

長大斜張橋の静的、動的耐風安定性を確保できる 最小桁幅に関する検討

Minimum girder width ensuring safety against static and dynamic instabilities of long-span cable-stayed bridges under wind load

長井正嗣*, 石田知久**, 謝旭**, 山口宏樹***, 藤野陽三****

Masatsugu NAGAI, Tomohisa ISHIDA, Xu XIE, Hiroki YAMAGUCHI and Yozo FUJINO

*工学博士 長岡技術科学大学教授 工学部環境・建設系 (〒940-21 新潟県長岡市上富岡町 1603-1)

**工学修士 (株) 栗本鐵工所 橋梁設計部 (〒105 東京都港区新橋 4-1-9)

***工学博士 埼玉大学助手 工学部建設工学科 (〒338 埼玉県浦和市下大久保 255)

****工学博士 埼玉大学教授 工学部建設工学科 (〒338 埼玉県浦和市下大久保 255)

*****Ph. D 東京大学教授 工学系研究科土木工学専攻 (〒136 東京都文京区本郷 7-3-1)

This paper presents a minimum girder width of long-span cable-stayed bridges, which ensures safety against both static and dynamic instabilities under wind load. Four kinds of cross-sectional shape of the girder with a span/width ratio from 40 to 70 are employed. For investigating their behavior under wind load, geometrical nonlinear analysis taking displacement-dependent wind load into account and flutter analysis based on modal coordinate are carried out. It is found that unstable phenomena of the girder with the span/width ratio of 70 and with a span/depth ratio of 400 occurs above the design wind velocity. It is also found that the critical velocity under static wind load is lower than flutter onset wind velocity. From the steel volume viewpoint, the cross-sectional shape with the span/depth ratio of around 55 gives minimum value.

Keywords : long-span, cable-stayed bridges, displacement-dependent wind load, flutter, nonlinear analysis

1. まえがき

著者らはこれまで、スパン 1000m を超える長大斜張橋の建設可能性に関する検討を行ってきたが、スパンが 1000m を超えると、風荷重作用下での横安定性を確保するためのスパンと桁幅の比 (40 以下) が制約条件¹⁾となつて、長大化に伴い桁断面が大型化し他の吊形式橋梁に対して競争力が低下することを指摘してきた。以上の制約条件を前提とした場合、スパン 1200~1400m 程度が経済的な適用限界と考えられる^{2,3)}。しかしながら、上記の数値 40 の根拠は必ずしも明確でなく、検討の余地がある⁴⁾と考える。このような観点から、文献 4) ではスパン 1400m の斜張橋を対象に、箱断面の桁幅を 26~34m と変化、すなわちスパンと桁幅の比で約 40~55 と変化させた 5 種類の断面 (桁高さ 4.6m で固定) を対象に有限変位解析を行った。その際、桁に作用する変位依存型の風荷重と塔、ケーブルに直接作用する風荷重を考慮している。その結果、いずれの断面も、設計風速 (完成系 60m/s、

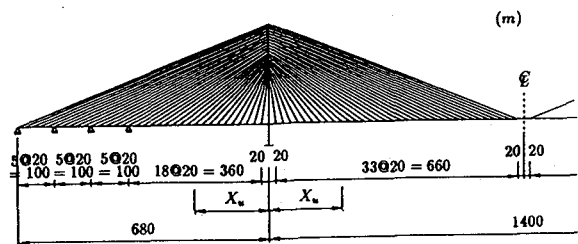
架設系 40m/s) では不安定現象は生じず、ねじれ角と鉛直方向の浮上がり変位が連成しつつ急増する不安定現象が生じる風速は設計風速を上回った。これより、スパンと桁幅の比 40 は必ずしも横安定に関する制約条件とならないことを指摘した。

本文では、文献 4) で扱った断面に比べて更に狭い桁幅や低い桁高さを持つ断面を対象とし、静的安定解析を行う。あわせて、フラッター解析手法⁵⁾を用いてフラッター発現風速についても検討を行うこととした。すなわち、静的のみならず動的な耐風安定性について検討を行い、安定性が確保できる必要最小の桁幅について考察を加え、基本計画上の資料を提供する。

