

## 吊形式橋梁の現状と将来

### Cable-Supported Bridges and Their Future

藤野陽三\*

Yozo FUJINO

長井正嗣\*\*

Masatsugu NAGAI

**ABSTRACT:** Recent progresses in cable-supported bridges have been remarkable: the suspension bridge has reached almost 2000m in span length and the cable-stayed bridge has jumped into the span range of almost 900m. This paper presents a review on cable-supported bridges. First the historical developments of cable-supported bridges are described. Next, the structural characteristics with emphasis on cable-stayed bridges are discussed in some detail. Discussions on the dynamics of cable-supported bridges, mainly under wind and earthquake disturbances, follow. Technical issues relevant to longer span bridges as well as issues which need more attention in cable-supported bridges are also presented.

**Keywords:** 吊形式橋梁, 吊橋, 斜張橋, 形態, 設計, 動的応答, ケーブル, 長スパン  
*cable-supported bridge, suspension bridge, cable-stayed bridge, design, structural form, dynamics, cable, long span*

#### 1. はじめに

吊形式橋梁は、ケーブルを曲線部材として利用した吊橋と、直線部材として利用した斜張橋の2つに大別できる。

吊橋は、近代橋梁としての歴史が約100年と斜張橋よりもかなり古く、長スパン記録ホルダーとして常に橋の中の王座の地位を占めてきた。一方、戦後ドイツを中心に発展した近代斜張橋は40年ほどの歴史しかないが、その形態的自由度の高さ、構造的効率の高さを生かして、長スパンのみならず中小スパンの橋梁にもその活躍の場を拓けてきていることは周知のとおりである。

我国における吊形式橋梁に関する最近の話題の1つはポスト本四、ポスト明石、すなわち新国土軸の一部を担う、センタースパン2500mクラスの吊橋の超長スパン化であり、斜張橋に関していえば、長スパン化が進み一昔前の吊橋の域に達しつつある中で、「吊橋にどこまで迫れるか?」が1つの話題に思われる。また、これまでの我国の吊形式橋梁はどちらかといえば余裕のある環境条件のもとで設計・施工されてきたが、とりまく事情は急激に変わりつつあり、より合理的な、経済性の高いものが要求されている。我国の吊形式橋梁の今後を考えると、このことを頭の中に入れておく必要がある。

\* Ph. D. 東京大学 工学系研究科 土木工学専攻 教授

\*\*工学博士 長岡技術科学大学 建設系 助教授

本論は、ケーブルが主部材の1つという点では共通するものの構造的特性が本質的に異なるこれら2種類の吊形式橋梁を対比させながら、その現状と将来を著者らの研究成果をまじえて述べていきたいと思う。なお、吊形式橋梁についての確立した学術的成果については成書がいくつも刊行されており、個々の事項にあたってはそれらを参照されたい(たとえば文献[1]~[10])。また、本論では吊形式橋梁の鋼製上部工を話題の中心とし、下部工については触れない。

#### 2. これまでの展開

##### 2.1 吊橋<sup>[11], [12]</sup>

近代吊橋の歴史は古く、1世紀を越えている。

つた、竹などの繊維性植物をケーブル材とした原始的吊橋は大昔から使われてきたが、19世紀初頭から鉄製のチェーンやワイヤーを使った、現在の吊橋に近いものが現れはじめた。当初は材料や設計の不備などから、事故、そしてまた風による破壊が絶えなかった。現存するという意味で記念碑的な吊橋の1つは Thomas Telford の設計による、鍊鉄製チェーンを用いた Menai 橋(イギリス、1826年完成、センタースパン175m)であろう。

一方、アメリカではドイツから移った John Roebling の設計による Niagara 橋(1854年、246m)があげられる。同橋がこの当時すでに道路、鉄道併用のダブルデッキ橋であったことは驚異的である。なお、このときはワイヤー

ケーブルが使われた。

アメリカにおける吊橋の黄金時代の契機となったという意味で重要なのは、同じく Roebling の設計による Brooklyn 橋(1883年, 488m)である。この橋は1世紀たった今も現存し、ニューヨークの代表的なランドマークとなっている。「橋のあるべき姿」の一つを示していると言えよう。

このあと正しく画期的な、撓度理論が出現した。これは活荷重にとまなう変形により、活荷重による力が桁からケーブルへ移行することを理論的に説明するもので、今の言葉でいえば吊橋のための有限変位理論である。ともかく、このことにより補剛桁の負担が少なくて済むことが判明し、長スパン化が理論上可能となった。この撓度理論の恩恵で、1931年にはセンタースパン1000mを越える George Washington 橋が New York に完成している。

このあと吊橋建設の舞台は西海岸に移り、Golden Gate 橋(1937年, 1280m)、プレートガーダーでつくられた Tacoma 橋(1940年, 854m)の建設へと続く。しかし、Tacoma 橋は風による振動であっけなく落橋してしまった<sup>1)</sup>。ほぼ同じ時期に作られた Bronx Whitestone 橋(New York, 1939年, 701m)、Deer Isle橋(Maine, 1939年, 329m)などもプレートガーダー補剛桁を採用しており(図-1)、Tacoma 橋同様、風に対してきわめて揺れやすい<sup>[13]~[15]</sup>。しかし、トラスによる補剛桁の補強、さらにはダンパーの付加などを施して<sup>[16], [17]</sup>、幸い両橋とも現

存している。表-1に、不完全ではあるが、George Washington 橋と新・旧 Tacoma 橋の簡単な比較をしている。いかに旧 Tacoma 橋が軽量かつフレキシブルであったかがわかる<sup>[1], [18]</sup>。

Tacoma 橋の風の振動による落橋は「未知の要因」と一般に言われているが、それまでも風による振動で落橋した橋はアメリカだけでも数橋あり、必ずしも正しい解釈ではないようである。建設中から、風でよく揺れることがわかってきたこの橋が、何の手だてもなく落橋してしまった経緯については文献19に詳しく書かれており、関心のある方には是非、一読を勧めたい。いずれにしても、この Tacoma の落橋以来、橋の空力弾性振動の研究が注目され<sup>[18], [20]</sup>、長大橋の隆盛とともに今日、重要な研究開発分野として確立している。

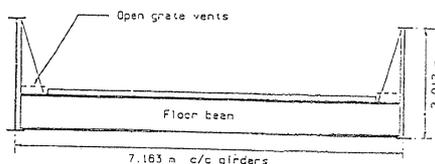
アメリカはこの事故に懲りて、再びトラス補剛桁を中心とした構造に戻っていく。1957年に完成した Mackinac 橋(Michigan, 1158m)は上下あわせて4車線のうち2車線をグレーティング床版にするなどの用心ぶりであった。1964年に完成し、当時世界一となった Verrazano Narrows橋(New York, 1299m)もダブルデッキ補剛トラス桁(ダブルデッキは1969年完成)である。

第2次大戦後は場所を変えて、ヨーロッパにおいて吊橋の建設が盛んとなる。Tancarville 橋(フランス, 1959年, 608m)、Forth道路橋(イギリス, 1964年, 1006m)、Tagus(4月25日)橋(ポルトガル, 1966年, 1013m)が続いて建設された。これらはいずれもトラス補剛桁であった。

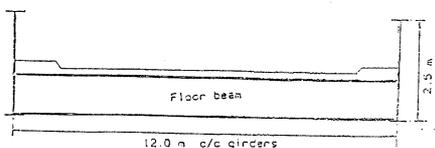
偏平流線形箱桁で耐風性を確保するという画期的なアイデアで登場したのが Severn 橋(イギリス, 1966年, 988m)である。以後、このイギリスの技術で Bosphorus 橋(トルコ, 1972年, 1074m)、Humber橋(イギリス, 1981年, 1410m)、第2 Bosphorus 橋(トルコ, 1988年, 1090m)などが流線形箱桁を採用して建設された。デンマークは独自の技術で Little Belt 橋(1970年, 600m)を完成させている。

その後、吊橋建設の舞台が日本へ移る<sup>[21]</sup>。我国においても、山奥の人道吊橋は古くからあったが、本格的近代吊橋といえるものとしては1961年の小鳴門橋(158m+158m)がある。長スパン化の基礎となったのが若戸大橋(1962年, 367m)であり、正しく長スパン吊橋といえるのは1973年に完成した関門橋(712m)である。小鳴門や若戸大橋ではスパイラルロープが用いられたが、関門橋では現在吊橋ケーブルの主流となっている PPWS が使われた。

このあと、本州四国連絡橋プロジェクトにつながり、因島大橋、大鳴門橋、瀬戸大橋等の建設を経て、世界最長の明石海峡大橋(1990m)が現在、建設中である。我国の吊橋補剛桁は、トラスが主流であったが大島大橋



(a) Deer Isle bridge (桁幅 7.16 m)



(b) Old Tacoma Bridge (桁幅 12.0 m)

図-1 プレートガーダー補剛桁<sup>[14]</sup>

表1 3つの橋の比較

橋名	センタースパン	ケーブル断面	死荷重*	桁のたわみ剛性**
George Washington	1067m	2.14m <sup>2</sup>		
旧Tacoma	854m	0.25m <sup>2</sup>	2650	7.7×10 <sup>10</sup>
新Tacoma	854m		4339	277×10 <sup>10</sup>

\* lb/ft/cable \*\* lb/ft<sup>2</sup>/cable

(1988年, 560m)で初めて, 偏平箱桁が用いられた. その後, 白鳥大橋, 来島第1,2,3橋(いずれも建設中)も箱桁を採用している.

我国の吊橋形式で特筆すべきことの1つは, 瀬戸大橋で完成させた, 世界で初めての道路・鉄道併用長大吊橋である.

現在は, 中国でも斜張橋を含め吊形式橋梁の建設がブームになりつつある. また, Great Belt橋(デンマーク, 1624m), Tsing Ma橋(香港, 1377m)も建設中で, Messina海峡大橋も着工に向けて熱心な検討が続けられている<sup>[22]</sup>. 吊橋の建設が盛んな時代が再び到来した感じである.

## 2.2 斜張橋<sup>[3], [4], [6]~[9]</sup>

桁を斜めに吊って補強する考えは, 熱帯地方において竹製の歩行部を”つる”で吊ったものが見られ, これが斜張橋の原型と言われている.

近世では, Verantius の設計による, 斜めの鎖で木製の桁を吊った斜張橋(ベニス, 1617年)の建設にさかのぼる. その後, Löscherが塔も斜材も木製の斜張橋(ドイツ, 1784年)を建設した. 1817年にはイギリスの二人の技術者により鑄鉄の塔とワイヤロープを用いたKing's Meadows 橋が建設された. またこの当時, フランスのPoyetはケーブルの張り形式としてファンタイプを提案している.

1817年, イギリスの Tweed 河に架かる支間79mの歩道橋が完成後半年で風による振動のためチェーンが切れて落橋した. 1824年には, ドイツのSaale河に架かるスパン78mの歩道橋が群衆荷重により, やはりチェーンが切れて落橋した. 当時, これらの事故調査にあたったフランスの高名な科学者 Navier(1785-1836)は, 吊橋の方が斜張橋より優れた形式であるとの結論を彼の著作の中で記した. 当時 Navier の発言の影響力は極めて強く, これより, スウェーデンの Strömsund 橋(1955年, 183m)までの約1世紀にわたり, その例をあまりみなくなる.

しかしながら, この間にも幾つかの斜張橋は提案・建設されている. その中でも Hatley は1840年に, 鉛直剛性の点でファンタイプよりは劣るものの, 景観上優れているハープタイプのケーブル張り形式を提案している. また, その当時, イギリス Manchester の運河上に斜張橋が建設されたが, この橋は近代斜張橋に比較的類似の形をしている点が注目される. さらに, イギリスでは, 1873年, Albert橋(120m)(写真-1)がテムズ河に建設された. 本橋は今日まで残っている中で最も古い本格的斜張橋といえる.

さて, 1938年, ドイツの F. Dischinger はハンブルグ



写真-1 Albert 橋

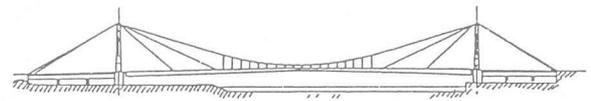


図-2 Dischinger の斜張吊橋

の Elbe 河に架かる全長750mの鉄道橋の比較設計案として, 主にたわみを制御する目的から, 吊橋に高強度の斜め吊材を組み入れた形式を提案し(図-2), 斜め吊材を導入することにより, 剛性の面でも, 空力安定性の面でも吊橋より優れていることを主張した. さらに, そのためにはケーブルには予め大きな初期張力を導入しておくことが必要であるという力学上重要な点を指摘した. 残念ながら, 本橋は実現しなかったが, 1955年には, ドイツの Demag 社が彼の協力を得て前出の Strömsund 橋を完成し, 近代斜張橋の幕開けを迎えた.

