

## 二主桁合成床版を有する斜張橋に関する総合的検討

A Feasibility Study of New Type Cable-Stayed Bridge Consists of Steel Main Girder and RC slab

横山功一<sup>\*</sup>日下部毅明<sup>\*\*</sup>若狭忠雄<sup>\*\*\*</sup>大場誠道<sup>\*\*\*\*</sup>

By Koichi Yokoyama, Takaaki Kusakabe, Tadao Wakasa and Narimiti Oba

Recently, a new type cable-stayed bridge is remarked as a steel alternative. This new type bridge is characterized by the composite girder that consists of I-shape steel edge girders and precast reinforced concrete slab. It is considered that this new type cable-stayed bridge has economical merit. In spite of this merit, there are few study on this type in Japan. The feasibility of new type cable-stayed bridge is investigated in this paper. As a result, economical advantage is verified from structural study and effective method is presented to improve wind resistance.

## 1. まえがき

斜張橋は設計条件に対する柔軟な適用性によって100m以下の短支間から500mを超える長大支間に至るまで、有力な形式として検討されることが多い。特に近年は地域的なシンボルとしての役割が斜張橋に強く求められるようになり、斜張橋の人気はますます高まっていると言える。このような状況に配慮すると、斜張橋の経済性、設計の合理性、および施工性を高めることの重要性は高い。

このような需要に応える構造形式として本検討でとりあげたのが、主桁にRC床版と鋼エッジガーダーの開断面合成桁を用いる二主桁斜張橋である。一般に、斜張橋においてケーブルの全体の剛性への寄与は大きい。二主桁斜張橋はケーブルから得られる剛性を最大限に利用し、桁の剛性を最小限に抑え、さらに圧縮力の作用する床版にはRCを、引張力が作用する主桁には鋼材を用いることで、経済性を向上させるのが設計の基本思想となっている。

二主桁斜張橋はAlex-Fraser橋<sup>1), 2)</sup>に代表されるように北米では既に実績をあげつつある。一方、わが国の設計手法によって設計した場合、どの程度その長所が発揮されるか、わが国の厳しい自然条件の下で、十分な耐風安定性を確保できるか等、わが国における実用性には不明な点が多い。

本論文は概略設計および耐風性の検討を通じ、二主桁斜張橋がわが国においてその長所を活かした斜張橋として成立することの可能性を研究したものである。

---

|      |          |       |        |     |                       |
|------|----------|-------|--------|-----|-----------------------|
| *    | 建設省土木研究所 | 構造橋梁部 | 構造研究室  | 室長  | (〒305 茨城県つくば市大字旭1)    |
| **   |          | //    |        | 研究員 | //                    |
| ***  | 新構造技術(株) | 大阪事務所 | 設計部    | 部長  | (〒541 大阪市東区唐物町5-5)    |
| **** | (株)大林組   | 東京本社  | 土木技術本部 |     | (〒101 東京都千代田区神田司町2-3) |

## 2. 構造検討

### 2. 1 主塔位置における主桁の支持方式

斜張橋において支持条件が設計に与える影響は大きい。二主桁斜張橋は断面の特殊性から特に配慮する点が多いと考えられる。そこで二主桁斜張橋に適した主塔位置における支持方法を鉛直方向および水平方向について検討した。

#### (1) 鉛直方向支持方式について

鉛直方向支持方式を、斜張ケーブルに+15℃の温度変化を与えた場合の主桁曲げモーメントに着目して検討した。計算結果を図-1に比較する。主塔部の桁曲げモーメントは、鉛直支持した場合には支持しない場合の2.6倍の値となっている。二主桁斜張橋の場合、二主桁の下側フランジの面積は小さいので、軸圧縮力が大きい主塔部にさらに大きな負モーメントが作用するのは不利であるから、鉛直支持をしないフローチングタイプが妥当との結論に達した。

#### (2) 橋軸水平方向支持方式について

橋軸方向支持方法を活荷重特性によって検討した。主桁曲げモーメント、たわみ、ケーブル張力を図-2に示す。水平方向を自由とした場合は、主桁の曲げモーメントが他のタイプに比べて突出して大きく、特に主塔付近の曲げモーメントが大きく、また鋼製主塔の可撓性も手伝い、主桁の水平変位も大きい。

