また、ASCE-AASHTO の合同委員会では、Heins および Colville らの研究をもとに、合成 I 型断面を有する合成桁のねじり剛性および曲げねじり剛性の計算法、およびずれ止めに作用する力の計算法について勧告を行っている<sup>41)</sup>。しかし、それらは I 型断面を有する曲線合成桁についてであり、曲線合成箱桁については何ら触れられていない。箱断面を有する曲線合成桁の実験および解析の例は少なく、韓国のインターチェンジの実橋に対して行われた実験例が Heins らにより報告されている<sup>42)</sup>。しかし、その実験ではひずみの測定箇所も少なく、また、載荷ケースもその影響のほとんど出ない場合について行われており、曲線合成桁の特性が十分示されていない。また、曲率半径が 50 m であるにもかかわらず、ウェブの応力分布について論じられていない。このように曲線合成桁に関する実験的および解析的な研究はきわめて少なく、また、AASHTO<sup>43)</sup>などの示方書でも十分規定されていない。したがって、箱桁断面を有する曲線合成桁についても、曲げおよびねじり挙動を明らかにし、特に、合成桁特有の問題である接合面におけるずれ止めに作用する力の分布性状を明らかにしなければならない。

本論文では、箱桁断面を有する単純支持された曲線合成桁について静的載荷実験の概要を記述している。この実験では、同一スパンを有し断面形状、曲率半径およびずれ止めの配置法が異なった曲線合成桁3体を製作し、たわみ、橋軸方向ひずみ分布、せん断ひずみ分布、橋軸および半径方向のずれ分布に注目し測定を行った。一

\* 正会員 琉球大学助手 工学部建設工学科

\*\* 正会員 Ph.D. 山口大学助教授 工学部土木工学科

\*\*\* 正会員 Ph.D. 琉球大学教授 工学部建設工学科

方、コンクリートスラブおよび鋼桁を曲線帯板要素で、ずれ止めを二次元のばね要素でモデル化した数値解析を行い、その結果を実験結果と比較し曲線合成桁の静的挙動について考察を行った。また本解析法を用いパラメーター解析を行った。パラメーター解析では、鋼桁部の桁高と幅の比を変化させた場合および同一スパンを有する桁の中心角を変化させた場合について計算を行い、たわみおよび橋軸方向のずれ分布に注目し考察を行った。

## 2. 静的載荷実験概要

箱桁断面を有する曲線合成桁3体について静的載荷実験を行った。本実験では、曲線合成桁の挙動を明らかにし、また、それが曲率の変化およびずれ止めの配置法によりどのような影響を受けるか調べる目的で実験を行った。以下簡単に実験の概要について示す。

### (1) 供試体

供試体は3体から成っており、MODEL C-1は、曲率半径  $R_1=8\text{ m}$ 、中心角  $\alpha_1=30^\circ$ 、MODEL C-2は、 $R_2=4\text{ m}$ 、 $\alpha_2=60^\circ$  および MODEL C-3は、 $R_3=8\text{ m}$ 、 $\alpha_3=30^\circ$  であり、各供試体は同一スパン  $l=418.9\text{ cm}$  を有している。それぞれの供試体の断面形状を Fig. 1 に示す。MODEL C-1 および C-2 は同一断面であるが曲率半径が異なる。MODEL C-3 は曲率半径は MODEL C-1 と同一であるが、MODEL C-1 および C-2 の断面と異なり鋼桁部が閉断面を有する曲線合成桁である。それぞれの供試体の断面積  $A$ 、断面二次モーメント  $I$ 、純ねじり定数  $K$ 、およびそりねじり定数  $I_w$  について、コンクリートスラブを鋼とコンクリートのヤング係数比  $n=7$  で鋼材に換算した値を Table 1 に示す。ねじり定数比  $k=l\sqrt{GK/EI_w}$  は、MODEL C-1 と C-2 が、 $k_1=k_2=43$  および MODEL C-3 が  $k_3=$

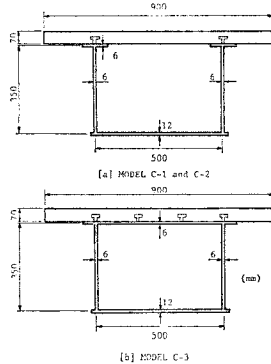


Fig. 1 Tested Curved Composite Girder Sections.

41 である。鋼道路橋示方書のようにねじり定数比で判定すればそりねじり応力度を無視できる断面である<sup>(4),(5)</sup>。

鋼桁の鋼種は SS 41 であり、それぞれの供試体は、端支点上ダイヤフラム (厚さ 12 mm) を有しているが、中間ダイヤフラムは、断面変形の影響を調べる目的で配置されていない。

コンクリートスラブは幅 90 cm、厚さ 7 cm であり、橋軸方向に直径 10 mm の鉄筋 (SD 30) が 6 本および半径方向に直径 10 mm の鉄筋が 23 本配筋されている。コンクリートの材料試験結果から、圧縮強度は  $\sigma_c=308\text{ kg/cm}^2$  (30.2 MPa) であり、弾性係数は  $E_c=2.71 \times 10^5\text{ kg/cm}^2$  (26.6 GPa) であった。なお、各供試体の載荷までの材令は 4 週以上であった。

ずれ止めはすべて直径 13 mm、高さ 50 mm のスタッド (Stud 13×50) を用いた。ずれ止めの配置は、MODEL C-1 および C-2 は、それぞれウェブ直上のみ 1 列 26 本 (計 52 本) を等間隔に配置した。また、MODEL C-3 は、上フランジに 4 列等間隔に計 56 本を配置した。なお、ずれ止めの設計は塑性設計により行った。

### (2) 支持状態および載荷方法

本実験では、支点は単純支持とし、支点上において面外の変形を拘束する条件のもとに設計を行った。曲線合成桁では、ウェブ下で支承を用いた場合は荷重状態により負反力が生じるおそれがあり、それに対処するためには、支承をアンカーボルトで反力床に固定する複雑な細部構造が必要となる。そこで簡単な細部構造でこの負反力に対処できるように本実験では、Fig. 2 に示すように支点上に支持桁を導入し、それに支承を取り付ける方式を用いた。支承は支持桁の両端にそれぞれ 2 個の固定および可動ベアリングプレート (BPA-101 (Fix-R<sub>50</sub>)-S 50 および BPA-102 (Mov-R<sub>50</sub>-e<sub>50</sub>)-S 50) を取り付け、また、供試体は下フランジを直接支持桁に高力ボルトで固定し、支

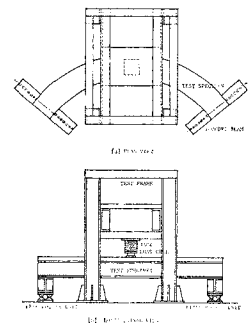


Fig. 2 Testing Arrangement.

