

大断面箱桁の補剛設計

(1241工区上部構造概略設計)

稲村 和彦¹⁾ 本郷 智²⁾

本橋は、ラーメン橋であることから、上部構造については概略設計ではあったが、橋脚部を製作するためには、全橋としての設計精度をある程度以上とすることが必要であった。

本橋のような大断面箱桁を道路橋示方書あるいは設計便覧によって設計すると、腹板厚、ダイヤフラム厚が非常に大きくなり、不経済となるようであり、また、ラーメン橋全体としての設計精度上問題がある。そこで、既往の大箱桁橋の設計方法から、適切と思われる事項を抽出、問題を整理し、本橋の概略設計に適用した方法について報告する。

まえがき

本橋は、首都高速道路12号線の有明西運河を横断する位置に架かる、橋長584mの4径間連続鋼床版箱桁曲線ラーメン橋である。

当社は、昭和63年8月、この橋梁の橋脚部2基(P49, P50)の詳細設計・製作・架設および上部構造の概略設計を受注したものである。

この橋の特徴は、

- (1) 長大曲線ラーメン橋（最大支間230m）であること
- (2) 断面が、腹板高3.6m～10.0m、腹板間隔10.0mと、非常に大型であること
- (3) 支間割が、91.8m+125.5m+230.0m + 135.3mと変則的であること
- (4) 架橋位置が、将来、東京の新都心として計画されており、(景観が重視されること
- (5) この規模の橋梁としては前例のない形式であることから、耐震安定性、耐風安定性の検討を必要とすること
- (6) 脚部の幅(6m)と梁部腹板間隔(10m)が異なり、隅角部は脚部腹板を梁内に割り込ませる構造としていること
- (7) 製作方法について検討を必要とすること(特に隅角部)

などが上げられる。

今回の上部構造概略設計においては、特に大断面箱桁の補剛設計方法に重点をおき検討を加えた。本報告では、工事の概要と、その検討内容および設計方法について述べる。

1. 工事概要

本工事の概要を下記に、一般形状を図-2に示す。

道路規格	第2種第2級 (設計速度60km/h)
橋格	一等橋 (TL-20)
形式	4径間連続鋼床版箱桁曲線ラーメン橋
橋長	584.0m
支間長	91.8m+125.5m+230.0m+135.3m
幅員	有効幅員8.0m×2 総幅員18.2m
床版	鋼床版
舗装	アスファルト舗装8.0cm
設計震度	Kh = 0.33
主要鋼材	SS41、SM50Y、SM58