ケーブルの活荷重による張力変動についても、橋軸方向を自由とした場合は下段側ケーブルの張力変動が突出して大きく、負の活荷重張力では死荷重張力に匹敵する張力が発生し、ケーブルが無応力に近い状態となる。

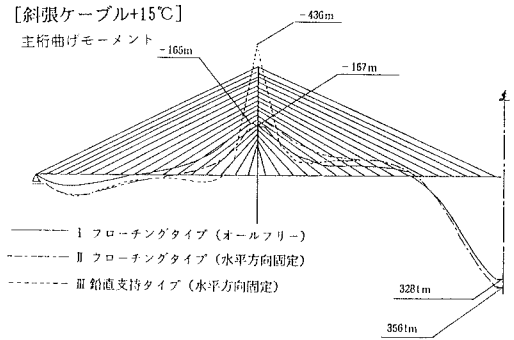
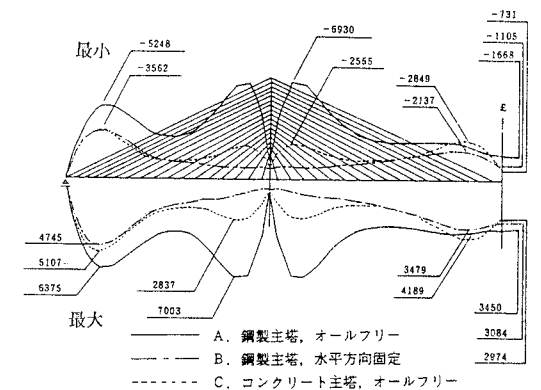
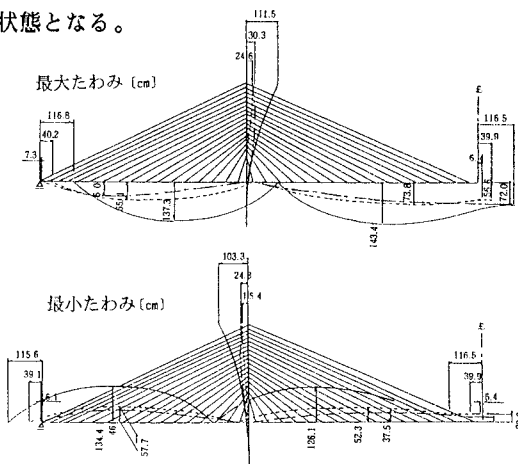


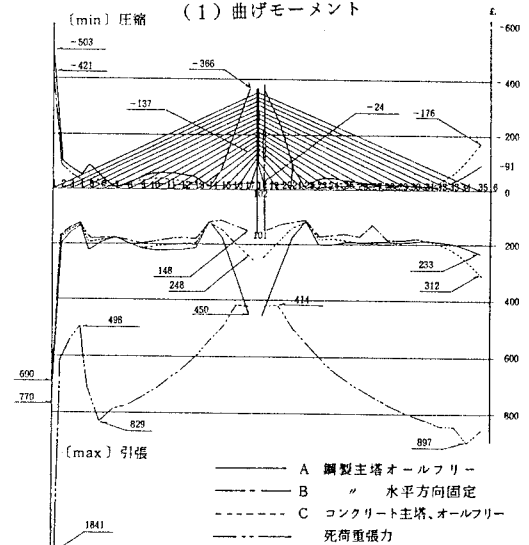
図-1. 結合条件の比較



(1) 曲げモーメント



(2) たわみ



(3) ケーブル張力

図-2. 水平方向支持方式の比較

したがって、主桁の変位を小さく抑えるために、主塔をコンクリート製として塔の曲げ剛性を大きくするか、あるいは主塔位置で主桁の水平方向変位を拘束することが必要である。なお、ここで述べた支持形式の検討には地震力が考慮されていない。ここでの検討は両極端的方式についてであったが、実際には橋軸水平方向には完全に固定するだけでなく弾性的な固定についても検討するのが望ましいと考えられる。

2.2 床版および横桁の検討

二主桁斜張橋の特殊性は橋桁にあり、この設計の合理化により二主桁斜張橋の長所が発揮される。特に床版はケーブル軸力および床版作用としての輪荷重を同時に受け持ち、死荷重としても大きなウェイトを占める。ここでは、床版の合理的な設計法に関する検討結果を示す。

