

# 超長大斜張吊橋の静的・動的構造特性と経済性

前田研一<sup>1</sup>・中村一史<sup>2</sup>・野村國勝<sup>3</sup>・成田信之<sup>4</sup>

<sup>1</sup>フェロー会員 工博 東京都立大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

<sup>2</sup>正会員 工修 東京都立大学助手 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

<sup>3</sup>フェロー会員 工博 川田工業株式会社 専務取締役 (〒114-8562 東京都北区滝野川1-3-11)

<sup>4</sup>フェロー会員 工博 財団法人土木研究センター 理事 (〒110-0016 東京都台東区台東1-6-4)

本研究は、斜張橋と吊橋を組み合わせ、それぞれの長所によって短所を互いに補い合う新吊形式橋梁として注目されている斜張吊橋を対象に、超長大橋への適用の実現性を検討したものである。本論文では、中央径間長2,500mの超長大斜張吊橋を対象として、斜張区間と吊区間の区間長比を変えた3タイプの比較検討案について、設計荷重に対する静的構造特性、座屈安定性、および、部材別の所要鋼重などを比較し、吊橋とも対比させて、最適な区間長比を探るとともに、経済的に優位となる可能性を示した。さらに、固有振動解析、連成フラッタ一解析によって、動的耐風安定性が吊橋に比べ優れていることを確かめ、提案した構造的対策を施せば、より厳しい設計条件に対しても経済性を大きく損なうことなく十分な安全性を確保できることを明らかにした。

*Key Words : ultra long-span bridge, cable-stayed suspension bridge, aerodynamic stability, buckling stability, economical efficiency*

## 1. 緒言

1999年5月に、斜張橋として世界最大支間を誇る多々羅大橋(中央径間長890m)を含む西瀬戸自動車道(“瀬戸内しまなみ海道”)が開通して、本州四国連絡橋3ルートが全通することとなり、我が国の長大橋建設の歴史は一段落を迎えることとなった。これに先立って、世界最長の明石海峡大橋(中央径間長1,991m)の完成を迎えた1998年4月に、6ルートの海峡横断道路(東京湾口、伊勢湾口、紀淡海峡、豊予海峡、関門海峡、早崎瀬戸・長島海峡)プロジェクト構想を、超伝導浮上式リニアモーターカーによる高速鉄道構想とともに、2010年から2015年を目標年次とする第5次新全国総合開発計画(五全総)に盛り込むことが決められた。

我が国橋梁界が総力を結集して取組んだ本州四国連絡橋建設における技術の進展は著しく、今後、この世界に冠たる長大橋技術を継承してだけでなく、さらなる挑戦の場が求められている。したがって、21世紀の次世代の計画として策定され、中央径間長2,000mを大きく超える超長大橋が数多く含まれる海峡横断道路プロジェクト構想が、早期に具体的な段階に移行することが望まれている<sup>1)~3)</sup>。

ただし、この新全国総合開発計画では、コストの

大幅縮減を含めた技術開発の成果、自然環境への影響、および、費用対効果などを十分に見極めたうえで事業化を図ることとされており、海峡横断道路プロジェクト構想の速やかな具体化を目指すためには、経済性により優れた超長大橋の開発を今後も種々の観点からより活発に行っていくことが不可欠である。

このような背景の下、近年、特に中央径間長2,500mから3,000mに至る超長大吊橋に関する研究が活発に行われており、実現に向け、より詳細な検討が実際問題に即して実施されつつある<sup>4)</sup>。

超長大吊橋の開発に際しては、我が国の厳しい環境下で耐風安定性を確保することがその成否を左右することから、経済性の追求とともに、耐風安定化策として、補剛桁断面のねじり剛性または橋全体のねじり剛度をより高くする構造的対策、および、補剛桁断面の空力特性を改善する空力的対策なども主要な研究対象とされてきた。

著者らは、まえに、中央径間長3,000mの超長大トラス吊橋を対象に、経済性のみならず、耐風安定性を高めるための構造的対策の面からも、補剛桁断面のねじり剛性に着目した研究を行って、従来技術の延長線上で、より合理的なトラス断面構造を提案した。その結果、空力的対策として明石海峡大橋でも用いられたアタッチメントである鉛直スタビライザ

一を併用することによって、十分な耐風安定性を確保でき、鋼重をかなり低減することが可能となったが、トラス吊橋では経済性の革新的な向上を望めないことが明らかとなった<sup>5)</sup>。

これを受けて、初期コストだけでなく、維持管理コストを含めたライフサイクルコストの点でも、トラス吊橋に比べ優位とされている流線形箱桁吊橋の超長大化の可能性を検討した結果、静的設計の段階では、十分な経済的優位性が確かめられた。しかしながら、中央径間長2,000mを超える辺りから耐風安定性の確保が困難となる兆候がみられるようになり、中央径間長2,500m～3,000mの領域で耐風安定性の確保に十分なねじり剛性を補剛桁に与えるためには、箱桁断面の板厚をかなり厚くする必要があり、経済性が著しく損なわれることが解った<sup>6)</sup>。

すなわち、流線形箱桁吊橋の超長大橋への適用を可能にするためには、例えば、箱桁断面の中央に開口部を設けること<sup>7),8)</sup>や、中央径間長3,300mのメッシナ海峡超長大吊橋案のような斬新な断面構造とすること<sup>9)</sup>など、補剛桁断面を大きく変えた空力的対策、あるいは、文献7), 8)に同時に記述された橋全体のねじり剛度をより高くするための種々の構造的対策が不可欠であることが解った。

著者らの研究成果を含め、国内外のこれまでの研究成果を概観すると、超長大吊橋の経済性、および、耐風安定性に関する研究については、多くの成果が蓄積されつつあり、今後の超長大橋に対する研究の中心は、より経済的な新しい吊形式橋梁の開発へと移ろうとしている<sup>10)</sup>。

その一つに、斜張橋と吊橋を組み合わせたいわゆる斜張吊橋がある。この形式は、遠い昔、ドイツのDischingerが1938年に発表したもので、考案者の名を取ってDischinger形式とも呼ばれ、近代斜張橋の始まりとされる1955年に完成したStrömsund橋(中央径間長183m)の比較設計案として吊橋とともに提案されたが、採用されなかったものであり、その後も詳細な構造検討がなされることはなかった<sup>11)</sup>。

この形式が、現代において見直される契機になったのは、超長大橋に適しているとの指摘によるものである。すなわち、アンカレイジが不要な斜張橋は、吊橋に比べ経済的に優位で、構造的に耐風安定性にも優れているが、主桁の軸力の増加に伴う座屈安定性の問題から限界支間約1,500mといわれ、支間の約1/5とされる塔の高さも問題となる。これに対して、斜張吊橋は、文字通り斜張橋と吊橋の中間的な形式として、互いの短所を補い合うものであり、超長大橋に適した吊形式橋梁になり得るといふ指摘である<sup>12)</sup>。

著者らは、上述の指摘を受け、未だ具体的な構造検討はほとんどなされていなかったことから、まず、基礎研究として、斜張橋の限界とされる中央径間長1,500mまでの長大斜張吊橋の構造特性と経済性を、従来形式である斜張橋、および、吊橋と比較した結果、より支間の長い中央径間長2,000mを超える超長大橋の領域に至れば、経済性、および、耐風安定性に最も優れた形式となることが予測された<sup>13),14)</sup>。

本研究は、これまでの基礎研究の成果を踏まえて、中央径間長2,500mの斜張吊橋を対象に、超長大橋としての実現性を検討することを目的としたものである。そのために、斜張区間と吊区間の区間長比、および、それに応じて塔高を変えた3タイプの比較検討案の概略設計を行い、それらの結果に基づいて、設計荷重に対する静的構造特性、座屈安定性、および、部材別の所要鋼重などを比較し、吊橋とも対比させて、最適な区間長比を探るとともに、経済的に優位となる可能性を検討する。

さらに、固有振動解析、および、連成フラッター解析により動的耐風安定性について検討するとともに、経済性を大きく損なわずに、より高い耐風安定性を確保するために、構造的対策として、著者らが吊橋用に提案した補助ハンガーシステムであるリジッドハンガー<sup>15),16)</sup>を応用することを考え、その効果を確かめる。これは、橋全体のねじり剛度をより高くする構造的対策として最も効果的であるとされてきたクロスハンガーとほぼ同様の力学的原理によるものであるが、ケーブルの非抗圧性や、建築限界、視覚の阻害などの問題を合理的に解決できるものである。

## 2. 比較検討案とその概略設計

### (1) 比較検討案と設計計算手法

本研究では、超長大斜張吊橋として中央径間長2,500mの斜張吊橋を対象とし、図-1に示すように、斜張区間と吊区間の区間長比を変えたType-1、Type-2、Type-3の3タイプを比較検討案とした。また、斜張区間長が零の場合、すなわち従来形式である吊橋案をType-4として、斜張吊橋の比較検討案と対比させるものとした。

Type-1～Type-4の主桁(以下、吊区間の補剛桁部を含めて主桁と呼ぶ)の断面図を図-2、および、主塔の側面図と塔柱断面図を図-3に示す。ここに、Type-2における主塔の路面上の塔高は、図-4に示すように、Type-1の塔高とした中央径間の斜張区間長 $L_{cs}$ に対応する斜張橋の標準塔高( $L_{cs}/5$ )のラインと、Type-3、

