

論文・報告

長大スパン吊橋への挑戦

Challenge for Longer Suspension Spans

川 田 忠 樹*
Tadaki KAWADA

野 村 国 勝**
Kunikatsu NOMURA

This paper reports first the outline of the Akashi Kaikyo Bridge, which is a huge suspension bridge having the center span of 1,990 m and will establish the world record of structural Spans when completed.

Next, the troubles with the Severn Bridge having dominated the world with the combination of light streamlined box girders and diagonal hangers, and the significance of mass in suspension bridges, are discussed. Further the important change of tendency in the first and the Second Bosphorus Bridge constructed as the reflection are pointed out. Finally, this report explores what the maximum span of a suspension bridge can be 2,000 m, 3,000 m or longer.

Keywords : suspension bridge, Akashi Kaikyo bridge, Severn bridge, maximum span, additional mass

1. はじめに

現在日本では、長大吊橋である明石海峡大橋の架設工事が始まっている。中央径間1 990 m、側径間960 mの吊橋で、完成すれば文句なしに世界一となる。

すでに供用されているものとしては、世界最大のスパンを誇るのはイギリスのハンバー橋で1 410 m、第2位がアメリカ合衆国のヴェラザノ・ナウロズ橋1 298 mと続くのである。

明石海峡大橋では、軽い流線形箱桁と斜めハンガーという組み合わせのかわりに、かつての伝統的な補剛トラスと鉛直ハンガーの組み合わせが採用されている。

1966年に竣工をみたセバーン橋以来、軽い流線形箱桁と斜めハンガーの組み合わせというイギリス流の先端スタイルは、1988年に完成した世界最長のハンバー橋でも採用され、まさに一世を風靡した感があつた。

しかしながら、セバーン橋における斜めハンガーの振動や、橋体の早期劣化などの一連の問題が広く伝えられ、

1. INTRODUCTION

Construction of a huge suspension span "The Akashi Kaikyo Bridge", has recently begun in Japan. The main span of this bridge is 1,990m, with two suspended side spans of 960m. This bridge will establish the world record of structural spans when completed.

So far the Bridges opening to traffic now, the Humber Bridge of the U.K. claims the record for structural spans with a span of 1 410m. Next comes the Verazano Narrows Bridge of the U.S.A., spanning 1 298m.

An interesting feature of the Akashi is the revival of the orthodox combination of stiffening trusses and vertical hangers, instead of the combination of light streamlined box girder and diagonal hangers.

Since its first appearance in 1966 with the Severn Bridge, the English technology of light streamlined box girder and diagonal hangers has dominated the world, culminating in the Humber Bridge with its record span of 1 410m in 1988.

Widely reported oscillation of diagonal hangers, as well as the early deterioration and fatigue of the

*川田工業㈱代表取締役社長 **川田工業㈱取締役技術本部長

この先端スタイルは姿を消した。

現にセバーン吊橋の忠実なコピーとして架けられた第1ボスポラス橋に対して、それから22年後にほぼ同じスパンを渡る第2ボスポラス橋では、同じように流線形箱桁を採用しながらも、その重量を50%以上も増し、斜めハンガーを廃止するという大きな変更が行われた。

本論文では、現在日本で工事が始まっている明石海峡大橋の概要と、セバーン橋に生じた問題と、吊橋における質量の意義を指摘したうえで、最後に吊橋はどの程度——2 000 m, 3 000 mもしくはそれ以上までのスパンに適用可能なのか、いわゆる限界スパンについての考察を行った。

2. 明石海峡大橋の建設

(1) 概 要

明石海峡大橋は図-1に示すように、日本の本州島と四国島を結ぶ本州四国連絡橋群の中の一つの橋で、神戸市と淡路島の間の明石海峡に架けられる。図-2に橋の一般図を示すが、橋長3 910 m, 中央支間長1 990 mの3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋である。

Severn Bridge, put an end to the use of light box girder and diagonal hanger construction.

Compared to the First Bosphorus Bridge, the 22 year younger the Second Bosphorus Bridge drastically added more than 50% dead weight and abolished diagonal hangers, though it adopted principally the same streamlined box girder.

This report first attempts to outline the Akashi Kaikyo Bridge and the troubles with the Severn Bridge, and secondly proposes what we call “the additional mass method” as a remedy for such type of problems.

Finally, this report explores what the maximum span of a suspension bridge can be : 2 000m, 3 000m or longer?

2. CONSTRUCTION OF THE AKASHI KAIKYO BRIDGE

(1) General

The Akashi Kaikyo Bridge, as shown in Fig.1, is one of the bridges in the group of Honshu-Shikoku Bridge complex connecting the Main Island (Honshu) to the Shikoku Island of Japan and will be constructed between Kobe City and the Awaji Island in the Akashi Strait. Shown in Fig.2 is the general view of the Akashi Kaikyo Bridge. It is a suspension bridge stiffened with trusses of three-spans, two-hinged. Its total length is 3 910 m, and its center span is 1 990 m.

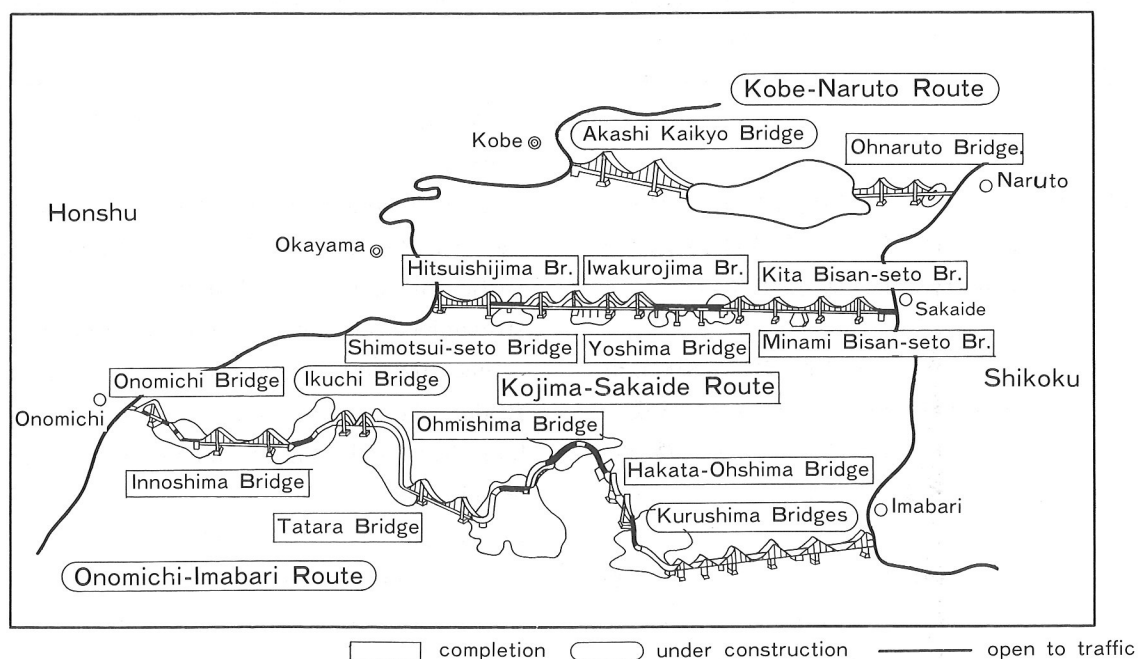
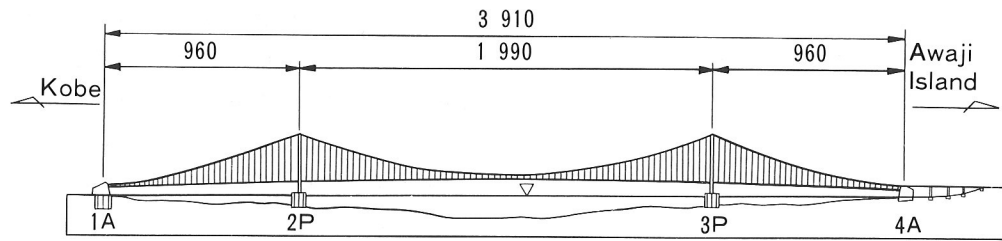
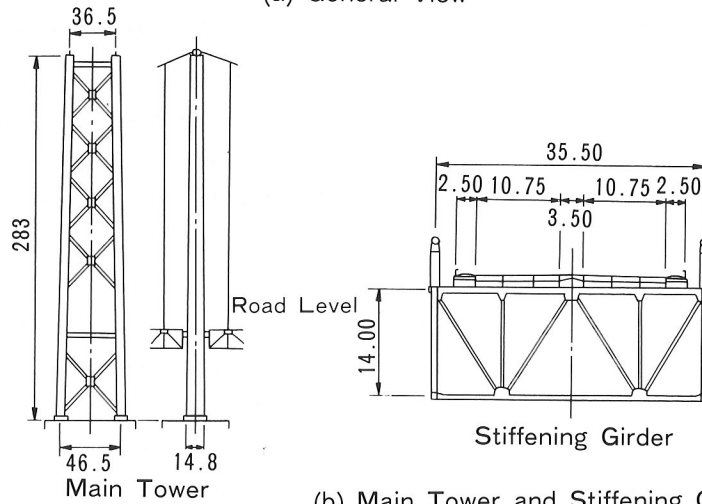


