

## 中間横桁のない桁橋の設計例について

宮 崎 義 成\*

### 1. まえがき

在来の桁橋は、横剛性を増加させることを目的として、中間横桁を設けることが通念となっている。しかしながら中間横桁を設けることは、施工上きわめてやっかいなもので、したがってその工費も割高なものとなる。そこでできればこの横桁をなくすることが望ましい。筆者は先に中間横桁のない桁橋の理論解析法を示し、かつ模型試験によりその解析法の実用性を実証した<sup>1)</sup>のであるが、今回は上述の解析法を用いて、中間横桁のない桁橋の概略設計を行い、これと在来の中間横桁を有する桁橋との間で経済比較を行うことにする。

#### 1.1 比較対象橋種

比較を容易にするため比較対象としては、昭和43年度建設省土木研究所の標準設計による単純T桁橋の内3橋をとり上げた。これら3橋の構造諸元は表-1および図-1に示す。

中間横桁のない桁橋としては前記3橋の中間横桁を取り去ったもので、その他構造諸元は全く同一とした。

#### 1.2 構造解析

##### 1.2.1 主桁の荷重配分

標準設計における荷重配分は Guyon & Massonnet の直交異方向性理論による解法によって計算されている。一方中間横桁を取り去った桁橋に関しては、床版部分を

表-1

支間	総幅員	本線幅	歩道	斜角	橋格	中間横桁	桁高H	総幅/支間
23.0m	8.8m	8.0m	なし	90°	一等橋	2	1.20m	0.38
27.5m	8.8m	8.0m	なし	90°	〃	2	1.45m	0.32
35.0m	8.8m	8.0m	なし	90°	〃	3	1.95m	0.25

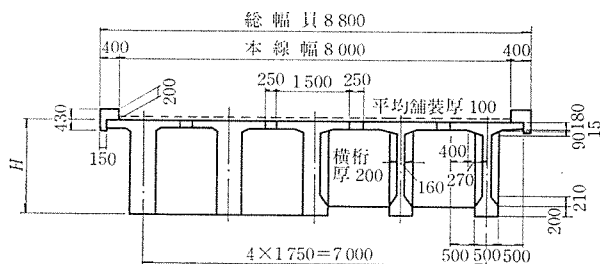


図-1 標準設計断面図

無限数の単位幅横桁の連続よりなるものと考え、この各々の横桁が、各主桁位置で鉛直方向と回転方向のバネで弾性的に支えられる連続桁として荷重分配計算を行った。

##### 1.2.2 床版の橋軸直角方向の曲げモーメントの算定

標準設計における床版の曲げモーメントは、両端の固定度を0.8とした半無限長の片持版および固定版について求められた“プレストレストコンクリート道路橋標準示方書”<sup>2)</sup>に示される近似式により計算されている。

中間横桁のない桁橋の場合は、主桁に生ずる変形を上

表-2

L (支間)	主桁曲げ剛性	主桁振り剛性	床版厚
23.0m	0.0987m <sup>4</sup>	0.00466m <sup>4</sup>	0.217m
27.5m	0.1618m <sup>4</sup>	0.00501m <sup>4</sup>	〃
35.0m	0.3450m <sup>4</sup>	0.00569m <sup>4</sup>	〃

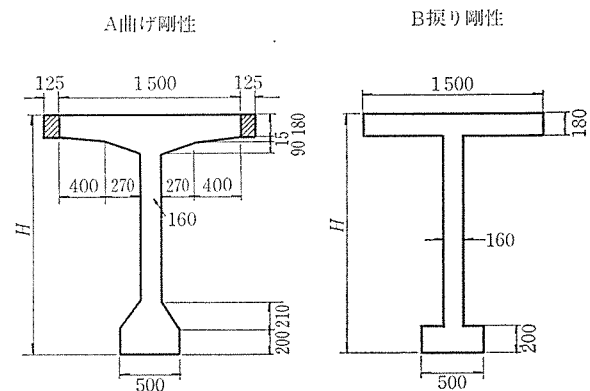


図-2 剛性計算用断面

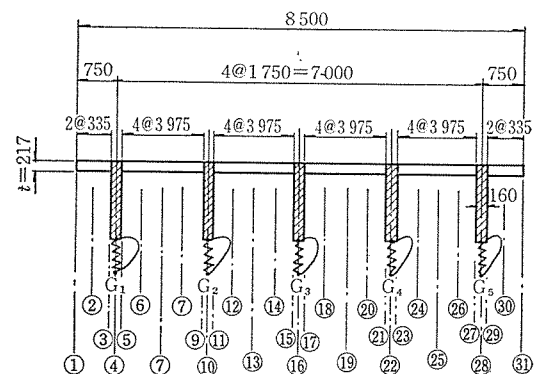


図-3 構造モデルと設計断面図

\* 極東鋼弦コンクリート振興(株)取締役副社長

報 告

記の弾性支承上の連続桁に、強制変形として与えた場合の曲げモーメントと、両端または片端固定梁として求めた曲げモーメントを加えて算出した。ただし版の単位幅は 1 m とした。