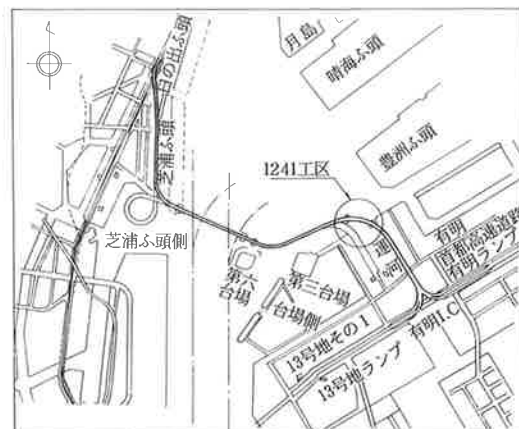


図-1 首都高速12号線

1) 東京橋梁技術部 設計課副課長 2) 東京橋梁技術部 設計課係長

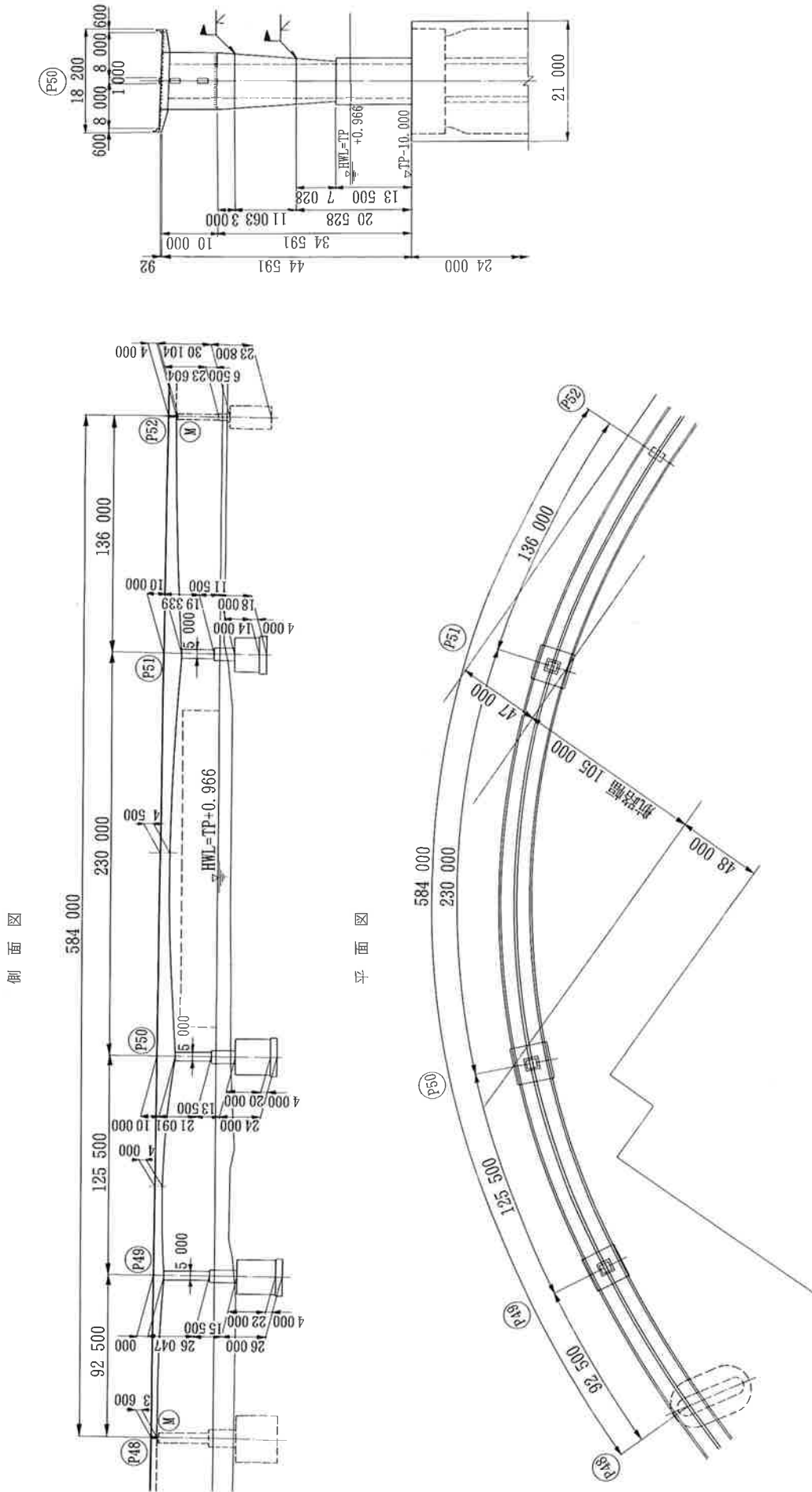


図-2 一般形状図

2. 腹板補剛設計

2.1 腹板座屈照査式の検討

一般的な桁高の腹板を設計する場合、道路橋示方書鋼橋編、表-8・4・1により水平補剛材を2段まで用いるものとして、腹板の最小厚を決定している。ところが、本橋のように主桁高が10.0mともなると、表-8・4・1をそのまま適用すると腹板最小厚はSM50Yの場合、 $T_w(\text{min}) = 10000/294 = 34\text{mm}$ となり、非常に不経済となる。

そのため、過去の桁高の非常に高い腹板では、水平補剛材を多段（2段以上）に設け、腹板厚を薄くする設計方法が用いられてきた。この方法は、水平補剛材またはフランジと垂直補剛材とで囲まれたパネル一枚一枚において、腹板座屈に対する安全を照査するものである。