Fig-1 View of the Honshu-Shikoku Bridge Complex



(a) General View



(b) Main Tower and Stiffening Girder

Fig-2 Akashi Kaikyo Bridge

Table-1 Design Conditions

Type			3-Span Two Hinged Suspension Bridge
Cable Span			960+1990+960 m
Road Lanes, Design Speed			6Lanes, 100 km/h
Longitudinal Grade	Side Span		3% Straight Slope
	Center Span		1.5% Parabola Slope
Cross Fall			2% Straight Slope
Floor Slab Type			Steel Plate Deck
Thickness of Asphalt			75mm
Dead Load	Suspended Structure		28.70 t/m·Br
	Cable		14.17 "
Total			42.87 "
Live Load	Uniform Load		4.06 t/m·Br
Wind Load	Principal Wind Velocity		46 m/sec
	Standard Wind Velocity for Design	Suspended Structure	59.8 m/sec
		Cable	66.2 "
		Tower	66.7 "
	Wind Load	Suspended Structure	5.45 t/m·Br
		Cable	1.19 "
		Tower	6.64 "

Table-2 Designing Summary of Super Structure

Item			Center Span	Side Span
Stiffening Truss	Section	Maximum Thickness of Plate	38mm	38mm
		Quality	HT80	HT80
	Deflection	Vertical	+7.73~-5.65 m	+4.39~-3.56 m
		Horizontal	32.0 m	9.7 m
Main Cable	Composition		φ 5.22mm×127Ply×290Strand×2	
	Section Area		7 882 cm ² /One Cable	
	Diameter		1 120mm	
	Horizontal Tension Due to Dead Load		53 764 t/One Cable	
	Maximum Tension		64 490 t/One Cable	
Main Tower	Size		14.8~10.0 m(Length)×6.6 m(Width)	
	Thickness of Plate of Tower Shaft(Quality)		40~48mm(SM58)	
	Horizontal Displacement at the Top of Tower		+1.97~-1.81 m (Center Span Side) (Side Span Side)	

明石海峡は幅約 4 km で、中央部での最大水深は 110 m の海峡であり、最大潮流速は 9 ノット (4.5 m/s) である。

鋼重は補剛トラス 90 000 t、ケーブル 60 000 t、塔 50 000 t で合計 200 000 t である。下部工用コンクリートボリュームは約 1 250 000 m³ である。

この架橋事業は 1988 年 5 月に現地工事が着手された。工事期間は、約 10 年を予定している。

(2) 上部構造

上部構造の主要諸元を表-1 と表-2 に示している。側径間と中央径間の比は 1 : 2 であるが、支間の比がこのようになったのは以下の理由によるものである。

- ① 上・下部工を含めた全体工事費が最も経済的であった。
- ② 航路に対して影響の少ない工事が可能となる。
- ③ このような長大吊橋の設計・施工が技術的に十分可能となった。

主ケーブルには、従来の吊橋では破断強度 160 kg/mm² で安全率 2.5 のワイヤが用いられていたが、新たに 180 kg/mm² のワイヤを開発した。また、活荷重による張力は全引張力の 8 % と少ないので、安全率は 2.2 を採用した。このことにより、ケーブルの許容応力は従来 64 kg/mm² であったものが 82 kg/mm² にアップした。

新たに開発されたワイヤを用いることにより、主ケーブルはダブルケーブルからシングルケーブルに設計変更が可能となり、主塔の高さも従来の計画案よりも約 30 m 低くできた。

主塔は海面上約 300 m の高さであり、架設時や完成時に風によって大きく揺れることが予想される。このため数多くのモデルについて風洞実験を実施し、それらの結果により塔柱断面の形状を決定した。また、減衰装置を付加することにより、架設時や完成時における主塔の耐風安定性を向上させるよう計画されている。

補剛桁の形状については、トラス案と箱桁案が比較された。自励振動に対する限界風速は 78 m/s であるが、数

The Akashi Strait is about 4 km wide with a maximum water depth of 110 m at the central portion. Its maximum tidal current velocity is 9 knots (4.5 m/s). 90 000 tons of steel for stiffening trusses, 60 000 tons for cable, and 50 000 tons for towers contribute to a total of 200 000 tons in steel components. In addition, 1250 000 cubic meters of concrete will be used for the substructure.

Work on the site for this bridge construction project was started in May 1988. The construction period is scheduled for ten years.

(2) Superstructure

Principal specifications for the superstructure are shown in Table 1 and Table 2. The ratio between side span and center span is 1 : 2 because of the following reasons:

- ① Overall cost including superstructure and substructure is estimated the lowest.
- ② Construction work disturbs the least of the navigation underneath.
- ③ Recent development of material and technology convinced as the feasibility of such spans.

So far main cable wires for conventional suspension bridges have a breaking strength of 160 kg/mm² and a safety factor of 2.5, but new wires with a breaking strength of 180 kg/mm² are available. Also, the tension due to the live load was small, only 8% of the total tensile strength, so the safety factor of 2.2 is adopted. Because of this, the allowable stress of the cables increased from conventional 64 kg/mm² to 82 kg/mm².

By using the newly developed wires, it becomes possible to change the number of the main cables from double to single and the height of the main tower is also lowered approximately 30 m compared to the previously proposed design.

The main tower has a height of about 300 m above sea level and is expected to swing considerably during erection and after completion due to wind. Therefore, wind tunnel tests were conducted for a number of models, and the section of tower column was determined based on the results of these tests. Special dampers will be attached to the tower shafts in order to improve their aerodynamic stability during and after their erection.

