

中空閉合断面を有する鋼床板変断面単純桁道路橋

(1-箱型, 1-管型の2種類)の設計試案

正員 室蘭工業大学 中村 作太郎

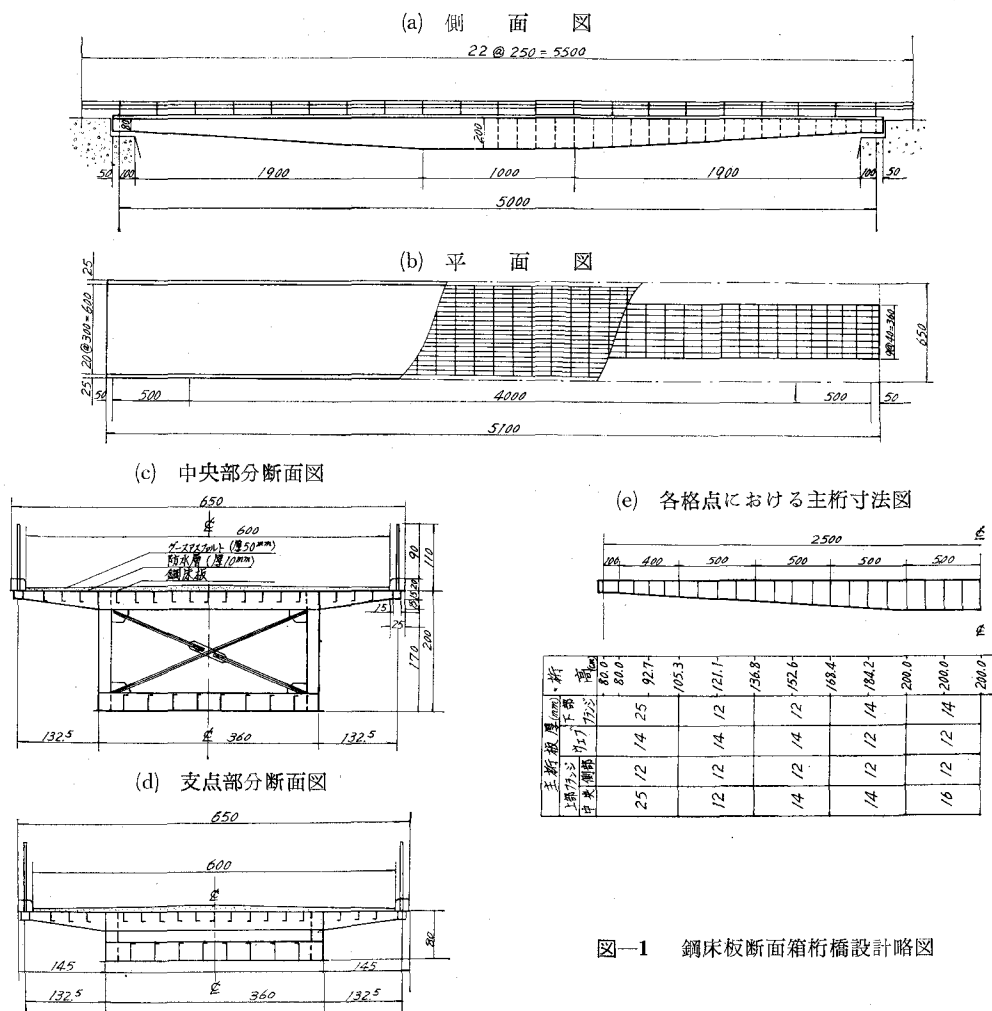
○正員 同 須田 勲

1. 緒 言

最近、プレートガーダーや合成桁橋では少しく無理と思われる中級径間(40 m~100 m 級)に合成箱桁橋や鋼床板箱桁橋²⁾が架設されるようになって来た。

合成箱桁橋は立体的薄肉鋼構造と鉄筋コンクリート床板

の連結合成により死荷重の軽減と、一体的強剛性をその特長とするに反し、鋼床板箱桁橋は更に死荷重を大幅に軽減出来る利点と、鋼床板自体が直接箱桁橋の上フランジの一部として主桁作用に協力出来る特長とを有している。また鋼床板の結合は溶接によるため非常に強固であり、その耐荷強度も予想以上に高いと報告されている。



図—1 鋼床板断面箱桁橋設計略図

合成箱桁橋では、コンクリートの引張強度が低いため、ゲルバー桁、連続桁の場合のように、負の曲げモーメント領域をもつ構造に対しては、プレストレス工法の適用が必要であり、また合成架設工法に対しても種々の考慮が必要である。これに反し鋼床板にあっては、そのような制限がないからより有効な協力作用の期待が出来、使用材料の多量の節減可能と死荷重の大幅軽減により益々橋梁の支間を増大させることが出来る。

鋼床板箱桁橋は合成箱桁橋と共に、終戦後ドイツにおいて急速に進歩発達を遂げ、その後各国において盛んに研究され、実際に架設されつつある構造型式である。

著者等は支間 50 m、幅員 6 m の単径間一等道路橋に鋼床板箱桁橋および鋼床板管桁橋をテストケースとして設計試案し、その経済性と力学的諸問題について吟味検討を試みた。最近、鋼管桁橋¹⁶⁾の設計は鋼管拱橋、鋼管トラス橋

などと共に欧米諸国において急速に研究されつつあり、今後の発達を大いに期待されつつある構造型式であるので特に設計試案のテストケースの一つとして選んだのである。

箱桁および管桁の型式としては、1-箱(管)型、2-箱(管)型、3-箱(管)型などが考えられるが、幅員の大きさにより適当な型式を選ぶべきである。

本設計試案では、鋼床板を採用する上に、有効幅員 6 m で割合に小さく、城ヶ島大橋の架設計画の調査資料などの結果を参照し、1-箱(管)型が最も経済的と考えられたのでこの型式を選んだ。更にまた単純桁橋の力学的特性を考慮し、経済的で安定性に富む変断面型式を採用した。その形状については、先に行った変断面単純桁の光弾性実験の研究結果などを参照し、最も力学的経済性において優れた形状を選んだ。(図-1、図-2 参照)