(1) 床版厚の決定要因

床版の設計を決定する重要な要因としては3つの要因、すなわち横桁間隔（床版支間長）による影響、床版厚の現状の規定（最小厚）および床版の最大圧縮応力（許容応力度）を考慮した。

横桁間隔は床版厚に影響を与えるが、密に配置し過ぎると経済性を低下させる。床版厚については一般の橋梁に関して道示に最小厚が規定されている。二主桁斜張橋の床版の応力算定への道示の規定の適用性には問題があるが、道示の最小厚の規定が耐久性を考慮した値であることから、この最小厚は二主桁斜張橋においても重視した。ここでは道示の規定に対し、「道路橋鉄筋コンクリート床版の設計施工指針」（昭和59年2月）に示された割増し（1.25）および道示ⅢのPC床版に対する規定によって検討することにした。

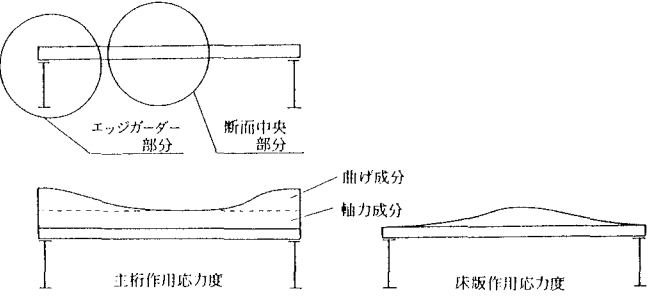
表－1. 床版の圧縮強度と設計

|        | 400  | 550  |
|--------|------|------|
| 床版厚    | 40cm | 27cm |
| 主桁ウェブ厚 | 25mm | 14mm |
| 横桁高さ   | 2.5m | 1.8m |

床版の最大圧縮力に対しては、道示Ⅱ9.3.1に規定される床版のコンクリートの許容圧縮応力度を用いた。

(2) 床版の圧縮強度

北米における二主桁斜張橋は圧縮強度が500kgf/cm<sup>2</sup>以上の高強度のコンクリートが用いられているが、わが国では高強度のプレキャストコンクリートを床版に用いる例は見あたらないため、調査の最初の段階では、横桁間隔を4mとし、400kgf/cm<sup>2</sup>の場所打ちコンクリートの適用を考えてみた。その結果、主桁作用による応力から床版厚が40cmとなり（表－1）、これにともない橋桁の自重が増加し、経済性が向上しないことが明かとなった。これによって、床版には圧縮強度550kgf/cm<sup>2</sup>程度の高強度のプレキャストコンクリートを使用することの必然性が確認された。



以上の考えをまとめると下表の通りとなる。

| 断 面 部 分 | 主 塔 部   |      | 側径間、中央径間 |      |
|---------|---------|------|----------|------|
|         | エッジガーダー | 断面中央 | エッジガーダー  | 断面中央 |
| 床版作用    | ×       | ○    | ×        | ○    |
| 主桁作用    | 軸力成分    | ○    | ○        | ○    |
|         | 曲げ成分    | ○    | ×        | ×    |
| 死荷重     | ○       | ×    | ○        | ×    |
|         | 活荷重     | ○    | ×        | △    |

- 考慮する
- △ 有効巾比率で考慮
- × 考慮せず

図－3. 主桁と床版の荷重分担

(3) 荷重分担の考え方について

床版の設計では、主桁作用による応力度および床版作用による応力度は安全側を考慮しながら単純に合計する方法がある。しかし実際には、主桁付近では床版は橋軸方向（床版支間方向）にもかなり剛に支持され、床版作用による曲げモーメントは発生せず、主桁作用による応

力度についても、軸力成分と曲げ成分では主桁と床版の荷重分担が異なると考えられる。この点に配慮し、荷重分担を図-3のようにモデル化し、これによって設計にどのような影響を与えるか検討した。

ここで床版作用による応力の算定には、道路橋示方書の式で算出することも考えられるが、この形式の斜張橋の主桁に対する適用性に関しては検討の余地があるため、より精度の高い数値を得るために格子解析を実施した。

