

長大，超長大 CFRP 主ケーブル吊橋の
実現性に関する検討

報告書

WG 4

第5章 長大，超長大 CFRP 主ケーブル吊橋の実現性に関する検討

§ 1	概要	5-1
§ 2	超長大吊橋主ケーブルへの CFRP の適用	5-1
2.1	検討目的	5-1
2.2	構造特性	5-1
2.3	各部位での特性と CFRP の適用性	5-3
2.4	まとめ	5-6
§ 3	長大，超長大 CFRP 主ケーブル吊橋の経済性と耐風安定性	5-7
3.1	検討目的	5-7
3.2	FRP の材料特性	5-7
3.3	長大吊橋における経済性の概略検討	5-8
3.4	超長大吊橋の試設計と経済性	5-9
3.5	フラッター解析による耐風安定性の検討	5-12
3.6	まとめ	5-14
§ 5	今後の検討課題	5-14

§ 1 概要

本WGでは、中央径間長500m～2,500m、サグ比1/10を有する長大、超長大吊橋を対象に、炭素繊維強化プラスチック（Carbon Fiber Reinforced Plastic、以下CFRPと略称）の主ケーブルへ適用性に関する検討を行った。検討結果の一部は、土木学会主催の第1回 FRP橋梁に関するシンポジウムで既に発表済みである¹⁾²⁾。本報告は、発表論文を再構成したものである。

§ 2 超長大吊橋主ケーブルへのCFRPの適用

2.1 検討目的

21世紀に向けて新たな国土づくりを進めていくためには、新しい国土軸の形成が重要で、さらに既存の国土軸との連携・補完が必要である。国内における吊橋プロジェクトは、1999年に開通した来島大橋を最後にはぼ一段落し、現在は新たな国土軸を繋ぐ海峡横断プロジェクトに関して様々な技術検討が行われている。紀淡連絡道路、東京湾口道路等の海峡横断プロジェクトでは、明石海峡大橋を凌ぐスパンの超長大吊橋も計画されている。このような超長大吊橋を具現化していく上で、様々な角度から構造・架設等の技術検討や経済性について調査が行われている。

ケーブルにおいて、材料面では明石海峡大橋の実現に向け高強度ワイヤの開発が推進されてきた。しかし、これらの超長大吊橋には、明石海峡大橋において適用された1800MPaかあるいはそれ以上の高強度化が要求されている。一方、それに代わる新たな素材として、強度面から見た場合、炭素繊維強化プラスチックが有力と考えられる。CFRPの最大の特徴は、鋼製ワイヤに比べ軽量でかつ機械的特性に優れた点にある。海外ではCFRPを歩道橋ではあるが吊橋の主ケーブル³⁾や今後の技術的發展に寄与する目的で試験的に斜張橋ケーブル⁴⁾に用いられた実施例もある。国内においても架設部材としてCFRPケーブルが採用されている⁵⁾。

このCFRPケーブルは、鋼製ケーブルとその特性が大きく異なり、せん断に対して非常に弱いことや単位重量当たりの単価が高く経済性で劣る等の短所がある反面、物性面において優れた特性がある。吊橋のメインケーブルとしては、特に長径間化するに従いケーブル自重とその強度特性が重要なポイントになり、その軽量で高強度の特性は非常に魅力がある。また、維持管理の点からケーブル防食対策においても様々な課題があり、腐食しないという特性も重要である。

本節では、CFRPの特性を踏まえ超長大吊橋ケーブルにCFRPを用いた場合に、その弱点と考えられる特性が、サドル部やバンド部の構造にどのような影響を及ぼすかを中心に検討した。

2.2 構造特性

(1) 高張力鋼ワイヤとCFRPワイヤの特性

CFRPワイヤの特徴は、従来の高張力鋼ワイヤと比べて様々な特性が大きく異なることである。ここで、ワイヤ単体での特性を比較する。

高張力鋼ワイヤとCFRPワイヤの特性等について比較表の一例を表2.1を示す⁶⁾。また、応力-ひずみ曲線について図2.1に示す。鋼とCFRPで強度特性について大きな違いは、降伏伸びの有無と言える。鋼では、0.2%全伸び耐力までほぼ線形に伸び、その後は破断まで延性伸びが存在する。これに対して、CFRPは、破断に至るまで線形状態が続き、明確な降伏点が存在しない。このため、破断時に至るまでの伸びは鋼が4%以上あるのに対して、CFRPでは、1.6%程度と非常に少ない。また、鋼に比べて単位重量は鋼の約1/5と非常に軽く、温度変化の影響も受けにくい。

表2.1 鋼とCFRPの特性比較

	鋼	CFRP
単位重量 (tf/m ³)	7.85	1.60
弾性係数 (tf/m ²)	2.0×10^7	1.6×10^7
線膨張係数 (1/°C)	12×10^{-6}	0.6×10^{-6}
引張強度 (kgf/mm ²)	210	250
伸び (%)	4	1.6

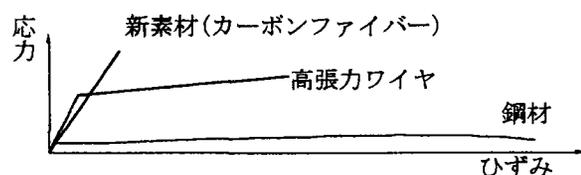


図2.1 鋼とCFRPの応力-ひずみ曲線

一方、せん断強度が小さい等の欠点もある。ここで、せん断応力の試験結果を表2.2に示す。試験は、「二面せん断による連続繊維補強材のせん断試験方法（案）」（JSCE-E540-1995）に準拠し、押し込み

治具による押し抜き2面せん断試験であり、試験方法を図2.2に示す。CFRPより線のせん断強度は約2,400kgf/cm²であり、鋼より線の約8,100kgf/cm²と比べて、30%程度と非常に小さい。

表2.2 より線のせん断強度

材質	より本数	外径 (mm)	せん断強度 (kgf/cm ²)
CFRP	7本より	15.2	2,460
CFRP	7本より	12.5	2,410
鋼	7本より	12.4	8,170

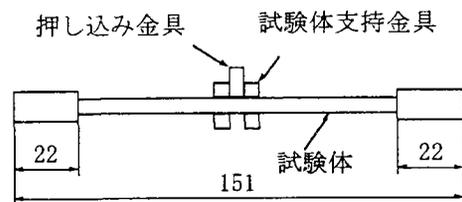


図2.2 せん断強度試験

(2) 超長大橋主ケーブルの試算

吊橋主ケーブルにCFRPを用いた場合、必要断面積は自重が小さいことから鋼を用いた場合に比べて小さくなる。

2500m級の超長大吊橋における試算⁶⁾では、表2.1に示した特性において、鋼製及びCFRP製ケーブルで破断に対する安全率をそれぞれ2.0、2.5と考えた場合、鋼が0.5564m²/cableに対してCFRPでは、0.4520m²/cableとなり、断面積比で鋼は、CFRPの約1.23倍の断面積が必要になる。表2.3に示すように、空隙率を20%と仮定するとケーブルの直径としては、鋼が0.941mに対してCFRPは0.848mになる。

表2.3 鋼とCFRPの必要ケーブル断面積

	鋼	CFRP
ケーブル断面積 (m ²)	0.5564	0.4520
ケーブル直径 (m) (空隙率 20%)	0.941	0.848
ストランド本数 (φ5×127)	223	181

(3) 主ケーブルに適用する際の特性

(a) ケーブル構造と架設工法

長大吊橋で一般的に用いられている主ケーブルは、平行線ケーブルであるが、その架設方式としてはAS工法とPS工法がある。各工法によってアンカレッジ部の定着構造が違ってくる。そして、架設上も工法によってストランドは様々な影響を受けるが、サドル部やバンド部の構造には大きな違いはない。

