

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

野村國勝¹・中崎俊三²・成田信之³・前田研一⁴

¹正会員 工博 川田工業㈱技師長 (〒114 東京都北区滝野川 1-3-11)

²正会員 工修 川田工業㈱技術本部長大橋部長

³正会員 工博 東京都立大学教授 工学部土木工学科

⁴正会員 工博 東京都立大学助教授 工学部土木工学科

本論文は、超長大吊橋における補剛トラスに着目し、耐風設計上の観点から、より合理的と考えられる構造を追究したものである。まず、様々な横構タイプとねじり剛性の関係を調べ、ラチスタイプの横構がねじり剛性の向上に最も効果的であることを明らかにした。さらに、鋼床版とトラス桁を合成させた構造を提案し、中央径間長 3000 m の吊橋を対象に試設計を行って、この鋼床版合成補剛トラスの経済性と合理性を確かめた。

Key Words : design, ultra-long span suspension bridge, lateral system, hybrid truss girder

1. 緒 論

現在、中央径間 1990 m を有する明石海峡大橋が 1998 年の竣工をめざして建設中である。完成すればイギリスのハンバー橋 (中央径間 1410 m) よりも約 600 m も長い世界最長の吊橋となる。一方、津軽海峡、東京湾口、伊勢湾口、紀淡海峡、豊予海峡などで海峡横断橋建設の気運が高まっている。これらの海峡部では明石海峡大橋を上回る超長大橋が計画される可能性があり、経済的で合理的な超長大吊橋を建設するための研究開発を推進することはきわめて重要なことと言える。

超長大吊橋では耐風安定性確保が最重要課題であり、所要の耐風性能を満足した上で経済的で維持管理や使用性能に優れた吊橋形式を追求することになる。耐風安定性を向上させるために従来から、さまざまな研究がなされており、それらは①ケーブルシステムに着目した研究¹⁾²⁾(クロスハンガー形式、モノケーブル形式、斜めケーブル併用形式など)②桁断面に着目した研究(従来のトラス桁、箱桁に対する耐風改善案、ツインデッキ形式、ハイブリッド形式など)③アクティブ制御方式(角可変フラップ)などに大別される³⁾⁴⁾。

本論文は、今後の超長大吊橋においても有力な補剛桁形式の一つになると考えられるトラス桁に着目し、明石海峡大橋に代表される開床式鋼床版床組を有するトラス桁をベースに、耐風設計上、より合理的と考えられる構造を提案し、中央径間 3000 m の超長大吊橋を対象にした試設計を行って、その実用化の可能性を検討したものである。

2. 合理的構造へのアプローチ

超長大吊橋では死荷重を軽減し、かつ耐風安定性を高めることが最重要課題となる。わが国の長大吊橋で主流を占めている補剛トラス形式の吊橋は、床組を鋼床版として死荷重を軽減し、かつ開床部を設けて耐風安定性を高めている。このような場合において経済的にフラッター限界風速を向上させるためには、死荷重をなるべく増加させないで補剛トラスのねじり剛性を高めることが重要である。既往の研究成果によれば、そのための方法として横構断面、斜材断面の増加および主構高さを高くすることが効果的であり、その他の方法(弦材断面の増加、主構幅の拡大など)はケーブル重量の増加を招き極慣性モーメントを大きくするので、あまり有効でない⁵⁾とされている。

本研究では、超長大吊橋における補剛トラスの合理的構造をさらに追求するために、ねじり剛性の高い横構の組み方、および、補剛トラスと鋼床版の合成構造に着目し、合理性、経済性について検討するものとした。

(1) 横構の組み方とねじり剛性

横構の組み方とねじり剛性の関係については、各橋梁毎に数種の横構形式をとりあげて比較したものがあがるが、超長大吊橋を対象にした研究は見当たらない。ねじり剛性の高い横構形式を選定するために、まず、既往の主要長大吊橋の横構形式を調査・分類し、それらを超長大吊橋の補剛トラスの解析モデルにあてはめ、数値計算により各横構形式のねじり剛性の比較を行うものとした。

(2) 補剛トラスと鋼床版の合成構造

従来の補剛トラスは、トラス桁上に鋼床版を乗せ、鋼床版には床組みとしての機能のみを持たせたものが主流である(以下非合成タイプと呼ぶ)。これに対し、ここでは、鋼床版とトラス桁を一体化して合成構造とした補剛トラスの超長大吊橋への適用を提案する(以下合成タイプと呼ぶ)。鋼床版とトラス桁を合成させることによって、次のような効果が期待できるからである。

①鋼床版にトラス桁の一部としての機能を持たせることにより、補剛桁の剛性を高め、耐風安定性を増すことができる。ただし、最終的には、鋼床版・主構上弦材間の結合部材による閉塞の影響に関して風洞実験による確認が必要である。

②鋼床版縦桁をトラス桁の上弦材の投影面に重ねることができるため、それによって水平風に対するトラス桁の受風面積を低減できる。

③それぞれの吊橋径間ごとに全体の鋼床版が連続化されるので走行性が飛躍的に向上する。

④維持管理の面で特に問題となる鋼床版の伸縮継手や床組構造としての支承が無くなるので維持管理が容易となる。

鋼床版とトラス桁とを一体化し、合成させる方法としては、シアコネクタあるいは小組み横構により結合する方法などが考えられ、著者らによる研究⁶⁾を含めて、わが国においても既に研究が着手されている。さらに、著者らは、中小吊橋の補修工事に際して、シアコネクタにより鋼床版が結合された補剛トラスの設計、施工をわが国で初めて実施し、その実用性などを既に確めている⁷⁾。

したがって、超長大吊橋における補剛トラス構造として、充分検討に値する構造と考えられる。

(3) 合理性および経済性の検討手順

横構の組み方、および、鋼床版の合成に着目した補剛トラスの合理的構造の検討、さらには、本構造を適用した超長大吊橋の耐風安定性、経済性の検討を、次のような手順で行うものとした。

①検討対象として、超長大吊橋の基本構造諸元を設定する。

②横構の組み方とトラス桁のねじり剛性の関係を補剛トラスの立体モデルによる解析を行って調査し、最もねじり剛性が高い横構システムを明らかにする。ねじり定数の算定に際しては、慣用計算による結果と対比させ、支点条件や載荷方法など、解析手法についても検討を加える。ただし、選定した横構形式は他部材の鋼重増、架設への影響などを考慮したものでなければならない。

