

# 鉄筋コンクリート斜スラブ橋の設計

——相対する二辺で単純支持された場合——

山本弘夫\*・福山俊郎\*\*  
西辻正彦\*\*\*・成岡昌夫\*\*\*\*

**要旨** 両端で単純に支持された斜スラブ橋（斜角 $24^{\circ}50'$ ）を、相対する2辺で単純支持され、他の2辺で縁桁で弾性ばり支持された平行四辺形板とみなし、V.D. Jensen の提案した Triangular Network による階差式を用い、電子計算機によって、たわみおよび曲げモーメントの影響係数を求めた。これを利用して、鉄筋コンクリート道路橋設計示方書に示す荷重が載荷された場合の曲げモーメントを求め、直スラブ橋との相違点を調べた。

## 1. はしがき——斜スラブの解析の展望

斜スラブ橋の解析について展望すると、主なものはつぎのようである。

(1) V.P. Jensen<sup>1)</sup> は、相対する2辺で単純支持され、他の2辺で弾性ばり支持された平行四辺形を、Triangular Network でおおった場合、板のたわみ曲面の微分方程式を階差式で表わすことを試み、等分布荷重満載、特定の集中荷重載荷の場合について解いている。また、実験的にも研究している。

(2) H. Homberg<sup>2)</sup> は、斜角が $20^{\circ}$ から $10^{\circ}$ きざみで $60^{\circ}$ までのアルミニウムの平行四辺形板の模型実験を行なって、図-5に示す5個の点について、 $\alpha, \beta, \gamma$ , および $\delta$ の4方向の曲率を測定し、曲げモーメントを計算して、主曲げモーメントの大きさと方向を計算した。資料が膨大であるので、中心線方向スパン( $L$ )と支持辺の長さ( $B$ )とが等しい場合のみについて表示してあるので、 $L/B$ が異なるときには、利用についての工夫が必要である。

(3) H. Homberg<sup>3)</sup>, および、F. Leonhardt<sup>4)</sup> は、

\* 正会員 技術士 広島県土木建築部道路課橋梁係長  
\*\* 正会員 技術士 KK福山コンサルタント代表取締役  
\*\*\* 日本 IBM (株)データセンター  
\*\*\*\* 正会員 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学教室

PSコンクリートスラブ橋の設計に当って、アルミニウムの模型でモーメントの影響面の縦距を求めると同時に、鈍角端付近の支持点の反力の測定を行なって、「支承間隔を適当に選ばないと、固い支点では、鈍角端の一番外側の支点到、長方形スラブ橋の数十倍の大きな反力が集中し、そのつぎの支点到大きな浮き上りが生ずる」ことを発見し、計算で確かめている。ところが、フレシパットのような柔い支承を用いると、浮き上りがなくなり、端部の反力集中が緩和されると述べている。

(4) Asim Yeginobali<sup>5)</sup> は、幅が5'または10'の鉄筋コンクリートスラブを作り、1~3スパンで、(スパン)/(幅員)の値をかえ、斜角は $30^{\circ}$ と $45^{\circ}$ の2つとし主鉄筋はすべてスパン方向にとり、配力鉄筋を主鉄筋に直角と支持辺に平行の場合とに分け、集中荷重と等分布荷重に対して載荷試験を行なった結果を整理しているが、主曲げモーメントの方向、鈍角端の性状および支点的性質については、あまりふれていない。また、(スパン)/(幅員)の値、中央スパンと側スパンの比を種々にかえ、斜角 $30^{\circ}$ 、 $45^{\circ}$ の場合について、たわみ、曲げモーメント、および、ねじりモーメント、主曲げモーメント、および、その方向についての影響係数の縦距を電子計算機で求めている。

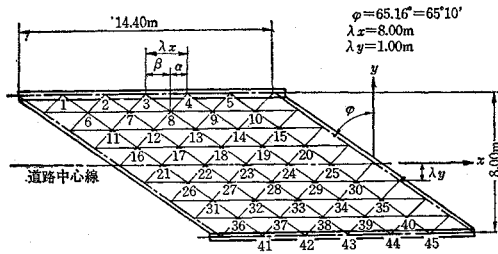
(5) K. E. Robinson<sup>6)</sup> は、スパンと幅員の比を $1/2, 2/3, 1/1, 4/3$  および $2/1$ の5種、斜角を $0^{\circ}$ (直)、 $15^{\circ}, 30^{\circ}, 45^{\circ}$ , および $60^{\circ}$ の5種として、合計25種の組み合わせについて、たわみの影響面を求めているが、曲げモーメントについては記載されていない。