Table 1 Summary of Section Properties.

	AREA OF CROSS SECTION $A$ (cm <sup>2</sup> )	MOMENT OF INERTIA $I$ (cm <sup>4</sup> )	ST. VENANT'S TORSIONAL CONSTANT $K$ (cm <sup>4</sup> )	WARPING MOMENT OF INERTIA $I_w$ (cm <sup>6</sup> )	$k=l\sqrt{GK/EI_w}$
MODEL C-1	206	63 045	68 132	2 526 366	43
MODEL C-2	206	63 045	68 132	2 526 366	43
MODEL C-3	230	66 409	72 194	2 907 102	41

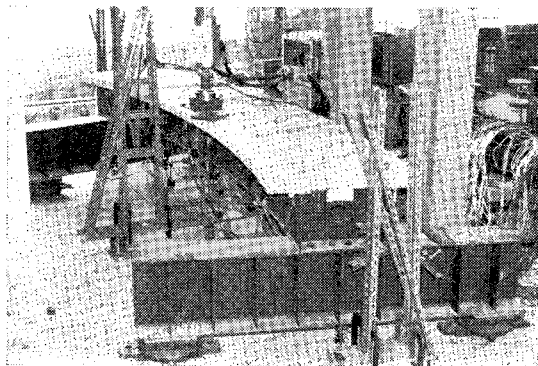


Photo 1 Setup a Test Beam.

持桁の剛性および端支点上ダイヤフラムにより、支点上の面外の変形を拘束するものとした。

荷重は、油圧ジャッキ（最大 20 t）により 1 点集中荷重としてウェブ直上のみに載荷した。なお、ジャッキ先端のロードセル頭部には、横荷重を取り除くためスライドサポートを取り付けた。荷重状態は、Fig. 3 に示すように、スパン中央内側および外側、1/3 スパン内側および外側の 4 つのケースについて載荷を行った。支持状態および載荷状態を Photo 1 に示す。

(3) 測定方法

コンクリートスラブ および 鋼桁のひずみは、Fig. 4 に示すように スパン中央および 支点上からそれぞれ 30 cm 離れた断面において 箱ゲージを貼り付け測定を行った。なお、各断面においてせん断ひずみを測定するため、鋼桁部にロゼットゲージも貼り付けてある。

たわみは、Fig. 5 に示すようにスパン中央および 1/4 点の下フランジ内側と外側において変位計を用いて測定

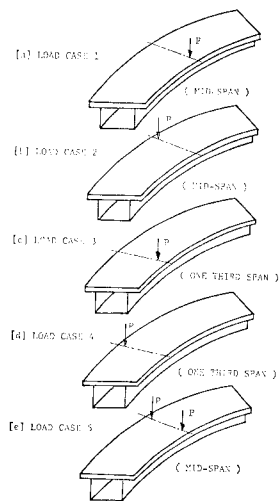


Fig. 3 Loading Cases (P=10 t).

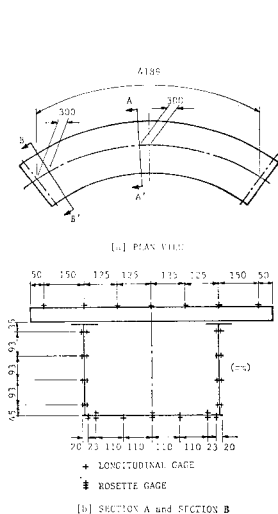


Fig. 4 Strain Gage Positions.

を行い、また、断面のねじれ角は、中央断面において横方向変位を上下 2 点測定し求めた。本実験では、支点上において支持桁を用いているため、それぞれの支点上において支点沈下および回転を測定し、変位の補正を行った。

接合面におけるコンクリートスラブと鋼桁のずれは、Fig. 5(b) に示す位置において、橋軸方向および半径方向それぞれについて変位計（カンチレバー型および摺動型変位計）を用いて測定を行った。ずれ測定のための変位計の設置状況を Photo 2 に示す。また、ずれ止めに作用する力を相対的に評価するため、スタッドジベルに直接箱ゲージを 4 枚貼り付け測定を行った。

載荷荷重はセンターホール型 20 t ロードセルで測定した。なお、以上の測定結果はデジタル式ひずみ測定器を用いて記録した。



Photo 2 Instruments for Slip Measurement.

3. 有限帯板法を用いた解析法

曲線合成桁の挙動を明らかにするため有限帯板法を用いた解析を行う。合成桁では接合面にずれが生じ、特に接合面におけるコンクリートスラブと鋼桁の応力分布は、ずれが生じないものとしたそれと著しく相違することがすでに知られているので<sup>46)~49)</sup>、ここでは接合面の

ずれを考慮した解析を行った。すなわち、コンクリートスラブと鋼桁をそれぞれ曲線帯板要素で、ずれ止めに二次元的ばね要素でモデル化し、三次元的解析を行った。ここでは、ずれ止め要素の剛性マトリックスの求め方について簡単に記述する。有限帯板法を用いた曲線合成桁の解析法の詳細については文献 46) に示されている。

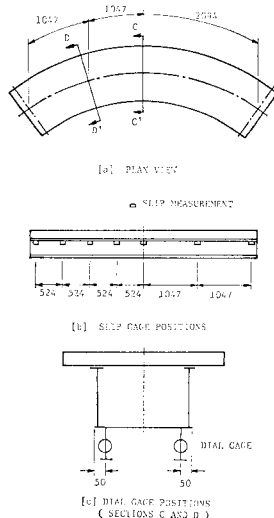


Fig. 5 Locations of Instruments.

Fig. 6 に示す曲線帯板要素において、変

位  $u, v$  および  $w$  は次のように仮定される.

$$u = \sum_{m=1}^{\infty} \{(1-\beta)u_{im} + \beta u_{jm}\} \sin k_m \theta \dots\dots\dots (1)$$

$$v = \sum_{m=1}^{\infty} \{(1-\beta)v_{im} + \beta v_{jm}\} \cos k_m \theta \dots\dots\dots (2)$$

$$w = \sum_{m=1}^{\infty} \{g_1 w_{im} + g_2 \psi_{im} + g_3 w_{jm} + g_4 \psi_{jm}\} \sin k_m \theta \dots\dots\dots (3)$$

ここで,  $k_m = m\pi/\alpha$ ,  $\beta = x/b$  であり,  $g_1 \sim g_4$  は形状関数である. また,  $u_{im}, v_{im}, w_{im}, \psi_{im}$  は,  $i$  節線における第  $m$  項の変位パラメーターである.