次に、図-1、図-2 の鋼床板箱桁橋および鋼床板管桁橋の

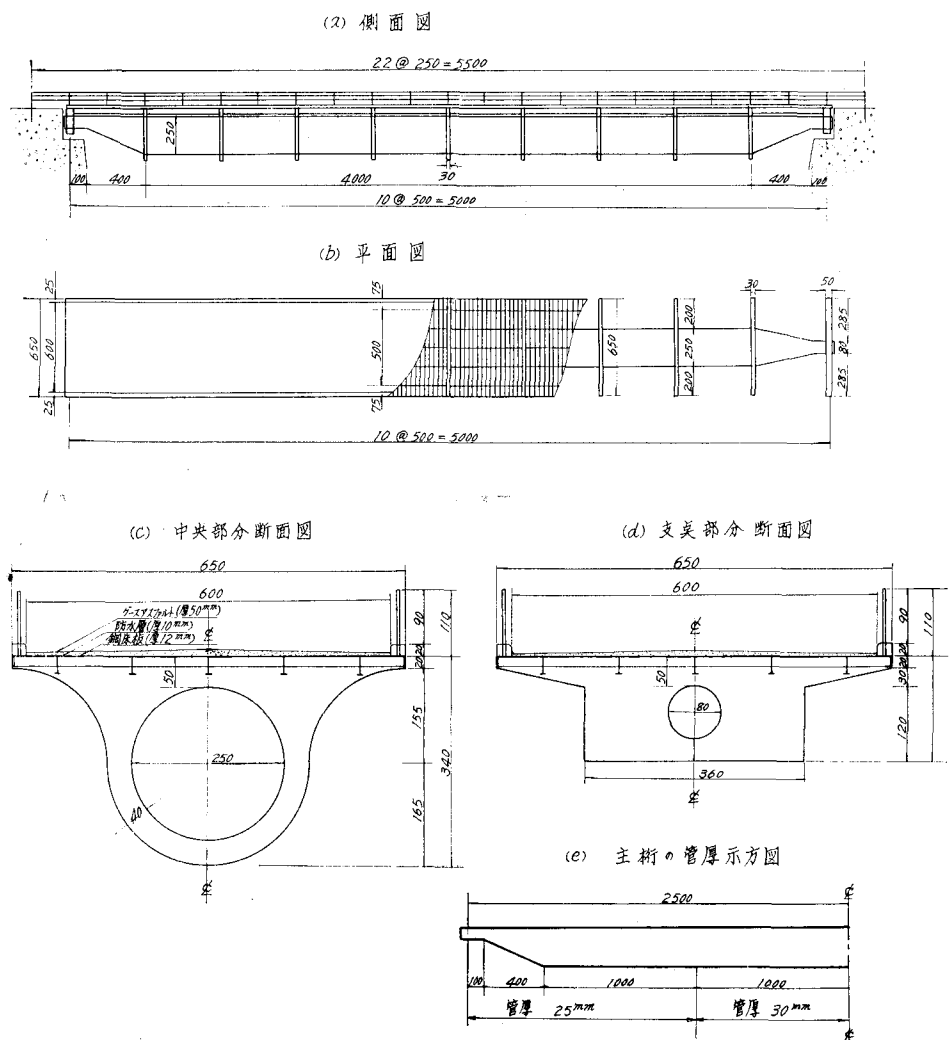


図-2 鋼床板変断面管桁橋設計略図

れそれぞれに対し、鋼床板の応力計算、主桁の曲げモーメントに対する応力計算、主桁のせん断力に対する応力計算、たわみ計算、腹板の座屈に対する安定計算、主桁支承付近の圧座に対する応力計算、主桁の振れおよびせん断流に対する応力計算、床組リブの応力計算、支承の設計計算、高欄の設計計算、接合部分の詳細設計に対する応力計算、温度差応力の計算などを行ない、力学的に比較考察した。

また、最後に鋼床板箱桁橋と鋼床板管桁橋それぞれの材料調書を参照し、鋼材重量の相互比較ならびに、変断面を用いたための鋼材節減率、他型式橋梁との経済比較などについて考察を行なった。

2. 設 計 概 要

設計条件、設計略図、材料表などを記載すれば、次のとおりである。

(1) 設 計 条 件

- a. 橋 種：一等道路橋 (T-20, L-20)
- b. 型 式：鋼床板単純箱桁 (1-箱型) 橋
鋼床板単純管桁 (1-管型) 橋
- c. 支 間：50 m
- d. 幅 員：6 m (歩道、車道の区別なし)
- e. 舗 装：グースアスファルト舗装 (厚さ 5 cm)
- f. 防 水 層：鋼床板上に厚さ 1 cm の防水層
- g. 床 板：鋼板 (最小厚さ 12 mm)
- h. 横断勾配：1/50 の拋物線勾配
- i. 高張力鋼：(H.S.J. 50) の許容応力度³⁾
 - (i) 軸方向引張応力度 (純断面につき) 1,900 kg/cm²
 - (ii) 軸方向圧縮応力度 (純断面につき)
 $l/r \leq 90 \cdots \cdots 1,700 - 0.1032 (l/r)^2 \quad \text{kg/cm}^2$
 $l/r > 90 \cdots \cdots 7,000,000 / (l/r)^2 \quad \text{kg/cm}^2$
ただし、 l ：部材の長さ (cm)
 r ：部材総断面の断面二次半径 (cm)
 - (iii) 曲げ応力度
桁の引張縁 (純断面につき) 1,900 kg/cm²
桁の圧縮縁 (純断面につき)
 $1,700 - 1.0 (l/b)^2 \quad \text{kg/cm}^2$
ただし、 l ：フランジ固定点間の距離 (cm)
 b ：フランジの幅 (cm)
 - (iv) せん断応力
度鉄桁の腹部 (純断面につき) 1,300 kg/cm²
工 場 鋳 (SV 4/A) 1,300 kg/cm²
現 場 鋳 (SV 4/A) 1,200 kg/cm²
 - (v) 支圧応力度
工 場 鋳 (SV 4/A) 2,600 kg/cm²
現 場 鋳 (SV 4/A) 2,300 kg/cm²
- j. 適用示方書
 - (i) 鋼道路橋設計示方書¹⁴⁾ (同示方書作成委員会, 1956)

- (ii) 溶接鋼道路橋示方書⁹⁾ (同示方書作成委員会, 1957)
- (iii) 鋼管構造計算規準¹⁰⁾ (日本建築学会, 1962)
- (iv) 高抗張力鋼設計資料¹⁵⁾ (東都製鋼 K.K., 1955)
- k. 設 計 荷 重
 - (i) 活荷重 (T-20, L-20)
 - a) T-荷重

表-1

総重量 W(t)	前輪荷重 0.1 W(kg)	後輪荷重 0.4 W(kg)	前 輪 輪 帶 幅 b_1 (cm)	後 輪 輪 帶 幅 b_2 (cm)	車 輪 接 地 長 a (cm)
20	2,000	8,000	12.5	50	20

b) L-荷重

- i) α の 値 $\alpha = 1 - \frac{w-55}{50} 1.01$
 $1 \geq \alpha \geq 0.75 \quad \alpha = 1.0$
- ii) 等分布荷重 $p_r = \alpha \times 350 \times 6.0 = 2,100 \text{ kg/m}$
- iii) 線 荷 重 $p = \alpha \times 5,000 \times 6.0 = 30,000 \text{ kg}$
- iv) 群 集 荷 重 (雪荷重を含む)
 $p_s = 350 \times 6.0 = 2,100 \text{ kg/m}$
- v) 衝 撃 係 数 $i = \frac{20}{50+l} = 0.20$
- (ii) 死荷重 (仮定)

表-2

鋼 床 板 箱 桁 橋		
舗 装	240 kg/m	12 t
高 欄, 地 覆	120 kg/m	6 t
鋼床板, リブ	1,240 kg/m	62 t
箱 桁 用 鋼 板	1,000 kg/m	50 t
突 出 部 鋼 板	260 kg/m	13 t
そ の 他	160 kg/m	8 t
合 計	3,020 kg/m	151 t

鋼 床 板 管 桁 橋		
舗 装	240 kg/m	12 t
高 欄, 地 覆	120 kg/m	6 t
鋼床板, リブ	1,040 kg/m	52 t
鋼 管	1,600 kg/m	80 t
取 付 枠 鋼 板	220 kg/m	11 t
そ の 他	100 kg/m	5 t
合 計	3,320 kg/m	166 t