(6) H. Rüschi<sup>7)</sup> は長方形板について理論解を求め、図表化して、斜スラブに対する補正係数の求め方を記しているが、ドイツの道路橋の荷重に対する図表であるので、わが国の道路橋にはそのまま適用できない。

以上述べたように、種々の研究があるが、いずれの方法によっても、わが国の道路橋の斜スラブの設計には十分であるとはいえない。

広島県内の国道 261 号線に架設される義経橋は 図-1 に示す諸元のものであって、特に、斜角がきつい特徴をもっている。したがって、斜スラブ橋の設計に簡略計算を行わず、オーソドックスな計算を用いた場合、斜角によって曲げモーメントがいかに減少するかを知るにいい機会であると考えたので、V.P. Jensen の等方性平行四辺形板に対する階差方程式と電子計算機によって、板のたわみ、および、モーメントの影響係数を求め、TL-20 荷重によって設計を行なった。なお、斜角を無視した場合についても計算してみたので、これらをあわせて示し、参考に供したいと思う。

図-1 義経橋の諸元、および、解析に用いた triangular network



## 2. V.P. Jensen の提案した等方性平行四辺形板に対する階差方程式

相対する 2 辺で単純支持され、他の 2 辺で弾性ばり支持される平行四辺形板の中立面のたわみ曲面の微分方程式  $\Delta \Delta w = q/D$  は、図-1 のような triangular network でおおった場合、階差方程式に変換されるが、これらの階差方程式の係数は

$$A = \alpha/\lambda_x, B = \beta/\lambda_x, C = (\lambda_y/\lambda_x)^2 - AB,$$

$$D = (1-\nu)(C+AB), J = (\lambda_y/\lambda_x)^3 (E_1 I_1 / \lambda_x N)$$

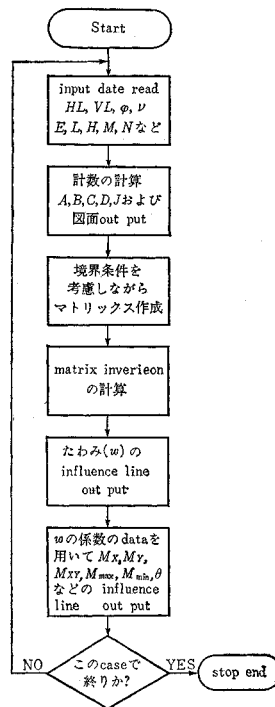
の 5 つの値の関数として、表わされる。これらについては、a) 一般の内点、b), c) 左(右)の単純支持辺近傍の一般内点、d) 縁桁近傍の一般内点、e) 縁桁上の一般点、f), g) 単純支持辺と縁桁にかこまれる鋭(鈍)角隅の内点、h), i) 左(右)の単純支持辺近傍の縁桁上の点の合計 9 つの点に対しては、すでに V.P. Jensen によって与えられている<sup>1)</sup>ので、これらを利用すればよい。

たわみに関する連立方程式を解いて、たわみ  $w$  の値を求め、ついで、 $M_x, M_y, M_{xy}, M_{max}, M_{min}$  を求める。これらの求め方についても、すでに紹介されている<sup>1)</sup>。

## 3. 電子計算機による解析

相対する 2 辺で単純支持され、他の 2 辺で弾性ばり支持された平行四辺形板の数値解析を IBM 7090 に対して

プログラムした。Flow Chart は 図-2 のようである  
図-2 斜めスラブ解析のための この場合の Input Data  
フローチャート



横断方向の格点の数  $N$   
橋中心線方向の格点の数  $N$   
スラブ橋中心線方向のスパン  $HL$   
スラブ橋横断方向の幅員  $VL$   
斜角(直橋を  $90^\circ$  とする)  $\phi$   
ポアソン比  $\nu$   
鉄筋コンクリートの弾性係数  $E$   
鉄筋コンクリートスラブ幅 1 cm あたりの断面 2 次モーメント  $I = h^3/12$   
板剛度  $N = EI/1-\nu^2$   
板の厚さ  $h$   
係数  $A, B, C, D, J$

(定義はさきに示してある)

Output Data は、つぎのようにした。

- (1) Input Data
- (2) Stiffness Matrix
- (3) Flexibility Matrix
- (4) たわみの影響係数
- (5) 曲げモーメント ( $M_x, M_y$ ), ねじりモーメント ( $M_{xy}$ ), 主曲げモーメント ( $M_{max}, M_{min}$ ), および、その方向の影響係数
- (6) 等分布荷重満載の場合のたわみ、曲げモーメント、ねじりモーメント、主曲げモーメント、および、その方向

