

3 径間連続斜張橋の設計

— 石狩河口橋 —

正員 小 西 輝 久*
高 橋 陽 一**
○新 山 惇***

1. ま え が き

本橋は、図-1 に示すように橋長 1412.7 m (第一期工事 664.0 m) で北海道に於ける最長の橋梁になる。

主径間部の橋梁形式に 3 径間連続斜張橋を採用したが、斜張橋は応力的に吊橋とケタ橋の中間に位置して可撓性に富む構造特性をもつので、耐風安定性に対する検討を行ない、断面形状が決定された。

本文では、主として本橋の耐風安定性に関する実験結果と静的な基本設計について報告するものである。

2. 構造概要

- (1) 橋長 1412.7 m (第一期工事 664.0 m)
- (2) 幅員 8.0 m (車道)+2.0 m (歩道)
- (3) 型式及び支間割
3 径間連続斜張橋 (鋼床版 1 箱ゲタ)
64.0 m + 160.0 m + 64.0 m → 1 連
2 径間連続合成ゲタ (4 主ゲタ) 2 × 61.9 m → 1 連
4 径間連続合成ゲタ (4 主ゲタ) 4 × 62.2 m → 4 連
- (4) 荷重 T.L-20

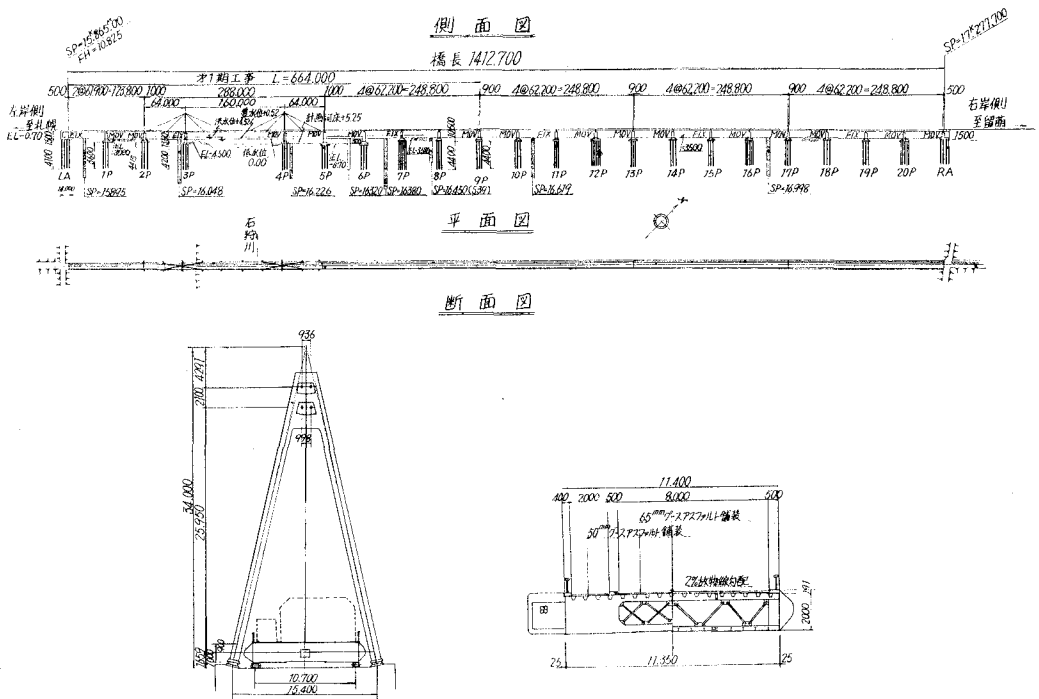


図-1 一般図

* 北海道開発局道路建設課課長補佐

** 札幌開発建設部石狩河口橋事業所長

*** 札幌開発建設部石狩河口橋事業所

3. 耐風設計

3-1 構造形式の選定

近年斜張橋は吊橋とケタ橋の中間の経済的な支間をもつ橋梁として盛んに架設されるようになった。

この形式は側面形状と断面形状の組合せにより数種の構造系が可能であるが、本橋では次のような点に留意して構造形式を選定した。

(1) 斜張橋は支間の割にケタ高低く、曲げ剛性が小さいため3径間、2径間(不等径間、等径間)について、たわみ計算を行ない、たわみ性状のよい3径間斜張橋を採用した。

