

床組と横構の剛度を考慮した合成桁橋の解析

ANALYSIS OF COMPOSITE BEAMS CONSIDERING STIFFNESS OF FLOOR AND LATERAL SYSTEMS

奥村 敏恵*・佐藤 政勝**
By Toshie Okumura and Masakatsu Sato

1. ま え が き

鋼道路橋のうち、鉄筋コンクリート床版（RC床版と記す）と鋼桁をスタッドジョイントで結合し一体として外力に抵抗させる形式のいわゆる合成桁が、その大部分の使用比率を占めているのが現状である。この構造形式は、橋梁を形成するすべての構造要素が一体として協力するように配慮されたもので、車両の走行路として用いられるRC床版を桁としての抵抗部材にも有効に利用しようとする合理的かつ経済的な要求から生まれたものである。

都市部や自動車専用道路では橋梁の支間、幅員が比較的大きく、合成桁形式のなかでも3主桁以上を並列し、横桁、横構などを設けた合成多主桁橋（合成桁橋と記す）が多く用いられている。合成桁橋においては、RC床版と横桁あるいは対傾構の両方が橋梁上に作用する荷重を横方向に分配させる働きをしており、この横分配作用に関する解析および実験が多くなされている。たとえば、RC床版の剛度を主桁剛度の比で表わした相関剛比と横分配作用に関する Newmark の理論的研究¹⁾、ダイヤグラムの剛度および取り付け位置が横分配作用に及ぼす影響に関する Wei の理論的研究²⁾、田原・沓掛らのRC床版と横桁の横分配作用を同時に考慮した理論および実験的研究³⁾、Sartwell, Heims らの合成桁橋を直交異方性板として取り扱った差分法による解析と現場実験結果との検討などが報告されている。

最近が高強度鋼材の使用、構造の軽量化などにより主桁がたわみやすい傾向に加え、社会的背景により自動車荷重が大きくなり、さらに交通状態によっては偏心荷重がきびしく作用する傾向が見られ、各主桁のたわみ差によりRC床版に生じる曲げモーメント（床版の付加曲げ

モーメントと記す）を考慮する必要性が指摘され⁴⁾、これに関する研究も行われている^{5)~9)}。

これら一連の研究によって、合成桁橋におけるRC床版および横桁の横分配作用が明らかになり、また床版の付加曲げモーメントについても一応の成果を得ている。しかしながら、従来の解析方法では、外主桁上で床版は橋軸直角方向には単純支持されていると仮定した、いわゆる格子理論あるいは版理論を前提として、合成桁橋を一つの平面構造物として取扱っており、合成桁橋に及ぼすRC床版の剛度の影響および横桁、対傾構、横構などの力学的効果を十分に考慮した解析までに至っていないと思われる。

本論文では、合成桁橋を曲げ変形を考慮したRC床版と並列鋼多主桁から成る薄肉構造物として扱い、有限帯板要素法を適用し、その力学的挙動をより厳密に解析し、RC床版の剛度が、合成桁橋に及ぼす影響を明らかにするとともに、横桁、対傾構、横構を考慮した応力解析ならびに横桁と主桁の継手部における剛性の低下も考慮した応力解析により、これらの部材の構造要素間の力学的な協力作用を理論的に明らかにする。さらに東京大学構造物試験室において実施した3主桁合成桁橋の実験によりこの理論解析の妥当性について考察したものである。

2. 理論解析

(1) 概 要

矩形平板の変位関数を部材軸に直交する方向のみに仮定するとガレルキン法によって、変位関数の変数が分離され、節線外力と節線変位を連立偏微分方程式の形で導くことができる有限帯板要素法を合成桁橋に適用して、RC床版と鋼主桁の剛性マトリックスを導き、これを重ね合わせて、折板要素から成る合成桁橋の剛性マトリック

* 正会員 工博 東京大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 工博 東京大学工学部土木工学科研究生

スを求める。横桁の剛度は平面ラーメン部材の剛性マトリックスに、対傾構の剛度は平板の剛性マトリックスに置き換え、これらのマトリックスを上記の合成桁橋の剛性マトリックスに組込んで、合成桁橋におけるその力学的効果を考慮することにする。さらに、下横構については、これと等価に置き換えた平板とRC床版および鋼主桁で構成された準閉断面として、その力学的効果を考慮することにする。なお、連立偏微分方程式を差分法、級数解法等で解くことができるが、ここでは級数解法を用いて、連立一次方程式に変換し、これを解いて、各部材の変位と応力を求めている。

(2) 合成桁橋の各部材の剛性マトリックスの誘導

Fig. 1 に示すような構造系を考え、部材軸方向を Z 軸の方向とする。Z=一定によって切断される要素をとり、その節点を $ij'j'$ とし、この要素を要素 ij とする。基準座標系を X-Y-Z とし、要素 ij の局部座標系を $s-n-z$ とする。座標軸 $o'-n$ が z の正方向から見て反時計 90° 回りに回転して座標軸 $o'-s$ と一致するとき、 n の方向を正と定める。 s, n および z の方向に対する変位をそれぞれ u, v および w とし、X, Y および Z の方向に対する変位をそれぞれ U, V および W とする。節線上の点の各方面変位を $u_i(U_i), v_i(V_i), w_i(W_i)$ とし、断面輪郭線に対する傾きを $\theta_i(\theta_i)$ とする。外力 \bar{P} が作用した場合、その局所座標方向成分を \bar{P}_s, \bar{P}_n および \bar{P}_z とする (Fig. 1(b))。

a) 有限帯板要素法に基づく剛性マトリックスの誘導

面内変位は一次関数で、曲げ変形は三次関数で矩形平板要素の変位関数を仮定すると、平板要素 ij の変位は、辺 ii', jj' の節線変位 $w_i, u_i, v_i, \theta_i, w_j, u_j, v_j, \theta_j$ によって次式で表わされる。

$$w(z, s) = \left(1 - \frac{s}{b_{ij}}\right) w_i(z) + \frac{s}{b_{ij}} w_j(z) \quad \dots\dots\dots(1. a)$$

$$u(z, s) = \left(1 - \frac{s}{b_{ij}}\right) u_i(z) + \frac{s}{b_{ij}} u_j(z) \quad \dots\dots\dots(1. b)$$

$$v(z, s) = \left(1 - \frac{3}{b_{ij}^2} s^2 + \frac{2}{b_{ij}^3} s^3\right) v_i(z) + \left(s - \frac{2}{b_{ij}} s^2 + \frac{1}{b_{ij}^2} s^3\right) \theta_i(z)$$

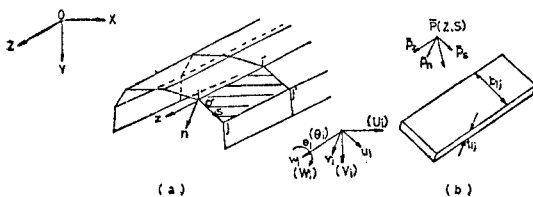


Fig. 1 Mesh cutting of structure

$$\begin{aligned} & + \left(\frac{3}{b_{ij}^2} s^2 - \frac{2}{b_{ij}^3} s^3\right) v_j(z) \\ & + \left(-\frac{1}{b_{ij}} s^2 + \frac{1}{b_{ij}^2} s^3\right) \theta_j(z) \dots\dots(1. c) \end{aligned}$$

$$\theta(z, s) = \frac{\partial v(z, s)}{\partial s} \dots\dots\dots(1. d)$$

ここに、 b_{ij} は平板要素 ij の板幅である。局部座標系における平衡方程式は次式で表わされる。

$$\frac{\partial N_z}{\partial z} + \frac{\partial N_{zs}}{\partial s} + \bar{P}_z = 0 \dots\dots\dots(2. a)$$

$$\frac{\partial N_{zs}}{\partial z} + \frac{\partial N_s}{\partial s} + \bar{P}_s = 0 \dots\dots\dots(2. b)$$

$$\frac{\partial^2 M_z}{\partial z^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{zs}}{\partial z \partial s} + \frac{\partial^2 M_s}{\partial s^2} + \bar{P}_n = 0 \dots\dots(2. c)$$

ここに、 N_z, N_s と N_{zs} は軸力とせん断力であり、 M_z, M_s と M_{zs} は曲げとねじりモーメントである。

ガレルキン法を用いると、上式から次式を導くことができる。

$$\int_0^{b_{ij}} \left(\frac{\partial N_z}{\partial z} + \frac{\partial N_{zs}}{\partial s} + \bar{P}_z\right) w^{(l)} ds = 0 \quad (l=i, j) \quad \dots\dots\dots(3. a)$$

$$\int_0^{b_{ij}} \left(\frac{\partial N_{zs}}{\partial z} + \frac{\partial N_s}{\partial s} + \bar{P}_s\right) u^{(l)} ds = 0 \quad (l=i, j) \quad \dots\dots\dots(3. b)$$

$$\int_0^{b_{ij}} \left(\frac{\partial^2 M_z}{\partial z^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{zs}}{\partial z \partial s} + \frac{\partial^2 M_s}{\partial s^2} + \bar{P}_n\right) v^{(l)} ds = 0 \quad (l=i, j) \dots\dots\dots(3. c)$$

$$\int_0^{b_{ij}} \left(\frac{\partial^2 M_z}{\partial z^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{zs}}{\partial z \partial s} + \frac{\partial^2 M_s}{\partial s^2} + \bar{P}_n\right) \theta^{(l)} ds = 0 \quad (l=i, j) \dots\dots\dots(3. d)$$