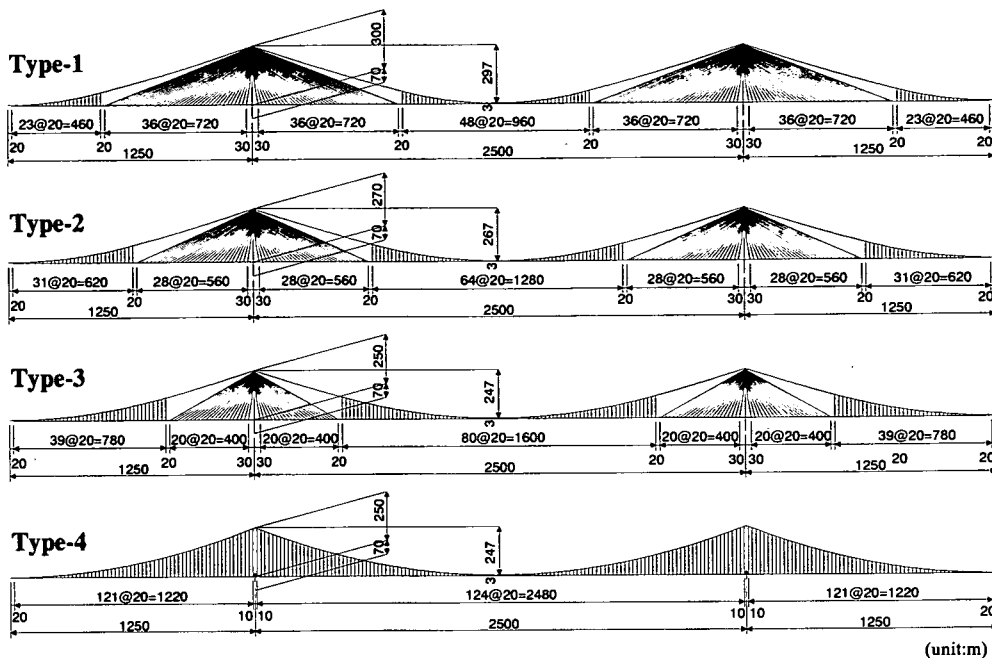


図-1 一般図

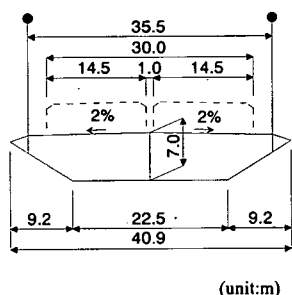


図-2 主桁断面図

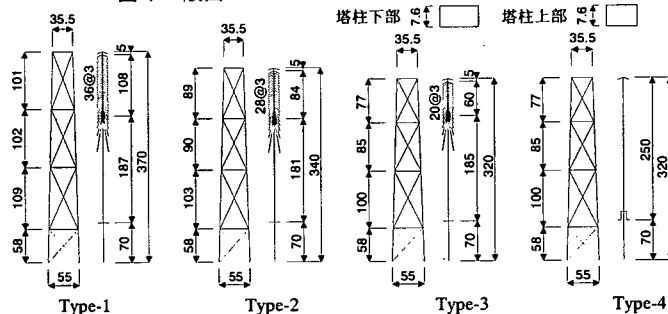


図-3 主塔側面図と塔柱断面図

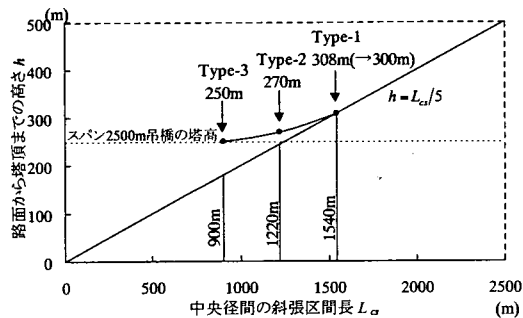


図-4 主塔の塔高の決定法

Type-4の塔高とした中央径間長2,500mの吊橋の標準塔高(2,500m/10)のラインに擦り付けて決定した。

Type-1~Type-4の概略設計のための面内の影響線解析には線形化立体有限変位解析法、面外の固定荷重解析には線形化による誤差を無視できないことから非線形立体有限変位解析法を適用した。解析モデルとしては、吊区間および斜張区間におけるハンガ

ーおよび斜張ケーブルそれぞれ4本を1本に束ね、それらの定着間隔を80mとして簡略化した立体骨組構造モデル(総節点数409~435)を妥当性を確かめたうえで用いることとした。

主桁の橋軸方向支持条件として、Type-1~Type-3では、吊区間中央にType-4と同様にセンターステを設置するとともに、両端を弾性支持(片端ばね定数4,000×9.8kN/m/bridge)するものとした。

これらの解析モデルの初期形状決定は、斜張橋と吊橋、それぞれ特有の設計条件を満たすための手法<sup>17)~19)</sup>を組み合わせで行った。すなわち、死荷重時には軸力のみが作用するとした斜張区間の主桁と、斜張ケーブル、および、斜張区間・吊区間の主ケーブルについては、各部材の無応力長(主ケーブルについては中間節点の鉛直座標も)を算定した。一方、死荷重時には直立するが、塔柱の傾斜に伴って曲げモーメントが塔面内に発生する主塔については、線

返し計算により無応力形状を算定した。

ここに、Type-4については、概略設計に先行し、マトリックス表示されたペアリーの影響線解法、モイセフの横荷重解法、および、主塔に関してはバーゾールの解法など、吊橋固有の簡易解法<sup>20)</sup>を適用した解析も行って、所要剛度の概算値を求め、仮定剛度とするとともに、後述するようにType-1～Type-3の仮定剛度決定の際の基準値とすることとした。

なお、設計基準としては、風荷重の規定を除き、研究の継続性から、斜張吊橋に関する研究に着手した当時における本州四国連絡橋公団の上部構造設計基準<sup>21)</sup>を適用するものとした。

## (2) 設計荷重と荷重強度

### a) 死荷重、温度変化

各部材の鋼重等による死荷重 $w$ (kN/m)は、断面積を $A$ として次のように算出し、主桁には、橋面工などの荷重69 kN/mも載荷するものとした。

$$\left. \begin{array}{l} \text{主桁} : w_g = \alpha_g \times 77A_g + 69 \\ \text{主塔} : w_t = \alpha_t \times 77A_t \\ \text{斜張ケーブル} : w_s = \alpha_s \times 77A_s \\ \text{主ケーブル [斜張区間]} : w_{cs} = \alpha_{cs} \times 77A_c \\ \text{[吊区間]} : w_{cc} = \alpha_{cc} \times 77A_c \end{array} \right\} (1)$$

各部材の補正係数 $\alpha$ は以下のものであり、主ケーブルについては、斜張区間はバンド、吊区間はバンドに加え、ハンガーなどの重量も含まれている。斜張ケーブルについては、ポリエチレン被覆管などの重量も含まれている。

$$\left. \begin{array}{l} \text{主桁} : \alpha_g = 1.40 \\ \text{主塔 (一般部)} : \alpha_t = 1.35 \\ \text{(ケーブル定着部)} : \alpha_t = 1.40 \\ \text{(塔基部 10m)} : \alpha_t = 1.40 \\ \text{(水平材, 斜材)} : \alpha_t = 1.35 \\ \text{斜張ケーブル} : \alpha_s = 1.08 \\ \text{主ケーブル [斜張区間]} : \alpha_{cs} = 1.05 \\ \text{[吊区間]} : \alpha_{cc} = 1.12 \end{array} \right\} (2)$$

また、温度変化は、基準温度20℃に対して、一様に±30℃変化させるものとした。

### b) 活荷重、衝撃

活荷重<sup>21)</sup>は、次式の等価L荷重の線荷重 $P$ (kN/m)と等分布荷重 $p$ (kN/m<sup>2</sup>)を載荷するものとした。また、衝撃については考慮しなかった。

$$\left. \begin{array}{l} \text{線荷重} \quad [L = 2,500\text{m} > 1,000\text{m}] \\ \text{(主載荷)} : P_1 = 110 + 0.006L \\ \text{(従載荷)} : P_2 = 25 \end{array} \right\} (3)$$

等分布荷重  $[L = 2,500\text{m} > 500\text{m}]$

$$\left. \begin{array}{l} \text{(主載荷)} : p_1 = 3\{0.57 + 300/(200+L)\} \\ \text{(従載荷)} : p_2 = 0.5p_1 \end{array} \right\} (4)$$

この等価L荷重に対し、有効幅員を30m(主載荷幅5.5m)として、1-0法により片側のケーブル面に載荷する活荷重強度を求め、それを両面に載荷して、荷重偏心によるねじりの影響を付加するものとした。

その結果、主桁に載荷する活荷重強度は、線荷重 $P_L$ が1640kN/bridge、等分布荷重 $p_L$ が38.3kN/m/bridgeという値となった。

### c) 風荷重

風荷重については、本州四国連絡橋公団の明石海峡大橋耐風設計要領<sup>22)</sup>の規定を適用し、設計基本風速 $V_{10}$ を45m/sec、主桁の基準高度を70mとして、各部材の基準高度 $Z$ (m)に応じた設計基準風速 $U_Z$ (m/sec)を、

$$U_Z = \mu_1 \times V_{10}, \quad \mu_1 = \left(\frac{Z}{10}\right)^{\frac{1}{8}} \quad (5)$$

なる式で与え、空気密度を $\rho$ として、各部材(投影面積 $An$ (m<sup>2</sup>))に載荷する風荷重強度 $p_w$ (kN/m)を次式により算出した。

$$p_w = \mu_2 \times \frac{1}{2} \rho U_Z^2 \times C_D \times An \quad (6)$$

抗力係数 $C_D$ は、主ケーブル、ハンガー、斜張ケーブルを0.70、主塔(塔柱)を1.80とし、主桁については、明石海峡大橋設計案B断面の風洞試験結果<sup>22)</sup>を参照して1.00とした。また、補正係数 $\mu_2$ は、主桁設計時には、主塔を1.00、それ以外を1.70とし、主塔設計時には、主塔を1.55、それ以外を1.40とした。例えば、主桁設計時に、主桁に作用する風荷重強度は25.7 kN/mとなった。

## (3) 仮定剛度の決定法と断面諸元

### a) 主桁

Type-1～Type-3の3タイプの比較検討案の主桁の仮定剛度の決定にあたって、吊区間については、先に簡易解法により仮定剛度を決定しておいた等断面(使用鋼材はSM400またはSM490Y)のType-4(吊橋案)と同一の断面(以下、基本断面と呼ぶ)とすることとし、使用鋼材はSM400とした。

これに対して、斜張区間については、式(7)の条件式を満足するように、図-5のようなフローで主桁の断面積 $A_g$ (m<sup>2</sup>)の所要値を決定するものとした。

$$0.65 \times A_g \cdot \sigma_{ca} \geq \sum T_i \cos \theta \quad (7)$$

ここに、0.65は曲げモーメントの影響を考慮した補正係数であり、 $\sigma_{ca}$ (MPa)は使用鋼材(SM400～

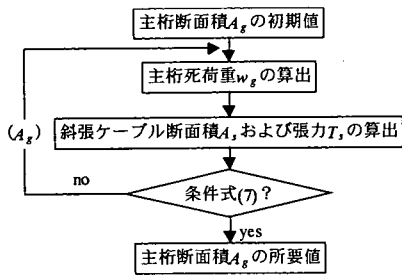


図-5 主桁の所要断面積の決定フロー

SM570)の許容応力度<sup>21)</sup>である。また、 $T_s$ (kN)は傾斜角 $\theta$ の斜張ケーブルの張力であり、 $\Sigma T_s \cos \theta$ は主桁の着目断面に作用する軸力を表している。

上図のフローにおいて、主桁の死荷重  $w_g$ (kN/m) は、前節から、

$$w_g = 1.4 \times 77A_g + 69 = 107.8A_g + 69 \quad (8)$$

なる式で算出される。次に、斜張ケーブル(許容応力度 $\sigma_a = 625$  MPa)の断面積  $A_s$ ( $m^2$ )は、同様に前節から、その死荷重  $w_s$ (kN/m)が、

$$w_s = 1.08 \times 77.0A_s = 83.16A_s \quad (9)$$

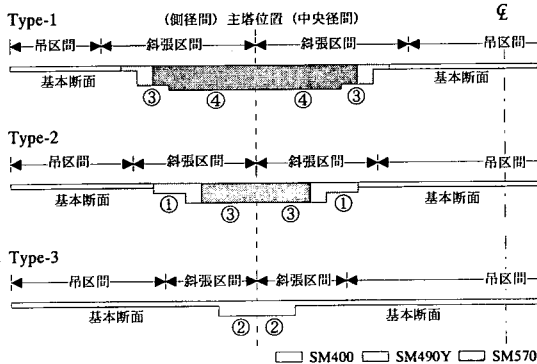
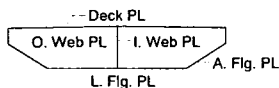