(2) 床版は鋼床版、鉄筋コンクリート床版、ソリッド床版について比較設計を行なったが鋼床版は板厚12mmをとれば充分であり、さらに死荷重の軽減上からも有利である。

(3) 塔の形状は幅員構成から、片歩道で車道分離帯がないので1面ケーブルでは不都合であり、横剛性が大きく、塔重量も比較的軽く地震時の横荷重に対して有利なA型ラーメン構造とする。

また、交通上および荷重分担の均一化をはかるため、主ゲタの外側に配置する。

(4) ケーブルの材質はプレファブパラレルワイヤーストランド($\sigma_b=165\text{ kg/mm}^2$)とロックドコイルロープ($\sigma_b=150\text{ kg/mm}^2$)の比較をすると、前者は強度も高く、クリープが少なくヤング率も高い($2.0\times 10^6\text{ kg/cm}^2$)ので前者を採用した。

(5) ケーブルと主塔との取合は、架設時の応力調整の問題が少なく、作用する曲げモーメントも無視し得るヒンジ結合とし、さらに主塔は、下部工にもヒンジ結合とする。

3-2 設計風速の決定

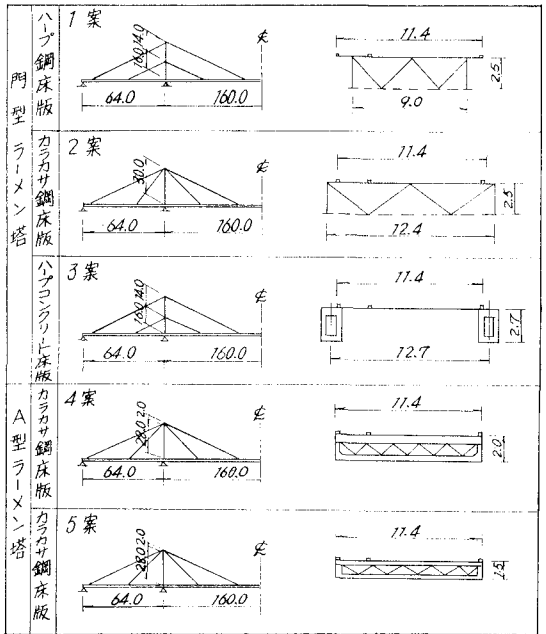
年最大風速の系列を統計的に処理する斎藤の方法、年最大風速の分布が二重指数分布をするという性質を用いたFisher-Tippetの方法で、再現期間30、50、100年の再現期待値を、さらに、7つの地形因子から50年の再現期待値を図式的に求める図式相関による方法で、架橋地点の基本風速を求めた。

既往のデータについて、三つの方法で再現期待値を求

表一1 風速再現期待値

位置	再現期間年	再現期待値 m/sec	
		斎藤の方法	二重指数分布
札 幌	30	21.6	21.5
	50	22.0 (23.6)	22.4
	100	22.8	23.6
小 樽	30	26.7	27.1
	50	27.5 (32.5)	28.6
	100	28.7	30.6
石 狩	30	26.0	28.7
	50	27.0 (29.7)	29.8
	150	28.4	31.3