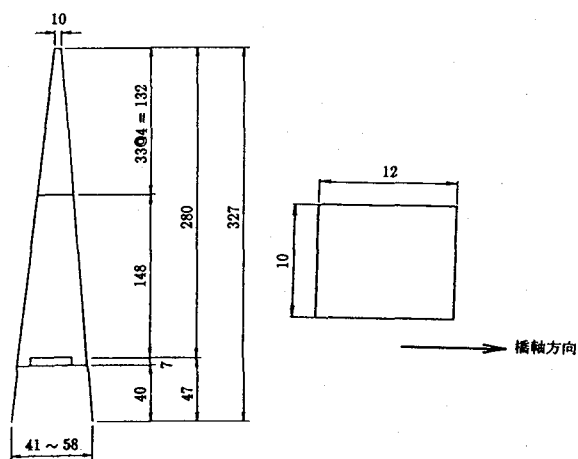
2. 計算モデル

図-1 に計算対象としたスパン 1400m 斜張橋の側面形状と塔形状を示す。側径間長はスパンの約半分とし、側径間内に中間橋脚を設けて面内の曲げ剛性を高めている。

図-2に今回計算の対象とした4種類の桁断面を示す。桁幅 20~35m (スパン/桁幅比で 70, 56, 47, 40), 桁高さを 3.5, 4.0m (スパン/桁高さ比で 400, 350) の組み合わせで、これまでの採用されてきた断面に比べると、スパン/桁幅及びスパン/桁高さ比はかなり大きい値が含まれる。



(a) 側面形狀

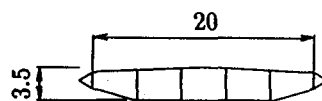


(b) 塔形状と断面

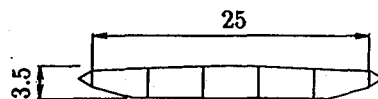
(c) 塔の断面諸量

(m ² , m ⁴)			
A	I _x	I _y	J
1.76	30.667	40.320	39.273

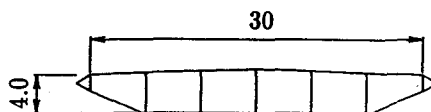
図-1 斜張橋モデル



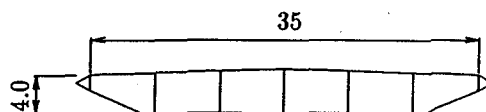
(a) 桁幅 20m モデル



(b) 桁幅 25m モデル



(c) 桁幅 30m モデル



(d) 桁幅 35m モデル

图-2 桁断面

これらの断面の基本諸元は概略設計を行い決定している。詳細は文献 4) に詳述されているので参照されたい。風荷重に関する設計条件は次の通りである。完成時の設計風速は桁、ケーブルでそれぞれ 60, 70m/s、架設系はそれぞれの約 70% と設定し、抗力係数は桁、ケーブルでそれぞれ 0.8, 0.7 を仮定している。概略設計された断面の諸元を表-1 に示す。表中、() 内数値は塔位置近傍で桁断面の補強（桁断面の両端部 5m 区間のフランジ、腹板板厚を増厚）を行った区間（図-1 中の Xu）の範囲の断面諸元である。塔位置の桁には風荷重によって大きな面外曲げモーメントが生じる。そのため、死荷重による応力との組み合わせ応力を許容値（降伏点/所要安全率⁶⁾）以下とするために面外曲げ剛性を大きくする必要がある。

表-1 断面諸量

桁幅	桁高	A (m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	J (m ⁶)	Xu (m)
20	3.5	1.115 (2.618)	2.064 (4.505)	41.847 (137.912)	4.453 (8.686)	340
25	3.5	1.314 (2.243)	2.560 (4.050)	75.653 (177.323)	5.767 (9.395)	260
30	4.0	1.605 (2.182)	4.002 (5.051)	129.658 (225.990)	8.889 (11.728)	140
35	4.0	1.803 (2.163)	4.624 (5.276)	196.691 (282.215)	10.554 (12.505)	100

() 内は増厚区間の諸量

桁断面の面内耐力については、近似的手法であるが、比較的精度良く限界軸力を評価できる修正 E_f 法⁷⁸⁾を適用して安定性の照査を行った。計算の結果、4種類の断面に対して、それぞれ完成系で2.0~2.2倍(死荷重と活荷重満載時の桁軸力に対して)、架設系で3.2~3.6倍(前死荷重時の桁軸力に対して)の限界軸力が得られた。これより、面内の曲げモーメントを考慮しても所要の安全率1.7は確保されていると考える。図-3に桁幅25mモデルの完成系、架設系の座屈モード形を示す。いずれのモデルもほぼ同様の座屈モード形が得られているが、桁幅20mと極端に桁幅の狭いモデルの架設系のみ桁面外方向の座屈モード形が得られた。

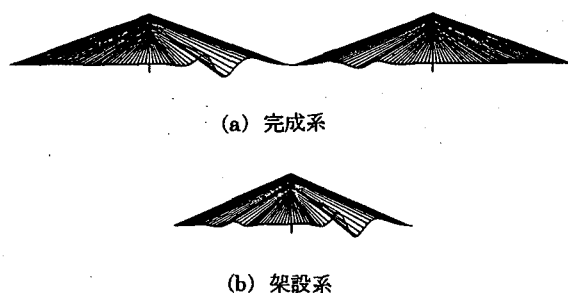


図-3 桁幅25mモデルの座屈モード形
(修正 E_f 法)