曲線合成桁のコンクリートスラブは, ずれ止めによって鋼桁上フランジに結合されている. 本解析法では, ずれ止めをコンクリートスラブと鋼桁の接合面に連続的に配置された二次元のばね要素と仮定し, 接合面に浮き上がりはないものとした. ここで, ずれ止めの橋軸方向に働く力,  $F_\theta$  および半径方向に働く力,  $F_r$  と, それぞれの方向のずれ  $\Delta_\theta, \Delta_r$  の関係は次のように示される<sup>(47)~(49)</sup>.

$$F_\theta = k_\theta \Delta_\theta \dots\dots\dots (4)$$

$$F_r = k_r \Delta_r \dots\dots\dots (5)$$

ここで,  $k_\theta$  および  $k_r$  はずれ止めのそれぞれの方向の剛性であり, 一般的に多く用いられているスタッドジベルの場合は,  $k_\theta = k_r = k$  となる. 一方, 実際にずれ止めに働く力は,  $F_\theta$  および  $F_r$  の合力として次のように示される.

$$F = \sqrt{F_\theta^2 + F_r^2} \dots\dots\dots (6)$$

Fig. 7 に示すように, コンクリートスラブ曲線帯板要素の  $n$  節線および鋼桁上フランジ曲線帯板要素の  $i$  節線上にずれ止めが連続的に配置されているものとし,  $n$  節線および  $i$  節線の橋軸方向の変位を  $v_{nc}, v_{is}$ , 半径方向の変位を  $u_{nc}, u_{is}$ , たわみを  $w_{nc}, w_{is}$  および橋軸方向回りの回転角を  $\psi_{nc}, \psi_{is}$  とすると, 橋軸方向および半径方向のずれ  $\Delta_\theta, \Delta_r$  は次のようになる.

$$\Delta_\theta = v_{is} - v_{nc} + \frac{1}{r} \left( \frac{\partial w_{is}}{\partial \theta} z_s + \frac{\partial w_{nc}}{\partial \theta} z_c \right) \dots\dots\dots (7)$$

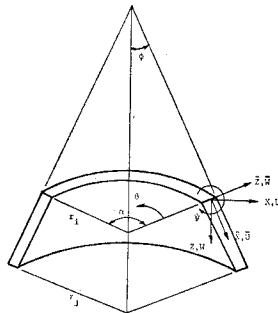
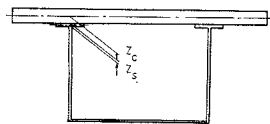
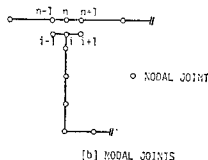


Fig. 6 Details of a Strip Element and Displacements.



[a] COMPOSITE SECTION



[b] NODAL JOINTS

Fig. 7 Composite Section and Nodal Joints.

$$\Delta_r = u_{is} - u_{nc} + \psi_{is} z_s + \psi_{nc} z_c \dots\dots\dots (8)$$

ここで,  $r$  は  $n, i$  節線の曲率半径であり,  $z_s$  および  $z_c$  は, 鋼桁上フランジおよびコンクリートスラブ重心軸から接合面までの距離である. 一方, 変位  $v_{nc}, v_{is}, u_{nc}, u_{is}, w_{nc}, w_{is}, \psi_{nc}$  および  $\psi_{is}$  は式 (1) より,

$$\begin{Bmatrix} v_{nc} \\ v_{is} \end{Bmatrix} = \sum_{m=1}^{\infty} \begin{Bmatrix} v_{nm} \\ v_{im} \end{Bmatrix} \cos k_m \theta \dots\dots\dots (9 \cdot a, b)$$

$$\begin{Bmatrix} u_{nc} \\ u_{is} \end{Bmatrix} = \sum_{m=1}^{\infty} \begin{Bmatrix} u_{nm} \\ u_{im} \end{Bmatrix} \sin k_m \theta \dots\dots\dots (10 \cdot a, b)$$

$$\begin{Bmatrix} w_{nc} \\ w_{is} \end{Bmatrix} = \sum_{m=1}^{\infty} \begin{Bmatrix} w_{nm} \\ w_{im} \end{Bmatrix} \sin k_m \theta \dots\dots\dots (11 \cdot a, b)$$

$$\begin{Bmatrix} \psi_{nc} \\ \psi_{is} \end{Bmatrix} = \sum_{m=1}^{\infty} \begin{Bmatrix} \psi_{nm} \\ \psi_{im} \end{Bmatrix} \sin k_m \theta \dots\dots\dots (12 \cdot a, b)$$

となる. よって, 仮想仕事の原理より, ずれ止め要素の内部仮想仕事  $\delta W_{sc}$  は次のようになる.

$$\begin{aligned} \delta W_{sc} = & \sum_{n=1}^N \left\{ r_n \int_0^\alpha k_\theta^n \Delta_\theta^n \delta \Delta_\theta^n d\theta \right. \\ & \left. + r_n \int_0^\alpha k_r^n \Delta_r^n \delta \Delta_r^n d\theta \right\} \\ = & \{\delta u_{sc}\}^T \{ [K_\theta] + [K_r] \} \{u_{sc}\} \\ = & \{\delta u_{sc}\}^T [K_{sc}] \{u_{sc}\} \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

ここで,  $N$  は断面内におけるずれ止めの配列の個数であり,  $[K_{sc}]$  はずれ止め要素の剛性マトリックスであり, 次のように示される.

$$[K_{sc}] = \begin{bmatrix} [K_{sc}]_{11} & 0 & \dots\dots\dots 0 \\ 0 & [K_{sc}]_{22} & & 0 \\ & & \ddots & \\ 0 & & & [K_{sc}]_{rr} \end{bmatrix} \dots\dots (14)$$

ここで,  $[K_{sc}]_{mm}$  は第  $m$  項の剛性マトリックスである<sup>(46)</sup>. 一方, 接合面における変位の適合条件式は,

$$w_{nc} = w_{is}, \psi_{nc} = \psi_{is} \dots\dots\dots (15 \cdot a, b)$$

である. また, ずれ止めが配置されていない  $n-1$  節線と  $i-1$  節線および  $n+1$  節線と  $i+1$  節線においても式 (15 \cdot a, b) の変位の適合条件式が成立するものとする. したがって, 曲線合成桁の第  $m$  項のつり合い式は, 曲線帯板要素の剛性マトリックスを  $[K_s]_{mm}$  および荷重項を  $\{P\}_m$  とすると,

$$\{ [K_s]_{mm} + [K_{sc}]_{mm} \} \{u\}_m = \{P\}_m \dots\dots\dots (16)$$

となる.