この Strömsund 橋以降, 戦後復興の橋梁建設にこの形式を多用したドイツを中心に, 現在に至るまで数多くの斜張橋が建設された. その背景を探ると, 伸び材としてケーブルを使う構造的効率性の高さ, 自定式ゆえに不要となるアンカーブロック, 形態的自由度の高さなどの他に

- 1) 電子計算機の発達と構造解析技術の進歩
- 2) 高強度ケーブル材料の開発
- 3) 軽量の鋼床版構造の開発
- 4) 完成系でのケーブルを架設時にも利用して架設するいわゆる張出し架設工法の開発

等が挙げられる.

力学的な立場から見ると, 斜張橋は多数のケーブルを有した高次の不静定構造物である. 前述した1800年代のはじめの落橋事故の原因は, 高次不静定構造物の力学的挙動に対する理解不足がその一因にあったことは想像に

難くない。はりの不静定問題の一般的解法に最初に取り組んだのが、斜張橋を批判したNavierと言われており<sup>[23]</sup>、彼がこの構造形式を否定したのは興味深い。

高次の不静定構造物の解析は確かに手に負えないところがあった。近代斜張橋(1950年以降)の初期のものは、ほとんどがケーブル本数の少ない形式に限定されていたことから、このことがうかがえる。このように、当時、解析技術が構造形式の選定に大きな制約を与えており、解析の苦勞が文献にも紹介されている。しかし、電子計算機の進歩とともにこの方面の変化は急速に進み、1960年代の終わりには初めてマルチケーブルを用いたFriedrich Ebert 橋(ドイツ, 280m)が建設され、それ以降数多くのマルチケーブルタイプが建設されることになる。

1970年代半ばまでに、ライン河にはいくつもの斜張橋が架けられたが、a family of bridgesといわれるように、さまざまな構造形式が試みられた。また、スパン的にも2径間連続のKnie橋(1969年, 319m)のように、3径間形式に対応させるとセンタースパンが600mに達するようなものまでが当時すでに建設されている。斜張橋の技術的基盤はこの時代につくられたといっても過言ではないであろう。

1975年、フランスは一挙にセンタースパン400mを越すSaint Nazaire橋(404m)を完成させ、これが引き金となって世界の国々で本格的な斜張橋が建設されるようになる。

我国の斜張橋の歴史<sup>[24]</sup>を遡ると、勝瀬橋(1960年, 128m)がその第一号であり、世界的には早くから取り組んでいたといえる。事実、これはドイツ圏以外で初の斜張橋であった。1970年代に入ると斜張橋ブームを迎え、加速された状態が現在まで続き、現在世界最長の斜張橋多々羅大橋(890m, 1999年完成予定)が建設中である。およそ世界の1/3の斜張橋が日本において架けられているともいわれている。

斜張橋が吊橋と異なる点の1つは、桁に圧縮力が作用するゆえにコンクリートを用いた桁、あるいは鋼とコンクリートを組み合わせた合成桁が使われることである。斜張橋が人気を博する理由として、形態的自由度の高さのほか、このような材料の選択の自由度の高さも見逃せない。

Brotonne橋(フランス, 1977年, 320m)、Pasco-Kennewick橋(アメリカ, 1978年, 299m)の300m級のPC-斜張橋が建設され、1984年には400m級のLuna橋(スペイン, 440m)へと飛躍した。現在ではノルウェーのHelgeland橋(1991年, 425m)、Skrunsundet橋(1991年, 530m)などのPC橋の発展はめざましい。これらはともに幅員が10m余りと極端に狭い上に、桁高も小さい。特にHelgeland橋の桁高は1.2mにすぎず、センタースパン

の300分の1以下である<sup>[25]</sup>。

また、合成斜張橋はAlex Fraser橋(カナダ, 1986年, 465m)など北米を中心に発展してきた。この形式の多くは、橋幅方向端部に配置したI桁や箱桁とコンクリート床版を合成させた、曲げ剛性の小さい開断面を有している<sup>[26]</sup>。最大の特徴はPC斜張橋とともにその経済性にある。合成桁斜張橋はQueen Elizabeth 2世橋(合成鋼床版, イギリス, 1991年, 450m)、Second Hooghly 橋(インド, 1992年, 457m)、第2 Severn 橋(イギリス, 建設中, 456m)、Nanpu 橋(中国, 1992年, 423m)、Yangpu 橋(中国, 1994年, 602m)など長大スパンに適用されている<sup>[27]</sup>。とくにYangpu 橋は、現時点で鋼斜張橋を含めて世界第2位のスパンを誇っている。このように、海外で最近建設されるスパン400mクラスの斜張橋はPCまたは合成斜張橋となっている点が注目される。事実、この10月にNormandy 橋(1994年, 856m)の完成を記念してフランスのDeauvilleで斜張橋および吊橋の国際会議が開かれたが、そこで発表された斜張橋の事例は、我が国からのを除くとほとんどすべてが合成斜張橋かPC斜張橋であった<sup>[28]</sup>。

我国においては、これまで本格的な合成斜張橋の建設は行われていないが、より経済的なシステムを探す上で合成斜張橋は見逃せない。しかしながら、このシステムは耐風安定性や耐久性が、これまでの箱断面をもつ鋼斜張橋に比べて劣るのではないかと懸念があり、この点については究明する価値がある<sup>[29]</sup>。

また、長大斜張橋ではセンタースパンとの重量的なバランスをとるためにサイドスパンがある程度重い方が有利である。重いPC桁をサイドスパンに、センタースパン(の一部)を軽い鋼桁と、橋軸方向で使いわけのハイブリッド化<sup>[30]</sup>でこれを達成するやり方がFlehe橋(ドイツ, 1979年, 368m)、Tjorn橋(デンマーク, 1981年, 366m)、生口橋(1991年, 490m)、Normandy 橋、多々羅大橋(890m, 建設中)などで行われている。これは建設費の低減にもつながっている。

鋼橋の問題点の一つに防錆のための塗装の必要性が挙げられる。Farø橋(デンマーク, 1985年, 290m)では箱桁内部は無塗装とし、内部の防錆を除湿器により行い、その経済性を向上している<sup>[31],[32]</sup>。Normandy 橋でもこの方法が採用されている<sup>[33]</sup>。経済的合理性に対する要求が特に強い海外ならではの発想である。斜張橋補剛桁に限らず、箱桁断面であれば除湿による防錆は塗装に代わる方法として十分に有りうると思われる。気候条件の面ではかなり厳しい我が国での適用についてはそれなりの配慮が必要と思われるが、鋼長大橋梁の箱桁、主塔の経済性向上のために、考えてもよい方法のように思われる<sup>[34],[35]</sup>。

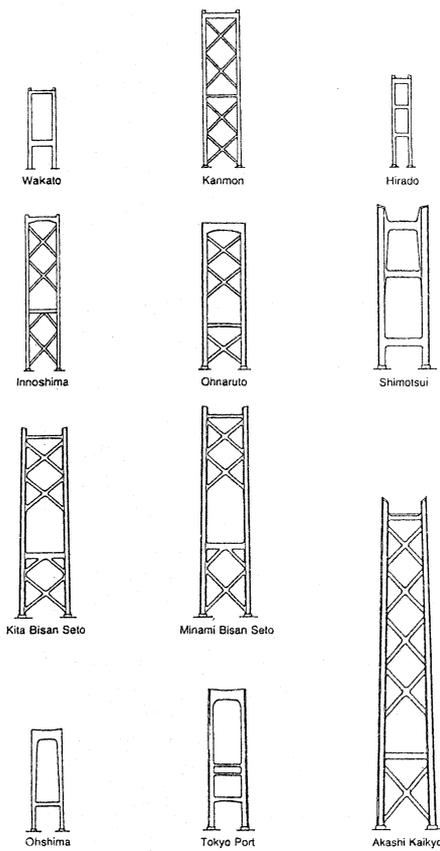


図-3 吊橋の塔形状<sup>[21],[37]</sup>

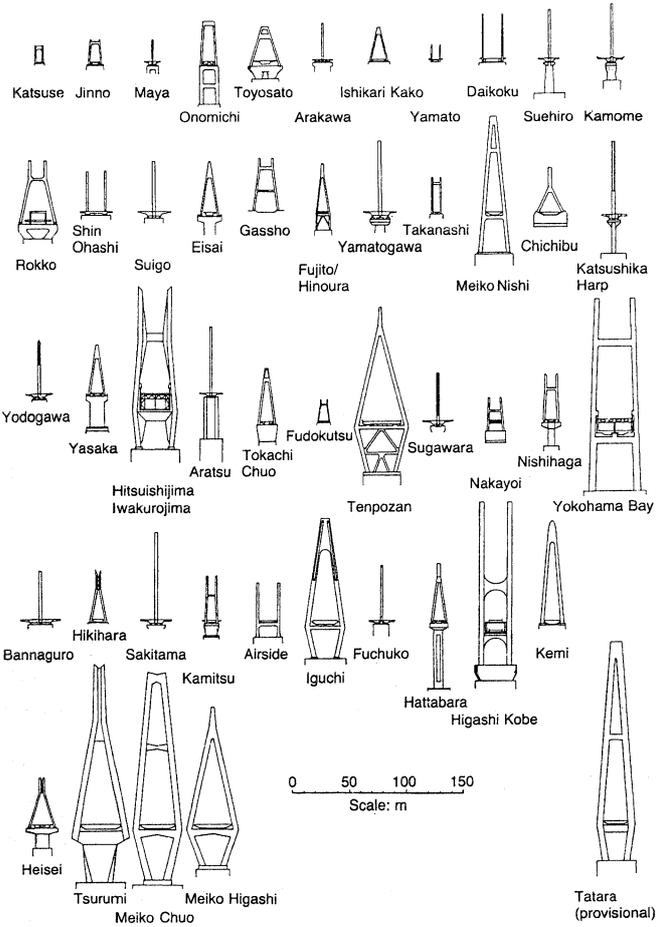


図-4 鋼斜張橋の塔形状<sup>[24],[37]</sup>

### 3 構造と形態

#### 3.1 基本的な形態と特性<sup>[36]</sup>

吊橋の上部工はケーブル、塔、補剛桁で構成される。通常、他定式とするため、さらにケーブルを定着させるアンカブロックも必要となる。過去に建設された吊橋のほとんどすべては2本の平行ケーブルを採用している。ケーブルサグ比に多少の巾(1/9~1/11)があるが、幾何学的には相似に近く、基本的な設計パラメータの数は多くない。補剛桁は静的な荷重に対しては撓度理論により極めて薄く、フレキシブルにできることがわかっており、そのために長スパンになると風に対する空力動的安定性が支配的なパラメータとなる。

形態的にはほとんどが相似で変化の出にくい吊橋の中にあつて、中規模ではあるが、数年前大阪に完成した此花橋(1987年、300m)は、1960年代はじめにレオンハルトが提案したモノケーブルを世界で初めて大型吊橋に適用しており、ユニークな形式が特徴である。また、平行ではない2本ケーブルを有した吊橋の建設も韓国において予定されている。

2本の平行ケーブルという制約の中で、斜張橋にもまして吊橋の場合、塔が景観上重要となる。2本の支柱を

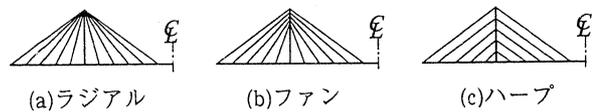


図-5 斜張橋の基本形

結ぶ梁、ブレースあるいは支柱に丸みを入れたりする形態上の工夫がなされることが多くなっているが(図-3)、斜張橋の塔のようなバリエーションはやはり少ない(図-4)<sup>[37]</sup>。

小規模の歩道橋クラスでは、Schlaichが設計した曲線吊橋のように桁の薄さ、テンダーさを感じさせるような傑作もでている<sup>[38]</sup>。中長スパンで冒険をするというのは難しい面もあるが、前述のモノケーブル方式を越えるような、より自由な形の発想が望まれる。

斜張橋の主要構成要素は塔、ケーブル、桁であるが、後述のようにケーブルの形態を中心にバラエティに富んでおり、この点が吊橋より有利である。

橋を真横(側面)から見たときの代表的なケーブル張り形式としては図-5に示すように3つのタイプがある。この形式の選定は、力学的には鉛直面内挙動と密接に関連している。このほか、Ls(サイドスパン長)とLc(センター

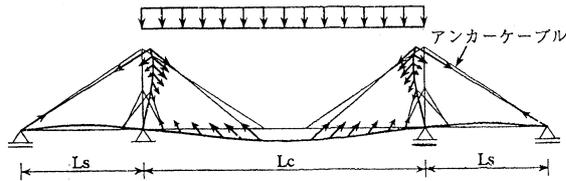


図-6 力の流れ

スパン長)の長さ、比の選定が力学性状に支配的な役割を果たす。図-6に変形性状を示すが、アンカーケーブルと呼ばれるサイドスパンの最上段ケーブルが決定的な役割を果たし、この剛性が面内の全体挙動に対して支配的となる。