格子解析から算出された断面力を図-4に示す。さらにG<sub>0</sub>桁について床版の断面力を比較したのが図-5である。図より明らかなように、床版の曲げ応力は道路橋示方書のモデルのように横桁を剛な支点とみなした連続桁のような挙動は示さず、むしろケーブル定着位置を支点とした連続桁に近い挙動を示している。このために負のモーメントは、設計時のモデルよりもかなり小さく、正のモーメントは逆にやや大きくなる。

いずれにせよ床版作用としての応力に主桁作用の重ね合わせを同時に考慮して床版の設計を行うと、単純に主桁作用と床版作用を重ね合わせる場合よりも、必要なコンクリート強度は下がり、 $\sigma_{ck}=500\text{kg/cm}^2$  ( $\sigma_{ca}=200\text{kg/cm}^2$ ) でも床版厚を変更せずに設計が可能となる。

#### (4) 横桁間隔の最適化

横桁支間中央曲げモーメントより横桁断面を決定し、これに対して工費計算を実施したところ、図-6に示すように、横桁間隔4mが最も経済的な設計となった。応力度の計算にあたり、横桁および床版の自重に関しては非合成計算、橋面工および活荷重に関しては合成計算を行った。

### 2.3 経済性の考察

上記の検討をもとに実施した概略設計から得られた二主桁斜張橋の一般図を図-7に示す。この概略設計では塔は鋼製とし、橋軸水平方向変位を固定した。この設計に対し算出された工費を、同一の設計条件にしたがった鋼箱桁断面に関する検討結果と表-2に比較する。一箱桁断面と二主桁断面の工費の比(改良案の工費/構造系1の工費)は0.69である。

参考までに海外の競争設計で、Weirton-Staubenville橋について公示された工費<sup>3)</sup>によると、その比は0.61である。これは今回の設計と同じ程度の比率と言え、二主桁斜張橋の優れた経済性を確認するものである。

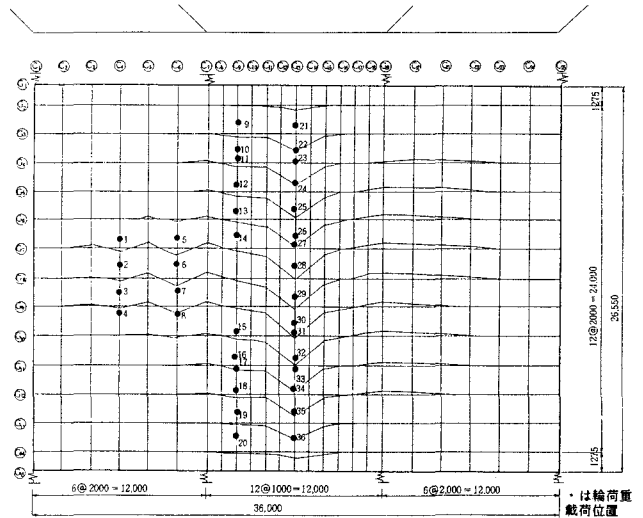


図-4. 床版の曲げモーメント

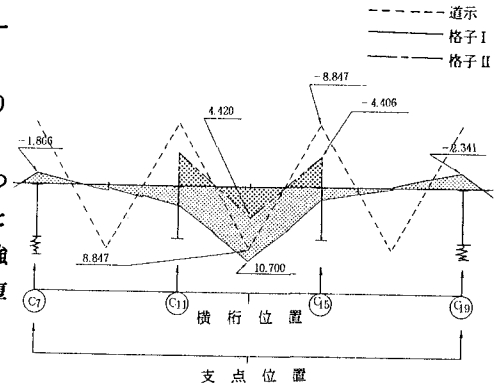


図-5. 床版の断面力の道示との比較

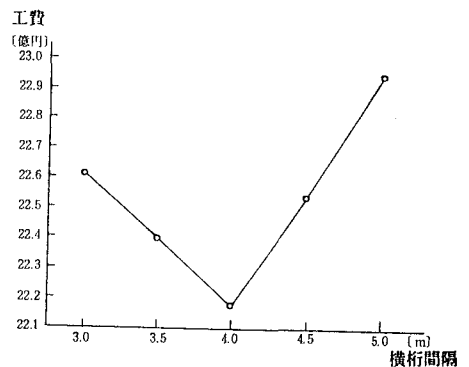


図-6. 横桁間隔と工費

表-2. 工費の比較

|          | 鋼箱桁断面 | 二主桁断面 |
|----------|-------|-------|
| 主体工 (億円) | 188.8 | 129.2 |
| 橋面工 (億円) | 2.8   |       |
| 合計 (億円)  | 191.6 | 132.0 |
| 工費(千円)   | 959   | 661   |
| 有効面積     |       |       |