道示・鋼では、解8・4・2～解8・4・5式に曲げモーメントとせん断力を受ける板の基本座屈照査式を示している。

しかし、過去に本橋と同規模の桁高を有する場合の設計では、腹板座屈照査式として

“鋼構造の補剛設計・小松定夫編-森北出版”

に示された腹板座屈照査式（以下小松式と略す）を用いている例が多い。

本橋の腹板においても、水平補剛材を多段に有する補剛板として設計を行なうものとして、腹板座屈の照査をいづれの式にて行なうべきか比較・検討を行った。

(1) 水平補剛材配置の比較

図-3のモデルにより、道示・鋼と小松式各々による水平補剛材の配置結果を図-4に示す。また、図-4における各パネルの座屈安全率を表-1、表-2に示す。

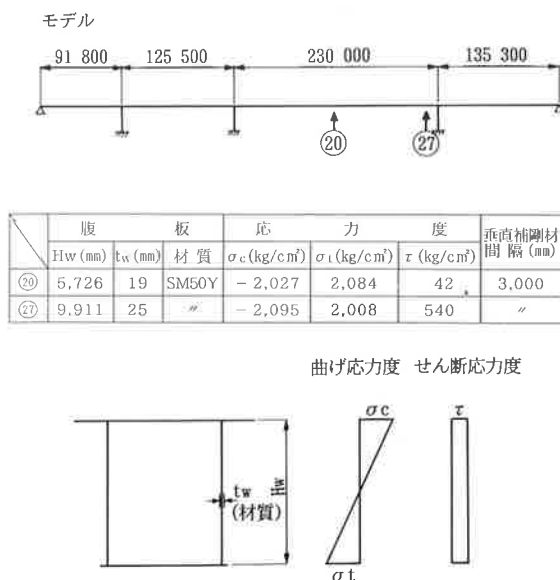


図-3 計算モデル

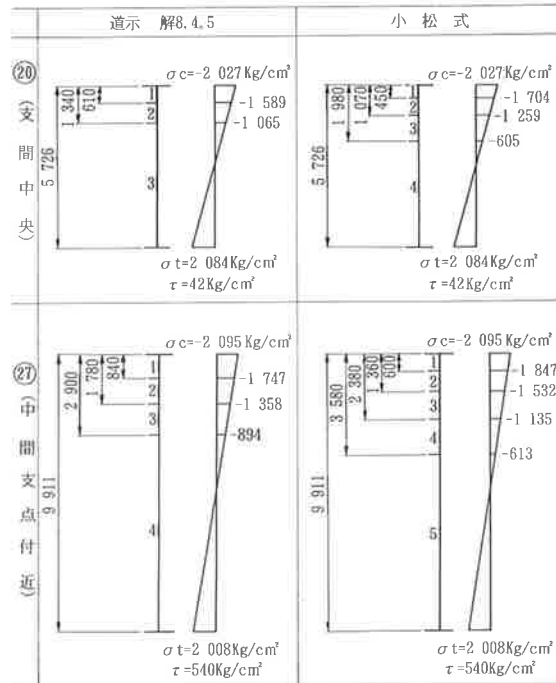


図-4 水平補剛材の配置比較

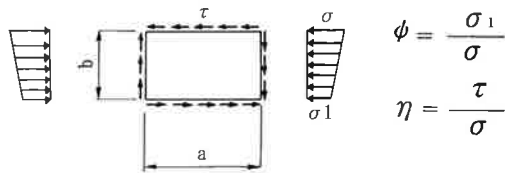
表-1 道示解8・4・5による座屈安全率

断面	パネル	ν_B	$\nu_B \text{ req}$	$\nu_B / \nu_B \text{ req}$
⑳	1	2.735	1.632	1.676
	2	2.664	1.607	1.657
	3	2.095	1.255	1.669
㉑	1	2.246	1.390	1.616
	2	2.215	1.360	1.628
	3	2.138	1.322	1.617
	4	2.006	1.250	1.605