図-6 主桁の使用鋼材と断面配分

表-1 板厚構成と断面諸元

	基本断面	①	②	③	④
Deck PL(mm)	12 (18)	12 (18)	12 (18)	14 (22)	17 (25)
I. Web PL(mm)	12 (14)	12 (14)	12 (14)	12 (15)	19 (23)
O. Web PL(mm)	10 (13)	16 (19)	16 (19)	19 (23)	22 (26)
A. Flg. PL(mm)	10 (16)	10 (16)	12 (18)	16 (24)	26 (34)
L. Flg. PL(mm)	10 (26)	10 (16)	12 (18)	16 (24)	26 (34)
断面積 $A_g$ ( $m^2$ )	1.410	1.441	1.516	1.913	2.469
面内剛性 $I_{x_{in}}$ ( $m^4$ )	12.728	12.805	13.637	17.373	22.191
面外剛性 $I_{x_{out}}$ ( $m^4$ )	155.92	165.69	174.14	220.93	279.26
ねじり剛性 $J_c$ ( $m^4$ )	25.666	26.371	28.955	36.018	49.305



で与えられ、その長さを $\ell_s$ (m)、それが分担支持する主桁の区間長を $\lambda$ (m)とすると、主桁に載荷される線荷重  $P_L$ (kN)、等分布荷重  $p_L$ (kN/m)の活荷重も加えて、次式で算出される。

$$A_s = \left[ \left[ 83.16A_g \ell_s / 2 + P_L + (w_g + p_L) \lambda / \sin \theta \right] \right] / \sigma_a \quad (10)$$

すなわち、上式において、未知量は  $A_s$  のみであることから容易に算出でき、張力  $T_s$ (kN)も、

$$T_s = A_s \cdot \sigma_a \quad (11)$$

なる式で算出される。

以上のようにして、条件式(7)を満足するまで繰り返し、斜張区間における主桁の各着目断面の断面積  $A_g$ ( $m^2$ )の所要値が求まると、4種類の断面を設定し、吊区間における基本断面を基準に、正、負の曲げモーメントの影響を考慮に入れて、各部の板厚を当てはめ、断面諸元を算出した。

図-6に、Type-1~Type-3の主桁の使用鋼材と断面配分を、表-1に、基本断面、断面①~④の各断面の板厚構成(括弧内は換算板厚)と断面諸元を示す。これらの断面諸元は、ねじり剛性を除いて、換算板厚から求めたが、フェアリング部の剛性は無視した。

#### b) ケーブル

斜張ケーブル(許容応力度 $\sigma_a = 625$  MPa)については、その断面積  $A_s$ ( $m^2$ )の所要値が、斜張区間の主桁の仮定剛度を決定した際に式(10)で求められており、その値を下回らないように素線構成に配慮して断面積を決定した。また、自重によるサグが弾性係数の低下に及ぼす影響は、エルンストの修正弾性係数<sup>23)</sup>によって考慮するものとした。

これに対して、主ケーブル(許容応力度 $\sigma_a = 800$  MPa)の断面積  $A_c$ ( $m^2$ )については、その斜張区間における死荷重  $w_{cs}$ (kN/m)、および、吊区間における死荷重  $w_{cc}$ (kN/m)が、前節から、

$$w_{cs} = 1.05 \times 77A_c = 80.85A_c \quad (12)$$

$$w_{cc} = 1.12 \times 77A_c = 86.24A_c$$

なる式で与えられ、それらに主桁の死荷重  $w_g$ (kN/m)、等分布活荷重  $p_L$ (kN/m)も加えて、その所要値を次式により算出し、その値を下回らないように素線構成に配慮して断面積を決定した。

$$A_c = \sqrt{(H_c^2 + V_c^2) / \sigma_a}$$

$$H_c = (w_g + w_{cc} + p_L) L_{cc}^2 / 8f_c \quad (13)$$

$$V_c = H_c \tan \theta_{cs} + w_{cs} L_{cs} / 2$$

上式において、 $L_{cs}$ (m)、 $L_{cc}$ (m)は、それぞれ中央径間の斜張区間、吊区間の区間長であり、 $\theta_{cs}$ は斜

張区間における主ケーブルの傾斜角、 $f_c(m)$ は吊区間における主ケーブル中央のサグ値を表している。

表-2に、仮定剛度の段階では中央径間、側径間ともに同一の断面とした Type-1~Type-3 の斜張ケーブル、主ケーブルの断面積( $m^2/cable$ )を示す。

なお、これらの主ケーブル断面積の基準値とするために、先に仮定剛度を決定しておいた Type-4(吊橋案)の主ケーブルの断面積は、 $0.87m^2/cable$ であった。また、全タイプで同一の断面としたハンガーの断面積は  $0.00502m^2/cable$  であった。

c) 主塔

主塔については、先に仮定剛度を決定しておいた Type-4(吊橋案)の断面(使用鋼材は SM490Y または SM570)を、使用鋼材を特定せずに、仮定剛度の段階ではそのまま用いることとした。

表-3に、Type-1~Type-3に共通とした Type-4 と同一の主塔の断面諸元を示す。ここに、下から2段目の第2水平材の高さまでが塔下部、その高さから4段目の塔頂水平材の高さまでが塔上部である。

(4) 概略設計結果と精算断面諸元

概略設計の際、各部材の断面力は、常時<sup>21)</sup>の(死荷重  $D$ +温度変化  $T$ +活荷重  $L$ )載荷時、および、暴風時<sup>22)</sup>の(風荷重  $W$ )載荷時の解析を行って算定した。

表-2 ケーブルの断面積

	Type-1	Type-2	Type-3
主ケーブル: $A_c (m^2)$	0.405	0.575	0.731
斜張ケーブル: $A_s (m^2)$	0.0188 ~0.0525	0.0169 ~0.0450	0.0150 ~0.0356

表-3 主塔の断面諸元

	断面積 $A_i (m^2)$	面内剛性 $I_{in} (m^4)$	面外剛性 $I_{out} (m^4)$	ねじり剛性 $J_i (m^4)$
塔上部	3.0	22.6	42.3	33.0
塔下部	4.5	31.6	95.0	43.0
第1水平材	1.4	17.0	22.6	25.1
第2水平材	1.3	59.4	24.4	53.2
第3水平材	1.1	36.0	16.7	34.9
塔頂水平材	0.7	9.3	7.8	12.8
斜材(上部)	0.35	-	-	-
斜材(下部)	0.50	-	-	-

表-4 フェアリング部の板厚構成と精算断面諸元

	基本断面	①	②	③	④
U-F PL(mm)	12 (18)	12 (18)	12 (18)	14 (22)	17 (25)
L-F PL(mm)	10 (16)	10 (16)	12 (18)	16 (24)	26 (34)
断面積 $A_e (m^2)$	1.614	1.645	1.733	2.191	2.828
面内剛性 $I_{in} (m^4)$	13.304	13.366	14.307	18.304	23.667
面外剛性 $I_{out} (m^4)$	230.58	240.35	253.46	322.52	410.36
ねじり剛性 $J_e (m^4)$	26.923	27.172	29.923	37.284	51.388

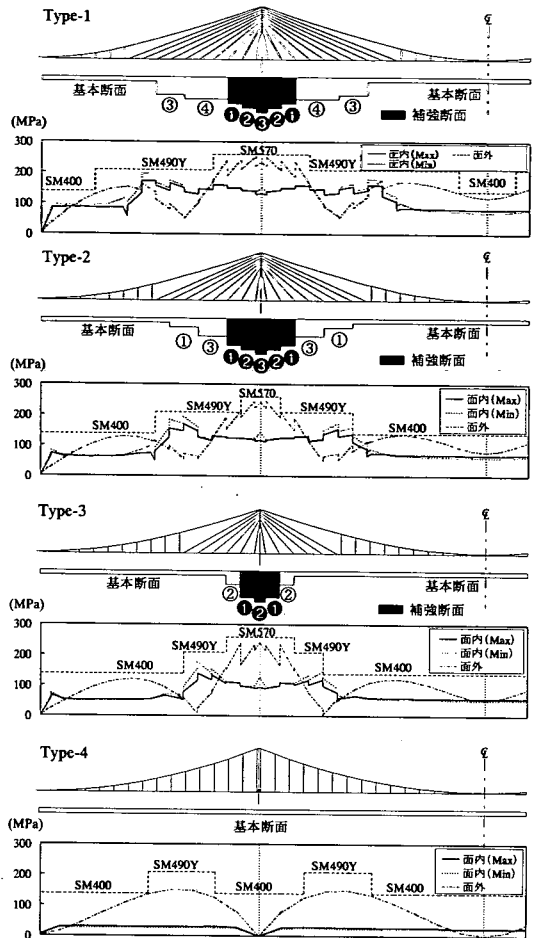
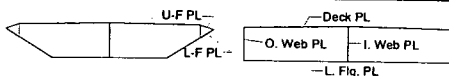
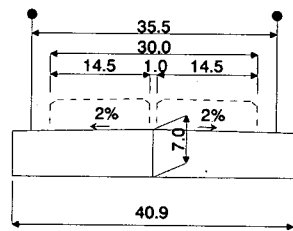


図-7 主桁の設計応力と使用鋼材、断面配分



(unit: m)

図-8 主桁断面(補強断面)

表-5 補強断面の板厚構成と精算断面諸元

	Type-1			Type-2			Type-3	
	①	②	③	①	②	③	①	②
Deck PL(mm)	17 (25)	17 (25)	17 (25)	14 (22)	14 (22)	14 (22)	12 (18)	12 (18)
I. Web PL(mm)	19 (23)	19 (23)	19 (23)	12 (15)	12 (15)	12 (15)	12 (14)	12 (14)
O. Web PL(mm)	33 (43)	54 (64)	75 (85)	22 (32)	22 (43)	22 (53)	22 (32)	27 (37)
L. Fig. PL(mm)	26 (34)	26 (34)	26 (34)	16 (24)	16 (24)	16 (24)	12 (18)	12 (18)
断面積 $A_e (m^2)$	3.141	3.418	3.695	2.408	2.553	2.685	1.992	2.058
面内剛性 $I_{in} (m^4)$	30.06	31.09	32.11	23.66	24.18	24.66	18.94	19.18
面外剛性 $I_{out} (m^4)$	573.47	689.23	805.00	438.70	499.34	554.47	381.68	409.25
ねじり剛性 $J_e (m^4)$	70.565	73.161	74.365	50.843	52.571	53.415	41.663	42.296

ここに、常時の载荷では、影響線により活荷重  $L$  の载荷位置を定め、各部材の着目断面における断面力の最大、最小値を求めた。

概略設計結果として、まず、上述のようにして得られた Type-1~Type-4 の主桁の設計応力と、使用鋼材、および、断面配分を図-7 に示す。なお、風荷重载荷時の面外の応力については、許容応力度の割増し係数 1.50<sup>21),22)</sup> で除した値を示している。

図-7 における基本断面、および、断面①~④の各断面の精算断面諸元は表-4 に示すようであり、剛性の不足を補うためにフェアリング部の剛性も考慮に入れることとし、表-1 の板厚構成に加え、フェアリング部の板厚構成を表-4 のようにしたものである。

一方、図-7 における補強断面は、図-8 に示すような断面であり、風荷重载荷時の面外曲げモーメントが主塔付近で極めて大きくなったことによるものである。表-5 に、Type-1~3 の補強断面①~③の板厚構成と精算断面諸元を示す。