③最もねじり剛性の高い横構システムを有するトラス桁に対し、種々の結合方法で鋼床版を合成させて同様の立体モデルによる解析を行い、部材重量の増減に配慮して、

表-1 検討条件

項 目	検 討 条 件	
① ケーブル支間割	1000+3000+1000 m	
② 主ケーブルサグ比	1/10 (補剛桁支間)	
③ 車 線 数	6車線(幅員; 30m)	
④ 縦断勾配	中央径間	1.5% 放物線
	側 径 間	3.0% 直線
⑤ 航 路 限 界 高 さ	NHHWL (TP+1.1m) 上65m	
⑥ 主 構 間 隔	38.5m	
⑦ パ ネ ル 間 隔	16.0m	
⑧ 主 構 高 さ	17.0m	
⑨ 主ケーブル本数	4本 / 橋	
⑩ ケーブル材料強度	200 Kgf/mm ²	
⑪ 床 組 形 式	合成連続鋼床版	
	非合成連続鋼床版	
⑫ 舗 装	アスファルト舗装 75mm	
⑬ 主構弦材最大断面	箱 寸 法	1.3m×1.0m
	最大板厚	40mm 程度
	材 質	HT780
⑭ 活 荷 重	TL-20, TT-43	
⑮ 基 本 風 速	50m/s	
⑯ 設 計 基 準 風 速	ケーブル部	74.6m/s
	吊構造部	65.1m/s

より合成効果の高い基本構造を追求する。その際には、上、下横構の断面積比の最適な値についても検討を加える。

④これらの結果に基づいて、合成タイプ、および、従来の非合成タイプの超長大吊橋の試設計を行い、両者の経済性などの比較を行う。

3. 超長大吊橋の基本構造

検討の対象とする吊橋の基本構造諸元は図-1および表-1に示すように設定した。ここに、図-1(b)、および、(c)が、合成タイプ、および、非合成タイプの補剛トラスをそれぞれ図示したものである。設定にあたっての要点は以下のようである。

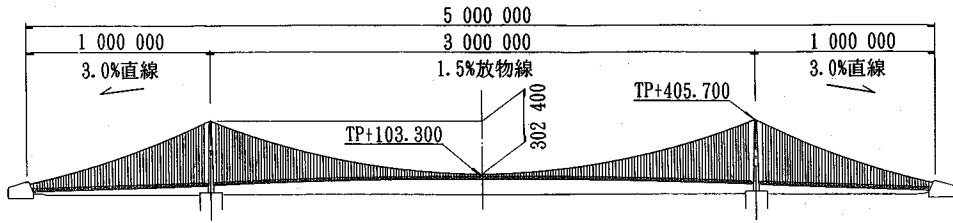
①現有の材料を前提とする超長大吊橋の最大規模と思われる中央径間長 3000 m の吊橋とした⁸⁾。側径間長は従来の支間長比の実績を考慮して 1000 m とした。

②中央径間長 (l) と主ケーブルサグ (f) の比、いわゆるサグ比 (f/l) については、超長大吊橋においては 1/5 程度が望ましいとの意見⁹⁾もあるが、ここでは既往の吊橋を参考に 1/10 とした。

③主ケーブルは片側 2 本のダブルケーブル形式とした。

④車線数は片側 3 車線を想定した。

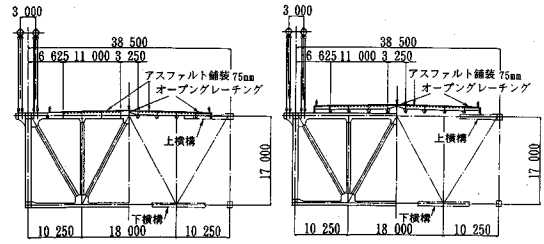
⑤補剛トラスの骨組構造は、幅員構成、床組と主ケーブルとの所要の離れ量などに配慮して、主構間隔 38.5 m、主構高さ 17 m、パネル間隔 16 m とした。



(a) 側面図

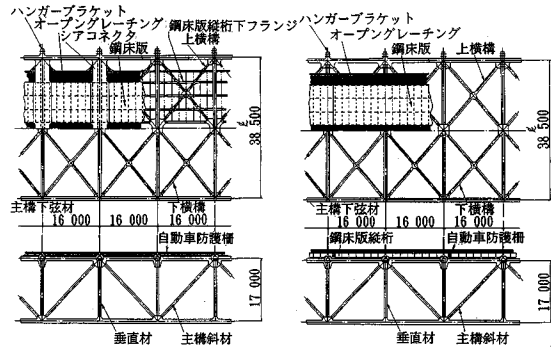
表一 2 横構形式

横構タイプ	上下横構の組み方と主構斜材の関係	
1 ダブル ワーレントラス (フォース橋 タイプ)	上横構面	
	主構斜材面	
	下横構面	
2 ダブル ワーレントラス (タコマ橋 タイプ)	上横構面	
	主構斜材面	
	下横構面	
3 ダブル ワーレントラス (マキノ橋 タイプ)	上横構面	
	主構斜材面	
	下横構面	
4 1パネル Kトラス	上横構面	
	主構斜材面	
	下横構面	
5 2パネル Kトラス	上横構面	
	主構斜材面	
	下横構面	



断面図

断面図



平面図

平面図

(b) 鋼床版合成タイプ

(c) 鋼床版非合成タイプ

図一 1 検討対象吊橋の一般形状図

(2) 検討方法

表一 2 に示した横構形式のねじり剛性を調査するため、図一 1 に示した超長大吊橋の基本構造から補剛トラス 6 パネルを取り出し、立体モデル解析を行った。パネル数 6 は表一 2 の横構タイプ 5 の上下横構 2 パネル K トラスが橋軸方向に互いに 1 パネルずれていることと下横構面の K トラスを 2 組としたことによるものである。横構タイプ一 1 の解析モデルを図一 2 に示すが、他の横構形式の場合も同様にモデル化した。

解析モデルにはねじり荷重に対する支点拘束が生じないように図一 2 に同時に示した 3 カ所の支点を設けた。なお、ねじり荷重が作用しても、各支点には反力が発生しないことを確認している。作用荷重は、図一 3 に示すように、ねじり荷重 (LOAD-1) と単純ねじり荷重 (LOAD-2) の 2 ケースとした。各部材の諸元は静的設計で得られる平均断面を想定し、表一 3 に示す値とした。

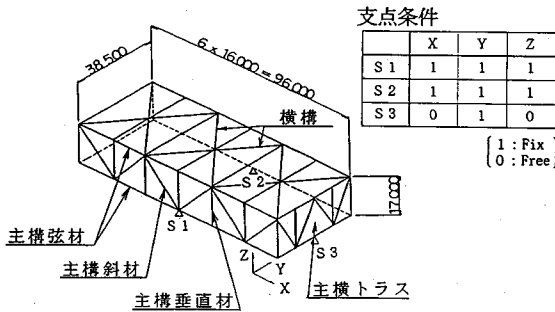
4. 横構の構造システムに関する検討

(1) 検討目的

長大吊橋の補剛トラスにおける横構形式は表一 2 のように分類される。

これらの横構形式は吊橋の規模、製作架設条件などによって一長一短がありそれぞれの橋ごとに検討され最適な形式として選定される。

超長大吊橋の場合には、耐風安定性を向上させるために補剛トラスのねじり剛性を高めることが優先されるものと考えられる。そこで各横構形式とねじり剛性の関係を調査し、ねじり剛性に効果的な横構形式を明らかにすることとした。