有効面積は19982m<sup>2</sup>

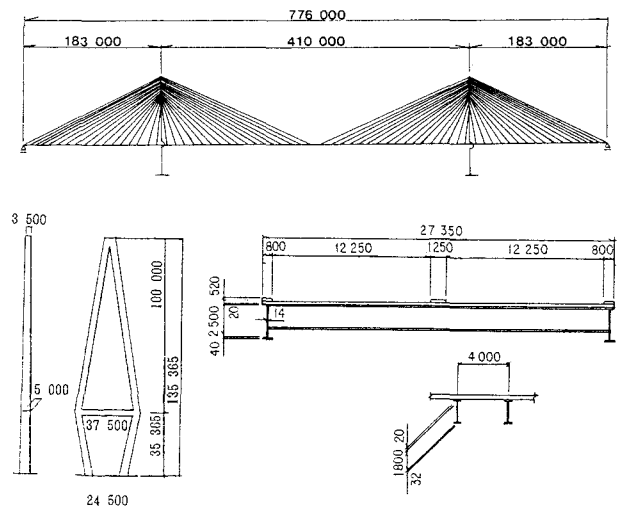


図-7. 二主桁斜張橋一般図

### 3. 耐風性に関する研究

#### 3.1 研究の概要

二主桁斜張橋の耐風性は、海外における調査<sup>4)-11)</sup>、構造特性および桁断面の形状等を考えると、良好とは言えないことが予想された。そこで、概略設計より得られた二主桁斜張橋について、まず構造特性から耐風性を議論し、次いでバネ支持実験、煙風洞実験およびタウト模型実験によって、二主桁斜張橋の耐風性を明らかにし、さらに耐風性の向上方法を示す。

#### 3.2 二主桁斜張橋の耐風性に関わる構造特性

耐風性を評価する場合に重要な構造特性は、固有振動数、単位長さ当たりの桁質量・極慣性モーメントおよび構造減衰であり、二主桁斜張橋の耐風性の指標となる。以下に、二主桁斜張橋の構造特性を既存の斜張橋と比較し、その耐風性に与える影響を考察する。

表-3は二主桁斜張橋および既存の同程度の規模の斜張橋の構造特性を示すものである。二主桁斜張橋の構造特性は他の斜張橋と比較して以下のような傾向にある。

i)質量と極慣性モーメントは桁幅の割に大きい。

ii)たわみ振動数はAlex-Fraser橋を除く他の橋梁の80%程度である。

iii)ねじれ振動数は名港東大橋、名港西大橋の50%程度、生口橋の90%であり、スパンが短いにせよAlex-Fraser橋よりはやや高い。

iv)振動数比は名港東大橋や名港西大橋よりもかなり低い、生口橋とAlex-Fraser橋より大きい。

ねじれ振動数に関する傾向を断面形状別にみると、名港東大橋と名港西大橋の橋桁は一箱桁断面、生口橋は二箱桁断面、Alex-Fraser橋は二主桁斜張橋であるから、振動数が低い断面は開断面である二主桁断面と二箱桁断面である。同じ開断面の二主桁断面の橋梁と二箱桁断面である生口橋のねじれ振動数は同程度になっているが、振動数が中央支間に反比例すると考えれば<sup>12)</sup>、生口橋のねじれ振動数は二主桁斜張橋の中央支間410mに換算すると0.75 Hz程度となり、二主桁斜張橋のねじれ振動数より1.3倍程度高くなる。このように、