1.2.3 横桁のない桁橋の解析上の断面の仮定

(i) 主桁の曲げ剛性

主桁の中央の曲げ剛性を使用する。

(ii) 主桁の捩り剛性

主桁中央のハンチを無視した断面を使用する。

(iii) 床版厚

床版厚は解析上一定厚とするので、固定梁としての支間中央の撓みが等しい版厚を解析上の床版厚とした。

(iv) 解析上の断面諸数値

解析上の断面諸数値は表-2 ならびに図-2 に示す。

桁橋の構造モデルは図-3 に示してある。

2. 主桁の検討 (中間横桁のない場合)

2.1 設計条件

2.1.1 構造および主桁断面

設計には 1.1.1 に記載する桁橋と同一断面の主桁を用い、かつ全体構造としては中間横桁を取りのぞいたものとする。

2.1.2 荷重

標準設計の場合と同一とする。

a. 活荷重

主桁 L-20

床版, 横桁 T-20

b. 死荷重

コンクリート単位重量 2.5 t/m<sup>3</sup>

舗装 (アスコン) の単位重量 2.3 t/m<sup>3</sup>

高欄荷重 0.1 t/m

c. 衝撃係数

主桁  $i = \frac{10}{25+l}$

床版, 横桁  $i = \frac{20}{50+l}$

2.1.3 材質および許容応力度

(a) PC 鋼線 表-3 の通りとする。

表-3 (単位: kg/mm<sup>2</sup>)

		φ 7mm	φ 5mm
引 張 強 度 降 伏 点 強 度	$\sigma_{pu}$	155	165
	$\sigma_{py}$	135	145
許容引張応力度 $\sigma_{pa}$	設計荷重時	0.6 $\sigma_{pu}$	93
	プレストレッシング中	0.9 $\sigma_{py}$	121.5
	プレストレス導入直後	0.7 $\sigma_{pu}$	108.5

(b) コンクリート 表-4 の通りとする。

表-4 (単位: kg/cm<sup>2</sup>)

主	設計基準強度		$\sigma_{ck}$	400
	プレストレス導入時必要強度		$0.85 \sigma_{ck}$	340
	許容曲げ圧縮強度	部材圧縮部	$\sigma_{ca}$	130
		部材引張部	$\sigma_{cat}$	180
桁	許容曲げ引張応力度	部材圧縮部	$\sigma_{cat}'$	-15
		部材引張部	$\sigma_{ca}'$	-15
	許容斜引張応力度	設計荷重作用時	$\sigma_{1a}$	10
		破壊荷重作用時	$\sigma_{1a}$	20
床版 横桁	設計基準強度		$\sigma_{ck}$	300
	プレストレス導入時必要強度		$0.85 \sigma_{ck}$	255
	許容曲げ圧縮応力度		$\sigma_{ca}$	110

2.2 設計主桁の選定

1.2 に述べる解析方法により、支間中央に荷重 1 t を作用させた場合の各主桁の影響線を求めると、各支間の場合いずれも外桁の分担率が大きいことが明白であるので設計主桁は外桁とする。

一例として  $L=23$  m の場合の各主桁影響線を図-4 に示す。

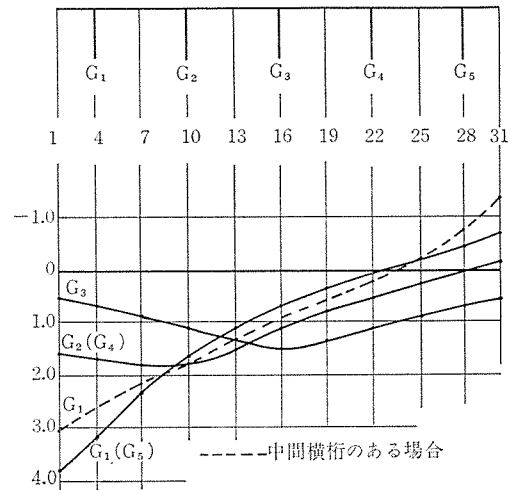


図-4 荷重影響線 ( $L=23$  m, 中間横桁のない場合)