但し()内は図式相関による方法



図一2 断 面 形

表一2 各断面の固有振動数

型 式	1	2	3	4	5	
項						
曲 げ 剛 性 t・m ²	0.515×10 ⁷	0.518×10 ⁷	0.590×10 ⁷	0.715×10 ⁷	0.412×10 ⁷	
極慣性モーメント t・sec ²	7.69	8.26	18.42	10.31	8.97	
重 量 t/m	6.700	7.260	12.830	7.80	7.80	
た わ み {	対 称 c/s	0.842	0.753	0.701	0.787	0.702
	逆 対 称 c/s	1.465	1.980	1.134	1.300	1.024
ね じ り {	対 称 c/s	0.851	1.102	0.894	0.489	3.185
	逆 対 称 c/s	2.362	3.271	1.790	5.282	4.126

めた結果が表-1であり、架橋地点の基本風速 V_0 は再現期間 100 年の再現期待値 31.3 m/sec となる。

本橋では、水面より補剛ゲタまで約 10 m、支間 160.0 m なので、文献 4 により、構造物に対する設計風速 (V_1) を求めれば

$$V_1 = 31.3 \text{ m/sec} \times 1.0 \times 1.4 \div 44 \text{ m/sec}$$

であり、自励振動の限界風速 V_2 は、補正係数 1.2 をとり

$$V_2 = 44 \times 1.2 \div 53 \text{ m/sec}$$

となるが、これに対して $V_2 = 55 \text{ m/sec}$ とした。

3-3 固有振動数の解析

本橋の固有振動数の解析については、本論文集の「斜張

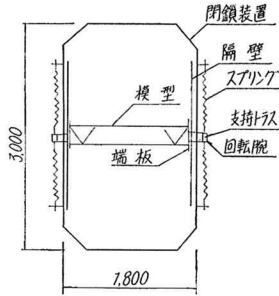


図-4 バネ支持実験 (風洞装置)

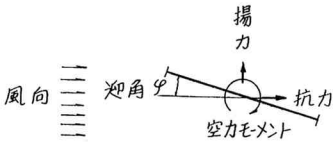


図-3 三分力

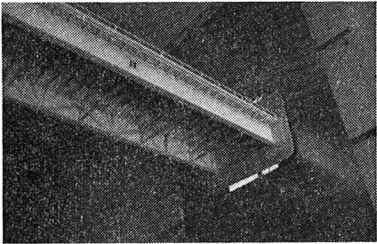


写真-1 原設計断面

模型名		断 面 形	支持方法	迎 角	摘 要
オ 一 案 (原 型)	A		$h\alpha$	$\pm 7.5, \pm 5, \pm 4, \pm 2, 0$	
			h	$\pm 5, -4 \pm 2, 0$	
			α	$\pm 5, \pm 2, 0$	
	B		$h\alpha$	$\pm 7.5, \pm 5, \pm 4, \pm 2, 0$	底板の効果
	B ₁		$h\alpha$	$\pm 7.5, \pm 5, \pm 4, \pm 2, 0$	高欄遮蔽
オ 四 案 (変 更)	C		$h\alpha$	$\pm 7.5, \pm 5, \pm 4, \pm 2, 0$	
	C ₁		$h\alpha$	$\pm 7.5, \pm 5, \pm 4, \pm 2, 0$	高欄遮蔽
	D		$h\alpha$	$\pm 7.5, \pm 5, \pm 4, \pm 2, 0$	三角フラップ°
	D ₁		$h\alpha$	$\pm 7.5, \pm 5, \pm 4, \pm 2, 0$	高欄遮蔽
	E		$h\alpha$	$\pm 7.5, \pm 5, \pm 4, \pm 2, 0$	台形フラップ°
	E ₁		$h\alpha$	$\pm 7.5 \pm 5, \pm 4, \pm 2, 0$	高欄遮蔽

表-3 バネ支持実験内容

橋の固有振動数の計算」に報告されている。

解析した断面形を図-2に示すが、第1, 2, 3案が原設計断面、第4, 5案が変更断面であり、それぞれの断面であり、それぞれの断面諸元と固有振動数を表-2に示す。