図-5の形式の中で、ラジアルタイプ(海外ではファンタイプと呼ぶ)は、ケーブルの勾配が大きいため、ケーブル張力が小さい。そのためケーブル張力の水平分力も小さくなるため桁に導入される軸力も小さくなり、鉛直荷重に対しては力学的に有利である。ただし、ケーブルを塔頂の一点で集約するため、定着部の設計上の問題が残る。一方、ハーブタイプは力学的にはラジアルタイプより劣るが、2面吊であってもケーブルが視覚的に交錯することがなく、景観上有利である。両者の中間の力学性状を有するものが、ファンタイプ(海外ではセミファンタイプと呼ぶ)であり、塔頂部付近でのケーブルの定着が容易となり、また美観上の問題も少ない。なお、後述のようにケーブルの形式選定では、水平力に対する免震構造との関係をも併せて考える必要がある。

ケーブルを密に配置するマルチケーブルタイプは、死荷重作用時の桁に発生する曲げモーメントを小さくでき、また桁、ケーブルを交互に張出し架設する際に、ケーブル間隔が短いため桁に発生する曲げ応力が小さくなり、架設が容易となることから用いられることが多い。

次に、橋軸方向から見たとき、視覚的に問題となるのはケーブルの面数と塔の形である。この形の選定は、立体的な力学挙動(ねじれ変形)に関係する。

ケーブルを1つの面で形成すると、ねじれ変形は桁で受け持つことになり、必然的にねじれ剛性の大きい箱断面(閉断面)が選ばれる。2面ケーブルを採用すると、ケーブルのねじれ変形に対する抵抗が期待でき、桁断面としてねじれ剛性の小さい開断面が選べ、鋼重量減につながる。さらに、A形の塔形式を選ぶとH形塔に比べ、トルク荷重に対して塔頂の橋軸方向の変位が拘束でき、桁のねじれ剛性が向上する。長大橋になると、耐風安定性の面から、ねじれ剛性を向上させる目的でA形塔、2面吊り形式が主流となる。

この他に、図-7に示す多数の桁支持点を有する多径間斜張橋形式が考えられる。アンカーケーブルが機能しないため、

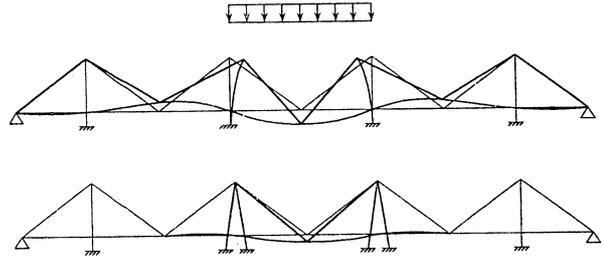


図-7 多径間斜張橋

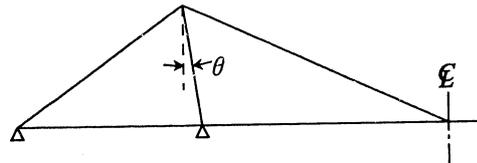


図-8 傾斜塔をもつ斜張橋

図に示すように鉛直荷重によって大きな変形が生じる。そのため、中央のA形塔とか、塔頂の水平ケーブルの採用が不可欠となり形に制約を与える。図-8に塔を傾斜させた例を示す。世界中で数橋の実施例があるが、図中の $\theta$ が $18^\circ$ 以下の範囲では鉛直塔と力学的、経済的な差異はないとの報告がある<sup>[5]</sup>。

### 3.2 斜張橋の形態と設計

吊橋とは異なり、斜張橋は前述の通りその力学性状が複雑できわめて多くの設計変数を有しているため、設計自由度が高い。このことは逆に、基本的形態を決定する上で高度な判断が要求され、設計が難しいことを意味する。勿論、高度な解析技術と計算機の発達した現在、与えられた条件での解析は可能であるが、解析イコール設計でないことは明らかである。この意味で、全体的挙動を予測する物理的かつ簡易的なモデルの必要性は、好ましい形態の選定の上からも高いものがある。以下にその概略を述べることにする。

まず、マルチケーブルタイプで最小板厚をベースとした矩形箱断面を用いると、最大軸力が発生する塔位置での垂直応力( $\sigma_n$ )は

$$\sigma_n = \xi \gamma_s (1+\omega) n_h L_c / 8 \quad (1)$$

と近似的に与えられる<sup>[39]</sup>。ここで、 $\xi$ は桁全重量と軸力に抵抗できる断面の重量の比で、我が国の実績(2.0~2.5)と安全側の立場から2.5とする。また、 $\gamma_s$ は鋼の単位体積重量(=7.85tf/m<sup>3</sup>)、 $\omega$ は分布活荷重強度/死荷重強度で一般的な値として0.2を考える。 $n_h$ はスパン長( $L_c$ )と塔におけるケーブル定着区間の平均までの高さ $\bar{h}$ との比である。この $n_h$ の値はファン、ハーブタイプに対して

既往の例から、それぞれ、6.5、10.0とし、長さが変わっても形は相似形とする。このような仮定のもとでは

$$\sigma_n(\text{tf/m}^2) = 19.1 L_c \quad (\text{ファンタイプ}) \quad (2)$$

$$\sigma_n = 29.4 L_c \quad (\text{ハーブタイプ}) \quad (3)$$

となり、中央スパン長 $L_c$ (単位m)に比例する。この結果を図-9に示す。

次に、マルチファンケーブルタイプの桁曲げ応力( $\sigma_b$ )を予測した結果を同じく図-9に示す<sup>[39]</sup>。曲げ応力はスパンが大きくなってさほど大きくはならない。そのためスパンが大きくなるにつれて桁は軸力が支配的な部材となる。

図-10に応力( $\sigma_n + \sigma_b$ )と許容応力(材料の降伏点/1.7)との関係を示す。この図より、スパン500m程度までのマルチケーブル斜張橋においては、その垂直応力は小さいことがわかる。これは、箱断面を構成する最小板厚が実質的な制約条件になっていることを意味している。また、塔高さにしても最適とされているセンタースパンの5分の1から多少はずれても経済性を大きく損なわない

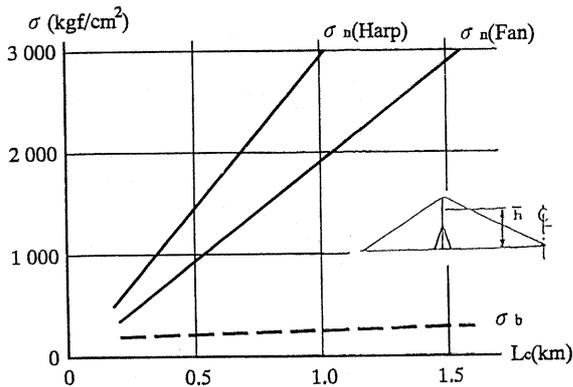


図-9 垂直応力とスパンの関係

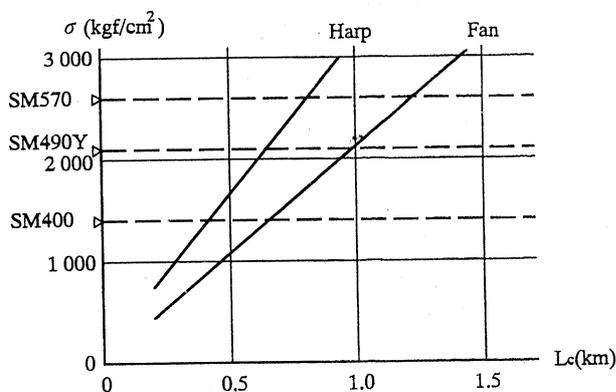


図-10 最大垂直応力と許容応力(降伏点/1.7)の関係

と考えられる。これらのことは、極論すれば500m程度までのスパンであれば、力学上の効率性はあまり関く、いろいろな形態にチャレンジしても経済的に大差はないことを示唆している。

以上の議論では桁の座屈耐力が考慮されていない。スパンが長くなってくると、桁の曲げ剛性によっては桁の座屈が塔の座屈に先行することが予想される。図-11は、概略設計を行ったスパン600mの斜張橋モデルに鉛直等分布荷重を作用させたときの座屈モード形(桁の断面2次モーメントは約 $1.0\text{m}^4$ )である<sup>[40]</sup>。なお解析にあたっては、本州四国連絡橋の塔の設計に用いられる有効接線弾性係数法を主桁にも適用している。また、この検討では桁の断面2次モーメントを $0.2\sim 2.0\text{m}^4$ に変化させたいずれのケースにおいても桁が座屈するモード形が得られている。

前述のように桁の曲げ応力は桁高の影響をあまり受けないため桁高さは任意に選べることになるが<sup>[39]</sup>、長スパンの斜張橋では座屈安定の面から慎重に選ぶ必要が出てくる。4車線で材質SM490Y材を用いた検討結果<sup>[40]</sup>によれば、マルチファンタイプで、これまで用いられている3m前後の桁高さであれば、500~600m位までなら圧縮軸力も大きくなく、桁の座屈耐力に対する安全性は確保できている。しかし、スパンがこれより大きくなると座屈耐力で桁断面が決定される可能性が高い。これに対

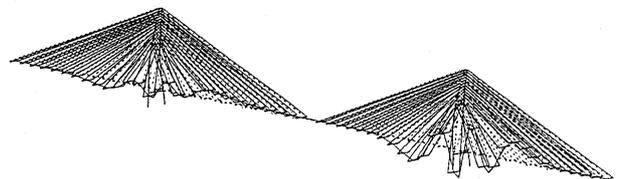


図-11 桁の座屈モード形(EI法)

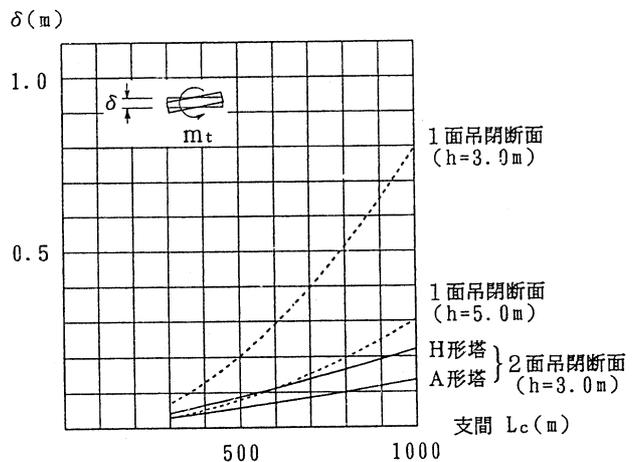


図-12 桁の最大ねじれ変位(桁幅30m)

する設計法はいまだ確立されておらず、今後の課題の一つである。このことは長スパン化の話題のところで再び触れることにする。

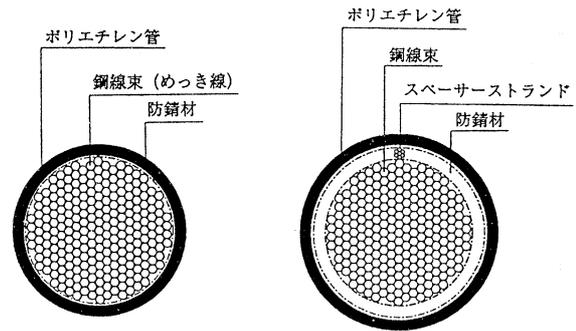
最後に斜張橋の立体挙動に関するパラメータについて説明する。1面吊、2面吊の特性は前述の通りである。図-12にトルク荷重が中央スパンに満載した場合の桁の最大ねじれ変位の比較例を示す<sup>[41]</sup>。閉断面箱桁は本質的にねじれ剛性が大きく、1面吊でも桁高 $h$ を3mから5mに増やすだけでねじれ変位は大幅に減少している。桁高を少し大きくすればねじれ変形が小さくすることが出来る。また、ダブルデッキトラス桁のようにねじれ剛性の大きい桁をスパン400~500m程度の斜張橋に採用すれば、A形、H形塔にかかわらずねじれ変形そのものが小さく、景観に配慮した形式選定を優先させることができる。ケーブルが交錯するといった景観上の問題がない1面吊形式の適用スパンは、ケーブルサイズ、張出し架設時の安定化対策に2面吊に比べて制約を受けるが、かなり長いと考えられ、その予測も興味深い問題といえる。

### 3.3 ケーブル

長大吊橋のメインケーブルには、かつてはスパイラルロープが用いられていたが、現在では5mm $\phi$ の亜鉛メッキ鋼線( $\sigma_B = 160\text{kgf/mm}^2$ )を平行に束ねたものを通常用いる。ケーブルの架設工法には、一本の素線が橋端部に配置されたアンカブロック間を何度も往復してケーブルとするエアスピニング工法(AS工法)と、予め鋼線を100本以上束ね両端をソケットに鑄込んだプレファブの平行ストランド(PPWS)を複数束ねてケーブルとするプレファブ工法(PPWS工法)がある。我国ではプレファブ工法が多用されているが、この工法は我国を中心に発展したものである。