## 4. 義経橋に対する IBM 7090 による計算結果

義経橋に対しては、図-1 のような skew network でおおった。この場合の Input Data はつぎのようである。

$M = 9, N = 5, VL = 800 \text{ cm}, HL = 1440 \text{ cm},$   
 $\phi = 65^\circ 10', \nu = 0.15, E = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2, h = 57 \text{ cm}$  (と仮定),  $I = 0.15433 \times 10^5 \text{ cm}^4$   
 $N$  (剛度)  $= 0.33155 \times 10^{10} \text{ kg} \cdot \text{cm}^2, A = 0.09990385,$   
 $B = 0.90009615, C = 0.08368804, D = 0.14756944$   
 $J = 0.05859025$  (縁桁の  $E_1 I_1$  を仮定する)

Output は 36.5×27.7 cm の印刷用紙に印刷されたもの 110 ページになっているのですべてを述べることはできない。表-1 に、格点 23 (中心点) の  $M_{max}$  の影響係数を示す。他の  $w, M_x, M_y, M_{xy}, M_{min}$ , 主曲げモーメントの方向  $\theta$  の影響係数は省略する。

たわみについては、等分布荷重の場合には、たわみの影響係数の  $\Sigma$  に  $p_0$  (単位 kg/cm<sup>2</sup>) を乗じて、cm 単位で求められる。一般内点にかかる集中荷重の場合には、 $q_0 = P/\lambda_x \lambda_y$  (単位 kg/cm<sup>2</sup>) を求め、これに影響係数をかけて求められる。縁桁載荷の場合には、 $q_0 = P/0.5 \lambda_x \lambda_y$  (kg/cm<sup>2</sup>) を作り、係数を乗じて求められる。縁桁に作用する線荷重を  $q_0$  (kg/cm) とすれば、 $p_0 = q_0/0.5 \lambda_y = 2 q_0/\lambda_y$  となる。

曲げモーメントの計算に関しても、全く同様であって、単位を t・m/m で表すために係数に 10<sup>-3</sup> を乗ずることが違うだけである。

表-1 格点 2, 3 の主曲げモーメントの影響係数

MAX POINT 23		
(1) 0.89664E 02	(2) 0.18212E 03	(3) 0.2896E 1 03
(4) 0.41163E 03	(5) 0.43821E 03	(6) 0.18521E 03
(7) 0.41680E 03	(8) 0.76674E 03	(9) 0.11868E 04
(10) 0.10886E 04	(11) 0.22351E 03	(12) 0.61522E 03
(13) 0.13103E 04	(14) 0.20644E 04	(15) 0.14531E 04
(16) 0.35213E 03	(17) 0.11342E 04	(18) 0.26912E 04
(19) 0.33132E 04	(20) 0.12543E 04	(21) 0.66474E 03
(22) 0.22991E 04	(23) 0.68615E 04	(24) 0.22991E 04
(25) 0.66474E 03	(26) 0.12543E 04	(27) 0.33132E 04
(28) 0.26912E 04	(29) 0.11342E 04	(30) 0.35213E 03
(31) 0.14531E 04	(32) 0.20644E 04	(33) 0.13103E 04
(34) 0.61522E 03	(35) 0.22551E 03	(36) 0.10886E 04
(37) 0.11868E 04	(38) 0.76674E 03	(39) 0.41680E 03
(40) 0.18521E 03	(41) 0.43821E 03	(42) 0.41163E 03
(43) 0.28961E 03	(44) 0.18212E 03	(45) 0.89664E 02

## 5. 曲げモーメントの計算

### (1) 曲げモーメント・ねじりモーメントの計算法

すべての格点に対する  $M_x, M_y, M_{xy}, M_{max}, M_{min}$  の影響係数によって、死荷重、活荷重、および、地覆荷重について、おもな着目点のモーメントを求める。

死荷重としての等分布荷重  $p_0$  と dimension 係数 10<sup>-3</sup> を各点の影響係数に乗じて、総和をとれば、tm/m の単位で曲げモーメントが求められる。活荷重については、線荷重と分布荷重の 2 つの場合について計算した。衝撃係数の計算のためのスパンとしては、支承に用いたフレッシュパットの緩衝作用を考慮して、実際の支承間最短距離 6.07 m より少し大きい 6.25 m をとった。

線荷重は着目点のモーメントが最大となるように、橋梁中心線に直角に配置し、着目点近傍の格点において、“てこ”の原理で集中荷重として配分し、その集中荷重  $P$  (kg) を格子面積  $\lambda_x \cdot \lambda_y$  (cm<sup>2</sup>) で割り、dimension 係