As to the stiffening system both truss and box girder sections were studied previously. The critical

多くの風洞実験の結果トラスタイプでは主構幅35.5 m, 主構高14 mで限界風速を満足することが明らかとなった。一方, ボックスタイプの案では60 m/s程度で発振する。断面を改良することにより限界風速を満足するボックスタイプも可能であるが, トラスタイプに比べて鋼重が重くなり不経済となった。耐風安定性, 経済性, 施工性などの観点から両形式が比較されたが, トラスタイプの方がボックスタイプよりも優れているという結論が得られた。

(3) 下部構造

主塔基礎は図-3に示されるような, 直径80 m, 高さ65 mの円形の設置ケーソンである。このような形式が選ばれたのは海上での施工性, 潮流や洗掘に対して優れているためである。円形の鋼製ケーソンをあらかじめ工場で製作し, 曳航, 係留, 沈設し内部にコンクリートを打設して完成する。主塔から伝達される最大鉛直力は125 000 tである。

アンカーレッジはメインケーブルから120 000 tの引張力を受ける。地形, 地質条件の差により1 Aと4 Aでは図-4に示すように, アンカーレッジの形状が大幅に異なったものになっている。海岸線付近に設置されるため, その場所をあらかじめ埋め立ててから建設される。

3. 長径間吊橋と質量付加

(1) セバーン橋にみる技術革新とその泣きどころ

1966年にイギリスで竣工を見たセバーン橋が架けられるまで, 世界の吊橋の主流は北アメリカであった。そこでは1940年に発生したタコマ橋の事故の教訓を生かして, 吊橋は重厚な補剛トラスとコンクリート床版を採用した非常に頑丈なものとなっていた。

セバーン吊橋ではこうした北米流の吊橋を真っ向から否定し, 図-5に示すような流線形の箱桁と斜めハンガーを採用した。流線形箱桁は風の流れをスムーズにして抵抗を減らし, 斜めハンガーはロープのヒステリシスを利用して振動時のエネルギー減衰を高めるとともに構造系としての剛性をも向上させようという新工夫であった。

wind velocity for the self-excited oscillation is specified 78 m/s at the construction site.

The results of the wind tunnel tests showed that truss will be satisfactory with a cross section of 35.5 m wide and 14.0 m high, while the box girder we tested became aerodynamically critical at a wind velocity of 60 m/s.

Of course there were different kind of box sections which meet the critical wind velocity requirements, but they were all proved to be heavier and less economical compared to the truss section under our present design code.

It was finally concluded that truss section is more economical and stable than box one in this case.

(3) Substructure

The foundation of the main tower is a circular open caisson with diameter of 80 m and height of 70 m as shown in Fig.3. This foundation is selected because of its workability at sea and high resistance against tidal current and scouring. A circular steel caisson is prefabricated in a factory, towed, moored, sunk and filled with concrete. Maximum vertical force transferred from the main tower to the foundation is 125000 tons.

Anchorage is subjected to a tensile force of 120000 tons from the main cable. Due to topographic and geological conditions, the shape of the anchorages are different between 1A and 4A as indicated in Fig.4. Since the bridge is constructed near the coastal line, the work started with the land reclamation by filling the site in advance.

3. LONG-SPAN SUSPENSION BRIDGE AND ADDITIONAL MASS METHOD

(1) Technological Innovation in the Severn Bridge and Its Weak Point

Long span suspension bridge was a typical American technology until the Severn Bridge was erected in the U.K. in 1966. The accident of the Tacoma Narrows Bridge in 1940 taught them the fear of aerodynamic wind, they employed heavy stiffening trusses and reinforced concrete slabs since then.

Denying American technology, U.K. engineers adopted light streamlined box girder and diagonal hangers instead. The streamlined box reduces its resistance by smoothing the flow, and diagonal hangers can make use of rope hysteresis which follows to increase both the energetic damping capacity and the

それはまことに素晴らしいアイデアであり、その優れた経済性とあいまって以後世界の吊橋を一変させた。

しかしながら、やがて大きな問題が内在されていることが明らかになった。それはまず斜めハンガーの破損という形で報告されたが、その後、吊橋全体にわたっての構造的損傷が明らかにされ、大規模な補修がなされている。この大規模な損傷にはさまざまな原因が考えられようが、筆者等の考えでは吊橋において最も本質的な問題、すなわち吊橋における自重、質量の役割が忘れられているのではないかと考えている。

筆者らはその後の研究によって、吊橋における質量の意義を静的、動的特性面から明らかにして質量付加方式の提案をした^{4),5),6)}。

(2) 第2ボスポラス橋にみる思想的な転換

1988年に第2ボスポラス橋が完成した。ご存知のように第1ボスポラス橋と第2ボスポラス橋は同じ海峡に近接して架けられた、ほぼ同スパンの流線形箱桁を有する吊橋である。第1ボスポラス橋が、設計思想的にはセバーン橋のコピーであったのに対し、新しくできた第2ボスポラス橋の方は、少なくとも二つの大きな点において設計思想上の転換が行われた。

図-6は両橋の側面図であるが、第1ボスポラス橋が斜めハンガーであるのに対し、第2ボスポラス橋は鉛直ハンガーに改められている。次に外見的にはわからないが、もう一つ大きく変わっているものに死荷重がある。表-3にセバーン型吊橋の主要諸元を、図-7には単位面積当たりの鋼重を示している。表-3および図-7を見るとわかるように、南海大橋から始まってセバーン橋、第1ボスポラス橋、ハンバー橋はほぼスパン長に比例したものとなっているが、日本の大島大橋と第2ボスポラス橋は大きくかけはなれている。この2橋はセバーン橋の問題が世間に知れ渡り、いろいろとその対策が議論されている最中に施工されたものであった。いわばこの2橋は、セバーン橋で明らかとなった失敗を何とか克服しようという配慮の上に施工されたものである。斜めハンガーの採用と吊橋の軽量化という路線が、鉛直ハンガーの採用と鋼重の増加による質量付加の方向へと思想転換が行われたのである。

rigidity of the system as a whole.

These two innovations astonished the bridge engineers of the world, and with their economical predominance, they changed completely the tendency of the suspension bridge in the world.

The Severn Bridge, however, was not flawless. On the contrary it had fatal defect in itself. First the severe oscillation and damages of the diagonal hangers were reported. Then it became clear that the entire structure was fatigued and lots of repair work was urgently required. Various causes were controversially imputed for the early senility of the bridge, but to our eyes, the truth is very simple : it was built too light. The engineers who designed the Severn Bridge forgot the important role of mass or dead load in suspension bridge.

Our research and study clarified the significance of mass in suspension bridge and we proposed what we call "the Additional Mass Method"⁴⁾⁵⁾⁶⁾.

(2) Changes of Tendency in the First and the Second Bosphorus Bridge

The Second Bosphorus Bridge was completed in 1988. As is well known, the First and the Second Bosphorus Bridges are both suspension spans stiffened with similar streamlined box girders. They are close to each other in the same strait spanning almost the same clearance.

While the First Bosphorus Bridge was technically a copy of the Severn Bridge, the newly born the Second was built changing in two major systems.

Fig.6 shows general views of the two bridges ; the First Bosphorus has diagonal hangers, but in the Second Bosphorus they are revised to vertical hangers.

The next major change was the dead weight or mass of the suspended structure. We can not tell anything from Fig.6, but the weight of the Second Bosphorus Bridge was drastically increased. Table 3 shows the principal specifications for the Severn type suspension bridges, and Fig.7 shows the unit steel weight of these box girders. By examining Table 3 and Fig.7, you will find that the weight of the Namhae Bridge, Severn Bridge, First Bosphorus Bridge and Humber Bridge, are all proportional to the bridge spans. But the Japanese Ohshima Bridge and the Second Bosphorus Bridge are different from the others. The fact is that these two bridges were constructed after the problems of the Severn Bridge were disclosed. Consequently