ここに、 $w^{(l)} = u^{(l)} = 1 - s/b_{ij}$, $w^{(j)} = u^{(j)} = s/b_{ij}$, $v^{(i)} = 1 - \frac{3}{b_{ij}^2} s^2 + \frac{2}{b_{ij}^3} s^3$, $v^{(j)} = \frac{3}{b_{ij}^2} s^2 - \frac{2}{b_{ij}^3} s^3$, $\theta^{(i)} = s - \frac{2}{b_{ij}} s^2 + \frac{1}{b_{ij}^2} s^3$, $\theta^{(j)} = -\frac{1}{b_{ij}} s^2 + \frac{1}{b_{ij}^2} s^3$ である。

式 (3.a)~(3.d) に式 (1.a)~(1.d) を代入すると平板要素 ij の節線変位と節線外力の関係式が導かれる。等方法、等板厚の平板要素については、次のように導かれている¹⁰⁾。

$$\begin{aligned} \left\{ \begin{matrix} F^{(i)}(z) \\ F^{(j)}(z) \end{matrix} \right\} &= \left[[K_1] \left(\frac{\partial}{\partial z}\right)^4 + [K_2] \left(\frac{\partial}{\partial z}\right)^2 \right. \\ & \quad \left. + [K_3] \left(\frac{\partial}{\partial z}\right) + [K_4] \right] \left\{ \begin{matrix} \delta_i(z) \\ \delta_j(z) \end{matrix} \right\} \quad \dots\dots\dots(4) \end{aligned}$$

ここに、 $\{F^{(i)}(z)\}^T = \{N_{zs}^{(i)}(z), N_s^{(i)}(z), \bar{Q}^{(i)}(z), M_s^{(i)}(z)\}$ は ii' 辺の節線外力、 $\{\delta_i(z)\}^T = \{w_i(z), u_i(z), v_i(z), \theta_i(z)\}$ は ii' 辺の節線変位であり、 $[K_1], [K_2], [K_3], [K_4]$ は Table 1~4 に示すマトリックスである。ここに、

$$K_{ij} = \frac{E_{ij} t_{ij}}{1 - \nu_{ij}^2}, \quad D_{ij} = \frac{E_{ij} t_{ij}^3}{12(1 - \nu_{ij}^2)}$$

Table 1 K_1 Matrix

$$\left[\begin{array}{cccccccc} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & D_{ij}\left(\frac{13}{35}\right)b_{ij} & D_{ij}\left(\frac{11}{20}\right)b_{ij}^2 & 0 & 0 & D_{ij}\left(\frac{9}{70}\right)b_{ij} & D_{ij}\left(-\frac{13}{420}\right)b_{ij}^2 \\ & & & D_{ij}\left(\frac{1}{105}\right)b_{ij}^3 & 0 & 0 & D_{ij}\left(\frac{13}{420}\right)b_{ij}^2 & D_{ij}\left(-\frac{1}{140}\right)b_{ij}^3 \\ & & & & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & 0 & 0 \\ & & & & & & & D_{ij}\left(\frac{13}{35}\right)b_{ij} & D_{ij}\left(-\frac{11}{210}\right)b_{ij}^2 \\ \text{Sym.} & & & & & & & & D_{ij}\left(\frac{1}{105}\right)b_{ij}^3 \end{array} \right]$$

Table 2 K_2 Matrix

$$\left[\begin{array}{cccccccc} K_{ij}\left(-\frac{1}{3}\right)b_{ij} & 0 & 0 & 0 & K_{ij}\left(-\frac{1}{6}\right)b_{ij} & 0 & 0 & 0 \\ & K_{ij}\left(-\frac{1-\nu_{ij}}{6}\right)b_{ij} & 0 & 0 & & K_{ij}\left(\frac{1-\nu_{ij}}{12}\right)b_{ij} & 0 & 0 \\ & & D_{ij}\left(-\frac{12}{5}\right)\frac{1}{b_{ij}} & D_{ij}\left(-\nu_{ij}-\frac{1}{5}\right) & 0 & 0 & D_{ij}\left(\frac{12}{5}\right)\frac{1}{b_{ij}} & D_{ij}\left(-\frac{1}{5}\right) \\ & & & D_{ij}\left(-\frac{4}{15}\right)b_{ij} & 0 & 0 & D_{ij}\left(\frac{1}{5}\right) & D_{ij}\left(\frac{1}{15}\right)b_{ij} \\ & & & & K_{ij}\left(-\frac{1}{3}\right)b_{ij} & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & K_{ij}\left(-\frac{1-\nu_{ij}}{6}\right)b_{ij} & 0 & 0 \\ & & & & & & D_{ij}\left(-\frac{12}{5}\right)\frac{1}{b_{ij}} & D_{ij}\left(\nu_{ij}+\frac{1}{5}\right) \\ \text{Sym.} & & & & & & & D_{ij}\left(-\frac{4}{15}\right)b_{ij} \end{array} \right]$$

Table 3 K_3 Matrix

$$\left[\begin{array}{cccccccc} 0 & K_{ij}\left(\frac{-1+3\nu_{ij}}{4}\right) & 0 & 0 & 0 & K_{ij}\left(\frac{-1-\nu_{ij}}{4}\right) & 0 & 0 \\ K_{ij}\left(\frac{1-3\nu_{ij}}{4}\right) & 0 & 0 & 0 & K_{ij}\left(-\frac{1+\nu_{ij}}{4}\right) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{ij}\left(\frac{1+\nu_{ij}}{4}\right) & 0 & 0 & 0 & K_{ij}\left(\frac{1-3\nu_{ij}}{4}\right) & 0 & 0 \\ K_{ij}\left(\frac{1+\nu_{ij}}{4}\right) & 0 & 0 & 0 & K_{ij}\left(\frac{-1+3\nu_{ij}}{4}\right) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{array} \right]$$

Table 4 K_4 Matrix

$$\left[\begin{array}{cccccccc} K_{ij}\left(\frac{1-\nu_{ij}}{2}\right)\frac{1}{b_{ij}} & 0 & 0 & 0 & K_{ij}\left(-\frac{1-\nu_{ij}}{2}\right)\frac{1}{b_{ij}} & 0 & 0 & 0 \\ & K_{ij}\left(\frac{1}{b_{ij}}\right) & 0 & 0 & & K_{ij}\left(-\frac{1}{b_{ij}}\right) & 0 & 0 \\ & & D_{ij}\left(\frac{12}{b_{ij}^3}\right) & D_{ij}\left(\frac{6}{b_{ij}^2}\right) & 0 & 0 & D_{ij}\left(-\frac{12}{b_{ij}^3}\right) & D_{ij}\left(\frac{6}{b_{ij}^2}\right) \\ & & & D_{ij}\left(\frac{4}{b_{ij}}\right) & 0 & 0 & D_{ij}\left(-\frac{6}{b_{ij}^2}\right) & D_{ij}\left(\frac{2}{b_{ij}}\right) \\ & & & & K_{ij}\left(\frac{1-\nu_{ij}}{2}\right)\frac{1}{b_{ij}} & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & K_{ij}\left(\frac{1}{b_{ij}}\right) & 0 & 0 \\ & & & & & & D_{ij}\left(\frac{2}{b_{ij}^3}\right) & D_{ij}\left(-\frac{6}{b_{ij}^2}\right) \\ \text{Sym.} & & & & & & & D_{ij}\left(\frac{4}{b_{ij}}\right) \end{array} \right]$$

E_{ij} , t_{ij} と ν_{ij} は平板要素 ij の弾性係数, 板厚とポアソン比である。

b) RC床版の剛性マトリックス

主鉄筋量と配力鉄筋量の異なるRC床版は厳密には, 直交異方性板として取扱う必要があるが, 道路橋示方書にしたがって設計されたRC床版のように, その主鉄筋と配力鉄筋量が大きく相違しないものについては, 等方性として取扱うことができるものとして, ここでは, 鉄筋による剛度の増加のみ考慮した等方性板として, 応力ひずみ関係に式(5), (6)を用いて, RC床版の剛性マトリックスを導いている。

面内変形について¹¹⁾

$$\begin{Bmatrix} N_z \\ N_s \\ N_{zs} \end{Bmatrix} = K_c \begin{bmatrix} 1 & \nu_c & 0 \\ \nu_c & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu_c}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial w}{\partial z} \\ \frac{\partial u}{\partial s} \\ \frac{\partial w}{\partial s} + \frac{\partial u}{\partial z} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots(5)$$