3. 解析方法

3.1 変位に依存する風荷重を考慮する弾性有限変位解析⁹⁹⁾¹⁰⁾

本研究では、式(1)に示す迎角(α)に依存する単位長さ当たりの抗力(D)、揚力(L)、空力モーメント(M)の三分力を桁に作用させる。

$$\begin{aligned} D(\alpha) &= 0.5 \rho U_z^2 A_n C_D(\alpha) \\ L(\alpha) &= 0.5 \rho U_z^2 B C_L(\alpha) \\ M(\alpha) &= 0.5 \rho U_z^2 B^2 C_M(\alpha) \end{aligned} \quad (1)$$

ここで、 ρ は空気密度、 A_n は風向方向の投影高さ、 B は桁総幅である。

U_z は設計風速で次式で高度補正を行う。

$$U_z = (z_0/10)^{1/7} U_{10} \quad (2)$$

ここで、 z_0 は高度、 U_{10} は基本風速である。また、 C_D 、 C_L 、 C_M は三分力係数で、図-4に示す名港大橋の風洞実験結果¹⁰⁾を用いることとした。三分力係数は桁幅によって変化するため、仮定した断面に対する係数が必要となる。しかし、迎角の小さい範囲での桁幅の依存性はそれほど顕著ではないと予想されるため、ここでは、同じ三分力係数を用いることとした。

ケーブルは図-5に示す中間に2節点を有するアイソパラメトリック要素¹²⁾でモデル化している。ケーブルには(3)式で示す単位長さ当たりの抗力(D_c)を作用させる。

$$D_c = \sum N_i D_{ci} \quad (3)$$

ここで、 N_i は形状関数¹²⁾、 D_{ci} はケーブル外形を用いて

計算した各節点での抗力である。

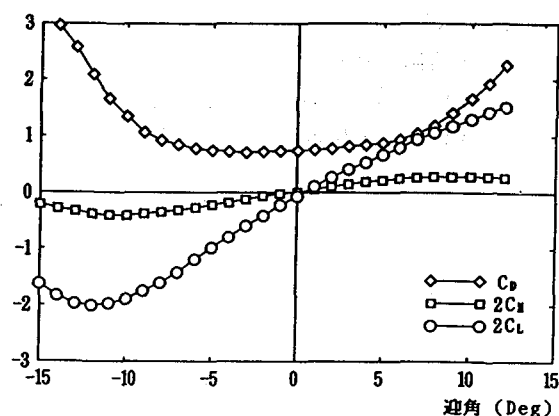


図-4 空気力係数

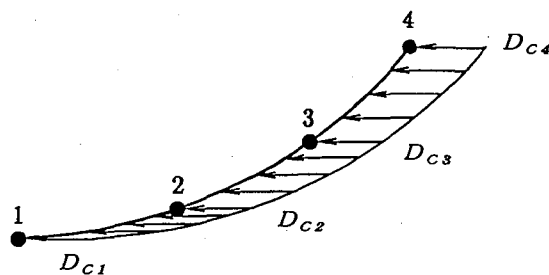


図-5 ケーブル要素

図-6に示すように、風荷重の作用によって、桁は横変位するとともに回転変位が生じる。桁の回転に伴い、迎角が変化して空力係数が変化する。また、ケーブルも風圧力を受け、張力とともに塔、桁位置での作用方向にも変化が生じる。本計算では、これらの影響を考慮し、繰返し計算によって収束値を求める。

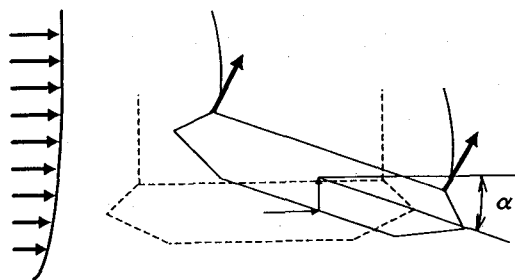


図-6 桁、ケーブルの変形状況

3.2 フラッター解析⁹⁾

本解析では、モード座標を基準座標としたフラッター解析を行っている。また、ケーブルの振動を同時に考慮した解析が可能となる。

本手法の固有値解析の流れを図-7に示す。まず、ケーブルの内部変位 $\{d_i\}$ を両端の単位変位に伴う変位と振動モード形（両端固定の振動モード）を用いて次のように表示する¹⁰⁾

$$\begin{Bmatrix} d_T \\ d_i \\ d_G \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} I & 0 & 0 \\ T_1 & T_V & T_2 \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_T \\ q_C \\ d_G \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} I & 0 & 0 \\ 0 & 0 & I \\ T_1 & T_V & T_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_T \\ d_G \\ q_C \end{Bmatrix} = [T_C] \begin{Bmatrix} d_T \\ d_G \\ q_C \end{Bmatrix} \quad (4)$$