#### 4. 実験結果, 数値解析結果および考察

実験結果および数値解析結果について示す. 有限帯板法を用いた数値計算では, コンクリートおよび鋼材の弾性係数, せん断弾性係数およびポアソン比をそれぞれ  $E_c = 3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  (29.4 GPa),  $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  (206 GPa),  $G_c = 1.29 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  (12.6 GPa),  $G_s = 8.08 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  (79.2 GPa),  $\nu_c = 0.167$ ,  $\nu_s = 0.3$  とした. ずれ止めの剛性は, 橋軸方向および半径方向それぞ

**Table 2** Deflections (in mm).

		MODEL C-1		MODEL C-2		MODEL C-3	
		EXPERIMENT	F.S.M.	EXPERIMENT	F.S.M.	EXPERIMENT	F.S.M.
LOAD CASE 1	INNER SIDE	4.479	4.750	9.014	8.263	4.175	4.677
	OUTER SIDE	1.861	1.978	6.574	5.358	1.372	1.635
LOAD CASE 2	INNER SIDE	2.009	1.880	6.508	5.222	1.323	1.521
	OUTER SIDE	3.352	2.969	7.437	5.635	2.311	2.373

れ1本当たり  $k_{\theta} = k_r = 50 \text{ t/cm}$  ( $4900 \text{ N/m}$ ) とした<sup>50), 51)</sup>. 要素分割はコンクリートスラブを15分割, ウェブを7分割, 下フランジを7分割とした. 項数は39項までとり計算を行い, 十分に収束していることを確認した.

(1) たわみ性状

**Table 2** に中央内側載荷 (LOAD CASE 1) と中央外側載荷 (LOAD CASE 2) の場合の中央断面下フランジ内側および外側点

のたわみの値を示す.

表から明らかなように, 内側載荷の場合は内側に大きなたわみが

生じており, 外側載荷の場合は多少外側のた

わみが大きい, その差は内側載荷の場合と

比較すると小さい. これは, 内側部分が外側

部分と比較して荷重の分担率が大きいことを

示している. 一方,

MODEL C-1 と C-2 を比較すると曲率半径

が小さいとたわみはかなり増大しており, ま

た, MODEL C-3 は鋼桁部が閉断面になっ

ているためその分 MODEL C-1 と比較すると

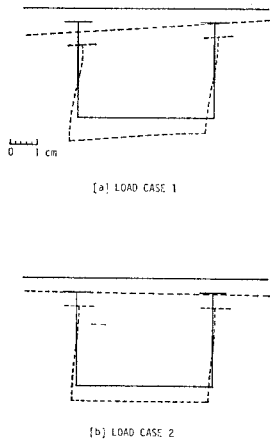
剛性が大きい. **Fig. 8** に MODEL C-2 の

中央断面における数値解析より得られた変形

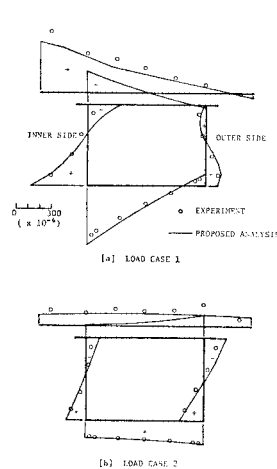
図を示す. 図から明らかなように, 中央内側

載荷の場合は断面変形が大きく, 中央外側載

荷の場合は中央内側載荷の場合と比較すると



**Fig. 8** Displacements at Center Cross Section for MODEL C-2.



**Fig. 9** Longitudinal Strain Distributions at the Section A-A' of MODEL C-1.

断面変形は小さい.

(2) 橋軸方向ひずみ分布

中央内側および外側載荷の場合の中央から 30 cm 離れた A-A' 断面におけるひずみ分布を **Fig. 9~11** に

示す. 図から明らかなように, 中央内側載荷の場合は断面の内側部分で大きな橋軸方向ひずみが生じており, 逆

に外側部分では小さい. これは, 曲げにより生じた橋軸方向応力分布に断面変形により生じた橋軸方向応力が断面の内側部分で加算され, 外側部分で相殺されたことによ

ると考えられる. 一方, 中央外側載荷の場合は断面変形が小さくそれによって生じる応力が小さいものと考えられる.

鋼桁ウェブのひずみ分布に注目すると, ウェブは面外変形の影響を受け複雑な挙動を示している. 倉西らの研究<sup>52)</sup>によると, ウェブを円筒パネルとみなし, 幾何学的非線形性を考慮し, ウェブに強制変位を与えた場合, 応力の低いレベルから面内の曲げ応力は純曲げの状態の直線分布とはならず, 圧縮応力が圧縮縁近傍に集中的に生じ

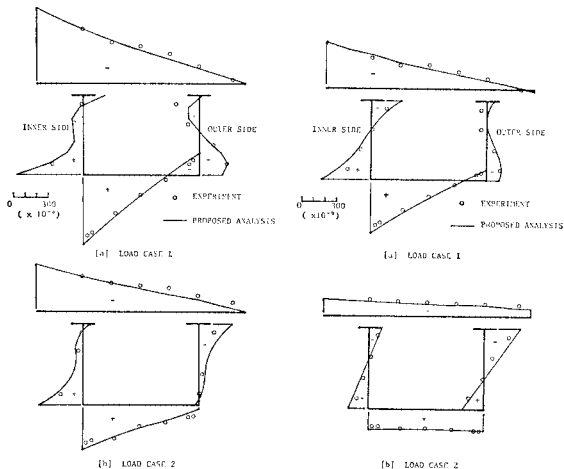
ることを示しているが, 本実験結果および解析結果においてもそのような挙動が示された. なお, その傾向は, 曲率半径が小さい場合および内側載荷の場合, 断面変形が大きくなるので特に顕著に現われる.

鋼桁ウェブのひずみ分布に注目すると, ウェブは面外変形の影響を受け複雑な挙動を示している. 倉西らの研究<sup>52)</sup>によると, ウェブを円筒パネルとみなし, 幾何学的非線形性を考慮し, ウェブに強制変位を与えた場合, 応力の低いレベルから面内の曲げ応力は純曲げの状態の直線分布とはならず, 圧縮応力が圧縮縁近傍に集中的に生じ

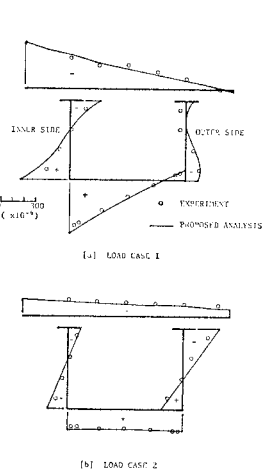
ることを示しているが, 本実験結果および解析結果においてもそのような挙動が示された. なお, その傾向は, 曲率半径が小さい場合および内側載荷の場合, 断面変形が大きくなるので特に顕著に現われる.