2.3 曲げモーメントの計算

2.3.1 構造系完成後荷重に対する影響値

橋軸方向分布荷重に対する影響線が放物線分布をしているものと仮定して、前掲の支間中央の影響線により求める。各種荷重による影響値の求め方の一例として  $L=23$  m の外側主桁についての影響値の求め方を図-5 に示す。

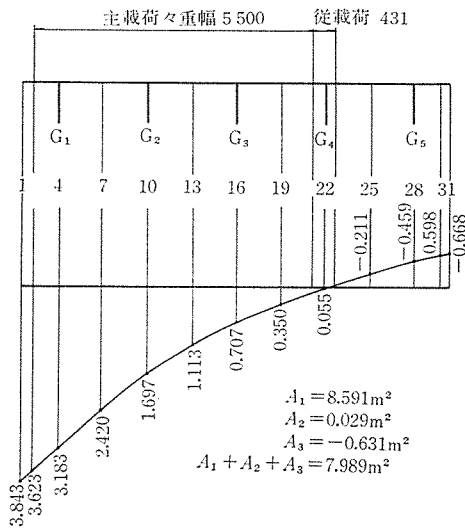
各荷重による影響値は表-5 の通りである。

2.3.2 荷重強度

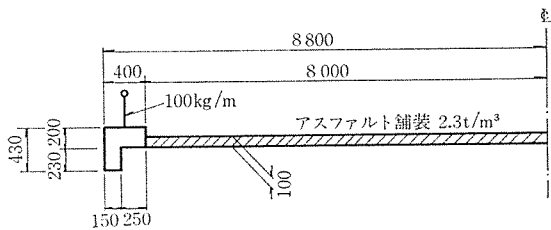
図-6 に示す橋面構造に従って死荷重強度を算出すると、

表—5

	影響値	L=23.0m	L=27.5m	L=35.0m
地覆高欄	$I_{d1} = \frac{2}{3}(\eta_1 + \eta_{21})L$ m <sup>2</sup>	48.7	67.4	106.4
舗装	$I_{d2} = \frac{2}{3} \times (A_1 + A_2 + A_3)L$ m <sup>3</sup>	122.5	175.7	285.5
等分布荷重	$I_{l1} = \frac{2}{3} \times (A_1 + \frac{1}{2}A_2)L$ m <sup>3</sup>	132.0	190.6	312.5
線活荷重	$I_{l2} = (A_1 + \frac{A_2}{2})$ m <sup>3</sup>	8,606	10,394	13,394



図—5 主桁G<sub>1</sub>に対する荷重影響値



図—6

地覆および高欄  $W_{d1} = 0.386$  t/m  
 舗装 (厚 10 cm)  $W_{d2} = 0.230$  t/m<sup>2</sup>

活荷重の強度は、

等分布荷重  $W_{l1} = 0.350$  t/m<sup>2</sup>

線荷重  $W_{l2} = 5.0$  t/m

衝撃係数  $i = \frac{10}{25+L}$

$L=23.0$  m  $i=0.208$

$L=27.5$  m  $i=0.190$

$L=35.0$  m  $i=0.167$

2.4 曲げモーメントの計算

2.4.1 主桁自重による曲げモーメント

主桁自重モーメントは標準設計の曲げモーメントからダイヤフラムの重量による分を差し引いて求める。

ダイヤフラム 1 個所当りの体積  $V$  と重量  $P$  は次の通りである。

$L=23.0$  m :  $V=0.0343$  m<sup>3</sup>,  $P=0.086$  t

$L=27.5$  m :  $V=0.0488$  m<sup>3</sup>,  $P=0.122$  t

$L=35.0$  m :  $V=0.0777$  m<sup>3</sup>,  $P=0.194$  t

ダイヤフラムによる曲げモーメント :  $4M_{ds}$

標準設計モーメント :  $M_{dss}$

中間横桁のない場合の自重による

主桁モーメント :  $M_{ds}$

$M_{ds} = M_{dss} + 4M_{ds}$  ..... (1)

2.4.2 場所打コンクリートによる曲げモーメント

$M_{dc}$

荷重 :  $W_{dc} = \frac{1}{2} \times 0.25 \times 0.180 \times 2.5 = 0.0563$  t/m

$M_{dc} = \frac{W_{dc}}{8} L^2$  ..... (2)

2.4.3 橋面工

地震高欄  $M_{d1} = W_{d1} \times I_{d1} = 0.386 I_{d1}$   
 舗装  $M_{d2} = W_{d2} \times I_{d2} = 0.230 I_{d2}$  } ..... (3)