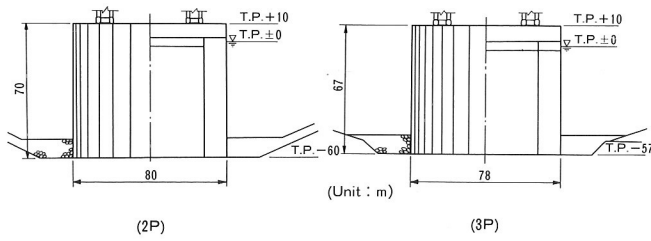


Fig-3 Tower Foundation

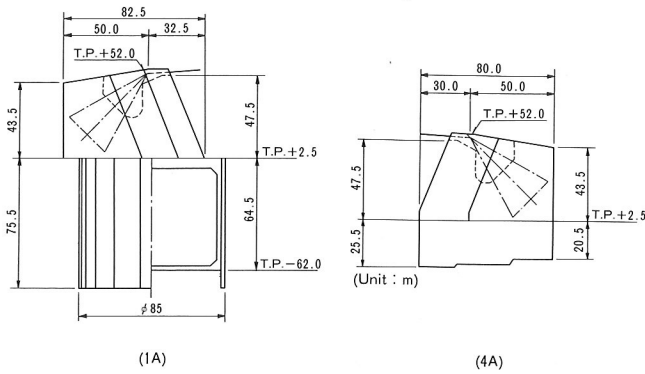


Fig-4 Anchorage Foundation

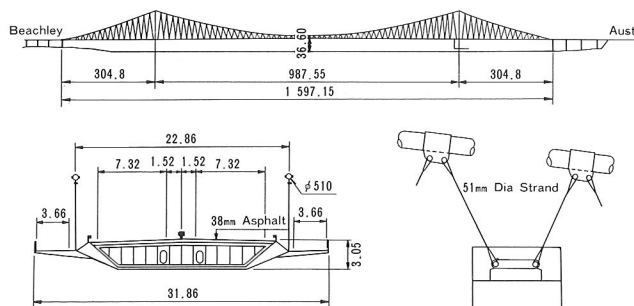


Fig-5 Severn Bridge

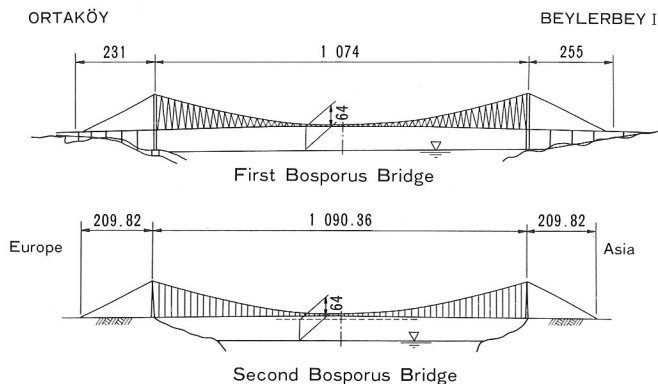


Fig-6 Bosphorus Bridge

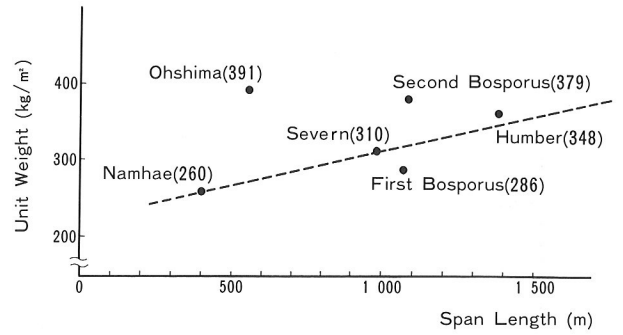


Fig-7 Unit Weight of Streamlined Box Girder of Suspension Bridge

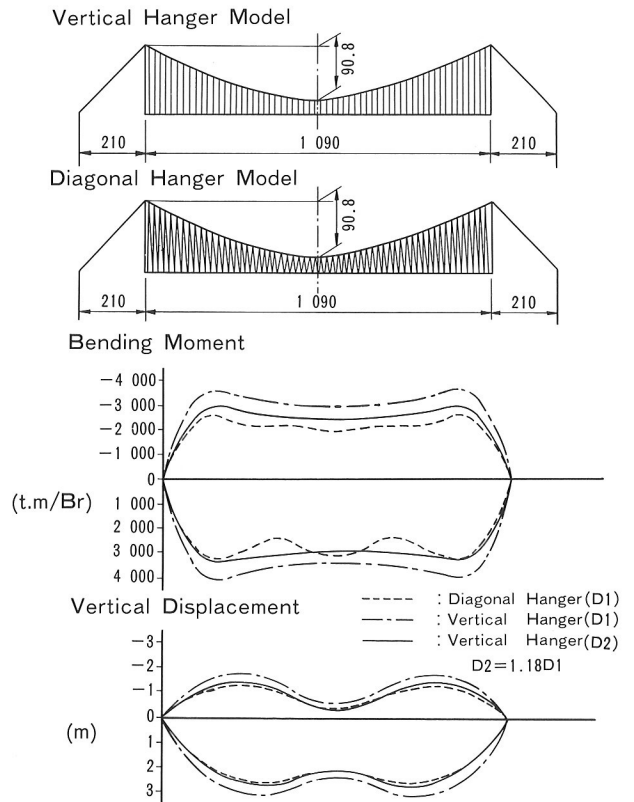


Fig-8 Bending Moment and Vertical Displacement Influenced by the Hanger Type and the Weight

Table-3 Summary of Severn Type Suspension Bridge

(): Weight of Box Girder

		Namhae	Severn	First Bosphorus	Second Bosphorus	Humber	Ohshima
Dead Load	Cable and Hanger	0.820	2.76	3.70	6.89	4.96	2.56
	Suspended Structure	(2.86) 3.19	(7.09) 7.45	(8.02) 8.51	(12.81) 13.03	(7.66)	(8.8) 11.25
	Asphalt	0.994	2.10	2.33	2.69	1.67	3.43
	Total (t/m/Br)	5.0	12.31	14.54	22.61	14.29	17.24
Lanes		2Load Lanes 2Side Walks	4Road Lanes 2Side Walks	6Road Lanes 2Side Walks	8Road Lanes 2Side Walks	4Road Lanes 2Side Walks	4Road Lanes 2Side Walks
Span(m)		131+404+131 =666	305+988+305 =1598	(231)+1074 +(255)	(210)+1090 +(210)	280+1410+530 =2220	(140)+560 +(140)
Distance of Cables(m)		11.0	22.9	28.0	33.8	22.0	22.5
Width of Stiffening Girder(m)		12.0	31.9	33.4	39.4	28.5	29.5
Girder Height(m)		1.65	3.1	3.0	3.0	4.5	2.2

こうした最近の傾向が妥当なものであったかどうか調べる意味で計算してみた結果の一つが図-8である。図中の説明で D_1 荷重とあるのは第1ボラポラス橋のケーブルを含めた全死荷重(570kg/m^2)であり、それに対して第2ボスポラス橋の方を D_2 ($670\text{kg/m}^2=1.18D_1$)とした。計算はケーブル間隔を第2ボスポラス橋に統一して行った。使用プログラムは汎用プログラムNASTRANである。

結果を要約すると次のようになる。

- ① 斜めハンガーを鉛直ハンガーに変更することによって、死荷重が同一の吊橋ではその剛性が確実に低下する(たわみも曲げモーメントも大きくなる)。
- ② 死荷重を第1ボスポラス橋 D_1 から、第2ボスポラス橋 $D_2(=1.18D_1)$ まで増加させることによって、ハンガーを斜めから鉛直へ変更したことによる剛性の低下は、ほぼ回復される。

このように第2ボスポラス橋では、ハンガー形状の変更によって低下する剛性を鋼重の増加によって補われたと考えられる。

筆者らは、流線形箱桁に妥当な質量を安価な材料、たとえばコンクリート等で付加する質量付加式吊橋が構造的にも経済的にも最も有利なものと考えている。

various measures how to correct them were discussed and they were designed to conquer the failure disclosed by the Severn Bridge. The previous diagonal hangers and lightweight box girders were shifted to orthodox vertical hangers and to heavy box girders.

In order to check whether these changes are appropriate or not, calculations were made, and their results are shown in Fig.8.