表-2 小松式による座屈安全率

断面	パネル	ν_B	$\nu_B \text{ req}$	$\nu_B / \nu_B \text{ req}$
⑳	1	1.775	1.640	1.082
	2	1.763	1.619	1.089
	3	1.701	1.572	1.082
	4	4.192	1.250	3.353
㉑	1	1.569	1.393	1.127
	2	1.543	1.371	1.126
	3	1.512	1.340	1.128
	4	1.465	1.299	1.128
	5	2.105	1.250	1.684

(2) 小松式と道示の違い



$$\phi = \frac{\sigma_1}{\sigma}$$

$$\eta = \frac{\tau}{\sigma}$$

理想相当座屈応力度

$$\sigma_{vki} = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}}{\frac{1+\phi}{4} \frac{\sigma}{\sigma_{1ki}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4} \frac{\sigma}{\sigma_{1ki}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{ki}}\right)^2}} \dots\dots\dots ①$$

$$\sigma_{1ki} = k_{\sigma} \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 = k_{\sigma} (1378 \frac{t}{b})^2 \dots\dots ②$$

$$\tau_{ki} = k_{\tau} \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 = k_{\tau} (1378 \frac{t}{b})^2 \dots\dots ③$$

小松式によれば

$$R_o = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{vki}}} \dots\dots\dots ④$$

相当極限応力度は

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{vk} &= \sigma_y && (4\sigma_y \leq \sigma_{vki} \text{ のとき}) \\ &= (1.5 - R_o)\sigma_y && (\sigma_y \leq \sigma_{vki} < 4\sigma_y \text{ のとき}) \\ &= 0.5\sigma_y/R_o && (\sigma_{vki} < \sigma_y \text{ のとき}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots ⑤$$

安全率は

$$\nu_B = \frac{\sigma_{vk}}{\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}} \dots\dots\dots ⑥$$

となる。また道示によれば

$$R = \sqrt{\frac{\sigma_{vk}}{\sigma_{vki}}} \dots\dots\dots ⑦$$

道示では

$$R = 0.90 - 0.1\phi \dots\dots\dots ⑧$$

とおいている。その場合、安全率は

$$\nu_B = \frac{\sigma_{vk}}{\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}} = \frac{\sigma_{vki}}{\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}} R^2 \dots\dots\dots ⑨$$

となり、①を代入すると

$$\nu_B = \frac{1}{\frac{1+\phi}{4} \frac{\sigma}{\sigma_{1ki}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4} \frac{\sigma}{\sigma_{1ki}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{ki}}\right)^2}} R^2 \dots\dots\dots ⑩$$

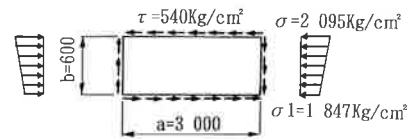
となる。

また⑨に②、③および $\tau = \eta \cdot \sigma$ を代入して変形すると

$$\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \left(\frac{\nu_B \cdot \sigma}{1378 \cdot R^2}\right) \left\{ \frac{1+\phi}{4 \cdot k_{\sigma}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4 \cdot k_{\sigma}}\right)^2 + \left(\frac{\eta}{k_{\tau}}\right)^2} \right\} \dots\dots\dots ⑪$$

となり、道示・鋼・解8・4・5が

以上により、両式では基準耐荷力曲線に違いがあることがわかる。小松式では、道示・鋼・図-解3・2・4に示される圧縮補剛板の基準耐荷力曲線を用いているのに対し、道示・鋼8・4・5式は、明確な基準耐荷力曲線はなく、 $R (= 0.90 - 0.1\phi)$ に比例するような曲線となっている。⑤式による小松式の極限応力度と⑩式による道示・鋼の極限応力度を図-5に示す板の応力状態で求めると



$$\phi = 0.882$$

$$k_{\sigma} = 4.238 \quad k_{\tau} = 5.500$$

$$\sigma_{vki} = 14766 \text{ kg/cm}^2$$

図-5

小松式

$$R_o = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{vki}}} = \sqrt{\frac{3600}{14766}} = 0.494$$

$$\sigma_{vki} > 4\sigma_y = 14400 \text{ kg/cm}^2 \text{ より}$$

$$\sigma_{vk} = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

道示・鋼

$$R = 0.90 - 0.1\phi = 0.90 - 0.1 \times 0.882 = 0.812$$

$$\sigma_{vk} = \sigma_{vki} \cdot R^2 = 14766 \times 0.812 = 9736 \text{ kg/cm}^2$$