鋼桁ウェブのひずみ分布に注目すると, ウェブは面外変形の影響を受け複雑な挙動を示している. 倉西らの研究<sup>52)</sup>によると, ウェブを円筒パネルとみなし, 幾何学的非線形性を考慮し, ウェブに強制変位を与えた場合, 応力の低いレベルから面内の曲げ応力は純曲げの状態の直線分布とはならず, 圧縮応力が圧縮縁近傍に集中的に生じ

ることを示しているが, 本実験結果および解析結果においてもそのような挙動が示された. なお, その傾向は, 曲率半径が小さい場合および内側載荷の場合, 断面変形が大きくなるので特に顕著に現われる.



**Fig. 10** Longitudinal Strain Distributions at the Section A-A' of MODEL C-2.

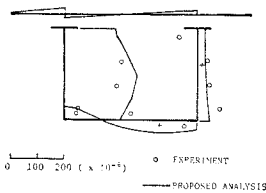


**Fig. 11** Longitudinal Strain Distributions at the Section A-A' of MODEL C-3.

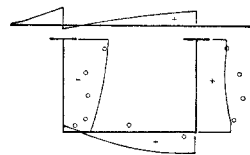
### (3) せん断ひずみ分布

中央内側および外側載荷の A-A' 断面および B-B' 断面のせん断ひずみ分布を MODEL C-1 および C-2 について Fig. 12~15 に示す。図から明らかなように、スパン中央部近傍におけるせん断ひずみ分布は、中央内側載荷の場合は内側ウェブの値が大きく、これは内側ウェブで大きなせん断力を分担していることを示しており、それが桁端部に近づくにつれ外側ウェブでも分担するようになる。その傾向は曲率半径が小さい場合も同様である。一方、中央外側載荷の場合は、中央および端部とも外側ウェブに大きなせん断ひずみが生じている。これは、中央断面付近においては、内側載荷の場合、内側ウェブでは曲げのみにより生じたせん断ひずみに偏心載

荷の影響によるねじれによって生じたせん断ひずみが加えられ増加しており、逆に外側ウェブでは曲げと偏心によるねじれによって生じたせん断ひずみが向きが逆となり相殺されて小さくなると考えられる。また、外側載荷の場合は内側載荷と逆の現象が生じていると考えられる。一方、桁端部においては、曲げと偏心載荷によるねじれによって生じたせん断ひずみのほかに、新たに桁の曲がりの影響によるねじれによって生じたせん断ひずみが加わり図に示した分布になると考えられる。なお、これらのせん断ひずみには断面変形によって生じたせん断ひずみも加算されていると考えられる。設計においては、端部の外側ウェブに内側ウェブに比較すると大きなせん断ひずみが生じるおそれがあり、十分配慮する必要があると思われる。

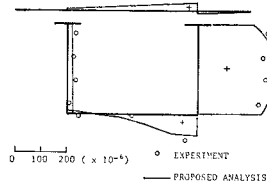


(a) SECTION A-A'

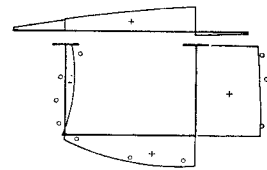


(b) SECTION B-B'

Fig. 12 Shear Strain Distributions for LOAD CASE 1 of MODEL C-1.

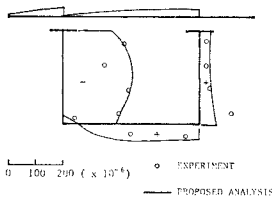


(a) SECTION A-A'

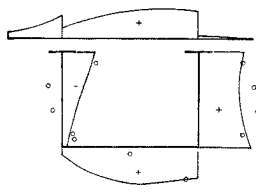


(b) SECTION B-B'

Fig. 13 Shear Strain Distributions for LOAD CASE 2 of MODEL C-1.

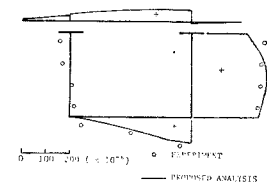


(a) SECTION A-A'

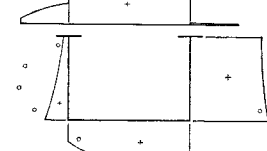


(b) SECTION B-B'

Fig. 14 Shear Strain Distributions for LOAD CASE 1 of MODEL C-2.



(a) SECTION A-A'



(b) SECTION B-B'

Fig. 15 Shear Strain Distributions for LOAD CASE 2 of MODEL C-2.

### (4) 橋軸方向ずれ分布

コンクリートスラブおよび鋼桁の接合面の橋軸方向のずれ分布を中央内側および外側載荷について Fig. 16~18 に示す。Fig. 16 から明らかなように、内側載荷の場合、MODEL C-1 の内側ウェブ上のずれは外側ウェブ上のずれと比較してかなり大きい。しかし、中央外側載荷の場合は、外側ウェブ上のみ大きなずれが生じており、内側ウェブ上のずれはきわめて小さい。この傾向は、Fig. 17 に示すように MODEL C-2 についてもいえるが、中央内側載荷の場合、途中から外側ウェブ上のずれが内側ウェブ上のずれより大きくなっていく。また、MODEL C-2 のずれの大きさは MODEL C-1 と比較すると大きい。これらはウェブのせん断ひずみ分布と同様な分布性状である。

Fig. 18 に示すように MODEL C-3 の橋軸方向のずれ分布は、解析結果では中央内側載荷の場合は内側ウェブ上(図中 A)から外側ウェブ(図中 D)にかけて減少しており、外側載荷の場合はその逆の傾向を示した。実験結果も同様な傾向を示したが、ずれ分布モードについては、特に内側載荷の場合実験結果と解析結果の間にはかなりの差がみられた。これは解析上の仮定ではコンクリートスラブと鋼上フランジの回転角が等しいものとしたが、実際には両者の剛性の差が大きいため、必ずしも両者の間で適合条件が完全に一致しなかったものと考えられる。また、薄板にずれ止めを溶植した場合のずれ止めの剛性は通常の押し抜き試験結果と一致しないと考えられ、このことにも起因していると考えられる。今後、薄板に

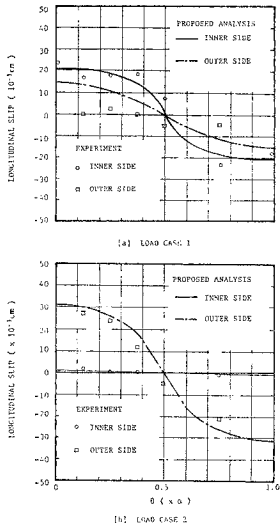


Fig. 16 Longitudinal Slip Distributions of MODEL C-1.