スパンが長大化すると、当然ケーブルサイズが大きくなる。1本のケーブルのサイズはおおよそ直径1m、断面積1 $\text{m}^2$ までといった施工上の制約を受けることから、片側に複数のケーブル本数が必要となりさらに施工上の制約が生じる。そのため、安全率の設定や新素材の導入が検討の対象となる。メインケーブルの安全率は引張強度に対して2.5とするのが普通であるが、明石海峡大橋(1990m)では、新たに開発された高強度のケーブル( $\sigma_B = 180\text{kgf/mm}^2$ )を用い、活荷重の割合が小さいこともあって、安全率を2.2としている。そのため片側一本のケーブルで設計が可能となった。

さらなる長スパン化に向かっては高強度材料の開発や安全率に関する議論が活発になってくると考えられる。例えば、鋼素線の強度は現有の技術をもってしても200 $\text{kgf/mm}^2$ までは可能と言われている。軽量で高い引張強度をもつ新素材の導入は、その材料特性が橋特有の



(a)ノングラウトタイプ (b)グラウトタイプ

図-13 斜張橋のケーブル

要求にマッチするか、そして経済性の検討が必要となるが、採用できたときのインパクトは大きくそのための技術開発は続けるべきであろう。

斜張橋のケーブルには、ロックドコイルロープ(LCR)や吊橋のメインケーブル用のPPWSが用いられてきたが、現在ではケーブル定着部の疲労強度が高いHiAm-アンカーケーブルやNEW-PWSが用いられている。これらのケーブルは、7mm $\phi$ の亜鉛メッキ鋼素線に少しよりを入れて束ね、両端を先に説明したソケットで定着しポリエチレン(PE)管で直接被覆したものである(図-13a)。ケーブルの防食は鋼線の亜鉛メッキとPE管で行われる。亜鉛メッキしない裸鋼線の束とポリエチレン管の間にセメントモルタルを注入するタイプが多くみられたが(図-13b)、現場での注入作業が、とくに長尺ケーブルでは大変なために最近ではモルタルを注入しない前述のノングラウトタイプが多用されている(図-13a)。これら新しいケーブルは主に我国で用いられており、海外ではLCRを用いる場合が多い。

ケーブルの防食対策は重要である。この点については色々話題の多いところである<sup>[42]~[44]</sup>。Köhlbrand斜張橋(ドイツ、1974年、325m)では塗装をしないLCRを用いたが、路面凍結防止用の塩の散布やまた工業地帯にあること、さらにケーブル振動等に起因して破損が生じ、全面的な取り替え工事が行なわれた。新しいLCRには塗装が行われるとともに振動防止のためオイルダンパーが定着部近傍に取り付けられた。確かにマルチケーブルのため一本一本の取り替えが可能ではあったが、多大な費用を要した<sup>[45]</sup>。マルチケーブルの採用理由として取り替え作業が可能ない点が挙げられるが、実際問題としてはケーブルの取り替え作業がないように防錆対策は入念に行う必要がある。

斜張橋ケーブルの安全率は通常、引張強度(160 $\text{kgf/mm}^2$ )に対して2.5、また曲げ応力も考慮する場合は2.0である。さらに、吊橋メインケーブルに比べて活荷重の変動が大きいことから、疲労照査を行うのが普通である。

斜張橋ケーブルは構造解析上は両端ピン支持のトラス部材として扱う。多くの場合、ケーブル定着状態は固定支持のため端部で大きな曲げモーメントが生じる。この曲げモーメントを低減するために、定着部から少し離れた位置でゴムで弾性支持する方法が一般に用いられている。拘束位置やゴムの強さは、端部とバネ支持位置の曲げモーメントが同程度の大きさとなるよう決定される。

#### 4. 動特性と動的な外乱に対する挙動

##### 4.1 基本的な動特性

###### 固有振動数特性

吊橋は主ケーブルと補剛桁が密に配置されたハンガーにより結ばれている。したがって面内振動(たわみ, ねじれ)においては、ケーブルと桁とは同一の動きをすると考えてよく、低次のモード形状は比較的単純である。

また、吊橋は規模にかかわらず形が相似であり、その固有振動数はスパン長によりほぼ決定される。一方、斜張橋ではケーブルの面配置、形状、塔の形状によって全体系としての剛性が変化するため、同じスパンでも固有振動特性は大きく変わる<sup>[46], [47]</sup>。

さらに、斜張橋のモード特性は低次モードにおいても吊橋に比べ複雑である。ケーブルは通常、塔と桁のみでしか支持されないため、ケーブル自身が自由に運動しうる。したがって斜張橋の振動モードには、ケーブルがトラス材のように準静的に伸び縮みをする全体振動モードだけでなく、ケーブルのみが大きく動的変形する局部振動モードが存在する<sup>[48]</sup>(図-14)。マルチケーブルでは往々にして局部ケーブル振動モードと全体振動モードとの固有振動数が近接し、そのために両者の間で強い動的相互作用(これを内部共振という)が生じる。モードが複雑になる理由の1つはここにある。

内部共振には、両者の固有振動数比が1のときに生じる線形内部共振と、ケーブルの固有振動数と全体振動との比が1:2のときに生じる非線形内部共振がある。前者では、線形共振のため、桁(もしくは塔)が小振幅でもケーブルは励振されるので注意が必要である。後者では、桁の振動があるレベルを越えない限り、ケーブルの励振は起こらないが、ひとたびケーブルにパラメータ振動が生じると不安定振動だけに大振幅に達する可能性がでてくる。前者は勿論後者も、実橋においてその存在が確認されている<sup>[49], [50]</sup>。図-15では多々羅大橋におけるケーブルと面内全体振動モードとの内部共振の可能性を示している<sup>[51]</sup>。ガスト応答が大きい鉛直たわみ一次モードあるいは二次モードではケーブルとの線形、非線形内部共振は起こらないが、ねじれ低次モードでは生じうるこ

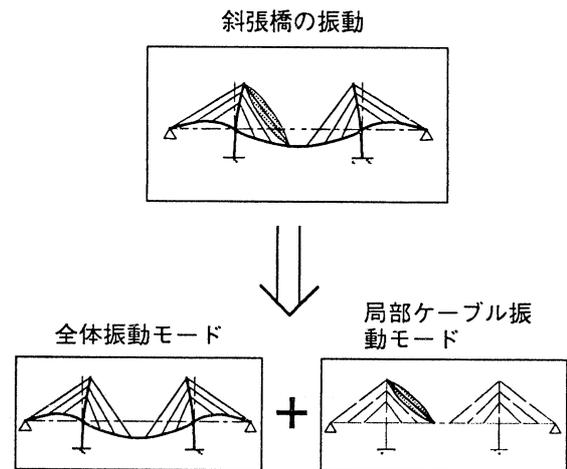


図-14 全体振動と局部ケーブル振動

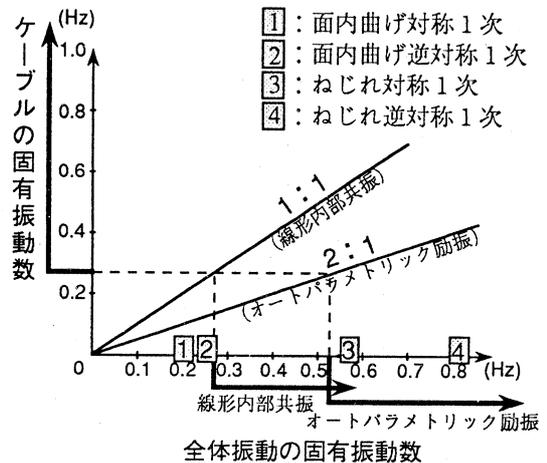


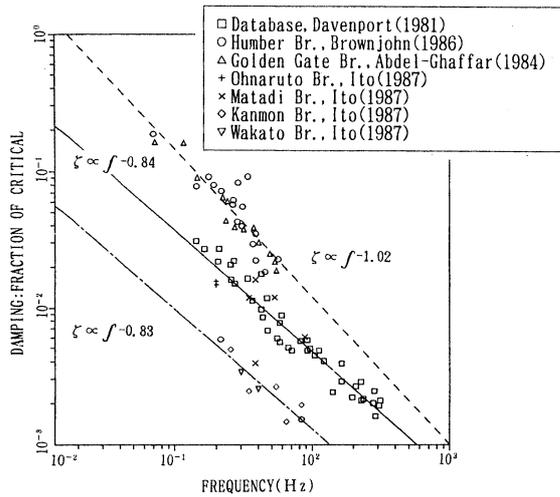
図-15 全体振動と局部ケーブル振動の固有振動数の関係 (多々羅大橋)

とがわかる。

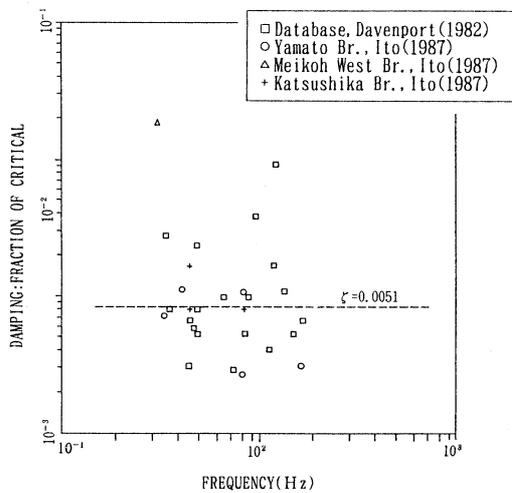
###### 構造減衰

動的応答の大きさ、起こりやすさに大きく影響するものとして減衰がある。これについては既往のデータを分析した伊藤らによる研究<sup>[52]</sup>が有名であるが、残念ながら理論的な面であり進展をみせていない。減衰と一口に言っても内部減衰のみならず、支点による摩擦、空力減衰などが複雑に関係し、またその関係の度合いが橋によって、モードによって変わるためなかなか分離できず、理論的なアプローチをやりにくくしている。

ところで、吊橋と斜張橋では減衰特性が大きく異なるとの報告<sup>[53]</sup>がある。すなわち、図-16に示すように、吊橋の低次モード(一次対称, 逆対称, 鉛直, たわみ/ねじれ)の減衰は固有振動数にほぼ反比例するのに対し、斜



a) Suspension Bridge



b) Steel Cable-Stayed Bridge

図-16 吊橋と斜張橋における振動減衰<sup>[53]</sup>

張橋には決まった傾向は見られずばらばらである。Davenportら<sup>[53]</sup>は、空力減衰、ケーブルの素線間のすべりを考えてエネルギー的な立場から吊形式橋梁の減衰特性を考察している。川島<sup>[54]</sup>、山口<sup>[55]</sup>、<sup>[56]</sup>らもエネルギー的な立場からケーブル系構造物の減衰を論じている。山口<sup>[56]</sup>は、斜張橋の減衰特性が固有振動数によらずばらばらなのは、塔やケーブルの振動の全体振動モードへの寄与がケーブルの張り方、あるいは同じ斜張橋でもモードにより大きく変わるためとの解釈を示している。

かつてレオンハルトが斜張橋のシステムダンピング、すなわちマルチケーブルではケーブルの寄与により全体振動の減衰が増すとの説を主張した(たとえば文献<sup>[57]</sup>)。確かにケーブルと全体系(桁)の固有振動数が一致すれば強い連成が生じるが、ケーブルの減衰は通常きわめて低く、このことが大きな減衰(システムダンピング)に直接つながるわけではない。少なくとも最近の長大斜張橋でシステムダンピングが見られたとの報告はない

(たとえば文献<sup>[58]</sup>)。桁の低次のモードの減衰はケーブルの低減衰に引っ張られてむしろ低下するとの報告もある<sup>[53]</sup>。レオンハルトのいう「システムダンピング」そのものの定義がはっきりしないところもあるが、これをモード減衰の増加と理解したときには、低減衰のケーブルを有する通常の斜張橋ではあまり期待できないと考えた方がよさそうである<sup>[59]</sup>。

#### 4.2 風による振動とそれへの対処<sup>[60]</sup>、<sup>[61]</sup>

補剛桁、主塔、ケーブルが自然風を受けた場合、風圧による静的な変形の外に、風の乱れによるパフエッティング、低風速で生じる渦励振、高風速で生じるフラッター(たわみ振動であるギャロッピングを含む)が振動として一般に生じる。

パフエッティングは風に乱れがある限り生じるが、その量は通常の吊形式橋梁では大きくなく、板厚増加などの構造設計で対処できる場合がほとんどである。

渦励振やフラッターなどの自励的な空力振動の場合、風の流れが構造物により容易に変形するために強い非線形性を示すことが多く、風洞実験による検討が、とくに最終的な照査では現在のところ欠かせない。数値流体力学が近年著しい発展を見せているが、風洞実験にとって代わるには今しばらく時間がかかろう。

渦励振が設計風速域内で生じるかどうかは、動特性(振動数、減衰)と断面形状による。トラス桁のようにスルーの部分が多い場合には大きなカルマン渦は形成されにくく、問題となることは少ない。昔の吊橋は、前述のようにトラス桁が多く、渦励振は大きな問題とはならなかったが、近年の斜張橋でとくに箱桁、プレートガタが用いられることが多く、その対策として断面形状の変化、付加物の添加など種々の工夫が行われている。