3-4 風洞実験

(1) 実験の内容

イ) 三分力の測定

流体中に置かれた静止物体に働く力は、図-3の揚力、抗力、空力モーメントの三分力でこれと物体の迎角の間では、物体の幾何形状により種々の空力特性を示し、この内抗力が風荷重を与える。

ロ) バネ支持実験（フラッター実験）

補剛ゲタの一部の剛体模型をバネで吊し、風洞測定部に取付け、風の作用を受けた時の模型の挙動を測定する。図-4がバネ支持実験の場合の模型の取付図で、写真-1が、原設計断面の実際の取付状況を示す。

なお模型は取付部との境界層の発達や気流の模型に対するまわり込みを防ぐため、閉鎖装置の内側に隔壁を設け、使用模型の長さ1.6mで両端に端板をつけ、閉塞効果を保つために模型を1/25の縮尺とした。

さらに、三分力測定では構造物に作用する空気力だけを問題にしているため幾何学的形状が原型で相似であればよいが、バネ支持実験ではさらに次の相似則を満足しなければならない。

たわみの振動数と振りの振動数の比が1に近くない場合、曲げ振りフラッターは起りにくく、自励振動は跳躍振動あるいは振り振動のそれぞれ固有の形をとる。

このような時には一自由度の不安定問題に対する相似則として、次の二つの条件を満足しなければならない。

$$\frac{\delta_0 I_0}{\rho B^4}, \frac{\delta_z I_z}{\rho B^2} \quad (\text{慣性パラメーター, 構造減衰})$$

$$\frac{V}{N_0 B}, \frac{V}{N_z B} \quad (\text{風速パラメーター})$$

B: 代表長 (m), V: 風速 (m/sec), ρ: 空気密度 (t/m³)
I₀: 極慣性モーメント (t・m・sec²/m), I_z: 重量 (t/m),
N₀: 振りの固有振動数 (c/sec), N_z: たわみの固有振動数 (c/s), δ: 対数減衰率

本橋のフラッター実験の内容を表-3に示す。

(2) 構造物に対する風の作用

風の作用とこれに対する構造物の挙動の分類は、表-4に示す通りであるが、本橋の断面について関係ある現象を以下に示す。

イ) 静的空気力; 風の作用とこれに対する構造物の応答が時間的に変化しないもので三分力の測定により求められる。

ロ) 風琴振動; 構造物の後流中に発生する渦により、励起される振動で、渦の周波数が構造物の固有振動数に近づくと共振的な振動となる。

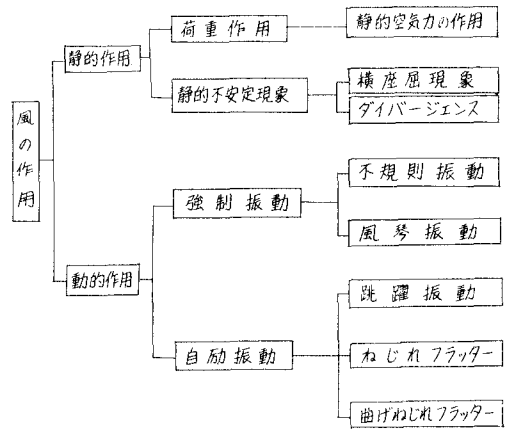


表-4 風の作用

くると共振的な振動となる。

現象としては、上下あるいは回転の限定振動である。

ハ) 跳躍振動（ギャロッピング）; 三分力の測定によれば一般に迎角の増大とともに揚力が増加するが断面形状によっては負の揚力勾配を有し、これがある一定値以下になると作用する空気力が負減衰効果を及ぼし、たわみの発散振動となる。