ただし,

$$K_c = \frac{E_c}{1-\nu_c^2} \left\{ h + \frac{1}{2} (n-1) (P_{s1} + P_{s2}) \right\}$$

曲げ変形について¹²⁾

$$\begin{Bmatrix} M_z \\ M_s \\ M_{zs} \end{Bmatrix} = D_c \begin{bmatrix} 1 & \nu_c & 0 \\ \nu_c & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu_c}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -\frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \\ -\frac{\partial^2 v}{\partial s^2} \\ -2\frac{\partial^2 v}{\partial z \partial s} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots(6)$$

ただし,

$$D_c = \frac{E_c}{1-\nu_c^2} \left\{ \frac{h^3}{12} + \frac{1}{2} (n-1) (I_{r1} + I_{r2}) \right\}$$

ここに, h と E_c, ν_c はRC床版の板厚とそのコンクリートの弾性係数, ポアソン比, P_{s1} と P_{s2} は単位幅当りの配力と主鉄筋量であり, I_{r1} と I_{r2} はこの鉄筋の床版の中立軸に関するそれぞれの断面二次モーメントである。

c) 鋼主桁の剛性マトリックス

Fig. 2 に示す鋼主桁のフランジ断面積を棒材として取り扱ふと, フランジ断面積の剛性は次のようになる。

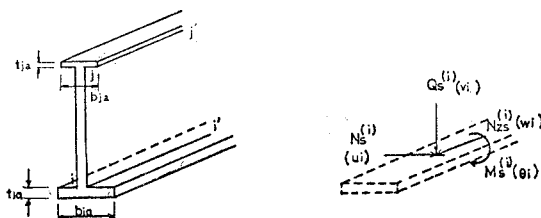


Fig. 2 A finite element of small flange plate

$$N_{zs}^{(i)}(z) = -EA_f \frac{\partial^2 w_i(z)}{\partial z^2}, N_s^{(i)}(z) = EI_{fs} \frac{\partial^4 u_i(z)}{\partial z^4} \quad \dots\dots\dots(7. a \sim b)$$

$$\begin{aligned} \bar{Q}_s^{(i)}(z) &= EI_{fn} \frac{\partial^4 v_i(z)}{\partial z^4}, M_s^{(i)}(z) = EC_{fw} \frac{\partial^4 \theta_i(z)}{\partial z^4} \\ &- GJ_f \frac{\partial^2 \theta_i(z)}{\partial z^2} \quad \dots\dots\dots(7. c \sim d) \end{aligned}$$

ここに, $EA_f, EI_{fs}, EI_{fn}, GJ_f$ および EC_{fw} はフランジ断面積の伸び, 曲げ, ねじりおよび曲げねじり剛性である。

マトリックス表示すると次のようになる。

$$\begin{Bmatrix} F^{(i)}(z) \\ F^{(j)}(z) \end{Bmatrix} = \left[[K_{1a}] \left(\frac{\partial}{\partial z} \right)^4 + [K_{2a}] \left(\frac{\partial}{\partial z} \right)^2 \right] \cdot \begin{Bmatrix} \delta_i(z) \\ \delta_j(z) \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots(8)$$

ここに, $[K_{1a}], [K_{2a}]$ は Table 5, 6 に示すマトリックスであり, $F_{ia} = E_{ia} b_{ia} t_{ia}$ である。

式(4)と式(8)を重ね合わせた次式によって, フランジ断面積を棒材に置き換えた鋼主桁の剛性マトリックスを導いている。

$$\begin{Bmatrix} F^{(i)}(z) \\ F^{(j)}(z) \end{Bmatrix} = \left[[K_1 + K_{1a}] \left(\frac{\partial}{\partial z} \right)^4 + [K_2 + K_{2a}] \left(\frac{\partial}{\partial z} \right)^2 \right] + [K_3] \left(\frac{\partial}{\partial z} \right) + [K_4] \begin{Bmatrix} \delta_i(z) \\ \delta_j(z) \end{Bmatrix} \quad (9)$$

d) 横桁の剛性マトリックス

① 主桁との連結が剛な場合: Fig. 3 に示す横桁の剛性マトリックスを平面ラーメンの部材として, $z=c$

Table 5 K_{1a} Matrix

0	0	0	0	0	0	0	0	0
$\frac{F_{ia} t_{ia}^2}{12}$	0	0	0	0	0	0	0	0
$\frac{F_{ia} b_{ia}^2}{12}$	0	0	0	0	0	0	0	0
$\frac{F_{ia} b_{ia}^2 t_{ia}^2}{144}$	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0
				$\frac{F_{ja} t_{ja}^2}{12}$	0	0	0	0
					$\frac{F_{ja} b_{ja}^2}{12}$	0	0	0
Sym.						$\frac{F_{ja} b_{ja}^2 t_{ja}^2}{144}$		

Table 6 K_{2a} Matrix

$-F_{ia}$	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
$-\frac{F_{ia} t_{ia}^2}{6(1+\nu)}$	0	0	0	0	0	0	0	0
				$-F_{ja}$	0	0	0	0
				0	0	0	0	0
								0
Sym.								$\frac{F_{ja} t_{ja}^2}{6(1+\nu)}$

の位置の横桁については次式で求めることができる¹³⁾。

$$\begin{Bmatrix} N_s^{(i)}(c) \\ Q_s^{(i)}(c) \\ M_s^{(i)}(c) \\ N_s^{(j)}(c) \\ Q_s^{(j)}(c) \\ M_s^{(j)}(c) \end{Bmatrix} = \frac{E_d}{b} \begin{bmatrix} A_c & 0 & 0 & -A_c & 0 & 0 \\ \frac{12 I_z}{b^2} & \frac{6 I_z}{b} & 0 & -\frac{12 I_z}{b^2} & \frac{6 I_z}{b} & 0 \\ 4 I_z & 0 & -\frac{6 I_z}{b} & 2 I_z & 0 & 0 \\ A_c & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{12 I_z}{b^2} & -\frac{6 I_z}{b} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \text{Sym.} & & & & & 4 I_z \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_i(c) \\ V_i(c) \\ \theta_i(c) \\ U_j(c) \\ V_j(c) \\ \theta_j(c) \end{Bmatrix} \quad (10)$$

ここに、 A_c 、 I_z と E_d は横桁の断面積、断面二次モーメントと弾性係数であり、 b は主桁間隔である。

② 主桁との連続が剛でない場合：横桁と主桁の連結が剛でなく、互いに変位および回転が生じる場合には、接合剛性として、有限な剛性を考慮する必要がある。

Fig. 4 に示すように、ガゼットによる横桁の主桁の取付けをスプリング定数でモデル化すると、接合剛性を考慮した横桁の剛性マトリックスを次式で求めることができる。

$$[\bar{K}_k^b] = [\bar{K}_{11} - \bar{K}_{12} \bar{K}_{22}^{-1} \bar{K}_{21}] \dots (11)$$

ここに、 \bar{K}_{11} 、 $\bar{K}_{12} = \bar{K}_{21}$ 、 \bar{K}_{22} は Table 7~9 に示すマトリックスである。

e) 対傾構の剛性マトリックス

Fig. 5 に示す対傾構についてはその面内方向の断面二次モーメントが等しくなるような等価な板厚を次式で求めて³⁾、

$$t_{Qf} = \frac{12 I_{Qf}}{h_s^3}, \quad I_{Qf} = \frac{2 b^2 I_{sf} F_f \sin \gamma}{3 I_{sf} + 2 b^2 F_f \sin \gamma} \quad (12)$$

ここに、 t_{Qf} と I_{Qf} は対傾構の等価板厚と換算断面二次モーメント、 I_{sf} は上下弦材の中立軸に関する断面二次モーメント、 F_f は斜材の断面積であり、 h_s は鋼主桁高である。

次に、対傾構の剛性マトリックスを平板の剛性マトリックスとして次式で求めることができる¹³⁾。

$$[\bar{K}_k^f] = A_{ijk} \cdot t_{Qf} \cdot [B_{Qf}]^T [D_{Qf}] \cdot [B_{Qf}] \dots (13)$$

ここに、

$$\begin{bmatrix} \frac{A_c E_d}{b} + K_H^I & 0 & 0 & -\frac{A_c E_d}{b} & 0 & 0 \\ \frac{12 E_d I_z}{b^3} + K_V^I & \frac{6 E_d I_z}{b^2} & 0 & -\frac{12 E_d I_z}{b^3} & \frac{6 E_d I_z}{b^2} & 0 \\ \frac{4 E_d I_z}{b} + K_B^I & 0 & -\frac{6 E_d I_z}{b^2} & \frac{2 E_d I_z}{b} & 0 & 0 \\ \frac{A_c E_d}{b} + K_H^J & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{12 E_d I_z}{b^3} + K_V^J & -\frac{6 E_d I_z}{b^2} & 0 & 0 & \frac{6 E_d I_z}{b^2} & 0 \\ \text{Sym.} & & & & & \frac{4 E_d I_z}{b} + K_B^J \end{bmatrix}$$