主塔は一般に充腹断面であり、架設時の独立状態では振動数も低いいため、橋軸直角方向の風に対して渦励振や、並列構造に起因した空力振動が低風速で起こる場合が多い。架設時の制振対策として、塔頂からのケーブルの先端にダンパーを仕掛けたり、最近でTMD、TLDなどのパッシブ系ダンパー、さらにアクティブ制御などが用いられるに至っている<sup>[62]</sup>、<sup>[63]</sup>。主塔の振動は調和的であり、これらの制振装置により比較的容易に許容振幅内に収めることができる。なお、これらの制振対策、とくにアクティブ制御はパフエッティング応答の低減にも有効であり架設時の作業性の向上にも寄与している<sup>[63]</sup>。主塔では振動の発生が完成系においても懸念される場合があるが、これに対しては断面形の工夫(例えば東神戸大橋主塔の隅切り)、付加物(例えばかつしかハープ橋主塔のコーナベーン)で対処するのが第一義的であるが、それでは不十分なときにはTMDなどに頼る場合もある。明石海峡

大橋主塔では、完成系においても橋軸直角方向の風による塔の面外振動の発生により安全性が損なわれる可能性があることが風洞実験により明らかになり、TMDを恒久的な安全性確保に用いることとなった。

フラッターは発散的な振動であり、タコマ橋の例のようにひとたび生ずれば構造物に致命的な損傷を与えるという意味で絶対に避けるべき振動である。トラス桁でも、また偏平な箱桁、プレートガーダーいずれにおいても、発現する風速のちがいはあるにせよ、潜在的に生じうるものである。

吊形式橋梁の補剛桁では、通常、橋幅が桁高に対して大きい場合、ギャロッピングが問題となることはまれで、ねじれフラッター、曲げねじれフラッターが照査対象となることが多い。これに対し、トラス桁ではグレーティング、箱桁ではフェアリング、ウィンドノーズ、あるいはセンターバリアーなどで耐フラッター特性の向上を図ることが多い。Tsing Ma橋(香港, 1400m, 建設中)では箱桁に穴をあけ(air gap)、上下面の圧力差をなくすことで安定性を高めている。

なお、これらのフラッターの発現風速はねじれ固有振動数が大きいかが一つのキーポイントになる。長大な斜張橋でも2面吊りを採用すれば、そのねじれ固有振動数は、同じスパンの吊橋に比してかなり高い。さらに、3.2で述べた理由で桁高は薄くでき、事実薄く偏平なものが多いため、通常の斜張橋の桁の場合フラッターが問題となったことはほとんどない。ただし一面吊であったり<sup>[64]</sup>、桁幅が非常に小さい場合にはフラッターも注意すべき現象となる<sup>[25]</sup>。

吊橋では、ケーブル、ハンガー自体の振動が問題となることは稀である。しかし斜張橋のケーブルはその長さが数百mに達し、固有振動数も低く、風により種々の振動が生じる<sup>[65]</sup>。渦励振は低風速から生じるが、振幅が小さく疲労安全性の面から対策が必要となることはない。問題なのは、レインバイブレーション<sup>[66]</sup>と、平行ケーブルのウェイクギャロッピングである。対策として、ワイヤ、スペーサ等でつなぐ方式が初期には用いられた。しかし、本質的な励振力の除去、打消しにはならず、またケーブル被覆のPE管を痛めるとの例もあり、現在ではケーブル端部に配置するダンパー方式を用いることが多い。オイル、高粘性液を減衰材として用いることが多いが、最近では高減衰ゴムの適用も試みられている。また空力励振力を低減する目的でケーブル断面の形状を工夫したり(東神戸大橋<sup>[67]</sup>)、あるいは表面に小さな突起をつける例もある<sup>[68]</sup>。4.1で述べた桁、塔のガスト応答、渦励振によるケーブルのパラメトリック励振も気になる場所であるが、多々羅大橋を対象にした試算によれば発生する可能性は極めて小さいと言えそうである<sup>[51]</sup>。

斜張橋では、抗力の小さい偏平箱桁を用いるとケーブルの風荷重の占める割合が相対的に高くなる。長スパンの斜張橋ではケーブル振動の制振とともに風荷重すなわち抗力係数の低減も重要なテーマの一つである。

#### 4.3 地震に対する挙動と設計

吊形式橋梁の上部工は固有振動数が低く、基本的には免震構造となっているといえ、大型構造物ゆえに慣性力そのものが大きく、その低減は重要である。上部工に関していえば、設計地震力により断面が決定されるのは塔下部付近のみでありあまり支配的ではないが、基礎の設計には大きく影響を与える。地震時慣性力を小さくするという意味からすれば、地震時慣性力に最も支配的な橋軸方向の遊動円木振動の固有周期を長くすることが一般に得策であるが、一方、主桁の橋軸方向変位が大きくなるため伸縮装置が大型化する。地震時慣性力から定まる基礎の寸法と主桁の橋軸方向変位とのバランスの問題である。

吊橋ではセンターステイ、場合によってはさらにサイドスパンにもステイをつけて橋軸方向の剛性を増し、橋軸方向地震時変位を抑えることが多い。

一方、斜張橋では前述のようにケーブルのはり方(図-5)により固有振動数が変わり、地震時橋軸方向変位の量に違いが生ずる。すなわち、ラジアルタイプやよく用いられるファンタイプはハープタイプに比べ橋軸方向の固有周期が長いので、地震時橋軸方向変位が大きくなる。東神戸大橋(485m)での試算によれば、橋軸方向の桁の支持をオールフリーにしたとき、ラジアルタイプ(固有周期約9秒)では設計地震動に対して変位が75cmであるのに対し、ハープタイプ(周期約5秒)では62cmとなる<sup>[67]</sup>。伸縮装置が地震時に損傷を受けてもよいという議論はあるが、これまでの我が国の例では地震時水平変位を抑ええるためのいろいろな工夫がなされてきた。例えば、塔と桁とをケーブルでつなぐ弾性拘束方式(名港西大橋など)、桁端と脚をばねで結ぶ皿ばね方式(櫃石島、岩黒島橋)、タワーリンクによる重力復元力を使う方式(横浜ベイブリッジ)などの剛性付加により変位を抑える方式が採られてきた。この方式では剛性付加による変位の低減と地震時慣性力の増加とのバランスで付加する剛性が決まることになる。生口橋ではゴム支承を用い変位を制御するとともに地震時慣性力の分散をはかる新しい方式を採用し、多々羅大橋でも同様のやり方が採られることになっている。また東神戸大橋ではオールフリーとした上で、巨大地震に対してはベンダンパーによる減衰付加で橋軸方向の変位の低下をはかっている<sup>[67]</sup>。

橋軸方向地震時変位、慣性力の制御は地震国日本ならではの問題であり、独自の方法が開発されてきた分野と

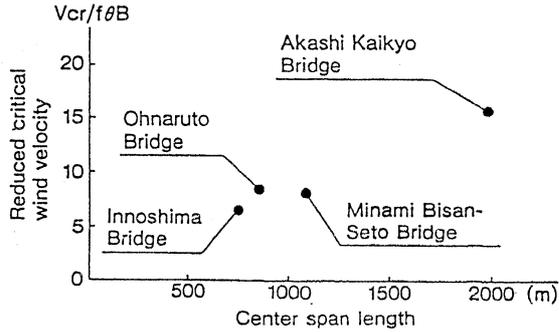


図-17 吊橋のフラッター照査風速  $V_{cr}^{[69]}$   
( $f_{\theta}$ :ねじれ固有振動数, B:桁幅)

いえる。

## 5. より長支間に向けて

### 5.1 吊橋

現在、ポスト本四、ポスト明石のあとの新国土軸の一部を担う超長大橋の計画が進められつつある。そのための技術的検討の場が設けられ、また官学民の場でも独自の検討が進められつつある。

明石海峡大橋では過去の実績、施工性からトラス補剛桁が採用された。このクラスの吊橋では上部工の耐風設計が極めて重要で、補剛桁のフラッターに対する安全性確保が一つのポイントとなる。

事実、明石海峡大橋のトラス桁の断面決定の道も決して平坦ではなかった。図-17に設計で要求されるフラッター換算風速を示すが、従来の橋に比べいかに厳しいかがわかる<sup>[69]</sup>。グレーティングの位置は勿論のこと、検査路、電力ケーブル等の配置にも十分に注意を払い、さらにセンターバリアーをセンタースパンに配置して、フラッターに対する安全性を確保することができた。

今後検討段階に入るセンタースパン2500mクラスあるいはそれ以上の吊形式橋梁を考える際、風荷重、経済性、維持管理の面からみればトラス補剛桁は考えにくく、偏平箱桁主体の構造になると思われる。また、このクラスのスパンの橋梁では、現時点では斜張橋では構造的に苦しく(その発展を大いに期待したいところであるが)、吊橋を主体とする形式を当面、対象にすればよいと思われる。

偏平箱桁の空力弾性振動におけるポイントは、明石海峡大橋の場合がそうであったように、曲げとねじれ運動の連成した曲げねじれフラッターが所要の設計照査風速以下で起こらないようにすることである。フラッター風速を向上させる策としては、一般に、

- 1) 剛性、特にねじれ剛性の向上
- 2) 質量の付加

### 3) 減衰の付加

### 4) 自動空気力の低減

が挙げられる。すでいくつかの研究機関、研究グループにより超長大橋の耐風安定性向上策が提案され、一部実験も行われている。

まず、耐風性向上策として最近注目されているのは、ケーブルシステムの改善である。2本の平行ケーブルから鉛直にハンガーをおろして補剛桁を吊るのが従来方式であるが、(1)途中、何か所かでクロスハンガーを入れる(クロスハンガー方式)、(2)主ケーブルを1本としてハンガーを橋軸直角方向に傾斜させる(Monoケーブル方式)、(3)主ケーブルを途中まで1本とし、スパン中央付近では2本とする(Mono-Duo方式)などが提案(図-18)されている<sup>[70]</sup>。ステイクケーブルを組み合わせたDischingerタイプなども改めて見直されている。ストームケーブルのように桁の下に剛性向上用ケーブルを配する案もありうるが、桁下の空間の制約上難しい場合が多いので、実現性は低い。

上記(1)、(2)、(3)ともに塔・桁・ケーブルからなる吊りシステムのねじれ剛性を高めることを意図したもので

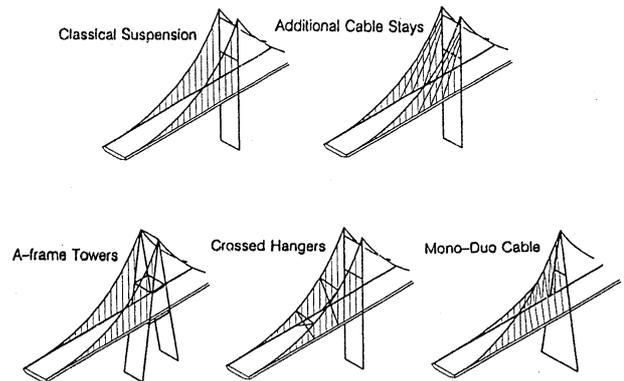


図-18 ケーブルシステム<sup>[70]</sup>

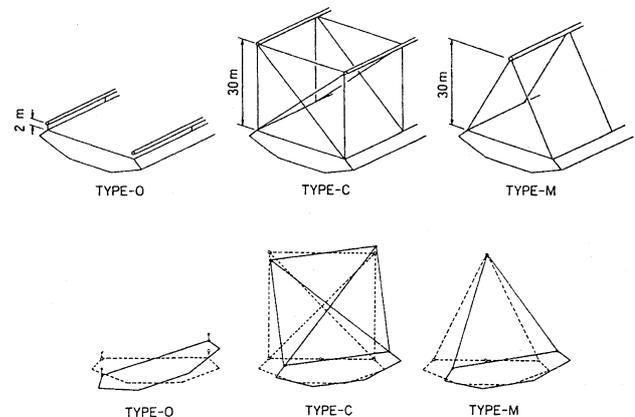


図-19 ねじれモード<sup>[71]</sup>

あり、事実ねじれ固有振動数は1~3割程度向上するようである。注目すべきことは、このような傾斜ハンガーを用いることにより、ねじれ変形を伴う固有モードの形が大幅に変わることである。つまり、桁のねじれ変形に桁の水平変形が加わり、3次元的な形状を示すことになる<sup>[71]</sup>(図-19)。このことは、モード(一般化)質量が増大することを意味し、その量は2倍近くにもなる<sup>[72]</sup>。従って、質量付加を行わずして結果的には2)の質量付加的な効果も期待できることになる。この増大分がそのままフラッター発現風速に寄与するかどうかについては風洞実験を行い確認する必要があるが、3次元立体フラッター解析によれば3000mクラスの吊橋で4割程度フラッター限界風速が上昇するとの報告が出されている<sup>[71]</sup>。

