

### 3. 新素材の橋梁への適用

#### 3. 1 既往の適用事例

##### (1) 中国におけるFRP製橋梁<sup>1), 2), 3)</sup>

中国ではこれまで3橋のFRP製橋梁が重慶市内に建設されているようで、文献1)ではそれらの内2橋について写真入りで報告されているので、以下に紹介する。

まず、一つめは、1986年に完成した世界初の歩道用FRP製斜張橋である。写真-3.1に示すような傾斜独立1本タワー（高さ11m、15°前傾）を有する単径間斜張橋であり、ハープ状（1面）に張られたケーブル7本により補剛桁が支持されている。タワーは鉄筋コンクリート製、斜張ケーブルはポリエチレン被覆された鋼製ワイヤであり、補剛桁のみがグラスファイバーを用いたFRP製となっている。

GFRP桁は、長さ27.4m、幅4.3mの4室箱桁で総重量約8トンである。ただし、桁高、フランジ厚、接合方法などの詳細は不明である。設計荷重は、 $350\text{kgf/m}^2$ で、垂直応力度に対する安全率は10であり、せん断応力度に対しては3~6という値が採用され、許容たわみは $L/600$ で、使用状態での最高温度は $70^{\circ}\text{C}$ と設定された。同規模の橋梁ならば、鋼製に比べてメンテナンスフリーであるGFRP製の方が安価と言われている。

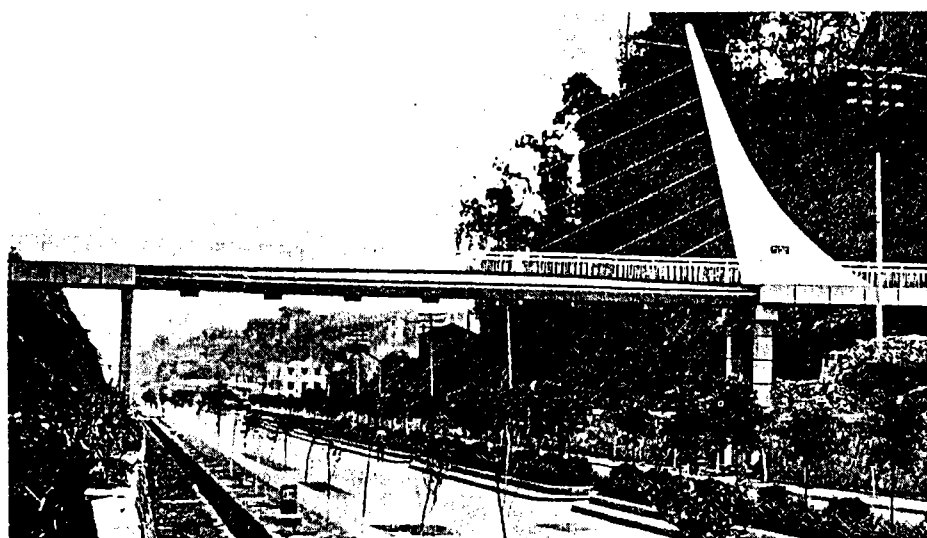
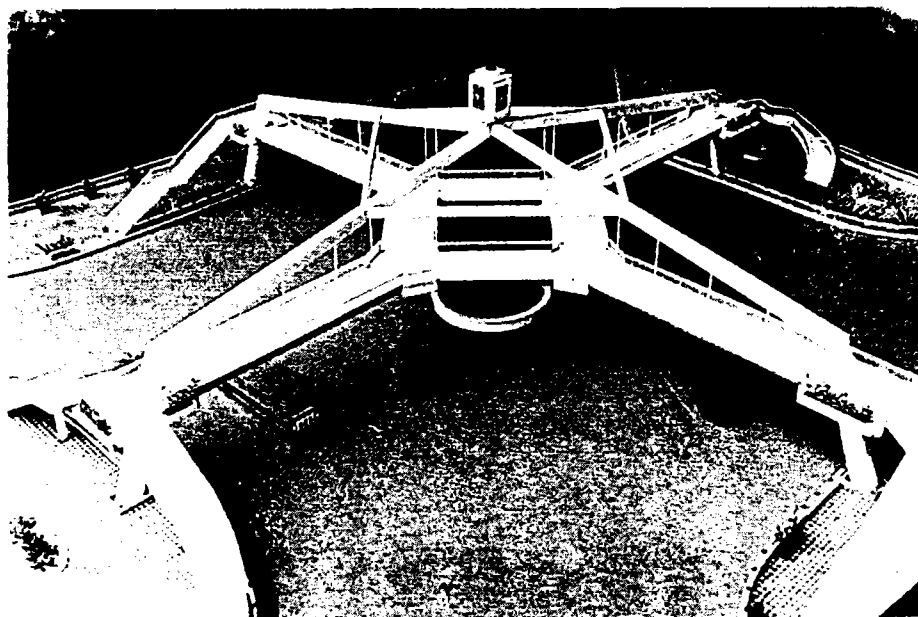