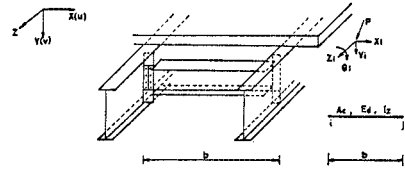


Fig. 3 Element of cross beams

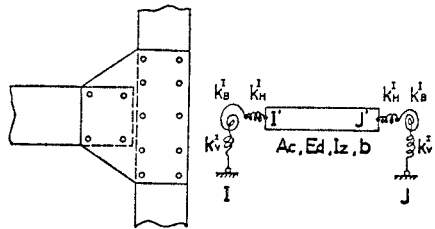


Fig. 4 The cross beam with spring model

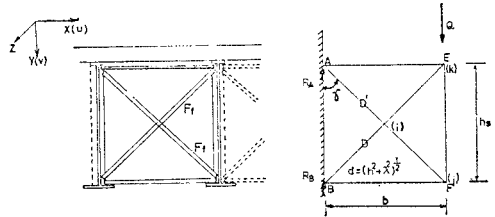


Fig. 5 Element of cross frames

Table 7 \bar{K}_{11} Matrix

$$\begin{bmatrix} K_H^I & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_V^I & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_B^I & 0 & 0 & 0 \\ \text{Sym.} & & & K_H^J & 0 & 0 \\ & & & & K_V^J & 0 \\ & & & & & K_B^J \end{bmatrix}$$

Table 8 $\bar{K}_{12} = \bar{K}_{21}$ Matrix

$$\begin{bmatrix} -K_H^I & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -K_V^I & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -K_B^I & 0 & 0 & 0 \\ \text{Sym.} & & & -K_H^J & 0 & 0 \\ & & & & -K_V^J & 0 \\ & & & & & -K_B^J \end{bmatrix}$$

Table 9 \bar{K}_{22} Matrix

$$\begin{bmatrix} \frac{A_c E_d}{b} + K_H^I & 0 & 0 & -\frac{A_c E_d}{b} & 0 & 0 \\ \frac{12 E_d I_z}{b^3} + K_V^I & \frac{6 E_d I_z}{b^2} & 0 & -\frac{12 E_d I_z}{b^3} & \frac{6 E_d I_z}{b^2} & 0 \\ \frac{4 E_d I_z}{b} + K_B^I & 0 & -\frac{6 E_d I_z}{b^2} & \frac{2 E_d I_z}{b} & 0 & 0 \\ \frac{A_c E_d}{b} + K_H^J & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{12 E_d I_z}{b^3} + K_V^J & -\frac{6 E_d I_z}{b^2} & 0 & 0 & \frac{6 E_d I_z}{b^2} & 0 \\ \text{Sym.} & & & & & \frac{4 E_d I_z}{b} + K_B^J \end{bmatrix}$$

$$[B_{Qf}] = \frac{1}{2A_{ijk}} \begin{bmatrix} Y_j - Y_k & 0 & Y_k - Y_i & 0 & Y_i - Y_j & 0 \\ 0 & X_k - X_j & 0 & X_i - X_k & 0 & X_j - X_i \\ X_k - X_j & Y_j - Y_k & X_i - X_k & Y_k - Y_i & X_j - X_i & Y_i - Y_j \end{bmatrix}$$

$$[D_{Qf}] = \frac{E_{sf}}{1 - \nu_f^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu_f & 0 \\ \nu_f & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1 - \nu_f)/2 \end{bmatrix}$$

A_{ijk} とは要素 ijk の面積であり、 E_{sf} と ν_f は対傾構の弾性係数とポアソン比である。

(3) 床組と横構の剛度を考慮した合成桁橋の解析

a) RC床版と鋼主桁から成る単純合成桁橋の級数解法による解析

前節で求めたRC床版および鋼主桁の剛性マトリックスは局部座標系におけるものであるから、座標変換マトリックスを用いて、合成桁橋に関する基準座標系における各部材の剛性マトリックスを求める。

Fig. 6 に示すように、支承上に面内変形に対しては十分な剛性を持つが、面外変形に対しては剛性を無視できるような端横桁が設けられ、かつ X と Y 軸方向の変位で拘束されている合成桁橋の境界条件は次のようになる。

$$z=0, l \text{ において}$$

$$U=0 \text{ および } V=0 \dots\dots\dots(14. a)$$

$$N_z=0 \text{ および } M_z=0 \dots\dots\dots(14. b)$$

RC床版と各鋼主桁を一要素と考え各節線上の点を $1, 2, \dots, n$ とすると、上式の境界条件は次式で表わすことができる。

$$\left. \begin{aligned} U_i(0)=0, V_i(0)=0, \theta_i(0)=0 \\ U_i(l)=0, V_i(l)=0, \theta_i(l)=0 \end{aligned} \right\} (i=1, 2, \dots, n)$$

.....(15. a)

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial W_i(0)}{\partial z} = 0, \frac{\partial^2 U_i(0)}{\partial z^2} = 0, \frac{\partial^2 V_i(0)}{\partial z^2} = 0 \\ \frac{\partial W_i(l)}{\partial z} = 0, \frac{\partial^2 U_i(l)}{\partial z^2} = 0, \frac{\partial^2 V_i(l)}{\partial z^2} = 0 \end{aligned} \right\}$$

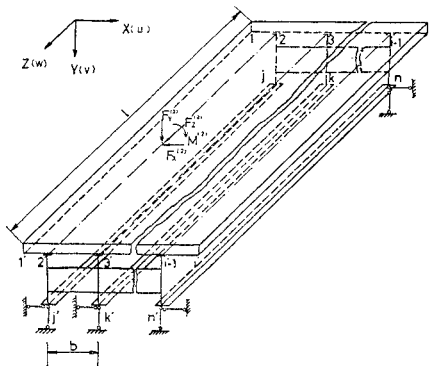


Fig. 6 Model of composite beam with multi-girder

$$(i=1, 2, \dots, n) \dots\dots\dots(15. b)$$

以上の境界条件を満たすように次のように節線変位をフーリエ級数で表わす。

$$W_i(z) = \sum_{m=1}^{\infty} W_i^{(m)} \cos\left(\frac{m\pi z}{l}\right) \dots\dots\dots(16. a)$$

$$U_i(z) = \sum_{m=1}^{\infty} U_i^{(m)} \sin\left(\frac{m\pi z}{l}\right) \dots\dots\dots(16. b)$$

$$V_i(z) = \sum_{m=1}^{\infty} V_i^{(m)} \sin\left(\frac{m\pi z}{l}\right) \dots\dots\dots(16. c)$$

$$\theta_i(z) = \sum_{m=1}^{\infty} \theta_i^{(m)} \sin\left(\frac{m\pi z}{l}\right) \dots\dots\dots(16. d)$$

節線外力も同様にフーリエ級数で表わす。たとえば、鉛直荷重は次のように表わす。

$$F_Y^{(i)}(z) = \sum_{m=1}^{\infty} F_{Y,m}^{(i)} \sin\left(\frac{m\pi z}{l}\right) \dots\dots\dots(17)$$

(i=1, 2, \dots, n)

級数展開を r 項までとしたときの節線変位と節線外力の関係は次のような一次連立方程式で表わされる。

$$\{F_{nr}\} = \begin{Bmatrix} \sum_{m=1}^r F_{z,m}^{(1)} \cos\left(\frac{m\pi z}{l}\right) \\ \sum_{m=1}^r F_{X,m}^{(1)} \sin\left(\frac{m\pi z}{l}\right) \\ \vdots \\ \sum_{m=1}^r M_m^{(n)} \sin\left(\frac{m\pi z}{l}\right) \end{Bmatrix}$$

$$= [K_{nr}] \begin{Bmatrix} \sum_{m=1}^r W_1^{(m)} \cos\left(\frac{m\pi z}{l}\right) \\ \sum_{m=1}^r U_1^{(m)} \sin\left(\frac{m\pi z}{l}\right) \\ \vdots \\ \sum_{m=1}^r \theta_n^{(m)} \sin\left(\frac{m\pi z}{l}\right) \end{Bmatrix}$$

$$= [K_{nr}] \{\delta_{nr}\} \dots\dots\dots(18)$$

ここに、 $[K_{nr}]$ は RC床版と鋼主桁から成る合成桁橋の剛性マトリックスである。

b) 横桁、対傾構および下横構の力学的取扱い

式 (10), (11) の横桁あるいは式 (13) の対傾構の剛性マトリックスを $[\bar{K}_k]$ とすると、 $[\bar{K}_k]\{\delta_{nr}\}$ は不静定力として加わるから、式 (18) から次式が成り立つ。

$$\{F_{nr}\} = [K_{nr}]\{\delta_{nr}\} + [\bar{K}_k]\{\delta_{nr}\} \dots\dots\dots(19)$$