表-6 には、Type-1~Type-4 の斜張ケーブル、および、主ケーブルの精算断面積 ( $m^2/cable$ ) を示すが、設計応力については省略した。

図-9 には、主塔の設計応力と使用鋼材、断面配分を示す。図-9 における断面①~⑥の各断面では、塔柱を除いて、水平材、斜材の精算断面諸元は、表-3 の仮定剛度と同一の値であり、表-7 には、塔柱の精算断面諸元のみを示す。

以上、概略設計結果と精算断面諸元について述べたが、主塔付近を除く主桁、および、ケーブルの断面積は仮定値と大きな差異がなく、仮定剛度の決定に際しての所要断面積の算定法が、概略設計のレベルではほぼ妥当であったことが確かめられた。

しかしながら、主塔付近の主桁断面については、風荷重载荷時の面外曲げモーメントの増大に伴って、仮定剛度では剛度が著しく不足し、繰返し断面決定を行って設定した補強断面を用いることとなった。

### 3. 静的構造特性の検討

#### (1) 検討目的と解析手法

超長大斜張吊橋の静的構造特性を明らかにするために、本章では、概略設計によって断面諸元が精算された、斜張区間と吊区間の区間長比が異なる Type-1~Type-3 の3タイプの比較検討案を対象として、従来形式である吊橋案の Type-4 とも対比させ、代表的な設計荷重に対する静的構造解析を行って、各タイプの解析結果を比較、考察した。

この静的構造解析にあたっては、非線形立体有限変位解析法を適用し、解析モデルは、概略設計におけるものと同じ簡略化した立体骨組構造モデルとしたが、精算断面諸元に応じて死荷重を見直し、初期形状決定も再度やり直したものをを用いた。

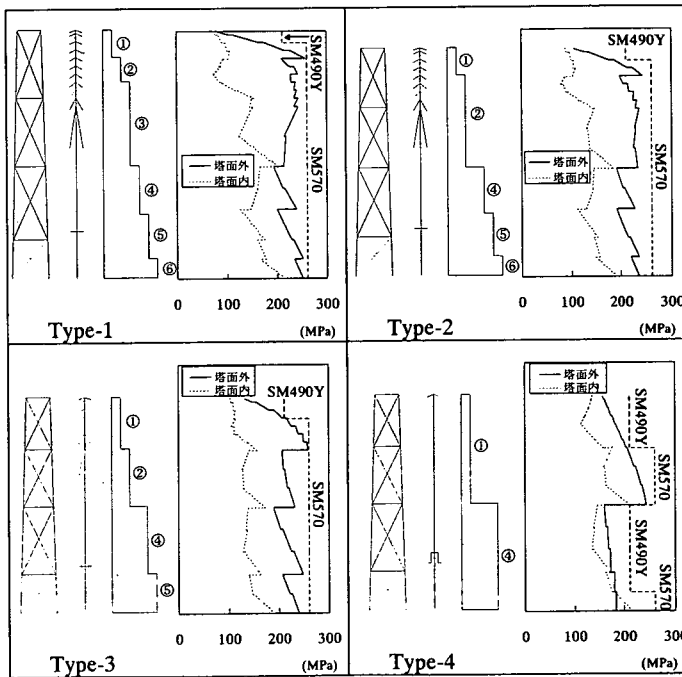


図-9 主塔の設計応力と使用鋼材、断面配分

表-6 ケーブルの精算断面積

		Type-1	Type-2	Type-3	Type-4
主ケーブル	側径間	0.418	0.584	0.739	0.870
	中央径間	0.405	0.575	0.731	0.870
斜張ケーブル	側径間	0.0185	0.0157	0.0136	-
		0.0559	0.0485	0.0386	-
	中央径間	0.0186	0.0158	0.0137	-
		0.0528	0.0458	0.0364	-

表-7 塔柱の精算断面諸元

	断面積 $A_c (m^2)$	面内剛性 $I_{in} (m^4)$	面外剛性 $I_{out} (m^4)$	ねじり剛性 $J_c (m^4)$
①	3.000	22.6	42.3	33.0
②	3.744	30.4	55.9	35.0
③	4.116	34.3	62.8	36.0
④	4.500	31.6	95.0	43.0
⑤	5.364	41.1	119.0	45.0
⑥	5.796	45.9	131.0	46.0

(2) 死荷重時および活荷重載荷時の構造特性

死荷重時および活荷重載荷時におけるType-1～Type-4の支配的な構造特性について、それらを比較した結果を図-10～図-18に示す。

ここに、まず、図-10、および、図-11は、活荷重中央径間全載時、および、同半載時の主桁の鉛直方向変位を、図-12は、活荷重の主載荷部の偏心載荷に相当する等分布ねじりモーメントを中央径間に全載した時の主桁のねじり回転角を、それぞれ比較したものである。また、図-13、および、図-14は、図-10、および、図-11に対応する主桁の面内曲げモーメントを、それぞれ比較したものである。

図-10、および、図-11から、主桁の鉛直方向変位は、斜張区間においては、吊区間との境界付近を除いて、Type-1～Type-3すべて、Type-4に比べ小さくなるが、斜張区間の延長に伴ってType-4に近づき、境界付近から吊区間に至るにつれて、逆に、すべてType-4よりも大きくなっていくことが解る。すなわ

ち、主桁の鉛直方向変位の最大値は、斜張区間の延長に伴って、かえって増大することが解る。

これに対して、図-12からは、活荷重の偏心載荷によって生じる主桁のねじり回転角は、Type-1～Type-3すべて、全径間にわたってType-4に比べ小さくなり、斜張区間の延長に伴って減少し、ねじり剛度がより高くなっていくことが解る。

図-13、および、図-14からは、主桁の面内曲げモーメントは、斜張区間においては、主塔位置付近や、吊区間との境界付近を除いて、Type-1～Type-3すべて、Type-4に比べ小さくなることが解る。したがって、斜張区間の延長に伴って、より長い区間の主桁の面内曲げモーメントが低減されることが解る。

しかしながら、主桁の鉛直方向変位の比較結果から予測されたように、吊区間においては、面内曲げモーメントは、Type-1～Type-3すべて、Type-4に比べかなり大きくなり、斜張区間の延長に伴って増大することが解る。

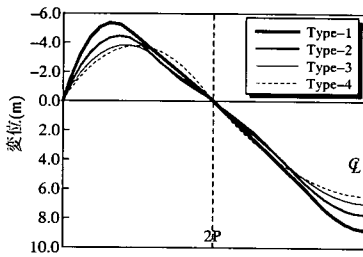


図-10 活荷重中央径間全載時の主桁の鉛直方向変位

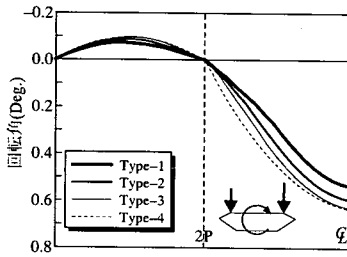


図-12 中央径間全載(偏載)時の主桁のねじり回転角

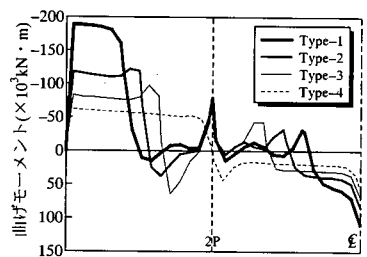


図-13 活荷重中央径間全載時の主桁の面内曲げモーメント

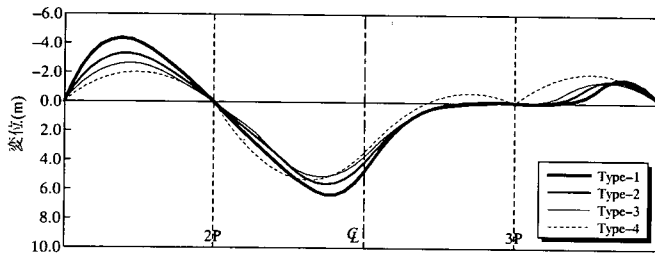


図-11 活荷重中央径間半載時の主桁の鉛直方向変位

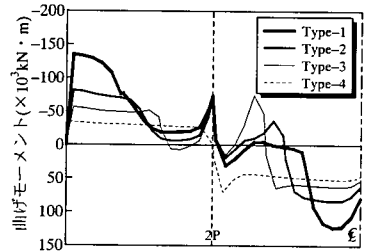


図-14 活荷重中央径間半載時の主桁の面内曲げモーメント

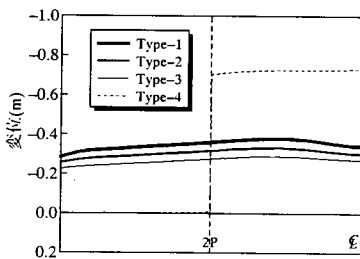
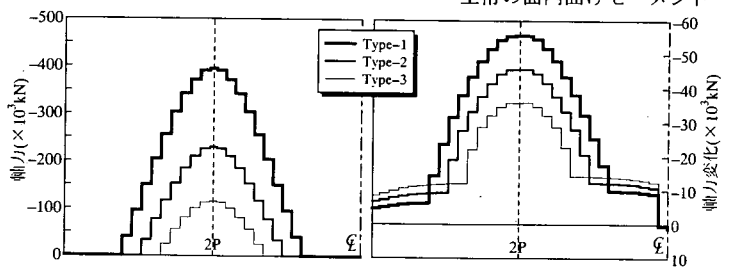


図-15 中央径間半載時の主桁の橋軸方向変位



a) 死荷重時 b) 活荷重全径間半載時の軸力変化  
図-16 死・活荷重載荷時の主桁の軸力



次に、図-15は、活荷重中央径間半載時の主桁の橋軸方向変位を、図-16は、死荷重時の主桁の軸力と、活荷重を片側側径間に全載かつ中央径間に半載(以下、全径間半載と呼ぶ)した時のその変化を、それぞれ比較したものである。

図-15から、主桁の橋軸方向変位は、Type-1～Type-3すべて、Type-4に比べかなり小さくなり、斜張区間の短縮に伴って減少し、より小さくなっていくが、大きな差はないことが解る。

しかしながら、図-16から、主桁の死荷重時の軸力(Type-4では零)と、活荷重載荷時の軸力変化とともに、Type-1～Type-3では顕著な差がみられ、両者、および、それらの合計値は、斜張区間の延長に伴って増大していくことが解る。

さらに、図-17は、死荷重時の斜張ケーブル、ハンガーの張力と、活荷重全径間半載時のその変化を、図-18は、死荷重時の主ケーブルの張力と、活荷重全径間全載時のその変化を、それぞれ比較したものである。