写真-3.1 GFRP桁を有する斜張橋<sup>2)</sup>

もう一つの例は、重慶市内のダウンタウンにある広い交差点上の横断歩道橋であり、写真－３．２に実橋のモデルを示す。基本的な構造は、交差点の四つの角に脚を置く十文字に張り渡された鉄筋コンクリート製のラーメンフレームから、井形状に組まれたグラスファイバー製の歩道部が鋼製ワイヤによって吊り下げられた形となっている。井型の突出部の長さは各19mで、中央の正方形部の一辺の長さは9mである。また、これらの桁はすべて幅員4.3mで、桁高0.9mであり、全重量は約43トンであった。やはり、特徴として、同タイプの鋼橋に比べ安価である、メンテナンスもほとんど不要、GFRPは成形・着色が容易であるなどを挙げている。



写真－３．２　GFRP桁を有する横断歩道橋のモデル<sup>1)</sup>

## (2) 米国における研究開発事例<sup>2), 3)</sup>

カリフォルニア州立大学では、橋梁の床版の取り替えにおける施工時間の短縮や作業の簡便化に加えて、死荷重の大幅な低減を図る目的で、写真－３．３に示すようなグラスファイバーを使用したFRP製の橋梁用床版の部分模型を製作し、実験により静的および疲労性状を研究しているようである。

また、バージニア大学では、1985年にバージニア州道路交通局の援助のもと、写真-3.4に示すような全GFRP製の歩道橋（幅員2.1m、長さ4.9m）を製作し実験を行ったようである。