(2) 設 計 略 図

上述の設計条件のもとで設計計算を行ない、各部の断面、形状、取付配置などを決定すれば、図-1、図-2 のとおりになる。

(3) 材 料 表

設計の結果より材料表を作製して見れば、表-3、表-4 の通りとなる。

表—3 鋼床板変断面箱桁橋 (上部構造のみ) 材料表

使用材料	使用箇所	断面寸法	延長	数量	総重量	備 考
防水材 グースアスファルト 計	床板防水層 舗装用	10mm×6.00m	51.00m		3,366kg	厚さ 10mm
		5cm×6.00m	51.00m		7,920kg	" 50mm
					11,286kg	舗装, 防水層重量
鋼板 鋼管 " " 小計	高欄, 地覆 " " " "	6mm×90cm	51.00m	2ヶ	4,324kg	厚さ 6.0mm
		φ 76.3mm	1.10m	42本	266kg	" 3.2mm
		"	55.00m	2本	635kg	" 3.2mm
		φ 48.6mm	2.50m	88本	526kg	" 2.4mm
					5,751kg	
鋼板 " " 小計	床板(中央部) " (") " (側部)	25mm×3.60m	5.50m	2ヶ	7,771kg	厚さ 25mm
		14mm×3.00m	20.00m	2ヶ	1,319kg	" 14mm
		12mm×1.45m	51.00m	2ヶ	13,932kg	" 12mm
					23,022kg	
鋼板 " " " " 小計	縦リブ(上部) " (下部) 横リブ(上部) " (下部) " (突出部)	9mm×0.25m	51.00m	17本	15,313kg	厚さ 9mm
		9mm×0.34m	51.00m	8本	9,800kg	"
		9mm×0.45m	3.60m	49本	5,608kg	"
		9mm×0.50m	3.60m	49本	6,231kg	"
		9mm×0.23m	1.20m	98本	1,869kg	"
					38,821kg	
鋼板 " " 小計	箱桁腹板 " "	25mm×3.60m	5.50m	4ヶ	4,002kg	厚さ 25mm
		14mm×1.52m	15.00m	4ヶ	10,023kg	" 14mm
		14mm×2.00m	5.00m	4ヶ	4,396kg	" "
					18,421kg	
鋼板 " 小計	箱桁下部プレート "	25mm×3.70m	5.50m	2ヶ	7,987kg	厚さ 25mm
		14mm×3.70m	20.00m	2ヶ	16,265kg	" 14mm
					24,252kg	
鋼板 " " 小計	垂直ステイフナー フレーム垂直材 対斜構	9mm×0.20m	1.50m	43ヶ	908kg	平均桁高 1.496m
					1,000kg	
					1,000kg	
					2,908kg	
鋼板 " 小計	突出部 "	8mm×0.15m	51.00m	8ヶ	3,843kg	端部箱
		9mm×1.23m	51.00m	2ヶ	8,863kg	底板
					12,706kg	
鋼板	箱桁, 突出部				7,000kg	加工用
計					132,881kg	鋼材重量
総重量					144,167kg	

表—4 鋼床板変断面管桁橋 (上部構造のみ) 材料表

使用材料	使用箇所	断面寸法	延長	数量	総重量	備考
防水材 グースアスファルト 計	床板, 防水層 舗装用	1cm×6.00m	51.00m		3,366kg	厚さ 10mm
		5cm×6.00m	51.00m		7,920kg	" 50mm
					11,286kg	舗装, 防水層重量
鋼 鋼 " " 小計	高欄, 地覆 高欄 " " "	6mm×90cm	51.00m	2ヶ	4,324kg	厚さ 6.0mm
		φ 76.3mm	1.10m	42本	266kg	" 3.2mm
		"	55.00m	2本	635kg	" "
		φ 48.6mm	2.50m	88本	526kg	" 2.4mm
					5,751kg	
鋼 " " 小計	床板 縦リブ 横リブ "	12mm×6.50m	51.00m		31,227kg	厚さ 12mm
		9mm×0.45m	51.00m	5本	8,107kg	高さ 30cm
		9mm×0.15m	6.50m	171本	11,779kg	" 15cm
					51,113kg	
鋼 " " " 小計	主桁用 (No.3~No.5) " (No.1~No.3) " (支点~No.0) " (No.0~No.1) "	0.264m ²	10.00m	2ヶ	41,448kg	厚さ 30mm
		0.194m ²	10.00m	2ヶ	30,458kg	" 25mm
		0.060m ²	1.50m	2ヶ	1,413kg	" "
		0.085m ²	4.00m	2ヶ	5,338kg	" "
					78,657kg	
鋼 " 小計	取付枠 (支点部分) " (中央部分) "	12mm×17.7m ²		2ヶ	3,335kg	幅 50cm
		6mm×18.13m ²		9ヶ	7,685kg	" 30cm
					11,020kg	
鋼板	取付枠補材その他				5,000kg	
計					151,541kg	鋼材重量
総重量					162,827kg	

3. 力学的吟味, 検討

(1) 鋼床板の応力計算^{2),4)}

鋼床板の応力計算には, 格子理論による解法と直交異方性平板理論による解法があるが, 計算を簡単にするため直交異方性平板理論を採用し, 箱桁の場合は x 方向が単純支持, y 方向に無限に長い帯状の板と考え, 管桁の場合には x と y 軸が逆になったと考えて解いた。K. Girkmann の与えた式

$$\left. \begin{aligned} m_x &= -K \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \\ m_y &= -K \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \\ w &= \frac{p l^3}{K \pi^4} \sum_m \frac{1}{m^4} \left(1 + \frac{m \pi y}{l} \right) \cdot e^{-\frac{m \pi y}{l}} \sin \frac{m \pi x}{l} \\ m_x &= \frac{2 p l^2}{\pi^3} \sum (-1)^{\frac{m-1}{2}} \frac{1}{m^3} \left[2 \{ 2 + (1-\nu) m \beta \} e^{-m \beta} \right] \end{aligned} \right\} (1)$$

$$m_y = \frac{2 p l^2}{\pi^3} \sum (-1)^{\frac{m-1}{2}} \frac{1}{m^3} \left[2 \nu - \{ 2 \nu - (1-\nu) m \beta \} e^{-m \beta} \right] \quad (2)$$

ただし,

$$m = 1, 3, 5, \quad \nu = \text{ポアソン比}$$

$$a = \text{荷重幅}, \quad \beta = \pi a / 2l$$

より曲げモーメントを求め, 断面応力度を計算した。

等分布荷重 p は後輪荷重 p_r より

$$p = \frac{p_r (1 + i)}{(50 + 2b) (20 + 2b)} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (3)$$

によって求めることが出来る。

a. 箱桁橋の計算

x 軸を橋軸直交方向, y 軸を橋軸方向に定め, 板の曲げモーメント m_x, m_y , 板の応力度 σ_x, σ_y を求める。

いま, $t = 12 \text{ mm}$, $a = 33.2 \text{ cm}$, $l = 30 \text{ cm}$, $p = 3.81 \text{ kg/cm}^2$, $\beta = 1.67$, $\nu = 0.3$ より $m_x = 303.6 \text{ kg-cm/cm}$, $m_y = 104.9 \text{ kg-cm/cm}$ を計算し

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= 0.8 m_x \cdot 6(1+0.4)/t^2 \\ \sigma_y &= 0.8^2 m_y \cdot 6(1+0.4)/t^2 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

より σ_x , σ_y を求める。

$$\sigma_x = \pm 1,417 \text{ kg/cm}^2 < 1,900 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_y = \pm 392 \text{ kg/cm}^2 < 1,900 \text{ kg/cm}^2$$

∴ 充分安全である。

b. 管桁橋の計算

箱桁橋の場合同様、 $t = 12 \text{ mm}$ とし、 x , y 軸を逆にとれば、橋軸方向の曲げモーメント $m_x = 313.9 \text{ kg-cm/cm}$ 、橋軸直交方向の曲げモーメント $m_y = 126 \text{ kg-cm/cm}$ となり、橋軸方向の応力度

$$\begin{aligned} \sigma_x &= 0.8 m_x \cdot 6(1+0.4)/t^2 \\ &= \pm 1,465 \text{ kg/cm}^2 < 1,900 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

橋軸直交方向の応力度

$$\begin{aligned} \sigma_y &= 0.8^2 m_y \cdot 6(1+0.4)/t^2 \\ &= \pm 470 \text{ kg/cm}^2 < 1,900 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