この他、桁をフレームで支持し、桁が振子運動することによる重力を復元力として利用する方法も提案され、5km程度のスパンでも耐風安全性を確保できるとの報告もでている<sup>[73]</sup>、<sup>[74]</sup>。この方式もねじれ振動モードに面外運動を連動させているのがポイントである。

従来、吊橋は一貫して主ケーブルに鉛直ハンガーを介して補剛桁を吊るすという伝統的な形で設計されてきた。振動モード形も二次元的であり、素直であった。いかにしてこのようなモード形を三次元的にし、質量効果を生み出すかが耐フラッター安全性を高める上で一つのポイントのように思われる。これは、航空機の翼の設計において、異方性材料を組み合わせて用いることによりフラッターが起りにくいモード形を作り出す、mode shape control(モード形状制御)の考え方に相通じるものがある<sup>[75]</sup>。風の場合、吹く向きは短い時間の中で反転しないから、風向きに応じて質量もしくは剛性を調整し、(橋軸直角面内において)振動モードを意図的に非対称にして、フラッターを起りにくくするなどという方法もあるかも知れない。いずれにしても、振動モードを操って耐風性を高めるというのは、構造力学・動力的な面で興味深いテーマである。

2)の質量の付加については、質量をそのまま付加するようなやり方は、ケーブルへの負担が大きく考慮の対象外であろう。

3)の減衰付加は、近年大幅な進歩をとげている振動制御技術の応用が期待できる方式である。ただし、曲げねじれフラッターは、減衰付加による効果が大きくないため、TMDやアクティブTMD、AMDによる機械的制御では、その質量、アクチュエーターが大型化し、効率的な方法になるか疑問である。回転数を上げることにより制振効果を増すことのできるアクティブジャイロダンパー<sup>[73]</sup>は、その中では効果の期待できる方法ではないかと思われる。

フラッターは強風中での現象である。その強風下での

空気(減衰)力を利用する補助フラップをアクティブに制御してフラッターを制御する研究がいくつか発表されている<sup>[76]</sup>、<sup>[77]</sup>。試算によると、最適な制御則を用いることにより補助翼の動き(回転)は小さくて済み、非常に少ない外部エネルギーで制御が可能であり、楽しみな方法の一つといえる。補助翼に作用する空気力が事前にどれ程正確に見積もれるかが制御の信頼性を高める上で不可欠であり、ロバスト制御等の適用が期待される。

4)の空気力の低減については、従来から行われている断面形状の最適化、付加物による特性の改善があげられる。現在、並列2箱桁のある間隔をあけて剛結する形式の風洞実験が土木研究所において行われている<sup>[72]</sup>。また、ジェットの吹出し、回転ローターあるいは外部刺激(例えば音響付加)により剥離流を変化させる流体力学的アクティブ方式も提案されており、学術的には興味深い。流体関連振動であるフラッターを少ないエネルギーで抑えることができるとしたら、流れをアクティブに変える方式ではないかという予想を持っている。これらはフィードバック制御でない点も安心感を与える。最近、フィードバック制御ではあるが、桁端の鉛直フラップを出し入れすることにより桁回りの流れ場を強制的に乱してフラッターを抑えさせる方式の有効性を示す実験例<sup>[78]</sup>も出されている。

ただし、フラップによる制御も含めてこれらの空力アクティブ方式は研究段階であり、スパンが3~5kmというような超々長スパンで威力を発揮することが期待される。

現段階で「これは」という解決策は出されていない。

1)の構造に変更を加える方式は信頼性も高く、供用期間の長い橋梁では好まれる方式かもしれないが、経済的な方法であるかどうかの詰めが必要である。一方、3)、4)の方法はアクティブ的な考え方が入ってくるため、信頼性、維持管理の問題もあるが、構造全体の変更を伴うものでないため、経済性が優れているかもしれない。別にどちらの方式に限定する必要があるわけではなく、ハイブリッドという考え方もあろう。

超長大橋という新しい目標が我々の前に提示されている。構造、風、流体、振動、制御他いろいろな分野でのこれまでの技術を結集し、先端化するには格好のテーマであり、今後の大いなる発展を期待したい。

## 5.2 斜張橋

斜張橋の長スパン化を考えると、主に

- 1) ケーブルサグ
- 2) 桁の面内、面外耐力の確保
- 3) 耐風安定性の確保

の面から検討する必要がある<sup>[79]</sup>。

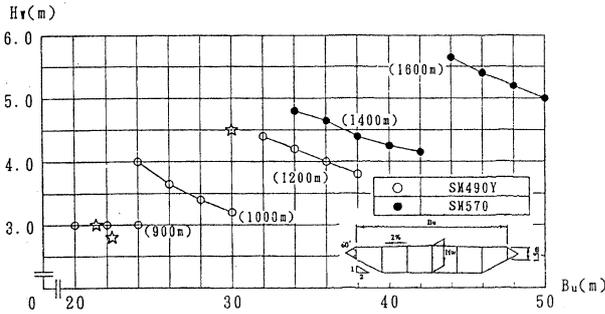
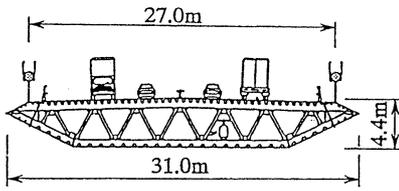
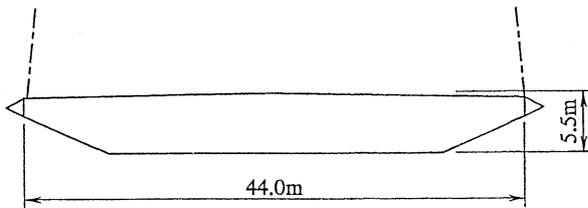


図-20 面内安定が確保できる桁幅と高さの組み合わせ



(a) Great Belt Link 吊橋



(b) 斜張橋

図-21 吊橋と斜張橋の桁断面の比較 (スパン=1600m)

1)の問題は、ケーブルの自重によってサグが生じ桁定着点で張力の鉛直成分が0となる限界である。現有の材料を用いれば、仮に吊能力をトラス(直線仮定)部材としたときの半分と仮定すると、限界スパンは3~4kmとかなり長スパンとなる。後で説明するように現実的な適用スパンは2km程度と考えられることから、この問題は限界スパンを予測する上では当面重大な問題とならない。

斜張橋では、図-9に示したようにスパンとともに桁の圧縮軸力による応力が大きくなり、より高強度の材料が必要となるとともに圧縮軸力作用下での安定性を確保する必要がある。また斜張橋の桁幅は架設系の安定性を確保するためにスパンの1/40以上が必要とされている<sup>[57]</sup>。このことは、長スパン化にともなって大きな断面が必要になることを意味している。詳細な説明は紙面の都合もあって著者らの文献[80]、[81]に譲るとして、安定性を確保するのに必要な断面を予測した結果を図-20に示す。これより、長スパン化にともなって大きな断面が必要となることがわかる。図中、☆印は建設中の断面や

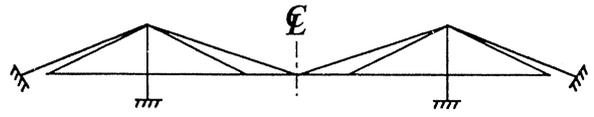


図-22 一部他定式

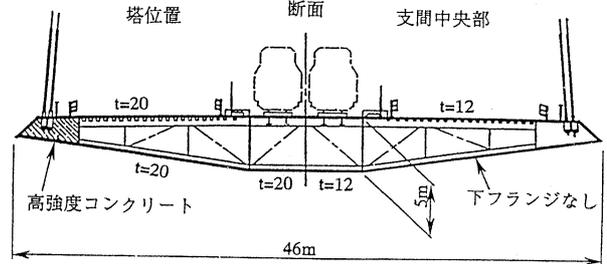


図-23 F. Leonhardt の1800m斜張橋主桁<sup>[84]</sup>

実現を意図して詳細な設計が行われた断面であり、著者が予測した断面とは良い一致を示している。

図-21に Great Belt Link 吊橋(1624m, デンマーク)の補剛桁と本検討例の比較を示す。Great Belt Link 吊橋の安全率の設定が明らかではないが、両者にはかなりの差異が生じていることがわかる。このように斜張橋ではスパンの長大化に伴って大きな断面が必要となって、吊橋に対して競争力が失われてくるとも考えられる。著者らは、4車線橋では1.2km、6車線橋では1.4km程度までなら吊橋と同程度の桁断面でもって設計の可能性があると考えている。すなわち、吊橋の代案として十分検討に値すると考えている<sup>[82]</sup>。

自定式で軸力を低減する対策として、ケーブルの勾配が小さいスパン中央に軽量な開断面を採用する対策が考えられる。PC斜張橋において、スパンの中央部により軽量な合成桁や鋼桁を併用すれば複合構造として一層の長スパン化を計ることが可能となる。このような考えは、Muller のバイステイドシステムに見られる<sup>[83]</sup>。

圧縮軸力を低減するケーブルシステムとして桁に圧縮と引張軸力を発生させる一部他定式が提案されている(図-22)。ラジアルタイプを前提とすれば、自定式の $\sqrt{2}$ 倍の長スパン化が理論上(塔位置で生じる圧縮軸力とスパンセンターで生じる引張軸力を等しくする条件から)可能となる。しかし、自定式と同様の張出し架設を用いると、桁の閉合のための引張り力を現実的な値とする制約や架設時の安定性確保の面から制約を受け、理論通りの長スパン化には困難が生じる<sup>[82]</sup>。

Leonhardtは、自定式を用いた1.8kmの提案を行っている。図-23に断面を示すがスパンの中央部に開断面を併用するシステムを採用している。一連の彼の提案においても、桁高さなどが時代とともに変更されている<sup>[57]</sup>、<sup>[84]</sup>。このことは、実績のない未知の領域を予測するこ

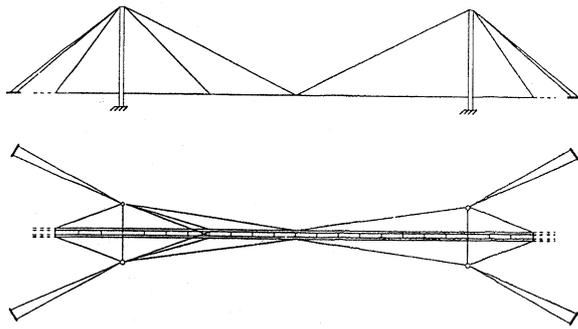


図-24 N.J.Gimsing の立体ケーブルシステム<sup>[86]</sup>

との困難さを物語っていると言える。安全率の考え方に不明な点があり、また吊橋より経済的か否か不明ではあるが、実現の可能性は十分にありと考える。

Gimsingは一部他定式を前提として3.2kmの可能性を論じている<sup>[85]</sup>。先に説明した引張軸力を自定式の圧縮軸力より大きくとる。仮に2倍とすれば、理論上自定式の $\sqrt{3}$ 倍の長スパン化が可能となる。桁幅は3.2kmの1/40で80mとなる。4車線の現実的な桁幅20mに比べてかなり大きな値となる。しかし、交通路となる2つの箱桁を並列配置してそれらをトラス部材で結合すれば、この問題は解消できる。また、より長大な斜張橋では立体ケーブルシステムの導入も検討されている(図-24)<sup>[86]</sup>。しかし、大きな引張軸力を低減しつつ架設する工法や立体的にケーブルを配置する工法には制約が予想され、現実的かどうか疑問が生じる。

以上説明した幾つかのシステムは、単に斜張橋の超長大化を達成するための方策とみるべきではない。同一スパンの条件で、いずれのシステムがより経済的であるかの検討は重要と考える。

最後の3)の耐風安定性の問題では、斜張橋は同一スパンの吊橋に比べてねじれ剛性が高く、またケーブルの極慣性モーメントが小さいことから安定性は高いと考えられる。更に詳細な検討が必要であるが、著者らの1200m斜張橋を対象とした計算からはフラッター風速は100m/s以上となる<sup>[87]</sup>。これを越える斜張橋では、動的耐風性のみならず、風圧による静的安定性も当然問題となる。

斜張橋の発展は今後も続くものと考えられ、1kmを越えるだけでなく、スパン2kmクラスの検討が行われてよい時期に至っていると考えている。

## 6. いくつかの課題

### 6.1 架設・施工の合理化

吊形式橋梁に限ることではないが、不必要なむだを省き、より合理的なものを作っていくことが今後ますます

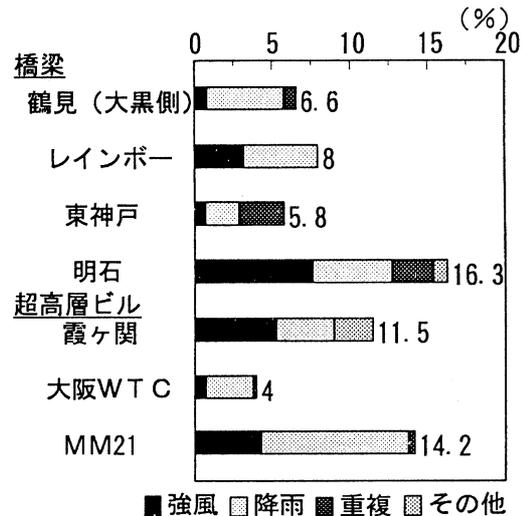


図-25 塔の施工日数における作業中止日の割合

強く要求される状況にある。この中で、架設・施工の合理化は大きな割合を占めると考えられる。

明石海峡大橋は施工期間が約10年なのに対し、Great Belt橋、Tsing Ma橋は約5年である。地盤条件の悪さ、耐震のための大型基礎など、我国では施工期間が長くなる要因が多いが、それを考慮したとしても諸外国と較べ、施工期間が長いようである。この施工期間の短縮化は合理化の上で重要なテーマである。