Load D_1 (570kg/m^2) means the dead load of the First Bosphorus Bridge including cables. Load D_2 ($670\text{kg/m}^2=1.18\times D_1$) is the dead load of the Second Bosphorus, also including cables. The calculations were made for the span length of the Second Bosphorus Bridge. The calculations were NASTRAN.

The results are summarized as follows:

- ① By changing the diagonal hangers to vertical hangers, the rigidity decreases (deflection and bending moment increase) if the same dead load is applied.
- ② The decrease of rigidity of the bridge due to alteration of hangers from diagonal to vertical is almost recovered by increasing the dead load from D_1 to $D_2(=1.18\times D_1)$.

As stated above, the decreased rigidity due to alteration of the hanger shape is believed to be compensated by adding the weight of steel in the Second Bosphorus Bridge.

In a long suspension bridge, weight is a major factor for rigidity. Instead of steel we can use other cheaper material, say concrete, to add mass on it. We propose our "Additional Mass Method" as a most advantageous one both structurally and economically.

4. 長大スパン橋への挑戦

(1) 長大スパンとケーブル材料

橋のスパン長の記録更新の模様を表-4に示しているが、この表で顕著なことは圧倒的に吊橋が多いことである。これは今日の材料力学的な見地からすれば当然の結果で、曲げや圧縮でなく引張りで使用する方が、鉄や鋼といった材料は有効に利用することができるからである。また支間の伸びは目覚ましく、1849年に完成された支間303mのホイーリング吊橋から約150年間で、現在工事中の明石海峡大橋の支間1990mまでに至っている。

短期間でこのように発展した背景にはいろいろな理由が考えられるが、技術面からの要因としては以下のようなのものが考えられる。

- ① ケーブル材料の発達
- ② 構造解析理論の進歩とコンピュータの発達
- ③ 風、地震、潮流などの自然力に対する理論的、実験的な進歩
- ④ 大型機材の発達と品質管理システムの向上

吊橋は主ケーブルで荷重を支える構造物であり、したがって主ケーブルの材料特性によって支間長は大きく左右される。ブルックリン吊橋以来、長径間吊橋の主ケーブルは主に直径 ϕ 5mm程度の平行線ケーブルが用いられている。平行線ケーブルの強度や安全率は表-5にみられるように、それぞれの国や時代によって差がある。

(2) 支間長と荷重

明石海峡大橋に採用されている許容応力 82kg/mm^2 のロープを用いて、吊橋の支間長を検討してみよう。

主ケーブルの最大張力 T 、および T と許容応力 σ_a との関係は、それぞれ式(1)、式(2)で表される。

$$T = \frac{(w_c + w_s) l^2}{8f} \sec \theta = \frac{(w_c + w_s) l^2}{8f} \sqrt{1 + 16 \left(\frac{f}{l} \right)^2} \quad \dots(1)$$

4. CHALLENGE FOR LONGER SPAN BRIDGE

(1) Span Length and Material of Cable

Successive holders of the world's record span length are listed in Table 4. In this table it can be seen that records for suspension bridges predominate over other types of bridge construction.

This is quite a reasonable result from the point of view modern "strength of material". Materials such as steel could be made best use of it by tension, avoiding compression and bending. Thus the suspension bridge is the most suitable sort of structure for long spans. From the Wheeling Bridge built in 1849, some 150 years ago, the span of suspension bridge is extending up to 1 990 m of the Akashi Kaikyo Bridge now under construction in Japan.

Many reasons can be attributed to the background of this remarkable progress of suspension bridges in rather a short period of time.

- ① Development of cable materials.
- ② Progress of structural analysis and development of computers.
- ③ Theoretical and experimental progress against natural forces such as wind, earthquake and tidal current.
- ④ Development of machines both for fabrication and construction, and also enhancement of quality control.

Suspension bridge is a structural system which support its dead and live loads mainly by its main cables.

Thus its span length is greatly governed by the material characteristics of the main cables. After the Brooklyn Bridge, main cables are usually made of parallel wires of 5 mm diameter for long-span suspension bridges. Strength and safety factor of these parallel wires are different depending on the countries and era as shown in Table 5.

(2) Span Length and Load

Now let us examine the span length of a suspension bridge using wires with an allowable stress of 82 kg/mm^2 . This is the same type of wires that are employed for the Akashi Kaikyo Bridge.

The relation between maximum tension T and allowable stress σ_a of main cable can be expressed in the equations (1) and (2).

$$T = \frac{(W_c + W_s) l^2}{8f} \sqrt{1 + 16 \left(\frac{f}{l} \right)^2} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$T/A \leq \sigma_a \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここで, w_c : ケーブルの自重 (t/m)

w_s : 吊り構造部死荷重 (w_1) と活荷重 (w_2) の
合計荷重 (t/m)

θ : 端部におけるケーブルと水平線との交
角

l : 支間長 (m)

f : ケーブルサグ (m)

A : ケーブル断面積 (m^2)

式(1), 式(2)より

$$\frac{(w_c + w_s) l^2}{8f} \sqrt{1 + 16 \left(\frac{f}{l}\right)^2} \leq \sigma_a \cdot A \quad \dots\dots\dots(3)$$

ケーブルサグ f を $l/10$, 許容応力 σ_a を $82\,000\text{ t/m}^2$ とすれば, 式(3)は次式のようにになる。

$$\frac{10}{8} (w_c + w_s) l \times 1.077 \leq 82\,000 \times A \quad \dots\dots\dots(4)$$

式(4)を変形すれば

$$l \leq \frac{8 \times 82\,000 \times A}{10 \times (w_c + w_s) \times 1.077} \quad \dots\dots\dots(5)$$

ここでケーブル単位重量を 7.85 t/m^3 とすれば, w_c は $7.85 \times A \times \alpha$ となる。ここで α はハンガーやケーブルバンドの重量による割増し係数で, α を 1.1 とすれば式(5)は最終的に次式のように表される。

$$l \leq \frac{7\,054}{(1 + w_s/w_c)} \quad \dots\dots\dots(6)$$

吊橋のケーブルサグ f は, 一般に $l/8 \sim l/12$ で計画されている。サグ f を $l/8$, $l/12$ と置いて同様に計算し, それぞれの結果を図化することにより図-9が得られる。

図-9において, w_s/w_c が零のときの値はケーブルが自重のみを支える限界支間長であり, ケーブルサグによってその値は異なるが, $l/10$ の場合には $7\,054\text{ m}$ となる。また, 斜線内は荷重比 w_s/w_c に対する設計可能な支間長を示している。たとえば, サグ比が $l/10$ で荷重比が 2 の場合には, 最大支間 $2\,400\text{ m}$ までの吊橋が設計可能であることを意味している。逆に言えば, 支間 $2\,400\text{ m}$ の吊橋を計画するには, 荷重比を 2 以内としなければならないことになる。仮に支間 $5\,000\text{ m}$ の場合を例にとると, 荷重比は約 0.4 となり, ケーブルの単位長さ当たり重量 w_c は, 吊り構造部の死荷重と活荷重の合計荷重強度 w_s の 2.5 倍以上を必要とすることになる。

$$T/A \leq \sigma_a \quad \dots\dots\dots(2)$$

where,

W_c : Dead weight of cable (t/m)

W_s : Total load (t/m) of live load (W_2) and
dead load (W_1) of suspended structure

l : Length of span (m)

f : Sag of cable (m)

A : Cross sectional area of cable (m^2)

From equations (1) and (2),

$$\frac{(W_c + W_s) l^2}{8f} \sqrt{1 + 16 \left(\frac{f}{l}\right)^2} \leq \sigma_a \cdot A \quad \dots\dots\dots(3)$$

If cable sag $f = l/10$ and allowable stress σ_a is $82\,000\text{ t/m}^2$, then equation (3) can be rewritten as follows:

$$10/8 (W_c + W_s) l \times 1.077 \leq 82\,000 \times A \quad \dots\dots\dots(4)$$

By transforming equation (4),

$$l \leq \frac{8 \times 82\,000 \times A}{10 \times (W_c + W_s) \times 1.077} \quad \dots\dots\dots(5)$$

where, if the unit weight of cable is 7.85 t/m^3 , then W_c becomes equal to $7.85 \times A \times \alpha$. Here α is the coefficient of the surplus weight of cable for hangers and cable bands etc. and, if α is assumed 1.1 , then equation (5) can be finally expressed by the following formula:

$$l \leq \frac{7\,054}{(1 + W_s/W_c)} \quad \dots\dots\dots(6)$$

Cable sag of suspension bridge is generally between $l/8$ to $l/12$. So equation (6) will be slightly changed if we assume the specific sags of $l/8$ and $l/12$. The results are calculated and plotted respectively in Fig. 9.