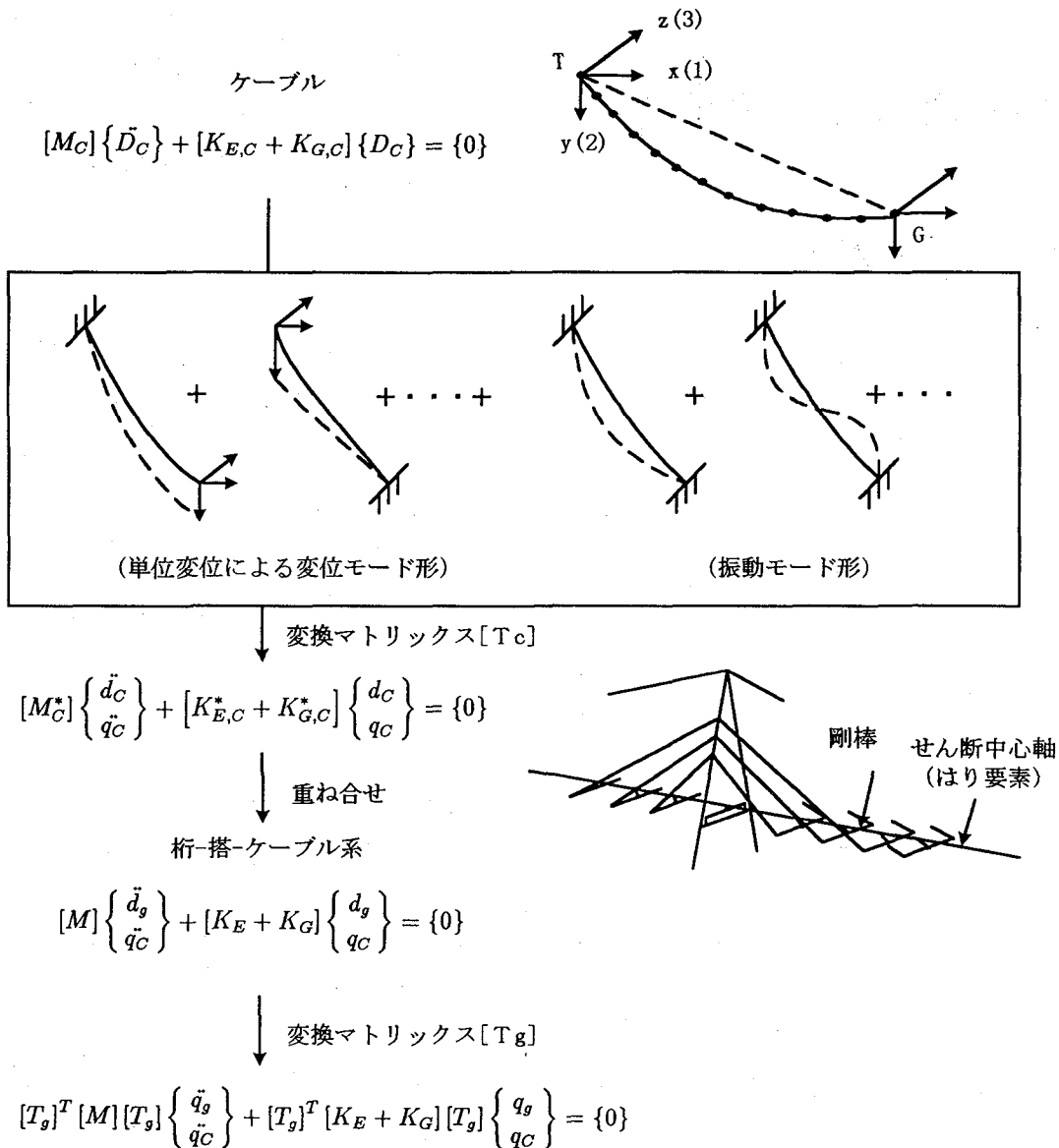


図-7 固有値解析の流れ

ここで、 $\{d_t\}$, $\{d_p\}$ はそれぞれ塔、桁位置の変位、 $\{q_g\}$ は一般化変位、 $[I]$ は単位マトリックス、 $[T_1]$, $[T_2]$ はそれぞれケーブル端部の単位変位によって生じる内部変位より成るマトリックス、 $[T_v]$ は先に説明したモーダルマトリックスである。

ケーブルの運動方程式を、式(4)で定義した変換マトリックス $[T_c]$ を用いて、両端(塔、桁位置)の変位と内部の一般化変位を未知数とする運動方程式に変換して、斜張橋全体の運動方程式に組み込む。そして、ケーブル振動を考慮しない斜張橋の固有値解析から変換マトリックスを作成して、モードに対応する一般化変位のみを未知数とする基礎方程式を誘導する。

次に空気力について説明する¹⁰⁾。本手法では、桁について、抗力は準定常理論、揚力と空力モーメントは平板翼理論を用いて定式化する。ケーブルについては、抗力と揚力を考慮し、準定常理論を用いて定式化する。また、以上の空気力は加速度項で表示される。