となり、板が有する極限応力度が、道示・鋼では異常に大きなことがわかる。

これより、道示・鋼の $R = 0.90 - 0.1\phi$ を、本橋のように大規模の腹板の座屈パラメータにそのまま用いることには、問題があると思われる。

(3) 結 論

小松式は、道示に比較して

① 過去の大きな桁高の腹板座屈照査に使用された実績がある。

② 多少不経済ではあるが、耐荷力曲線が明確である。

③ 安全側である。

の点により、本橋では、小松式により照査を行うことにし、図-5に示すフローチャートにしたがって補剛設計を行った。

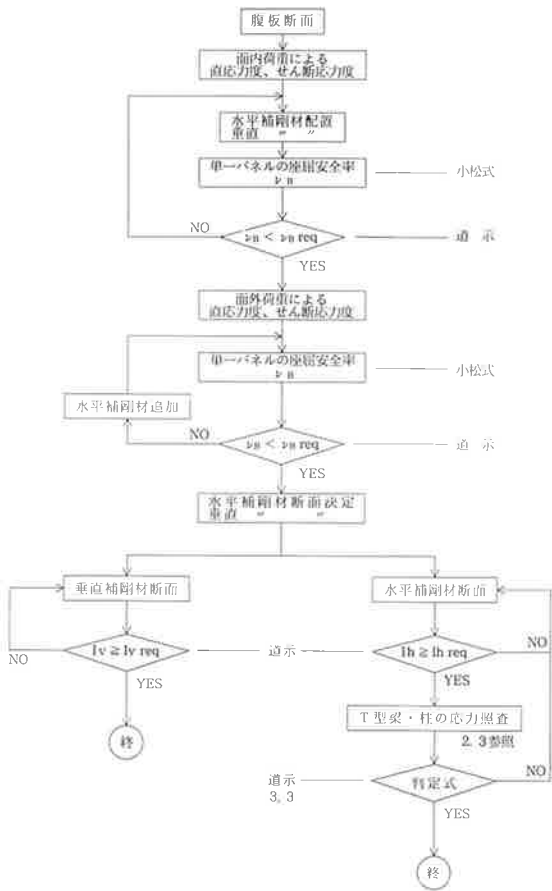
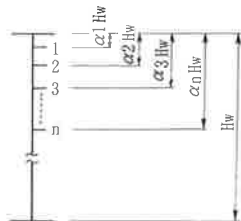


図-6 補剛設計のフローチャート

2.2 水平補剛材の取付位置

水平補剛材の取付位置は、面内曲げモーメントに着目したケースを基本とし、表-3の位置に設ける。

表-3 水平補剛材の取付位置



Hs段数	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5
2	0.14	0.36			
3	0.10	0.23	0.39		
4	0.08	0.17	0.28	0.42	
5	0.06	0.13	0.21	0.305	0.42

表-3

表-3の数値は、1断面内の $n+1$ 個の単一パネルの ν_B / ν_{Breq} が同程度になるように、また、各断面での α が変化する煩雑さを避けるため、全断面での α の平均的な値としている。ただし、水平補剛材が2段以下の場合、道示に合わせている。腹板中心より引張りフランジ側に水平補剛材が必要な場合は、腹板中心をはさみ α_n に対称な位置に設けることにした。

2.3 水平補剛材断面の決定

図-7のように、水平補剛材と腹板の有効部分よりなるT型梁-柱モデルに、腹板直応力による偏心圧縮力と、曲率による水平力が作用すると考え、水平補剛材断面の応力照査を行った。応力照査は、図-7に示すA, B点で行う。