2.4.4 活荷重による曲げモーメント

等分布荷重  $M_{l1} = W_{l1} \times I_{l1} = 0.350 I_{l1}$

線荷重  $M_{l2} = W_{l2} \times I_{l2} = 5.0 I_{l2}$

活荷重による曲げモーメント総計 :  $M_i$

$M_{i+i} = (1+i)(M_{l1} + M_{l2})$  ..... (4)

2.4.5 曲げモーメントの比較

中間横桁のない場合の曲げモーメントを式 (1), (2), (3), (4) により算出して横桁のある場合の値と対比すると表—6 が得られる。

表—6 曲げモーメント比較表 (単位 : t·m)

	L=23.0m		L=27.5m		L=35.0m	
	横桁あり	横桁なし	横桁あり	横桁なし	横桁あり	横桁なし
重桁自重	97.4	96.7	148.8	147.7	277.3	273.9
場所打コン	5.7	3.7	8.4	5.3	21.4	8.6
橋面工	33.5	47.0	47.7	66.4	77.0	106.8
活荷重	106.3	107.8	138.9	141.3	198.2	205.9
総計	242.9	255.2	343.6	360.7	573.9	595.2
増分%	0	5.06	0	4.97	0	3.71

2.5 曲げ応力度の検討

表—6 の曲げモーメント比較表により、主桁の曲げモーメントには大差のないことが判明したので、PC ケーブルの諸元は標準設計と同一とし曲げ応力度の検討を行う。合成応力を比較すると表—7 のごとくなり、主桁曲げ応力度に関してはPC ケーブルを増加する必要のないことが判明した。

勿論この結果は偶々標準設計の場合のプレストレス力に余裕があったためであるが、一般的に言って中間横桁のない場合は、ある場合に比して設計荷重時応力度は上縁において増加し、下縁において減少している。またこ

表-7 主桁の合成応力度

(単位: kg/cm<sup>2</sup>)

	中間横桁あり					中間横桁なし				
	曲げモーメント t・m	プレストレス導入直後		設計荷重時		曲げモーメント t・m	プレストレス導入直後		設計荷重時	
		上縁	下縁	上縁	下縁		上縁	下縁	上縁	下縁
<b>L=23.0m</b>										
①導入直後プレストレス		-40.9	258.8				-40.9	258.8		
②有効プレストレス				-32.9	207.8				-32.9	207.8
③主桁自重	97.4	44.4	-80.8	44.4	-80.8	96.7	44.1	-80.2	44.1	-80.2
④場所打コンクリート	5.7			2.5	-4.2	3.7			1.6	-2.7
⑤橋面工	33.5			14.0	-24.4	47.0			19.6	-34.2
⑥=②+③+④+⑤				28.0	98.5				32.4	90.7
⑦活荷重	105.3			44.5	-77.6	107.8			45.1	-78.7
⑧=①+③		3.4	178.0				3.2	178.6		
⑨=⑥+⑦				72.5	20.9				77.5	12.0
<b>L=27.5m</b>										
①導入直後プレストレス		-39.4	260.4				-39.4	260.4		
②有効プレストレス				-31.9	210.6				-31.9	210.6
③主桁自重	148.8	50.7	-90.6	50.7	-90.6	147.7	50.3	-89.9	50.3	-89.9
④場所打コンクリート	8.4			2.8	-4.5	5.3			1.8	-2.8
⑤橋面工	47.7			14.9	-25.3	66.4			20.7	-35.2
⑥=②+③+④+⑤				36.6	90.2				40.9	82.7
⑦活荷重	133.9			43.5	-73.8	141.3			44.3	-75.1
⑧=①+③		11.4	169.8				10.9	170.5		
⑨=⑥+⑦				80.1	16.4				85.2	7.6
<b>L=35.0m</b>										
①導入直後プレストレス		-46.1	276.0				-46.1	276.0		
②有効プレストレス				-37.2	222.9				-37.2	222.9
③主桁自重	277.3	61.6	-105.3	61.6	-105.3	273.9	60.8	-104.0	60.8	-104.0
④場所打コンクリート	21.4			4.6	-7.1	8.6			1.8	-2.9
⑤橋面工	77.0			15.7	-25.3	106.8			21.8	-35.1
⑥=②+③+④+⑤				44.6	85.2				47.2	80.9
⑦活荷重	198.2			40.4	65.0	105.9			42.0	-67.5
⑧=①+③							14.7	172.0		
⑨=⑥+⑦				85.0	20.3				89.2	13.4