支点条件

	X	Y	Z
S1	1	1	1
S2	1	1	1
S3	0	1	0

(1: Fix
0: Free)

図-2 立体解析モデル図

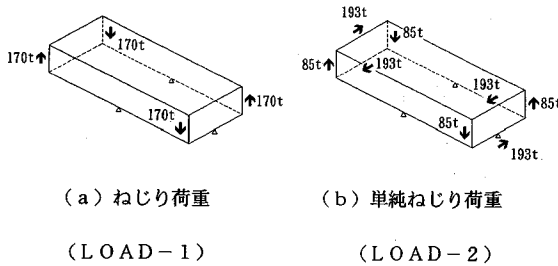


図-3 荷重ケース

表-3 横構形式の検討条件

部材	断面積A(m ²)	Ix面内(m ⁴)	Iy面外(m ⁴)	J (m ⁴)
主構上下弦材	0.180	—	—	—
主構斜材	0.040	—	—	—
主構垂直材	0.028	—	—	—
上下横構 注1)	0.060	—	—	—
主横トラス上弦材	0.0654	0.00661	0.00452	0.01
主横トラス下弦材	0.0386	0.00277	0.00246	0.01
主横トラス斜材	0.0302	—	—	—
主横トラス垂直材	0.0299	—	—	—

注1); 2パネルKトラス(タイプ5)は他のタイプと横構総延長が違うため、 $\Sigma A \cdot L$ =一定のもとに断面積を変化させた。ここに、A; 横構断面積、L; 横構部材長

(3) 検討結果

ねじり荷重および単純ねじり荷重に対する解析結果を表-4、図-4に示す。それぞれの値はトラス桁端部の鉛直変位の相対差を表している。これらの値をもとにねじり定数を算出した結果が表-5、および図-5である。

これらの図表には、単純ねじり荷重(LOAD-2)載荷時の立体トラスモデルの変位量から求めたものに加えて、表-6のように表わされる算出式を用いて慣用計算法¹⁰⁾により求めたものも併記した。得られた結果について考察すれば以下のものである。

a) 解析手法

立体解析と慣用計算による結果は非常に良く一致しており、補剛トラスのねじり剛性を求めるだけであれば簡便な慣用計算法で十分であることが確かめられる。参考のために、支点条件を図-6のように設定して解析する

表-4 各横構形式の鉛直変位量

横構タイプ	載荷状態	LOAD-1 (ねじり)		LOAD-2 (単純ねじり)	
		変位量(mm)	比率	変位量(mm)	比率
		1	ダブルワーレントラス(フォース橋タイプ)	41.850	1.00
2	ダブルワーレントラス(タコマ橋タイプ)	43.926	1.05	38.956	1.06
3	ダブルワーレントラス(マキノ橋タイプ)	42.770	1.02	36.318	1.01
4	1パネルKトラス	53.100	1.27	47.080	1.31
5	2パネルKトラス	52.816	1.26	46.304	1.28

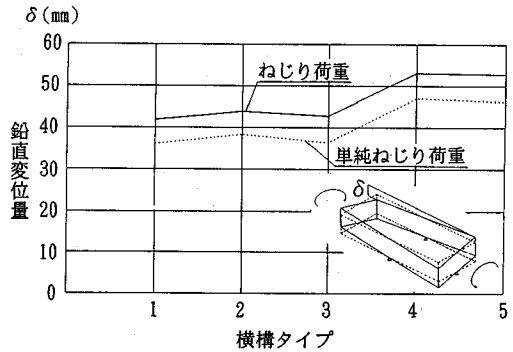


図-4 横構形式と鉛直変位

表-5 立体解析と慣用計算のねじり定数の比較

横構タイプ	立体解析(LOAD-2)	慣用計算	慣用/立体
1	41.4	42.3	102
2	38.9	40.1	103
3	41.4	41.2	100
4	31.7	31.7	100
5	32.2	32.3	100

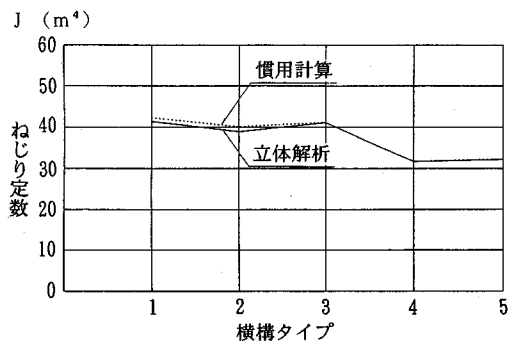
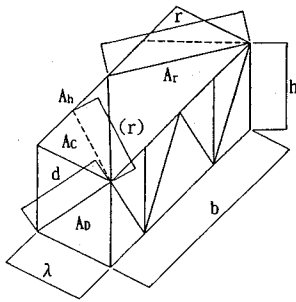


図-5 横構形式とねじり定数

表一六 慣用計算法によるねじり定数の算出式

横構タイプ	ねじり定数 J の算出式
1	$\frac{E}{G} \frac{4b^2h^2}{\frac{2d^3}{A_b \lambda} + \frac{4r^3}{A_r \lambda}}$
2	$\frac{E}{G} \frac{4b^2h^2}{\frac{2d^3}{A_b \lambda} + \frac{4r^3}{A_r \lambda} + \frac{\lambda^2}{A_c} \times 4}$
3	$\frac{E}{G} \frac{4b^2h^2}{\frac{2d^3}{A_b \lambda} + \frac{4r^3}{A_r \lambda} + \frac{\lambda^2}{A_c} \times 2}$
4	$\frac{E}{G} \frac{4b^2h^2}{\frac{2d^3}{A_b \lambda} + \frac{4r^3}{A_r \lambda} + \frac{\lambda^2}{A_c} + \frac{b^3}{2A_h \lambda}}$
5	$\frac{E}{G} \frac{4b^2h^2}{\frac{2d^3}{A_b \lambda} + \frac{2r^3}{A_r \lambda} + \frac{b^3}{4A_h \lambda}}$

- h : 主構高
- b : 主構幅
- λ : 格間長
- d : 主構斜材長
- r : 横構長 (格間当り)
- E : ヤング係数
- G : せん断弾性係数
- A_c : 主構弦材断面積
- A_b : 主構斜材断面積
- A_r : 横構斜材断面積
- A_h : 主横トラス弦材断面積



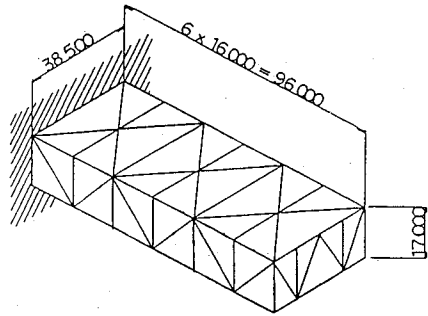
(r) : タイプ5の場合

と表一七の結果となる。これは桁端でそれを拘束しているためにねじれ変形量が小さくなることによるもので、この変形量からねじり定数を算出すると実際の値よりもねじり定数を過大に評価することになり、図一2に示したモデルの支点条件が妥当であることがわかる。