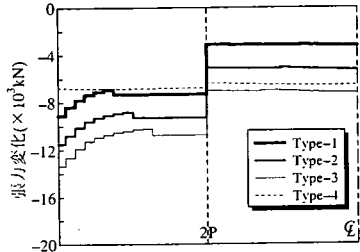
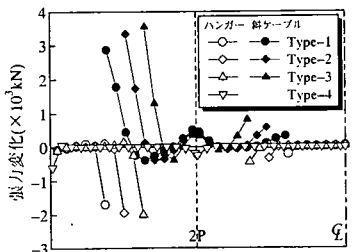
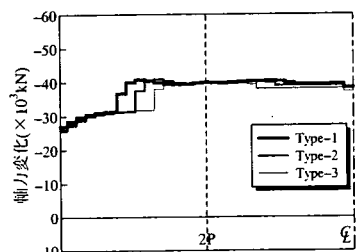
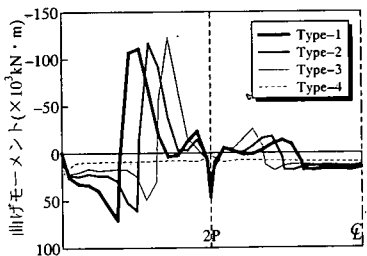
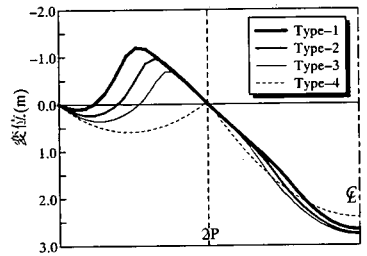
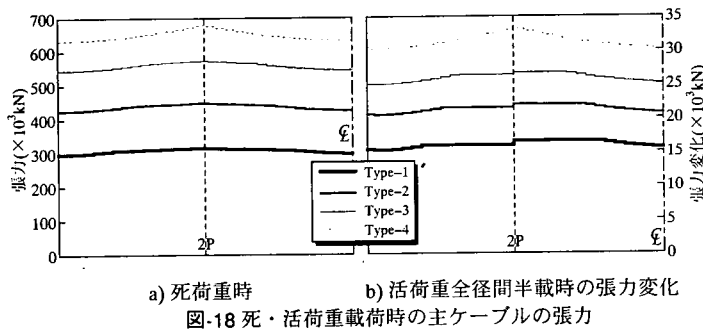
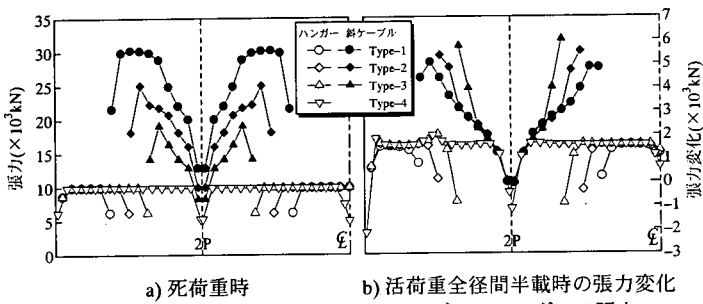
である。

図-17から、斜張ケーブルについては、死荷重時張力は、斜張区間の延長に伴って増大するが、活荷重載荷時の張力変化には、Type-1～Type-3すべて、大きな差はないことが解る。ハンガーについては、死荷重時張力、活荷重載荷時張力変化とともに、大きな差がないことが解る。

これに対して、図-18から、主ケーブルについては、Type-1～Type-4では、死荷重時張力、活荷重載荷時張力変化とともに、顕著な差がみられる。すなわち、両者ともに、Type-1～Type-3すべて、Type-4に比べかなり小さくなり、斜張区間の延長に伴って激減していくことが解る。したがって、それらの合計値も激減していくことが解る。

### (3) 温度変化時の構造特性

温度変化(+30℃)時におけるType-1～Type-4の支配的な構造特性として、主桁の鉛直方向変位、面内



曲げモーメント、軸力の変化、および、斜張ケーブル、ハンガー、主ケーブルの張力の変化を比較した結果をそれぞれ、図-19～図-23に示す。

まず、図-19、および、図-20から、中央径間の主桁の鉛直方向変位の最大値は、Type-1～Type-3ではType-4に比べ大きくなるが、活荷重載荷時に比べれば小さく、面内曲げモーメントは、Type-1～Type-4すべて、活荷重載荷時に比べかなり小さいことが解る。また、鉛直方向変位の最大値は、活荷重載荷時とは逆に、斜張区間の延長に伴って減少するが、その差は小さいことも解る。

しかしながら、側径間の主桁の鉛直方向変位は、Type-1～Type-3では、活荷重載荷時に比べれば小さいが、斜張区間の延長に伴って増大するとともに、Type-4とは全く異なる変形状を呈することが解る。また、それによって、大きな正・負の面内曲げモーメントを吊区間と斜張区間の境界付近に生じ、最大値(絶対値)の差はほとんどないことが解る。

次に、図-21から、主桁の軸力変化(Type-4では零)については、Type-1～Type-3すべて、ほとんど差がないことが解る。図-22からは、斜張ケーブル、ハンガーの張力変化についても、Type-1～Type-4すべて、大きな差はないことが解る。

さらに、図-23からは、主塔位置における主ケーブルの張力変化は、側径間側が大きく、死荷重時張力および活荷重載荷時の張力変化と同様に、斜張区間の延長に伴って減少するが、Type-1～Type-4すべて、死荷重時張力に比べ極めて小さいことが解る。

#### (4) 風荷重載荷時の構造特性

風荷重載荷時におけるType-1～Type-4の支配的な構造特性として、主桁の橋軸直角方向変位、ねじり回転角、および、面外曲げモーメントを比較した結果をそれぞれ、図-24～図-26に示す。

まず、図-24から、主桁の橋軸直角方向変位の最大値は、斜張区間の延長に伴って増大し、Type-1、-2ではType-4に比べ小さいが、Type-3では逆に大きくなることが解る。これは、斜張区間の延長に

伴って、主塔位置で連続支持された効果が弱まる一方、一般に同径間の吊橋に比べ橋軸直角方向変位が大きくなるという斜張橋の特性が強くなることによるものと考えられた。

次に、図-25から、主桁のねじり回転角は、同様に斜張区間の延長に伴って増大し、Type-1～Type-3すべて、Type-4に比べてかなり大きくなるが、問題となるような量ではないことが解る。

さらに、図-26から、主桁の面外曲げモーメントは、Type-1～Type-3では、主塔位置で連続支持されたことによって、Type-4とは異なって、その位置付近での負モーメントが卓越するが、斜張区間の短縮に伴って減少していくことが解る。これに対して、正モーメントの最大値は、Type-1～Type-3すべて、Type-4に比べ小さくなり、斜張区間の短縮に伴って減少し、より小さくなっていくことが解る。

### 4. 主桁の座屈安定性の検討

#### (1) 検討目的と解析手法

超長大斜張吊橋においては、従来形式である斜張橋と同様に、軸力の増大に伴う主桁の座屈に対する安全性がその実現性を左右することは明らかであり、この問題の検討が不可欠である。

そこで、本章では、概略設計によって断面諸元が精算された、斜張区間と吊区間の区間長比が異なるType-1～Type-3の3タイプの比較検討案を対象として、超長大斜張吊橋の主桁の座屈安定性を検討することとした。なお、ここでは、局部座屈については考慮しないものとした。

そのために、ここでは、概略設計、および、静的構造特性の検討に用いた簡略化モデルではなく、図-1の一般図に示した構造をそのままモデル化した立体骨組構造の詳細モデル(総節点数1381～1437)を解析モデルとして用いることとし、線形化座屈固有値解析法<sup>24)</sup>を適用して、その解析結果に基づいた有効座屈長を求め、道路橋示方書<sup>25)</sup>の規定による安定

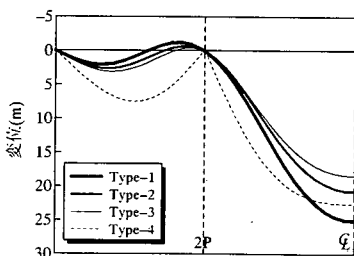


図-24 風荷重載荷時の主桁の橋軸直角方向変位

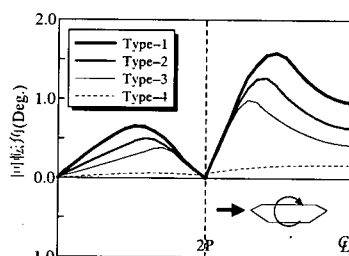


図-25 風荷重載荷時の主桁のねじり回転角

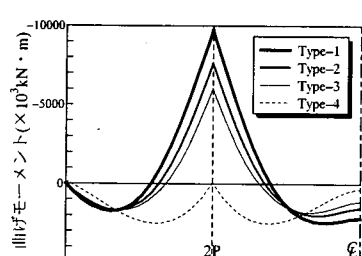


図-26 風荷重載荷時の主桁の面外曲げモーメント

性の照査を行って、各タイプの主桁の座屈に対する安全性を比較、考察した。

(2) 固有値解析と有効座屈長

a) 基本荷重と影響線

線形化座屈固有値解析法は、基本荷重下における平衡状態での接線剛性行列を、線形座屈固有値解析における幾何剛性行列に代えて用いるものである。

基本荷重は(死荷重D+活荷重L)とし、活荷重Lについては、全径間全載の場合と、斜張区間の主桁の各着目断面で軸力が最小(軸圧縮力が最大)になるように、影響線により載荷位置を各々変えた場合(以下、影響線載荷と呼ぶ)との両者の場合を考え、載荷位置の変化が座屈安定性に及ぼす影響も検討することとした。

図-27、および、図-28に、代表的な着目断面における主桁軸力の影響線として、1,000kNの集中荷重を移動載荷した際の主塔位置、および、側径間2/3点での軸力変化を示す。

これらの図から、着目断面の移動に伴って、その位置に節が移動した他は、影響線における節の位置の移動はみられず、各タイプにおいて、影響線から決定される活荷重の載荷位置は、それによってのみ変化することが解る。

また、同一の着目断面の影響線から決定されるType-1~Type-3の各活荷重載荷位置の差異は、両図ともに、中心軸からみて着目断面とは反対側の側径間においてのみ、各タイプの斜張区間と吊区間の境

界付近に当たる異なる位置に影響線が節を持つことによる差異のみであり、大きな差異はみられない。

b) 固有値と固有モード

活荷重全径間全載時、および、同影響線載荷時における最低次の座屈固有値 $\lambda$ の値を、図-29に示す。この図において、影響線載荷の場合には、各着目断面の位置に、対応する $\lambda$ の値を示している。さらに、図-30には、活荷重全径間全載時、および、主塔位置に着目した活荷重影響線載荷時における最低次の座屈固有モードを、 $\lambda$ の値とともに示す。

座屈固有値解析は有効座屈長の算定のために行われたものであり、座屈固有値 $\lambda$ によって直接に座屈安定性を評価することはできないが、相対的な評価は可能である。

図-29から、座屈固有値 $\lambda$ の値は、全タイプともに、影響線載荷時の方が全径間全載時よりも小さくなる傾向がある一方、斜張区間の延長に伴って減少し、Type-1では、Type-2、Type-3に比べて急激に小さくなること解る。また、影響線載荷の場合には、中央径間側、および、側径間側の着目断面が主塔位置から離れた位置にそれぞれ移動するにしたがって、少しずつより大きな値となっていくことが解る。

さらに、図-30からは、座屈固有モードについては、当然、全径間全載時には逆対称モード、影響線載荷時には非対称モードとなる他、各タイプにおいて変形成分が卓越しているのは、斜張区間のみであることが解る。