の増減量はプレストレスの中心を僅かに下げれば調整しうる程度のものであることがわかる。

### 3. 橋軸直角方向の検討

#### 3.1 設計条件

2.1 に同じ

#### 3.2 曲げモーメントの計算

各主桁上および各床版の中央点における曲げモーメントの影響線を描いて見ると、いずれのスパンの場合でも輪荷重の影響の最も大きい位置は、負モーメントにあっては節点4の右側、正のモーメントでは節点13である。よって以下この二点について検討する。

##### 3.2.1 負の曲げモーメント影響値

節点4の右側のモーメント影響線より各荷重に対する影響値を求めると表-8の通りとなる。図-7にL=23mの場合の節点4の右側の曲げモーメント影響線を示す。

##### 3.2.2 正の曲げモーメント影響値

節点13の影響線より各荷重による影響値を求めると表-9の通りとなる。ちなみにL=23mの場合の影響

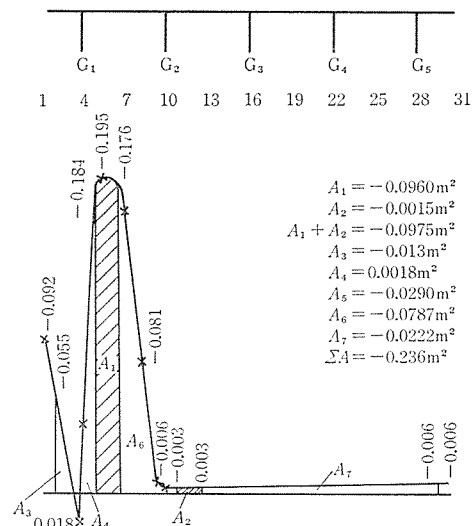


図-7 L=23.0m 節点4の右側の負の曲げモーメント影響線を図-8に示す。

##### 3.2.3 荷重強度

地覆高欄  $W_{d1}=0.386$  t/m

舗装  $W_{d2}=0.230$  t/m<sup>2</sup>

表—8 床版における負の曲げモーメント影響値

	影 響 値	単 位	L=23.0m	L=27.5m	L=35m
地覆高欄	$id_{n1}=\gamma_1+\gamma_{s1}$	m	-0.0980	-0.0860	-0.0720
舗 装	$id_{n2}=\sum_{i=1}^7 A_i$	m <sup>2</sup>	-0.2364	-0.2410	-0.2439
活 荷 重	$il_n=A_1+A_2$	m <sup>2</sup>	-0.0975	-0.1015	-0.1056

床版自重 図—9 より平均厚を計算すると0.204m

荷重  $0.204 \times 2.5 = 0.510 \text{ t/m}^2$

活 荷 重 輪荷重  $W_l = 8.0/0.5 \times 1.0 = 16.0 \text{ t/m}^2$

$$\text{衝撃係数 } i = \frac{20}{50+l} = \frac{20}{50+1.59} = 0.388$$

3.2.4 正負曲げモーメント総括

正負の曲げモーメントは次式によって求められる。

	負	正
床版自重によるもの	$M_{ds} \quad 0.510 \times id_{n2}$	$0.510 \times id_{d2}$
地覆高欄	$M_{d1} \quad W_{d1} \times id_n$	$W_{d1} \times id_1$
舗 装	$M_{d2} \quad W_{d2} \times id_{n2}$	$W_{d2} \times id_2$
橋 面 工	$M_d = M_{d1} + M_{d2}$	
活 荷 重	$M_{l+i} \quad W_l \cdot il_n(1+i)$	$W_l \cdot il(1+i)$

以上により正負曲げモーメントを計算して 表—10 の総括表を得る。

3.3 所要PC鋼材の計算

床版単位幅当りの断面諸元

支 点  $h=0.285 \text{ m}, A=0.285 \text{ m}^2/\text{m}$

$$Z_u^0 = \pm 0.01345 \text{ m}^3/\text{m}$$

支間中央  $h=0.180 \text{ m}, A=0.180 \text{ m}^2/\text{m}$

$$Z_u^0 = \pm 0.00540 \text{ m}^3/\text{m}$$

プレストレスはすべて標準設計に準じ、使用PC鋼線は  $12\phi 5 \text{ mm}$  とし、挿入位置は上縁から  $70 \text{ mm}$  で直線配置とする。有効張力は  $P$  とすると、

