

吊橋主塔の構造特性および座屈設計 に関する実績調査研究

STRUCTURAL CHARACTERISTICS AND STABILITY DESIGN OF MAIN TOWERS OF SUSPENSION BRIDGES

野上 邦栄* ・ 成田 信之** ・ 山本 一之***

By Kuniei NOGAMI, Nobuyuki NARITA and Kazuyuki YAMAMOTO

For the engineers concerned with designs and fabrications of the long-span suspension bridges, it is very significant to deal with its trends and policy of design as well as the structural properties in the world. This paper is aimed to understand the stability design and structural characteristics, by arranging in detail and investigating systematically the reports on the main tower in the world. Consequently, it is found that there is a correlation between the policy of design and the structural systems

1. まえがき

近年の国内外における吊橋の長大化への発展には目覚ましいものがある。これは、構造材料および溶接技術の進歩、コンピュータ等の先端技術を駆使した計画・設計・施工法の発達に起因するところが大い。現在、中央径間長が1000mを越える世界の吊橋は13橋（工事中の吊橋を含む）にも達している。それに伴い、吊橋の重要な構成要素である主塔も高層化し、その構造材料は初期の木造・石造から近年コンクリート・鋼構造へと変遷してきた。現在、その大部分は塔基礎工事の困難さ、可撓性塔としての信頼性、材料の進歩さらには美観の見地において有利な鋼製主塔を採用している。

ところで、我が国における構造物の設計は、道路橋示方書・同解説（以後道示と呼ぶ）¹⁾を基本に行われているが、その詳細設計については各公団独自の規程を設けているのが現状であり、代表的な土木構造物である吊橋主塔や高架道路の橋脚等を含めたいわゆる骨組構造物の座屈設計は、有効座屈長による照査法を採用した許容応力度設計法により行われている。その中において、本州四国連絡橋公団では長大吊橋主塔に対して有効座屈長の算出に非弾性を考慮するなどの特徴を持った有効座屈長法を採用した設計要領（以後本四規程と呼ぶ）²⁾を設けている。これに対して、最近BS5400³⁾、AASHTO⁴⁾、DIN18800⁵⁾

* 工博 東京都立大学助手 工学部土木工学科（〒158 世田谷区深沢 2-1-1）

** 工博 東京都立大学教授 工学部土木工学科（〒158 世田谷区深沢 2-1-1）

*** 工博 芝浦工業大学教授 工学部土木工学科（〒108 港区芝浦 3-9-14）

および土木学会鋼構造物設計指針⁶⁾の規程類に見られるように、構造設計法は許容応力度設計法から限界状態設計法に移行しつつあり、構造部材の最大耐荷力を基準とした設計思想への切り換えが進められている。

本州四国連絡橋の児島一坂出ルートが開通し、より一層の飛躍をひかえた今日、吊橋の設計・施工に係る者にとって世界における各種の吊橋諸元およびその動向・設計思想を知することは、極めて有意義である。特に、吊橋の重要な構成要素である主塔に関する詳細な実績調査報告はこれまで少なく、その構造特性および座屈設計法を把握することは、今後の主塔の合理的さらには信頼性に富んだ設計法を確立する上で重要である。本研究は現時点での長大吊橋主塔に関する国内外の資料を整理し、主塔の構造諸元並びにその特性等に関するデータを統計的に処理するとともに、設計方針や座屈照査に関する考察を行うなどの調査研究により、設計上の一資料を提供するものである。

Table 2-1 Suspension bridges subjected to the study

2. 調査対象吊橋・調査内容

長大吊橋は、一般に400m～500m以上の中央径間長を有する吊橋と考えられるが、中央径間長が500mを越える斜張橋が見られるようになった現在、その定義の明確化はなかなか困難である。いま、中央径間長450m以上の吊橋を調べると50数橋にも及ぶ。ここではそのうちTable 2-1のような鋼製主塔を持つ39橋（工事中の吊橋を含む）のみを調査対象として採り上げる。

具体的な調査内容は、

- 1) 吊橋全体系に関する項目：
竣工年、橋長、中央径間長、側径間長、サグおよびサグ比、上部構造総鋼材重量、航路高、塔頂水平反力、補剛桁中心間隔
- 2) 塔に関する項目：構造形式（ラーメン、斜材、複合、ラーメン・複合形式の層数）、構造寸法（塔高、塔柱中心間隔、有効座屈長、細長比、

Identification	Span	Tower height	Tower type	Country	Date opened
1 Akashi-Kaikyo	1990	283	Truss	Japan	U.C.
2 Verrazano Narrows	1298	192	2-story	U.S.A.	1964
3 Golden Gate	1280	210	comp.	U.S.A.	1937
4 Mackinac Straits	1158	157	4-story	U.S.A.	1957
5 Minami-Bisan-Seto	1100	181	Truss	Japan	1988
6 Bosphorus- II	1090	107	2-story	Turkey	1988
7 Bosphorus- I	1074	165	3-story	Turkey	1973
8 George Washington	1067	170	2-story	U.S.A.	1931
9 Kurushima- III	1030	183	4-story	Japan	U.C.
10 Salazar (Tagus or 4.25)	1013	181	Truss	Portugal	1966
11 Kurushima- II	1020	182	-story	Japan	U.C.
12 Forth Road	1006	150	Truss	Scotland	1964
13 Kita-Bisan-Seto	990	170	Truss	Japan	1988
14 Severn	988	122	3-story	England	1966
15 Shimotsui-Seto	940	137	3-story	Japan	1988
16 Ohnaruto	876	126	Truss	Japan	1985
17 Tacoma Narrows- II	855	142	comp.	U.S.A.	1950
18 In-no-shima	770	138	Truss	Japan	1983
19 Hakucho	720	120	4-story	Japan	U.C.
20 Kanmon	712	134	Truss	Japan	1973
21 Angostura (Orinoco)	712	119	2-story	Venezuela	1967
22 S.F. Oakland-Bay	704	140	Truss	U.S.A.	1936
23 Bronx-Whitestone	701	106	2-story	U.S.A.	1939
24 Pierre-La-porte	668	116	2-story	Canada	1970
25 Delaware-Memorial- II	655	127	2-story	U.S.A.	1968
26 Walt-whitman	610	105	2-story	U.S.A.	1957
27 Kurushima- I	600	136	-story	Japan	U.C.
28 Tokyo-Ko	570	117	3-story	Japan	U.C.
29 Ambassador	564	109	Truss	U.S.A.	1929
30 Ohshima	560	90	2-story	Japan	1985
31 Throgs-Neck	549	98	2-story	U.S.A.	1961
32 Benjamin Franklin	533	105	Truss	U.S.A.	1926
33 Matadi	520	96	2-story	Zaire	1984
34 Kleve-Emmerich	500	74	2-story	Germany	1965
35 Chesapeake-Bay	488	104	Truss	U.S.A.	1952
36 New port	488	112	3-story	U.S.A.	1969
37 Hirado	465	78	3-story	Japan	1980
38 Vincent Thomas (San Pedro)	457	111	5-story	U.S.A.	1963
39 Mid-Hudson	457	85	Truss	U.S.A.	1930