ニ) 捩れフラッター; 構造物の周囲の剥離気流が構造物の振動と位相差をもつことにより、負減衰効果を及ぼし、捩れの発散振動となる。

(3) 実験の考察と断面形の選定

風洞実験は補剛ゲタの幾何学的形状及び剛性が問題となるが、まず断面形として一般的であり、経済的に秀れている2主桁断面（図-2 第1案）について行なった。

原設計断面の風洞実験の結果を見ると、

イ) たわみの限定振動が比較的低風速（15~20 m/s）の付近で生じ、これは架橋地点では年に幾度も起る風速である（図-5）。

ロ) 回転の限定振動がその上の風速域（30~45 m/s）で起るが、図-7, 8に於いて倍振幅度1°は実橋の地覆部での10 cm 振幅となる。

ハ) 図-9によれば上記イ), ロ)の傾向は原型の改良型B, B₁においても変わらない。

ニ) 自励振動による発散振動は図-9の三分力測定結果よりわかるように、負の揚力勾配があらわれており、ギャロッピング現象が生じる事が推察される。

さらに最終的に捩れフラッターで発散振動することが図-6, 7よりわかる。

ホ) 底板をつけた改良型模型の三分力係数の測定（図-9）では多少負の揚力勾配がゆるくなり、バネ支持実験でもギャロッピングがあらわれないが、捩れフラッターの限界風速は余り改善されない。

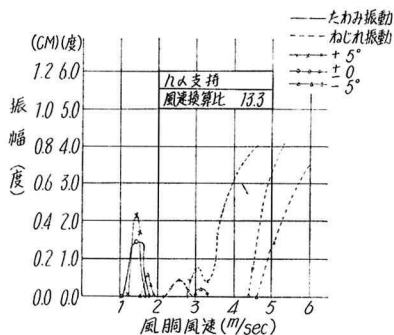


図-5 模型 A の V-A 曲線

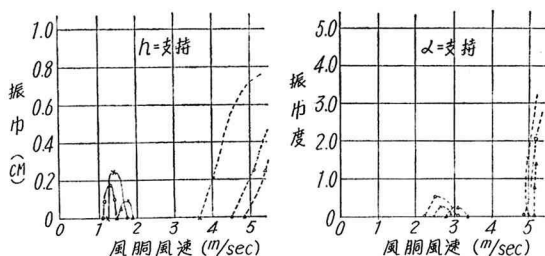


図-6 模型 A の V-A 曲線 図-7 模型 A の V-A 曲線

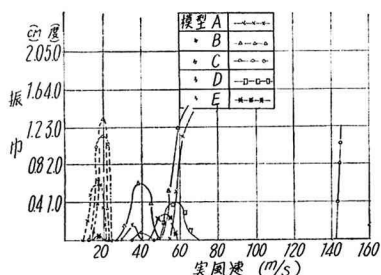


図-8 迎角 0°-V-A 曲線

以上より最終的に発散振動は振れフラッターであり、自励振動の限界風速は設計上の限界風速 55 m/s と同程度であり、耐風設計上幾何学的形状を変える他に、振れ剛性を高める必要がある。

そこで変更断面として 1 箱形断面を採用することとして第 4 案について追加実験を行なった。

さらにこの断面にフラップを付した改良型断面 (D, D₁, E, E₁) についても風洞実験を行なった。

変更断面第 4 案について風洞実験の結果を見れば、

イ) C, D, E 各断面とも自励振動の限界風速については 55 m/s 以上となり問題ない (図-8)。

ロ) 振りの限定振動が 50 m/s 付近で起るが倍振幅度 1° 程度なので通行上の支障、不安さらに構造物の疲労の心配もないと考えられる。

ハ) 耐風設計上問題になるのは低風速 10~25 m/s で起

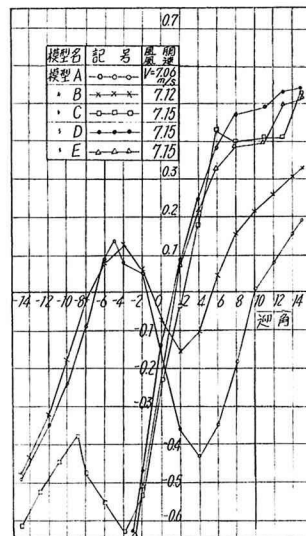


図-9 三分力測定 (揚力係数 C_L)