以下に空気力を考慮した基礎方程式を示す。まず、桁と塔よりなる構造系の基礎式は、

$$[M_g]\{\ddot{d}_g\} + [K_{E,g} + K_{G,g}]\{d_g\} = [F_{R,g}]\{\ddot{d}_g\} + i[F_{I,g}]\{\ddot{d}_g\} \quad (5)$$

と表せる。ここで、添字gまたは、gは塔、桁に関する諸量を表す。(・)は時間に関する微分、 $[M_g]$, $[K_{E,g}]$, $[K_{G,g}]$ はそれぞれ質量マトリックス、弾性の剛性マトリックス、死荷重時の断面力より成る幾何剛性(または初期断面力)マトリックス、 $\{d_g\}$ は変位ベクトル、 $[F_{R,g}]$, $[F_{I,g}]$ は空気力の実部、虚部より成るマトリックス、iは虚数である。

1本のケーブルの基礎方程式は、

$$[M_c]\{\ddot{D}_c\} + [K_{E,c} + K_{G,c}]\{D_c\} = i[F_{I,c}]\{\ddot{D}_c\} \quad (6)$$

と表せる。ここで、添字cまたは、cはケーブルに関する諸量を表す。 $[M_c]$, $[K_{E,c}]$, $[K_{G,c}]$ はそれぞれ質量マトリックス、弾性の剛性マトリックス、幾何剛性マトリックス、 $\{D_c\}^T = \{d_{T1}, d_{T2}, d_{T3}, d_{I1}, \dots, d_{in}, d_{G1}, d_{G2}, d_{G3}\}$ は変位ベクトル、 $[F_{I,c}]$ は空気力マトリックスである。

ケーブルについては、式(4)の変換マトリックス $[T_c]$ を用いて以下のように変換する。

$$[M_c^*]\{\ddot{q}_c\} + [K_{E,c}^* + K_{G,c}^*]\{q_c\} = i[F_{I,c}^*]\{\ddot{q}_c\} \quad (7)$$

ここで $[M_c^*] = [T_c]^T [M_c] [T_c]$, $[K_{E,c}^*] = [T_c]^T [K_{E,c}] [T_c]$, $[K_{G,c}^*] = [T_c]^T [K_{G,c}] [T_c]$, $[F_{I,c}^*] = [T_c]^T [F_{I,c}] [T_c]$ で、 $\{d_c\}^T = \{d_{T1}, d_{T2}, d_{T3}, d_{G1}, d_{G2}, d_{G3}\}$, $[]^T$ は転置マトリックスである。

各ケーブルの基礎式を式(5)に組み込むと、

$$[M]\begin{Bmatrix} \ddot{d}_g \\ \ddot{q}_c \end{Bmatrix} + [K_E + K_G]\begin{Bmatrix} d_g \\ q_c \end{Bmatrix} = [F_R + iF_I]\begin{Bmatrix} \ddot{d}_g \\ \ddot{q}_c \end{Bmatrix} \quad (8)$$

と表せる。

更に、先に説明したように、外力項と $\{q_c\}$ に関する項を除いた、すなわちケーブル振動を考慮しない運動方程式を用いて全体の固有値解析を行うと、以下の変換マトリックスを得る。

$$\begin{Bmatrix} d_g \\ q_c \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_g & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_g \\ q_c \end{Bmatrix} = [T_g] \begin{Bmatrix} q_g \\ q_c \end{Bmatrix} \quad (9)$$

ここで、 $[\phi_g]$ はモーダルマトリックス、 $\{q_g\}$ は一般化変位である。

変換マトリックス $[T_g]$ を用いて、式(8)を次式のように書き直す。

$$[T_g]^T [M] [T_g] \begin{Bmatrix} \ddot{q}_g \\ \ddot{q}_c \end{Bmatrix} + [T_g]^T [K_E + K_G] [T_g] \begin{Bmatrix} q_g \\ q_c \end{Bmatrix} = [T_g]^T [F_R + iF_I] [T_g] \begin{Bmatrix} \ddot{q}_g \\ \ddot{q}_c \end{Bmatrix} \quad (10)$$

式(10)が本フラッター解析の基礎式となる。

無次元振動数($K=B\omega/U$)を仮定して、複素固有値解析を行えば、複素固有値 $\lambda = \lambda_R \pm i\lambda_I$ を得る。ここで、Bは代表長(桁幅)、 ω は円振動数、Uは平均風速である。これより、減衰(ξ)が次式で定義できる。