U.C.: Under construction, Unit:m

曲げ剛性比、腹材取付位置）、断面寸法（塔柱、腹材断面フランジ幅、断面形状、セル数）、鋼材重量等である。これらの項目に対する調査は、参考文献(7)～(56)を用いて行い、必要に応じて補足的に数値計算を試みた。なお、上述のすべての項目に関するデータが全調査対象吊橋に対して得られている訳ではないため、調査結果に採用したデータはTable A-1 において○印により示した。また、工事中の主塔については主に試算設計時のデータを採用した。

3. 塔の構造調査

塔の橋軸直角方向（y-y軸方向）に関する骨組形式は、斜材形式、ラーメン形式および複合形式に大別できる。長大吊橋の場合、同一設計条件のもとでは一般に斜材形式の鋼重が最も軽くなる。しかし、Table 2-1 から明らかなように世界的には、ラーメン形式および複合形式が26橋と全体の67%を占めている。これは、経済性の他に吊橋の象徴としてのモニュメント性および美観性に重点を置いた設計方針によるところが大きい。我が国では、従来斜材形式が中心であったが、本州四国連絡橋の大島大橋を始めとしてラーメン形式も増加している。

なお、以下の調査ではこの骨組形式をパラメータにしており、Fig.3-1 のようにラーメン形式、斜材形式および複合形式は、各々○、●、△記号を用いて表示する。

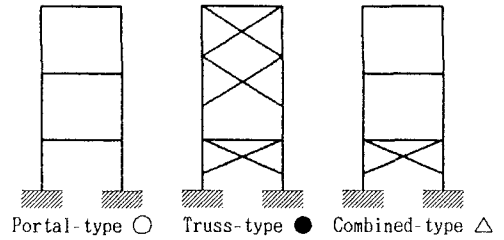


Fig.3-1 Frame of tower

(1) ケーブルのサグ

吊橋の合理的な設計を行う場合、塔とケーブルは施工性や工費の面において相反関係にある。そのため塔の高さは、一般に塔とケーブルの工費を見合わせて経済性に有利になるように決められる。そこで、先ず中央径間長 L とケーブルサグ f の関係を調査した結果がFig.3-2である。サグは中央径間長との間に比例関係があり、その直線相関式は、

$$f/L = 1/10.33 \quad (3.1)$$

と近似できる。また、そのサグ比 f/L は同図から明かなように $1/8.9 \sim 1/12.1$ の範囲にあり、その平均は式(3.1)となる。この値の決定は、上述のようなケーブルと主塔の工費の面だけではなく、吊橋の耐風安定性に大きく影響する動特性も一要因に成っているのが現状である。

(2) 塔の高さと傾斜

次に、塔の高さ H について調べたのがFig.3-3である。なお、ここでの塔高はシャフト長をとっている。塔高は、中央径間長に比例して高くなる傾向にあり、最小2乗法により求めた直線相関式は、

$$H = 30 + 0.13L \quad (3.2)$$

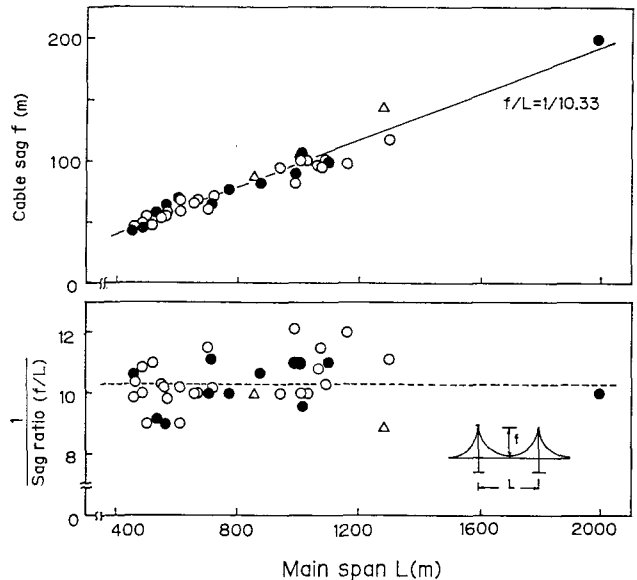


Fig.3-2 Cable sag f and sag ratio f/L

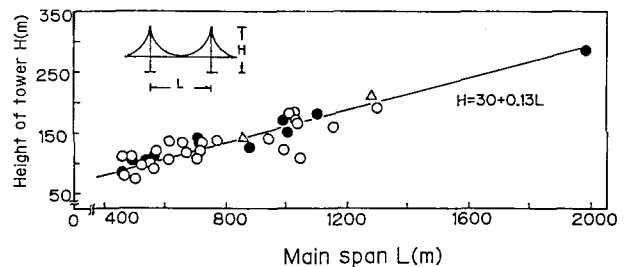


Fig.3-3 Relationship between the height of tower H and the main span L

と近似できる。本来、この塔高 H は前述のサグ、補剛桁高および航路高 H_b によって一義的に決定される。その航路高についてまとめた結果がFig.3-4である。航路高は、架橋地点の地形および航路などの自然条件に支配されるため、ある定まった相関性はないが、 $H_b = 28.5 \sim 75.0$ mの範囲に分布していることがわかる。

塔柱の中心間隔の選定は、塔高に比べて自由度が大きい。いま、直塔と斜塔の関係を調べるため、塔基部柱中心間隔 B_b に対する塔頂部柱中心間隔 B_u の比 B_u/B_b と塔高の関係を表したのがFig.3-5である。全体的には直塔が57%の割合を占めており、最も一般的形式である。これに対して斜塔は、塔本体の構造が複雑になりかつ基礎構造が不経済になるばかりでなく架設方法も困難になる欠点を有している。しかし、その反面塔と補剛桁の構造寸法の取合関係も比較的自由になることから、最近ではMatadi橋のように $B_u/B_b = 0.56$ にもなる斜塔を採用してきており、架設技術の進歩にともない構造美や視覚的および力学的安定性の観点から塔基部を上げた斜塔形式も増大する傾向にある。