∴ 充分安全である。

(2) 主桁の曲げモーメントによる断面応力度の計算

a. 主桁の曲げモーメント

(i) 活荷重による曲げモーメント

$$M_{L+i} = (p \cdot \eta_M + p_r \cdot A)(1+i)$$

ただし、

η_M : 曲げモーメント影響線縦距

A : 曲げモーメント影響面積

i : 衝撃係数

p : 線荷重

p_r : 等分布荷重

(ii) 死荷重による曲げモーメント

$$M_d = g_0 \cdot A$$

ただし、

A : 曲げモーメント影響面積

g_0 : 全死荷重

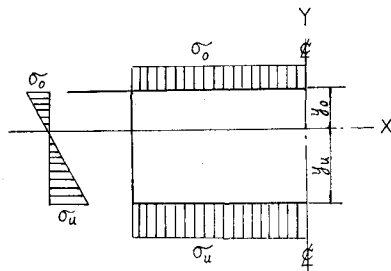
b. 単純曲げによる最大縁応力度

(i) 箱桁橋の計算

桁の上縁、下縁に対する部材の断面係数を W_0 , W_u ,

それぞれの軸応力度を σ_0 , σ_u とすれば

$$\left. \begin{aligned} \sigma_0 &= \frac{M}{J_x} \cdot y_0 = \frac{M}{W_0} \\ \sigma_u &= \frac{M}{J_x} \cdot y_u = \frac{M}{W_u} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$



図—3

(7) 式により σ_0 , σ_u を求めれば、表-5 のとおりになる。

表-5 の $\sigma_{0 \max}$, $\sigma_{u \max}$ は許容応力以内にあり充分安全である。

(ii) 管桁橋の計算^{3), 8), 11), 12)}

管の曲げ応力度は管に曲げを与えた場合の軸方向の合力 T より求めることが出来る。

$$\left. \begin{aligned} T &= \frac{M}{\pi r^2} \cos \theta \\ \text{ただし、} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

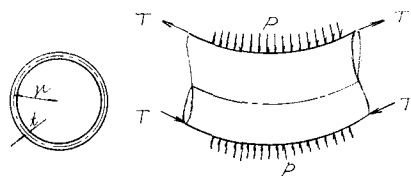
r : 管の半径

曲げ応力度 σ_b は

$$\left. \begin{aligned} \sigma_b &= \frac{T}{t} \\ \text{ただし、} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

t : 板厚

最大曲げモーメントは格点5に生じ、 $M_{\max} = 2,362 \text{ t-m}$



図—4

表—5

種 別	格 点						
	0	1	2	3	4	5	6
$M_{\max}$ (t-m)	0	178.85	821.25	1,460.00	1,916.25	2,190.00	2,281.25
W_0 (cm ³)	7.25×10^4	7.25×10^4	10.14×10^4	15.45×10^4	19.70×10^4	26.35×10^4	26.35×10^4
W_u (cm ³)	4.84×10^4	4.84×10^4	6.78×10^4	10.48×10^4	13.50×10^4	18.28×10^4	18.28×10^4
$\sigma_{0 \max}$ (kg/cm ²)	0	-247	-810	-945	-973	-831	-866
$\sigma_{u \max}$ (kg/cm ²)	0	370	1,210	1,393	1,419	1,198	1,248

$$T = \frac{M}{\pi r^2} \cdot \cos \theta = \frac{2,362}{4.78} \cdot \cos \theta \text{ t/m}$$

$$= 4,940 \cdot \cos \theta \text{ kg/cm}$$

$\theta = 0, \pi$ の点で T は最大で $\cos \theta = 1$

$$\therefore T = 4,940 \text{ kg/cm}$$

管厚 $t = 3 \text{ cm}$ とすれば

$$\sigma_b = \frac{T}{t} = 1,646 \text{ kg/cm}^2 < 1,900 \text{ kg/cm}^2$$

$\therefore$ 安全

(3) 主桁のせん断力による断面応力度の計算

a. 主桁のせん断力

(i) 活荷重によるせん断力

$$S_{l+i} = (p \cdot \eta_s + p_r \cdot A) \cdot (1+i)$$

ただし、

η_s : せん断力影響線縦距

A : せん断力影響面積

i : 衝撃係数

p : 線荷重

p_r : 等分布荷重

(10)

(ii) 死荷重によるせん断力

$$S_d = g_0 \cdot A$$

ただし、

A : せん断力影響面積

g_0 : 全死荷重

(11)

b. 最大せん断応力度

(i) 箱桁橋の計算

単純曲げによる最大せん断応力度は腹板の板厚が通常の箇所ではフランジプレートよりも薄いので、腹板の中立軸上に生じ、その大きさは

$$\tau_{\max} = \frac{S}{2J_{xlv}} \int_0^S y t dS = \frac{SG}{2J_{xlv}}$$

ただし、

S : その断面の最大せん断力

lv : 腹板の厚さ

G : 中立軸 $x-x$ に関する中立軸の片側の断面の断面一次モーメント

(12)

(12) 式を用い計算すれば、表-6 のとおりになる。

表-6 の $\tau_{\max}$ は許容応力度以内であり充分安全である。

表-6

種 別	格 点						
	0	1	2	3	4	5	6
$S_{\max}$ (t)	182.50	175.94	150.24	119.22	89.48	60.98	33.76
G (cm ³)	3.37×10^4	3.37×10^4	4.63×10^4	7.00×10^4	8.92×10^4	11.85×10^4	11.85×10^4
J (cm ⁴)	2.42×10^6	2.42×10^6	4.42×10^6	8.79×10^6	13.81×10^6	22.08×10^6	22.08×10^6
G/J (cm ⁻¹)	13.93×10^{-3}	13.93×10^{-3}	10.48×10^{-3}	7.96×10^{-3}	6.46×10^{-3}	5.37×10^{-3}	5.37×10^{-3}
$S \cdot G/J$ (t-cm ⁻¹)	$2,542 \times 10^{-3}$	$2,451 \times 10^{-3}$	$1,358 \times 10^{-3}$	949×10^{-3}	578×10^{-3}	327×10^{-3}	181×10^{-3}
lv (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4	1.4	1.2	1.2
$\tau_{\max}$ (kg/cm ²)	794	766	549	339	206	136	75

(ii) 管桁橋の計算

主桁の最大せん断応力度は支点に生ずるので、支点個所の応力度を検する。

最大せん断応力度

$$\tau_{\max} = \frac{S}{\pi(r^2 - r'^2)}$$

ただし、

S : せん断力

r : 管の外径

r' : 管の内径

(13)

(13) 式により $\tau_{\max}$ を計算する。

$$S_{\max} = 189 \text{ t}$$

$$\therefore \tau_{\max} = \frac{S}{\pi(r^2 - r'^2)} = 295 \text{ kg/cm}^2 < 1,300 \text{ kg/cm}^2$$

$\therefore$ 充分安全である

(4) たわみ計算

単純桁の中央点における最大たわみは I を一定とすれば

$$y_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$y_{\max} = \frac{pl^3}{48EI}$$

ただし、 l : 支 間

E : 弾性係数

I : 断面二次モーメント

q : 等分布荷重

p : 集中荷重

(14)

にて与えられるが、本橋では主桁の断面二次モーメントが各格間で異なるので次式で計算する。

$$y = \sum (M\lambda\eta/EI)$$

ただし、 M : 各格間の曲げモーメント

λ : 格 間 長

η : 支点からの累加距離

E : 弾性係数

I : 断面二次モーメント

(15)

a 箱桁橋の計算

(i) 活荷重による支間中央のたわみ

表-7

格 間	M_P (t-m)	M_p (t-m)	ΣM (t-m)	I (m ⁴)	η (m)	$M\lambda\eta/EI$ (m)
0~1	7.5	25.99	33.49	0.0242	0.5	0.329×10^{-4}
1~2	45.0	148.05	193.05	0.0337	3.0	32.734×10^{-4}
2~3	112.5	334.69	447.19	0.0642	7.5	124.385×10^{-4}
3~4	187.5	492.19	679.69	0.1114	12.5	181.588×10^{-4}
4~5	262.5	597.19	859.69	0.1773	17.5	202.033×10^{-4}
5~6	337.5	649.69	987.19	0.2208	22.5	239.516×10^{-4}
$P=30.0 \text{ t}_0, \quad p=2.10 \text{ t/m}, \quad \lambda: \text{格間長}$					Σ	780.585×10^{-4}