$$P = 0.60 P_u = 0.60 \times 3.250 \times 12 = 23.4 \text{ t/本}$$

としてプレストレスに必要なPCケーブル本数を求める。

負の曲げモーメントに対する所要ケーブル本数  $N_1$  は

$$N_1 \geq -\frac{MA}{P(Z_0 + Ae_{p1})} \dots\dots\dots(5)$$

ここに  $e_{p1} = 0.0325 \text{ m}$

正の曲げモーメントに対する所要ケーブル本数  $N_2$  は

$$N_2 \geq \frac{M_1 A}{P(Z_u + Ae_{p2})} \dots\dots\dots(6)$$

ここに  $e_{p2} = -0.020 \text{ m}$

(5), (6) 式より所要ケーブル本数を求めると 表—11 のようになる。

4. 材料の増減

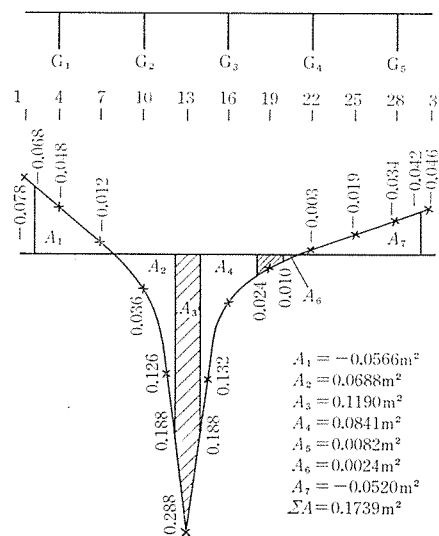
中間横桁を有する標準設計に比して、中間横桁のない設計における材料数量に変化のある項目を列挙すると下記の通りである。

表—9 床版における正の曲げモーメント影響値

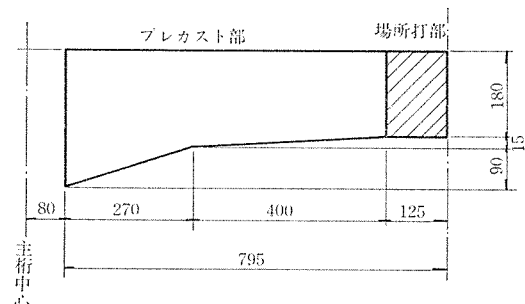
	影 響 値	単 位	L=23.0m	L=27.5m	L=35m
地覆高欄	$id_1=\gamma_1+\gamma_{s1}$	m	-0.124	-0.112	-0.095
舗 装	$id_2=\sum_{i=1}^7 A_i$	m <sup>2</sup>	0.1739	0.1696	0.1669
活 荷 重	$il=A_3+A_5$	m <sup>2</sup>	0.1272	0.1224	0.1174

表—10 床版に生ずる曲げモーメント (単位:t・m/m)

	L=23.0m		L=27.5m		L=35m	
	負	正	負	正	負	正
床版自重	-0.1206	0.0887	-0.1229	0.0865	-0.1244	0.0851
橋 面 工	-0.0922	-0.0079	-0.0886	-0.0042	-0.0839	-0.0017
死荷重合計	-0.2128	0.0808	-0.2115	0.0823	-0.2083	0.0834
活 荷 重	-2.1645	2.8233	-2.2533	2.7173	-2.3443	2.6063
設計荷重	-2.3773	2.9041	-2.4648	2.7996	-2.5526	2.6897



図—8 L=23.0m 節点13における正の曲げモーメント影響線



図—9

表—11

L	m	23.0	27.5	35
$N_1$	本/m	1.27	1.32	1.36
$N_2$	本/m	2.48	2.39	2.30
N	本/m	2.48	2.39	2.30
	本/連	58	66	81