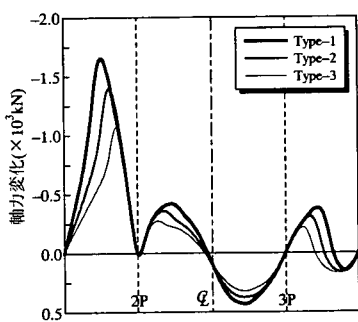


図-27 2P 主塔位置の主桁軸力の影響線

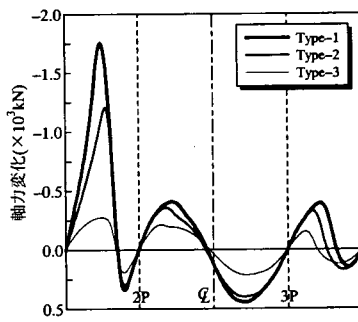


図-28 側径間2/3点の主桁軸力の影響線

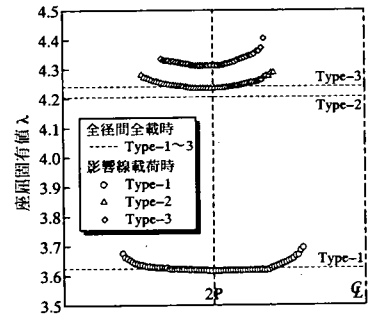
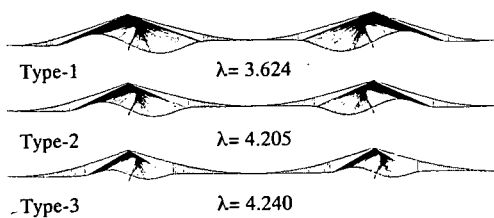
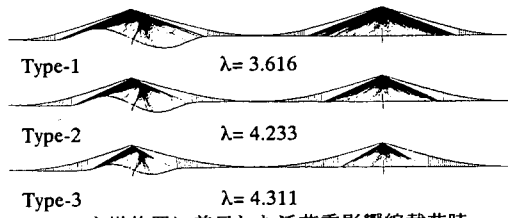


図-29 座屈固有値



a) 活荷重全径間全載時



b) 主塔位置に着目した活荷重影響線載荷時

図-30 基本荷重(D+L)に対する座屈モード図

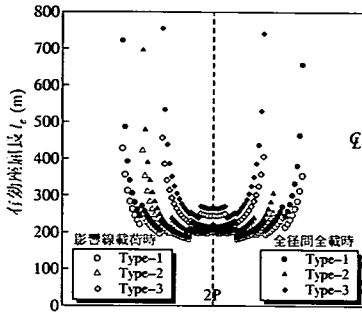


図-31 主桁の有効座屈長

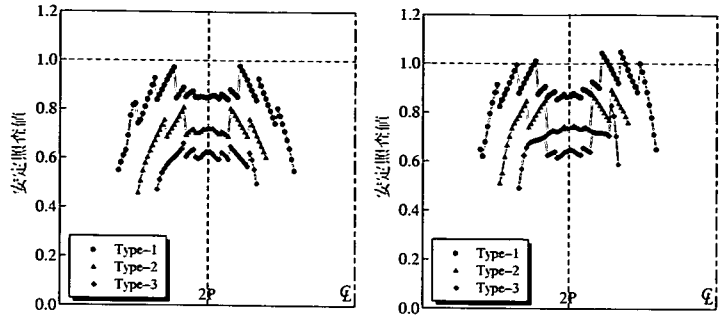


図-32 斜張橋区間における主桁の安定照査  
a) 全径間全載時      b) 影響線載荷時

### c) 有効座屈長の算定

これらの座屈固有値解析結果から、主桁の面内座屈に関する有効座屈長 $\ell_e$ を次式によって算定した。

$$\ell_e = \pi \sqrt{\frac{EI_{gin}}{\lambda N_g}} \quad (14)$$

ここに、 $E$ は弾性係数を、 $I_{gin}$ 、および、 $N_g$ はそれぞれ、各着目断面での主桁の面内剛性(断面2次モーメント)、および、軸力を表している。

活荷重全径間全載時、および、同影響線載荷時における $\lambda$ の値と $N_g$ の値をそれぞれ代入して得られた有効座屈長 $\ell_e$ の算定値を、各着目断面について、図-31に示す。

この図から、有効座屈長 $\ell_e$ は、全タイプともに、中央径間側、および、側径間側の着目断面が主塔位置から離れた位置にそれぞれ移動するにしたがって、急激に長くなる一方、全径間全載時の方が影響線載荷時よりも長くなるのが解る。また、斜張区間の延長に伴って、有効座屈長 $\ell_e$ は長くなるが、Type-1から、Type-2、Type-3への変化は、座屈固有値 $\lambda$ のように急激なものではないことが解る。

### (3) 主桁の座屈安定性の照査

各着目断面について、算定された有効座屈長、および、対応する基本荷重下における主桁の軸力と面内曲げモーメントを道路橋示方書の照査式に代入して、活荷重全径間全載時、および、同影響線載荷時における安定照査を行った結果を、図-32に示す。

その結果、斜張区間の延長に伴って、照査値は大きくなっていくが、全径間全載の場合には、Type-1で最大値となる着目断面においても、規準値1.0を僅かに下回り、全タイプの全ての着目断面について安全であると判定されることが解る。

これは、概略設計において、風荷重載荷時の面外曲げモーメントの増大に対処するために、主塔付近の主桁に補強断面を用いたことにより、面内剛性も

かなり高められたことが大きく寄与しているものと考えられた。

しかしながら、影響線載荷の場合、Type-2、Type-3には同様に問題はみられないが、Type-1では数箇所の着目断面において、照査値が規準値1.0を超え、主桁の座屈に対する安全性を確保できなくなることが解る。

## 5. 経済性の検討と最適区間長比

### (1) 検討目的とその方法

新形式である斜張吊橋が、近い将来、超長大橋梁形式として採用され、発展していくためには、優れた構造特性、および、十分な座屈安定性を有するだけでなく、経済性の面で従来形式である吊橋と競合できる必要があることはいうまでもない。

そこで、本章では、これまで対象としてきたType-1~Type-3の3タイプの斜張吊橋の比較検討案について、部材別、鋼種別の所要鋼重を算出し、斜張区間と吊区間の区間長比が異なる各タイプの総鋼重を、Type-4(吊橋案)のそれと比較することによって、吊橋に比べ、上部構造の工費のみでも経済的に優位となる可能性を検討することとした。

したがって、各タイプの総鋼重による比較にあたっては、概略設計結果から算出される鋼種別の所要鋼重に、各種構造用鋼材、および、ケーブル材料による工費実績を考慮した換算係数を乗じ、得られる換算鋼重を総計したものについて、経済性を検討するものとした。

さらに、それに基づいて、前章までの静的構造特性、および、座屈安定性の検討結果も踏まえ、アンカレイジ等の下部構造の工費や、架設工期などに及ぼす影響も考慮に入れて、総合的な経済性の検討を試みるとともに、斜張区間と吊区間の最適区間長比に関する考察も試みるものとした。

表-8 部材別、鋼種別の所要鋼重

		(tonf/bridge)				
	鋼種	Type-1	Type-2	Type-3	Type-4	
主ケーブル		ST1770	35,906	50,731	64,683	78,550
斜張ケーブル		ST1570	13,868	7,504	3,716	-
ケーブル関係小計			49,774	58,235	68,399	78,550
主塔	SM490Y	13,989	13,514	14,777	45,729	
	SM570	67,776	60,524	52,356	16,552	
	小計	81,765	74,038	67,133	62,281	
主桁	SM400	16,318	48,956	60,308	61,372	
	SM490Y	65,100	38,282	14,190	26,608	
	SM570	37,846	12,496	15,810	-	
	小計	119,264	99,734	90,308	87,980	
総計			250,803	232,007	225,840	228,811

表-9 部材別、鋼種別の換算鋼重

		(tonf/bridge)				
	鋼種	Type-1	Type-2	Type-3	Type-4	
主ケーブル		ST1770	62,836	88,779	113,195	137,463
斜張ケーブル		ST1570	24,269	13,132	6,503	-
ケーブル関係小計			87,105	101,911	119,698	137,463
主塔	SM490Y	14,549	14,055	15,368	47,558	
	SM570	78,620	70,208	60,733	19,200	
	小計	93,169	84,262	76,101	66,758	
主桁	SM400	16,318	48,956	60,308	61,372	
	SM490Y	67,704	39,813	14,758	27,672	
	SM570	43,901	14,495	18,340	-	
	小計	127,923	103,265	93,405	89,044	
総計			308,197	289,438	289,204	293,265

(2) 所要鋼重と上部構造の経済性

Type-1~Type-4について、2章の概略設計結果から算出された部材別、鋼種別の所要鋼重を比較したものを表-8に、部材別の所要鋼重とその総計を棒グラフで比較したものを図-33にそれぞれ示す。

これらの表、および、図から、死荷重に相当する単純な総鋼重による比較では、Type-3が最も小さな値でType-4を下回るが、斜張区間の延長に伴って鋼重が増え、Type-1、Type-2はType-4を上回ることが解る。

次に、これまでの実績から、SM400を用いた部材の単位重量当たりの工費(材料費+施工費)を基準とした場合における、各種構造用鋼材、および、ケーブル材料の工費比に関する換算係数を、

SM400	: 1.00	SM570	: 1.16
SM490Y	: 1.04	ST1570, ST1770	: 1.75

とし、それらを各鋼種の所要鋼重に乗じて換算鋼重を求め、部材別、鋼種別の換算鋼重を比較したものを表-9に、部材別の換算鋼重とその総計を棒グラフで比較したものを図-34にそれぞれ示す。

これらの表、および、図から、単純な総鋼重に比べ、換算された総鋼重の変化が激しいのはType-2であり、Type-3とほぼ等しくなって、ともにType-4を下回ることになる一方、Type-1が最も大きな値であることには変化がないことが解る。

これは、Type-2の場合、Type-3に比べて、高工費

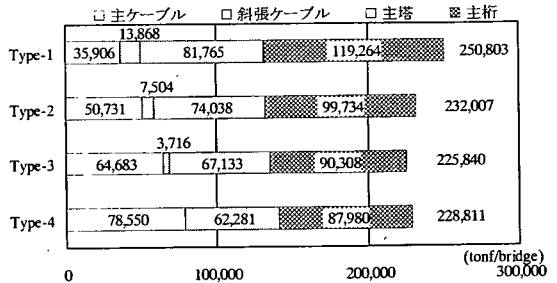


図-33 部材別鋼重とその総計

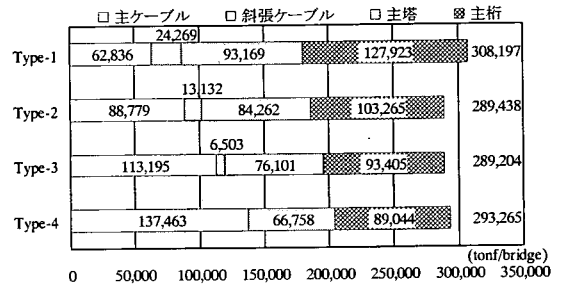


図-34 部材別換算鋼重とその総計

のケーブル材料の鋼重が減る一方、主桁、主塔の鋼重の増加の割合はそれと同程度であり、結果的に換算鋼重の総計をかなり押し下げたのに対して、Type-1の場合は、ケーブル材料の鋼重減の割合を大きく上回って、特に主桁の鋼重が増加しており、換算鋼重の総計を押し上げたことによるものである。

したがって、斜張区間と吊区間の区間長比を適切に採れば、超長大斜張吊橋は、従来形式の吊橋に比べ、上部構造の工費のみでも経済的に優位となる可能性が十分にあるといえた。