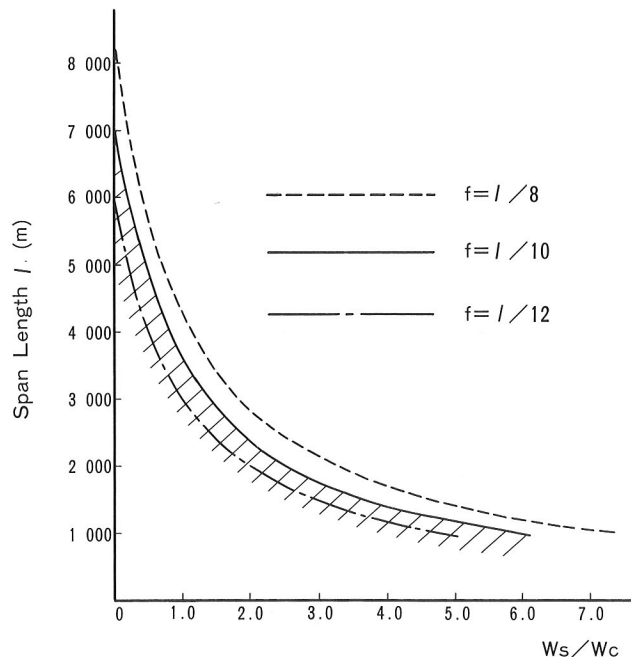
It is clear that $W_s/W_c = 0$ corresponds to the free-hung cable: cable supports alone with nothing more. Of course the critical span varies depending upon the cable sag, but Fig.9 shows it is $7\,054\text{ m}$ if it has the sag of $l/10$.

Similarly the hatched area shows where the suspension bridge could be designed for the load ratio W_s/W_c . For instance, if the sag ratio is $l/10$ and load ratio is 2 , then the suspension bridge can be designed up to the maximum span of $2\,400\text{ m}$. It can be said, on the contrary, that the load ratio must be maintained less than 2.0 for planning a suspension bridge with the span length of $2\,400\text{ m}$.

If a span of $5\,000\text{ m}$ is required then the load ratio

Table-4 Successive Holders of World's Record
Span Length

Bridge	Nation	Type	Length(m)	Year Built
Alcantara	Spain	Stone Arch	29.5	98
Trajan's	Hungary	Timber Arch	52	104
Trezzo	Italy	Stone Arch	72	1371
Wettingen	Germany	Timber Arch	119	1758
Union	England	Chain Suspension	137	1820
Menai Strait	England	Chain Suspension	177	1826
Fribourg Grand Pont	Switzerland	Suspension	265	1834
Wheeling	America	Suspension	308	1849
Leuiston	America	Suspension	318	1851
Cincinnati	America	Suspension	322	1867
Clifton	America	Suspension	387	1869
Brooklyn	America	Suspension	486	1883
Firth of Forth	England	Truss	519	1889
Quebec	Canada	Truss	549	1917
Ambassador	America	Suspension	564	1929
George Washington	America	Suspension	1 067	1931
Golden Gate	America	Suspension	1 280	1937
Verrazano-Narrows	America	Suspension	1 299	1965
Humber	England	Suspension	1 410	1981
Akashi Kaikyo	Japan	Suspension	1 990	(?)

Fig-9 Relation between Span Length(l) and W_s/W_c

(3) 支間長とケーブル断面

支間長が長大化するに従ってケーブル断面がどの程度となるかは、吊構造部の死荷重、活荷重強度を仮定することにより求めることができる。

吊構造部の断面を図-10のように想定し、死荷重強度は既往の箱桁形式吊端の実績から推定することにする。図-11は中央支間長と桁高の関係を、図-12は桁高と単位鋼重の関係を示したものである。

Table-5 Wire Strength and Safety Factor

Bridge	Date	Diameter of Wire (mm)	Tensile Strength (kg/mm ²)	Allowable Stress (kg/mm ²)	Safety Factor		
					America	England	Japan
Brooklyn	1883	4.75	112	33	3.3		
Williamsberg	1903	4.88	141	—			
Manhattan	1909	4.95	148	51	2.9		
Bear Mountain	1924	4.95	151	—			
Delaware	1924	4.98	151	55	2.7		
George Washington	1931	4.98	155	58	"		
San Francisco Oakland Bay	1936	—	"	"	"		
Golden Gate	1937	4.95	"	"	"		
Bronx-Whitestones	1939	—	"	"	"		
Tacoma Narrows	1949	4.98	"	"	"		
Delaware Memorial	1951	—	"	"	"		
Mackinac	1957	—	"	"	"		
Walt Whitman	1957	—	158	"	"		
Verrazano Narrows	1964	4.98	158	61	2.6		
Forth Rord	1964	4.98	155	62		2.5	
Severn	1966	4.98	155	70		2.2	
Ponte 25 de Abril	1966	5.00	156	—			
Newport	1969	5.13	155	61	2.5		
Bosporus	1973	5.00	160	71		2.3	
Kanmon	1973	5.04	"	56			2.9
Humber	1981	—	"	70		2.3	
Innoshima	1983	5.17	"	56			2.9
Ohnaruto	1985	5.37	"	64			2.5
Akashi Kaikyo	(?)	5.22	180	82			2.2

becomes about 0.4. This means the unit weight W_c of cable has to be greater by 2.5 times than the total unit load W_s which is the sum of both live load and dead load of the suspended structure.

(3) Span Length and Cable Section

As the span length of a suspension bridge becomes longer, so the sectional area of the cable becomes larger. And once the dead and live loads of the suspended structure are given, the area of cable can be easily determined.

Now let's assume the section of the suspended structure as shown in Fig.10, then we can estimate the dead load from the previous data of similar box girder type suspension bridges. Fig.11 shows the relation