また、吊形式橋梁は塔、ケーブルなどの高所作業を多く含むので、作業性は風などの天候の影響を強く受ける。図-25に示すのは、高層塔状構造物の天候不良による作業中止日の割合である<sup>[88]</sup>。今から20年以上前の霞ヶ関ビル建方では11%とやや高いが、当時の安全対策、天候対策は現在のと比べものにならない位、簡易なものであるためと考えられる。それを除くと300mクラスの明石海峡大橋主塔(283m)、ランドマークタワー(296m)の作業中止日の比率が圧倒的に高く、15%前後になっている。明石大橋主塔の工事日誌から調べた結果によると、塗装の補修、架設足場の解体が天候、とくに雨と風の影響を受けている。この足場は主として塔の外側からのボルト締めのものである。塔内ボルトによる塔ブロック間の接合が「設計」において許されることになれば、架設足場も不要になり、天候の影響を受けずに作業が出来ることになる。このように架設の合理化は「設計」とも深く関わりがあり、架設の容易さ、効率性も考えた設計という視点も重要である。

また、多くの現場管理者、作業者からはクレーンの揚重時における風による揺れ、回転の危険性が指摘されている<sup>[88]</sup>。横浜ランドマークタワーの建設時には、はじめてクレーンつり荷のアクティブ姿勢制御装置が使われ、

効果をあげた<sup>[89]</sup>。橋梁においてもクレーンに対し何らかの対策が望まれるところである。

超長大橋では主塔の高さがこれまで以上に高くなる。このとき様々な天候の影響をさらに受け易くなると予想されるが、天候に対して強靱な架設法の研究が必要と考えられる。

ところで、長大橋の主塔は、これまで我国では鋼製と相場が決まっていた。それに対し、Humber 橋、最近の Great Belt 橋、Tsing Ma 橋そして Normandy 橋にしてもコンクリート製の塔である。コンクリート強度の向上は著しく、コンクリート塔でも我国の厳しい耐震設計をクリアし、かつ施工期間も鋼製主塔に比べ短くて済むという試算結果もある。鋼製塔の設計・架設の合理化は急務の問題といえる。

我国の長大橋梁の設計、架設は、関門橋以来大きく変化していないとの厳しい意見もある。ここでは主塔を例にとって話をすすめたが、塔は無論のこと、基礎、アンカレッジ、ケーブル、補剛桁、すべてのエレメントにおいて、経済的かつ工期が短く、そして天候に左右されない施工を構造設計まで遡って根本的に考え直す姿勢が強く望まれている。

施工の合理化はともすると作業性の向上、安全対策の見直しと捉えられがちであるが、上述のように設計の合理化の問題でもあることを強調しておきたい。

## 6.2 橋に要求される機能の変化

橋は離れた2地点間をつなぐもので、人、物流、情報の流れの上で重要な役割を果たす。とりわけ長大橋梁は

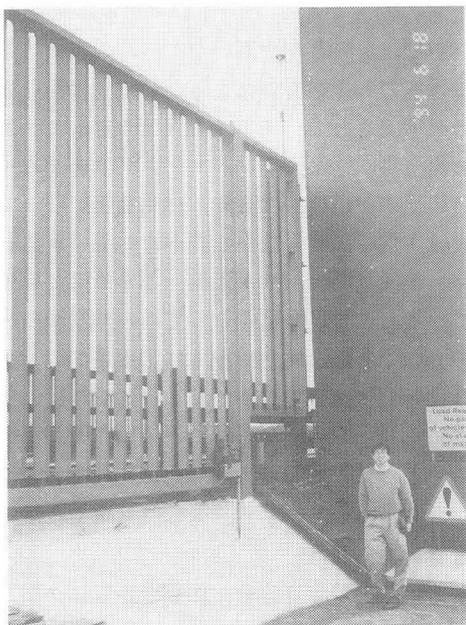


写真 -2 Severn 橋の Wind Screen

その役割が大きい。したがって常時、通行できることが社会から要求されている。

長大吊形式橋梁は海上部にあることが多く、また桁位置も高い。従って地上部に比べ相対的に風が強く、地上部は通行可能でも橋梁部のみが走行安全性のために通行中止という事態になりがちである。これは橋にとって不名誉なことである。

通行中止に至らないまでも、風により橋梁部における運転はしづらくなる。特に吊形式橋梁では塔、あるいはアンカレッジのまわりで、その風速が急変し、強風時には運転する上で危険なものとなりうる<sup>[90]</sup>。写真-2に示すのはこのような問題を解決する目的で設置されている、セバーン橋の防風柵(Wind Screen)である<sup>[91]</sup>。塔付近に長さ30m程度のフェンスの高さを漸次かえて風の影響が少なくなるように設計されている。この構造はなかなか面白くてできていて、風があるレベル以下では1つ1つのフラットプレートが風に対して直角に近く風をシールドするが、車も通らない程風が極端に強くなったときにはプレートが回転して風荷重を低減するように出来ている。一種のアダプティブ構造である。我国では、この Wind Screen がこれまでほとんど用いられて来なかった。しかし、瀬戸大橋の一部の高架部でとりつけられ、他の長大橋にも漸次とりつける計画があるとのことである。

香港ではセンタースパン1400mのTsing Ma吊橋が建設中である。同じく建設中の新空港は最新誘導設備を導入し、嵐のときも離着陸が可能なように設計されている。空港と香港市内を結ぶ列車(地下鉄)が嵐の時も、一部の陸上部とこの橋において果たして通行可能かが問題となり、現在、検討しはじめているとのことである。吊形式橋梁ではないが、関西国際空港のアクセス橋も同じような問題が生じないとも限らない。

程度問題ではあるが、「風が吹いたら橋は通行止にすればよい」と考えるのは止めた方がよい。一部のインフラストラチャがハイテク武装で全天候型になりつつあり、また利用者の快適性と安全性がより強く求められている中で、橋の方も構造本体の安全性ばかりに目をうばわれることなく、機能の向上という視点からの技術開発も望まれる。

## 7. おわりに

吊形式橋梁の上部工、それも鋼形式を主たる対象に現状と将来について述べてみた。

文中で記したように、斜張橋では、コンクリートあるいはコンクリートと鋼を組み合わせた合成タイプが海外では圧倒的に多く、そのスパン長も確実に伸ばしている。吊橋の場合、補剛桁は依然として鋼桁しか考えにくいのが、

主塔はコンクリートというのが海外では普通である。我国でも、200mに達するコンクリート煙突が建設中であり、高さ300mを越える吊橋主塔の設計可能との試算もある。

確かに、材料としての鋼の信頼性の高さは多くの人が認めるところであるが、経済的合理性が強く求められる状況の中でかつての優位性は失われつつある。鋼構造物の競争力を高めるためには設計、製作、架設の面から総合的かつ抜本的な検討を要する時期に来ている。

ポスト本四がいろいろ議論されて、いくつかの長大橋の将来プロジェクトの話題が賑やかになりつつある。橋梁技術の目が長大橋ばかりに向けられるのは好ましいことではないが、限界に挑むとき、技術者は張り切り、技術が進歩することは事実であろう。その意味でも新しい大プロジェクトが軌道に乗ることを望むものである。しかしながら現在のところ、これらの将来プロジェクトではいずれも吊橋が対象にされている。斜張橋はスパンが2km程度になると現時点では確かに難しく、橋梁形式の候補に挙げられていないようである。「限界に挑む」という意味では、このクラスにおいて斜張橋が構造的にも経済的にも候補の対象になりうるようにすることこそ、極めてエキサイティングなテーマであるように思う。今後の発展を期待したい。

本論では、重要なテーマである景観を視点とする形態設計(たとえば文献[92],[93])については述べなかった。超長大ならともかく、斜張橋ではスパンが500m程度までであれば、前述のように力学的、経済的な拘束をあまり受けず、形の選定に関してはかなり自由度が高い。大胆な設計も大いに有り得るわけである。最近では羽田スカイアーチのような従来の枠を超えるようなものが出てきている。新しい造形をもった吊形式橋梁の出現に努力したいと思うし、また色々なプロポーザルが橋梁界に出ることを望むものである。

## 参考文献

- [1]平井敦編著：鋼橋 III, 技報堂, 1967, pp. 270-783.
- [2]日本鋼構造協会：吊構造, コロナ社, 1976, pp. 1-748.
- [3]Podolny W. and Scalzi J.B.: *Construction and Design of Cable-Stayed Bridges*, John Wiley & Sons, Inc., 1976.
- [4]小西一郎編：鋼橋設計編 II, 丸善, 1976, pp. 893-1023.
- [5]Gimsing, N. J.: *Cable-Supported Bridges - Concept and Design*, John Wiley & Sons, 1983, (邦訳：吊形式橋梁, 建設図書).
- [6]Walther, R., Albrecht, G. and Weyer, W.: *Cable-Stayed Bridges*, Thomas Telford, London, 1985.
- [7]Roik, K., Houriet, B., Isler, W. and Maia, P.: *Schrägseilbrücken*, Ernst & Sohn, 1986.
- [8]Troitsky, M. S.: *Cable-Stayed Bridges (2nd ed.)*, Professional Books, 1988.
- [9]土木学会：鋼斜張橋—技術とその変遷—, 鋼構造シリーズ 5, 1990, pp. 1-326.
- [10]Ito, M., Fujino, Y., Narita, N. and Miyata, T. (ed.): *Cable-Stayed Bridges*, Elsevier, 1991, pp. 1-438.
- [11]成瀬輝男：吊橋拾遺, カラム, 107号, 1987, pp. 69-82.
- [12]伊藤 學：吊形式鋼橋の過去・現在・未来, 韓国鋼構造学会誌, 2巻, 1号, 1990, pp.40-52.
- [13]Kumarasena, T., Scanlan, R.H. and Ehsan, F.: Wind-Induced Motions of Deer Isle Bridge, *Jour. of Struct. Eng.*, ASCE, Vol.117, No. 11, 1991, pp. 3356-3374.
- [14]Kumarasena, T. and Scanlan, R.H.: Recent Observations in Bridge Deck Aeroelasticity, *Jour. of Wind Eng. and Ind. Aerodynamics.*, Vol. 40, 1992, pp. 225-247.
- [15]Davenport, A. G: Wind Induced Response of Suspension Bridges-Wind Tunnel Model and Full Scale Observations, *Wind Engineering*, Vol. 2, 1980, pp. 807-824.
- [16]Rothman, H.: A Tuned Mass Damper for the Bronx-Whitestone Bridge, *Proc. Structures Congress*, ASCE, 1989.
- [17]Kumarasena, T., Scanlan, R.H. and Morris, G.R.: Deer Isle Bridge (Part 1 and Part 2), *Jour. of Struct. Eng.*, ASCE, Vol.115, No. 9, 1989, pp. 2297-2328.
- [18]Wyatt, T. A.: Bridge Aerodynamics 50 years after Tacoma Narrows(Part 1)- The Tacoma Narrows Failure and After, *Jour. Wind Eng. and Ind. Aerodynamics*, Vol. 40, 1992, pp. 317-326.
- [19]川田忠樹：だれがタコマを墜としたか, 建設図書.
- [20]Walshe, D.E. and Wyatt, T. A.: Bridge Aerodynamics 50 years after Tacoma Narrows-Part 2: A New Discipline World-Wide, *J. Wind Eng. and Ind. Aerodynamics*. Vol. 40, 1992, pp. 327-336.
- [21]Burden, A.: Modern Japanese Suspension Bridge Design, *Proc. ICE*, Part 1, Vol. 90, 1991, pp.157-177.
- [22]Leto, I, V.: Preliminary Design of the Messina Strait Bridge, *Proc. ICE*, Part 1, Vol. 102, 1994, pp.122-129.
- [23]Timoshenko S.P. (川口昌宏訳)：材料力学史, 鹿島出版会, 1987.
- [24]Burden, A.: Japanese Cable-Stayed Bridge Design, *Proc. ICE*, Part 1, Vol. 90, 1991, pp.1021-1051.
- [25]Hovland, S., Isaksen, T. and Hansvold, C.: Skarnsundet Cable-Stayed Bridge (Norway), *Strait Crossings*, Balkema, 1990, pp. 331-337.
- [26]Saul, R., Andrä, H. P. and Selchow, H. J.: Die Sunshine Skyway Brücke in Florida, USA-Entwurf einer Schrägkabelbrücke mit Verbundüberbau, *Bautechnik*, Heft 7 and 9, 1984, pp. 230-238 and pp.305-337.
- [27]Taylor, P.: Composite Cable-Stayed Bridges, *Proc. Int. Conf. on Cable-Stayed and Suspension Bridges*, Vol.1, 1994, pp. 185-198.
- [28]Virlogeux, M. and Dergoubaix, B. (ed.): *Proc. of Int. Conf. on Cable-Stayed and Suspension Bridges*, Deauville, France, Vol.1 and Vol. 2, 1994, pp.1-706 and pp.1-580.