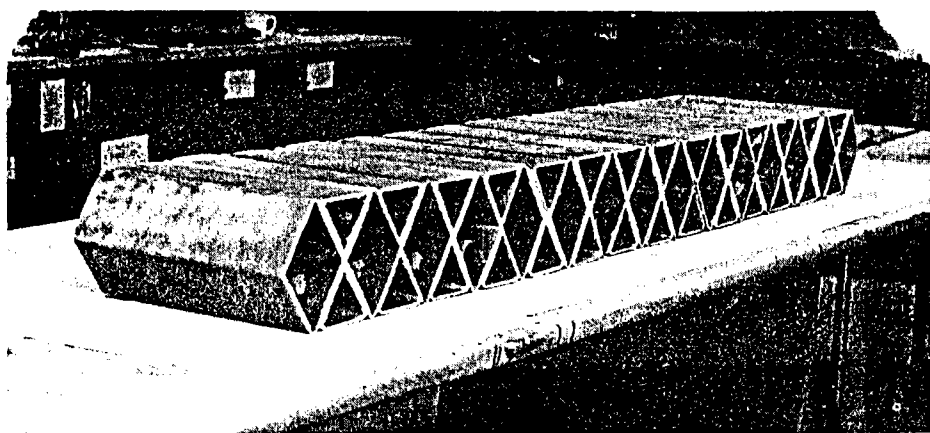


写真-3.3 GFRP製橋梁用床版模型<sup>2)</sup>

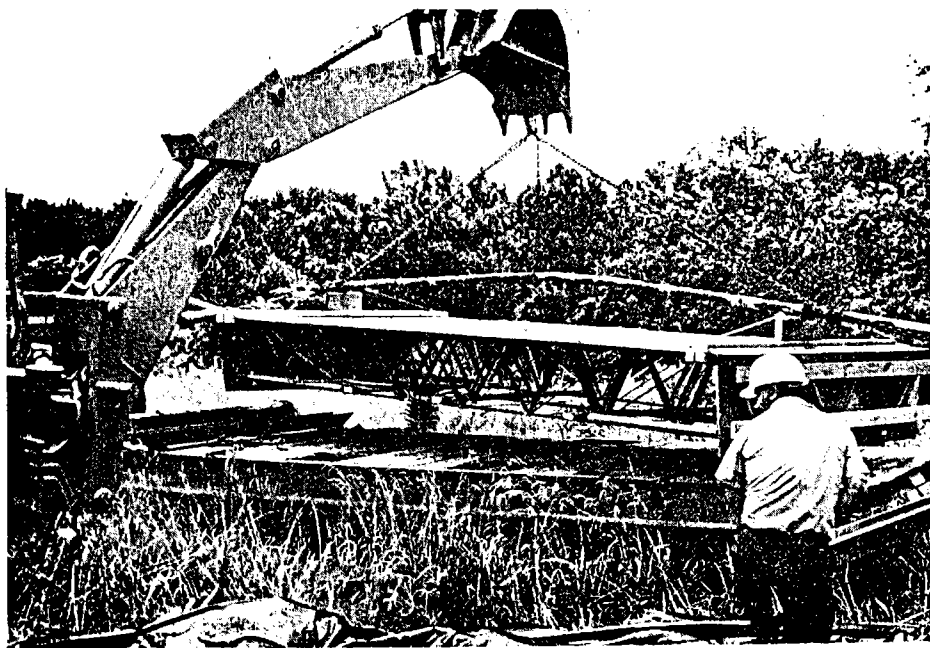
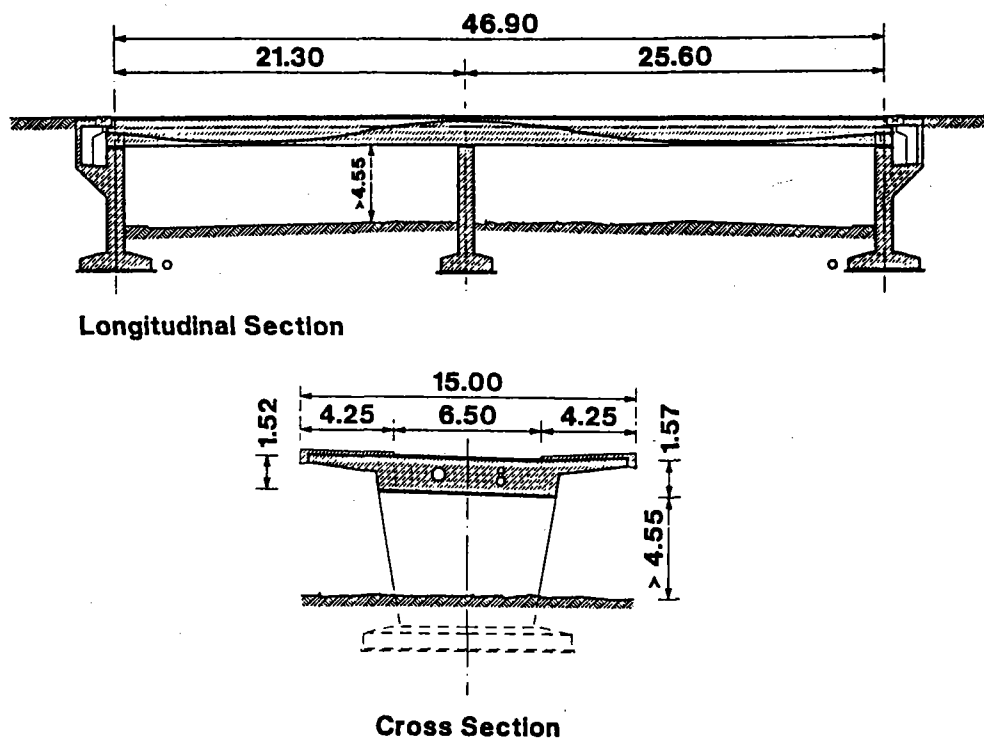