コンクリート：主桁のダイヤフラム分が減少。

横桁の場所打部が減少。

型 枠：上記コンクリート減少分だけ減少。

表-12 増減のある材料数量

支 間	材 料 種 別		仕 様	単 位	(A)	(B)	(B)-(A)	摘 要
					横桁あり	横桁なし		
23.0m	主 桁	コンクリート	$\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	73.5	73.0	- 0.5	l=7.5m l=8.5m
		型 枠	木 製	m <sup>2</sup>	441.5	440.5	- 1.0	
		鉄 筋	SD 30	t	7.039	6.935	- 0.104	
	横 桁	コンクリート	$\sigma_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	10.5	8.9	- 1.4	
		型 枠	木 製	m <sup>2</sup>	67.2	49.4	-17.8	
		鉄 筋	SD 30	t	0.612	0.516	- 0.096	
		PCケーブル	12φ5mm	m	30	15	-15	
	床 版	定 着 具	フレンシー 12φ5	個	8	4	- 4	
		PCケーブル	12φ5mm	m	399.5	493.0	+93.5	
	仮 設	定 着 具	フレンシー 12φ5	個	94	116	+22	
		吊 足 場	10.8m×2.5m	個所	2	0	- 2	
	27.5m	主 桁	コンクリート	$\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	94.5	94.0	
型 枠			木 製	m <sup>2</sup>	599	597.5	- 1.5	
鉄 筋			SD 30	t	8.871	8.744	- 0.12	
横 桁		コンクリート	$\sigma_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	13.0	10.9	- 2.1	
		型 枠	木 製	m <sup>2</sup>	81.7	58.9	-22.8	
		鉄 筋	SD 30	t	0.738	0.619	- 0.119	
		PCケーブル	12φ5mm	m	30	15	-15	
床 版		定 着 具	フレンシー 12φ5	個	8	4	- 4	
		PCケーブル	12φ5mm	m	476	561	+85	
仮 設		定 着 具	フレンシー 12φ5	個	112	132	+20	
		吊 足 場	10.8m×2.5m	個所	2	0	- 2	
35.0m		主 桁	コンクリート	$\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	138.0	137.0	- 1.0
	型 枠		木 製	m <sup>2</sup>	950.5	946.0	- 4.5	
	鉄 筋		SD 30	t	11.875	11.644	- 0.231	
	横 桁	コンクリート	$\sigma_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	19.1	14.4	- 4.7	
		型 枠	木 製	m <sup>2</sup>	126.0	76.8	-39.2	
		鉄 筋	SD 30	t	1.029	0.788	- 0.241	
		PCケーブル	12φ5mm	m	37.5	15	-22.5	
	床 版	定 着 具	フレンシー 12φ5	個	10	4	- 6	
		PCケーブル	12φ5mm	m	603.5	688.5	+85.0	
	仮 設	定 着 具	フレンシー 12φ5	個	142	162	+20	
		吊 足 場	10.8m×2.5m	個所	3	0	- 3	

鉄 筋：コンクリート減少分に対する鉄筋量だけ減少。

PCケーブル：横桁PCケーブルがなくなる代わりに床版PCケーブルが増加する。

定 着 具：PCケーブルの増加分だけ増加。

仮 設 備：横桁場所打コンクリートのため型枠組立のための足場が減少する。

以上の数量を算出して 表-12 が得られる。

### 5. 工種別工費

材料の増減に伴って工費も増減する。工費についての比較を容易にするため、表-12 に示す材料に関する工事共の工事単価を、昭和51年3月、プレストレストコンクリート建設業協会発刊の“プレストレストコンクリート道路橋標準積算例”<sup>2)</sup>によって工種別に算出し、その結果を 表-13 に示す。

表-13 工種別単価表

	単位	単価	内 容
コンクリート工			
主桁用 $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	14,173	生コン、人力打設、打設器具損料 パイプレーター運搬費、労務費
横桁用 $\sigma_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	13,647	
型 枠 工			
主 桁 用	m <sup>2</sup>	3,675	木製型枠損料(転用5回)組立工 木製型枠損料(転用1回)組立工
横 桁 用	m <sup>2</sup>	6,099	
鉄 筋 工 SD 30	t	118,000	鋼棒、消耗品、加工、組立配置、
PCケーブル工	m	1,113	φ5 PC鋼線(切断品)、シーブ、ケーブルの組立、配置グラウト工
緊 張 定 着 工	本	9,393	12φ5 定着具、グリッド、鋼線 余長破着型枠損料(転用4回) 型枠取付金物各2組、定着具取 付費、緊張作業 緊張機器損料
横桁用吊足場工	個所	31,800	転用1回、10.8m×2.5m 足場 製作費組立工

### 6. 直接工事費に及ぼす影響

中間横桁のある場合とない場合との材料の増減を示す

表-14 中間横桁のない場合の工事費増減額

		単 位	増 減 数 量			単 価 (千円)	金 額 (千 円)			
			L=23.0m	L=27.5m	L=35.0m		L=23.0m	L=27.5m	L=35.0m	
									横桁3本	横桁2本
コンクリート工	$\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	- 0.5	- 0.5	- 1.0	14.173	- 7.086	- 7.09	- 14.17	- 9.42
	$\sigma_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	- 1.4	- 2.1	- 4.7	13.647	- 19.138	- 28.66	- 64.14	- 42.76
型 枠 工	主 桁	m <sup>2</sup>	- 1.0	- 1.5	- 4.5	3.675	- 3.675	- 5.51	- 16.54	- 11.01
	横 桁	m <sup>2</sup>	-17.8	-22.8	-39.2	6.099	-108.56	-137.01	-235.55	-157.02
鉄 筋 工	SD 30	t	- 0.2	- 0.24	- 0.47	118.00	- 23.60	- 28.32	- 55.46	- 36.98
PCケーブル工	12φ5mm	m	78.5	70	62.5	1.113	87.37	77.910	69.563	77.91
緊張定着工	フレジナー 12φ5	本	9	8	7	9.393	84.537	75.144	65.751	75.14
吊 足 場 工	10.8m×2.5m	個所	- 2	- 2	- 3	31.80	- 63.60	- 63.60	- 95.40	- 63.60
計							- 53.75	-117.13	-345.95	-167.74