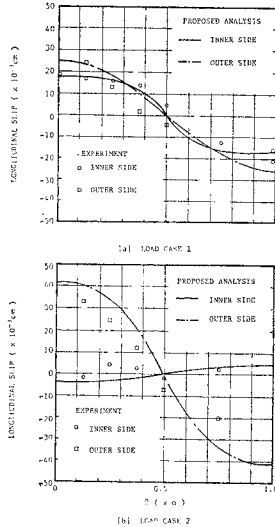


Fig. 17 Longitudinal Slip Distributions of MODEL C-2.

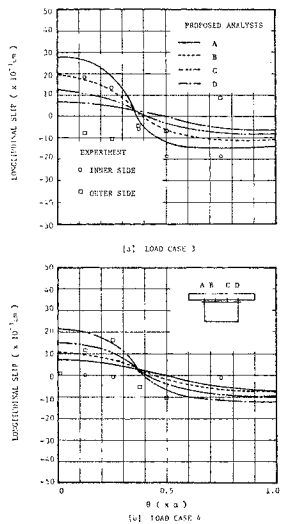


Fig. 18 Longitudinal Slip Distributions of MODEL C-3.

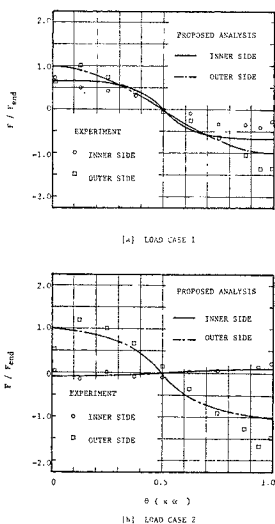


Fig. 19 Longitudinal Shear Force Distributions of MODEL C-1.

溶植されたずれ止めの挙動を押し抜き試験等を行って実験的に解明する必要があると思われる。

ずれ止め(スタッドジベル)にひずみゲージを貼り付け、ずれ止めに作用するずれ止めの半径方向軸回りの曲げ応力を測定し、端部における値を基準とし、それとの比で示したものの一例を、MODEL C-1の中央内側および外側載荷について Fig. 19 に示す。同図には数値計算で求められたずれ止めに作用する橋軸方向の力の分布も同様に端部との比で示されている。この図から明らかのように、ずれ止めに作用する曲げ応力を測定することによって、ずれ止めに作用する力の絶対量を評価する

ことはできないが、分布性状を明らかにすることは可能であると考えられる。

(5) 半径方向ずれ分布

中央内側および外側載荷の場合のそれぞれの供試体の半径方向のずれ分布を Fig. 20~22 に示す。同図には実験結果のみについて示してある。なお、有限帯板法を用いた解析法では、支点上の半径方向変位および橋軸回りの回転角を境界条件により拘束しているため、実験結果の挙動を十分に説明することができなかった。

Fig. 20 から明らかのように、中央内側載荷の場合、MODEL C-1 および C-2 の内側および外側ウェブ上に半径方向のずれが生じており、それは支点上において特に大きい。中央外側載荷の場合は、Fig. 21 から明らかのように、MODEL C-1 の支点上以外の半径方向のずれは小さく、MODEL C-2 の場合は多少大きく、内側載荷と同様に支点上に大きいずれが生じている。

Fig. 22 に示すように MODEL C-3 の場合は、MODEL C-1 および C-2 と比較すると半径方向のずれは小さく、特に、支点上のずれはかなり小さい。これは、MODEL C-3 では鋼桁部が閉断面となっており、また、ずれ止めが半径方向に4列配置されているためと考えられる。

5. 有限帯板法によるパラメータ解析

有限帯板法を用いた解析結果は、たわみ、橋軸方向ひずみ分布、せん断ひずみ分布およびずれ止めをウェブ上にのみ配置した曲線合成桁(MODEL C-1, C-2)の橋軸方向のずれ分布については、実験結果の挙動を説明できることを示したので、その解析法を用いてパラメータ解析を行った。変化させたパラメータは、① 鋼桁部の桁高( $d$ )と幅( $b$ )の比、② 中心角である。なお、①の場合は桁高のみを、②の場合は中心角と曲率半径を変化させ同一スパンとした。計算に用いたモデルは、MODEL C-1 と同一断面および同一スパンであり、荷重は Fig. 3(e) に示した中央二点集中荷重である。

桁高( $d$ )と幅( $b$ )の比( $d/b$ )を変化させた場合の桁端部の内側および外側ウェブ上のずれ止めに作用する橋軸方向の力の比、および中央断面下フランジ内側および外側点のたわみの比を Fig. 23 に示す。同図から明らかのように、 $(d/b)$ が大きくなると内側および外側ウェブ上のずれ止めに作用する力の差は小さくなっており、その変化の程度は $(d/b)$ が1.0を超えると緩やか

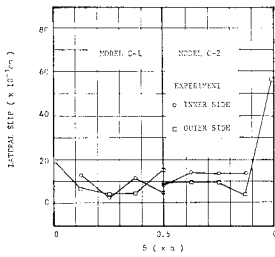


Fig. 20 Lateral Slip Distributions for LOAD CASE 1.

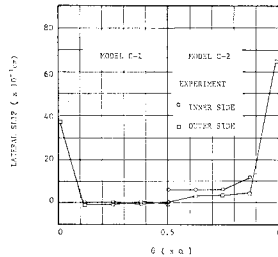


Fig. 21 Lateral Slip Distributions for LOAD CASE 2.

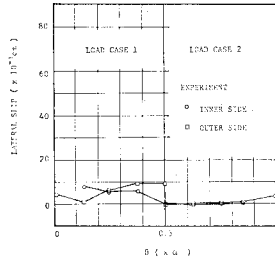


Fig. 22 Lateral Slip Distributions of MODEL C-3.

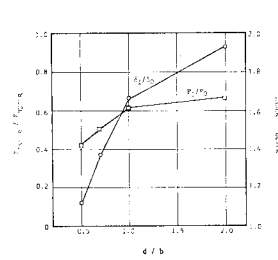


Fig. 23 Inner Side to Outer Side Ratios of Shear Force and Deflection with Respect to  $d/b$ .

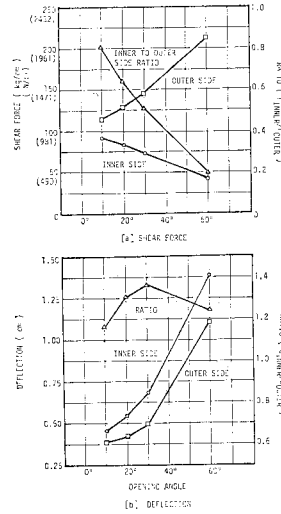


Fig. 24 Shear Forces and Deflections with Respect to Opening Angles.