写真-3.4 GFRP製歩道橋<sup>2)</sup>

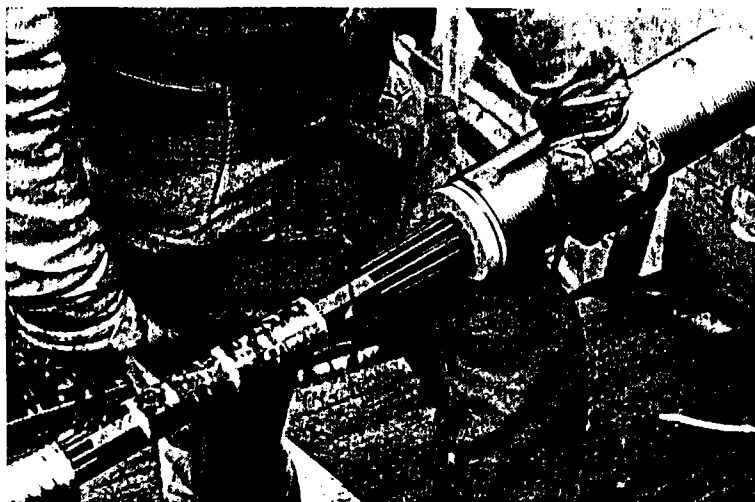
### (3) ドイツにおけるPC橋の例<sup>4)</sup>

1986年デュッセルドルフ市内に完成した Ulenbergstrasse橋は、世界初の新素材を使用したプレストレストコンクリート（PC）道路橋である。図-3.

1 に示すような 幅員15.0mの 2 径間連続床版橋であり、プレストレス用緊張材としてグラスファイバー製FRPケーブルを使用したものである。直径7.5mmのGFRPロッドを19本束ねたものを1ケーブル（1本当たりの導入力は約60トン、写真－3. 5 参照）として、これを全部で59本使用してポストテンション方式によりプレストレスを与えている。GFRP製ケーブルが採用された最大の理由は、腐食しないことによるメンテナンスフリーを期待してのことであった。



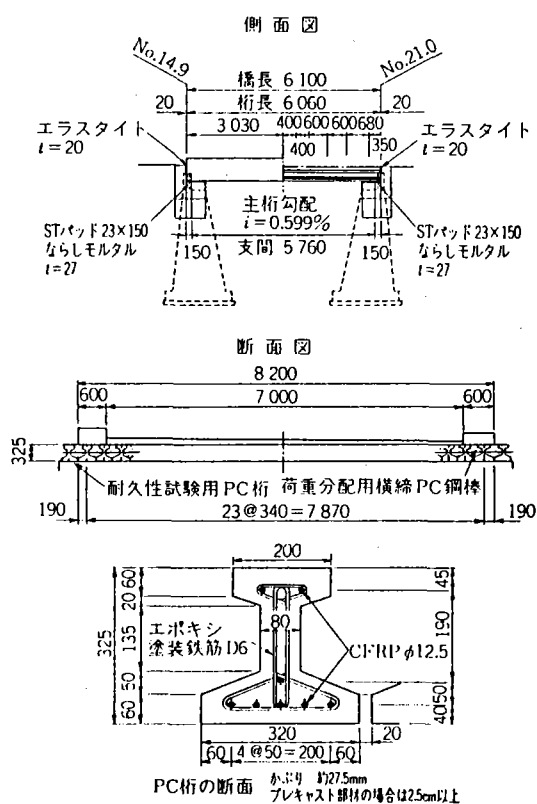
図－3. 1 Ulenbergstrasse 橋一般図<sup>4)</sup>



写真－3. 5 GFRP製緊張用ケーブル<sup>4)</sup>

(4) 日本におけるP C橋の例<sup>3), 5), 6)</sup>

日本で最初の新素材を使用したP C橋は、1988年10月に石川県内に竣工した新宮橋（しんみやばし）である。これは日本海に面した厳しい塩害環境下にあった旧R C橋の架け替え工事として計画されたもので、図-3. 2に一般図などを示す。幅員7m、橋長わずか6.1mの小規模なプレテンション方式のP Cスラブ橋であるが、プレストレス用緊張材はカーボン繊維を用いたF R Pのより線タイプのケーブル（C F R Pより線、図-3. 3参照）が使用されており、事前にC F R Pより線単体についての物理的・機械的性質を調べる各種の試験、およびC F R Pより線と従来のP C鋼より線を用いた桁についての比較載荷試験などが実施されている。



ラッピング処理

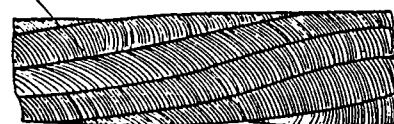


図-3. 3 C F R P 7 本より線  
( $\phi 12.5\text{mm}$ )

図-3. 2 新宮橋一般図<sup>5)</sup>

また、1990年9月には茨城県のゴルフ場（サザンカントリークラブ）の歩道橋に新素材が利用された<sup>6)</sup>。この歩道橋は、吊床版橋であり床版のケーブルおよびグラウンドアンカーの緊張材に新素材（CFRP）を採用した。