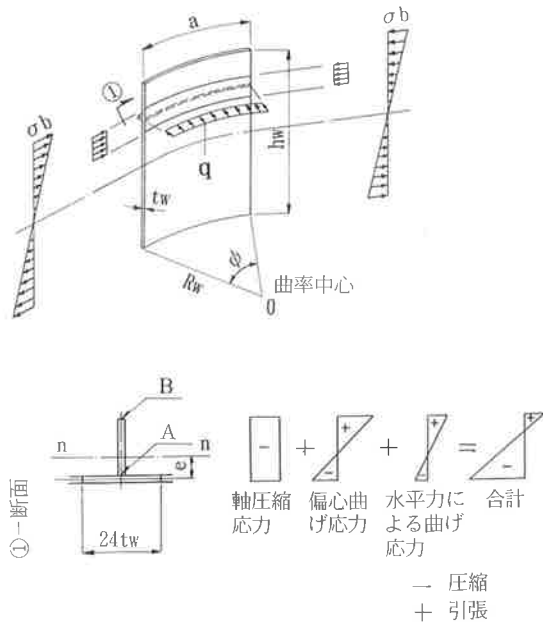


図-7 水平補剛材断面の応力照査

3. 中間ダイヤフラムの設計

3.1 設計方法の概要

中間ダイヤフラムの設計は、一般に“鋼道路橋設計便覧”に示された方法により行われている。しかし、本橋のような長支間・大断面箱桁橋に、これを適用する場合、結果として非常に大きなダイヤフラム厚(本橋の場合、試設計値 $t = 49.0\text{mm}$)となり、不経済である。これは、中間ダイヤフラムの必要剛度を、ダイヤフラム自体は変形しないという条件より求めているためと考えられる。

新しいダイヤフラムの設計法として、小松・長井の提案、あるいは、中井・村山の提案等がある。いずれの提案も、その立脚する理論は同じであるが、それぞれの特徴としては、小松・長井の方法では、断面変形による付加応力がある程度許容すること、また、横リブ剛性も断面変形を拘束するものとして考慮していることが上げられる。中井・村山の方法では、曲線の影響を考慮する方法が提案されていることが上げられる。

本橋のダイヤフラムの設計は、小松・長井の方法を基本とし、中井・村山の方法により曲線の影響を考慮するという方法で行った。ただし、小松・長井の方法に述べられているダイヤフラム剛度の簡易決定式(駒井技報 Vol.6 に詳述されている)について

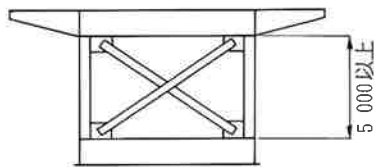
は、本橋の死荷重比率が大きいことから、そのまま使用することはできない。そこで、本橋の設計においては、偏載荷重および曲率による付加応力を直接計算し、その値が、許容応力度の2.5%程度におさまるようなダイヤフラム剛度とする方法をとった。

3.2 ダイヤフラム形状

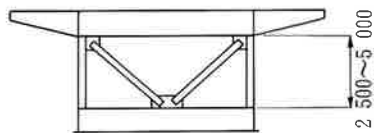
大断面箱桁の場合、ダイヤフラム形式としては、製作上の理由（箱桁断面内に継手を設けた場合、組立てるのにトラス形式の方が施工性がよい。）あるいは経済性からもトラス形式とすることが多いようである。しかし、本橋の場合、上フランジ（鋼床版）・下フランジの横リブは、それ自身の補剛材として決定されており、かなり大型（横リブ腹板高1.5m程度）となっている。したがって、桁高の比較的低い断面では、トラス形式とすることが困難となり、試算によると充腹式よりかえってダイヤフラム重量が大きくなってしまふ。

以上の理由により、本橋では腹板高さによって図-8に示すような3形式を使用することにした。

タイプ-1 (X型対傾構方式)



タイプ-2 (V型対傾構方式)



タイプ-3 (充腹方式)