支間中央のたわみ $y_{\max} = 7.806 \text{ cm}$

$$y/l = 1/641 < 1/600 \quad \therefore \text{安 全}$$

(ii) 死荷重による支間中央のたわみ

表-8

格 間	M_q (t-m)	I (m ⁴)	η (m)	λ (m)	E (t/m ²)	$M\lambda\eta/EI$ (m)
0~1	40.92	0.0242	0.5	1.0	2.1×10^7	0.403×10^{-4}
1~2	228.79	0.0337	3.0	4.0	"	38.794×10^{-4}
2~3	522.27	0.0642	7.5	5.0	"	145.268×10^{-4}
3~4	772.77	0.1114	10.5	5.0	"	206.455×10^{-4}
4~5	939.37	0.1773	17.5	5.0	"	220.758×10^{-4}
5~6	1022.87	0.2208	22.5	5.0	"	248.173×10^{-4}
$q=3.34 \text{ t/m}$					Σ	859.851×10^{-4}

$y_{\max} = 0.086 \text{ m} = 8.6 \text{ cm}$

b 管桁橋の計算

(i) 活荷重による支間中央のたわみ

表-9

格 間	M_P (t-m)	M_p (t-m)	ΣM (t-m)	I (m ⁴)	η (m)	$M\lambda\eta/EI$ (m)
0'~0	43	25	68	0.0045	0.5	0.4×10^{-4}
0~1	82	143	225	0.0765	3.0	16.8×10^{-4}
1~2	188	328	516	0.1486	7.5	62.0×10^{-4}
2~3	278	486	764	0.1486	12.5	153.0×10^{-4}
3~4	338	590	928	0.1772	17.5	218.2×10^{-4}
4~5	368	643	1011	0.1772	22.5	305.7×10^{-4}
					Σ	755.5×10^{-4}

$$y_{\max} = 7.559 \text{ cm}, \quad y/l = 1/661 < 1/600 \quad \therefore \text{安 全}$$

(ii) 死荷重による支間中央のたわみ

表-10

格 間	M_q (t-m)	I (m ⁴)	η (m)	λ (m)	E (t/m ²)	$M\lambda\eta/EI$ (m)
0'~0	43	0.0045	0.5	1.0	2.1×10^7	2.2×10^{-4}
0~1	246	0.0765	3.0	4.0	"	18.3×10^{-4}
1~2	562	0.1486	7.5	5.0	"	67.5×10^{-4}
2~3	832	0.1486	10.5	5.0	"	166.6×10^{-4}
3~4	1,012	0.1772	17.5	5.0	"	237.9×10^{-4}
4~5	1,102	0.1772	22.5	5.0	"	333.1×10^{-4}
Σ						825.6×10^{-4}

$y_{\max} = 8.2 \text{ cm}$

(5) 座屈に対する安定計算²⁾

a 箱桁腹板の座屈計算 (図-5 参照)

補剛材で補剛された腹板全体についての板の座屈強度を Timoshenko の Theory of Elastic Stability におけるエネルギー法によって求める。

板の座屈変形のたわみ面を次のように仮定する。

$$w = w_0 \sin \frac{\pi(x-ky)}{a} \sin \frac{\pi y}{b}$$

板の変形による歪エネルギーは

$$V_{Bl} = \frac{1}{2} D \iint \left[\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 - 2(1-\nu) \left\{ \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right\} \right] dx \cdot dy$$

$y=y_i$ の所にある曲げ剛性 EJ_i の助材の曲げ歪エネルギーは

$$V_i = \frac{EJ_i}{2} \int_0^a \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)_{y=y_i}^2 dx$$
$$dx = \frac{\pi^4 EJ_i}{4a^3} w_0^2 \left(\sin \frac{\pi y_i}{b} \right)^2$$

次に板に作用する曲げ応力で生ずる軸応力 σ の仕事を求めると

$$T_{Bl,\sigma} = \frac{t}{2} \iint \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 (\sigma_0 + qy) dx \cdot dy$$
$$= \frac{bt\pi^2}{8a} w_0^2 \left(\sigma_0 + \frac{b}{2} q \right)$$

補剛材に伝う軸応力のなす仕事は、

$$T_i = \frac{\sigma_i A_i}{2} \int_0^a \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)_{y=y_i}^2 dx$$
$$dx = \frac{\sigma_i A_i}{4a} \pi^2 w_0^2 \left(\sin \frac{\pi y_i}{b} \right)^2$$

板の周辺のせん断力のなす仕事は

$$T_{Bl,\tau} = -\tau t \iint \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right) \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right) dx \cdot dy = \frac{\pi^2 kb}{4a} \tau t w_0^2$$

これらのエネルギー量より座屈する条件は、

$$V_{Bl} + \sum_i V_i = T_{Bl,\sigma} + \sum_i T_i + T_{Bl,\tau}$$

故に、座屈安全率は、次式によって与えられる。

$$\nu_k = \frac{V_{Bl} + \sum_i V_i}{T_{Bl,\sigma} + \sum_i T_i + T_{Bl,\tau}} \tag{16}$$

(16) 式を用い、各格点の腹板の座屈に対する安全率を求めれば、表-11 の通りになる。

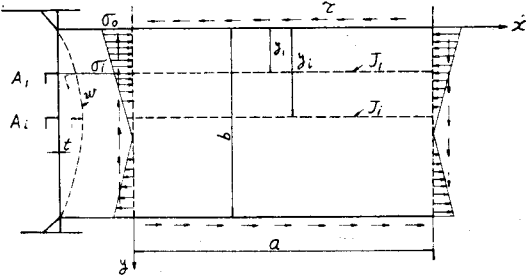


図-5

表-11

格 点	腹 板 厚 (cm)	安 全 率 (ν_k)
0	1.6	11.58
3	1.4	14.5
5	1.2	24.1

局所的な部分の座屈安全の計算には、DIN 4114 に準拠した。

b 管桁の座屈計算^{3),7),8)}

殻の座屈理論は古くから種々研究されているが、未だ実験の結果と一致するものは少ないようである。

薄肉長径間の Pipe beam で座屈の問題は重要である。本設計では理論の解析は省略し、種々の理論式から導き出された座屈の値を求め比較して見る。

(i) 圧縮荷重による座屈

a Flügge の理論式

薄膜理論に基いて得られた結果は

$$p = \frac{E\pi^2 \cdot r^2 \cdot t}{2l^2} \quad (17)$$

となり、Euler の柱としての座屈に等しい。

b Southwell が Flügge の理論に基づいて得た式

$$\sigma_K = \frac{p}{t} = \frac{E}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} - \frac{t}{r} \quad (18)$$

c Donnel の式

これは Donnel が円筒殻が理想的な円筒面でなくある元たわみがあるものとして、有限変位的な考え方から最大応力を計算し、その最大応力度が降伏点に達した時に座屈が生ずるものとして求めた結果であり次式の通りである。

$$\sigma_K = E \cdot \frac{0.6 \frac{t}{r} - 10^{-7} \cdot \frac{r}{t}}{1 + 0.0004 \frac{E}{\sigma_{y.p}}} \quad (19)$$

d V. Kármán の式

V. Kármán がエネルギー法の考えから導いたもので次式のとおりでである。

$$\sigma_K = 0.194 \frac{Et}{r} \quad (20)$$

以上の式で、 l : 管の長さ、 r : 半径、 t : 厚さ、 E : 弾性係数、 ν : ポアソン比、 $\sigma_{y.p}$: 降伏点応力度である。計算の結果は、表-12 のとおり充分である。

表-12

式の番号	(17)	(18)	(19)	(20)
座屈値	$P = 18,491$ kg/cm	$\sigma_K = 31,297$ kg/cm ²	$\sigma_K = 44,752$ kg/cm ²	$\sigma_K = 10,018$ kg/cm ²