$$\xi = -\lambda_R / \sqrt{\lambda_R^2 + \lambda_I^2} \quad (11)$$

減衰(ξ)が負になった状態でフラッター風速が得られる。

4. 静的安定性に関する計算結果と考察

図-8, 9に完成、架設系でのスパン中央の水平変位、鉛直変位、ねじれ角と風速の関係を示す。

水平変位は、同一風速のもとでは桁幅の狭いモデルほど大きな値となる。いずれの断面も風速70m/sあたりから鉛直変位(浮き上がり変位)とねじれ角の非線形性が顕著となり、桁幅の狭いモデルから風速80m/s弱~85m/sの範囲で鉛直変位とねじれ角が連成しつつ発散して不安定となる。これより、いずれの断面も今回設定した設計風速60m/s以下での不安定現象が生じないことがわかる。図-9は架設系での結果であるが、架設系は完成系に比べて低い風速で変位の発散現象が生じる。この場合は、鉛直変位が急増する現象が顕著である。桁幅の狭いモデルから風速65~75m/sで不安定となるが、いずれの断面も設計風速40m/sをクリアしていることがわかる。

図-10, 11に中央径間最上段ケーブルの張力(風上側、風下側)を示す。図-10は完成系、図-11は架設系の結果である。完成系では、風上側のケーブル張力が桁の回転に伴い徐々に減少し風速70m/sを超えるあたりから桁

の浮き上がりに伴って急激に減少し始める。一方、風下側のケーブル張力は回転に伴い若干の増加の後、急激に減少し始める。架設系では風速 40m/s あたりから風上、

風下側の張力がともに徐々に減少し始め、桁の浮き上がりとともに急激に減少する。

以上、桁幅を大きく変化させたものの、不安定なる風

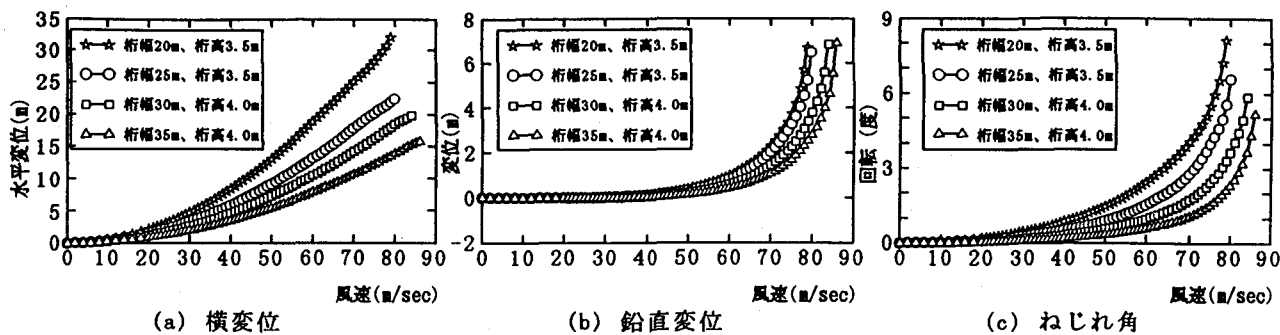


図-8 中央径間中央の桁変位 (完成系)

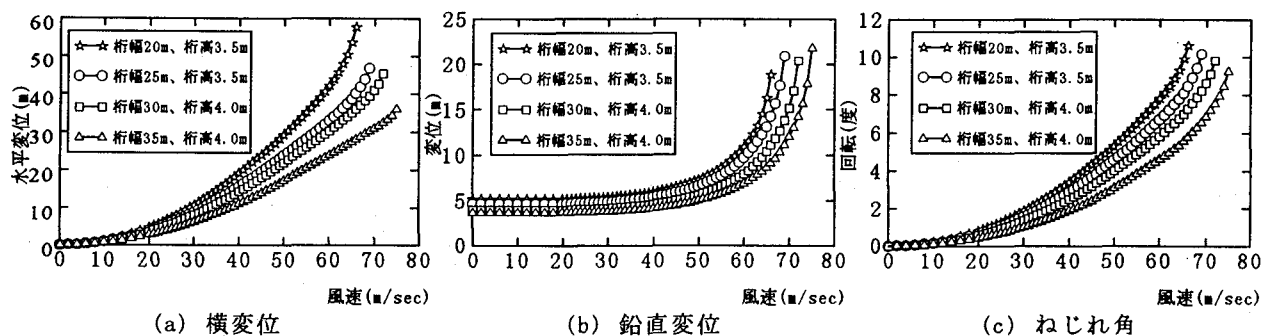


図-9 張出し先端部の変位 (架設系)