(3) 塔の鋼重

工費の面で重要な要素である主塔の鋼重について調査した。まず、補剛桁床面積（補剛桁中心間隔 $B_d \times$ 橋長 L_t ）に対する塔の鋼重 w 比と塔高の関係を示した結果がFig.3-6である。ここに、橋長は $L_t = \text{中央径間長} + 2 \times \text{側径間長}$ であり、また補剛桁が2層式（上下道路、道路・鉄道併用）の場合は、 $B_d = 2 \times \text{補剛桁中心間隔}$ の値を用いた。図から明らかなように、一部のデータを除いて単位面積当たりの鋼重は $w/(B_d L_t) = 0.07 \sim 0.4$ tf/m²の範囲に分布しており、その中ではラーメン形式主塔のパラツキが大きい。これらの平均値は、

$$w/(B_d L_t) = 0.2 \text{ tf/m}^2 \quad (3.3)$$

になる。したがって、この塔一基当たりの鋼重の目安値は、補剛桁床面積の1/10に相当する量となる。

図において他のデータに比べてかなり大きな値を示している2橋は、Golden Gate 橋およびAngostura橋である。このように、他の橋梁に比べて過大重量に設計されたのは、ケーブルからの鉛直力や塔高による差が原因というよりも設計方針による差、つまりモニュメント性に重点を置いたた

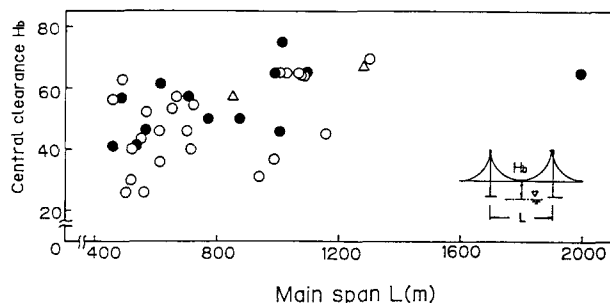


Fig.3-4 Central clearance H_b above water level

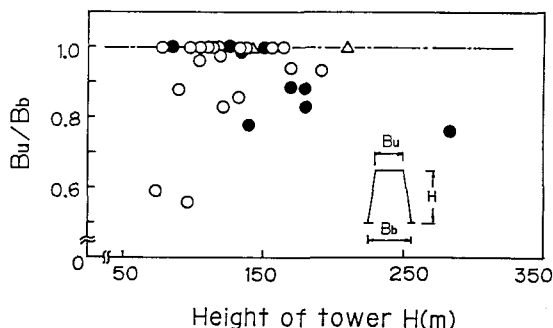


Fig.3-5 Inclined column of towers

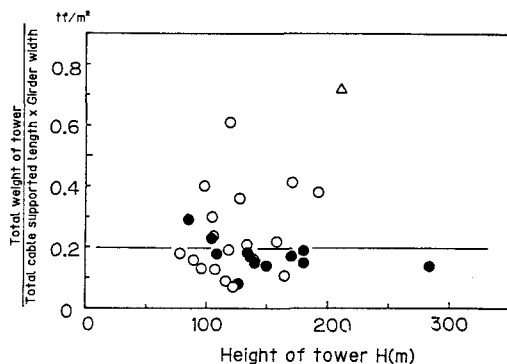


Fig.3-6 Total weight of towers w per deck area

めと見るべきである。逆に、一般の吊橋は機能性・経済性に重点を置いているとも言える。

さらに、吊構造、ケーブルおよび主塔の合計として求めた上部構造総鋼重 w_a とそのうちに占める主塔鋼重について調べたのが Fig.3-7 である。主塔鋼重の割合は、1.2%~4.7%の範囲に達しており、その全体平均は約3割にも及ぶ。実際、これらの値はサグ比、桁下高、主塔高、使用鋼種、断面構成形状等によって異なるが、これとは別に主塔設計法の違いによる影響もあるようである。何れにしろ、主塔設計の結果が吊橋全体に大きな影響を与えることがわかる。

(4) 層数と水平材取付位置

ラーメン形式および複合形式（補剛桁上）の層数 S_n と塔高の関係調べたのが Fig.3-8 である。多くの場合は、2~4層で構成された骨組形式で占められている。また、その層数は塔高が高層化するにしたがって多くなるという傾向は見られない。これは、景観上、腹材と塔柱の剛性バランスおよび腹材の最適位置への配慮によるところが大きい。

次に、水平材の取付位置について調査した。縦軸に塔高に対する塔基部から各水平材への距離の比 H_1/H を、横軸に塔高をとってまとめたのが Fig.3-9 である。斜材・複合形式における第1水平材位置およびラーメン形式の補剛桁直下の水平材位置つまり桁下高 H_1 は、一般に補剛桁の位置により一義的に決定されることになるが、図から明らかなように、その比率は0.25~0.4の範囲にあり、その平均は $H_1/H \approx 1/3$ の位置に配置されている。また、多層ラーメン形式の補剛桁上の水平材は一般に不等間隔配置が多く、Golden Gate 橋のように上方ほど狭くなるように配置した複合形式もある。実際の取付位置は、鉛直および横荷重による橋軸直角方向の座屈安定性に対する必要剛性確保の面に構造美や視覚的最適位置などを加味しながら試行錯誤により決定される。

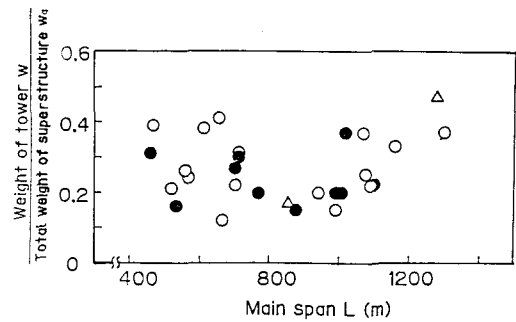


Fig.3-7 Ratio of the weight of tower w to the total weight of superstructure w_a

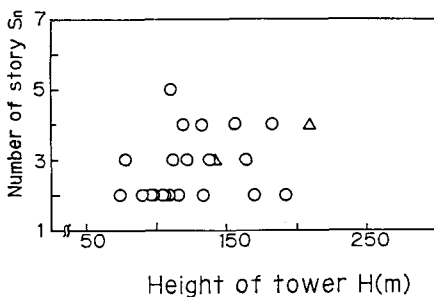


Fig.3-8 Number of stories for portal-type and combined-type towers

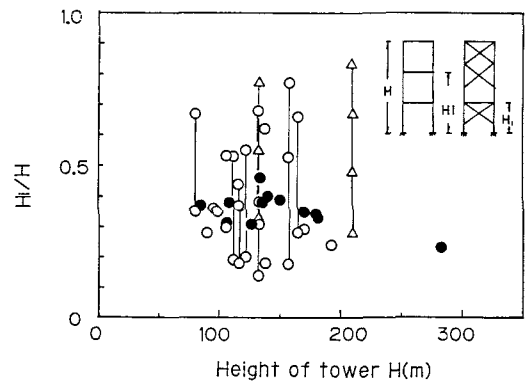


Fig.3-9 Relative location of cross beams

4. 塔の断面形調査

(1) 塔柱の断面形状

主塔の柱に関する断面形状について検討した。塔柱の断面形状に関する概略図を示したのが Table 4-1 で

ある。さらに、その断面セル数 C_n と塔高の関係を示したのがFig.4-1である。Table4-1から明らかなように、断面形状としては大きく矩形、T字型、十字型断面に区別できる。その中では、景観上の配慮と設計・製作がやりやすい十字型の断面が多く採用される。