表-3. 耐風性に関わる構造特性

|                                              |          | 二主桁斜張橋 | 名港東大橋 | 名港西大橋 | 生口橋   | Alex-Fraser橋 |
|----------------------------------------------|----------|--------|-------|-------|-------|--------------|
| 中央支間 (m)                                     |          | 410    | 410   | 405   | 490   | 465          |
| 桁 幅 (m)                                      |          | 27.35  | 35.5  | 16.0  | 29.5  | 32.0         |
| 桁 高 (m)                                      |          | 3.08   | 3.50  | 2.765 | 2.487 | 2.0          |
| 単位長さ当り質量* (ts <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ) |          | 3.2    | 2.7   | 1.1   | 1.7   | 2.8          |
| 単位長さ当り<br>極慣性モーメント* (1ms <sup>2</sup> /m)    |          | 244.2  | 273.6 | 24.8  | 118.1 | 244.9        |
| 振動数                                          | たわみ (Hz) | 0.253  | 0.329 | 0.310 | 0.335 | 0.258        |
|                                              | ねじれ (Hz) | 0.568  | 1.011 | 1.490 | 0.634 | 0.425        |
| 振動数比                                         |          | 2.25   | 3.07  | 4.81  | 1.89  | 1.65         |

註\*) それぞれ、等価質量、等価極慣性モーメントである。

二主桁斜張橋は、ねじれ振動数が際だって低い斜張橋といえる。これは確実にフラッターの発現風速を低下させる要因であり、断面形状のみならず構造的にも二主桁斜張橋は耐風性に関して不利といえる。

### 3.3 風洞実験による耐風設計

#### (1) 実験方法

実験は橋梁の耐風性を調べる最も一般的な方法であるバネ支持実験、自然風の特徴が耐風性に与える影響を明らかにするのに有利なタウト模型実験および断面形状と耐風性の関係を考察するのに有効な煙風洞模型実験によって実施した。

#### (2) 基本断面の耐風性

無対策の断面の耐風性を図-8に示す。これは二主桁斜張橋においては渦励振とねじれの発散振動であるフラッターに対する配慮が、設計に重要な影響を与えることを示している。中でもフラッターの発現風速はかなり低く、設計条件によらず何らかの耐風対策の検討を免れ得ない可能性がある。

#### (3) 二主桁斜張橋の耐風性の改善に関する考察

最も耐風性を向上させ得た耐風対策は、張り出しを設け、更にこの張り出しにエッジプレートを設置し、また幅員中央に鉛直スタビライザーを設置する方法である(図-9)。これはAlex-Fraser<sup>11)</sup>橋で用いられた方法にQuincy<sup>5)</sup>橋のバップルプレートの効果を組み合わせたものである。以下この改良断面の耐風性を考察する。

##### 1) フラッター

図-10は改良断面の+3°の迎角における対風応答特性を示すものである。フラッター発現風速は、基本断面やここに用いられた制振部材を単独に使う場合よりもかなり高い。

二主桁斜張橋のフラッター発現風速を向上させるためには、橋桁の上面の流れをスムーズにすることが重要であるが、煙風洞実験により、張り出し部材がこれに役だつことが確認できた。ただし吹き上げの風に対しては上面の流れをスムーズにする事が困難であり、この条件において下面の流れを変化させて耐風性を向上させているのがエッジプレートと鉛直スタビライザーであると推定される。

二主桁斜張橋の床版下面には、上流側主桁の下フランジから、強制的に厚い剝離せん断層が発生する。無対策の場合、この剝離せん断層内の流下渦は乱されず、自励振動を発生させる力となりやすい。厳密な議論のためには圧力分布の計測が必要であるが、張り出し部のエッジプレートは主桁の外に新しい剝離せん断層を作り、鉛直スタビライザーは、二主桁間の剝離せん断層を分割し、これによって、規則的な励振力が乱されるものと推定される。

##### 2) 渦励振

迎角0°では、基本断面で発生していた渦励振は完全に抑えられた。しかし、+3°の迎角に対しては渦

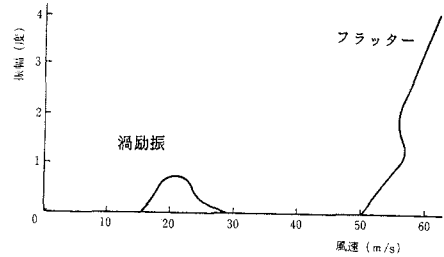


図-8. 無対策の二主桁斜張橋の耐風性(迎角=0°)