また、立体モデルにおける荷重載荷において、ねじり荷重 (LOAD-1) と単純ねじり荷重 (LOAD-2) の結果を比べると、ねじり荷重載荷時の方が10%程度鉛直変位が大きくなっている。これは、ねじり荷重が単純ねじり荷重とずれ荷重の和であり、ずれ荷重により桁にずれ変形が生じるためである。したがって、ねじり定数を求めるためには立体モデルへの作用荷重を単純ねじり荷重とする必要があるといえる。

b) 横構形式とねじり剛性

各横構形式のねじり定数を比較するとタイプ1が最大となり、タイプ4はタイプ1の75%程度で最小となる。すなわち、本解析例では、同量の鋼材を使用しても横構の組み方によってはねじり剛性に25%の差を生じた。このような差が生ずるのは、単純ねじり荷重を載荷させた時に、トラスを構成する部材の中でどの部材に軸力が発生するかによるものである (表一6参照)。



図一六 立体解析モデル図 (片持ち梁モデル)

表一七 各横構形式の鉛直変位量

横構タイプ	載荷状態	LOAD-1		LOAD-2	
		(ねじり)		(単純ねじり)	
		変位量(mm)	比率	変位量(mm)	比率
1	ダブルワーレントラス (フォース橋タイプ)	36.570	1.00	33.880	1.00
2	ダブルワーレントラス (タコマ橋タイプ)	38.460	1.05	35.930	1.06
3	ダブルワーレントラス (マキノ橋タイプ)	37.290	1.02	34.360	1.01
4	1パネルKトラス	42.850	1.17	40.720	1.20
5	2パネルKトラス	38.760	1.06	36.580	1.08

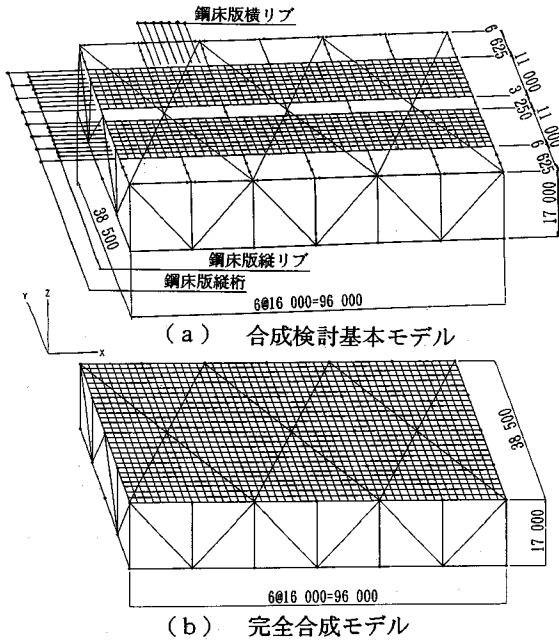
すなわち、タイプ1は、横構と斜材以外の部材には軸力が発生しない組み方となっており、したがってねじり定数が最大となっている。タイプ4では横構、斜材の他に主構上下弦材、主横トラスにも軸力が発生するためにねじり定数が最小となっている。このタイプ4、およびタイプ5のように主横トラスに軸力を発生させる組み方の場合には、共にねじり定数が大きく低下している。これらのことは表一六の慣用計算式からも明らかである。

以上のことから、ねじり剛性の大きさのみに着手すれば、ダブルワーレン形式が最適な横構システムとして選定されることになる。ただし、表一2に示すようにダブルワーレン形式の場合、主横トラス弦材の面外座屈長が主構間隔と等しくなるものが1パネル置きに発生するので、座屈を考慮したことによる鋼重増によっては、座屈長の短いKトラスの方が全体として経済的となる場合がある。

5. 鋼床版合成トラスの検討

(1) 検討条件

補剛トラスと鋼床版を合成する目的は前述のようであるが、その効果を定量的に把握するため図一7に示す立体モデルを用いて図一2と同様な支点条件でFEM解析を行った。図一7において(a)は開床式鋼床版とトラス



図一七 鋼床版合成トラス検討モデル

表一八 合成効果の検討条件

部 材	断面積A(m ²)	Ix面内(m ⁴)	Iy面外(m ⁴)	J (m ⁴)
主構上下弦材	0.180	0.010	0.010	0.030
上下横構	比較合成タイプにより変化した			
デッキプレート板厚	12mm			
鋼床版縦桁部材	0.0147	0.007400	0.000030	0.000001
鋼床版縦リブ部材	0.0112	0.000300	0.000200	0.000360
鋼床版横リブ部材	0.0090	0.001000	0.000004	0.000001
シアコネクタ	比較合成タイプにより変化した			
小組横構	比較合成タイプにより変化した			

注) その他主構斜材, 主構垂直材, 主構トラス部材等の諸量は、前章での解析データと同値を適用した。

を合成させた基本モデルであり、(b)はトラス上面を全て鋼床版でおおった構造モデルである。実際の超長大吊橋では、(b)のような完全合成構造は耐風安定性の面から採用は無理と思われると同時に、上横構もこの場合、通常、設けられないが、開床式との比較のために、あえてモデル化したものである。

基本モデルにおいて鋼床版と主横トラスは一体化し、主構上下弦材と鋼床版は比較合成タイプによりシアコネクタあるいは小組横構で結合した。横構は前章の検討結果よりダブルワーレン形式とした。立体モデルの入力諸元は表一八に示す値を用い、骨組部材の諸量、支点条件および単純ねじり荷重は横構形式検討時と同じにした。合成効果をより詳細に調査するため、基本モデルの入力諸元を変化させて表一九に示すような合計17タイプの比較合成タイプについて解析を行った。