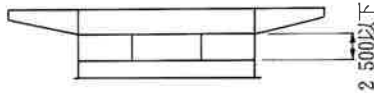


図-8 ダイヤフラム形式

3.3 設計手順および設計計算例

ダイヤフラムの設計を図-9に示すフローチャートに従って進めた。その一例を以下に述べる。

(1) 断面変形に伴うずり定数の計算

$$I_{DW} = \frac{1}{3} \left\{ \alpha_1^2 F_u \left(1 + \frac{2B\ell_1}{B} \right)^2 + \alpha_2^2 F_\ell \left(1 + \frac{2B\ell_1}{B} \right)^2 + 2F_h (\alpha_1^2 - \alpha_1 \alpha_2 + \alpha_2^2) \right\} = 4.048 \times 10^{14} \text{ cm}^6$$

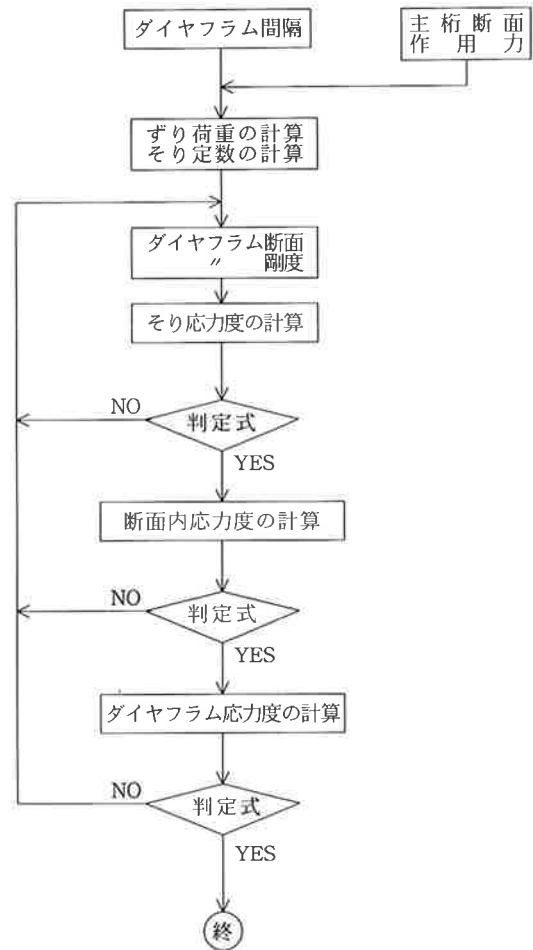


図-9 設計手順のフローチャート

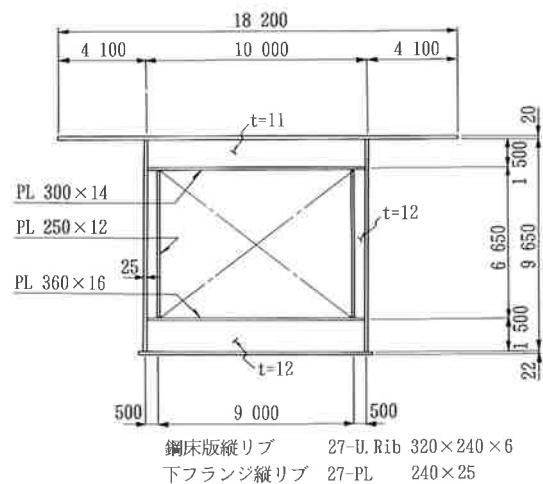


図-10 断面形状

ここに B : 腹板間隔 = 1000.0 cm²
 Bu₁ : 上フランジ突出幅 = 410.0 cm
 Bl₁ : 下 " = 13.0 cm
 Fu, Fℓ, Fh : リブを含む上下フランジ、腹板断面積 = 4 727.0, 3 877.0, 2 413 cm²
 α₁, α₂ : 文献(2) 参照 = 160 617, 324 383 cm²