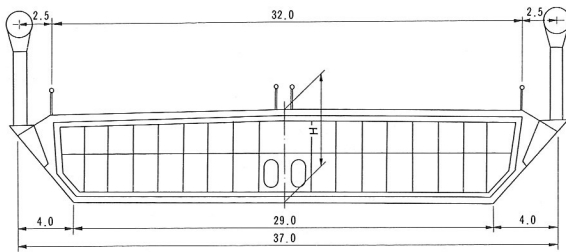


Fig-10 Section of Stiffening Girder

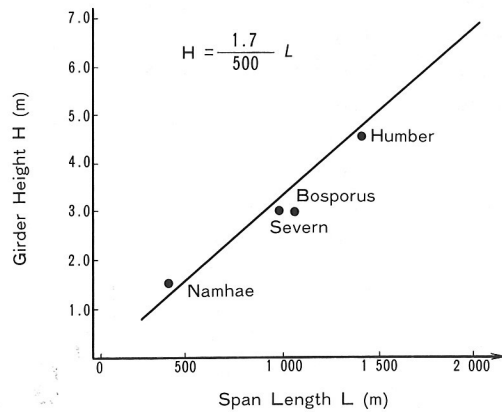


Fig-11 Relation between Span Length L and Girder Height H

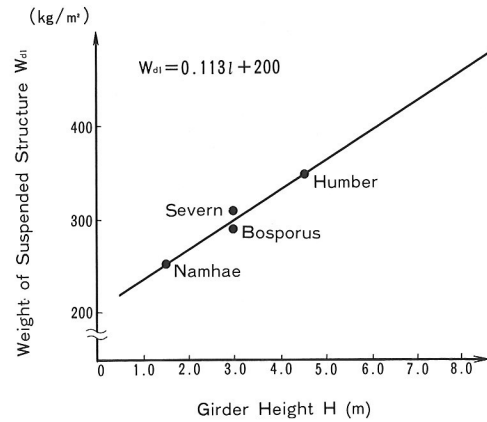


Fig-12 Relation between Suspended Structure Weight W_{d1} and Girder Height H

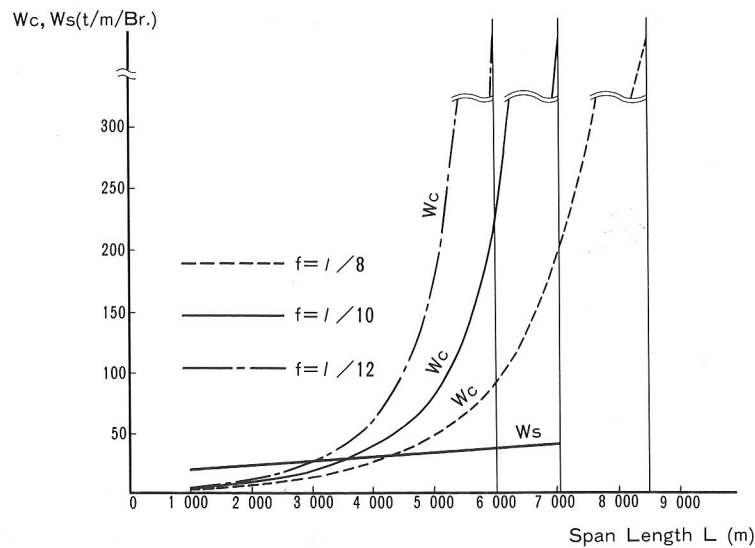


Fig-13 Relation between Span Length L and W_c, W_s

Table-6 Span Length and Cable Section

Sug Ratio 1/10

Span L (m)	Weight of Suspended Structure W_s (t/m/Br.)	Weight of Cable W_c (t/m/Br.)	Cable Tension T (t/Br.)	Section Area of Cable A (m²/Br.)	Cable Number (Diameter) (/Br.)	Weight Ratio W_s/W_c
1,000	19.6	3.2	30 695	0.37	2(0.54)	6.1
2,000	23.2	9.2	87 237	1.06	2(0.91)	2.5
3,000	26.8	19.8	188 206	2.30	4(0.94)	1.4
4,000	30.5	39.9	379 104	4.62	8(0.95)	0.8
5,000	34.1	83.0	788 229	9.61	14(1.03)	0.4
6,000	37.7	214.6	2 037 950	24.85	38(1.01)	0.2
7,000	41.3	5 353.7	50 841 100	620.01	962(1.00)	0.0

図-11, 図-12より, 吊構造部の鋼重 w_{d1} は次式で与えられる。

$$w_{d1} = (0.113l + 200) \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots(7)$$

吊構造部の舗装 w_{d2} を 100 kg/m^2 , 活荷重 w_1 を 200 kg/m^2 と仮定すれば, 吊構造部の死荷重と活荷重の合計荷重 w_s は有効幅員を 32m として次の式で与えられる。

$$\begin{aligned} w_s &= 32 \times (w_{d1} + w_{d2} + w_1) \\ &= 32 \times \{ (0.113l + 200) + 100 + 200 \} \\ &= \{ 32 \times (0.113l + 200) \times 10^{-3} + 9.6 \} \text{ t/m/Br.} \dots\dots(8) \end{aligned}$$

この w_s を用いて, 各支間長ごとに式(6)よりケーブル自重 w_c を求め, さらにケーブル断面積 A , ケーブル張力 T は式(4), 式(2)より求めることができる。表-6, 図-13はサグ f が $l/10$ の場合について計算した結果を示している。(図-13にはサグ f が $l/12$, $l/8$ も追加した)。図-13の曲線を見ると, 支間が長大化するにつれてケーブル重量が急激に増大することがわかる。特に支間 4000m 近傍から, その増加率は著しい。平行線ケーブルの場合, ケーブル径をあまり太くすると2次応力が大きくなり問題となる。過去の例では, 南備讃瀬戸大橋の $\phi 1.06\text{m}$ が世界最大である。ここではケーブル径を $\phi 1\text{m}$ 前後とし, 各支間ごとに算出されたケーブル断面積での概略本数を求めてみた。ただし, ケーブルの空隙率を 18% として計算している。計算結果は表-6に示している。計算結果を見ると, 支間 4000m では全体で8本, すなわち吊橋の片側で4本のケーブルが必要となる。片側で4本のケーブルを使用した実績はないので, 解決しなければならない問題もあろうが, 不可能とは思われない。支間 5000m の場合には, 片側で7本のケーブルが必要となる。ケーブル径を $\phi 1.2\text{m}$ とすれば片側5本となるが, 各ケーブルの張力分担や吊橋の構造面でかなり難しいこととなろう。支間 6000m では片側ケーブルが18本となり, もはや不可能と考えられ, 現状の材料と技術の延長線上での限界支間長は, 4000m 程度と思われる。

between girder height and center span of such suspension bridges, and Fig.12 shows the relation between girder height and unit weight of steel.

From Figs.11 and 12, the weight of steel W_{d1} of the suspended structure is approximately given by the following formula:

$$W_{d1} = (0.113l + 200) \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots(7)$$

If the pavement W_{d2} of the suspended structure is assumed 100 kg/m^2 and the live load W_1 200 kg/m^2 , the total weight W_s of dead load and live load of the suspended structure is given by the formula shown below (the effective width of the bridge is 32m).

$$\begin{aligned} W_s &= 32 \times (W_{d1} + W_{d2} + W_1) \\ &= 32 \times \{ (0.113l + 200) + 100 + 200 \} \\ &= \{ 32 \times (0.113l + 200) \times 10^{-3} + 9.6 \} \text{ t/m/Br.} \\ &\dots\dots\dots(8) \end{aligned}$$

With this W_s , the cable's dead weight W_c can be calculated for various spans from equation (6). Cross sectional area (A) of the cable and cable tension (T) can be obtained from equations (4) and (2). Table 6 and Fig.13 give the results of the calculations when the sag is $l/10$. (Cases of sag $f = l/12$ and $l/10$ are also shown in Fig.13.)

Fig.13 shows clearly the weight of cable increases sharply as the span becomes longer. Particularly, the rate of increase in weight is significant when the span exceeds 4000m .

In the case of parallel wire cables, too large a diameter is not preferable as the secondary stress increases and become a problem. Among the past examples, a diameter of 1.06m adopted for the Minami-Bisan-Seto Bridge in Japan was the largest in the world. Thus the cable diameter is assumed to be about 1m , and the approximate number of cables were estimated from the cross sectional area of cables calculated for respective spans. We adapted 18% for void ratio of cables.