AS工法をCFRPで適用しようとする架設時のハンドリング特性が大きな課題になる。これは、CFRPの延性が極端に低いこと、大きな曲率でしか曲げることはできないためである。また、その定着部となるストランドシュー部において考えた場合、曲率半径 ρ とひずみ ε の関係は、次式のようになる。

$$\varepsilon = \frac{d}{2\rho}$$

ここで、 d : ワイヤ径

したがって、ストランドシューの曲率半径をワイヤ径の50倍、すなわち

$$\rho = 50d$$

とすると、ひずみ ε は1%となる。その結果、縁部では破断の2/3程度のひずみになり、これに軸応力が作用すると構造的にストランドシューは現状の鋼の設計法では成り立たない。よって、AS工法のように現地でワイヤを一本一本架設していく工法はCFRPでは困難と想定される。

一方、PS工法ではCFRPワイヤを工場製作段階で多数本平行に束ねストランド化し、そのストランドを現地でリールから展開し架設される。完全平行線の場合、リールに巻き取った際にストランドを構成するワイヤがずれて、扁平化した状態で巻かれる。このため、ストランドの巻き層数が多くなれば、リール内において互いのワイヤが交差することも十分あり得る。

このため、せん断強度が非常に弱いCFRPでは破損等の問題もあり、完全平行線よりはリールへの巻き取り性を考慮して、伸び剛性をできるだけ損なわない範囲で斜張橋ケーブルで広く用いられている擬似平行線ストランド（緩やかなピッチで撚ったストランド）とし、リールに巻き取れる構造とする方が望ましいと考えられる。したがって、現状の長大吊橋の主ケーブルは完全平行線ストランドであるが、CFRPでは現地でのハンドリング性から擬似平行線ストランドが有効と考えられる。

また、擬似平行線ストランドの場合、その定着構造は樹脂鑄込み等によるソケット構造が実用化されており、これをアンカレッジに定着することになる。

(b) 側圧，許容曲げ，せん断特性

一方，主ケーブルと塔や桁との接点に着目した場合，次の点が問題になる。

- ・サドル構造
塔との接合点になるサドル構造部における側方からの圧縮力と曲げ応力の問題
- ・バンド構造
ハンガーを吊すバンド部の取り付け構造の問題

すなわち，塔頂あるいはスプレーサドル部ではストランドをそのサドル形状に合わせて曲げ，さらに多数のストランドを積み重ねて行く必要がある。このため，下層ストランドほど上層ストランドからの側圧が作用することになる。さらに，側圧によってストランドは変形する。

また，ハンガーと主ケーブルはケーブルバンドを介して取り付くことになるが，主ケーブルはワイヤ同士によって形成される空隙がケーブル断面の約20%程度までスクイズする必要があるが，クランプでストランドを締め付けた結果から考えて，材料自身の径方向の弾性変形や塑性変形もあることからストランドを一体化させて，太径化したケーブルとするのは難しいと思われる。

2.3 各部位での特性とCFRPの適用性

(1) サドル構造

サドル部において，ストランドを架設する場合下層のストランドは上層のストランドから圧縮力を受けるが，このような側圧下においてCFRPは大きな強度低下が起こる。その圧縮応力下での引張強度の低下についての試験結果を図2.3に示す⁷⁾。

実験方法はCFRPと異なるが，鋼製ワイヤ単線における側圧下（線荷重）での引張強度特性を図2.4に示す⁸⁾。図2.4から分かるように線圧500kgf/cmで強度低下はほとんどなく，また設計的にも線圧はサドル部において500kgf/cm以下に抑えられることから，この値以下になるようサドル長の設計が行われる⁹⁾。

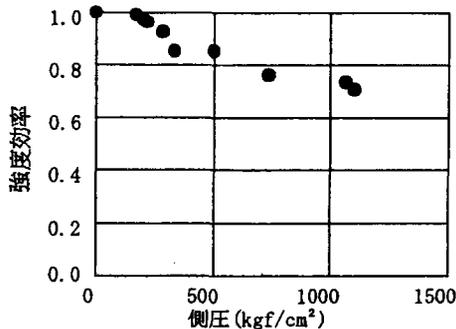


図2.3 CFRPの側圧下での引張強度特性

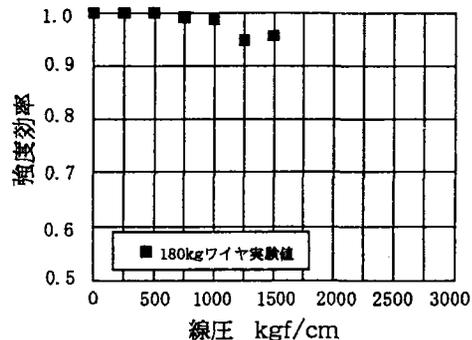


図2.4 高張力ワイヤ側圧下での引張強度特性

しかし，CFRPでは図2.3からみて側圧200kgf/cm²(100kgf/cm/0.5cm)においても破断強度は低下している。したがって，CFRPケーブルをサドルで支持する構造としては，側圧を100kgf/cm²以下に抑える必要があると考えられる。これをもとに，サドル部の構造について検討する。

(2) サドル部で作用する圧縮力

塔頂サドル部やスプレーサドル部では，下層ストランドは上層ストランドから圧縮力を受ける。特に最下層ストランドでは非常に大きな圧縮力になる。また，一般的に，サドル部の曲率半径はケーブル径の8倍以上を確保するようにしている。

図2.5にサドル部の形状を示し，簡易的に最下層ストランドに作用する圧縮力を次式で算出する。

$$p = \frac{2\sigma r \cos\theta \sin\gamma}{\gamma R} \dots \dots \dots (1)$$

- ここで， p : 最下層ストランドに作用する圧縮力
 γ : 主ケーブルの角度
 (中央径間，側径間同じ)
 σ : 主ケーブルの張力による引張応力
 (中央径間，側径間同じ)

- r : 主ケーブルの半径
- R : サドルの曲率半径
- θ : 主ケーブル断面内角度

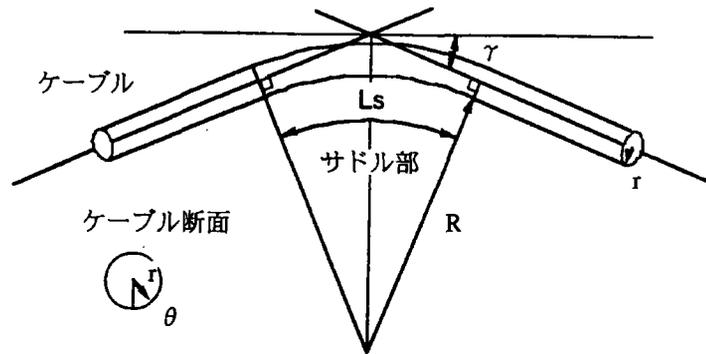


図2.5 サドル部の形状

主ケーブルの直径 D に対するサドルの曲率半径 R の比 R/D を8, つまり, $R=8D=16r$ とすると, 最大圧縮応力 p は $\theta=0$ の時になることより,

$$p = \frac{\sigma \sin \gamma}{8\gamma} \dots \dots \dots (2)$$

となる. さらに, 主ケーブル形状を放物線と仮定し, 中央径間長を L , サグ量を f とすれば塔頂部における主ケーブルの角度は, 次式であらわせる.

$$\gamma = \frac{4f}{L} \dots \dots \dots (3)$$

ここで, サグ比を $f/L=1/10$ とすると $\gamma=22.9\text{deg}$ になる. この時, 主ケーブルの引張応力 $\sigma=10,000$ (kgf/cm²)では, $p=1,216$ (kgf/cm²)となる最大圧縮応力を受けることになる.

さらに, ワイヤ径を5mmとすると接触線圧は608kgf/cmとなる. 主ケーブル設計引張応力10,000kgf/cm²の条件では, 設計条件である線圧500kgf/cmを大きく超える. したがって, 鋼製ケーブルにおいても R/D は10程度まで引き上げる必要がある.

一方, 側圧を受けるCFRP製ケーブルの強度低下は著しく, 実際に設計するためには, さらにデータを蓄積し, 分析する必要があるが, ここでは側圧100kgf/cm²程度 (CFRPのワイヤ径を5mmとした場合, 線圧50kgf/cm) までに抑えるものとする.