橋梁の概要を図-3.4に示す。

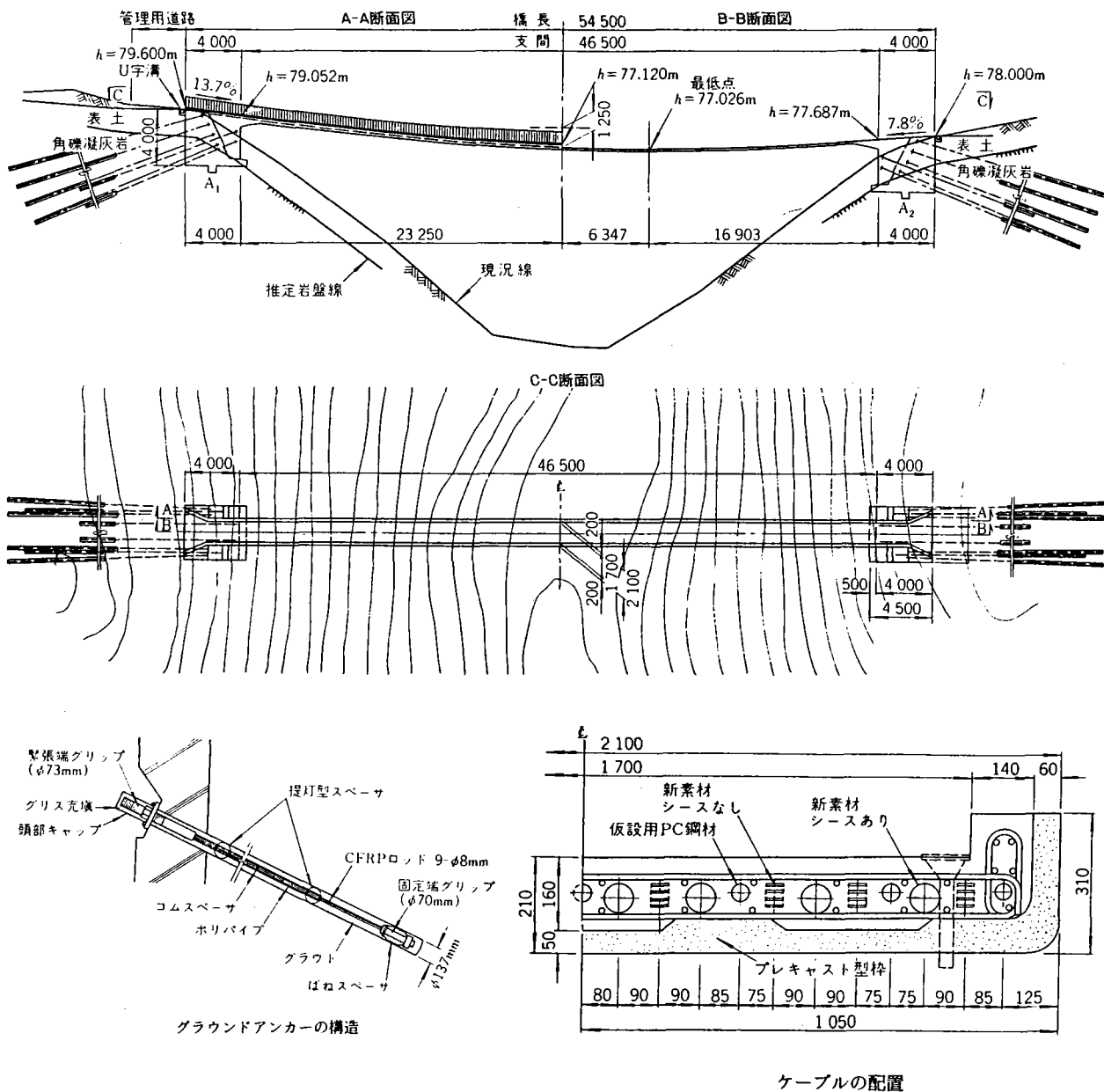


図-3.4 吊床版橋一般図（サザンカントリークラブ）

【参考文献】

- 1) Bruce, R. : "Fiber Reinforced Plastic Bridges in Chongqing,"  
Proceedings for Symposium on Mixed Structures, Including New  
Materials, Brussels, IABSE, Sept., 1990.
- 2) Sponseller, M. : "Glass bridges shimmer in future," ENR/September 17,  
1987, pp.44~45.
- 3) 秋村成一郎 : 「新素材・新技術の橋梁への適用」, 橋梁と基礎, 88-6, p.47.
- 4) Waaser, E. und R. Wolff: "Ein neuer werkstoff fur Spannbeton", beton,  
36(1986), H.7, S.245/250.
- 5) 安達 實, 山下武秋 : 「新素材(炭素繊維複合材)を用いたP C 橋 - 石川  
県新宮橋 - 」, 土木施工, Vol.30, No.5, 1989, pp.97~107.
- 6) 久保田, 他 : 「新素材を用いた吊床版橋の設計・施工」, 橋梁と基礎,  
1990.12, PP25~30.

### 3. 2 将来の適用の可能性

現在の橋梁の部材に新素材を適用する場合、現在でもすぐに置き換えられる部材と、近い将来適用の可能性が高い部材について検討する。また、今後計画される吊形式の長大橋、超長大橋についてもケーブル部材を中心にして検討を進める。