表-12 と、表-13 による単価によって、材料の増減に伴う直接工事費の増減が算定される。その結果は表-14 にとりまとめている。

本表によると、支間が 23 m, 27.5 m, 35 m のいずれの場合でも中間横桁がない場合の方が安価になる。ことに標準設計による中間横桁が 3 本ある支間 35 m の場合には工事費の減少が目立つ。

### 7. ま と め

中間横桁の有無による直接工事に対する影響を調べるため、今般、設計荷重、橋長、幅員、主桁数面および床版厚を同一のものとし、支間中央における主桁および床版に生ずる曲げモーメントを検討した。

その結果、中間横桁のない場合においては外側主桁の曲げモーメントが僅か増加することが判明したが、実際にはケーブル配置を標準桁と全く同一としても設計荷重に対し十分安全であることが判明した。この他の場合でも上記増加分は、ケーブル中心位置の変更によって調整できる程度のものであるか、あるいはそれ以上であっても外側桁のPCケーブルを増加し中間主桁のもので減少するということが可能であるので主桁のPCケーブルについては問題がないことが判明した。

また床版については横桁のない場合は横剛性が低下するため、横締ケーブルは支間 23 m のとき 20% 支間 35 m のときで 10% 程度増加する。しかしながら、表-14 で示されるように、これら増加分の工費は横桁のなくなることによる工費減少分より大きい。すなわち今回の比較対象とした桁橋については、中間横桁をなくした方が経済的であるといえる。

今般の試算による工費の減少額を、支間長および幅員支間比を横軸としてグラフに示すと図-10 のようになる。標準設計では支間が 20 m を超え 30 m 迄は中間横桁 2 本、支間が 30 m を超え 40 m 迄は中間横桁が 3 本になっている。筆者は比較を容易にするため、支間 35 m の場合でも横桁が 2 本であるものと仮定して工費の増減

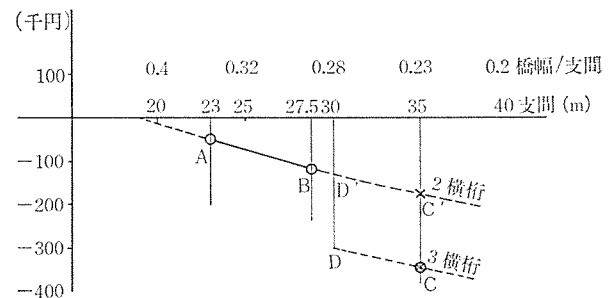


図-10 1 連あたり工事費減少額

額を計算し、表-14 および図-10 に示した。図-10 の C' 点は支間 35 m 2 横桁の場合の工事費減少額を示し支間 23 m および 27.5 m の場合のそれぞれの減少額 A, B 点と共に一曲線上にのることがわかる。よってこの曲線を延長して支間 20 m 迄は工事費が減少することがわかる。支間 30 m 以上で中間横桁が 3 個ある場合は、C', D' に平行な曲線 C, D で示めされ、2 横桁の場合より問題なく経済的である。また本比較の場合、幅員支間比が 0.4 以下の場合には中間横桁のない場合の方が有利であることが判明した。

以上経済比較において横桁型枠工が大きい比重を示しているが、ここに用いた工費単価は、平均型枠工費を用いたもので、実際には、製作、組立払には特に手数を要する個所であり、本編計算結果以上に横桁をのぞいた時の有利性があるものと考えられる。終りに電算計算に御協力を願った、日本構造橋梁(株)の方々に誌上をかり感謝の意を表します。

### 参 考 文 献

- 1) 宮崎義成：端横桁のみを有する桁橋の模型試験とその計算値比較(プレストレストコンクリート第16巻第1号)
- 2) 日本道路協会：プレストレストコンクリート道路橋示方書解説
- 3) プレストレストコンクリート建設業協会：プレストレストコンクリート橋標準積算要項(昭和51年1月)  
プレストレストコンクリート道路橋標準積算例(ポストテンション単純桁橋)(昭和51年1月)
- 4) 土木学会：プレストレストコンクリート設計施工指針

1977. 3. 25・受付