数 10<sup>-3</sup> とその点の影響係数を乗じ、係数の正の値のみを集計すれば、モーメントの最大値を求めることができる。ただし、縁桁上の格点については、その点の集中荷重を  $0.5(\lambda_x \cdot \lambda_y)$  で割ることが必要である。その載荷状態に対するモーメントの最小値は、影響係数の負の部分を集計して求められる。同一着目点のモーメントの真の最小値を求めるには、負の部分が最大絶対値をもつか、場合によっては、正の最小値が得られるように線荷重の配置をかえて求めなければならない。そのときの  $M_x, M_y, M_{xy}$ , および、 $M_{max}$  は上に求めた値と相違して行く。

分布活荷重に対しては、その荷重強度に影響係数と 10<sup>-3</sup> とをかけて、正・負それぞれの和をつくり、その荷重状態に対する最大・最小モーメントを求める。線荷重の場合と同様、真の最大・最小モーメントは、それぞれ、異なった分布活荷重について計算される。

地覆荷重については、縁桁荷重強度  $q_0$  (kg/cm) を  $0.5 \lambda_y$  で割ったものに縁桁部分の影響係数と 10<sup>-3</sup> とを乗じ、両方の縁行についての代数和をとると、曲げモーメントが得られる。これは、死荷重の場合と同様、一着目点ごとに一つしかない。

主応力の方向は、おのおのの載荷状態について、格点荷重強度について  $\theta$  の影響係数を乗じて加算して、加重平均するのが本当であるが、計算手数が非常に多くなるので、さきに述べたようにして得られた  $M_x, M_y$ , および、 $M_{xy}$  の値から、次式によって求めた。

$$\tan 2\theta = 2 M_{xy} / (M_x - M_y)$$

この計算で  $\theta$  が正で求められたときには、 $M_{max}$  の方向を示し、 $\theta$  が負で求められたときには、90° からその絶対値をひいて求める。

### (2) 曲げモーメントの計算例

格点 23 の  $M_{max}$  の計算を例にとって示そう。

#### a) 死荷重による曲げモーメント

$$M_{23, \max} = 10^{-3} \cdot (\Sigma q d_j) \cdot \eta_{23, \max, j} \text{ (単位 tm/m)}$$

$\eta_{23, \max, j}$  は格点 23 の  $M_{max}$  の影響係数で、表-1 より与えられて、つぎのように計算される。

$$M_{23, \max} = 10^{-3} \cdot q_0 \cdot 0.49724 \times 10^3 = 0.15 \cdot 0.49724 \cdot 10^3 = 7.459 \text{ tm/m}$$

#### b) L-20 荷重による曲げモーメント

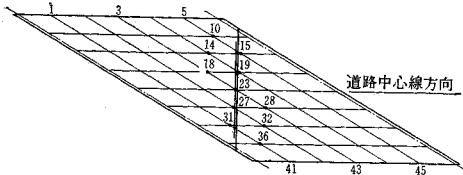
図-3 において、格点 23 をとおって道路中心線に直角に線荷重を置き、これを格点 10, 14, 15, 18, 19, 23, 27, 28, 31, 32, および、36 に対して、距離に逆比例して集中荷重として配分する。図中 2 本線は 5 t/m, 1 本線は 2.5 t/m を示す。衝撃係数は支承線間の最短距離をとり、 $l = 6.25 \text{ m}$  とすれば、 $i = 20 / (50 + 6.25) = 0.356$  となり、線荷重は  $5000 \times 1.356 = 6780 \text{ kg/m}$  と

なる。

さて、格点 23 については  $P_{23}=6780 \times \lambda_y=6780 \text{ kg}$  となる。線荷重は格点 network を格点 18 より 220 cm, 格点 19 より 20 cm のところで切っているので、 $P_{18}=6780 \times (20/240)=565 \text{ kg}$ ,  $P_{19}=6780 \times (220/240)=6215 \text{ kg}$  となる。このようにして格点集中荷重が求められると、

$$M_{23, \max} = 10^{-3} \cdot \Sigma \{ (P_k / \lambda_x \cdot \lambda_y) \cdot \eta_{23, \max, k} \} = (10^{-7} / 2.4) \cdot \Sigma (P_k \cdot \eta_{23, \max, k})$$

図-3



ここに、

$P_k$ : L-20 荷重の近傍の格点に分配された集中荷重 (kg)