圧縮応力 $p=100$ (kgf/cm²)とし, (1)式から R/D を求めると

$$\frac{R}{D} = \frac{\sigma \sin \gamma}{p\gamma} \dots \dots \dots (4)$$

より, $R/D=97.4$ となって, 鋼の設計値である8に対して約12倍となる.

また, 曲率半径 R とサドル長 L_s の関係は,

$$L_s = 2\gamma R \dots \dots \dots (5)$$

で与えられる. ここに, $\gamma=0.4$, $R/D=97.4$ とし, 表2.3より $D=0.848$ (m)とすれば, サドル長 L_s は66mとなり, 物理的に成り立たない. したがって, ケーブル径を小さくする必要がある.

すなわち, サドル構造を考えた場合, 一本の主ケーブルの状態ではサドルが長くなりすぎるため, 多数のストランドに分離した状態にする必要がある.

そこで, 前出の条件, $p=100$ (kgf/cm²), $\sigma=10,000$ (kgf/cm²), $\gamma=0.4$ で, (1)式より, 主ケーブルの半径を各ストランドの半径とし, (5)式を用いて, サドル長とストランド径の関係を算出する. その結果を, ストランド構成とストランド本数を併記して, 表2.4に示す.

表2.4 ストランド径とサドル長の関係

サドル長 (m)	ストランド径 (cm)	ストランド構成	ストランド本数
5.1	6.5	φ5×127	181
6.0	7.7	φ7×91	127
7.1	9.1	φ7×127	92
8.2	10.5	φ7×169	69

ストランドサイズとしては、小径の方が望ましいが、ストランド本数が多くなり架設工期の長期化にもつながることから、太径ストランドを用い、サドル構造をできるだけシンプルにする必要がある。

さらに、ストランド構成が大きくなると1ストランド単位の重量が増え、一本当たりの引き込み荷重も考慮して選定する必要がある。

また、CFRPの場合ストランドに対する面圧で受ける必要があることから、サドルとストランドにおいて局所的な線接触を避けるために、ストランドとサドル間を間詰め材や樹脂充填等によって面接触状態にし、圧縮面圧の低減を図る工夫が必要である。

ところで、ケーブルには活荷重変動等により中央径間と側径間で張力のアンバランスが発生する。このアンバランス力は、サドル部での摩擦力によって抵抗し、ストランドが滑動しないように締め付け力等を設計する。

サドル部の滑動は次式で表せる⁹⁾。

$$v = \frac{\mu\alpha}{\log(T_s/T_c)} \dots \dots \dots (6)$$

- ここで、
 v : 安全率
 μ : 摩擦係数
 α : 円周角
 T_s : 側径間側のケーブル張力
 T_c : 中央径間側のケーブル張力

いま、安全率 v を2.0、摩擦係数 μ を0.1、円周角 α を0.8 (=2 γ) とすれば、張力比 T_s/T_c は1.04となり、張力差4%において滑ることになる。参考までに、レインボーブリッジでは、表2.5のような値であった¹⁰⁾。

表2.5 ケーブル張力 (レインボーブリッジ)

設計張力	中央径間 T_c (tf)	側径間 T_s (tf)	T_s/T_c
常時	21,050	23,335	1.11
地震時	19,923	22,631	1.14

表2.5から分かるようにストランドの状態のみでは、滑動に対して安全ではない。したがって、各ストランドの滑動に対する安全性を確保するためには、それぞれに締め付ける設備や構造が必要になる。そこで、張力の10%の滑り力を得るために必要なサドル長を求める。

滑動力は次式で与えられる。

$$F = \frac{\mu}{v} m d L_s p \dots \dots \dots (7)$$

- ここで、
 F : 滑動力
 m : 形状係数
 d : ストランド径
 L_s : 締め付け長さ(サドル長)

締め付け面圧 p を100(kgf/cm²)、 $m=3$ とすると必要なサドル長は表2.6のようになる。なお、表中には表2.4に示した設計張力から算出されるサドル必要長も併記した。

表2.6 必要サドル長

ストランド構成	ストランド径 (cm)	滑動力 (tf)	サドル必要長 (m)		
			張力	滑動	合計
$\phi 5 \times 127$	6.5	24.5	5.1	2.6	7.7
$\phi 7 \times 91$	7.7	35.0	6.0	3.0	9.0
$\phi 7 \times 127$	9.1	48.9	7.1	3.6	10.7
$\phi 7 \times 169$	10.5	62.7	8.2	3.9	12.1

表から分かるように一本のストランドを固定するために非常に長いサドル構造が必要になる。

したがって、滑動に対してはバンドで締め付ける構造よりストランドをパイプに通しそのパイプ内を樹脂で充填し、パイプとストランドを一体化させ、パイプをサドルに固定するか図2.6に示すようにサドルを個々のストランドに対してセル構造とし、ストランド架設後セル内の空間を樹脂で充填する方法等が考えられる。

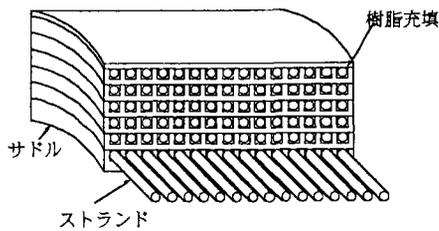


図2.6 塔頂サドル案

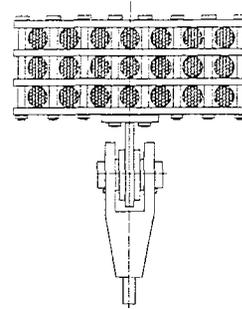


図2.7 バンド構造

(3) バンド構造

施工性を考えて擬似平行線ストランドを現地で束ねる。この場合、ストランド間の空隙をできるだけ少なくすることが考えられるが、前述したようにバンド部ではストランドに分割する構造が必要になることや、材料自身が圧縮力に対して大きく変形するため、バンドで直接把持する構造は困難と想定される。

すなわち、ストランドを多数本架設した後に主ケーブルを円形にするために空隙率20%位までスクイズ作業を行い、概略円形状態にし、その上に側圧100kgf/cm²を条件に設計されたバンドが取り付くことになる。しかし、側圧は、100kgf/cm²より小さな値としなければならない点、摩擦係数においても、実験によると $\mu=0.1$ 程度と鋼の $\mu=0.15$ より小さい点から、現状よりバンドが大きくなりボルトで締め付け摩擦係数だけで支持させる構造は、困難と想定される。したがって、バンド部においても個々のストランドを矩形上に配列し、独立した状態でバンドで支持する構造が考えられる。

個々のストランドに対し、独立してハンガーによる滑り力に抵抗させるとすれば、バンド部の受圧面積が大きくなり、バンド長は短くできる。ここで、ハンガー張力1000tfにより滑動力が作用した場合のバンド必要長を式(7)より求めると表2.7のようになる。なお、ケーブル角度は22.9deg、安全率は2とした。

表2.7 バンド必要長 (ハンガー張力1000t)

ストランド構成	ストランド径 (cm)	ストランド本数	滑動力 (tf)	バンド必要長 (cm)
φ5×127	6.5	181	2.1	22
φ7×91	7.9	127	3.0	26
φ7×127	9.1	92	4.2	31
φ7×169	10.5	69	5.5	35

バンド必要長は、表からわかるように滑りに対してクリティカルにはならないが、均等にハンガー荷重を各ストランドに分担させる必要がある。

構造的には、海外の鋼橋主ケーブル吊橋で実施例のある図2.7のような構造が考えられる⁷⁾。

一方、せん断応力については、ケーブル断面積が0.452m²であることから、表2.2からせん断強度2,400kgf/cm²とすると、せん断耐力としては、10,800tf以上となり問題はない。しかし、中小の吊橋ではケーブル断面が小さくなり、当然のことながらせん断耐力は小さくなっていくため、せん断力がクリティカルになる可能性もある。

2.4 まとめ

CFRPを吊橋の主ケーブルに用いた場合の特にサドル部とバンド部について既存の鋼製ケーブルの条件を基本に検討したが、現状の鋼製ケーブルの構造をそのままCFRPのケーブルに適用することは困難と考えられる。これは材料特性が大きく異なるためであり、これらの構造詳細について検討を進めるためには、側圧力に対する特性や摩擦係数等の物理的な特性を実験等によって把握することが今後必要と考えられる。