式 (18) の剛性マトリックスは級数表示であるから、 $[\bar{K}_k]$ を級数表示すると、たとえば、支間中央に取付けた横桁の剛性マトリックスは、次のように表わされる。

$$[\bar{K}_{kr}] = \sum_{k=1}^l \sum_{m=1,3}^r (-1)^{\frac{m-1}{2}} \frac{2}{l} [\bar{K}_k^b] \sin\left(\frac{m\pi z}{l}\right) \dots\dots\dots(20)$$

式 (19) は次のようになる。

$$\{F_{nr}\} = [[K_{nr}] + [\bar{K}_{kr}]] \{\delta_{nr}\} \dots\dots\dots(21)$$

上式を用いて、横桁、対傾構の剛度を考慮している。

I 主桁間を下横構で連結した構造形式について、下横構を等価な板厚に換算し、これによって閉じられた準箱型断面が形成されるものとして、下横構の力学的効果を考慮している。この構造形式を Fig. 7 に示すような薄肉構造物と考える

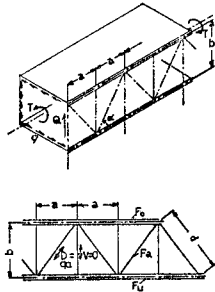


Fig. 7 Lower lateral bracings

と、下横構の等価な板厚は次式から求めることができる¹⁴⁾。

$$t_e = \frac{E_{sb}}{G_{sb}} \frac{a \cdot b}{d^3 / F_d + a^3 / 3 \cdot (1/F_0 + 1/F_u)} \dots\dots (22)$$

ただし、 $F_0 = F_u = F_g + \frac{1}{4} F_w$

ここに、 F_{sb} 、 G_{sb} 、 F_d と a は下横構の弾性係数、せん断弾性係数、斜材の断面積と垂直材の間隔であり、 F_g と F_w は鋼主桁のフランジとウェブの断面積である。

c) 床組と横構の剛度を考慮した合成桁橋の応力解析
下横構を式 (22) によって、等価な平板に置き換え、その剛性マトリックスを式 (4) から求め、2.(3) a) と同じ解析方法を用いると式 (18) の $[K_{nr}]$ は下横構の剛度を考慮した剛性マトリックスになる。

式 (10), (11), (13) と式 (18), (21) から横桁、対傾構および下横構の剛度を考慮した合成桁橋の節線外力と節線

変位の関係は次のようになる。

$$\{F_{nr}\} = [[K_{nr}] + [\bar{K}_{kr}^b] + [\bar{K}_{kr}^f]] \{\delta_{nr}\} \dots\dots (23)$$

上式は $W_i^{(m)}$ 、 $U_i^{(m)}$ 、 $V_i^{(m)}$ 、 $\theta_i^{(m)}$ ($i=1, 2, \dots, n, m=1, 2, \dots, r$) を未知数とする連立一次方程式であり、容易に解くことができ、各節線変位は式 (16.a) ~ (16.d) から求めることができる。

3. 実験ならびに数値計算

RC床版の剛度、主桁剛度、その本数と間隔、横桁、対傾構、および横構等の多くの構造要素から成る合成桁橋に関する理論解析の妥当性ならびにRC床版の付加曲げモーメントの実態などについての実験的研究を東京大学工学部付属大型構造物試験室で実施した。

(1) 試験桁の規模と実験概要

Fig. 8, 9, 10, 11 および 12 に試験桁の主桁、RC床版、横桁、対傾構および下横構の詳細図を示してある。

RC床版のコンクリートには既設実橋の実状を考慮して、普通生コンクリートを用いている。この設計配合を Table 10 に示している。Table 11 には標準養生ならびに試験桁と同条件で養生したコンクリートの圧縮試験結果と鋼材 (SM 41 A) ならびに鉄筋 (SD 30) の引張試験結果を示してある。

載荷位置は、試験桁の対称性を考慮し、支間中央の中

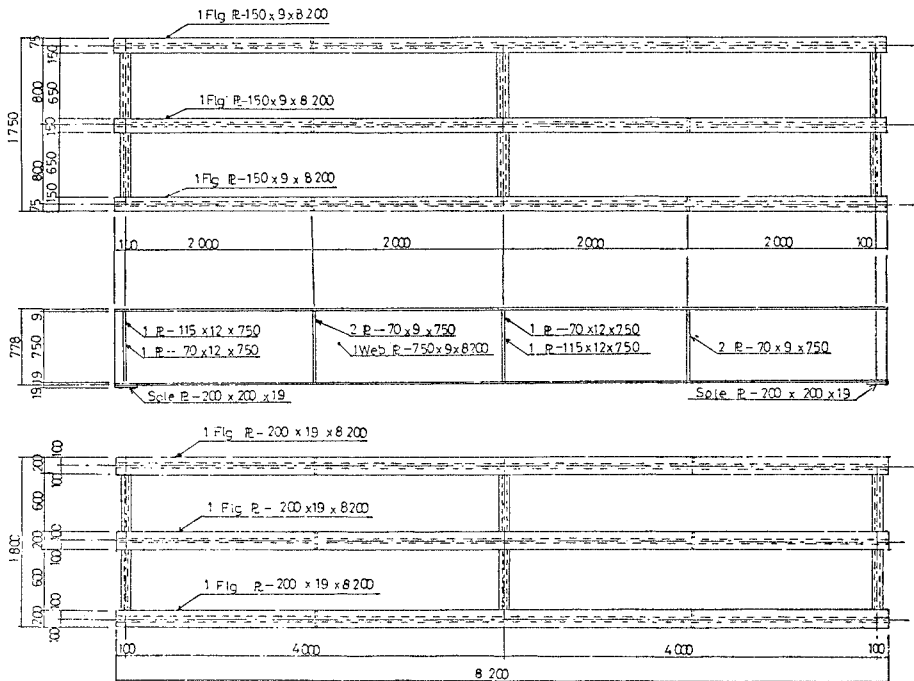
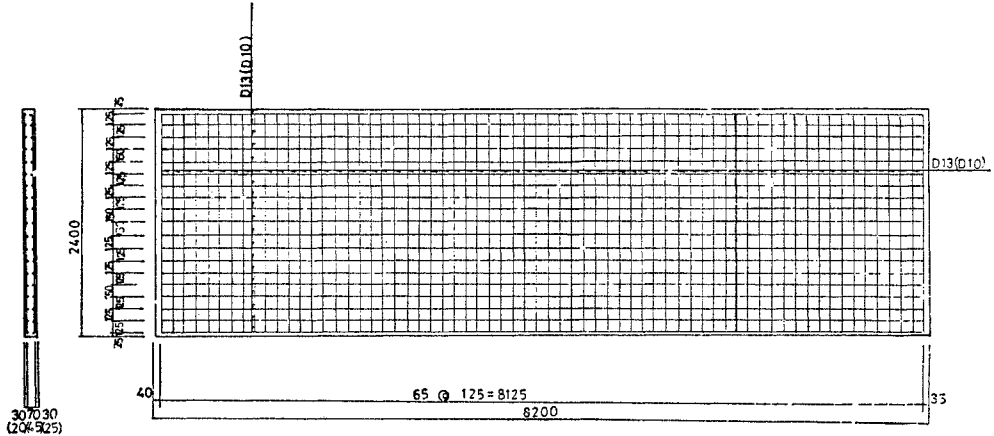


Fig. 8 Steel main girders



() : Shows dimension of test beam No. 2

Fig. 9 Reinforced concrete slabs

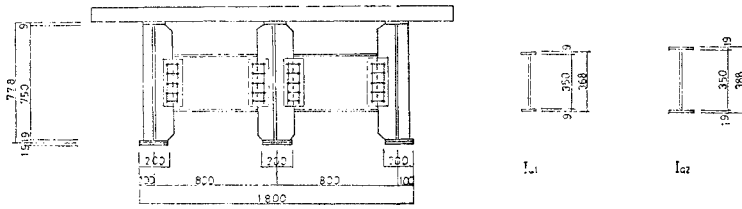


Fig. 10 Cross beams

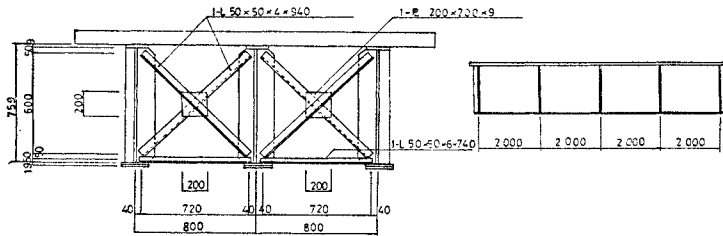


Fig. 11 Cross frames

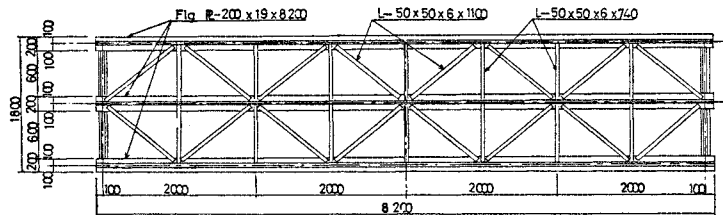


Fig. 12 Lower lateral bracings

桁と外桁および支間 1/4 の中桁と外桁上としている。

ひずみ測定のために載荷位置より 50 cm 離れた断面の鋼主桁, RC床版の上下面および鉄筋に電気抵抗線ひずみゲージを, たわみ測定のために各主桁の両端の水平方向ならびに垂直方向, 1/4, 中央, 3/4 点の鉛直方向と支間中央の橋軸直角の水平方向に計 24 個のダイヤルゲージを配置している。