$\eta_{23, \max, k}$ : L-20 荷重の分配された格点を着点とした格点 23 の最大曲げモーメントに対する影響係数

$\lambda_x, \lambda_y$ : triangular network の x, y 方向の格点間距離 (cm)

計算は表-2 のように行なう。

表-2

$P_f$	格点荷重の計算	(a) 格点荷重	(b) $I_n f \cdot L$ 縦距	(a) × (b)
10	$3355 \times 70 / 240$	984	$1.08860 \times 10^3$	$1071.2 \times 10^3$
14	$6780 \times 40 / 240$	1130	$2.06440 \times 10^3$	$2332.8 \times 10^3$
15	$6780 \times 200 / 240$	5650	$1.45310 \times 10^3$	$8210.0 \times 10^3$
18	$6780 \times 20 / 240$	565	$2.69120 \times 10^3$	$1520.5 \times 10^3$
19	$6780 \times 220 / 240$	6215	$3.31320 \times 10^3$	$20591.5 \times 10^3$
23	$6780 \times 240 / 240$	6780	$6.86150 \times 10^3$	$46521.0 \times 10^3$
27	$6780 \times 220 / 240$	6215	$3.31320 \times 10^3$	$20591.5 \times 10^3$
28	$6780 \times 40 / 240$	565	$2.69120 \times 10^3$	$1520.5 \times 10^3$
31	$6780 \times 200 / 240$	5650	$1.45310 \times 10^3$	$8210.0 \times 10^3$
32	$6780 \times 40 / 240$	1130	$2.06440 \times 10^3$	$2332.8 \times 10^3$
36	$3355 \times 70 / 240$	984	$1.08860 \times 10^3$	$1071.2 \times 10^3$

$$\Sigma = 113973 \times 10^3$$

$$\therefore M_{23, \max} = (10^{-7} / 24) \cdot 113973 \times 10^3 = 4.749 \text{ tm/m}$$

c) 等分布活荷重による曲げモーメント

影響係数がすべて (f) であるから、満載する。中心線の左・右 2.75 m, 計 5.5 m の間は  $350 \times 1.356 = 474.6 \text{ kg/m}^2 = 0.04746 \text{ kg/cm}^2$  を載荷, その他の部分には  $0.02373 \text{ kg/cm}^2$  を載荷することになる。このようにして、おのおのの格点に作用する等分布荷重の強度が求められると、

$$M_{23, \max} = 10^{-3} \cdot \Sigma P_j \cdot \eta_{23, \max, j}$$

ここに、

$q_j$ : 格点 j に作用する分布荷重の強度 ( $\text{kg/cm}^2$ ) である。

この場合の計算を表-3 に示す。

表-3 分布活荷重

列	(a) 荷重 ( $\text{kg/cm}^2$ )	(b) 縦距	(a) × (b)
1	0.02373	$1.411234 \times 10^3$	$0.034 \times 10^3$
2	0.02966	$3.644150 \times 10^3$	$0.108 \times 10^3$
3	0.04746	$5.666530 \times 10^3$	$0.269 \times 10^3$
4	0.04746	$8.745030 \times 10^3$	$0.415 \times 10^3$
5	0.04746	$12.789180 \times 10^3$	$0.607 \times 10^3$
6	0.04746	$8.745030 \times 10^3$	$0.415 \times 10^3$
7	0.04746	$5.666520 \times 10^3$	$0.269 \times 10^3$
8	0.02966	$3.644150 \times 10^3$	$0.108 \times 10^3$
9	0.02373	$1.411230 \times 10^3$	$0.034 \times 10^3$

$$\Sigma = 2.259 \times 10^3$$

表中、列 1 とは格点 1~5, 列 2 とは格点 6~10 を示し、縦距とは、格点の縦距との和を中心線方向に求めたものである。曲げモーメントの値はつぎのようになる。

$$M_{23, \max} = 10^{-3} \cdot 2.259 \times 10^3 = 2.259 \text{ tm/m}$$

d) 地覆荷重による曲げモーメント

地覆荷重を  $p$  ( $\text{kg/cm}$ ) とすれば、これによる曲げモーメントは次式で与えられる。

$$M_{23, \max} = 10^{-3} \cdot \{ \Sigma (q_0 / 0.5 \lambda_y) \cdot \eta_{23, \max} \} = 2 \times 10^{-5} \cdot \Sigma q_0 \cdot \eta_{23, \max}$$

ここに、 $q_0$ : 地覆荷重 ( $\text{kg/cm}$ );