(ii) 曲げによる円管の座屈

種々の理論や実験によると中心圧縮荷重の座屈値に対し曲げによる座屈値はその 30~40% の値を与えているので曲げ座屈でも安全である。

(6) 主桁の圧座に対する応力計算^{(5), (13)}

a 箱桁橋の計算

支点部分の圧座に対する計算としては、図-6 のように等分布荷重を受ける箱型ラーメンの各板に生ずる曲げモーメントによる縁維応力度を吟味するにある。

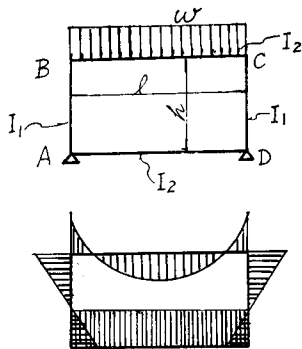


図-6

$$\left. \begin{aligned} M_{AB} &= M_{DA} = \frac{wl^2}{12} \cdot \frac{1}{5+3k} \\ M_{BC} &= M_{CD} = -\frac{wl^2}{12} \cdot \frac{1}{5+3k} \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

ただし、

$$k = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{h}{l}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{M}{W} \\ W &= \text{部材の断面係数} \\ &= \frac{bh^2}{6} \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

(21), (22) 式より曲げ応力度 σ を求めればよいが、ここにおいて有効幅 b が問題になって来る。これについては、弾性床土の桁に集中荷重を載荷せる場合の荷重影響長を求め、これより決定する。図-7 を参照し、

$$y = \frac{p}{2am} f_1(\xi) \quad (23)$$

の $f_1(\xi)$ 曲線が ξ 軸と交わる点より $\xi = 3\pi/4$ を得る。

$$\left. \begin{aligned} \text{また、} \quad p &= \alpha y, \quad m = \sqrt{\frac{4EI}{\alpha}}, \quad \xi = \frac{x}{m} \\ p &: \text{荷重分布}, \quad y: \text{たわみ}, \quad \alpha: \text{沈下率} \\ E &: \text{弾性係数}, \quad I: \text{断面二次モーメント} \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

(23), (24) 式より x の値を求め、有効幅 b を決定する。

活荷重 (衝撃を含む)、死荷重の合計より $w = 246$ kg/cm, $k = 0.09375$, $M_{AB} = M_{DA} = 503,180$ kg-cm, $M_{BC} = M_{CD} = -503,180$ kg-cm, $\alpha = \frac{p}{y} = 17,307$ kg/cm, $m = \sqrt{\frac{4EI}{\alpha}} = 162$, $\xi = \frac{3\pi}{4} = 2.355$ にて $p = 0$, $x = m\xi = 381.5$ cm

従って有効幅を 3 m とする。板厚を 2.5 cm とすれば

$$\sigma_B = \frac{M}{W} = 1,610 \text{ kg/cm}^2 < 1,900 \text{ kg/cm}^2$$

∴ 安全

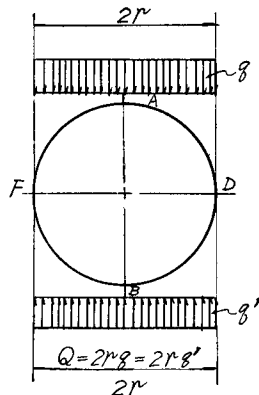


図-7

故に、支点付近では延長 3 m まで板厚を 2.5 cm とする。

b 管桁橋の計算

支点部分の圧座に対しては、図-7 を参照し、外圧と自重の影響を考慮し、最大曲げモーメントは管の底部 B 点に生ずることを知る。

$$\left. \begin{aligned} M_B &= 0.250 q r^2 + 0.607 w r^2 \\ \text{ただし、} \\ q &: \text{管の上部に作用する垂直等分布荷重} \\ w &: \text{管の自重} \\ r &: \text{管の半径} \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

$$M_{B\max} = 548,800 + 158,306 = 707,216 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{p}{y} = 24,228 \text{ kg/cm}, \quad m = \sqrt[4]{\frac{4EI}{\alpha}} = 292$$

$$\xi = \frac{x}{m} = \frac{3\pi}{4} = 2.355 \quad \text{にて} \quad p = 0$$

$$\therefore x = m\xi = 687.66 \text{ cm}$$

従って、有効幅を 6.0 m にとれば、

$$\sigma_B = \frac{M_{B\max}}{W} = 1,357 \text{ kg/cm}^2 < 1,900 \text{ kg/cm}^2$$

$\therefore$ 安全

(7) 主桁の捩れおよびせん断流に対する計算^{2),6)}

a 箱桁橋の計算

薄肉閉断面構造をなす主桁の応力を詳細に知るには箱桁に作用する 3 種類の応力すなわち曲げ、せん断および捩れの各応力を受けて箱桁の各部がどのような応力度になるか知らねばならない。主桁の捩れおよびせん断流に対しては最も問題となる格点 0 と格点 6 を選んで行った。数値計算は主としてせん断流理論に基づいているが実際断面は非常に複雑なので、図-8 のような理想化した断面を使って算出した。せん断流理論で計算するので薄肉の断面に沿って断面の各位置を番号によって示した。例えば 4, 6, 7 は何れも同一の点であるが、4, 7 は上フランジプレートでリブの個所をはさんで右および左を意味し、6 はリブのフランジプレートへの接続点を示す。

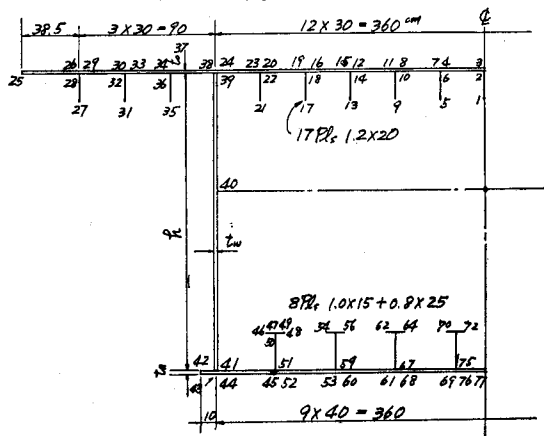


図-8

(i) 垂直単純せん断によるせん断流 ($S_y = 1 \text{ t}$)

薄肉断面の断面に沿って作用するせん断応力度 τ と板厚 t との積を q で表わしせん断流と呼ぶ。すなわち

$$q = \tau \cdot t$$

単純な曲げ M_x による軸応力度 σ_z が Z 方向に変化するとそれに応じて断面にはせん断応力度が釣合う。この基本関係式は、

$$\frac{d\sigma_z}{dZ} + \frac{d\tau}{dS} = 0 \quad (26)$$

S は断面に沿って計った長さである。 $\sigma_z = -M_x y / J_x$ で

あり、 $dM/dZ = S_y$ であるから τ の表現式は

$$\tau = \int \frac{S_y \cdot y}{J_x} dS \quad (27)$$

板厚が変化する場合や異なった板厚が交叉したり分岐したりする場合にせん断流 $\tau \cdot t$ の連続性が境界条件に入るからせん断流の表現式が与えられる。

$$\tau \cdot t = \frac{S_y}{J_x} \int ty dS \quad (28)$$

ここに、 t は板厚、 y は断面の重心位置からの縦距である。板の隣接する二点間での積分を $\Delta I = \int ty dS$ で与え、 τ の値が既知である点 (断面点 3 で 0) から逐次 ΔI を加算して箱断面のせん断流を求め、これから $S_y = 1 \text{ t}$ の場合の各点でのせん断力 τ を計算した。その大なる順に数個所あげて見れば次の通りである。

格点 0 では No. 40...7.354 kg/cm², No. 39...6.970 kg/cm², No. 41...6.560 kg/cm², No. 44...6.356 kg/cm², No. 45...5.538 kg/cm², No. 52...4.985 kg/cm², No. 24...4.222 kg/cm², No. 53...4.167 kg/cm², No. 60...3.615 kg/cm², No. 20...3.518 kg/cm²