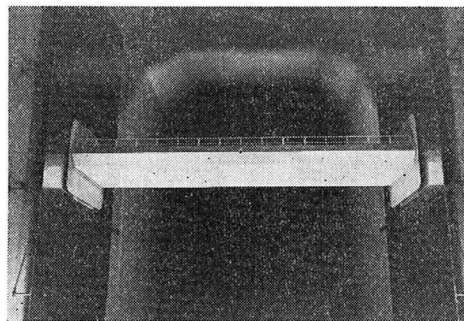


写真-2 変更断面 (三角フラップ付)

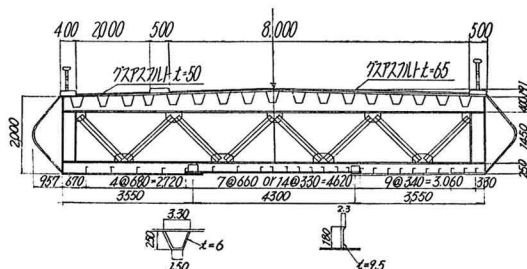


図-10 実施断面

るたわみの限定振動であり、また、図示されていないが負迎角に対して振幅は一層大きくなる傾向がある。

ニ) 高欄が閉塞されると全ての迎角で風琴振動があらわれるので高欄の形式、冬季の除雪に関しても考慮する必要がある。

以上変更断面について、風琴振動による振幅は実橋に換算して片振幅 20 cm 前後に達するが既設の橋梁についての報告によれば振幅は単純な換算値では実橋にあらわれない (尾道大橋では 1/4) ようであり、架橋地点の地形からし

で大きな迎角が予想されないので、迎角 0 でたわみの風琴振動の現われない D-断面 (写真-2) に相似な形式として結局 図-10 に示す断面を採用した。

4. 主構の解法

4-1 基本式

主構の解法の基本系を 3 径間連続ゲタにとり、不静定量としてケーブルの張力 $X_1 \cdots X_8$ 、塔頂の変位 δ_{H1} 、 δ_{H2} の 10 箇をとった。

基本式の誘導にあたり次の仮定をおく。

イ) 塔の下端、ケーブルと塔、ケーブルと主ゲタはすべてヒンジ結合とする。

ロ) ケーブルのサグは無視する。

ハ) ケタに対するケーブルの傾斜角は変形の前後も不変とする。

構造諸元を 図-11 のようにとれば釣合方程式は以下の 10 元連立方程式となる。

ケーブルの伸び、ケーブル取付点の鉛直変位及び塔頂の水平変位の釣合より

$$\left. \begin{aligned} \frac{L_1 \cdot \sec \theta'_1 \cdot X_1}{E_c A_{c1} \sin \alpha_1} &= \delta_a + \delta_{H1} \cdot \cos \theta_1 \cdot \cot \alpha_1 \\ &\cdots \cdots \cdots \\ \frac{L_1 \cdot \sec \theta'_1 \cdot X_8}{E_c A_{c1} \sin \alpha_1} &= \delta_h + \delta_{H2} \cdot \cos \theta_1 \cdot \cot \alpha_1 \end{aligned} \right\} \quad (4.1)$$

となり、塔基部で $\sum M=0$ の条件より

$$\left. \begin{aligned} X_1 \cdot \cos \theta_1 \cdot \cos \alpha_1 \cdot H_1 + X_2 \cdot \cos \theta_2 \cdot \cos \alpha_2 \cdot H_2 \\ &= X_3 \cdot \cos \theta_2 \cdot \cos \alpha_2 \cdot H_2 + X_4 \cdot \cos \theta_1 \cdot \cos \alpha_1 \cdot H_1 \\ X_5 \cdot \cos \theta_1 \cdot \cos \alpha_1 \cdot H_1 + X_6 \cdot \cos \theta_2 \cdot \cos \alpha_2 \cdot H_2 \\ &= X_7 \cdot \cos \theta_2 \cdot \cos \alpha_2 \cdot H_2 + X_8 \cdot \cos \theta_1 \cdot \cos \alpha_1 \cdot H_1 \end{aligned} \right\} \quad (4.2)$$