また、断面構造は、George Washington 橋などに見られるように多数の柱をトラスで結束したブレースング構造やVerrazano Narrows 橋などのように1～2m角の小矩形を数多く組み合わせた多セル構造が支配的であった。近年では、板要素で構成された少セル構造が多く、製作・架設時の大型機械の使用による施工性、完成後の管理、鋼重低減さらには簡潔で単純な構造美の観点からセル数を減らす方向へ進んでいる。我が国では1セルあるいは3セルが多い(Fig.4-1を参照)。

イギリスの設計によるSevern橋、Bosporus 橋等では、従来のセルを主体とした構造と大きく異なり、リブで補強された平板を矩形にトジ合わせた1セルの中空箱断面構造を用いることで軽減化をはかっている。しかし、より巨大化する場合Mono Boxにするとセルが大きくなり、製作・架設が難しくまた塔柱の曲げ剛性が大きくなることにより可撓性が不足する傾向にあるため設計上の利点も少なくなる。

最近、上述の問題点、工期の短縮さらには風による制振対策を考慮するため、多数の柱をなるべく主柱の周辺に配置し、柱相互にI型断面の水平梁のみでラーメン構造に結束して構成する塔柱断面構造の提案も報告されている³⁰⁾。実際のセル断面を設定する場合は、断面性能以外に部材間の取り合い、補剛方法、製作面の制約などの多面からの検討が必要になる。

(2) 塔柱の変断面

塔柱の外形寸法について調査した。まず塔基部の橋軸方向フランジ幅 D_{xb} と橋軸直角方向フランジ幅 D_{yb} の関係を示したのがFig.4-2である。図から明らかなように、殆どの主塔は $D_{xb}/D_{yb} > 1$ の範囲にあり、

Table 4-1 Shape of column cross-section

Akashi-Kaikyo	Forth Road	Angostura	Throgs-Neck
Verrazano Narrows	Kita-Bisan-Seto	S.F. Oakland-Bay	Benjamin Franklin
Golden Gate	Severn	Bronx-Whitestone	Matadi
Mackinac Straits	Shimotsui-Seto	Pierre-La-porte	Kleve-Emmerich
Minami-Bisan-Seto	Ohnaruto	Delaware Memorial	New port
Bosphorus- II	Tacoma Narrows- II	Walt-whitman	Hirado
Bosphorus- I	In-no-shima	Tokyo-Ko	Vincent Thomas
George Washington	Itakuchi	Ambassador	Mid-Hudson
Salazar	Kanmon	Ohshima	

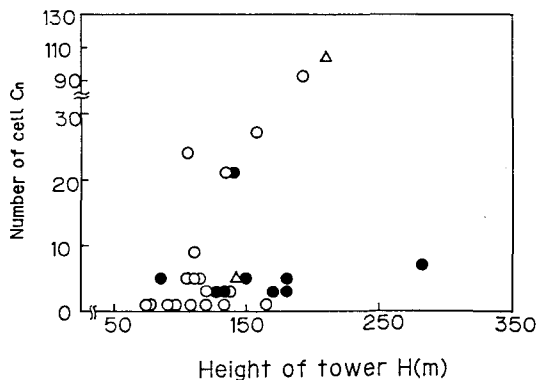


Fig.4-1 Number of cell of column structure

橋軸方向に長いフランジ断面構造を採用している。また、ラーメン・複合形式と斜材形式ではその領域が2分され、斜材形式の場合の平均比率は $D_{xb}/D_{yb}=2.16$ と橋軸方向が橋軸直角方向の2倍のフランジ幅を有している。ラーメン・複合形式の平均比率は $D_{xb}/D_{yb}=1.25$ である。一般に塔基部の寸法比は、鋼重および美観上の配慮から決定される。

さらに、塔基部フランジ幅 D_b と塔頂部フランジ幅 D_u の関係を橋軸方向および橋軸直角方向についてまとめたのが、Fig.4-3(a), (b)である。(a)の橋軸方向では、斜材形式の塔柱は総て塔頂部から塔基部に向けて一定勾配で徐々に拡幅した変断面柱としている。ラーメン形式の場合一様柱も多い。なお、塔頂部の橋軸方向長さは、一般にサドル構造により制約を受ける。(b)の橋軸直角方向では、製作・架設上の配慮から同一幅としている主塔が多く、その傾向は斜材形式において顕著である。また両軸方向に対してその寸法比が1/2以下になる変断面柱も設計されている。

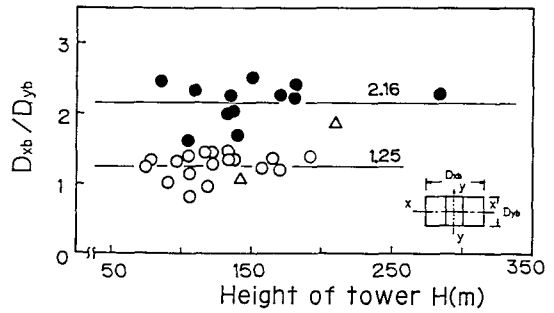
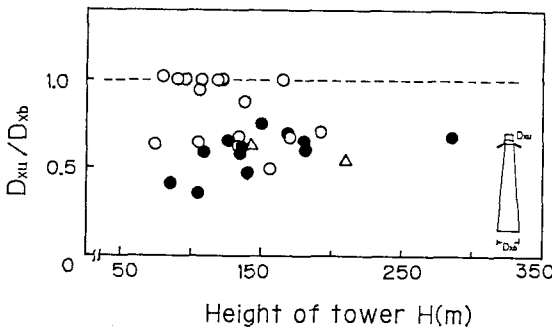
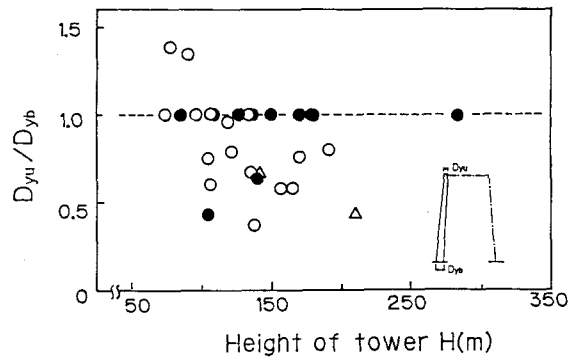