格点 6 では No. 41...2.701 kg/cm², No. 39...2.518 kg/cm², No. 41...2.314 kg/cm², No. 44...2.238 kg/cm², No. 45...1.933 kg/cm², No. 52...1.712 kg/cm², No. 24...1.523 kg/cm², No. 53...1.407 kg/cm², No. 9...1.340 kg/cm², No. 10...1.269 kg/cm²

(ii) 単純捩れによるせん断流 ($M_T = 1 \text{ t}\cdot\text{m}$)

閉じた薄肉断面の単純な捩れ (サンブナン捩り) は閉断面部に一定のせん断流が流れることによって生じ、リブその他開断面部は関係しない。

捩れ剛性 K は閉断面部に関して、

$$K_1 = (\phi r d S)^2 / \phi (1/t) d S$$

によって与えられ、開断面部を含めた全断面について、

$$K_2 = \sum \int (t^3/3) dS$$

で与えられるが K_1 に対して K_2 が小になるので通常は K_2 の項を省略する。格点 0、格点 6 につき、 K を求め、 $M_T = 1 \text{ t}\cdot\text{m}$ の捩りに対するせん断流を計算し、上フランジ、ウェッジ、下フランジそれぞれに対する各点のせん断応力度 τ を求めた。

a) 格点 0

せん断流 $q_0 = M_T / \sum \phi r d S = 1.724 \text{ kg/cm}$

表-12

断	面	t (板厚) cm	τ (kg/cm ²)
上フランジ	2	1.2	1.437
ウェッジ	40	1.6	1.078
下フランジ	77	1.0	1.724

b 格点 6

せん断流 $q_0 = M_t / \sum \phi r d S = 0.692 \text{ kg/cm}$

表—13

断 面	t (板厚) cm	z kg/cm ²
上 フ ラ ン ジ 2	1.6	0.606
ウ ェ ッ プ 40	1.2	0.807
下 フ ラ ン ジ 77	1.4	0.692

(iii) 水平単純せん断によるせん断流 ($S_x = 1 \text{ t}$)

水平方向のせん断力によって生ずる箱桁断面のせん断応力の分布の計算は垂直方向のせん断力の場合と同様に,

$$\tau_t = \int \frac{S_x}{J_y} t x dS \quad (29)$$

の式で計算する。この場合 τ の値が既知であるのは断面の開いている部分例えば、デッキプレートの縁などであるが閉じた箱断面部のせん断力は不静定である。そこで最初にウェットプレートの上端を積分の始端にとってせん断流を計算し、ついで不静定せん断流を閉断面に作用させ閉断面に生ずるせん断歪が断面を一周すれば再びもとの値に戻ることを条件に

$$\phi \tau dS = \phi \frac{1}{t} (\tau t) dS = 0 \quad (30)$$

より定める。

予め、上フランジプレート、下フランジプレートのせん断流を計算し、更に、不静定せん断流の計算を行なった。不静定のせん断流を I_x で表わし、リブその他を除いた閉じた箱断面で、 $\phi \frac{I}{t} dS = 0$ になるように I_x を定めた。最後に、 $S_x = 1 \text{ t}$ (水平せん断力) が作用した場合の格点 0、格点 6 におけるそれぞれの断面各点のせん断応力度 τ を大きい順に数個あげれば次の通りである。

格点 0 では、No. 3...1.665 kg/cm², No. 4...1.654 kg/cm², No. 7...1.638 kg/cm², No. 8...1.604 kg/cm², No. 11...1.574 kg/cm², No. 12...1.516 kg/cm², No. 15...1.469 kg/cm², No. 16...1.389 kg/cm², No. 19...1.327 kg/cm², No. 20...1.224 kg/cm²

格点 6 では、No. 3...1.963 kg/cm², No. 4...1.951 kg/cm², No. 7...1.940 kg/cm², No. 8...1.905 kg/cm², No. 11...1.882 kg/cm², No. 12...1.825 kg/cm², No. 15...1.788 kg/cm², No. 16...1.708 kg/cm², No. 19...1.665 kg/cm², No. 20...1.562 kg/cm²

(iv) 曲げ振れによるせん断流 ($T_{ba} = 1 \text{ t-m}$)

S_x , S_y の作用方向がせん断中心を外れると桁には振りモーメントが付加される。せん断中心のことを振り中心とも呼び、曲げ振れによるせん断流の計算には欠くべからざるものであるから、先ずこの計算を行なわなければならない。

計算の順序として箱桁断面の各部分のせん断力の合力を求め、 $\Delta I = \int t x dS$ 若しくは、 $I = \sum \Delta I$ で求めたせん断流の面積 $A = \int IdS$ は板のその部分に作用するせん断分力である。このせん断分力のモーメント $A \cdot r$ の合力を求め、これが外力 S_x とせん断中心 r_0 との外力モーメント、 $S_x \cdot r_0$ に等しいとして計算する。次にそり函数の計算を行なわなければならない。単純な振りによって生ずるせん断流は、箱形断面の各位置で必ずしもせん断中心に関して直角方向になっていない。このそりによって生ずる付加的な軸応力の発生をそり函数で表わす。

$$\left. \begin{aligned} W &= \int (q_0/t) dS - \int r dS \\ q_0 &= \phi r dS / \phi \frac{dS}{t} \end{aligned} \right\} \quad (30')$$

積分の始端は対称性より上フランジ板の中心より始める。その函数の計算が終わったら曲げ振れ剛性の計算を行なう。全断面について軸応力度のなした弾性エネルギーの総和を求めたものが曲げ振れ剛性である。板の厚みの影響は小であるとして

$$C_{ba} = \int W^2 t dS \quad (31)$$

二点 a, b での計算は W が直線的に変化するとして

$$\int_a^b W^2 t dS = \frac{t}{3} [W_b^2 + W_b \cdot W_a + W_a^2] \cdot l \quad (32)$$

となる。曲げ振れに伴う軸応力の変化に際して生ずる振りモーメントは

$$T_{ba} = -EC_{ba} \frac{d^3 \varphi}{dz^3} \quad (33)$$

$T_{ba} = 1$ によって生ずる断面のせん断応力度は、Shear flow (τ) の形で

$$\tau \cdot t = \frac{1}{C_{ba}} \int t W dS + (\tau t)_0 \quad (34)$$

によって表わされる。数値計算は先に求めたそり函数 W を使用して $\int t W dS$ の値を各断面毎に計算し、その値をある基準点から逐次加算して行くことで求められる。積分の始点を仮に上フランジの中心から始める。この際積分始点でのせん断流 ($\tau t)_0$ は不静定であるから、不静定せん断流閉じた箱断面について一周した積分 $\phi \tau dS = 0$ の条件で定める。すなわち、 $\int W t dS$ の計算、せん断流の逐次和およびせん断流の面積の計算、不静定せん断流 Q_x の計算を行ない、最後に $T_{ba} = 1 \text{ t-m}$ による各点せん断応力度 τ を求めた。

格点 0 における τ の大きなものの順に数個あげれば次の通りである。

格点 0 (支点部)、No. 24...3.164 kg/cm², No. 44...3.087 kg/cm², No. 39...2.546 kg/cm², No. 23...2.2911 kg/cm²,

No. 41...2.135 kg/cm², No. 77...-1.972 kg/cm², No. 76...-1.9257 kg/cm², No. 20...1.918 kg/cm², No. 69...-1.8612 kg/cm², No. 45...1.524 kg/cm²

(v) せん断流理論よりみた断面応力度の検討

以上の計算結果よりみて断面応力度に最も大きな影響を与えるものは垂直単純せん断による影響であり、振りモーメントによるせん断応力度、横荷重で生じた曲げモーメントによる応力度、横荷重で生じたせん断力による応力度などは極めて小さいので省略し、垂直単純せん断による応力度のみをあげる。

a 格点0における最大せん断力による応力度

表-14 τ の値 ($S_{y\max}=182.50\text{ t}$)