§3 長大，超長大CFRP主ケーブル吊橋の経済性と耐風安定性

3.1 検討目的

世界最長の明石海峡大橋(中央径間長1,991m)の完成を迎えた1998年4月に、6ルート of 海峡横断道路（東京湾口，伊勢湾口，紀淡海峡，豊予海峡，関門海峡，早崎瀬戸・長島海峡）構想を，超伝導浮上式リニアモーターカーによる高速鉄道構想とともに，2010年から2015年を目標年次とする新全国総合開発計画（五全総）に盛り込むことが決められた。

これによって，21世紀の次世代の計画として策定された海峡横断道路プロジェクト構想が具体的な段階に移行し，中央径間長2,000mを大きく超える超長大橋時代の幕開けが間近に迫ってきた¹¹⁾。

ただし，この計画では，コストの大幅縮減を考慮に入れた技術開発の成果と，自然環境への影響，および，費用対効果などを十分に見極めたうえで事業化を図ることとされており，海峡横断道路構想の早期実現を目指すためには，特に中央径間長2,500mから3,000mに至る超長大吊橋を対象とした新材料，新素材の適用を含めた画期的な技術開発が不可欠といえる¹²⁾。

一方，超長大吊橋のみならず，中央径間長500mから1,500m程度までの長大吊橋においても，ライフサイクルコスト(LCC)の観点から，建設時の初期コストだけでなく，維持管理コストを含め，より経済性に優れた新材料，新素材の適用が試みられている。

このような状況下において，近年における新素材の開発の進展は著しく，なかでも，繊維強化プラスチック(FRP)の性能の進歩には目を見張るものがあり，維持管理性に優れ，土木構造物の1次構造材料としても脚光を浴びつつある¹³⁾。

特に，最近では，その比強度がきわめて高いことから，鋼製ケーブルの代わりに，CFRP製ケーブルを吊橋の主ケーブルに用いることによって，死荷重を大幅に軽減でき，総死荷重に占める主ケーブルの自重の割合が大きくなる長径間になればなる程，その効果も大きくなることが指摘されるようになっていく。

本論文は，上述の指摘を受け，まず，既に実用段階にあるCFRP製ケーブルを主ケーブルに用いた中央径間長500m～1,500mの長大吊橋の経済性を，従来の鋼主ケーブル吊橋と比較して概略的に検討したものである。

さらに，中央径間長2,500mの流線形箱桁吊橋の試設計を行って，超長大吊橋における経済性を具体的に比較したものである。その際，CFRP製主ケーブルの比較の対象となる鋼製主ケーブルの材料として，現在開発が進められている高強度の新材料を想定したものを適用することとした。

最後に，経済性ととともに，超長大吊橋の実現性を大きく左右する耐風安定性についても検討を試み，それを確保するための構造的対策として，塔と主ケーブルを結ぶケーブルステイを取上げ，それにもCFRP製ケーブルを用いて，その効果を確認したものである。

3.2 FRPの材料特性

FRPには，補強繊維として，アラミド系繊維，ガラス系繊維，炭素系繊維をそれぞれ使用したAFRP，GFRP，および，CFRPなどがある。

鋼製ケーブルと比較したFRP製ケーブルの主な利点を列挙すると，

- ①単位体積重量が鋼に比べ極めて軽く，死荷重を大きく低減でき，運搬や，架設も容易である。
- ②耐食性に優れ，防錆対策などは不要で，メンテナンスも容易である。
- ③引張強度・疲労強度は，鋼と同等以上である。
- ④弾性係数は，鋼にほぼ匹敵する。
- ⑤線膨張係数は極めて小さく，鋼と異なり，温度変化に伴う構造の変形や断面力をほとんど生じず，ケーブル架設時の形状管理も容易である。
- ⑥非磁性体である。

などである。

これに対して，主な欠点を列挙すると，

- ①現状では，かなり高価で，その使用にあたっては，コストへの十分な配慮が不可欠である。
- ②耐候性について，マトリックス樹脂の吸湿や，紫外線による劣化が懸念される。
- ③脆性材料で，降伏伸びがなく，靱性も低いことから，ハンドリングに注意が必要である。
- ④せん断強度が低く，曲げ変形能が劣ることや，側圧に弱く，摩擦係数が小さいことから，サドルや，バンドの構造を工夫する必要がある。
- ⑤耐熱性，耐火性が弱く，使用環境，特に，周辺温度への配慮や，防火対策などが必要である。

⑥導電性によって、接触している金属に電食を生じさせたり、落雷で破損する恐れがある。などである。また、軽量で、死荷重（質量）が大きく低減されることは、動的には必ずしも利点とはいえず、耐風安定性の面では逆に欠点となることも予測される。

3種のFRP、および、高張力鋼の応力-ひずみ関係を模式的に図示すると、図3.1のようである。吊橋の主ケーブルとして注目されているCFRP（炭素繊維強化プラスチック）が、最も強度が高く、弾性係数も鋼に最も近いことが解る。

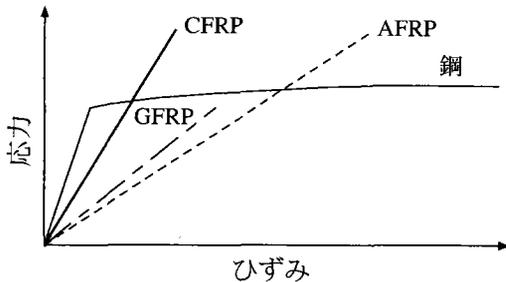


図3.1 各材料の応力-ひずみ関係

表3.1 主ケーブルの材料特性と許容応力度

	鋼	CFRP
単位重量 (tf/m ³)	7.85	1.60
弾性係数 (tf/m ²)	2.0×10 ⁷	1.6×10 ⁷
線膨張係数 (1/°C)	12×10 ⁻⁶	0.6×10 ⁻⁶
引張強度 (kgf/mm ²)	180	250
安全率	2.5	2.5
許容引張応力度 (kgf/mm ²)	72	100

3.3 長大吊橋における経済性の概略検討

(1) 検討条件

中央径間長500m～1,500m、サグ比1/10とし、鋼製、および、CFRP製主ケーブルの材料特性と許容応力度は表3.1に示すような値とした。

また、主ケーブルの概算工費は、鋼製ケーブルに対するCFRP製ケーブルの単位重量当たりの材料費(/tf)の比率が10倍、あるいは、20倍の両者の場合を考えて、表3.2に示すような値で与えられるものとした。

表3.2 主ケーブルの概算工費

	材料費 [比率] (千円/tf)	架設費 [比率] (千円/m ³)	工費 [比率] (千円/tf)
鋼	480 [1.0]	5600 [1.0]	9370 [1.00]
CFRP	4800 [10.0]	5600 [1.0]	13280 [1.42]
	9600 [20.0]	5600 [1.0]	20960 [2.23]

表3.2では、単位重量当たりの材料費(/tf)と単位体積当たりの架設費（（設備費+人件費）/m³）とを合わせた工費を、単位体積当たりの費用に換算して示しており、この表から、材料費が10倍の場合には1.42以上、20倍の場合には2.23以上の断面積比であれば、CFRP製主ケーブルの工費の方が経済的ということになる。

(2) 検討結果とその考察

吊構造部の1tf/mの荷重（活荷重を含む）を支えるために必要な主ケーブルの所要断面積を、放物線ケーブルに関する基礎式に基づき、鋼製ケーブルの場合、および、CFRP製ケーブルの場合について試算した結果を図3.2に示す。