Fig.4-2 Flange-width ratio D_{xb}/D_{yb} of column at the tower-base



(a) Direction of x-x axis



(b) Direction of y-y axis

Fig.4-3 Ratio of flange-width of column at the tower-top to at the tower-base

(3) 腹材の断面形状

骨組を構成する腹材は、一般に橋軸直角方向の座屈安定の確保、言わば剛性確保が主たる機能である。ここでは、この腹材の断面形状について調査した。腹材には、水平材と斜材があり、それらの断面概略図をまとめたのがTable4-2である。ここで、多層ラーメン形式・複合形式の各水平材が同様な断面形状の場合には、その中間水平材断面を代表としている。塔柱に比べて腹材断面形状には特徴が少なく、ほとんどが矩形断面である。またその断面構造は、ブレースング構造、小矩形の組み合わせの多セル構造および板要素で構成された少セル構造に区別でき、特に斜材断面は1セル構造が多い。我が国の腹材は、その総てが1セル～3セル構造を採用している。

Table 4-2 Cross-sectional shape of strut

Akashi-Kaikyo CD TB	Forth Road	Hakuchō
Verrazano Narrows	Kita-Bisan-Seto CD TB	Kanmon TB CD
Golden Gate	Severn	S.F. Oakland-Bay
Minami-Bisan-Seto CD TB	Shimotsui-Seto	Tokyo-Kō
Bosphorus- II	Ohnaruto CD TB	Ohshima
Bosphorus- I	Tacoma Narrows- II	Matadi
George Washington	In-no-shima CD TB	Hirado

CD: Crossing diagonal, TB: Transverse beam

5. 塔の座屈設計調査

長大吊橋主塔は、塔基部固定の可撓性塔が多く、ケーブルや補剛桁からの鉛直力および水平変位をケーブルを介して塔頂に受ける。したがって、その断面は軸力と曲げモーメントを同時に受けるはり一柱として設計される。

いま、この座屈設計法について調査を行った。なお、Table 2-1 における1920年～1930年代の塔の設計法については、それを明確に示す資料が得られなかった。1940年～1960年代の設計は、Birdsallの考え方⁵⁷⁾を基本にしており、我が国の設計法(1965年規程)⁵⁸⁾もこれを参考にして規定されている。

また、欧州ではBirdsallの考え方を修正拡張したKlöppelの設計法⁵⁹⁾を用い、近代吊橋主塔の設計の基礎を確立した。

わが国の長大吊橋主塔の座屈設計は、Table 5-1 に示すような変遷を辿っており、現在、この設計法を準用した各公団独自の規程を定めている。いま、これらの設計因子についての調査結果をまとめると次のようになる。

(1) 構造解析

断面力および変形量を求める構造解析は、橋軸方向を含む面内と橋軸直角方向を含む面内に分けて計算している。橋軸方向の構造解析において、1965年規程は微小変位理論による平面解析であり、その計算手法は差分法および還元法を用いている。一方、1972年および1980年規程では付加曲げモーメントの

影響を考慮するため、変形後の釣り合い状態を基にした有限変位理論による平面骨組構造解析(有限要素法)を導入している。

橋軸直角方向の構造解析は、1965年規程および1972年規程では微小変位理論による平面骨組構造解析であるが、1980年規程において有限変位理論による平面骨組構造解析に改訂されている。また、最近の主塔は必要に応じて立体モデルによる有限変位解析を実施し、断面力等の確認を行っている。なお、有限変位理論の定式化における非線形性レベルは、一般に設計技術者にその判断を委ねている。

(2) 座屈照査

橋軸方向の曲げ座屈に対して、1965年規程では塔頂部ケーブル系の水平反力が $F=0$ になるような曲げ剛性を要求していた。しかし、これは完成後の状態では本当の限界強度を表すものでないことが実験的⁶⁴⁾に明らかにされたため、1972年規程において構造解析を有限変位理論により行うことにより、必要剛性の条件を排除し、より自由な設計を可能にしている(第6章参照)。

応力度および安定照査については、1965年規程では当時の道示を基本に応力度照査を行っているようであるが、その安全性のチェック方法が漠然としており、あまり明確でない。一方、本四規程の応力度照査は、

Table 5-1 Stability Design of Towers in Japan

	1965年規程 ⁵⁾	1972年規程 ⁶⁾	1980年 ⁶⁾ 1988年規程 ²⁾
橋軸方向の構造解析	頂端ヒンジ・基礎固定の平面モデル 微小変位理論	頂端ヒンジ・基礎固定の平面モデル 有限変位理論	頂端ヒンジ・基礎固定の平面モデル 有限変位理論
橋軸直角方向の構造解析	基礎固定の平面モデル 微小変位理論	基礎固定の平面モデル 微小変位理論	基礎固定の平面モデル 有限変位理論
主塔の必要剛性	塔頂水平反力 $F \geq 0$		
応力度照査	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_a$	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{cao}$	$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{cal}$
安定照査		$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cax}} + \frac{C_x \sigma_{bx}}{\sigma_{bao} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eax}}\right)} \leq 1$	$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cax}} + \frac{C_x \sigma_{bx}}{\sigma_{bao} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eax}}\right)} \leq 1$
有効座屈長	斜材形式：骨組長	斜材形式：骨組長 ラーメン形式：上下端接合部材との剛性比による有効座屈長	斜材・ラーメン形式：E _f 法 ただし、 σ_{eax} ：骨組長
モーメント換算係数		斜材形式：Austin式 ラーメン形式：C _x =0.85	斜材・ラーメン形式：Austin式
全体座屈照査			橋軸直角方向の全体座屈荷重 > 座屈荷重、 $\frac{l_e}{r_x} < 0.7 \frac{h}{r_y}$
耐荷力照査		耐荷力照査	
腹材の応力度・安定照査		軸方向力が引張の場合 $\sigma_t + \sigma_{bt} \leq \sigma_{ta}$ 軸方向力が圧縮の場合 $\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bao}} \leq 1$	軸方向力が引張の場合 $\sigma_t + \sigma_{bt} \leq \sigma_{ta}$ $-\sigma_t + \sigma_{bc} \leq \sigma_{cal}$ 軸方向力が圧縮の場合 $\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bao} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{ea}}\right)} \leq 1$ $\sigma_c + \frac{\sigma_{bc}}{1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{ea}}} \leq \sigma_{cal}$

その限界強度が補剛板の局部座屈に対する許容圧縮応力度を越えないことを条件としており、橋軸方向の安定照査を省略している。また、橋軸直角方向の安定照査では、軸圧縮力と1軸曲げを受けるはり-柱の線形相関式を用いている。許容軸圧縮応力度の評価に重要となる有効座屈長は、1972年規程では、弾性固有値を基にした近似式により算出しているが、1980年規程では非弾性を考慮したE_f法に改訂されている（第7章参照）。さらに、付加曲げモーメントの影響を表す $(1 - \sigma_c / \sigma_{eax})$ 項のオイラー座屈応力 σ_{eax} の有効座屈長は骨組長を採用している。