(2) 数値計算上の仮定

理論解析では合成桁橋を RC床版と鋼桁の接合面において相対変形がない完全合成桁として取扱っているが, 試験桁のごとく, シャーコンネクターとしてスタッドジベルを用いた場合は, 載荷によって接合面に相対変形が生じる。したがって, 計算に際してはこのスタッドジベ

Table 10 Design of mix for a concrete

Design compressive strength (kg/cm ²)	Slump (cm)	Amount of air (%)	Maximum size of aggregate (mm)	Unit cement C (kg/m ³)	Unit water W (kg/m ³)	W/C (%)	Fine aggregate (F) (kg/m ³)	Coarse aggregate (C) (kg/m ³)	(F)/(F)+(C) (%)
300	5~10	4±1	25	354	154	43.5	641	1207	35.0

Table 11 Test result of concrete, reinforcement and steel

Compressive Test Result of Concrete				
Dimension Test-Piece	Water curing		Air curing	
	Age	kg/cm ²	Age	kg/cm ²
Concrete Slab (No. 1)	28	358	36	326
Concrete Slab (No. 2)	28	373	184	346

Tensile Test Result of Reinforcement				
Dimension Test-Piece	Standard	mm	σ_y (kg/mm ²)	σ_u (kg/mm ²)
	Concrete Slab	SD 30	13	38.0

Tensile Test Result of Steel (SM 41 A)				
Dimension Test-Piece	Section	Size (mm)	σ_y (kg/mm ²)	σ_u (kg/mm ²)
	Steel Girder	Upper \square	9.0	27.0
Lower \square		19.0	28.2	44.5
Web \square		9.0	27.0	42.5
Cross Frame		12.0	27.2	43.6

ルの変形による剛性の低下を何らかの方法で処置する必要がある。RC床版のコンクリートの弾性係数を若干減少させた完全合成桁の剛度ならびに鋼桁の応力性状は、スタッドジベルの変形を認めた不完全合成桁の挙動に近似することが著者らの解析および実験から認められている^{15),16)}。Table 12 に示すように試験桁については、スタッドジベルの変形による影響をコンクリートの弾性係数の 15% 減少で置き換えた完全合成桁として数値計算を行っている。なお、Table 13 には試験桁の RC 床版お

Table 12 Comparison of test with incomplete and complete composite beam theory

Composite beam		$E_c \times 10^5$ kg/cm ²	Stress kg/cm ²				Deflection cm	
			σ_{su}	σ_{sl}	σ_{bu}	σ_{bl}		
3-Main Girder	A Test data		75	42	420	1130	0.67	
	B Incomplete	2.74	75	42	411	1140	0.68	
	C Complete	2.74	76	45	343	1122	0.65	
	D Complete	2.33	73	45	402	1138	0.68	
	A/B (%)			100	100	102	99	100
	B/C (%)			99	93	120	102	105
	B/D (%)			102	93	102	100	100

σ_{su} : Upper fiber compressive stress of concrete slab
 σ_{sl} : Lower fiber compressive stress of concrete slab
 σ_{bu} : Upper fiber compressive stress of steel girder
 σ_{bl} : Lower fiber tensile stress of steel girder

よび鋼主桁の応力度と支間中央のたわみについて、実験値と不完全合成桁としての計算値とコンクリートの弾性係数をそのまま用いた完全合成桁としての計算値およびこの弾性係数を 15% 減少した完全合成桁としての計算値を対比してある。

Table 13 に試験桁の数値計算に用いた RC 床版および鋼桁の特性、横桁の剛度、対傾構および下横構の等価板厚等を示してある。

(3) 実験結果

Fig. 13, 14 に RC 床版厚 13 cm の試験桁 (試験その 1) について、Fig. 15, 16, 17, 18 と 19 に RC 床版厚 9 cm (試験桁その 2) について、載荷位置より 50

Table 13 The properties of beam, floor and lateral systems.

Item	Properties	Symbol	Equ.	3-Main girders (No. 1)	3-Main girders (No. 2)
Steel girder	Modulus of elasticity (kg/cm ²)	E_s		2.1×10^6	2.1×10^6
	Moment of inertia (cm ⁴)	I_s		9.97×10^4	9.97×10^4
Concrete slab	Modulus of elasticity (kg/cm ²)	E_c		$2.74 \times 10^5 \times 0.85 = 2.33 \times 10^5$	$2.47 \times 10^5 \times 0.85 = 2.10 \times 10^5$
	Thickness (cm)	h		13.0	9.0
Cross beam	Modulus of elasticity (kg/cm ²)	E_d		2.1×10^6	2.1×10^6
	a) Modulus of inertia (cm ⁴)	I_{Q1}		1.0×10^4	1.0×10^4
	b) Modulus of inertia (cm ⁴)	I_{Q2}		—	2.7×10^4
Cross frame	Modulus of elasticity (kg/cm ²)	E_{sf}			2.1×10^6
	Space (cm)				200.0
	Equivalence inertia (cm ⁴)	I_{Qf}	(12)		6.3×10^3
	Equivalence thickness (cm)	t_{Qf}	(12)		0.136
Lower lateral bracing	Modulus of elasticity (kg/cm ²)	E_{sb}			
	Equivalence thickness (cm)	t_e	(22)		