また、両者の場合の所要断面積の比率（断面積比）を図3.3に示す。この表には、前節の表3.2において、経済性の分岐点となった断面積比の値についても付記している。

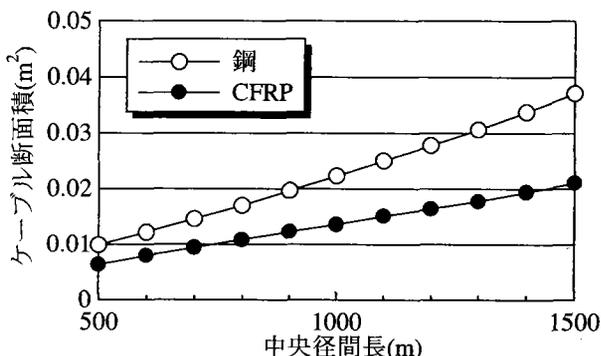


図3.2 主ケーブルの所要断面積

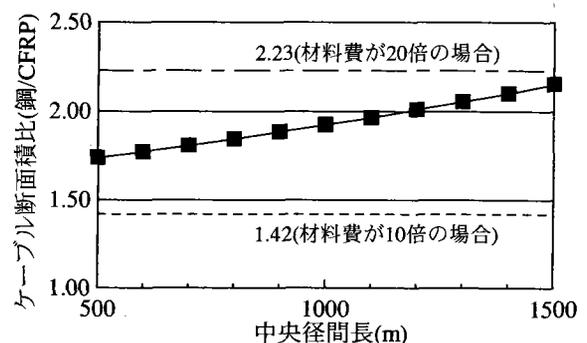


図3.3 主ケーブルの断面積比

これらの図から、両者の場合の所要断面積、および、それらの断面積比は、中央径間長の伸長に対してほぼ直線的に増加し、長大化すればするほど、CFRP製主ケーブルの経済性がより高くなることが解る。さらに、鋼製ケーブルに比べ単位重量当たりの材料費が10倍の場合には、中央径間長が500mであっても、CFRP製主ケーブルの方が経済的といえ、中央径間長1,500mの付近では、15倍程度になれば十分に競合できるものと予測できる。

なお、CFRP製主ケーブルの適用は、死荷重を大幅に低減し、主塔や、下部構造の経済性にも寄与することが期待される。特に、主ケーブル張力の激減によるアンカレイジの工費の節減は、コスト縮減に大きく寄与するものと推測される。

3.4 超長大吊橋の試設計と経済性

(1) 設計条件と主ケーブル材料

試設計の対象となる超長大吊橋は、中央径間長2,500m、両側の側径間長1,000mで、サグ比1/10の3径間2ヒンジ形式流線形箱桁吊橋とし、主ケーブル材料として、次のような鋼製、あるいは、CFRP製ケーブルを適用することとした。

鋼製ケーブルについては、中央径間長2,000mを大きく超える超長大吊橋の場合、これまで最大の表3.1の引張強度では、主ケーブル断面の直径が過大になることや、経済性も劣ることなどから、より高強度の新材料の開発が現在進められている。

そこで、その開発状況などを参照して、表3.3に示すような引張強度、および、許容応力度の鋼製ケーブルを用いることとした。

一方、CFRP製ケーブルについても、より高強度のものの開発が進められているが、長大吊橋の検討に適用した、既に実用化段階の表3.1に示した引張強度のものをそのまま適用することとし、その他の材料特性や、許容応力度も同一とした。

比較のために、表3.3には、鋼製ケーブルの引張強度、許容応力度とともに、CFRP製ケーブルのそれらについても再掲したが、両者の許容応力度の値はほぼ等しくなっている。

表3.3 主ケーブルの引張強度と許容応力度

	鋼	CFRP
引張強度 (kgf/mm ²)	210	250
安全率	2.0	2.5
許容引張応力度 (kgf/mm ²)	105	100

すなわち、ここでは、両者の許容応力度はほぼ等しいにもかかわらず、CFRP製ケーブルが鋼製ケーブルに比べ極めて軽量であることが経済性に及ぼす影響に主眼を置いて検討することとした。

(2) 鋼主ケーブル吊橋の試設計結果

試設計の対象とした超長大吊橋の一般図を、図3.4に示す。補剛桁は、桁高7mで、両側端にフェアリングを有する流線形箱桁断面とした。ただし、フェアリングについては、非構造材とした。

まず、比較の対象となる鋼主ケーブル吊橋の試設計を先行して行った。その結果、補剛桁断面は、図3.5に示すような板厚構成となった。

試設計によって得られた主要な構造諸元を、表3.4に示す。この表には、死荷重に対応する主ケーブル、ハンガーの慣性質量、および、補剛桁の慣性質量と回転慣性の値を付記しているが、主塔の慣性質量の値については省略した。

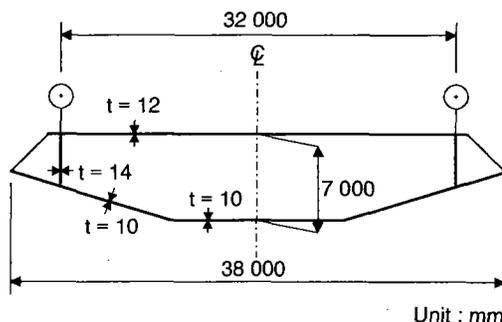


図 3.5 補剛桁の断面図

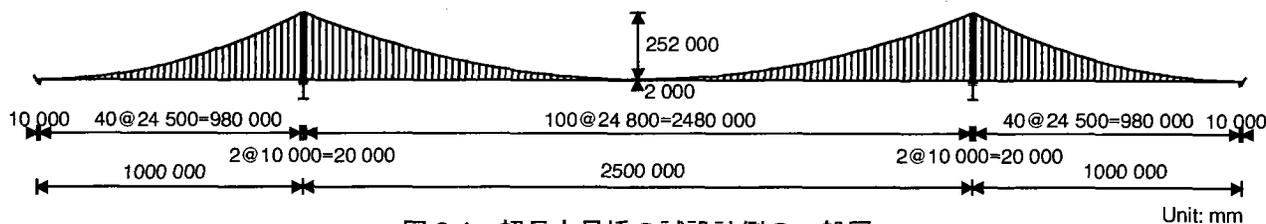


図 3.4 超長大吊橋の試設計例の一般図

表3.4 鋼主ケーブル吊橋の試設計結果

形式		3径間2ヒンジ吊橋
支間長	主ケーブル	1000 + 2500 + 1000 m
	補剛桁	980 + 2480 + 980 m
主ケーブル	サグ比	1 / 10
	中心間隔	32m (最大)
	断面積	0.5564m ² / cable
	慣性質量	4.575t / m ÷ g (9.8m/sec ²)
ハンガー	断面積	0.006m ² / 格点
	慣性質量	0.05 t / m ÷ g (9.8m/sec ²)
	中心間隔	中央径間24.8m, 側径間24.5m
センターステイ	断面積	0.2m ² (中央径間1山) / cable
補剛桁	形式 (桁高)	鋼箱桁 (桁高7m)
	断面積	1.3m ²
	垂直曲げ剛性	11.0m ⁴
	水平曲げ剛性	132m ⁴
	ねじり剛性	23.7m ⁴
	慣性質量	23 t / m ÷ g (9.8m/sec ²)
	回転慣性	2500m ² / m ÷ g (9.8m/sec ²)
主塔	断面積	2.6~4.2m ⁴ / 塔柱
	塔面内剛性	13.5~23.2m ⁴ / 塔柱
	塔面外剛性	26.0~85.3m ⁴ / 塔柱
	ねじり剛性	17.6~37.3m ⁴ / 塔柱

(3) CFRP主ケーブル吊橋の試設計結果

前節の鋼主ケーブル吊橋の試設計の後、それを基に、主ケーブルをCFRP製ケーブルに代えて、CFRP主ケーブル吊橋の試設計を行った。

その際、補剛桁の断面構成、および、構造諸元については、図3.5、表3.4に示した鋼主ケーブル吊橋の試設計結果におけるものと同一とした。

また、主ケーブルの材料特性や、幾何剛性などの相違が及ぼす影響の検討が主たる目的であったことから、主塔についても、便宜上、表3.4に示した構造諸元と同一とした。

したがって、両者の試設計結果の相違点は、主ケーブルの断面積と死荷重のみであり、これらを補剛桁の死荷重とともに示し比較すると、表3.5のようになる。なお、この表において、 W_c 、 W_g は、水平軸に沿って分布する主ケーブル、補剛桁の死荷重をそれぞれ表しているが、ハンガー等に関するものの1/2づつも割振られている。