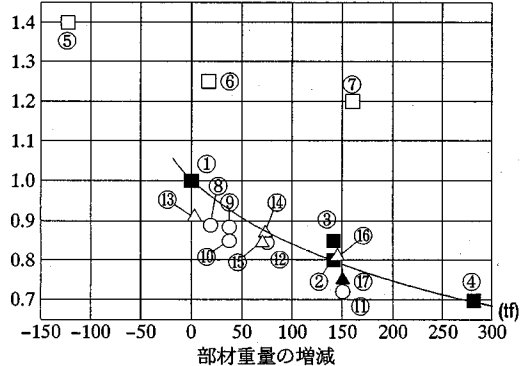
(2) 検討結果

解析結果は表一九に併記されている。この表における

表一九 比較合成タイプと鉛直変位量

比較合成タイプ	横構断面面積	合成方法	鉛直変位 変形量比率	概略平面図	記号
① 非合成	上横=0.060 下横=0.060	—	36.0mm 1.00		■
② 非合成	上横=0.090 下横=0.090	—	28.7mm 0.80		■
③ 非合成	上横=0.120 下横=0.060	—	30.5mm 0.85		■
④ 非合成	上横=0.120 下横=0.120	—	25.0mm 0.69		■
⑤ 合成	上横=0.0 上横構なし 下横=0.060	シアコネクタ 幅=2m 板厚=12mm	50.5mm 1.40		□
⑥ 合成	上横=0.0 上横構なし 下横=0.120	シアコネクタ 幅=2m 板厚=12mm	45.0mm 1.25		□
⑦ 合成	上横=0.0 上横構なし 下横=0.180	シアコネクタ 幅=2m 板厚=12mm	43.2mm 1.20		□
⑧ 合成	上横=0.060 (シアコネクタ) 下横=0.060	シアコネクタ 幅=2m 板厚=12mm	32.1mm 0.89		○
⑨ 合成	上横=0.060 (シアコネクタ) 下横=0.060	シアコネクタ 幅=2m 板厚=24mm	31.8mm 0.88		○
⑩ 合成	上横=0.060 (シアコネクタ) 下横=0.060	シアコネクタ 幅=4m 板厚=12mm	30.7mm 0.85		○
⑪ 合成	上横=0.068 (シアコネクタ) 下横=0.105	シアコネクタ 幅=4m 板厚=12mm	25.8mm 0.72		○
⑫ 合成	上横=0.060 (シアコネクタ) 下横=0.060	シアコネクタ 幅=4m 板厚=24mm	30.2mm 0.85		○
⑬ 合成	上横=0.030 (小組横構) 下横=0.060	小組横構 断面積=0.03	32.8mm 0.91		△
⑭ 合成	上横=0.030 (小組横構) 下横=0.060	小組横構 断面積=0.06	31.2mm 0.87		△
⑮ 合成	上横=0.060 (小組横構) 下横=0.060	小組横構 断面積=0.03	30.6mm 0.85		△
⑯ 合成	上横=0.060 (小組横構) 下横=0.060	小組横構 断面積=0.06	29.1mm 0.81		△
⑰ 完全合成	上横=0.060 全幅鋼床版 下横=0.060	板厚=12mm	26.9mm 0.75		▲

変位量の比率



図一八 変位量の比率と部材重量の増減

鉛直変位は、前章の図一四の場合と同様に6パネルトラス桁端部の鉛直変位量の相対差である。

図一八は17タイプの変位量の比率と全重量の増減をタイプ①を基準にしてプロットしたものである。これによってねじり剛性に対する各タイプの効果が判別できる。これらの結果から以下ことが言える。

a) 非合成タイプ

タイプ①に比べ横構断面を2倍にしたタイプ④では変位量が70%程度に減少する。すなわち、ねじり剛性が40%程度増加することになる。タイプ②とタイプ③は上

下横構の合計断面積が等しいが、上下横構断面積が等しいタイプ②の方が5%以上変位量が小さくなる。これは上下横構の断面積を同じにして上下面のせん断剛性を等しくした場合がねじり剛性が最大となるためである。

b) 上横構の省略

上横構を省略し下横構と鋼床版の合成によってねじり剛性を確保しようとするタイプ⑤、⑥、⑦の結果からは、下横構の断面を増加させても非合成タイプよりも変形が大きくなり得策ではないといえる。

c) 合成方式

シアコネクタによる合成(タイプ⑧～タイプ⑫)および小組横構による合成(タイプ⑬～タイプ⑯)の結果からは、同一重量の非合成タイプと比較して変位が小さくなり合成の効果があることがわかる。また、シアコネクタ方式と小組横構方式の合成効果は同程度である。

d) 合成効果

シアコネクタ方式において、タイプ⑨とタイプ⑩はシアコネクタの重量は等しいが、板幅の大きいタイプ⑩の方が明らかに合成効果が大きい。また、タイプ⑩とタイプ⑫を比較すると、タイプ⑫のシアコネクタの重量はタイプ⑩の2倍であるが鉛直変位はほとんど変わらない。これらのことから、シアコネクタの幅を広げる方が板厚を増すよりも合成効果が大きいことがわかる。

鋼床版でトラス上面を全ておとしたタイプ⑩の合成の効果は予測した程大きくならない。これは、上下面のせん断剛性の差が大きいため合成効果が低下するためと考えられる。

タイプ⑪はシアコネクタ寸法を幅4m×板厚12mmとし上横構断面積を0.063m²、下横構の断面積を0.105m²として、鋼重の増加量をタイプ⑦と同じにした場合であるが、タイプ⑪の方が完全合成モデルのタイプ⑦よりもねじり剛性が大きくなっている。

e) 上下横構の断面積比

タイプ⑪のねじり剛性が大きくなったのは、上下面のせん断剛性がバランスしているためと考えられる。図-9はタイプ⑪をベースに、上下横構の合計断面積を一定とし、上下横構の断面積比をパラメータにしてねじり剛性の変動を示したものである。横軸0は上横構が無い場合であり、横軸1.0は下横構を省略した状態を表している。

この図から、上下横構の断面積の比率を変えることによって、ねじり剛性が大きく変化し、この合成タイプでは、上横構と下横構の比は0.6:1.0程度が最も効率が良いことが解る。