(2) 単位長さ当り横リブ剛性の計算
横リブ剛性

$$Kc = 48E \left(\frac{\tilde{B}}{I_u} + \frac{\tilde{B}}{I_\ell} + 6 \frac{\tilde{H}}{I_h} \right) / \left\{ 3 \left(\frac{\tilde{H}}{I_h} \right)^2 + 2 \left(\frac{\tilde{B}}{I_u} \frac{\tilde{H}}{I_h} \right) + 2 \left(\frac{\tilde{B}}{I_\ell} \frac{\tilde{H}}{I_h} \right) + \frac{\tilde{B}^2}{I_u I_\ell} \right\}$$

$$= 2,015 \times 10^{10} \text{ kg}\cdot\text{cm}^2$$

ここに E : ヤング係数 = $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
 B, H : 中立軸間距離 = 976.4, 841.2 cm
 I_u, I_ℓ, I_h : 上下フランジ側および腹板側
 ラーメン部材の断面2次モーメント
 = 1,048,612, 1,284,573, 93,650 cm⁴

単位長さ当りの横リブ剛性
横リブ間隔 3.0m

$$K = \frac{2,015 \times 10^{10}}{300.0} = 6,838 \times 10^7$$

パラメータ π の計算

ダイヤフラム間隔 LD = 9.0m

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{E \cdot IDW}} = 5,326 \times 10^{-4}$$

$$\pi_1 = \beta \cdot LD = 0.479$$

(3) ダイヤフラム剛度および相関剛比
X型トラス方式

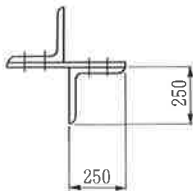


図-11 斜材断面

2 - L 250 × 250 × 25 (A_b = 119.4 × 2 = 238.8 cm²)

$$L_b = \sqrt{10.0^2 + 9.65^2} = 13.897 \text{ m}$$

ダイヤフラム剛度

$$K = 8EA^2 \frac{A_b}{L_b^3} = 1,392 \times 10^{12} \text{ kg}\cdot\text{cm}^2$$

相関剛比

$$\gamma = \frac{K \cdot LD^3}{E \cdot IDW} = 1.18$$

(4) ずれ荷重の計算

等分布ずれ荷重 P_{v1} = 10.9 t·m/m

集中 " P_v = 181.4 t·m

曲率の影響

主桁設計曲げモーメント

$$M_y = 95610 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

曲率 R = 430.0m

$$pv_2 = \frac{Mr}{R} = 222.3 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

分布ずれ荷重合計

$$pv = pv_1 + pv_2 = 233.2 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

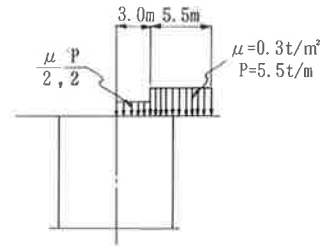


図-12 ずれ荷重

(5) そり応力度の計算

文献(2)の 図-6、図-7より

$$\beta \cdot LD = 0.479, \quad \gamma = 1.18 \text{ のとき}$$

$$f_u = 0.317, \quad f_c = 0.356$$

そり応力度

$$\sigma_{DW} = \frac{(MDWU + MDWC)}{IDW} \phi = \frac{(f_u \cdot pv \cdot LD^2 + f_c \cdot Pv \cdot LD)}{IDW} \phi$$

$$= 52 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a = 2,100 \times 0.025 = 52 \text{ kg/cm}^2$$

ここに φ : (α₁, α₂) max = 324,383 cm²

(6) 板曲げ応力度の照査、ダイヤフラム部材応力度

文献 (2) により計算を行った。ここでは省略する。

あとがき

以上、大断面箱桁の設計に当たり、問題となる腹板の補剛設計および中間ダイヤフラムの設計方法について述べた。今後の大断面箱桁の設計の参考となれば幸いである。

本橋の設計に当たり、御指導をいただいた首都高速道路公団の関係者、また、お忙しい中、相談にのっていただいた早大理工学部 依田教授に、改めて感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 鋼構造の補剛設計 小松定夫編 (森北出版)
- 2) 小松・長井 : 中間ダイヤフラムの新しい設計法に関する研究、土木学会論文報告集、第326号、1982年10月
- 3) 中井・村山 : ダイヤフラムを有する曲線箱桁のずれ応力の解析と設計への応用、土木学会論文報告集、第309号、1981年5月