表3.5 CFRP主ケーブル吊橋の試設計結果

			鋼	CFRP
主ケーブル断面積 (m ² /cable)			0.5564	0.4520
死荷重 (tf/m/cable)	W_c	中央径間	4.825	0.905
		側径間	4.935	0.935
	W_g	中央径間	11.595	11.595
		側径間	11.610	11.610

(4) 静的構造特性の概要

経済性を検討して実現性を問うためには、その前に、鋼主ケーブル吊橋とCFRP主ケーブル吊橋の両者について、静的構造特性を比較し、有害な特性の有無を確かめておく必要がある。

そこで、両者の試設計結果に基づいて、補剛桁を魚骨 (fish-bone) モデルに置き換えた立体骨組構造解析モデルを作成した。ウィンドシューについては、図3.6に示すように、橋軸直角方向成分以外の全ての変位成分が解放された節点を一端に持つ剛部材を塔横梁上に配置してモデル化した。

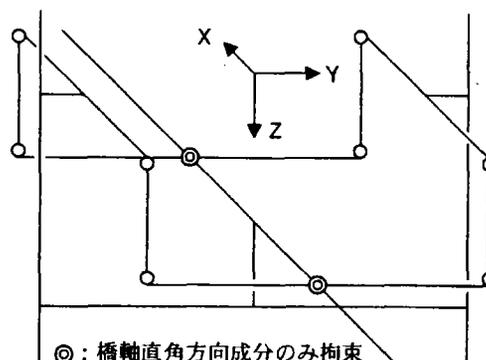


図3.6 ウィンドシューのモデル化

また、吊橋特有の設計条件を満たすための初期形

状決定，すなわち，死荷重時での主ケーブルの節点座標や，部材の初期張力，無応力長，および，主塔の無応力形状などの算定は，文献14)，15)で誘導した手法を適用した。

図3.7には，死荷重時の平衡状態におけるCFRP主ケーブル吊橋モデルのスケルトン図を示す。

両者の解析モデルの相違点は，初期形状決定によって算定される主ケーブル中間節点の鉛直座標が僅かに異なるのみであり，鋼主ケーブル吊橋モデルについては省略した。

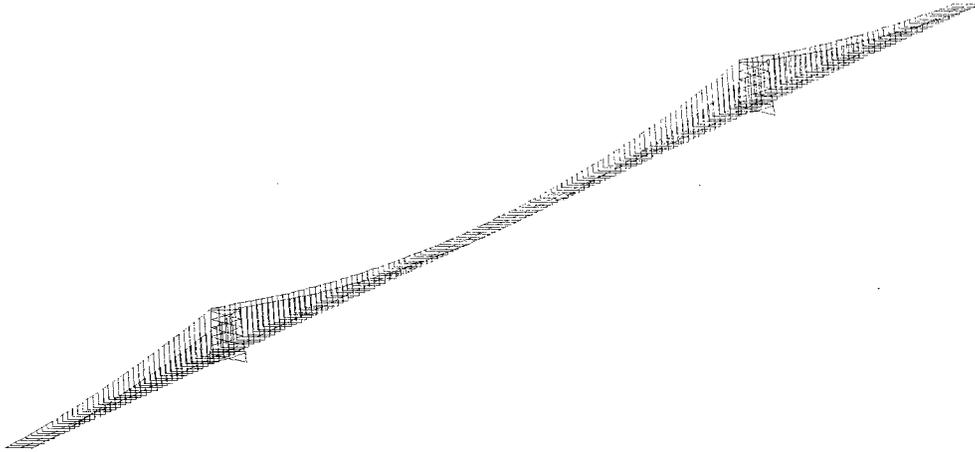


図3.7 解析モデルのスケルトン図

設計荷重に対する静的構造特性を検討するために，非線形有限変位解析^{14),15)}を両者の解析モデルを対象に行った結果について概要を述べると，以下のようなことが解った。

まず，CFRP主ケーブル吊橋モデルでは，活荷重載荷時の主ケーブル部材の張力の変動量，および，それに死荷重時張力を加えた総量がともに，鋼主ケーブル吊橋モデルに比べて大きく低減されることとなった。

一方，主ケーブルの伸び剛性，幾何剛性の低下により，CFRP主ケーブル吊橋モデルでは，鋼主ケーブル吊橋モデルに比べ，活荷重載荷時の鉛直たわみが増加したが，本州四国連絡橋公団の上部構造設計基準に規定されたたわみ制限を僅かに超える程度であった。

また，そのような鉛直たわみの増加に伴い，補剛桁の面内曲げモーメントも増加したが，活荷重載荷時の応力で箱桁断面の板厚が決定される程の量にはならなかった。

次に，吊橋の温度変化の影響は主ケーブルの線膨張係数に支配され，その値が極めて小さいことにより，CFRP主ケーブル吊橋モデルでは，温度変化に伴う鉛直たわみがほとんど生じず，鋼主ケーブル吊橋モデルに比べて大きく減少した。

したがって，CFRP主ケーブル吊橋モデルでは，温度変化に伴う補剛桁の面内曲げモーメントもほとんど生じず，鋼主ケーブル吊橋モデルに比べて大きく減少した。

さらに，風荷重に対しても，活荷重に対してと同様に，主ケーブルの伸び剛性，幾何剛性の低下により，CFRP主ケーブル吊橋モデルでは，鋼主ケーブル吊橋モデルに比べ，補剛桁の水平たわみが増加したが，特に問題となるような量にはならなかった。

同様に，そのような水平たわみの増加に伴って，鋼主ケーブル吊橋モデルのものと同一断面としたCFRP製主ケーブル吊橋モデルの補剛桁の面外曲げモーメントも増加したが，断面構成に大きな影響を及ぼす程の増加量ではなかった。

これらの設計荷重に対する静的構造特性の検討の結果，CFRP主ケーブル吊橋モデルにおいて，特に問題点はみられなかった一方，主ケーブル張力が大きく低減された点は，経済性にも大きく寄与するものといえた。

なお，静的構造特性の解析結果の詳細については，文献6)に記述されているので参照されたい。

(5) 経済性に関する検討

CFRP主ケーブル超長大吊橋の経済性を，鋼主ケーブル超長大吊橋と比較するために，表3.6に，両者の主ケーブルの総重量とそれらの比率を，前節の解析から得られた最大張力とともに示す。

この表において，D，D+Lは，死荷重時，および，(死荷重+活荷重)時を表しており，D+Lの最大張力は，活荷重の全径間載荷時に得られたものである。

表3.6 主ケーブルの最大張力と総重量

	最大張力 (tf/cable)		総重量 [比率]	
	D	D+L	(tf/br.)	
鋼	54984.4	60636.3	40513.6	[6.04]
CFRP	41841.5	6707.2	47336.3	[1.00]

表3.7 主ケーブルの概算工費

	材料費 [比率] (千円/tf)	架設費 [比率] (千円/m ³)	工 費 [比率] (千円/tf)
鋼	480 [1.0]	5600 [1.0]	9370 [1.0]
CFRP	4800 [10.0]	2800 [0.5]	6800 [5.5]
		5600 [1.0]	8600 [7.0]
	9600 [20.0]	2800 [0.5]	11800 [9.5]
		5600 [1.0]	13600 [11.0]

また、長大吊橋における経済性の検討に用いた表3.2の概算工費を超長大吊橋にも適用することとし、表3.7に、単位重量当たりの材料費 (tf) と単位体積当たりの架設費 ((設備費+人件費) /m³) とを合わせた工費を、ここでは、単位重量当たりの費用に換算して示す。

ただし、表3.2において、単位体積当たりの架設費については、超長大化による効率性を考慮して、鋼製ケーブルに対するCFRP製ケーブルの比率が0.5倍の場合も想定した。

したがって、表3.6から、両者の主ケーブルの総重量の比率は約6倍であり、表3.7から、CFRP製ケーブルの超軽量の特質を生かして単位体積当たりの架設費を0.5倍近くまで下げることができ、単位重量当たりの材料費の比率を10倍程度までに抑えることができれば、CFRP製主ケーブル吊橋の経済性が満たされるということになる。