f) ダブルワーレン形式とラチス形式

図-9において、点線は対象とする超長大吊橋の基本構造として第3章の図-1に示したラチス形式の横構による結果を示すものであり、ねじり剛性への効果が、上

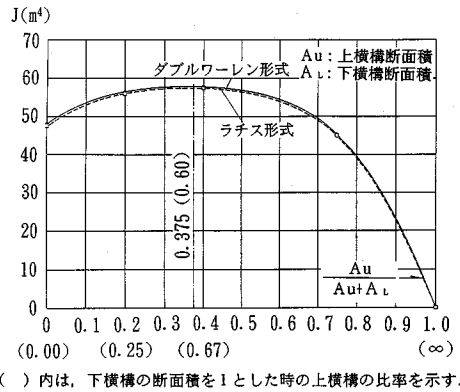


図-9 上下横構の断面積比率によるねじり剛性の変動

下横構の合計断面積の等しいダブルワーレン形式とほとんど同じであることが確かめられる。

(3) 合成タイプの基本構造

以上の検討結果より、本検討条件における合成タイプの基本構造について、次のようなことが明らかになった。

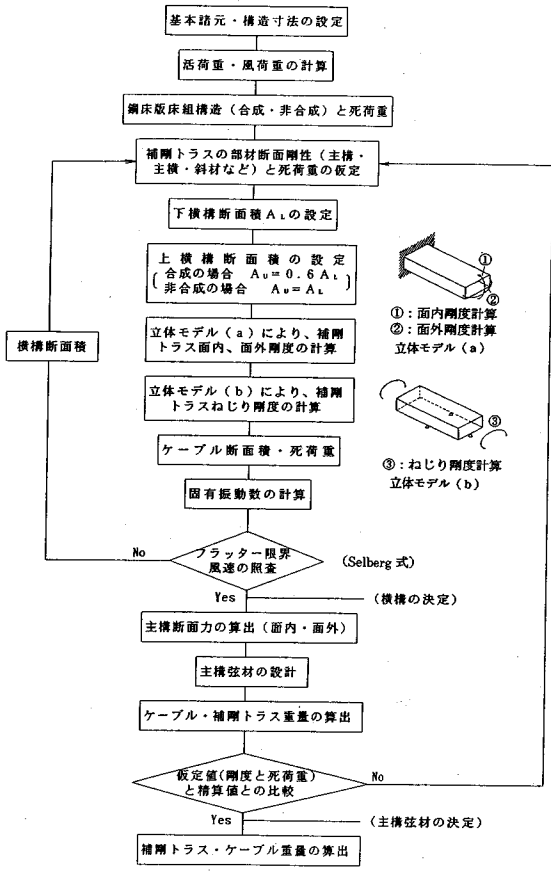
- ①シアコネクタと小組横構は同程度の合成効果があるが、小組横構の場合には部材数が多くなり、構造も複雑となるのでシアコネクタ方式の方が適している。
- ②シアコネクタの方式においては板厚を増すよりも板幅を広げる方が力学的に効率良く、板厚12mm、板幅4mのシアコネクタを選定するものとした。しかし、鋼床版と補剛トラス上弦材間のシアコネクタによる閉塞率は25%と小さくないので、最終的には、その影響に関して風洞実験による確認が必要であると考えられる。
- ③ねじり剛性に対する力学的効果は、ダブルワーレン形式、および、ラチス形式ともにほとんど同じと考えられる。また、両者ともに、上下横構の断面積比は上下面のせん断剛性が等しくなる0.6:1.0程度が本検討結果では最も適している。

6. 合成タイプ吊橋と非合成タイプ吊橋の試設計

従来の非合成タイプの吊橋と合成タイプ吊橋の特性を明らかにするために、第3章の図-1、表-1に基本構造を示した超長大吊橋(中央径間長3000m)を対象に試設計を実施した。試設計は合成タイプと非合成タイプとの比較を目的に行うものであることから、設計範囲は補剛トラスと主ケーブルとした。

(1) 試設計の基本方針

試設計の基本方針を図-10に示す。超長大吊橋においては主構造がフラッター限界風速に対する安定照査に



図一10 試設計（合成・非合成）のフローチャート

よって支配されることから、設計はまず動的耐風安定性を確保できる部材断面を求め、次に静的風荷重や活荷重の断面力に対する応力照査を行う流れとした。ただし、ここでは、フラッター限界風速は、仮に Selberg 式が適用できるものとして算定した。図一10の設計手順に沿って、設計方針、設計条件の要点を以下に説明する。

①補剛トラスの各部材の仮定諸元は表一10のように設定した。また、鋼床版関係の仮定諸元は前章の表一8に示した値を用い、合成タイプのシアコネクタは幅4m、板厚12mmとした。

②上下横構の形式は以下の理由により図一1に既に示したようにラチス形式とし、断面積比を、非合成タイプの場合は1:1、合成タイプの場合は0.6:1とした。

i) 超長大吊橋では耐風安定性を高めるために横構部材が大きくなるが、ラチス形式とすることにより1部材当たりの断面を小さくできるので構造上有利である。

ii) 合成タイプの場合、鋼床版縦桁の下フランジに主桁作用による圧縮応力が生じその座屈長が問題となるが、ラチス形式の横構と縦桁を結合することにより座屈長が大幅に短くなる。非合成タイプの場合でも、主横

表一10 試設計の仮定諸元

部 材	非 合 成				合 成				
	A (m ²)	Ix (m ⁴)	Iy (m ⁴)	J (m ⁴)	A (m ²)	Ix (m ⁴)	Iy (m ⁴)	J (m ⁴)	
主 構	上 弦 材	0.1760	0.0336	0.0375	0.0504	0.1580	0.0386	0.0284	0.0516
	下 弦 材	同 上	0.0336	0.0375	0.0504	0.1512	0.0284	0.0273	0.0439
	斜 材	0.0972	—	—	—	0.0972	—	—	—
上 横 構	上 弦 材	—	—	—	—	—	—	—	—
	下 弦 材	—	—	—	—	—	—	—	—
中 間 主 構	上 弦 材	0.0727	0.0132	0.0096	0.0136	0.0645	0.0172	0.0078	0.0157
	下 弦 材	0.0440	0.0041	0.0052	0.0057	0.0440	0.0041	0.0052	0.0057
主 構	斜 材	0.0323	—	—	—	0.0323	—	—	—
	垂 直 材	0.0333	—	—	—	0.0333	—	—	—
シアコネクタ	—				幅4m t=12mm				

※1 合成の中間主横上弦材断面積は、上フランジの断面積は含まない。(Iyを算出した時の断面積)
 ※2 鋼床版関係のデータは前章の表一8に同じ。

表一11 設計荷重

荷重の種類	中央径間		側径間	
	非合成タイプ*	合成タイプ*	非合成タイプ*	合成タイプ*
風荷重				
ケーブル部 (tf/m)	2.262	2.210	2.424	2.365
吊構造部 (tf/m)	7.490	6.690	7.700	6.891
活荷重	133.272			
線荷重				
等分布荷重 (tf/m)	3.495			

(1橋当り)

ラス上弦材の面外座屈長が短くなる。

③表一11に示す設計荷重は本州四国連絡橋公団の基準^{11),12)}により算出した。吊構造部の風荷重は合成タイプが受風面積の低減により10%程小さくなっている。

④補剛トラスの面内、面外およびねじり剛度を求めるための立体モデルは図一7(a)の横構をラチス形式としたモデルを採用した。

⑤固有振動数の計算は、立体骨組解析により求める方法もあるが、ここでは実用上十分な精度を有する撓度理論に基づく Rayleigh-Ritz の方法により行った。

⑥フラッター限界風速の照査には、前述のように、仮に、Selberg の提案する平板の曲げねじれフラッター限界風速推定式が適用できるものとした。明石海峡大橋のための風洞実験の結果によれば、開床式床組を有する補剛トラス吊橋においては、Selberg 式により求めた限界風速 V_s は、風洞実験による結果よりも3~5割程度安全側の値を示すことが報告されている^{13),14)}。したがって、ここではフラッター限界風速 $V_{cr}=1.3V_s$ と仮定した。

⑦吊橋の面内解析は Peery の影響線解法によった。また、面外解析は Moisseiff らによる弾性分配法によった。

⑧試設計に使用する高強度材質としては、補剛トラスは HT 780、ケーブルは破断強度 200 kgf/mm²、安全率 2.2 とした。200 キロ級のワイヤーは現状では未開発であるが、将来においては実用可能であることを想定した。