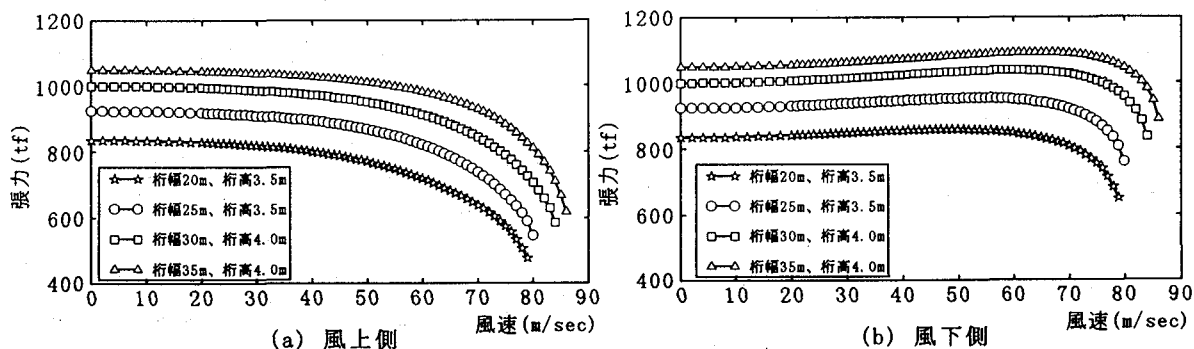


図-10 中央径間最上段ケーブルの張力 (完成系)

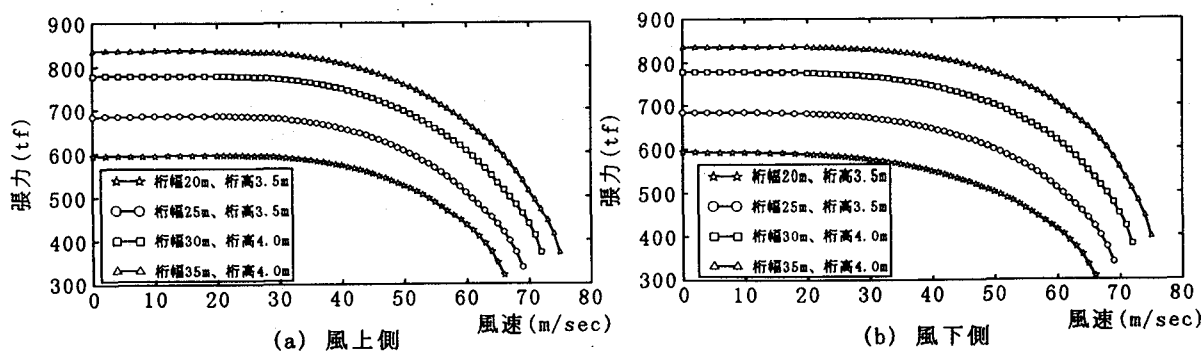


図-11 張出し先端部最上部ケーブルの張力 (架設系)

速に極端な差異は見られない。これは、表-1 に示したように、一般部の断面諸量は桁幅に応じて大きな差異が生じるが、塔位置近傍では、風荷重時の応力を許容値以下とする条件より、一般的に比べて差異が小さくなっていること、また補強区間が桁幅が狭い程長くなっているためと考えられる。

5. 動的安定性に関する計算結果と考察

表-2 にフラッターの発現風速を示す。マルチモード解析では、完成、架設系でそれぞれ 25, 15 モードを採用した結果である。また、表中にはケーブル振動を考慮した場合の結果を示すが、ケーブル振動を考慮する場合、各ケーブルの面内、面外 1 次モードを全体系のモードに加えて計算している。あわせ、Selberg 式で計算した風速を示す。なお、25, 15 モードは、今回の計算において同様の結果を得るために必要なモード数である。

フラッター発振風速は完成時、架設系ともに 4. で説明した静的不安定風速に比べてかなり高いことがわかる。また、ケーブル振動を考慮すると、さらに高い風速が得られケーブル振動の効果が顕著であることがわかる。これは、桁の全体振動に連成してケーブル振動が生じるが、その際、ケーブルの空気力減衰が得られ風速が上昇するためと考えられる。また、Selberg 式による風速は桁幅 20m の架設系を除いて多モード解析の結果と比較的良好一致を示すことがわかる。桁幅 20m モデルの架設系のねじれ 1 次振動モード形を調査すると、このケースでは横変位の連成が顕著であった。そのため、大きな等価極慣性モーメントが計算され、曲げ 1 次とねじれ 1 次振動のみを対象とする Selberg 式では高い風速が得られた。一方、マルチモード解析からは桁幅に応じた風速が得られている。

6. まとめ

以上、桁幅がスパンの 1/70 とかなり狭いモデルを含め、4 種類の桁幅を対象に静的、動的安定解析を行い最小桁幅に関する検討を行った。得られた結果を要約すると以下ようになる。