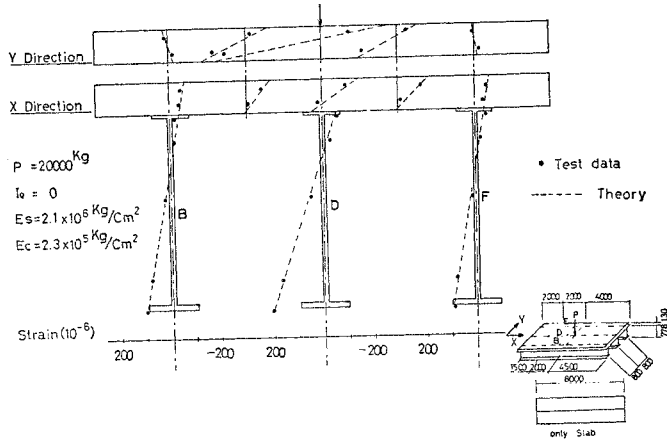


Fig. 13 Strain distribution of beam and slab

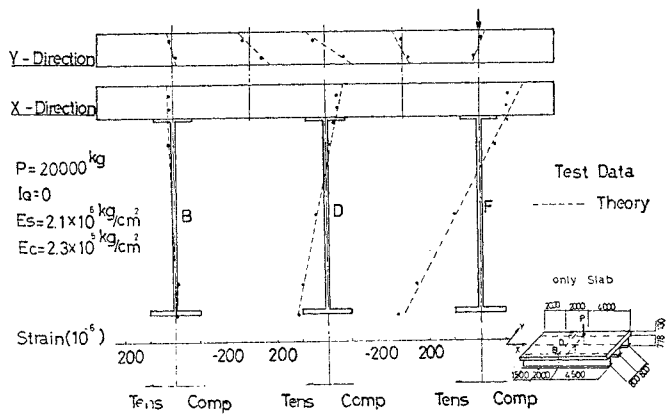


Fig. 14 Strain distribution of beam and slab

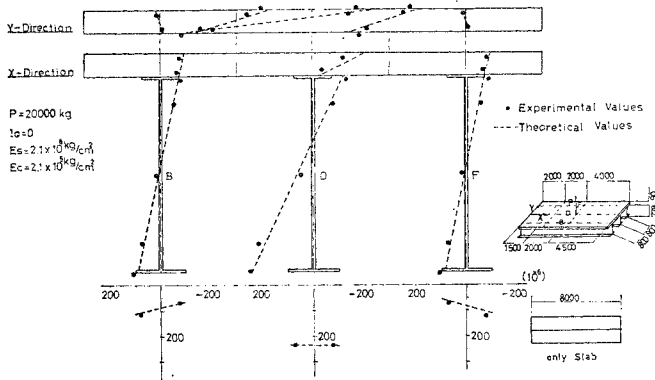


Fig. 15 Strain distribution of beam and slab

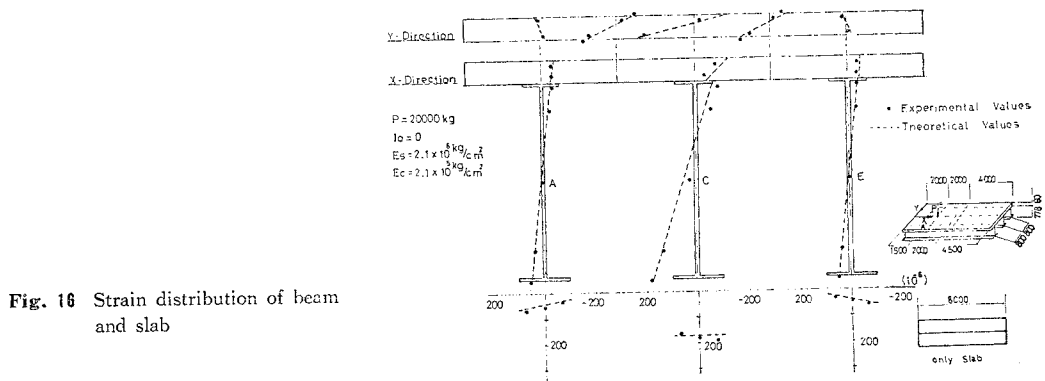


Fig. 16 Strain distribution of beam and slab

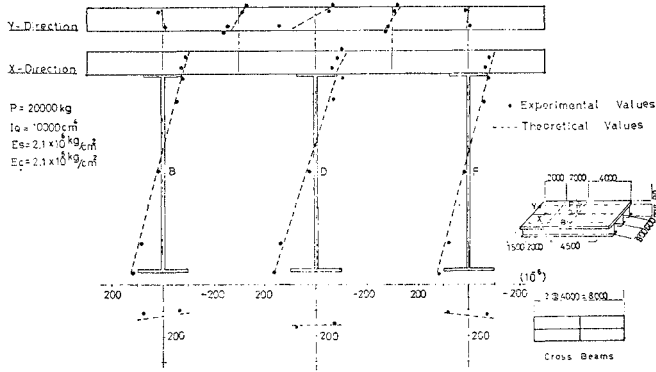


Fig. 17 Strain distribution of beam and slab

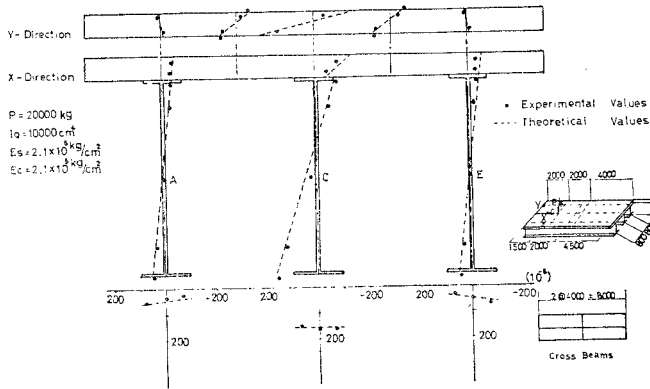


Fig.18 Strain distribution of beam and slab

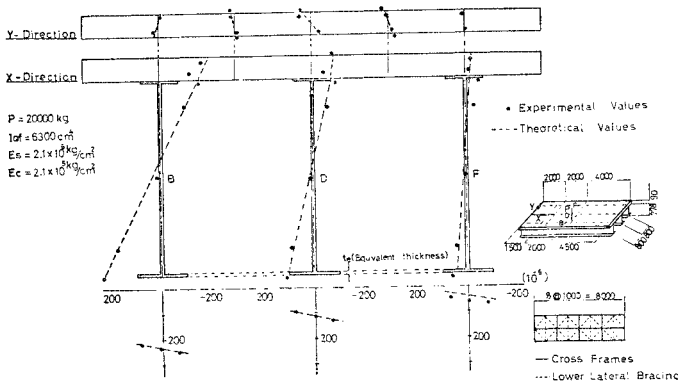


Fig. 19 Strain distribution of beam and slab

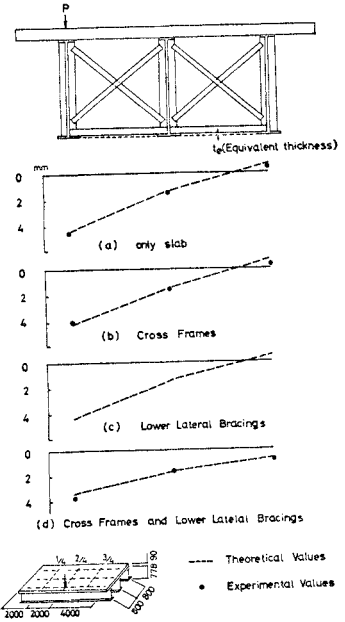


Fig. 20 Load deflection curve on the 1/2 line

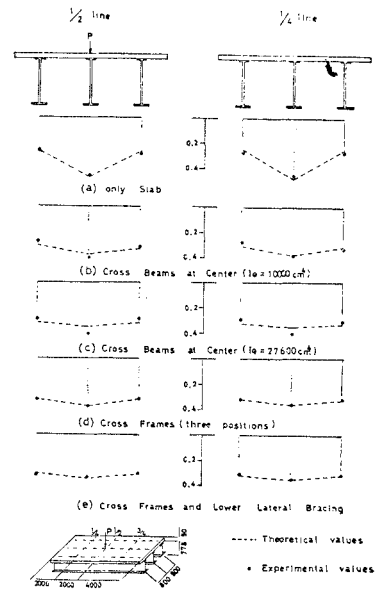


Fig. 21 Theoretical and experimental distribution of total deflection

cm 離れた断面のひずみ分布を示してある。Fig. 20, 21 と 22 に試験桁その 2 について、偏心載荷したときの支間中央のたわみ，中央載荷したときの支間中央と 1/4 点のたわみの分配率と支間中央の下フランジの水平方向の変位を示してある。さらに，Fig. 23 と 24 に横桁と

主桁の連結が剛でない場合の載荷主桁の分配率と床版の付加曲げモーメントを示してある。Fig. 17, 18, 21 と 22 では横桁と主桁の連結が剛なものとして数値計算を行っている。

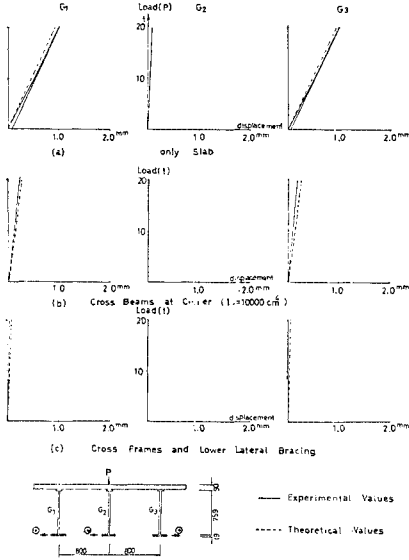


Fig. 22 Horizontal displacement of lower flange at center

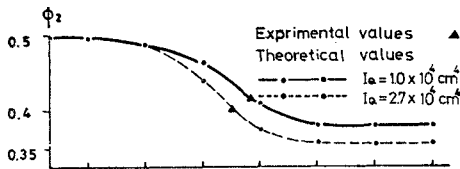


Fig. 23 The distribution of internal main girder

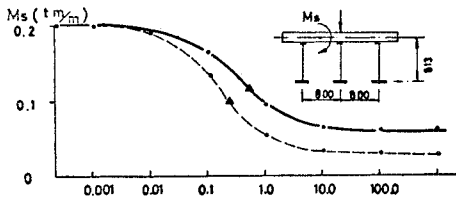


Fig. 24 The additional bending moment M_s

4. 考 察

Fig. 13, 14, 15 より、横分配作用は床版のみの場合は不十分で慣用設計では従来考慮されていない床版の付加曲げモーメントが比較的大きく生じており、荷重位置によっては中桁上の床版の付加曲げモーメントは正負の両方であることが認められる。

Fig. 15 と Fig. 17 を比較すると荷重位置付近の横桁は床版の付加曲げモーメントに効果的であること、Fig. 16 と Fig. 18 を比較すると、荷重位置よりある程度離れた横桁は荷重位置付近の付加曲げモーメントに効果が少ないことが認められる。これらの実験結果と数値計算から、床版の付加曲げモーメントに対しては、大きな曲げ剛性の横桁を拡間隔に配置するより、比較的小