断面	6	24	38	39	40	41	44
τ (kg/cm ²)	19	386	251	636	672	600	580

b 格点6における最大せん断力による応力度

表-15 τ の値 ($S_{y\max}=33.76\text{ t}$)

断面	6	24	38	39	40	41	44
τ (kg/cm ²)	9	51	34	85	91	78	76

b 管桁橋の計算

(i) 活荷重による支点部の振りモーメントに対するせん断応力度の検査

Saint Venant の円管に
対する解式より

$$\tau_u = \frac{M_t}{2\pi r^2 t} \quad (35)$$

ただし、 M_t : 振りモーメント

r : 円の中心より

肉厚中心までの距離

t : 肉厚

τ_u : せん断応力度

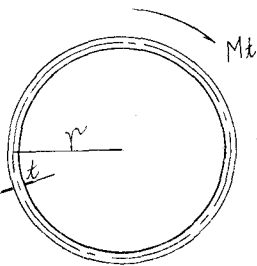


図-9

活荷重による振りモーメントは衝撃係数0.2にとり、

$$M_t = 27\text{ t}\cdot\text{m}, \tau_u = M_t / 2\pi r^2 t = 117.9\text{ kg/cm}^2$$

また、単純せん断による支点部のせん断応力は295 kg/cm²なる故、支点部に生ずる合成せん断応力度 $\tau = 412.9\text{ kg/cm}^2 < 1,300\text{ kg/cm}^2$

$\therefore$ 充分安全

(ii) 活荷重による支点部の振りモーメントに対する主桁溶接部のせん断応力度の検査

活荷重による振りモーメント M_t , 円管の抵抗振りモーメント $r \cdot T$ とすれば、釣合の条件より、 $M_t = r \cdot T$

$$\text{これより } T = M_t / r \quad (36)$$

ただし、 r : 円中心から肉厚中心線までの距離

T : 円管に作用する接線方向の引張力

いま、円管と取付棒との溶接延長を S , 溶接のノド厚を a とすれば、溶接部分に生ずるせん断応力度 τ は、

$$\tau = \frac{T}{aS} = \frac{M_t}{ar \cdot S} \quad (37)$$

$$M_t = 27\text{ t}\cdot\text{m}, a = 0.6\text{ cm}, S = 2\pi R = 502.4\text{ cm},$$

$$r = 38.25\text{ cm} \therefore \tau = \frac{M_t}{a \cdot r \cdot S} = 234.2\text{ kg/cm}^2$$

$$< 0.65 \tau_{at} = 845\text{ kg/cm}^2$$

$\therefore$ 安全

(iii) 支点部取付棒の安定計算

地震による水平力22.5 t

風荷重による水平力20.6 t

活荷重が片側に乗ったときの偏心荷重7.2 t

取付棒底部の一端(偏心荷重のある側)を支点として転倒モーメントを計算すれば $M = 7.2 \times 0.6 + 22.5 \times 0.8 + 20.6 \times 0.8 = 38.8\text{ t}\cdot\text{m}$

これに対し抵抗モーメント $M_r = 90 \times 1.8 = 162\text{ t}\cdot\text{m}$ となり、安全率 $n = M_r / M = 4.1 \therefore$ 充分安全

4. 考 察

(1) 鋼床板変断面箱桁橋

最初の仮定死荷重151tに対し設計死荷重の総重量144.2tでその差僅かに4%程度であるから設計の正確さが確認出来た。総鋼材重量132.9tで1m²当りの鋼材重量 $w = 443\text{ kg/m}^2$ で城ヶ島大橋の場合と大差ないから、単径間の橋としては経済的な設計と云い得る。しかし各断面とも許容応力一杯にとればもっと経済的な設計が出来ると思う。等断面の箱桁を用いた場合に比べると約10%鋼材が節約出来るほか、支点部の横荷重に対する安定性が遙かによくなるので有利である。

最初、設計上最も検討を要すると考えたのは支点部の最大せん断力による応力度と圧座による断面応力度であったが、計算してみても安全なることを確認出来た。

(2) 鋼床板変断面管桁橋

設計死荷重の総重量162.8tで最初の仮定死荷重166tに比べ約2%の差よりなく、充分正確なる設計に満足出来た。

しかし箱桁橋に比べると類似の設計例が皆無なるため、少し安全を見すぎ、5%程度鋼材重量が多くなった。すなわち、151.5tで1m²当りの鋼材重量 $w = 505\text{ kg/m}^2$ となり、架設した城ヶ島大橋よりは、15%程度多いが、橋梁メーカー6社の比較設計の資料に比べると決して多い方ではない。

しかし、変断面の締り方および鋼管内に補剛材を用いるとか取付棒との鋼床板の接合方法など詳細設計に工夫をすれば、まだまだ鋼材の節約が出来るように思う。最初、最

も検討を要すると考えた支点部の最大せん断力による応力度、圧座による断面応力度ならびに偏心荷重による振りモーメントの支点部に及ぼす影響なども計算の結果安全なることがわかり、本設計試案も将来有望なる型であるという確証を得た。

また、等断面管桁を用いた場合に比べ、鋼材重量は矢張り約10%節約出来、支点部の横方向の安定性においても管桁の場合同様遙かに有利である。

5. 結 言

本設計試案の両橋は、1-箱(管)なるため2-箱(管)や3-箱(管)型の橋に比べ、約20~50%も鋼材重量の節約が出来、また他の型式の橋に比べても力学的経済性において優れた点が極めて多い。しかも変断面を用い、力学的な合理性を得んとする処に特長があり、支点部の安定性の良さは一挙両得である。たわみも城ヶ島大橋に比べれば安全率が高いが、念のため、Rayleigh-Ritzの方法^{1),2)}で振動計算も行ない、安全なることを確かめた。著者等は、変断面鋼桁の小型模型によって破壊実験を行ない等断面鋼桁と比較しその現象を見出そうと予定している。本設計試案は、詳細設計に触れていないので種々研究の余地があることは勿論であり、鋼床板の耐荷強度に対する安全率の問題、主桁と鋼床板との取付の研究、溶接技術の研究問題、鋼管に対する取付棒、補剛材の詳細設計の研究、鋼管の曲げ座屈やせん断流の研究問題などが残された課題であると思う。最後に本設計研究に御協力頂いた室蘭工業大学土木工学科卒業

生浅野幸雄、齋藤紘の両君に感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 吉町太郎一：鋼橋の理論と計算 (1961, 石崎書店).
- 2) 神奈川県・横河橋梁KK・東大橋梁研究室：城ヶ島大橋設計計算書・同解説 (1961, 技報堂).
- 3) 寺崎恒正訳：Wilhelm Flügge 曲面板の力学 (1954, コロナ社).
- 4) 坪井善勝：平面構造論 (1955, 丸善).
- 5) 鷹部屋福平：高級桁梁論 (1929, 岩波書店).
- 6) 倉西正嗣：弾性学 (1957, 日本機械学会).
- 7) 仲威雄他1名：鋼管構造の設計 (1963, オーム社).
- 8) 加藤涉他1名訳：円筒形シエルの設計 (1962, コロナ社).
- 9) 関西橋梁鉄骨溶接研究会：溶接道路橋の設計と施工 (1958, 共立出版).
- 10) 日本建築学会：鋼管構造計算規準・同解説 (1962).
- 11) 内田勝雄他：ロングパイプビームに関する実験的考察 土木学会論文集第64号 (1959).
- 12) 松尾滋：パイプビーム構造の水路鉄管に関する設計計算について、土木学会論文集第75号 (1961).
- 13) 中村作太郎：外圧の影響を考慮せる水道鑄鉄管の管圧について、室蘭工業大学研究報告第1巻5号 (1954).
- 14) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書、鋼道路橋製作示方書解説 (1956).
- 15) 東京製鋼株式会社：高抗張力鋼設計資料 (1955).
- 16) Bad Pyrmont: E. V. Rennenkampff, Emmerbrücke, Der Bauingenieur 36 (1961).