となる。

ここで δ_a 、 δ_b 、 δ_h ：主ゲタの任意の点に荷重 p が作用し

た時のケーブル取付点のたわみ

上記 2 式を解くと X_1 、 $X_2 \cdots X_8$ 、 δ_{H1} 、 δ_{H2} が求まる。

曲げモーメント、せん断力 (反力) たわみは i 点で

$$S_{ij} = S_{ij}^0 - \sum_{k=1}^8 X_{jk} S_{ik} \quad (4.3)$$

S_{ij}^0 ：基本系の影響値

S_{ik} ： $X_k = 1$ が作用した時の i 点の値

X_{jk} ： k ケーブルの影響値

主ゲタの軸力 N_H 、塔の軸力 N_V は

$$N_H = \sum X \cdot \cos \alpha \cdot \cos \theta \quad (4.4)$$

$$N_V = \sum X \cdot \sin \alpha \cdot \sec \theta \quad (4.5)$$

となり、斜張橋のすべての影響値を求める事が出来る。

4-2 計設の概要

主ゲタ断面は幅 11.4 m、高さ 2.0 m の鋼床版 1 箱ゲタ (ケタ高/支間=1/80) を採用したが、設計概要について述べる。

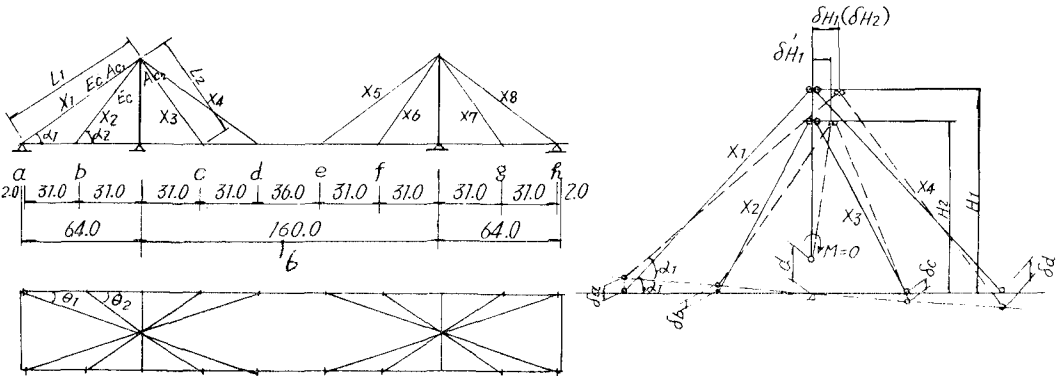
(1) 主ゲタに作用する外力は架設時の各系の鋼重による作用力と白重によるプレストレス、鋼ゲタ架設後の閉合した 3 径間斜張橋にかかる死荷重、活荷重による作用力とである。

架設所でケーブルのプレストレスは X_1 (X_8) = 25 t、 X_2 (X_7) = 93 t、 X_3 (X_6) = 72 t、 X_4 (X_5) = 35 t を与えた。

図-12 に各系の曲げモーメント図を示した。活荷重によるたわみは側径間で $\delta/l = 1/1250$ 、中央径間で $\delta/l = 1/733$ である。

なお現場接手は上フランジは現場溶接、下フランジは高力ボルト (F 9 T) で設計した。

(2) 偏心载荷による安定計算では、振りモーメント、振り角は基本系として「振り剛性を有する三径間連続ゲタ」を選び、これにザイル取付部でザイルの振れに対する拘束の影響を考慮した。