#### (1) 置き換えのできる部材

置き換え可能な部材を純引張材として、現在の橋梁で実際に使用されている純引張材をピックアップして検討する。

例えば

- 1) 引張材として設計されるデッキトラス橋の対傾構 (X組)
- 2) 引張材として設計されるトラス、アーチ橋の横構 (X組)
- 3) ランガー橋の吊材
- 4) ニールセン橋の吊材
- 5) 斜張橋のケーブル
- 6) 吊橋のケーブル、ハンガー
- 7) 落橋防止装置

また純引張材以外の特殊な場合として

- 8) 吊橋、斜張橋等のフェアリング
- 7) ペデストリアンデッキ等の化粧板

次頁以降に置き換え可能と考えられる部材の実際の構造例を示す。



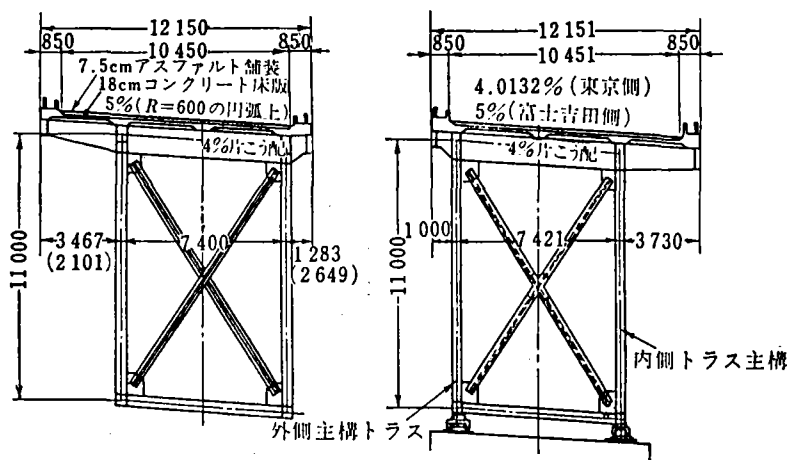


図-3. 5 対傾構X組

・X組の対傾構に初期張力を加えて  
引張部材として適用する。  
定着構造に工夫が必要。

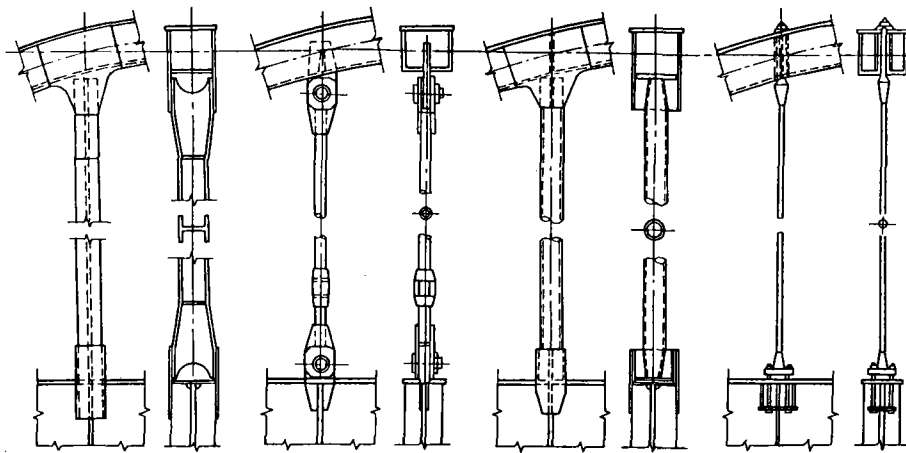


図-3. 6 吊材

・ランガー桁及びローゼ桁等の吊材  
として所定の張力を加えて適用する。



# Proposal for a carbon fibre reinforced composite bridge across the Strait of Gibraltar at its narrowest site

U Meier, Dipl-Ing

Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research, Dübendorf, Switzerland