(2) 試設計の結果と考察

a) フラッター限界風速の照査

合成タイプ、非合成タイプに対するフラッター限界風

表-12 フラッター限界風速の照査結果

項目	単位	非合成	合成
中央径間長	m	3000	
側径間長	m	1000	
ケーブルサグ量	m	297.6	
トラス高	m	17.0	
主構幅(ケーブル中心間隔)	m	38.5	
補剛桁死荷重	tf/m	38.19	35.87
ケーブル死荷重	tf/m	27.03	25.54
合計死荷重	tf/m	65.22	61.41
ケーブル断面積	m ²	3.115	2.942
上弦材断面積(一本当)	m ²	0.1760	0.1360
下弦材断面積(一本当)	m ²	0.1760	0.1360
斜材断面積(一本当)	m ²	0.0972	0.0972
上横構断面積(一本当)	m ²	0.0350	0.0167
下横構断面積(一本当)	m ²	0.0350	0.0279
補剛桁曲げ剛度(面内)	m ⁴	54.3	57.2
補剛桁曲げ剛度(面外)	m ⁴	267.9	232.0
極慣性モーメント	tf·s ² ·m/m	2015	1849
補剛桁ねじり定数	m ⁴	60.1	59.1
補剛桁曲げねじり定数	m ⁶	-----	-----
固有振動数(曲げ対称1次) N _b	Hz	0.0684	0.0684
固有振動数(ねじり対称1次) N _t	Hz	0.1265	0.1305
振動数比(N _t /N _b)	----	1.83	1.91
基本風速(V ₁₀)	m/sec	50.0	50.0
Selberg(V _s)	m/sec	65.7	65.1
フラッター限界風速V _{cr}	m/sec	85.4	84.6
フラッター風速所要値V _f	m/sec	84.4	84.4
V _{cr} /V _f	≥1.0	1.0	1.0

(1橋当り)

速の照査結果を表-12に示す。ここで、フラッター風速所要値V_fは設計基準風速65.1m/sに安全率1.2および風速変動の補正係数1.08を乗じた値である。なお、風速変動の補正係数は実際には、スパンによっても異なるが、ここでは安全側を考え、明石海峡大橋と同じ1.08とした。表-12において、合成タイプと非合成タイプで大きく変わるのは弦材断面積と横構断面積である。

合成タイプの弦材断面が非合成に比べて小さくなったのは、合成タイプの場合には構造的に受風面積が10%程度減少すること、および、鋼床版の合成によって補剛桁面外の水平曲げ剛性が増すことから、水平風荷重により決定される弦材断面の低減が可能となったためである。表-12の結果では、合成タイプの弦材断面積は非合成タイプの77%と大幅に減少しているが、水平曲げ剛性の減少は87%となっている。

合成タイプの横構断面が非合成タイプに比べて小さくなるのは、鋼床版の合成によってねじり剛性が増大し、フラッター風速所要値を満足するために必要な横構断面を低減できたことによる。表-12の結果では、合成タイプの上下横構合計断面積は非合成タイプの64%に減少するが、ねじり剛性はほぼ等しくなっている。

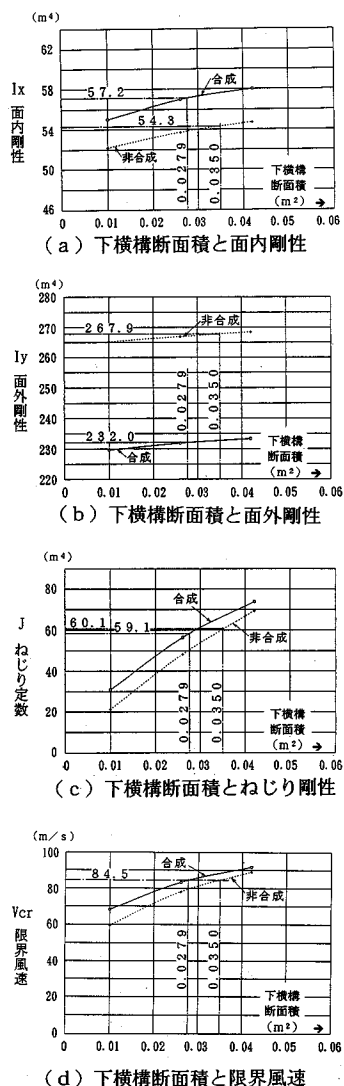


図-11 下横構断面積と諸特性

図-11は、上下横構の断面積比を一定とし下横構断面積をパラメータとして、補剛トラスの面内曲げ剛性、面外曲げ剛性、ねじり剛性、および限界風速の変動を調べたものである。ここで一定とした断面積比は、合成タイプで0.6:1、非合成タイプで1:1である。

図-11(d)より、下横構断面積が増加するにつれて合成タイプと非合成タイプの限界風速が接近してくるが、これはねじり剛性に占める鋼床版の合成効果が相対的に低下するためであると考えられる。

なお、鋼床版の合成効果を定量的にみるために、合成タイプの部材断面を非合成タイプと同じとして両者を比較した結果、合成タイプが面内曲げ剛性、面外曲げ剛性、ねじり剛性の各々に関し、それぞれ36%、12%、40%大きい値を示した。

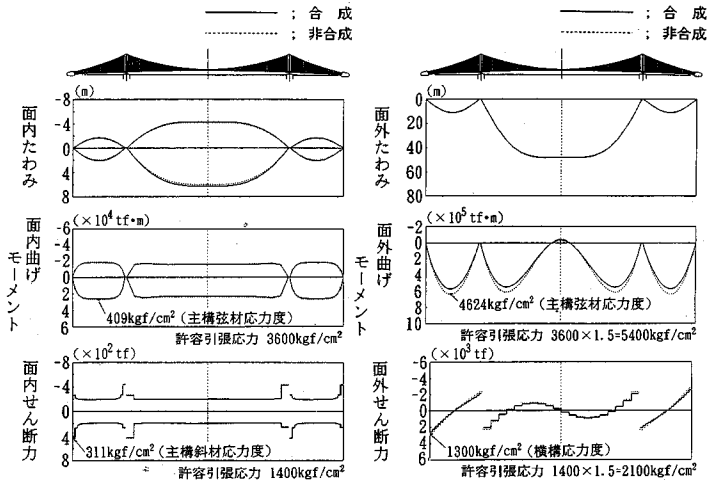


図-12 補剛トラスのたわみと断面力

表-13 静的設計結果

項目	非合成	合成	合成/非合成 (%)
最大ケーブル張力 (tf/Br.) (D+L+T)	281000	267000	95
ケーブル断面積 (m²/Br.)	3.115	2.942	94
ケーブル径 (m/1塔)	1.150	1.084	94
塔頂反力 (tf/Br.)	228000	215000	94
ウィンド反力 (tf/Br.)	2355	2057	87