モーメント換算係数は、1972年規程では、構造解析を微小変位理論で行うため、特に横拘束のないラーメン形式の場合、付加曲げモーメントの影響を考慮して0.85の一定値を採用している。これに対して1980年規程ではラーメン形式および斜材形式ともにAustin式を採用している。

全体座屈照査および耐荷力照査については、1972年規程では限界荷重に対する十分な安全性を確保することを要求している。また、1980年規程では橋軸直角方向の全体座屈荷重が橋軸方向の座屈荷重以上により甚だしい連成相互作用の影響を避ける配慮をしている。

腹材の設計は、この部材の断面力を有限変位解析により計算し、軸力と1軸曲げを受ける部材として、道示の照査法が準用されている。なお、1965年規程についてはその設計法が明確にされていないが、当時の道示にしたがっているものと思われる。

6. 塔柱の必要剛性

ケーブルを介して塔頂部に鉛直反力 V と水平変位 δ を受ける主塔の橋軸方向（ $x-x$ 軸方向）の必要曲げ剛性を考える場合、その水平変位を維持するに要するケーブル水平反力 F の値が重要な意味を持つ。この F 値は、Fig.6-1 のような塔頂ヒンジ・塔基部固定の解析モデルにより次式

$$F = \frac{\delta \alpha}{\alpha H - \tan \alpha H} V \quad (3.4)$$

$$\alpha^2 = \frac{V}{EI}$$

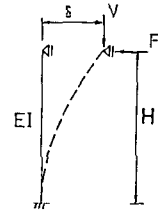


Fig.6-1 Analytical model

で与えられる。ここに、 $E I$ は等断面塔柱の曲げ剛性である。

この F 値について調査した結果をまとめたのが、Fig.6-2 である。なお、塔頂水平変位および鉛直反力のデータが不足のため、 F 値が明確に示された吊橋は少ないが、その中では $F < 0$ の領域に必要剛性がある吊橋が近年多い。

主塔の必要剛性は、従来鉛直反力が最大になる載荷状態で塔頂部におけるケーブル水平反力 F が頂部の水平移行方向に対して逆方向にならないような、つまり $F = 0$ （塔頂自由・塔基部固定）になるような剛性を確保するという考え方に基づいて設計されていた。しかし、1965年

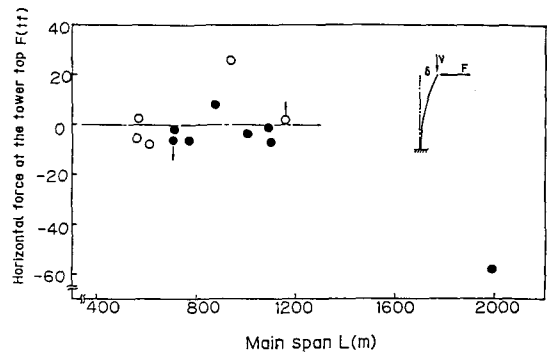


Fig.6-2 Relationship between the horizontal force F at the tower-top and the main span L

以降欧州を中心に、 $F = 0$ にとらわれず $F < 0$ の領域で剛性を決定できるように拡張した設計法が採用された⁵⁹⁾。これは、 $F < 0$ の領域で設計された塔が $F \geq 0$ の塔よりモーメントが減少すること、さらに、最大モーメント位置が塔基部から上方へ移行するため、塔柱断面が等断面に近づくことにより経済的断面設計が可能なることに起因している。

一方、我が国における1972年規程⁶²⁾では、第5章（2）でも述べたように主塔剛性、荷重および境界条件によって変化する塔の F 値にとらわれずに主塔の耐荷力を考えて必要安全性を確保する設計法に改訂された。現在工事中的明石海峡大橋では、 $F = -5.8 \text{ t}$ と他に比べて大きな値になっており、経済的断面設計を可能にしている。なお、負の F 値がケーブル水平張力の値に対して無視できないほど大きくなる場合には、中央径間と側径間のケーブル張力差や塔頂とサドルとの間のすべりなどに配慮する必要が生じるであろう。

7. 主塔の有効座屈長

主塔の構造設計における安定照査では、骨組構造全体系およびその構成部材に関する有効座屈長が重要な要素になる。そこで、腹材の曲げ剛性等の調査を行い、橋軸方向の見掛けの有効座屈長および橋軸直角方向の構造全体系の有効座屈長について数値計算を試みた。

（1）橋軸方向

橋軸方向塔柱の有効座屈長は、第6章で述べたようにケーブル水平反力Fに対してどの状態を限界状態と考えるかにより、 $2.0H$ から $0.7H$ までの値をとり得る。いま、限界座屈荷重を表す有効座屈長として、 $F=-\infty$ とした時の一端固定他端ヒンジ塔柱の有効座屈長 $0.7H$ を見掛けの有効座屈長とみなし、その細長比 $0.7H/r_y$ と塔高の関係を示したのがFig.7-1である。ここに、 r_y は塔柱全高の平均断面2次半径をとっている。

全体として近年の主塔が多い調査データによると、細長比は $38.2 \sim 56.8$ の範囲に分布しており、その平均細長比は $0.7H/r_y = 44.8$ になる。また、斜材形式およびラーメン形式の違いによる差は見られない。このように近年の主塔は、かなりスレンダーな構造になっていると言える。

(2) 橋軸直角方向

橋軸直角方向の全体座屈荷重を表す有効座屈長の取り方は、微小変位理論および有限変位理論を基礎にした設計法の違いにより異なる。微小変位理論の場合は、着目部材に対して腹材剛性を考慮した近似解法^{1) 2)}

により有効座屈長を求め、得られた各々の有効座屈長の中で最長となるものをもってその構造系の代表値とするのが一般的である。なお、斜材形式の有効座屈長は、一般に開口部骨組長に支配される場合が多い。一方、有限変位理論を基礎にする場合は、1980年規程のように塔柱の非弾性領域の発生による座屈荷重の低下を考慮した有効接線弾性係数法(E_t 法)²⁾により骨組全体系に関する有効座屈長を求めている。

いま、これらの有効座屈長 ℓ_e を上述の近似解法および有効接線弾性係数法により数値計算を行った。また、同時に全体系の弾性固有値解法⁶⁵⁾による有効座屈長も合わせて計算している。なお、有効接線弾性係数法において必要とする柱の基準耐力曲線は、対象とした総ての主塔に対して我が国の道示の基準耐力曲線を統一して採用した。また、変断面は塔基部と塔頂部の平均断面を用いた等断面柱として計算している。