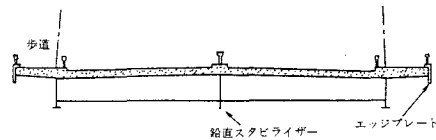


図-9. 効果のある耐風対策

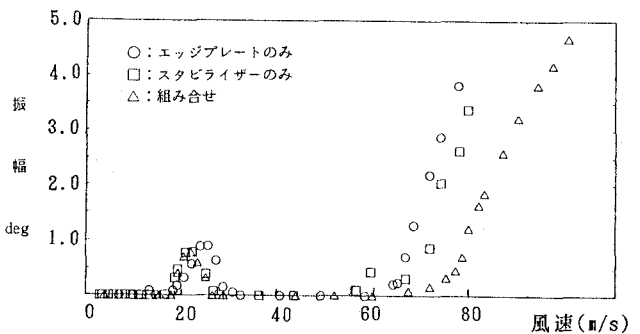


図-10. 耐風対策の効果(迎角=3°)

励振の振幅を低減することはできたが、渦励振を完全に抑えることができなかった。

一方、タウト模型実験によると渦励振振幅は気流の乱れによって低減し、渦励振を完全に抑えるためには、たわみおよびねじれともに10%の乱れ強さの乱流が必要となることがわかる(図-11)。したがって、現地風にあまり大きい乱れ強さを期待できない海岸部を除くと二主桁斜張橋において、渦励振が問題となる可能性は低いと考えて良い。

### 3) ガスト応答

ガスト応答に関しては、断面によって若干異なるが、乱流Ⅱでは、設計条件として仮定した風速54m/sによって最大振幅で80cmの振動が発現している(図-12)。この振幅は初通過破壊に対する安全性に基づいて評価するのが妥当と考えられるが、活荷重による最大たわみ変形量70cmよりも大きいことは注目すべきである。本論文ではこのガスト応答振幅の評価手法を提出していないが、設計においてはこのような最大振幅の統計的な意味を踏まえ、許容応力度の割増等を適切に設定する必要がある。

### 4) 制振部材が工費に与える影響

断面の改良に伴う工費の増加を概算したところ、張り出しにより、基本断面に対し1割程度の増加が認められた。概算に当たっては材料費、主桁重量の増加による主塔およびケーブルの材料費の増加を見込んだ。この費用は二主桁斜張橋の経済性に関する長所を無にするものではないが、やや長所を損ねるものといえる。ただし、張り出し部材については、床版と同等の設計を考えたため、工費の低減の余地はある。

### (4) 耐風設計における課題

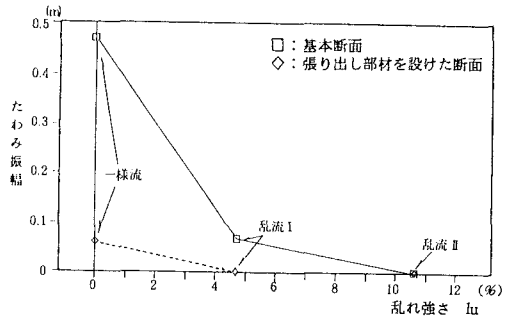
今回提案した耐風対策は橋幅員が狭い場合には、振動数との関連もあるが、効果が低下する可能性がある。また幅員と桁高の比が変化した場合にこの対策がどの程度有効か、あるいはどのような寸法のものを用いると有効になるかなど、検討の余地がある。

また部材寸法およびその効果を促す新しい付加部材の検討も必要である。

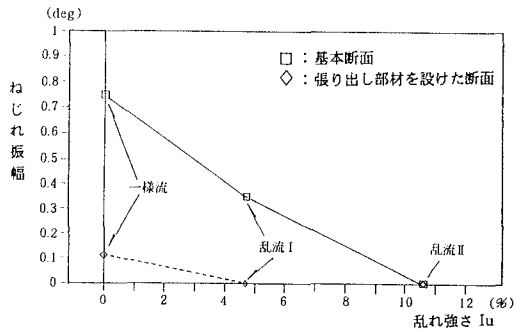
## 4. 結論

本研究により得られる結論を以下にまとめる。

- (1) 二主桁斜張橋において優れた経済性を得るためには高強度のプレート床版を用いることの必然性が高い。
- (2) 主塔における主桁の支持条件は設計に相当の影響を与える。支持方法としては、鉛直方向には固定支点を有しないフローティングタイプの支持形式と、橋軸水平方向の移動を拘束するのが良いことが判明した。また塔にコンクリートを用いて水平方向もフリーとする方法も十分に検討する意義があるといえる。
- (3) 格子解析によると、床版に発生する応力は合成鋼桁等とはかなり異なることが明らかにされた。したが