しかしながら、これは、主ケーブルの工費のみによる比較であり、表3.6から、CFRP主ケーブル吊橋における主ケーブルの最大張力は、鋼主ケーブル吊橋のその約80%に低減されていることから、アンカレッジや、塔、および、それを支える橋脚、基礎などの工費もかなり低減され、経済性を大きく高めることを十分に予測できる。

3.5 フラッター解析による耐風安定性の検討

経済性の検討の後、鋼主ケーブル吊橋とCFRP主ケーブル吊橋の両者について、連成フラッター解析による耐風安定性の検討を試みた。超長大吊橋では、耐風安定性は、経済性ととも、その実現性を大きく左右するからである。

連成フラッター解析に適用する固有振動数、振動モードを求めるための固有振動解析は、前章における静的構造特性の検討に適用した、非線形有限変位解析法^{14),15)}によって得られる死荷重時の平衡状態での接線剛性行列と集中質量行列を用いた固有振動解析法^{15),16)}によった。

連成フラッター解析は、モード解析によるマルチモード連成フラッター解析プログラム^{17),18)}を用い、上述の無風時での1~40次の固有振動解析結果を適用して行った。

非定常空気力としては、補剛桁に、平板翼理論による揚力、および、ピッチングモーメントを作用させ、空気力の定式化は文献19)によるものとした。さらに、補剛桁 (抗力係数0.80) には、抗力として、準定常理論に基づく空気力も作用させた。なお、構造減衰は対数減衰率 $\delta=0.02$ とした。

連成フラッター解析からは、作用空気力成分を加えた運動方程式の複素固有値解析によって、適用したモード次数と同じ数の有風時振動モード分枝が得られるが、ここでは、最も低い風速で負減衰の領域に移移するフラッターモード分枝に着目し、 U (風速) - δ_w (空力減衰：対数減衰率) を描いて、限界風速の推定値を算定した。

解析モデルは、前章における静的構造特性の検討に適用した鋼主ケーブル吊橋モデルと、CFRP主ケーブル吊橋モデルを、それぞれの基本モデルとし、これらに加えて、CFRP主ケーブル吊橋モデルについては、図3.8に示す3ケースのケーブルステイモデルも対象とした。

このケーブルステイは、主ケーブルの軽量化によって耐風安定性の低下が予想されたことから、構造的対策として設置されたものであり、ハンガーと同断面積のCFRP製ケーブルを用いるものとした。経済性への影響は最小限であり、軽量で垂れ下がらず、この程度の直径であれば、構造景観を損なうことはないと思われる。

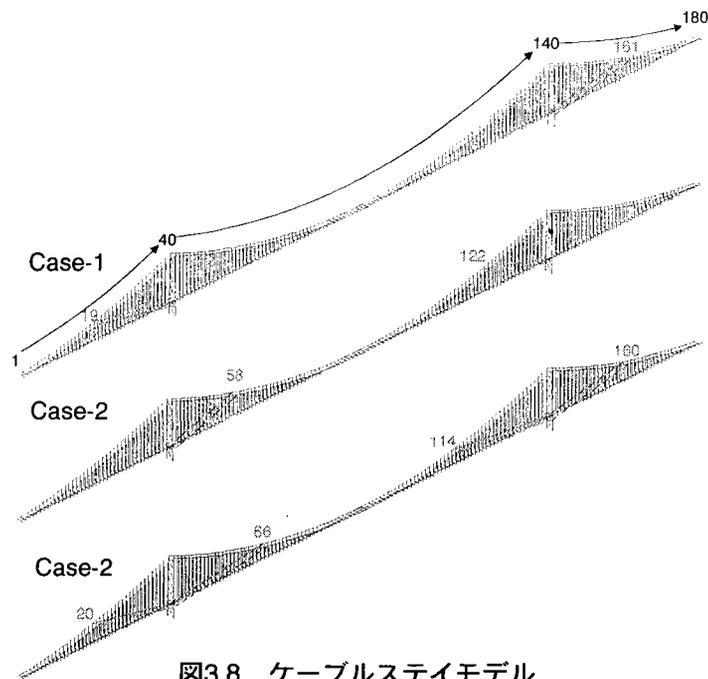


図3.8 ケーブルステイモデル

また、図3.8の3ケースのモデルにおけるケーブルステイの設置位置（図中の番号は下流側の主ケーブルの節点番号を表している）は、塔側定着点を補剛桁高さ付近に固定し、主ケーブル側定着点を橋軸方向に移動させて、連成フラッター限界風速の推定値が最高の値となる箇所を探索した結果から得られた最適位置を示している。

解析結果の一部として、図3.9に、鋼主ケーブル吊橋モデルとCFRP主ケーブル吊橋モデルの両基本モデルについて、フラッターモード分枝の $U-\delta_w$ 曲線を示す。図3.10には、CFRP主ケーブル吊橋の3ケースのケーブルステイモデルについて、同様に、フラッターモード分枝の $U-\delta_w$ 曲線を示す。

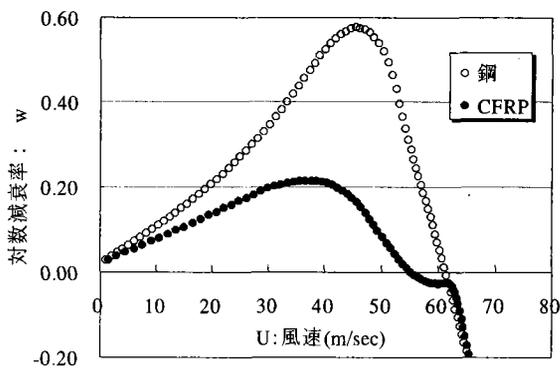


図3.9 $U-\delta_w$ 曲線（基本モデル）

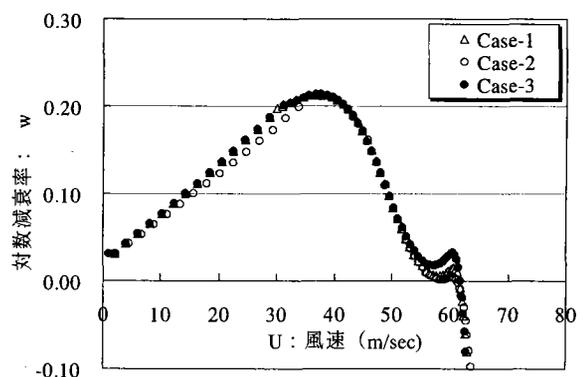


図3.10 $U-\delta_w$ 曲線（ケーブルステイモデル）

さらに、表3.8には、基本モデル、および、ケーブルステイモデルの全てのモデルについて、 $U-\delta_w$ 曲線から算定された連成フラッター限界風速の推定値を、たわみ、および、ねじりの対称一次固有振動数とともに示す。

表3.8 各モデルの固有振動数と限界風速

	基本モデル		ケーブルステイモデル		
	鋼	CFRP	Case-1	Case-2	Case-3
たわみ振動数 (Hz)	0.064	0.064	0.064	0.065	0.065
ねじり振動数 (Hz)	0.170	0.203	0.203	0.203	0.203
限界風速 (m/s)	61.5	55.8	61.9	61.6	62.1

図3.9から、鋼主ケーブル吊橋モデルとは異なって、CFRP主ケーブル吊橋モデルの基本モデルの $U-\delta_w$ 曲線は屈曲し、それに伴って、算定される連成フラッター限界風速の推定値が低下することが解る。

また、図3.10からは、CFRP主ケーブル吊橋モデルの側径間または中央径間にケーブルステイを設置することにより、U- δ_w 曲線の屈曲部が部分的に引き上げられて、算定される連成フラッター限界風速の推定値が高くなるのが解る。

さらに、表3.8から、CFRP主ケーブル吊橋モデルの連成フラッター限界風速の推定値は、鋼主ケーブル吊橋モデルのそれと比較して10%程度低下することが解る。

しかしながら、全径間に、あるいは、中央径間または側径間のみにでも、ケーブルステイを最適位置に設置することによって、鋼主ケーブル吊橋モデルのそれを上回るまでに耐風安定性を回復できることが解る。