得られた細長比 ℓ_e/r_x と塔高の関係をまとめたのがFig.7-2である。ここに、有効接線弾性係数法、近似解法および弾性固有値解法により得られた結果は、斜材形式およびラーメン形式に対して各々●○、■□および★☆の記号で示している。なお、断面2次半径 r_x は塔柱全高の平均値である。

図から明かなように、有効接線弾性係数法により得られた有効座屈長は最も短い値を示しており、その平均細長比は $\ell_e/r_x = 35.9$ になる。また近似解法の細長比は、 $34.6 \sim 64.1$ の範囲に分

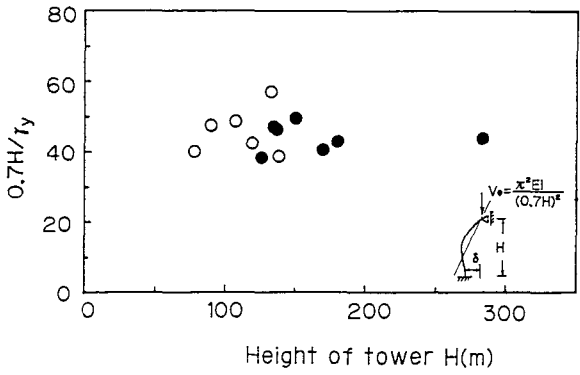


Fig.7-1 Slenderness ratio of column
(direction of x-x axis)

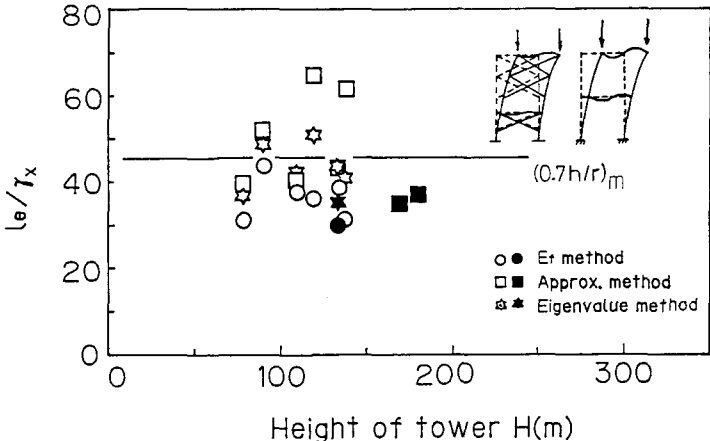


Fig.7-2 Slenderness ratio of column
(direction of y-y axis)

布しており、さらに弾性固有値解法によるラーメン形式主塔の平均細長比は、 $\ell_e/\gamma_x=45.1$ になる。有効接線弾性係数法による有効座屈長が短い値を示したのは、腹材の弾性剛性に対して塔柱剛性の非弾性を考慮したことにより柱端部のみかけの回転拘束が大きくなった影響が主要な要因である。なお、本四規程では、全体座屈照査として $\ell_e/\gamma_x<0.7H/\gamma_y$ を満足する条件により橋軸直角方向の座屈荷重が橋軸方向に比べて充分大きく成るように配慮している。

8. まとめ

世界の主要な長大吊橋を構成する重要な要素である主塔の構造系、断面形および有効座屈長等の内容について実績調査を行い、それらの分布状況や構造特性の相関関係を明らかにするとともにその設計方針について考察した。得られた結果をまとめると次のようになる。

- (1) 主塔の構造調査によると、サグー中央径間長関係、塔高ー中央径間長関係および鋼重ー塔高関係には、直線相関が成り立ち、各々式(3.1)～式(3.3)で与えられる。また、塔の傾斜については、全体の40%に及ぶ主塔が架設技術の進歩や構造安定性の観点から斜塔形式を採用している。さらに、水平材の取付け位置は、不等間隔に配置する主塔が多い。
- (2) 主塔の必要剛性は、近年ケーブル水平反力Fが負の領域において設計できるようになったため、かなり自由なしかも経済的な断面設計が可能になっている。また、塔柱の断面形状は全体として変断面構造が多く、その傾向は近年の主塔において著しい。
- (3) 主塔の安定照査・応力照査において重要となる有効座屈長の数値計算結果によると、近似解法による有効座屈長は、 $\ell_e=57.5\sim137.9$ mの範囲に、有効接線弾性係数法では $\ell_e=37.6\sim82.1$ mの範囲に分布してい

ることが明らかになった。特に、有効接線弾性係数法による細長比は他の弾性解法に比べて短く、しかも橋軸方向の見掛けの細長比より短い値を示している。後者については、構造上橋軸方向に比較して橋軸直角方向の座屈荷重が大きくなるように設計していることになる。

現在、骨組構造の設計については設計技術者から有効座屈長の不合理性が指摘され、有効座屈長にとらわれないP-δ法⁵⁾や線形化有限変位理論による設計法⁶⁾が提案され始めており、吊橋主塔を含めた骨組構造物のより自由度の高い設計法を確立する上で、今後の研究成果が待

Table A-1

No. of Figures		3	3	3	3	3	3	3	3	4	4	4	4	6	7	7
Identification		2	3	4	5	6	7	8	9	1	2	(a)	(b)	2	1	2
●	Akashi-Kaikyo	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Minami-Bisan-Seto	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Salazar	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Forth Road	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Kita-Bisan-Seto	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Ohnaruto	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	In-no-shima	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Kanmon	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	S.F. Oakland-Bay	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Ambassador	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
○	Benjamin Franklin	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Mid-Hudson	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Chesapeake-Bay	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Verrazano Narrows	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Mackinac Straits	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Bosphorus-II	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Bosphorus-I	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	George Washington	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Kurushima-III	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Kurushima-II	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
△	Severn	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Shimotsui-Seto	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Itakuchi	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Angostura	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Bronx-Whitestone	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Pierre-La-porte	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Delaware-Memorial-II	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Kurushima-I	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Walt-whitman	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Tokyo-Ko	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
○	Ohshima	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Throgs-Neck	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Matadi	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Kleve-Emmerich	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	New port	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Ilirado	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Vincent Thomas	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Golden Gate	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	Tacoma Narrows-II	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