(1) たわみ振動



(2) ねじれ振動

図-11. 渦励振に及ぼす乱れの効果

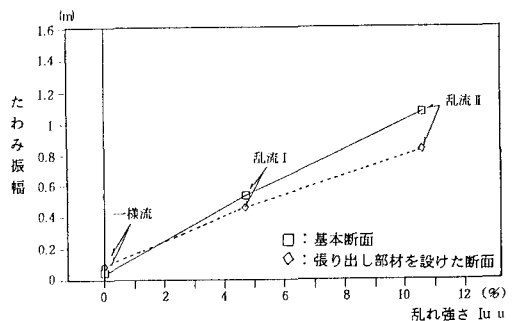


図-12. 鉛直たわみガスト応答に及ぼす乱れの影響

って、設計計算モデルについて今回採用した方法からさらに進めて合理的にする必要性は高い。

(4) 二主桁斜張橋においてフラッターに対する対策の必要性はかなり高いといえる。耐風対策としては、エッジプレートと鉛直スタビライザーの組み合わせが有効であることが明かとなった。

(5) 渦励振に対しては、正の迎角に対する十分に有効な対策を見いだせなかったが、多くの場合は自然風の乱れの効果で発現しないことが明かとなった。

(6) 鉛直方向のガスト応答振幅はかなり大きくなることが確かめられた。設計においては鉛直ガスト応答によって発生する応力の評価方法や他の荷重との組み合わせなどの検討が必要と考えられる。

本論文は全ての条件を網羅するものではないが、以上より二主桁斜張橋がわが国においても優れた経済性を発揮し、耐風性に関してもわが国の不利な条件に耐え得るものが実現される可能性が高いことを十分に示したと考える。ただし、耐久性に関する検討は不十分であり、今後の研究を進める必要がある。

## 謝辞

本研究の実施の初期の重要な方針を決める段階において、星埜正明氏（当時新日本技研（株））の貴重な助言を得た。ここに深く感謝の意を表する。

## 参考文献

- 1) P.R. Taylor, "Annacis Bridge Superstructure A Major Composite Cable stayed Bridge", The First East Asian Conference on Structural Engineering and Construction, Bangkok, January, 1986
- 2) S.F. Stiemer, P.Taylor, D.H.C. Vincent, "Full Scale Dynamic Testing of the Annacis Bridge", IABSE, Proceedings P-122/88, February, 1988
- 3) "Cable-stayed bridge job bid 36% under estimate" Engineering News Record, Sept.15, 1983, S.16
- 4) P. A. Irwin "Prediction and Control of the Wind Responce of Long-Span Bridges with Plate Girder Decks", Bridge and Transmission Line Structures.
- 5) R.L.Wardlaw, H.Tanaka, M.G.Savage "Wind Tunnel Investigation of The Mississippi River Bridge Steel Alternative, Quincy, Illinois", NRC Canada, LTR-LA-268, February, 1984
- 6) S.J.Zan, H.Yamada, H.Tanaka "The Influence of Turbulence and Deck Section Geometry on The Aeroelastic Behaviour of a Cable-Stayed Bridge Model", NRC Canada, NAE-AN-40, NRC No. 26190 August, 1986
- 7) P. A. Irwin "Wind Buffeting of Cable-Stayed Bridges During Construction", Bridge and Transmission Line Structures
- 8) "Wind Tunnel Tests of Annacis Island Bridge, Vancouver without Fairings", Report 484-1501-1, Morrison Hershfield Ltd.
- 9) "Sectional Model Wind Tunnel Tests on The Proposed Wind Tunnel Tests on The Proposed Annacis Island Bridge\_Steel Version Vancouver, British Columbia", January 25, 1983
- 10) "Wind Tunnel Tests on Annacis Island Bridge Steel Version With Wide Girder Spacing", Report 482-1502-1, Morrison Hershfield Ltd., April, 1983
- 11) P.A.Irwin "Wind Tunnel Tests of Long Span Bridges" IABSE 12th Congress Sep. 3-7, 1984
- 12) 加藤 雅史、島田 静雄、" 橋梁実測振動特性の統計解析" ; 土木学会論文報告集第311号、1981年7月  
(1991年9月30日受付)