- [29]横山功一, 日下部毅明, 若狭忠雄, 大場誠道: 2主桁合成床版を有する斜張橋に関する総合的検討, 構造工学論文集, Vol. 38A, 土木学会, 1992, pp.1153-1160.
- [30]前田幸雄: 複合構造に関する研究の発展の歴史と動向, 土木学会論文集, No.344, 1984, pp.13-25.
- [31]Haas, G.: Recent Danish Contributions to Bridge Engineering, *To Bridges - the Danish Way*, 1986, pp.81-86.
- [32]Ostenfeld, K. H.: From Little Belt to Great Belt, *Proc. Cable-Stayed and Suspension Bridges*, Vol.1,1994, pp. 67-78.
- [33]Thorsen N.E. and Rouvillain, F.: The Design of Steel Parts of the Normandie Bridge, *Proc. of Int. Conf. on Cable-Stayed and Suspension Bridges*, Vol.1,1994, pp. 683-690
- [34]藤野陽三, 上田雅俊, 延藤遵: 鋼ボックス内部の腐食環境と防錆について, 構造工学論文集, Vol. 36A, 土木学会, 1990, pp.1021-1033.
- [35]松井繁憲, 寺西功, 三田哲也, 藤野陽三: 鋼箱桁内部の防錆実験について(その2), 第49回土木学会年次講演会概要集, I-264, 1994, pp. 526-527.
- [36]長井正嗣: 吊形式橋梁の歴史と形態と力学, *Tri-Techシンポジウム*, 1990.
- [37]Burden, A.: Modern Japanese Bridge Design, 東京大学博士論文, 1991, pp. 1-367.
- [38]Schlaich, J.: Aesthetics and Structural Performance of Cable-Supported Bridges, *Proc. of Int. Conf. on Cable-Stayed and Suspension Bridges*, Vol.1, 1994, 43-52.
- [39]長井正嗣, 佐野信一郎, 遠藤秋主, 奥井義昭: 長大斜張橋に発生する垂直応力の予測と適用支間に関する検討, 構造工学論文集, Vol. 35A, 土木学会, 1988, pp. 1031-1043.
- [40]Nagai, M., Nogami, K. and Asano, K.: Evaluation of Ultimate Strength of Steel Cable-Stayed Girders by the Effective Tangent Modulus Method (Ef), *New Requirements for Structures and their Reliability* (ed. by J. Machacek), *Stavebni fakulta CVUT*, 1994, pp.213-218.
- [41]長井正嗣, 佐野信一郎, 大鳥靖樹, 小松貴雄: 斜張橋のねじれ最大変位の算定と変形特性に関する検討, 構造工学論文集, Vol. 37A, 土木学会, 1991, pp. 1249-1261.
- [42]Watson, S. C. and Stafford, D.: *Cables in Trouble*, *Civil Engineering*, ASCE, 1988, April, pp. 38-41.
- [43]Grant, A.: *Cables not in Trouble*, *Civil Engineering*, ASCE, 1991, May, pp. 61-63.
- [44]Robin, R.: *Brighter Future for Stay Cables*, *Civil Engineering*, ASCE, 1988 Oct, pp. 46-49.
- [45]多田安夫: 欧米長大橋視察報告(2), 本四技報, 1979.
- [46]長井正嗣, 佐野信一郎, 小松貴雄: 斜張橋の曲げ1次固有周期の算定とその性状に関する一検討, 構造工学論文集, Vol. 36A, 土木学会, 1990, pp. 1115-1127.
- [47]長井正嗣, 佐野信一郎, 大鳥靖樹, 川畑治: 斜張橋のねじれ1次固有周期の算定とその性状に関する一検討, 構造工学論文集, Vol. 37A, 土木学会, 1991, pp. 1235-1248.
- [48]藤野陽三, ベンヌン ワーニシヤイ, パチエコ ベニート: ケーブル・はりモデルを用いた斜張橋の内部共振に関する実験と解析, 土木学会論文集, No.432, 1991, pp. 109-118.
- [49]岡内功, 宮田利雄, 辰巳正明, 佐々木伸幸: 大振幅加振による長大斜張橋の実橋振動実験, 土木学会論文集, No.455, 1992, pp. 75-84.
- [50]藤野陽三, 岩本政巳他: 木製斜張橋(用倉大橋)の振動実験, 第48回土木学会年次講演会概要集, I-302, 1993, pp. 752-753.
- [51]増川淳二, 藤野陽三: 長大斜張橋におけるケーブルと全体系との内部共振に関するシュミレーション, 土木学会論文集 (投稿準備中).
- [52]Ito, M. and Nakazono, T.: Some Empirical Facts on Damping of Bridges, *IABSE Publications*, 95-100, 1973.
- [53]Davenport, A. G. and Larose, G.: The Structural Damping of Long-Span Bridges -An Interpretation of Observations, *Proc. Canada-Japan Workshop on Bridge Aerodynamics*, 1989, pp. 111-118.
- [54]川島一彦, 運上茂樹: Damping Characteristics of Cable-Stayed Bridges of Seismic Design, *Jour. of Research*, No. 27, 建設省土木研究所, 1991.
- [55]山口宏樹: ケーブルシステムの振動減衰の推定, 構造工学論文集, Vol. 39A, 土木学会, 1993, pp. 851-860.
- [56]山口宏樹: ケーブル構造のモード減衰性状と減衰理論, 鋼構造論文集, No. 3, JSSC, 1994.
- [57]Leonhardt, F. and Zellner, W.: Past, Present and Future of Cable-Stayed Bridges, 文献10に掲載, 1991, pp. 1-33.
- [58]Stiemer, S. F. Taylor, P. and Vincent, D. H. C.: Full Scale Dynamic Testing of the Annacis Bridge, *IABSE Proceedings P-122/88*, 1988, pp.1-16.
- [59]藤原享, 玉越隆史, 植田利夫, 南條正洋, 小林義和: マルチケーブル複合構造形式斜張橋の固有振動特性, 構造工学論文集, Vol. 39A, 土木学会, 1993, pp. 831-839.
- [60]伊藤学: 風による構造物の振動, 土木学会論文集, 362号, 1985, pp.13-23.
- [61]日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧, 1990.
- [62]津村直宜編: 制振事例, 土木学会振動制御コロキウム論文集, Part A, 1991, pp.102-172.
- [63]藤野陽三, 山口宏樹: 土木構造物における振動制御の実施例, *JSSC*, No. 12, 1994, pp. 16-22.
- [64]森河久, 伊東昇, 林寛之, 植田利夫, 南條正洋, 小林義和: 鶴見航路橋完成系の耐風性に関する全橋模型実験, 第47回土木学会年次講演会概要集, I-260, 1992, pp. 696 - 697.
- [65]土木研究センター: 斜張橋ケーブルの耐風性検討報告書, 1993.
- [66]Matsumoto, M., Hikami, Y. and Kitazawa, M.: Cable vibration and its Aerodynamic/Mechanical Control, *Proc. of Int. Conf. on Cable-Stayed and Suspension Bridges*, Vol.1, 1994, pp. 439-452.
- [67]北沢正彦: 東神戸大橋の設計計画と技術開発, 東京大学博士論文, 1994, pp.1-150
- [68]Miyata, T., Yamada, H. and Hojo, T.: Aerodynamic Response of PE Stay Cables with Pattern-Indented Surface, *Proc. of Int. Conf. on Cable-Stayed and Suspension Bridges*, Vol.1, 1994, pp. 515-522.
- [69]Endo, T., Tada, K. and Ohashi, H.: Development of Suspension Bridges- Japanese Experience with Emphasis on the Akashi Kaikyo Bridge, *Proc. of Int. Conf. on Cable-*

- Stayed and Suspension Bridges, Vol.1, 1994, pp. 55-66.
- [70] Ostenfeld, K. H. and Larsen, A. : Bridge engineering and Aerodynamics, *Aerodynamics of Large Bridges*, (ed. by Larsen ), Balkema, 1992, pp. 3-22.
- [71]野村国勝, 中崎俊三, 米田昌弘, 木村公男, 大野克紀 : 3000m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, 川田技報, 13, 1994, pp. 9-14.
- [72]佐藤弘史他 : 超長大橋の耐風安定性確保に関する基礎的検討, 第13回風工学シンポジウム論文集, 1994.
- [73]建設省国際建設技術協会 : 巨大プロジェクト新技術開発調査報告書, 平成5年度, 1993, pp. 1-218.
- [74]樋上琇一, 宇野名右衛門 : 超長大橋の設計上考慮すべ対風応答と新形式橋梁の提案, 第49回土木学会年次講演会概要集, I-551, 1994, pp.1100-1101.
- [75]Weisshaar, T. : Active Aeroelastic Tailoring with Advanced Materials, 航空宇宙技術研究所での講演録, 1993, Nov.
- [76]Kobayashi, H. and Nagaoka, H. : Active Control of Flutter of a Suspension Bridge, *Jour. of Wind Eng. and Aerodynamics*, Vol. 41-44, 1992, pp. 143-151.
- [77]Wilde, K., Fujino, Y., Masukawa, J. and Bhartia, B. K. : Active Control of Flutter Instability of Bridge Deck with RFA of Aerodynamic Forces, 第13回風工学シンポジウム論文集, 1994.
- [78]日下部毅明, 佐藤弘史, 松野栄明 : フローパターン攪乱型アクティブ制御に関する実験的研究, 第49回土木学会年次講演会概要集, I-513, 1994, pp.1024-1025.
- [79]Nagai, M. and Fujino, Y. : Instability Issues in Extremely Long-Span Steel Cable-Stayed Bridges, *Strait Crossings* (ed. by J.Krokeborg), Balkema, 1994, pp. 271-276.
- [80]長井正嗣, 浅野浩一, 岸本節雄, 水上義彦 : 長大斜張橋の主桁断面選定に関する検討, 構造工学論文集, Vol.. 39A, 土木学会, 1993, pp. 1075-1088.
- [81]Nagai, M., Mizukami, Y. and Fujino, Y. : Development of Box Cross-Sections of Girders in Extremely Long-Span Cable-Stayed Bridges, *Proc. of Int. Conf. on Cable-Stayed and Suspension Bridges*, Vol. 1, 1994, pp. 545-552 .
- [82]長井正嗣, 水上義彦, 森園康之, 藤野陽三 : 自定, 一部他定式を用いた斜張橋の長大化の可能性に関する一考察, 鋼構造年次論文報告集, JSSC, 1994.
- [83]Muller, J. : The Bi-Stayed Bridge Concept - Overview of Wind Engineering Problem, *Aerodynamics of Large Bridges* (ed. by A. Larsen), Balkema, 1992, pp.237-245.
- [84]成田信之, 宮田利雄, 藤野陽三, 長井正嗣 : 斜張橋国際セミナー報告—パネルデイスカッションを中心として—, 橋梁と基礎, Vol. 26, No.6, 1992, pp. 24-28.
- [85]Gimsing N. J. (大塚久哲訳), 超長大支間の斜張橋, 橋梁と基礎, Vol. 23, No.6, 1989, pp. 34-40.
- [86]Gimsing, N. J.: Large Bridges of Future, *Aerodynamics of Large Bridges* (ed. by A. Larsen), Balkema, 1992, pp. 295-304.
- [87]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, Vol. 38A, 土木学会, 1992, pp. 1161-1174.
- [88]大塚勝利, 藤野陽三, 庄司学 : 塔状構造物の建設作業に及ぼす天候の影響, 土木学会論文集(第VI部門投稿準備中).
- [89]坂本成, 田中淳夫, 西村正宏 : 建設資材の揚重における姿勢制御システムに関する基礎的研究—吊荷の挙動解析, 日本建築学会構造系論文集, 464号, 1994, pp. 33-41.
- [90]宇都宮英彦 : 大鳴門橋周辺の強風特性について, 第41回土木学会年次講演会概要集(I部門), 1986, pp. 413-414.
- [91]Wyatt, T. A. : Recent British Developments : Windshielding of Bridge for Traffic, *Aerodynamics of Large Bridges* (ed. by A. Larsen), Balkema, 1992, pp.159-170.
- [92]Leonhardt, F.: *Bridges - Aesthetics and Design*, Deutsche Verlags-Anstalt, 1982.
- [93]Billington, D.P. and Deodatis, G.: Forms and Aesthetics in Cable-Stayed Bridges, 文献10に掲載, 1991, pp. 35-55.

(1994年10月7日原稿受理)