$\eta_{23, \max}$ : 地覆の線, すなわち、格点 1~5, 41~45 の係数のみをとる。

$$\text{さて、} q_0 = 0.895 \text{ t/m} = 8.95 \text{ kg/cm, } \Sigma_1^5 \eta_{23, \max}$$

$$= \Sigma_{11}^{45} \eta_{23, \max} = 1.411234 \times 10^3 \text{ であるから、}$$

$$M_{23, \max} = 2 \times 10^{-5} \cdot 8.95 \times (1.411234 + 1.411234) \times 10^3 = 5.052 \times 10^{-1} = 0.505 \text{ tm/m}$$

以上の計算より、つぎのようになる。

$$M_{23, \max} = 7.459 \text{ (死荷重)} + 4.749 \text{ (線荷重)} + 2.259 \text{ (等分布荷重)} + 0.505 \text{ (地覆荷重)} = 14.972 \text{ tm/m}$$

なお、格点 23 については、

$$M_x = 5.372, M_y = 12.320, M_{xy} = 8.952,$$

$$M_{\max} = 14.972, M_{\min} = 3.539$$

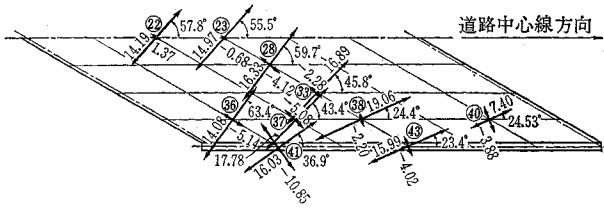
となり、

$\tan 2\theta = -2.48, 2\theta = 69^\circ 7', \theta = 34^\circ 33'$  となるから、さきに述べたように、 $\theta = 90^\circ - 34^\circ 33' = 55^\circ 27'$  を得る。

### (3) 最大・最小曲げモーメントの値

以上のようにして、格点 22, 23, 28, 33, 36, 37, 38, 40, 41, 43 の 10 個の格点について、最大・最小曲げモーメント, および、その方向を求めると、図-4 のとおりである。ただし、 $M_{\max}$  と  $M_{\min}$  はそれぞれが最大または最小になるように、荷重状態をかえてある。

図-4 最小曲げモーメントの値



(4) 直スラブ橋との比較

文献によって、長方形スラブ橋の中央点の  $M_x, M_y$ 、および、縁辺点の  $M_x$  を求め、斜スラブ橋の場合と比較すると、表-4 のようになる。

表-4

a) 支承線に直角方向の比較

	長方形スラブ (スパン 6.07 m)		斜スラブ格点 23	
	$M_x$	$M_y$	$M_{max}$	$M_{min}$
死 荷 重	6.92	1.00	7.46	0.17
L-20 荷 重	8.95	2.69	4.75	2.84
分布活荷重	1.81	0.52	2.26	0.52
地 覆 荷 重	1.12	-0.43	0.51	0
合 計	18.80	3.78	14.98	3.53

注) 斜スラブの主応力方向は  $9.36^\circ$  だけ支承線に直角方向からそれている。

b) 道路中心線方向の比較

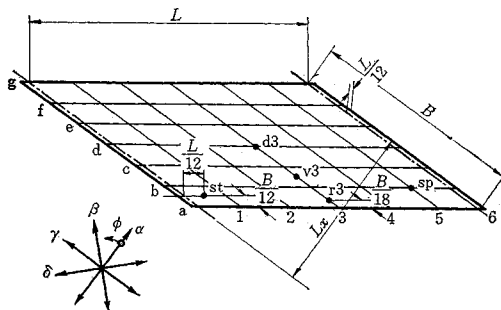
	長方形スラブ縁辺 (スパン 14.4 m)		斜スラブ格点 43	
	$M_x$	$M_y$	$M_{max}$	$M_{min}$
死 荷 重	38.80	0	5.79	-1.53
L-20 荷 重	20.69	0	5.87	-0.51
分布活荷重	8.86	0	2.19	-1.16
地 覆 荷 重	3.32	0	2.86	-0.83
合 計	71.67		16.71	-4.03

注) 斜スラブの主応力方向は  $23.40^\circ$  だけ縁辺の線からそれている。

(5) H. Homberg の図表による数値との比較

H. Homberg の図表は、図-5 にみるように、 $L/B=1$  の場合についてのみ作られている。スラブ中心付近と

図-5



縁辺とに対して、 $L/B=1$  の場合について検討することにした。Homberg の数表は、図-5 に示す5つの点に対して、解が得られているので、補間法によって比較した。その結果を表-5 に示す。