Results of the calculation are shown in Table 6. This indicates as for spanning 4000m eight cables are required in total, which means four on both sides. Since there is no example of using four cables at one side in the past, there may be some difficulties that have to be solved. This seems to be possible. When the span becomes 5000m seven cables are required on each side. If the cable diameter is increased to 1.2m ,

(4) 主ケーブルと新素材

最近の新材料の発達は目覚ましく、高強度で単位重量が軽い新材料が次々と開発されている。ガラス繊維、カーボン繊維、アラミド繊維などはその代表的なものであり、レジャー用品、飛行機、自動車などに大幅に使用されている。最近では橋梁分野でも、PC橋梁のプレストレス材などに使用され始めている。

炭素繊維やアラミド繊維を素材としたロープは、軽量で大きな引張強度を有するうえに耐候性に優れており、吊橋の主ケーブルとして大変魅力のある新材料といえる。将来は、超長径間吊橋の主ケーブルとして使用される可能性は大いにあるものと思われる。新材料ロープを吊橋の主ケーブルに用いた場合、吊橋の支間長とケーブル断面の関係はどのようになるであろうか。アラミド繊維の単位重量を 1.44t/m^3 、許容応力を $30\,000\text{t/m}^2$ とし、吊橋のサグ比を $l/10$ として計算した。支間長と荷重比の関係を図-14に、支間長とケーブル断面の関係を表-7に示している。

結果を見ると、ケーブル自重による限界支間長は約 $15\,500\text{m}$ となっており、平行線ケーブルの場合に比べて倍以上に大きくなっている。また、ケーブルの引張力や

Table-7 Span Length and Cable Section
(Aramid Fiber)

Span Length (m)	Weight of Suspended Structure $W_s(\text{t/m/Br.})$	Weight of Cable $W_c(\text{t/m/Br.})$	Cable tension $T(\text{t/Br.})$	Section Area of Cable $A(\text{m}^2/\text{Br.})$
1 000	19.6	1.4	28 233	0.94
2 000	23.2	3.4	71 839	2.39
3 000	26.8	6.5	134 513	4.48
4 000	30.5	10.6	221 242	7.37
5 000	34.1	16.3	338 915	11.30
6 000	37.7	23.8	497 329	16.58
10 000	52.2	95.3	1 984 920	66.16

number of cables may be reduced to five. But there will be considerable difficulties in averaging the tension of each cable and in the structural details. If the span is $6\,000\text{m}$, 18 cables are needed at each side. This seems to be impossible. Thus, the limit of span length using present material and technology seems to be about $4\,000\text{m}$.

(4) New Materials for Main Cable

Research and development for the new material of high tensile and light weight are quite remarkable recently. Glass, carbon, and aramid fibers are all widely used today to build aircraft, leisure goods, automobiles, etc.. Even in the bridge construction these materials are used for the prestressing tendon.

Ropes made of carbon or aramid fiber are light, of high tensile strengths, and weather resistant. They are new and promising materials for bridge building technology. In the future, there will be a high possibility of using these new ropes as main cables for ultralong-span suspension bridges. If such new cables with these new materials might be applied for the main cables of suspension bridges, how would they affect the relation between span length and the cross section of cables? Calculations were made using aramid fiber ropes with unit weight of 1.44t/m^3 , allowable stress of $30\,000\text{t/m}^2$, and sag ratio of $l/10$ for a suspension bridge. The relation between span length and load ratio is shown in Fig.14, and the relation between span length and cross section of cables in Table 7.

From these results, the critical span length of the cable alone is about $15\,500\text{m}$, which is more than twice of that using parallel wire cables. Also, tensile force of cables and cable weight are comparatively small.

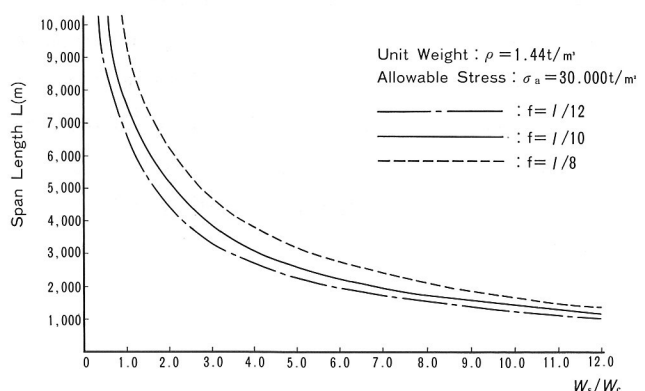


Fig-14 Relation between Span L and W_s/W_c
(Cable Material:Aramid Fiber)

ケーブル重量も非常に小さいことがわかる。

しかしながら、ケーブルの断面積は支間長4 000 m程度までは新素材ケーブルの方が大きな断面積を必要としている。新素材を主ケーブルに使用すれば、吊橋の支間長は大幅に増大することとなるが、今後、より高強度の新素材ケーブルの開発が望まれる。

新素材を用いて超長径間吊橋を建設することは、現時点では夢物語に近いものである。しかしながら、200年程前に初めて鉄材を用いた橋が建設された時代には、今日現実に建設されている支間長2 000 mの長大吊橋を夢だにできなかったであろう。技術が加速度的に進展している現代においては、新しい材料が次々と開発されるであろう。支間長10 kmの超長径間吊橋などという夢のかげ橋が、案外夢でなくなる日も到来するのかも知れない。

追記本論文はアメリカのピッツバーグで開催された第7回International Bridge Conferenceにおいて筆者等が発表した論文に和文を添えてまとめたものである。

参考文献

- 1) 加島 聰ほか：明石海峡大橋の設計概要，橋梁と基礎，1990年1月。
- 2) 川田忠樹ほか：現代の吊橋，理工図書，1987年。
- 3) 川田忠樹：再び流れが変わった長径間吊橋，川田技報，Vol.8，1989年1月。
- 4) 川田忠樹：Additional Mass Method, A New Approach to Suspension Bridge Rehabilitation, IBC-85-7.
- 5) 野村国勝ほか：質量付加式吊橋の特性に関する研究，川田技報，Vol.4，1985年1月。
- 6) 野村国勝ほか：質量付加式吊橋の動的特性に関する研究，川田技報，Vol.5，1986年1月。
- 7) 野村国勝ほか：質量付加式吊橋の減衰特性とその超長大吊橋への応用に関する研究，川田技報，Vol.6，1987年1月。

On the other hand, the new material cables require larger cross sectional areas until the span length reaches approximately 4 000 m. If the new materials could be used for the main cables, the span length of suspension bridges would increase greatly. Thus we await the future development of adequate cables with these new materials.

It is still a dream even today to construct an ultra-long-span suspension bridge using these new materials. In the days, however, when the iron bridge was first built some 200 years ago, who could imagine such a long suspension bridge with a center span of 2 000 m? Today, technological innovation is accelerated, and new materials are developed rapidly one after another. Our dream for the ultralong-span bridge having a span length of 10 km may come true some day in the future.

REFERENCES

- 1) Satoshi Kashima, *et al.*: The outline of the Akashi Kaikyo Bridge, *Bridge and Foundation Engineering*, 1990-1.
- 2) Tadaki Kawada, *et al.*: *Modern suspension Bridge*, Rikoh Tosho, 1987.
- 3) Tadaki Kawada: New Trend of the Long Span Suspension Bridge, *Kawada Technical Report*, Vol.8, 1989.
- 4) Tadaki Kawada: Additional Mass Method, A New Approach to Suspension Bridge Rehabilitation, IBC-85-7.
- 5) Kunikatsu Nomura, *et al.*: Characteristics of Suspension Bridge with Additional Mass, *Kawada Technical Report*, Vol.4, 1985.
- 6) Kunikatsu Nomura, *et al.*: Dynamic Characteristics of Suspension Bridge with Additional Mass, *Kawada Technical Report*, Vol.5, 1986.
- 7) Kunikatsu Nomura, *et al.*: Damping Characteristics of Suspension Bridge with Additional Mass and its application to Super long-Span Suspension Bridge, *Kawada Technical Report*, Vol.6, 1987.