表-14 主要部材の数量比較 (中央径間)

部材	非合成	合成	合成/非合成 (%)
主ケーブル	25.06	23.70	95
補剛			
弦材	6.248	4.860	78
斜材	2.270	2.270	100
垂直材	0.690	0.690	100
ラ			
横構	3.860	2.570	67
ス			
合計	13.068	10.390	80

(単位: tf/m/Br.)

b) 静的設計結果と鋼重

静的荷重に対する設計結果を図-12、表-13に示す。図-12からは、活荷重による鉛直たわみと面内断面力には合成タイプと非合成タイプで大きな差がみられない。また、活荷重によって弦材に発生する応力は非常に小さく、許容応力の約11%であることがわかる。弦材断面は水平風荷重による面外曲げモーメントによって決定されているが、横構断面はフラッター限界風速を満足させるために必要な断面積となっているため、静的風荷重によって発生する応力は許容応力の60%程度であることもわかる。

主ケーブルは表-13に示したように片側2本で直径約1.1m程度となり、2次応力の問題に配慮すれば限界に近い径である。なお、ケーブル材料を明石海峡大橋と同じ180キロ級とすると、非合成の場合、ケーブル径は約1.2mとなるので、ケーブル2次応力の影響が一層問題となる。死活荷重よりケーブル張力に占める死荷重の割合は95%程度となり、経済的吊橋を建設するためには死荷重を減らす工夫が重要となる。また、死荷重は重量が正確に把握できることから許容応力の割増しや安全率の評価についても、今後は検討の余地があると思われる。

最後に、主ケーブルと補剛トラスの重量を表-14に示す。鋼床版を合成することにより上下弦材と横構の重量が大幅に減少し、合成タイプの補剛トラス重量は非合成タイプに比べて約80%となっている。その結果、主ケーブル重量も5%程度減少している。

7. 結論

本研究は、超長大吊橋における補剛トラスの合理的構造を従来設計技術の応用と改善により追求したものである。

まず、超長大吊橋の耐風安定性に大きく影響する補剛トラスのねじり剛性を高めるうえで有効な横構形式を検討した結果、ダブルワーレン形式とラチス形式が最適な横構システムであることが明らかとなった。

次に、鋼床版との合成構造について検討した結果、結合方法としてはシアコネクタ方式が、上下横構の断面積比としては上下面のせん断剛性が等しくなる0.6:1.0程度が、それぞれ最も好ましい構造となった。

さらに、中央径間3000mの合成タイプ吊橋と非合成タイプ吊橋の試設計を実施した結果、鋼床版合成補剛ト

ラス形式が、従来の補剛トラス吊橋に比べて鋼重が軽減でき、耐風安定性と経済性に優れた合理的形式になりうることを明らかにできた。

本論文においては架設検討がなされていないが、従来トラス吊橋で主流であった面材架設にかわり、今後は経済性と工期短縮の観点から直下吊りによる大ブロック架設工法が優先されるものと思われ、大ブロック工法を採用すれば架設についても大きな問題は見られない。

なお、超長大吊橋で最も重要となる耐風設計において、フラッタ限界風速の算定には仮に Selberg 式によったが、耐風安定性をより明確にするためには風洞実験による検証が必要である。

鋼床版合成トラス吊橋は、ハイブリッド桁の一形態であって、ここで提案した原案を出発点にし、風洞実験などにより抗力係数が低く、耐風安定性の高いハイブリッド桁形式を開発することが今後の課題となろう。

参考文献

- 1) 米田昌弘, 木村公男, 大野克紀, 中崎俊三, 野村國勝: 3000 m 級吊橋の静的特性と連成フラッター特性に及ぼす各種ケーブルシステムの効果について, 構造工学論文集, Vol. 40 A, 1994 年 3 月.
- 2) 鈴木周一, 保田雅彦: 超長大吊橋の耐風安定化構造の検討, 土木学会第 48 回年次学術講演会, 1993 年 9 月.
- 3) M.A. Astiz and E.Y. Andersen: On wind stability of very long spans in connection with a bridge across the Strait of Gibraltar, Strait Crossings, Ed. J. Krokeborg, pp.257-264, Balkema, 1990.
- 4) Klaus Ostenfeld: Aerodynamics of large bridges, Structural Engineering International, 1992.3.
- 5) 山下義之, 新田篤志, 石井孝, 川畑篤敬: 構造的耐風安定性向上策による超長大吊橋の試設計, 土木学会論文集, No. 453/VI-17, pp.59-68, 1992.9.
- 6) 中崎俊三, 内海靖, 木本輝幸: 長大吊橋の合成鋼床版に関する研究, 川田技報, Vo. 7/JAN, 1988.
- 7) 竹島忠, 釣谷聡, 福井正和, 山本清, 野村國勝, 中崎俊三: 大渡橋(吊橋)の床版取換え工事—シアコネクタによる鋼床版の全径間連続化—橋梁と基礎, 1992.12.
- 8) 川田忠樹ほか: 現代の吊橋, 理工図書, pp.233-237, 1987.
- 9) T.Y. Lin and Philip Chow: Gibraltar Stait Crossing-A challenge to Bridge and Structural Engineers, Structural Engineering International, 1991.2.
- 10) 小松定夫, 相良正次, 西村宣男: 長大つり橋補剛トラスのねじりに関する静力学的研究, 土木学会関西支部年次学術講演会概要集, I-46, 1969.
- 11) 本州四国連絡橋公団: 上部構造設計基準・同解説, 1989 年 4 月.
- 12) 本州四国連絡橋公団: 明石海峡大橋耐風設計要領(案), 1989 年 3 月.
- 13) 大橋照光, 宮田利雄, 岡内功, 白石成人, 成田信之: 明石海峡大橋の耐フラッター性に関する予備的検討, 風工学シンポジウム, 1988.
- 14) 宮田利雄, 岡内功, 白石成人, 成田信之, 奈良平俊彦: 明石海峡大橋の耐風設計に関する予備的検討, 構造工学論文集, Vol. 33 A, 1987 年 3 月.

(1994.5.2 受付)

STUDY ON REASONABLE STRUCTURES OF STIFFENING TRUSS GIRDER IN AN ULTRA-LONG SPAN SUSPENSION BRIDGE

Kunikatsu NOMURA, Shunzo NAKAZAKI, Nobuyuki NARITA
and Ken-ichi MAEDA

This paper deals with reasonable structures of stiffening truss girder for the wind-resistance design of an ultra-long span suspension bridge. At first, we studied about the effect of lateral bracing system on torsional rigidity and found that the lattice type lateral bracing is the most effective system to increase torsional rigidity. Next, we proposed a hybrid girder composed of truss and steel deck, and then tentative design was performed for the 3000 m center span models. As the result, it was clarified that the hybrid truss girder system is an economical and reasonable solution for the ultra-long suspension bridge.