θ'_1, θ'_2 ケーブルの斜方向の傾度

図-11 構造諸元

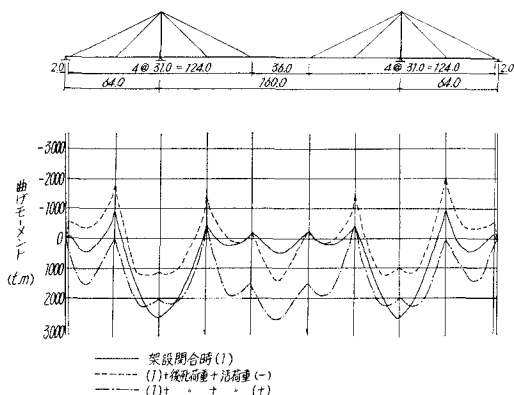


図-12 曲げモーメント図

路面の最大傾斜角 $25''$ 、主ゲタ外縁での最大垂直変位 7 mm である。

(3) 鋼床版の計算理論は文献-5 によったが、デッキプレートと縦リブから成る鋼床版は無限に剛な主ゲタと等間隔に配置された弾性床ゲタとによって支持された連続直交異方性板として取扱われる。

(4) ケーブルはプレファブパラレルワイヤーストランドであるが、素線は 5 mm 径、ストランドは 127 本の素線より成り保証破断力は 391 t であり、1 ケーブル (ストランド 4 本) 当りの最大張力 430 t で安全率 3.6 である。

ソケットはパラレルワイヤーストランド 1 本に対して両端部に各 1 コの低融合金の支圧による碇着型式とし、作用荷重(保証切断荷重/3) はコースメタル (Zu-Cu 2% 合金) とプレファブワイヤーストランドの付着により伝達される。また、コースメタルのクリープの影響およびコーンの抜け出し量 10 mm による構造系への影響について照査をしている。

(5) ケーブル取付部は塔頂ではケーブル、ソケットを受けるアンカーサドルを設け、ケーブルソケットを支圧で碇着する構造とし、主桁では、腹板より外側に碇着ゲタを出し、これでケーブル、ソケットを支持する。架設時のケー

ブル張力の微調整は主ゲタ取付部の碇着ゲタに取付けられたセンターホールジャッキで行なわれる。

(6) 塔の設計外力は死荷重、活荷重、温度変化、地震、風荷重の組合せであるが、常時最大 849.6 t の軸力が作用するので面内と面外の座屈の検討をした。

(7) 主ゲタは扁平な箱断面であるので、断面の変形が極めて重要な問題となる。

本橋では鋼床版横ゲタ (高さ 400 mm) と対傾構により強固に補強されているが、室蘭工大能町教授の折板理論による解析と模型実験により、検討したが本論文集の「隔壁の変形を考慮した薄肉箱ゲタの応力解析について」に報告されている。

5. あとがき

本橋においては断面形の選定にあたって経済性より耐風安定性が重要な要素となった、一方本橋架橋地点は我国でも有数の強風地帯であり、設計上低風速での限定振動が問題として残るわけで、架設に先立ち全風向風速計エースペーン (風速域 $2\text{ m/s} \sim 70\text{ m/s}$, 水平方向 360° , 垂直方向 $\pm 45^\circ$) を設置し、今後実橋に対する風の作用を観測する予定である。

最後に実験を担当し、さらに御指導いただいた建設省土木研究所構造研究室長大久保忠良氏、研究員榎波義幸氏、研究室の諸氏に感謝致します。

文 献

- 1) 石狩河口橋中央径間上部工検討書: 札幌開発建設部.
- 2) 石狩河口橋風速再現期待値報告書: 札幌開発建設部.
- 3) 石狩河口橋の耐風性に関する調査: 建設省土木研究所構造研究室.
- 4) 本州四国連絡橋耐風設計指針解説: 土木学会.
- 5) Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridge AISC.
- 6) 小西・高橋: 石狩河口橋の計画について. 第 9 回日本道路会議.