(3) 総合的な経済性と最適区間長比

3章におけるType-1~Type-3に対する静的構造特性の検討結果では、設計上において特に問題となるような点はみられず、斜張区間の延長が及ぼす影響は功罪が相半ばするものであったことから、吊区間との最適な区間長比の決定は、静的構造特性にはほとんど左右されないものと考えられた。

上述の上部構造のみに関する経済性の検討の結果からは、Type-2、および、Type-3が優位となったが、吊形式橋梁における下部構造の経済性の検討では、上部構造の死荷重に加え、主ケーブルの最大張力の大きさが支配的な要素となる。それが、地盤条件によっては総工費の最大4割程度までを占めることになるアンカレイジの規模や、主塔の基礎構造などに直接に影響するからである。

そこで、Type-1~Type-4について、死荷重時、お

表-10 主ケーブルの最大張力

	(kN/cable)			
	Type-1	Type-2	Type-3	Type-4
死荷重時	308,158	438,723	561,918	667,314
死活荷重時	337,826	477,900	609,388	726,409

よび、死活荷重時の主ケーブルの最大張力を比較したものを表-10に示す。この表からは、Type-3からType-2へ、そして、Type-1へと、斜張区間を延長していくにしたがって、最大張力がType-4に比べ激減し、Type-1が最も優位ということになる。

また、表-8に示したように、斜張区間を延長していくにしたがって、主ケーブルの所要鋼重が激減するという事は、その工事量も激減するという事であり、主桁や、斜ケーブルなどに比べ極めて長い架設工期を必要とする主ケーブルの工事量の激減は、全体工期の大幅な縮減をも同時に期待できる。

ただし、4章における座屈安定性の検討結果では、Type-1~Type-3のうち、斜張区間の最も長いType-1は、唯一、主桁の座屈に対する安全性を完全には確保できなかった。しかしながら、このType-1においても、数断面で照査値が基準値1.0を僅かに超えたのみであり、したがって、ここでは、このタイプにおける斜張区間長が、座屈安定性を確保する上でのほぼ限界の長さと考えられた。

以上の検討結果を総合すると、超長大斜張吊橋における斜張区間と吊区間の最適な区間長比は、ここでは、Type-1とType-2における比率の中間的な値であり、地盤条件にもよるが、多少、Type-2における比率に近い値であるとしてもよいといえた。

さらに、上、下部構造の総工費、および、架設工期なども考慮に入れた超長大斜張吊橋の総合的な経済性の評価は、従来形式の吊橋に対する経済的優位性を、上部構造のみの工費による評価に比べ、より高くするとしてもよいといえた。

## 6. 動的耐風安定性の確保

### (1) 動的耐風安定性確保の必要性

超長大橋の実現性を最終的に左右するのが、動的

耐風安定性であることはよく知られている。しかも、はじめに述べたように、超長大流線形箱桁吊橋では、構造的対策、あるいは、空力的対策など、何らかの耐風安定化策を施さない限り、十分な動的耐風安定性を確保できないとされている。

したがって、斜張吊橋の超長大橋梁形式としての適用を可能にするためには、動的耐風安定性が吊橋に比べ優れていることを確かめるだけでなく、必要に応じて、経済性を大きく損なうことなく、我が国のより厳しい設計条件に対しても十分に対処できる適切な耐風安定化策の検討も必要である。

そこで、本章では、固有振動解析法<sup>26)</sup>、および、モード法によるマルチモード連成フラッター解析法<sup>27)</sup>を適用して、これまで対象としてきた3タイプの斜張吊橋の比較検討案のうち、Type-2について、Type-4(吊橋案)と対比させ、固有振動特性、および、フラッター限界風速の推定値などを比較するとともに、構造的対策として吊橋用の補助ハンガーシステムを応用することを考え、その効果を検証することとした。

ここに、Type-2を対象としたのは、前章における経済性の検討の結果、Type-1とType-2の比率の中間的な値が斜張区間と吊区間の最適な区間長比と考えられたが、ねじり剛度がより低いType-2においてさえも、十分な耐風安定性を確保することをこの検証の目的としたからである。また、解析モデルとしては、主桁の座屈安定性の検討に適用されたものと同様の詳細モデルを用いるものとした。

### (2) 固有振動解析と連成フラッター解析

死荷重時の平衡状態での接線剛性行列と節点集中質量行列による固有振動解析の結果、得られたType-2、Type-4の基本モデル(以下、構造的対策が施されていない解析モデルを基本モデルと呼ぶ)における基本2モードの固有振動モードと固有振動数を図-35に示す。

マルチモード連成フラッター解析には、上述のようにして得られた無風時での1~60次の固有振動解析結果を適用し、非定常空気力としては、補剛桁に、平板翼理論による揚力、ピッチングモーメントを作

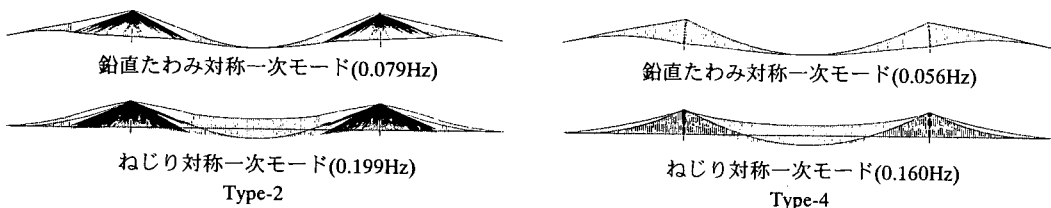


図-35 基本モデルにおける基本2モードの固有振動モードと固有振動数

用させ、空気力の定式化は文献28)によるものとした。また、補剛桁(抗力係数0.80)には、抗力として、準定常理論に基づく空気力も作用させた。なお、構造減衰は、0.02(対数減衰率)とした。

フラッター解析からは、作用空気力成分を加えた運動方程式の複素固有値解析によって、適用したモード次数と同じ数の有風時振動モード分枝が得られるが、ここでは、最も低い風速で負減衰の領域に遷移するフラッターモード分枝に着目し、 $U$ (風速)- $\delta$ (空力減衰：対数減衰率)を描いて、限界風速の推定値を算定することとした。その結果、得られた基本モデルの $U$ - $\delta$ 曲線を図-36に示す。

これらの図から、次のようなことなどが解る。ま

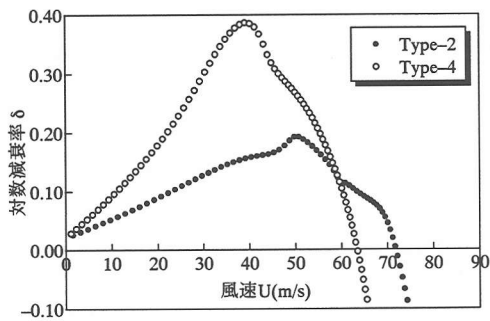


図-36 基本モデルのU- $\delta$ 曲線

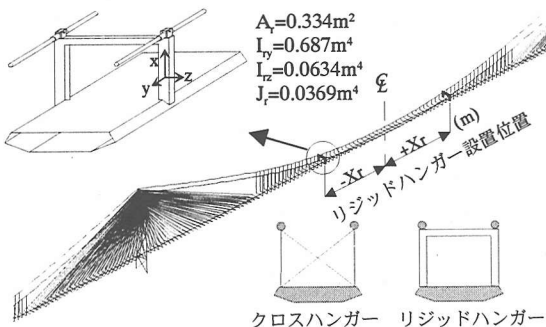


図-37 リジッドハンガーとその設置位置

ず、図-35から、Type-2の基本モデルは、Type-4のそれに比べ、ねじり対称一次の方が鉛直たわみ対称一次よりも比率は多少低いものの、基本2モードの固有振動数はともにかなり高くなること解る。

さらに、図-36からは、Type-2の基本モデルの限界風速の推定値も、Type-4のそれに比べ、かなり高くなること解る。しかしながら、目標値とされている80m/secには遠く及ばず、事前に予測されたように、適切な耐風安定化策を検討する必要性のあることが確かめられた。

### (3) 耐風安定化策の提案とその効果

#### a) 構造的耐風安定化策

Type-2の耐風安定性を十分に確保するための構造的対策として、ここでは、リジッドハンガーと名付けた吊橋用の補助ハンガーシステムを応用することを考え、橋全体のねじり剛度を高めることによる効果を検証することとした。

これは、図-37に示すような構造であり、中央径間の2箇所に対称に設置され、従来のクロスハンガーとはほぼ同様の力学的原理によるものであるが、ケーブルの非抗圧性や、建築限界、および、乗員・乗客の視覚の阻害・圧迫感などの問題を合理的に解決できる。なお、図中に示した断面諸元は、静的な風

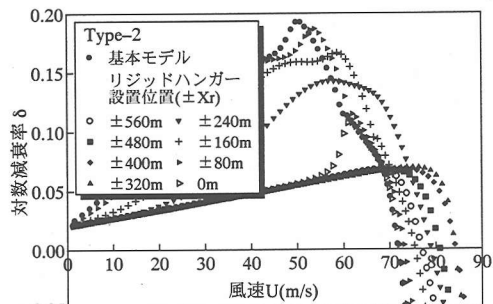


図-38 リジッドハンガー設置時のU- $\delta$ 曲線

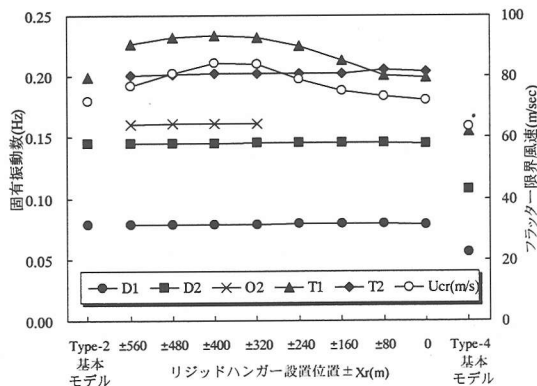


図-39 固有振動数とフラッター限界風速

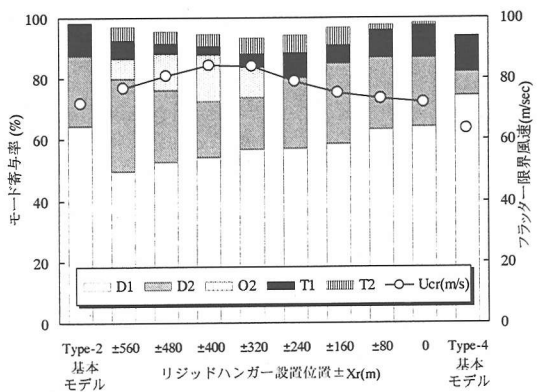


図-40 モード寄与率とフラッター限界風速

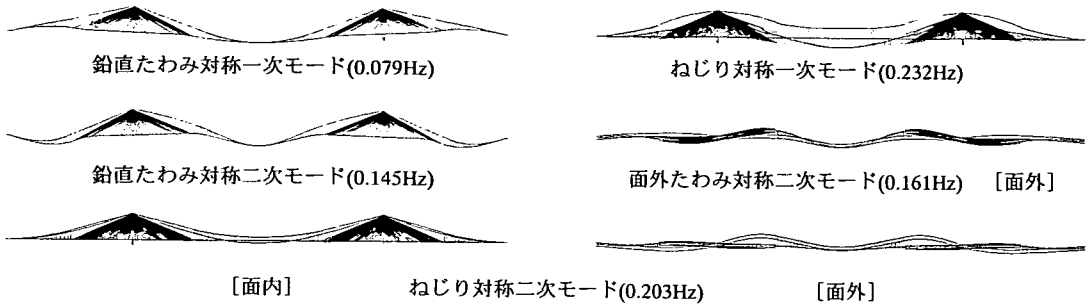


図-41 Type-2(リジッドハンガー設置位置±320m)における支配的な固有振動モードと固有振動数

荷重を設計荷重として算定されたものである。

#### b) 耐風安定化策の効果

上述のリジッドハンガーをその位置を移動させて、Type-2の基本モデルに設置した8種類の解析モデルを作成し、同様のマルチモード連成フラッター解析を行って得られたU- $\delta$ 曲線を、基本モデルのそれとともに、図-38に示す。図中の凡例における数字は、対称に設置されたリジッドハンガーの中心軸からの距離±Xr(図-37参照)を表している。