なお、この表3.8において、CFRP主ケーブル吊橋モデルの連成フラッター限界風速の推定値の低下は、当然、主ケーブルの軽量化と伸び剛性、幾何剛性の低下によるものであるが、固有振動特性は、ねじり対称一次固有振動数が大きく変化しているのに対して、たわみ対称一次固有振動数には大きな変化がみられない。

また、ケーブルステイの設置は、主ケーブルの振動を抑えることによる効果を期待したものであったが、たわみ、および、ねじりの対称一次固有振動数には、ともに大きな変化はみられない。

これらのように、対称一次固有振動数がたわみについては変化せず、ねじりのみ一方的に高くなったにもかかわらず、連成フラッター限界風速の推定値が低下したことや、たわみ、ねじりの対称一次固有振動数の変化には関係なく、ケーブルステイの設置が効果を及ぼしたことの要因は、文献6)に詳細に記述されているので参照されたい。

3.6 まとめ

前項までの長大、超長大吊橋における検討結果からは、既に実用化段階にあるCFRP製ケーブルを主ケーブルに用いたCFRP主ケーブル吊橋の経済性と耐風安定性について、次のようなことがいえた。

- (1) 中央径間長500m~1,500mの長大吊橋における経済性を、これまでの最大強度の鋼製ケーブルを主ケーブルに用いた鋼主ケーブル吊橋と概略的に比較した結果、長大化すればするほど、CFRP主ケーブル吊橋の経済性がより高くなった。
- (2) また、鋼製ケーブルに比べ単位重量当たりの材料費が10倍の場合には、中央径間長が500mであっても、CFRP製ケーブルの方が主ケーブル工費のみで経済的であり、中央径間長1,500mの付近では、15倍程度にできれば、同様に主ケーブル工費のみで経済的になり得るものと予測できた。
- (3) 次に、中央径間長2,500mの流線形箱桁吊橋の試設計を行って、経済性を検討する前に、CFRP主ケーブル吊橋の各種設計荷重に対する静的構造特性を、現在開発中の高強度の新材料を想定した鋼製ケーブルを主ケーブルに用いた鋼主ケーブル吊橋と比較した結果、静的設計上の問題点は特にみられなかった。
- (4) 上述の試設計結果から、超長大吊橋における経済性を比較した結果、超軽量の特性を生かして鋼製ケーブルに対する単位体積当たりの架設費を0.5倍近くまで下げられ、単位重量当たりの材料費を10倍程度にできれば、CFRP製ケーブルの方が主ケーブルの工費のみで経済的になり得るものと予測できた。
- (5) さらに、CFRP主ケーブル吊橋の主ケーブルの最大張力は、鋼主ケーブル吊橋のその約80%に低減され、アンカレイジや、塔、および、それを支える橋脚、基礎などの工費もかなり低減され、経済性がより高められる可能性のあることが確かめられた。このような可能性は、超長大吊橋のみならず、長大吊橋においても同様であることは明らかであった。
- (6) 最後に、経済性ととともに、超長大吊橋の実現性を大きく左右する耐風安定性についても比較を連成フラッター解析により試みた結果、CFRP主ケーブル吊橋の連成フラッター限界風速の推定値は、鋼主ケーブル吊橋のそれと比較して10%程度低下し、主ケーブルの軽量化が耐風安定性には悪影響をもたらすこととなった。
- (7) そこで、CFRP主ケーブル吊橋の構造的耐風安定化策を検討した結果、全径間に、あるいは、中央径間または側径間のみにでも、細径のCFRP製のケーブルステイを最適位置に設置することによって、その耐風安定性を、鋼製主ケーブルの場合のそれを上回るまでに回復できた。

§ 4 今後の検討課題

以上のことから、限定された条件下における検討結果であるとともに、数多くの解明すべき問題点が未だ残されているが、本研究によって、CFRP主ケーブル長大、超長大吊橋の実現性に関する一資料を得ることができたといえる。

なお、今や、本研究で設定したCFRP製ケーブルの引張強度250kgf/mm²を大きく上回る290kgf/mm²のも

のも実用化段階に移行しつつある。それに対して、鋼製ケーブルの引張強度は、 180kgf/mm^2 に到達したのさえ最近のことで、 220kgf/mm^2 まで開発可能といわれているものの、現状において量産化が可能なのは 200kgf/mm^2 とされており、設定した値 210kgf/mm^2 を下回っている。

したがって、今後の材料開発の推移や、安全率または安全係数の取り方によっては、CFRP主ケーブル超長大吊橋の経済性がさらに高まることも十分に予想される。

また、従来から用いられているサグ比1/10は、鋼製主ケーブルを前提とした場合の最適なサグ比であり、CFRP製主ケーブルの場合については別途検討する余地が残されている。

さらに、耐風安定性については、CFRP主ケーブル吊橋に提案した構造的耐風安定化策を施せば、鋼製主ケーブルの場合のフラッター限界風速を上回ることができたが、目標とする 80m/sec に対しては十分ではなく、耐風安定性をより高めるための検討が必要である。

これらについては今後の検討課題としたい。

参考文献

- 1) 江口立也, 前田研一, 森園康之, 中村一史, 藤野陽三: 超長大吊橋メインケーブルへのCFRPの適用に関する2,3の考察, 第1回FRP橋梁に関するシンポジウム論文集, 土木学会, pp.81-86, 2001.
- 2) 前田研一, 森園康之, 中村一史, 江口立也, 藤野陽三: 長大, 超長大CFRP主ケーブル吊橋の経済性と耐風安定性, 第1回FRP橋梁に関するシンポジウム論文集, 土木学会, pp.87-94, 2001.
- 3) Des fibres de carbone entre les deux rives de la Sarine, Journal de la Construction, pp17-20, No1-15 janvier 1999.
- 4) 森下泰光: ヨーロッパにおける新素材の橋梁への適用と高機能橋梁の調査, 高田機工技報, No.15, pp138-141, 1999.
- 5) 平野信一他: 来島大橋キャットウォークの設計・施工, 橋梁と基礎, pp13-19, 1997.
- 6) 前田研一, 森園康之, 中村一史, 江口立也, 藤野陽三: 新素材 (FRP) ケーブルを用いた超長大吊橋の構造特性と経済性, 構造工学論文集, Vol.46A, 2000.
- 7) 今野信一: 炭素繊維ケーブルの強度特性, 橋梁と基礎, pp.29-32, 1999.
- 8) 今野信一: 超長大吊橋ケーブルに関する検討, 本州・北海道架橋シンポジウム, pp167-184, 1996.
- 9) 平井 敦他: 鋼橋Ⅲ, pp722-728, 1967.
- 10) 首都高速道路公団: レインボーブリッジケーブル工事記録写真集, pp16-18, 1994.
- 11) 成田信之編: 鋼橋の未来, 技報堂出版, 1998.
- 12) 明石海峡大橋開通記念特集: 長大橋技術の展開と展望, 橋梁と基礎, 建設図書, Vol.32, No.8, 1998.
- 13) 建設省土木研究所材料施工部化学研究室: 繊維強化プラスチックの土木構造材料への適用に関する共同研究報告書(I)-1次構造材料としてのFRPの適用事例調査-, 共同研究報告書No.210, 1998.
- 14) 林 正・前田研一・増井由春・内海靖・山野長弘: 長径間吊橋の立体有限変位解析, 構造工学論文集, Vol.37A, 1991.
- 15) 土木学会: 構造工学における計算力学の基礎と応用-応用編, 構造工学シリーズ7, 1996.
- 16) 橋梁振動研究会: 橋梁振動の計測と解析, 技報堂出版, 1993.
- 17) 岩本政巳・藤野陽三・長井正嗣: 三次元モデルによる長大斜張橋のフラッター解析, 土木学会第48回年次学術講演会講演概要集, 1993.
- 18) 岩本政巳: 吊形式橋梁に関するフラッターを中心とした空力振動予測, 東京大学博士学位論文, 1997.
- 19) 宮田利雄・山田均・太田博文: 立体骨組解析法における横たわみしたトラス補剛吊橋の曲げねじれフラッター解析, 土木学会論文集, No.404/I-11, 1989.