になる。一方、たわみ比は  $(d/b)$  が大きくなるほど逆に大きい。これは、 $(d/b)$  が大きくなるとウェブの高さが大きくなり、より断面変形の影響がでるためと考えられる。

中心角を変化させた場合の桁端部における橋軸方向にずれ止めに作用する力と中央断面のたわみの値およびそれぞれの内側および外側での比を Fig. 24 に示す。中心角が大きくなると、外側ウェブ上に配置されたずれ止めの橋軸方向に作用する力は大きくなり、逆に内側ウェブ上のずれ止めに作用する力は小さい。したがって、設計においてはそれらについての配慮が必要であると思われる。一方、下フランジ内側部のたわみは、外側のそれと比較すると常に多少大きい、その比は中心角が変化してもあまり変わらない。

## 6. 結 論

単純支持された曲線合成桁について静的荷重実験を行い、さらに、コンクリートスラブおよび鋼桁を曲線帯板要素で、ずれ止めを二次元のばね要素でモデル化し、数値解析を行った。有限帯板法を用いた解析法では、支点上において半径方向変位および橋軸方向回りの回転角を境界条件により拘束（半径方向のずれに関しては支点上で剛なずれ止めを配置したのと同一である）しているため、半径方向のずれ挙動に関しては実験結果を十分説明

することができなかったが、たわみ、橋軸方向ひずみ分布、せん断ひずみ分布およびずれ止めをウェブ上にのみ配置した曲線合成桁 (MODEL C-1, C-2) の橋軸方向ずれ分布に関しては 数値解析結果は実験結果と比較的によく一致していることを示した。

実験結果および数値解析結果より、次のような結論を得た。

(1) 内側荷重の場合は大きな断面変形が生じ、外側荷重の場合は内側荷重と比較すると断面変形

は小さい。

(2) 橋軸方向の応力分布は、内側荷重の場合は内側部分に大きな応力が生ずる。これは断面変形の影響が内側荷重の場合特に大きくなることに起因している。外側荷重の場合はその影響は内側荷重と比較すると断面変形同様小さい。

(3) 鋼桁ウェブ部分の橋軸方向応力分布は、面外変形の影響を受け複雑な挙動を示しており、それは曲率半径が小さい場合顕著に現われている。また、外側荷重より内側荷重の場合にその影響は大きい。

(4) せん断ひずみ分布より、中央内側荷重の場合、桁中央部においては内側ウェブでせん断力を受け持ち、端部に近づくに従って外側ウェブでも分担するようになるが、中央外側荷重の場合は桁全長にわたって外側ウェブのみでせん断力を分担している。

(5) 橋軸方向のずれ止めに作用する力は、せん断応力と同様な分布性状を示した。中央二点荷重の場合について考えると、ウェブ上にのみずれ止めを配置した場合、外側ウェブ上に配置したずれ止めに作用する橋軸方向の力は、内側ウェブ上に配置したそれと比較すると大きく、それは曲率半径が小さくなった場合顕著に現われる。一方、MODEL C-3 のように上フランジにずれ止めを配置した場合、ずれ止めは有効に作用していると考えられる。

(6) 桁端部において接合面の半径方向に大きなずれ



が生ずるおそれがあり、ずれ止めの配置において注意する必要があると考える。

謝 辞：本研究の実験に用いた鋼桁部はすべて岡崎工業（株）により提供していただき、供試体作製にあたり、川副製造部長および正久橋梁設計課長から多大なるご指導をいただいた。また、支承は川口金属工業（株）より提供していただいた。本研究をとりまとめるにあたり、名古屋大学 福本秀士教授 および梶田建夫助教授から貴重な助言を賜った。各位に深謝致します。数値計算には名古屋大学大型計算機センターの FACOM M-200、琉球大学計算機センターの FACOM M-180 を使用した。なお、本研究の一部は文部省科学研究費（奨励研究（A）、No. 57750393）によることを付記します。