図-39、および、図-40にはそれぞれ、リジッドハンガーの設置位置の移動に伴い、フラッターモード分枝において支配的な各固有振動モードの固有振動数、および、モード寄与率が変化する状況を、図-38から算定された限界風速の推定値 $U_{cr}$ の変化に対比させて示す。両図には、参考のために、Type-2、Type-4の基本モデルについても併記した。

また、両図中の凡例における略号は、フラッターモード分枝において支配的な各固有振動モードを表し、D1、D2は鉛直たわみ対称一次、二次、O2は面外たわみ対称二次、T1、T2はねじり対称一次、二次モードをそれぞれ表している。図-41には、中心軸からの距離±320mの位置にリジッドハンガーが設置された場合について、それらの支配的な固有振動モードと固有振動数を示す。

これらの図-38～図-40から、まず、リジッドハンガーの設置位置の移動に伴って限界風速の推定値 $U_{cr}$ は大きく変化し、中心軸からの距離±320mの位置で最も高くなって84m/secとなり、目標値80m/secを超えられること、および、この位置が、ここでは、リジッドハンガーの最適な設置位置となることが解る。

図-39からは、リジッドハンガーの設置位置の移動に伴う限界風速の推定値 $U_{cr}$ の変化には、ねじり対称一次モード(T1)の固有振動数の変化と強い相関がみられることが解る。この相関は、固有振動数が高くなるにしたがって、図-40から解るように、ねじり対称一次モード(T1)の寄与率が低下したことが

もたらしたものと考えられた。

図-40からは、最適設置位置付近では、鉛直たわみ対称二次モード(D2)の寄与率がねじり対称一次モード(T1)と同様に最小となる一方、面外たわみ対称二次モード(O2)のそれは最大となり、ねじり対称二次モード(T2)のそれも小さくないことが解る。

これらのモード寄与率の変化の要因を的確に説明することはできないものの、リジッドハンガーの設置位置が、鉛直たわみ対称二次モード(D2)の寄与率に微妙に影響を与えることは、十分に考えられることであった。また、図-41に示した最適設置位置の場合の固有振動特性から解るように、ねじり対称二次モード(T2)のねじり成分に面外たわみ成分が連成していることも、要因の一つと考えられた。

## 7. 結 言

前章までの検討結果からは、中央径間2,500mの超長大斜張吊橋の概略設計、静的構造特性、座屈安定性、経済性、および、動的耐風安定性に関して、次のようなことがいえた。

- (1) 主塔付近の主桁断面を除いて、仮定剛度と精算剛度との大きな差異はみられず、仮定剛度の決定法が概略設計のレベルでは十分に妥当であったことが確かめられた。
- (2) 主塔付近の主桁断面については、風荷重載荷時の面外曲げモーメントの増大に伴って、仮定剛度では剛度が著しく不足し、繰返し断面決定を行って設定した補強断面を用いる必要があった。
- (3) 静的構造特性には、設計上において特に問題となるような点はみられず、斜張区間の延長が及ぼす影響は功罪が相半ばするものであったことから、吊区間との最適な区間長比の決定が静的構造特性に左右されることはほとんどないものと考えられた。



- (4) 斜張区間の延長に伴って、主桁の座屈に対する安全性を確保できなくなることが確かめられたが、橋長に対する斜張区間長の比が60%(中央区間長1,500mの斜張橋に相当)を超えない限りは、大きな問題とはならないといえた。
- (5) 斜張区間と吊区間との区間長比を適切に採れば、超長大斜張吊橋は、従来形式の吊橋に比べ、上部構造の工費のみでも経済的に優位となる可能性が十分にあるといえた。
- (6) 斜張区間を上部構造の経済性を大きく損なわない範囲で延長することによって、主ケーブルの最大張力を激減させることができ、アンカレイジや、主塔の基礎構造などの下部構造の経済性の向上にも大きく寄与することを期待できた。
- (7) 主ケーブルの最大張力の激減は、主桁や、斜ケーブルなどに比べ極めて長い架設工期を必要とする主ケーブルの工事量の激減をもたらし、全体工期の大幅な縮減をも予測できた。
- (8) 連成フラッター限界風速の推定値は、従来形式の吊橋に比べ、かなり高くなったが、目標とした80m/secには遠く及ばず、さらに適切な耐風安定化策を検討する必要性のあることが確かめられた。
- (9) 構造的対策として、リジッドハンガーと名付けた新しい補助ハンガーシステムの導入が及ぼす効果は顕著であり、最適な位置に設置することによって、連成フラッター限界風速の推定値が目標値80m/secを超えることができた。

ゆえに、これらのことから、近い将来、斜張吊橋が超長大橋梁形式として採用される可能性は十分にあるといえる。ただし、その可能性を確実にし、超長大斜張吊橋の建設を実現させるためには、多くの課題が残されており、今後、より詳細な検討が急務であることはいうまでもない。

謝辞：本論文におけるフラッター解析にあたって、名古屋工業大学工学部社会開発工学科・岩本政巳講師には、常に懇切、丁寧な指導を戴いた。ここに、衷心より謝意を表したい。

#### 参考文献

- 1) 横山功一：海峡横断プロジェクトを支える橋梁技術の動向，土木学会論文集，No.546/VI-31，1996。
- 2) 明石海峡大橋開通記念特集：長大橋技術の展開と展望，橋梁と基礎，建設図書，Vol.32，No.8，1998。
- 3) 成田信之編：鋼橋の未来，技報堂出版，1998。
- 4) 土木学会：ケーブル・スペース構造の基礎と応用，鋼構造シリーズ11，1999。
- 5) 野村国勝，中崎俊三，成田信之，前田研一：超長大吊橋における補剛トラスの合理的構造に関する研究，土木学会論文集，No.516/VI-27，1995。
- 6) 野村国勝，中崎俊三，前田研一，成田信之：流線形箱桁吊橋の補剛特性に及ぼす自重の影響に関する研究，鋼構造年次論文報告集，第1巻，1993。
- 7) Astiz, M.A. and Andersen, E.Y.: On Wind Stability of Very Long Spans in Connection with a Bridge across the Strait of Gibraltar, *Strait Crossings*, J. Krokeborg(ed.), 1990 Balkema Rotterdam.
- 8) Ostefeld, K. H. and Larsen, A.: Bridge Engineering and Aerodynamics, *Aerodynamics of Large Bridges*, Larsen, A. (ed.), 1992 Balkema Rotterdam.
- 9) Brown, W. C.: Development of the Deck for the 3,300m Span Messina Crossing, *Final Report of 17th IABSE Congress*, 1996 Copenhagen.
- 10) IABSE: *Symposium Report on Long-Span and High-Rise Structures*, IABSE Reports, Vol.79, 1998 Kobe.
- 11) Gimsing, N. J.: *Cable Supported Bridges*, John Wiley & Sons, 1983.
- 12) Lin, T. Y. and Chow, P.: Gibraltar Strait Crossing - A Challenge to Bridge and Structural Engineers, *Structural Engineering International*, IABSE, Vol.1, No.2, 1991.
- 13) 野村国勝，中崎俊三，吉村 健，前田研一，成田信之：斜張吊橋の構造特性に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.40A，1994。
- 14) 野村国勝，中崎俊三，成田信之，前田研一，中村一史：長大吊形式橋梁の構造特性と経済性，構造工学論文集，Vol.41A，1995。
- 15) 前田研一，岩本政巳，森園康之，田平秀和，長井正嗣，藤野陽三：MONO-DUO形式超長大吊橋の耐風安定性に及ぼすリジッドハンガーの効果，構造工学論文集，土木学会，Vol.43A，1997。
- 16) 前田研一，岩本政巳，森園康之，田平秀和，長井正嗣，藤野陽三：MONO-DUO形式化とリジッドハンガーによる超長大吊橋の耐風安定化策の実現性，構造工学論文集，土木学会，Vol.44A，1998。
- 17) 林 正，前田研一，増井由春，内海 靖，山野長弘：長径間吊橋の立体有限変位解析，構造工学論文集，Vol.37A，1991。
- 18) 前田研一，林 正，瀬戸内秀規，中村一史，成田信之：長大斜張橋の立体有限変位解析，構造工学論文集，Vol.41A，1995。
- 19) 土木学会：構造工学における計算力学の基礎と応用－応用編，構造工学シリーズ7，1996。
- 20) 川田忠樹編：現代の吊橋，理工図書，1987。

- 21) 海洋架橋調査会：上部構造設計基準・同解説，本州四国連絡橋公団，1980.
- 22) 海洋架橋調査会：明石海峡大橋耐風設計要領・同解説，本州四国連絡橋公団，1990.
- 23) Ernst, H. -J: Der E-Modul von Seilen unter Berücksichtigung des Durchhanges, *Bauingenieur* 40, 1965.
- 24) 中村一史，前田研一，林 正，成田信之：長大斜張橋の座屈安定解析に関する2,3の考察，構造工学論文集，Vol.44A，1998.
- 25) 日本道路協会：道路橋示方書，1996.
- 26) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.
- 27) 岩本政巳：吊形式橋梁に関するフラッターを中心とした空力振動予測，東京大学博士学位論文，1997.
- 28) 宮田利雄，山田 均，太田博文：立体骨組解析法における横たわみしたトラス補剛吊橋の曲げねじれフラッター解析，土木学会論文集，No.404/I-11，1989.

(2001.8.17 受付)

## STATIC AND DYNAMIC STRUCTURAL CHARACTERISTICS AND ECONOMICAL EFFICIENCY OF ULTRA LONG-SPAN CABLE-STAYED SUSPENSION BRIDGES

Ken-ichi MAEDA, Hitoshi NAKAMURA, Kunikatsu NOMURA and Nobuyuki NARITA

The purpose of this study is to investigate the realizability of ultra long-span cable-stayed suspension bridges, which seem to have more excellent structural characteristics than ordinary suspension bridges by combining the advantage of cable-stayed bridges. In this paper, using trial-design cable-stayed suspension bridges with center span of 2,500m in which ratios of suspended parts were used as variable, static structural characteristics, buckling stability and aerodynamic stability were compared with suspension bridge. Moreover, from all results, the authors discussed about the economical efficiency of ultra long-span cable-stayed suspension bridges.