さい曲げ剛性の横桁、あるいは荷重分配作用の期待できる対傾構を狭間隔に配置する方が効果的であると言える。

Fig. 14, 20 に示すように横分配作用が床版のみの場合は、偏心荷重したとき、非荷重外桁には負の曲げモーメントが生じ、この桁は若干浮き上がるが Fig. 19, 20 に示すように、対傾構および下横構を設けた場合は同じ偏心荷重に対して、非荷重外桁には正の曲げモーメントが生じ、浮き上がりが起きていない。この場合は、さらに Fig. 22 に示すように断面変形も少なくなり、ねじり抵抗が大きい箱桁構造に近い挙動を示し、荷重分配作用も良好になっている。同じようなことは上路プレートガーダ橋の中間対傾構はねじりに対して有効に働く部材であるが、下横構の有無によって始めてその効果を発揮している伊藤の研究¹⁷⁾でも認められている。

都市部におけるごとく、偏心荷重がきびしく予想される、道路橋については、荷重分配および床版の付加曲げモーメントに効果的な横桁、対傾構を設け、さらに横構を設けることが望ましい。このような合成桁橋では、そのRC床版の局部的な破損をさけられるのみならず、厳しい使用条件にも耐え得るものと思われる。

既設の実橋で、ときおり見受けられる、横桁の腹板のみを主桁に連結したような構造形式を想定して、横桁と主桁の連結が剛でない場合の試験桁の数値計算を行っている。横桁の継手部において、水平および鉛直方向に対しては剛と仮定し、回転に対する剛性を変化させた場合の荷重中桁の分配率および床版の付加曲げモーメントを Fig. 23 および 24 に示している。ここでは、回転に対する剛性の変化は、横桁の剛性マトリックスの曲げ剛性 $4 E_d I_z / b$ を基準にし、この剛性の 0.001~100 倍の範囲としている。試験桁の横桁取付部における高力ボルトの位置での断面二次モーメント約 1200 cm^4 に対して、回転に対する抵抗を実験結果から推定すると、 0.8×10^9

Table 14 Spring's stiffness and distribution of def.

Spring's Stiffness	K_H	1.0×10^2	1.0×10^{-2}	1.0×10^{-2}	1.0×10^2	1.0×10^2
	K_V	1.0×10^2	1.0×10^{-2}	1.0×10^2	1.0×10^{-2}	1.0×10^2
	K_B	1.0×10^2	1.0×10^{-2}	1.0×10^2	1.0×10^2	1.0×10^{-2}
deflection (cm)	δ_1	0.168	0.138	0.168	0.139	0.139
	δ_2	0.205	0.265	0.206	0.263	0.263
	δ_3	0.168	0.138	0.169	0.139	0.139
distribution moment (tm/m)	ϕ_2	0.379	0.490	0.380	0.486	0.486
	M_s	0.062	0.191	0.062	0.186	0.186

kg·cm/rad 程度となる。また、Fig. 23, 24 の数値計算から、試験体の主桁と横桁の継手部の回転抵抗が $1.0 \times 10^{10} \text{ kgcm/rad}$ 以上の場合は、その連結が剛とみなすことができるものと思われる。

水平、鉛直方向および回転剛性のうち一要素だけその剛性を著しく小さくした場合のたわみと床版の付加曲げモーメントを示した **Table 14** から、横桁の力学的効果は継手部の鉛直方向と回転剛性に大きく影響されると言える。なお、水平方向の剛性は $A_c E_d / b$ を、鉛直方向の剛性は $12 E_d I_z / b^3$ を基準にしている。

5. あとがき

合成桁橋のごとく、複数の部材から成る構造物は、それを構成する各部材がそれぞれ有機的に作用しあって、外力に抵抗しているものである。したがって、各部材の設計に際しては、おのおのがつり合いのとれた強さに設計されて始めて合理性、経済性が保たれるものとなるであろう。

合成桁橋を曲げ変形も考慮したRC床版と鋼主桁から成る構造物とし、横桁、対傾構および横構の力学的効果を考慮した有限帯板要素法に基づく解析の計算結果は、今回の試験桁の範囲では、実験結果を十分に解析することができ、この解析手段は、合成桁橋の立体的解析に応用されるものと考えられる。

今後、現場実験などの資料の蓄積により、各部材要素について合理的な設計に役立つ定量化を図り、より合理性かつ安全性を持つ合成桁橋設計指針の確立を望むものであり、本論文がこの設計指針に対して、なんらかの参考になれば幸いである。

おわりに、実橋資料の提出、さらに本論文をまとめるに際して、助言をいただいた住友建設(株)佐々木貴一氏に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) Newmark, N.M.: Design of I-Beam Bridges, Trans. of ASCE, Paper No. 2381, Highway Bridge Floors a Symposium, pp. 997~1022, 1948
- 2) Wei, B.C.F.: Load Distribution of Diaphragms in I-Beam Bridge, Proc. of ASCE, Vol. 85, ST 5, pp. 17~54, 1959
- 3) 田原保二・杏掛哲男: 米白橋(合成桁)に関する実験的研究, 土木研究所報告, 昭和29年11月
- 4) Sartwell, A.D., C.P. Heins, C.T.G. Looney: The Analytical and Experimental Study of a Simple Girder Slab Bridge, University of Maryland, Feb. 1968
- 5) 国広哲男・井刈治久: 床版支持げたの不等沈下によって生じる床版の曲げモーメント, 土木技術資料 13-1, 建設省土木研究所, 昭和46年
- 6) 国広哲男・井刈治久: 床版と横げたの荷重分配効果を同時に考慮したけた橋の解析, 土木技術資料 13-4, 建設省土木研究所, 昭和46年
- 7) 東京都建設局: 主桁の変形を考慮した床版の設計資料(その2), 昭和47年3月
- 8) 成岡昌夫・佐藤 進: 支持桁のたわみを考慮した鋼道路

橋の鉄筋コンクリート床版の曲げモーメント, 土木学会論文報告集, 175号

- 9) 辻 松雄・阡 昭彦: 格子ゲタの不等沈下によって床版に生じる応力, 橋梁と基礎 3-8, 昭和44年
- 10) 奥村敏恵・坂井藤一: 薄肉平板より成る立体的構造物の静力学的解析に関する一方法とその応用, 土木学会論文報告集, 176号
- 11) Jsenberg, J., S. Adham: Analysis of Orthotropic Reinforced Concrete Structures, Proc. of ASCE, Vol. 96, ST 12, pp. 2607~2624, 1970
- 12) Timoshenko, S.P., S. Woinowsky-Krieger: The Theory of Plates and Shells, McGraw, 1959
- 13) たとえば, 三本木茂夫・吉村信敏: 有限要素法による構造解析プログラム, 日本鋼構造協会
- 14) Kollbrunner, C.F., K. Basler: Torsion in Structures, Spring-Verlag, 1969
- 15) 奥村敏恵・佐々木貴一・佐藤政勝: スタッヂベルを用いた合成桁に関する実験的研究, 第27回年次学術講演会講演集, I-250, 土木学会
- 16) 佐藤政勝: 合成桁の力学的挙動に関する研究, 東京大学工学系研究科学学位論文, 昭和48年3月
- 17) 伊藤文人: 橋梁の応力に及ぼす対傾構および横構の効果, 東京大学学位論文, 昭和46年9月

記 号

- a : 下横構の鉛直材の間隔
- A_c, E_d : 横桁の断面積, 弾性係数
- b, l : 合成桁橋の主桁間隔と橋長
- b_{ia}, t_{ia}, E_{ia} : フランジの幅, 厚さ, 弾性係数
- b_{ij}, t_{ij}, E_{ij} : 要素 ij の板幅, 厚さ, 弾性係数
- E_c, ν_c : コンクリートの弾性係数, ポアソン比
- E_s, ν_s : 鋼の弾性係数, ポアソン比
- E_{sb}, G_{sb} : 下横構の弾性係数, せん断弾性係数
- F_f, E_{sf}, ν_f : 対傾構の面積, 弾性係数, ポアソン比
- $F_z^{(i)}, F_x^{(i)}, F_y^{(i)}, M^{(i)}$: 橋軸方向, 横方向, 鉛直方向およびZ軸まわりのモーメントの節線外力
- h, h_s : RC床版の厚さ, 鋼主桁高
- I_{Qf} : 対傾構の換算断面二次モーメント
- I_{Q1}, I_{Q2}, I_z : 横桁の断面二次モーメント
- I_{r1}, I_{r2} : 配力鉄筋, 主鉄筋のRC床版の中立軸に関する単位幅の断面二次モーメント
- M_z, M_s, M_{zs} : 断面に作用する曲げとねじりモーメント
- N_z, N_s, N_{zs} : 断面に作用する軸力とせん断力
- n : コンクリートと鋼の弾性係数比
- P_{s1}, P_{s2} : RC床版の配力および主鉄筋比
- t_e, t_{Qf} : 下横構および対傾構の等価板厚
- u, v, w, θ : 局部座標系 ($s-n-z$) に対する変位
- U, V, W, θ : 基準座標系 ($X-Y-Z$) に対する変位

(1973.5.18・受付)