#### 参 考 文 献

- 1) The Subcommittee on Ultimate Strength of Box Girders of the ASCE AASHTO Task Committee on Flexural Members on Metals Steel Box Girder Bridges—Ultimate Strength Consideration, Proc. ASCE, Vol. 100, No. ST 12, pp. 2433~2448, 1974.
- 2) The Committee on Curved Box Girders of the ASCE-AASHTO Committee on Flexural Members of the Committee on Metals of the ASCE Structural Division : Curved Steel Box-Girder Bridges ; State-of-the-Art, Proc. ASCE, Vol. 104, No. ST 11, pp. 1717~1739, 1978.
- 3) 小西一郎・小松定夫：薄肉曲線桁の基礎理論，土木学会論文集，No. 87, pp. 35~46, 1962.
- 4) 小西一郎・小松定夫：単純支持曲線桁橋の立体的解析，土木学会論文集，No. 90, pp. 11~26, 1963.
- 5) 小松定夫：曲線並列桁橋の実用計算式，土木学会論文集，No. 93, pp. 1~9, 1963.
- 6) 深沢泰晴：薄肉曲線材の静力学的解析に関する基礎的理論，土木学会論文集，No. 110, pp. 30~51, 1965.
- 7) 倉西 茂：一般薄肉断面の曲りばりの解析，土木学会論文集，No. 108, pp. 7~12, 1964.
- 8) 小松定夫・中井 博・北田俊行：曲線桁橋の Shear lag と有効幅に関する研究，土木学会論文報告集，No. 191, pp. 1~14, 1971.
- 9) 渡辺 昇：曲線桁の理論と計算，技報堂，1967.
- 10) 島田静雄・倉西 茂：曲りばりの計算式，技報堂，1966.
- 11) Vlasov, V.Z. (奥村敏恵ほか訳)：薄肉ばりの理論，技報堂，1967.
- 12) Heins, C.P. : Bending and Torsional Design in Structural Members, Lexington Books, 1975.
- 13) 稼農知徳：並列箱桁曲線橋の解法，土木学会論文報告集，No. 189, pp. 13~26, 1971.
- 14) 稼農知徳・大島 久・新山 惇：曲線桁橋の構造特性について，土木学会論文報告集，No. 194, pp. 21~28, 1971.
- 15) 芳村 仁：曲線直交異方性扇形平板の曲げについて，土木学会論文集，No. 82, pp. 1~8, 1962.
- 16) Heins, C.P. and R.L. Hails : Behavior of Stiffened Curved Plate Model, Proc. ASCE, Vol. 95, No. ST 11, pp. 2353~2370, 1969.
- 17) 小松定夫・中井 博・田井戸米好：ねじれ定数比とねじり曲げ剛比から考察した曲線桁橋設計計算法への一提言，土木学会論文報告集，No. 224, pp. 55~67, 1974.
- 18) 遠田良喜：伝達マトリックス法による薄肉開断面曲線ばりの有限変位理論の解析，土木学会論文報告集，No. 199, pp. 11~20, 1972.
- 19) 前川幸次・吉田 博：伝達マトリックス法による曲線 I 形ばりの耐荷力解析，土木学会論文報告集，No. 312, pp. 27~37, 1981.
- 20) Fukumoto, Y. and S. Nishida : Ultimate load Behavior of Curved I-Beams, Proc. ASCE, Vol. 107, No. EM 2, pp. 367~385, 1981.
- 21) 中井 博・事口寿男・谷 俊寛：任意荷重を受ける薄肉曲線桁橋のマトリックス構造解析，土木学会論文報告集，No. 255, pp. 1~15, 1976.
- 22) Chu, K.H. and S.G. Pinjarkar : Analysis of Horizontally Curved Box Girder Bridges, Proc. ASCE, Vol. 97, No. ST 10, pp. 2481~2501, 1971.
- 23) 芳村 仁・荏澤憲吉：折板理論解析による曲線桁橋の床版応力と有効幅について，土木学会論文報告集，No. 233, pp. 45~54, 1975.
- 24) Chaudhuri, S.K. and S. Shore : Thin-Walled Curved Beam Finite Element, Proc. ASCE, Vol. 103, No. EM 5, pp. 921~937, 1977.
- 25) Yoo, C.H. : Matrix Formulation of Curved Girders, Proc. ASCE, Vol. 105, No. EM 5, pp. 971~987, 1979.
- 26) 渡辺 昇・稼農知徳・藤井裕司：曲げねじれ剛性をもった曲線桁の剛性マトリックス法による解析，土木学会論文報告集，No. 218, pp. 1~8, 1973.
- 27) EL-Amin, F.M. and D.M. Brottom : Horizontally Curved Beam Finite Element Including Warpings, International Journal for Numerical Method in Engineering, Vol. 10, pp. 1397~1428, 1976.
- 28) 薄木征三・稼農知徳：薄肉断面曲線材の変形法による解析，土木学会論文報告集，No. 235, pp. 29~39, 1975.
- 29) Cheung, M.S. and Y.K. Cheung : Analysis of Curved Box Girder Bridges by Finite Strip Method, Publications IABSE, Vol. 31-I, pp. 1~24, 1971.
- 30) Meyer, C. and A.C. Scordelis : Analysis of Curved Folded Plate Structures, Proc. ASCE, Vol. 97, No. ST 10, pp. 2459~2479, 1971.
- 31) Buragohain, D.N. and B.L. Agrawal : Analysis of Curved Box Girder Bridges, Proc. ASCE, Vol. 99, No. ST 5, pp. 799~819, 1973.
- 32) 大塚久哲・吉村虎蔵・彦坂 照・平田勝啓：床板と桁の偏心結合を考慮した曲線桁橋の解析，土木学会論文報告集，No. 259, pp. 11~23, 1977.
- 33) 中井 博・村山泰男：ダイヤフラムを有する曲線箱桁橋のずり応力の解析と設計への応用，土木学会論文報告集，No. 309, pp. 25~39, 1981.
- 34) 山本 稔：不完全合成箱型桁のねじり，土木学会論文集，No. 68, pp. 19~26, 1960.
- 35) McManus, P.F. and C.G. Culver : Nonuniform Torsion of Composite Beams, Proc. ASCE, Vol. 95, No. ST 6, pp. 1233~1256, 1969.
- 36) Heins, C.P. and J.T.C. Kuo : Composite Beams in Torsion, Proc. ASCE, Vol. 98, No. ST 5, pp. 1105~1117, 1972.
- 37) Heins, C.P. and R.S. Humphreys : Bending and Torsion Interaction of Box Girders, Proc. ASCE, Vol. 105, No. ST 5, pp. 891~904, 1979.
- 38) Colville, J. : Tests of Curved Steel-Concrete Composite Beams, Proc. ASCE, Vol. 99, No. ST 7, pp. 1555~1570, 1973.
- 39) 前田幸雄・梶川靖治・井波 久：2 径間曲線連続合成げたの静的載荷試験，大阪大学工学部橋梁研究室，1973.
- 40) 前田幸雄・梶川靖治・井波 久：2 径間曲線連続合成桁

- の実験的研究(第2報), 第28回土木学会年次講演会講演概要集, I-110, 1973.
- 41) The Task Committee on Curved Girders of the ASCE-AASHTO Committee On Flexural Members of the Committee on Metals of the Structural Division: Curved I-Girder Bridge Design Recommendations, Proc. ASCE, Vol. 103, No. ST 5, pp. 1137~1168, 1977.
- 42) Heins, C.P. and W.H. Lee: Curved Box-Girder bridges: Field Test, Proc. ASCE, Vol. 107, No. ST 2, pp. 312~327, 1981.
- 43) AASHTO: Standard Specifications for Highway Bridges, Twelfth Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, 1977.
- 44) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説(II鋼橋編), 1980.
- 45) 日本道路協会: 鋼道路橋設計便覧, 1979.
- 46) Arizumi, Y., T. Oshiro and S. Hamada: Finite Strip Analysis of Curved Composite Girders with Incomplete Interaction, Computers & Structures, Vol. 15, No. 6, pp. 603~612, 1982.
- 47) 浜田純夫・有住康則: 不完全連続合成桁の有限要素解析, 土木学会論文報告集, No. 265, pp. 1~9, 1977.
- 48) Arizumi, Y., S. Hamada and T. Kajita: Elastic-Plastic Analysis of Composite Beams with Incomplete Interaction by Finite Element Method, Computers & Structures, Vol. 14, No. 5-6, pp. 453~462, 1981.
- 49) 有住康則・浜田純夫・梶田建夫: 不完全合成桁の有効幅, 土木学会論文報告集, No. 273, pp. 23~33, 1978.
- 50) Chapman, J.C. and S. Balakrishnan: Experiments on Composite Beams, The Structural Engineer, Vol. 42, No. 11, pp. 369~383, 1964.
- 51) Mainstone, R.J. and J.B. Monzies: Shear Connectors in Steel Concrete Composite Beams for Bridges, Concrete, Vol. 1, No. 9, pp. 291~302, 1967.
- 52) 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, No. 315, pp. 1~11, 1981.

(1983.4.14・受付)