格点  $r_3, v_3, d_3$  はよく似た結果を示している。 $S_p, S_t$  の2つの点の値は座標がごくわずかに違っても応力状態が急変するので、正確な対比ができず、相当に異なった値になっているが、主応力の方向と符号の傾向はよく似ていると思われる。

表-5

	本 案			Homberg		
	$M_{max}$	$M_{min}$	$\theta$	$M_{max}$	$M_{min}$	$\theta$
$r_3$	17.37	-3.07	$23.9^\circ$	16.43	-2.04	$22.9^\circ$
$v_3$	16.89	-2.28	$45.8^\circ$	18.97	-3.13	$33.7^\circ$
$d_3$	11.32	-4.17	$59.7^\circ$	17.92	-4.60	$53.0^\circ$
$S_p$	7.40	-5.00	$24.5^\circ$	10.99	-1.13	$17.1^\circ$
$S_t$	14.08	-10.85	$63.4^\circ$	10.94	-28.98	$68.3^\circ$

6. スラブの配筋および応力検算

スラブの厚さは 50 cm とした。主応力の方向の計算結果より、スラブの中心部は支承線に直角の方向にほぼ一致し、縁辺部は道路中心線の方向に  $20^\circ \sim 25^\circ$  の角度をとっているので、主鉄筋は全体を通して、支承線に直角方向とし、径 22 mm の異形鉄筋を 12.5 cm の間隔に、配力鉄筋として、径 16 mm の異形鉄筋を 25 cm 間隔に配置した。また、上縁圧縮側には、用心鉄筋として、支承線に直角方向に径 13 mm の異形鉄筋を 25 cm 間隔に配置した。橋梁中心線上の点を除く一般の点には、わずかながら負の曲げモーメントが  $M_{min}$  として現われているから、支承線に平行に、径 16 mm の異形鉄筋を 25 cm 間隔に配筋した。

直交する  $M_{max}$  と  $M_{min}$  とを、主鉄筋方向  $w$  とそれに直交する  $u$  方向に分担させるときには、 $M_{max}$  と  $M_{min}$  とが同符号であれば、 $M_{max}$  と  $w$  方向のはさむ角を  $\beta$  とすれば、

$$M_u \cdot \cos^2 \beta + M_w \cdot \sin^2 \beta = M_{min}$$

$$M_u \cdot \sin^2 \beta + M_w \cdot \cos^2 \beta = M_{max}$$

の関係があるので、格点 23 を例にとれば、

$\beta = 65^\circ 10' - 55^\circ 27' = 9^\circ 43'$ 、 $M_{max} = 14.97 \text{ tm/m}$ 、 $M_{min} = 2.87 \text{ tm/m}$  (この  $M_{min}$  は、 $M_{max}$  を与える載荷状態について計算してある)

であるから、

$$M_u = 2.50 \text{ tm/m}, M_w = 15.35 \text{ tm/m}$$

となる。上述の配筋によれば、 $\sigma_c = 47.5 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_s = 1260 \text{ kg/cm}^2$  である。

縁辺に近い点になると、 $M_{max}$  の方向が道路中心線方向に近づいてくるので、径 22 mm の異形鉄筋を 25

cm 間隔に補強した。

たとえば、格点 38 ( $M_{\max}=15.99 \text{ tm/m}$ ) を例にとれば、支承線に直角方向の主鉄筋 ( $w$  方向) に対しては、 $\beta=65^{\circ}10' - 24^{\circ}23' = 40^{\circ}47'$  となり、道路中心線方向 ( $w'$  方向) に対しては、 $\beta=24^{\circ}23'$  となる。

このとき、主鉄筋方向が  $w$  方向だけの場合には  $33.20 \text{ tm/m}$ 、 $w'$  方向のだけの場合には、 $23.10 \text{ tm/m}$  となる。この設計では、 $w$  方向に径  $22 \text{ mm}$  の異形鉄筋が  $25 \text{ cm}$  間隔に配置してあるので、その耐力は  $M_{\text{ult}}=20 \text{ tm/m}$  である。この鉄筋で負担し得ない曲げモーメントを縁辺方向の鉄筋で負担せしめるとよい。

$$M_w/M_{\max}=33.20/19.06=1.74,$$

$$M_{w'}/M_{\max}=23.10/19.06=1.21$$

であるから、

$$M_{w'}=(33.20-20.00) \times (1.21/1.74)=9.18 \text{ tm/m}$$

これに対して、径  $22 \text{ mm}$  の異形鉄筋が  $25 \text{ cm}$  間隔に配置されているので、 $\sigma_c=36.2 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_s=1450 \text{ kg/cm}^2$  となり、安全である。