- 1) 全ての断面で、動的不安定となる風速（フラッター風速）が静的に不安定となる風速より高くなる結果が得られた。斜張橋の風荷重作用下の安定性を検討する場合、静的問題が重要となり、静的安定性を確保する観点から断面が決定されるものとする。
- 2) 解析結果から、フラッター風速に与えるケーブル振動の効果が顕著であることがわかった。これは、ケーブル振動がもたらす空気減衰の影響と考えられる。しかし、この現象を検証する手だてが無く、現状、この効果を期待した設計は困難といえる。
- 3) Selberg 式より計算したフラッター風速は多モード解析結果と良好一致を示したが、桁幅 20m と極端に狭い桁幅を持つモデルの架設系では大きな差異が生じ、Selberg 式による評価が危険側となる。これより、多モード解析の必要性がいえる。
- 4) スパン/桁幅=70 とスパン/桁高さ=400 の組み合わせをもつかなり小型の断面を含め、ここで仮定した全ての断面について、設定した設計風速以下での静的、動的不安定現象は見られない。また、桁幅を大きく変化させても不安定となる風速に大きな差異は生じなかった。これは、いずれのモデルも、風荷重によって大きな面外曲げモーメントの生じる塔位置近傍の桁断面諸量の差異が一般部に比べて小さくなっていること、また桁幅が狭いモデル程、補強区間が長くなっているためと考えられる。
- 5) 4 つの断面を対象に鋼重量を算出した。その結果、桁幅 25m、桁高さ 3.5m をもつ断面が最少となった。桁幅 20m、

表-2 フラッター風速

		(m/s)			
		桁幅 (20m)	桁幅 (25m)	桁幅 (30m)	桁幅 (35m)
完 成 系	25-mode	134	120	126	132
	ケーブル 振動考慮	145	144	153	144
	Selberg式	138	131	136	137
架 設 系	15-mode	95	99	105	109
	ケーブル 振動考慮	116	151	168	165
	Selberg式	139	95	103	106

すなわちスパン/桁幅の比で 70 のモデルは、桁幅が狭く鋼重量の点で有利と考えられたが、塔位置近傍の断面補強のための重量がかなり大きくなり、桁幅 25m モデルの鋼重を上まいった。これより、スパン/桁幅の比は 55~60 程度が上限値と考えられる。また、今回の計算からは、スパン/桁高さ比として 400 が採用できると考えるが、今後弾塑性有限変位解析 4), 15) で照査する予定である。

参考文献

- 1) F. Leonhardt and W. Zellner : Past, present and future of cable-stayed bridges, Cable-Stayed Bridges (ed. by Ito et. al.), pp.1-33, Elsevier, 1991
- 2) A. Petersen, A. Larsen and W. Eilzner : Outline design and special studies for a 1200m cable-stayed bridges, Proc. of Innovation in Cable-Stayed Bridges, Fukuoka, Japan, pp. 367-377, 1991
- 3) 長井正嗣, 藤野陽三 : 1000m を超える自定式斜張橋の構造形態に関する主に静的挙動からの一考察 : 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 38A, pp. 1161-1174, 1992
- 4) 謝旭, 山口宏樹, 長井正嗣 : 長大斜張橋の静的安定性に及ぼす桁幅の影響, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 43A, pp. 1221-1228, 1997
- 5) 岩本政己, 藤野陽三, 長井正嗣 : 三次元モデルによる長大斜張橋のフラッター解析, 土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集, pp. 834-835, 1993
- 6) 本州四国連絡橋公団 : 耐風設計基準・同解説, 1976
- 7) 長井正嗣, 浅野浩一, 渡辺幸治 : 斜張橋の主桁耐荷力評価に着目した E_r 法の適用性と設計法に関する一検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 41A, pp. 221-228, 1995
- 8) 長井正嗣, 謝旭, 山口宏樹 : 長大斜張橋の主桁耐力評価に着目した有効接線弾性係数法の適用性, 鋼構造年次論文報告集, 第 5 巻, pp. 23-30, 1997
- 9) 謝旭, 長井正嗣, 山口宏樹, 伊藤學 : 自定, 一部他定式長大斜張橋の静的対風挙動, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 42A, pp. 1005-1012, 1996
- 10) 謝旭, 山口宏樹, 伊藤學 : 長大斜張橋の静的挙動に関する考察, 土木学会論文集, No. 537/I-35, pp. 205-215, 1996
- 11) V. Boonyapinyo, H. Yamada and T. Miyata : Nonlinear buckling instability analysis of long-span cable-stayed bridges under displacement-dependent wind load, Jour. of Structural Engineering, JSCE, Vol. 39A, pp. 923-936, 1993
- 12) 謝旭, 山口宏樹, 伊藤學 : Updated Lagrangian 手法による柔ケーブルの非線形解析, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 41A, pp. 427-434, 1995
- 13) 長井正嗣, 川畑昭治, 岸本節二, 奥井義昭, 菊池昭仁 : ケーブルにモード座標を用いた桁・ケーブル系の固有値および応答解析, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 38A, pp. 63-72, 1991
- 14) 宮田利男, 山田均, 太田博文 : 立体骨組み法による横たわみしたトラス補剛桁の曲げねじれフラッター解析, 土木学会論文集, No. 404/I-11, pp. 267-275, 1989
- 15) 謝旭 : 長大斜張橋の複合非線形性と安定性に関する解析的研究, 埼玉大学博士学位論文, 1996

(1997 年 9 月 26 日受付)