たれるところである。本報告の調査結果がその一資料として活用いただければ幸いである。

最後に、本研究の調査にあたり本州四国連絡橋公団、首都高速道路公団ならびに関係自治体機関には多大な協力を得た。また、本州四国連絡橋鋼上部構造委員会構造分科会委員の方々、橋長大森田泰生氏および日本鋼管(株)嶋田正大氏には貴重な御指摘・御協力をいただいた。さらに、清水建設(株)の田中智昭氏にはデータのとりまとめに助力を得た。ここに記して感謝の意を表す次第である。なお、本研究は文部省科学研究費(一般研究C)の補助を受けたことを付記する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1985
- 2) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領・同解説，1988
- 3) BS5400：British Standard Institution，1980
- 4) AASHTO：Standard Specifications for Highway Bridges，1977
- 5) DIN18800：Die Deutsch Institut für Normung E.V.，Teil 1,2，1988
- 6) 土木学会：鋼構造物設計指針，1987
- 7) 土木学会：マタディ橋工事誌，1986
- 8) 土木学会：本州四国連絡橋開通記念特別連続記念講義集，1988
- 9) 平井敦：鋼橋Ⅲ，技報堂，1967
- 10) 小松定夫：鋼構造の補剛設計，森北出版，1982
- 11) 神戸市企画局：調査月報，1964～1970
- 12) 神戸市調査室：世界長大吊橋の設計諸元，1966.1
- 13) The Golden Gate Bridge and Highway District：The Golden Gate Bridge，1937.9
- 14) 小島雄治：首都高速12号線及び東京港連絡橋の施工状況，橋梁，1988.6
- 15) 首都高速道路技術センター：東京港連絡橋(吊橋部)の設計施工に関する調査研究報告書，1988.3
- 16) 毛利徳成：来島大橋の計画と現況，橋梁，1988.11
- 17) 野坂隆一他3名：白鳥大橋の概要と下部工施工状況，橋梁，1989.2
- 18) ビックプロジェクト特集，橋梁と基礎，1990.8
- 19) 瀬戸大橋開通記念特集，橋梁と基礎，1988.8
- 20) 長大橋技術研究会：長大吊橋の架設，1976
- 21) 長大橋技術研究会：長大橋の架設資料(海外の吊橋)，1972
- 22) C.O.Connor：Design of bridge superstructures，John Wiley & Sons，1971
- 23) 田辺肅郎他4名：第2ボスポラス橋，三菱重工技報，Vol.24，No.4，1987.7
- 24) 井本泉：第2ボスポラス橋を中心とするボスポラスプロジェクトの概要，橋梁，1988.1
- 25) Republic of Turkey：Second Bosphorus Bridge，Tender Drawings，Freeman Fox & partners，1985
- 26) Republic of Turkey：Bosphorus Bridge，Contract towers，Freeman Fox & partners，1968
- 27) Forth Road Bridge，Institution of Civil Engineers，1967
- 28) 大橋昭光：長径間つり橋の架設，山海堂，1963
- 29) 川田忠樹：現代の吊橋，理工図書，1986
- 30) 中山義昭：長大吊橋主塔構造に関する提案，第30回構造工学シンポジウム，1984
- 31) 多田安夫・松崎実：欧米長大橋視察報告(1)，(2)，本四技報，No.8，No.10，1979
- 32) 山田勝彦・正田伸二：大島大橋上部工基本設計その1，その2，本四技報，No.28，No.30，1984
- 33) 谷中幸和：大島大橋塔の設計製作，本四技報，No.37，1986.1

- 34) 奥川淳志：下津井瀬戸大橋塔の製作，本四技報，No.34，1985.7
- 35) 松崎実・池田博：因島大橋塔の製作，本四技報，No.15，1981.1
- 36) 田中淳之：大鳴門橋主塔の製作・架設，本四技報，No.21，1982.7
- 37) 馬場賢三・成井信・平野茂：北備讃瀬戸大橋塔の詳細設計，本四技報，No.27，1984.1
- 38) 成井信・平野茂・古家和彦：北備讃瀬戸大橋塔製作，本四技報，No.33，1985.4
- 39) 森本隆也・馬場賢三：南備讃瀬戸大橋（上部工）の基本設計，本四技報，No.33，1985.4
- 40) 山中鷹志・林義信・金崎智樹：南備讃瀬戸大橋塔製作・架設，本四技報，No.39，1986.7
- 41) 本州四国連絡橋公団：因島大橋工事誌，1985
- 42) 本州四国連絡橋公団：伯方・大島大橋工事誌，1989
- 43) 本州四国連絡橋公団：吊橋文献集，
- 44) 本州四国連絡橋公団設計第1部：吊橋資料集，1974
- 45) 本州四国連絡橋公団：海外長大橋技術資料収集整理報告集，1988
- 46) 海洋架橋調査会：鋼上部構造に関する検討委員会資料，1989.2
- 47) 海洋架橋調査会：世界の長大橋，1989
- 48) 川崎偉志夫：長支間道路吊橋の計画に関する実証的研究，1979
- 49) 日本道路公団：関門大橋設計計算書，1974
- 50) 日本道路公団：平戸大橋工事報告書，1978
- 51) 大橋昭光：アメリカにおける吊橋，建設省土木研究所講演資料，1964
- 52) 建設省土木研究所：長大橋梁文献リスト，建設省土木研究所調査資料，No.11，1961
- 53) 建設省本州四国連絡橋道路調査事務所：世界長大吊橋概要，1968.2
- 54) 高田孝信：米加長大橋梁を調査して(1)，(2)，建設省土木研究所資料，No.3-10，No.3-11，1961
- 55) 吉田巖：長大吊橋30日間視察記(1)～(4)，まとめ，建設省土木研究所資料，No.8-2，No.8-4，No.8-5，No.8-6，No.8-8，1966
- 56) F. Leonhardt：Bridges，Deutsch Verlags-Austalt，1982
- 57) B. Birdsall：The Suspension Bridge Tower Cantilever Problem，Proc. of ASCE，1942
- 58) 建設省土木研究所：吊橋主塔の設計計算について，本州四国連絡架橋調査材料構造調査資料，No.37，1965
- 59) K. Klöppel，M. Eßlinger：Die berechnung eingespannter und fest mit kabel verbundener hängebrücken pylonen bei beanspruchung in brückenlangsrchtung，Stahlbau，H.12，1965
- 60) 国広哲男・藤原稔・井刈治久：吊橋主塔の極限耐荷力，建設省土木技術資料，14-5，1972
- 61) 国広哲男・藤原稔・井刈治久：吊橋主塔の弾性解析と設計上の問題点，建設省土木技術資料，14-4，1972
- 62) 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会：吊橋主塔設計要領（案），1972
- 63) 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会：本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書，別冊1・主塔設計方法に関する検討，1980
- 64) 福本秀士・大森和実：吊橋タワーの静的挙動に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，No.224，1974
- 65) 伊藤文人・野上邦栄・田中充夫：ラーメン形式吊橋主塔の耐荷力解析，構造工学論文集，Vol.34A，1988.3
- 66) 長谷川彰夫・西野文雄：線形化有限変位理論による構造物の設計法の提案，土木学会第44回年次学術講演会講演概要集，1989.10

(1990年10月12日受付)