つぎに、鈍角端付近では、支承線方向に近く負の曲げモーメントがあるので、径  $22 \text{ mm}$  の異形鉄筋を  $12.5 \text{ cm}$  間隔に配置する。 $M_{\max}$  と  $M_{\min}$  が異符号のときは、

$$M_u=M_{\min}/\cos^2\beta, M_w=M_{\max}/\sin^2\beta$$

となる。たとえば、格点 41 を例にとれば、

$$\beta=65^{\circ}10' - 36^{\circ}54' = 28^{\circ}16', M_{\max}=16.03 \text{ tm/m},$$

$$M_{\min}=-10.85 \text{ tm/m}$$

であるから、

$$M_u=-14.02 \text{ tm/m}, M_w=20.75 \text{ tm/m}$$

となる。このとき、

$$\sigma_c=48.1 \text{ kg/cm}^2, \sigma_s=1490 \text{ kg/cm}^2$$

となって安全である。

## 7. 支承の設計

本設計に用いた解析法では、支承は線支承で、かつ、支承線上で浮き上り、または、沈下がないことを前提としているけれども、この条件を完全に満足させることは困難である。したがって、フレシパットを用いて、点支承とした。フレシパットは鉛直および水平方向に可撓であるので、支承部分の応力状態は計算値とかなり異なると思われるので、計算上はほとんど曲げモーメントはないのかかわらず、曲げモーメントの大きい断面の配筋をそのまま延長して、スラブの浮き上り、または、沈下にそなえた。

いままでの文献によると、フレシパットを使用すれば、支承部分の浮き上りはなくなり、支承点からはなれた場所の曲げモーメントは線支承の場合と変わらないと

いわれている。せん断力および反力に対して計算を行っていないので、死荷重に対しては道路中心線方向のスパンの直橋の約 2 倍とし、活荷重に対しては約 3 倍の耐力があるように、フレシパットを設計した。

## 8. むすび

本橋は斜角こそ急であるが、スパン、幅員ともきわめて小さく、とるに足らない橋ではあるが、V.P. Jensen の等方性平行四辺形板の数値解析法に従い、電子計算機を用いて、影響係数を求め、これにもとづいて、断面の設計、応力度の計算法を行なった。このような手段をとって設計したのは、わが国でもそう多くなく、また未発表であると思われるので、あえて発表する次第である。なんらかの参考になれば幸甚である。

なお、われわれは、3 スパン連続斜スラブ橋を同様に解析するために、目下、IBM 7090 に対してプログラムを研究している。高速道路の斜スラブ橋の解析に対して役立てたいと願っている。

なお、本橋もとの設計は橋長  $30 \text{ m}$  弱、単純スパン 2 つでプレテンションの PC ホロースラブで、工費予算  $676$  万円であったが、上記のように、斜角  $24^{\circ}50'$  を考慮することにより、RC のソリッド スラブで十分ということになり、コンクリート  $144 \text{ m}^3$ 、鉄筋  $13 \text{ t}$ 、工費  $318$  万円となって、大幅な節約が可能となった。ここに、特に記しておきたいと思う。

また、最後に、上述の設計を採用したことにより、工事費が、当初の略算に対する予算額よりいちじるしく減少したことを付記しておく。

### 参考文献

- 1) 成岡：階差法とその構造力学への応用，土木学会誌，43.7 (昭 33.7)，pp. 39~46 (原典：Univ. of Illinois Bulletin 332 (194))。
- 2) H. Homberg und R. Marx：Schiefe Stäbe und Platten，Wener-Verlag，Düsseldorf，1958。
- 3) H. Homberg, R. Marx und J. Jäckle：Einfluss einer elastischen Lagerung auf Biegemomente und Auflagerkraft Schiefwinkliger Einfeldplatten，Bauingenieur，36 (1961)，S. 19。
- 4) W. Andrä u. F. Leonhardt：Einfluss des Lagerabstandes auf Biege-Momente und Auflagerkräfte Schiefwinkliger Einfeldplatten，Beton und Stahlbetonbau，(1960)，S. 151。
- 5) Asim Yeginobali：Final Report of Analysis of Continuous Skewed Slab Bridge Decks，Ohio State University Engineering Experiment Station Report，No.，1962。
- 6) K.E. Robinson：The Behaviour of Simply Supported Skew Bridge Slabs under Concentrated Loads，Cement and Concrete Association Research Report，No. 8，1959。
- 7) H. Rüsçh：Fahrbahnplatten von Strassenbrücken，1956，Wilhelm Ernst & Sohn。

(1966. 3. 20・受付)