*Tremendous progress has been made in the construction of long span bridges within the last two centuries. In this evolution structural concepts and strength of materials used have played key roles. The limiting span is defined as that span at which the structural system will just support itself. Comparison is made between limiting spans of cable-stayed bridges made of steel and of advanced composites. The use of advanced composites would allow the tripling of the limiting span in comparison to steel structures. To compare the quantities of material required for the cables of suspension and cable-stayed bridges, calculations are performed. The results are shown within a proposal for an advanced composites bridge across the Strait of Gibraltar.*

## 1 INTRODUCTION

Advanced composites will never be able to compete with traditional materials such as concrete and steel for the building of commonplace structures. Where then does the potential for the structural application of advanced composites lie? One possibility is in special cases where lightweight construction is demanded due to local conditions. Another is for structures having very large spans as shown in the following proposal.

## 2 PROPOSAL FOR A CFRP BRIDGE

### 2.1 Background

The idea of joining Europe and Africa together with a fixed link has interested politicians and scientists for centuries. The most suitable zone for such a structure is the Strait of Gibraltar. For the possible implementation of this structure, an agreement on technical and scientific co-operation between the Spanish and Moroccan governments was formulated in 1979. Following a technical colloquium in Tangier in October 1980, and a large general international colloquium in Madrid in November 1982 on the feasibility of a fixed link across the Strait of Gibraltar, the following possibilities have crystallized: a tunnel in the sea floor, constructed with conventional mining techniques, or a bridge mounted on rigid towers.

The alignment for the crossing of the Strait of Gibraltar was determined by deep sea measurements and the distance between the two shores. Analysis of the deep sea map suggests two crossing locations:

1. An axis which connects the two continents through the shortest possible path, that is between Punta Cirès and Oliveros, having a length of approximately 15 km. Along this axis the sea depth ranges up to 900 m.
2. A connection between the Capes of Malabata and Palomas, taking advantage of an almost straight-line

elevation of the sea floor. The length of this connection amounts to about 26 km. The sea depth does not exceed 300 m.

Considering the existing state-of-the-art of building techniques, alternative 2 appears to be the most feasible. Taking into account the considerable sea depth (300 m) at this location and the small allowable gradient of 1.5–2.0 per cent, a railroad tunnel would have a length of about 50 km of which approximately 28 km would lie under the sea floor. A highway tunnel would be shorter, but would present much more difficult ventilation and exhaust problems. At present, a bridge employing conventional building materials and having a length of about 30 km is under study. The central portion of this bridge, where the sea is deepest, is to be spanned with a suspension bridge having a length of 22 km. This will be composed of ten adjacent spans, each 2000 m long and two end spans, each 1000 m long. Connection to the two shores is to be accomplished with foreland bridges of 1800 m and 6000 m length. The cost for the tunnel solution is estimated at approximately \$5000 M. For the 'conventional' bridge described above, the cost would be about double. The bridge solution has the additional disadvantage that ship passages through the Strait would be permanently hindered by a minimum of ten towers separated from each other by only 2000 m. A fixed link at the narrowest site (alignment 1) is not possible with the building materials currently employed, since the theoretical limiting span for steel bridges lies in the range of 5000 m up to a maximum of 7000 m. In a practical case, this permits a span of at most 3500–4000 m. Since tower foundations deeper than 350 m are not possible, a minimum main span of about 8400 m is necessary for a bridge utilizing alignment 1. Such spans could only be accomplished by employing advanced composites.

### 2.2 Multiplication of the limiting span of the suspended bridge

The use of advanced composites would allow the doubling or tripling of the limiting span in comparison to

*This paper was presented at a conference on 'Fibre reinforced composites 1986' held in Liverpool on 8–10 April 1986. The revised MS was received on 15 September 1986 and was accepted for publication on 4 December 1986.*

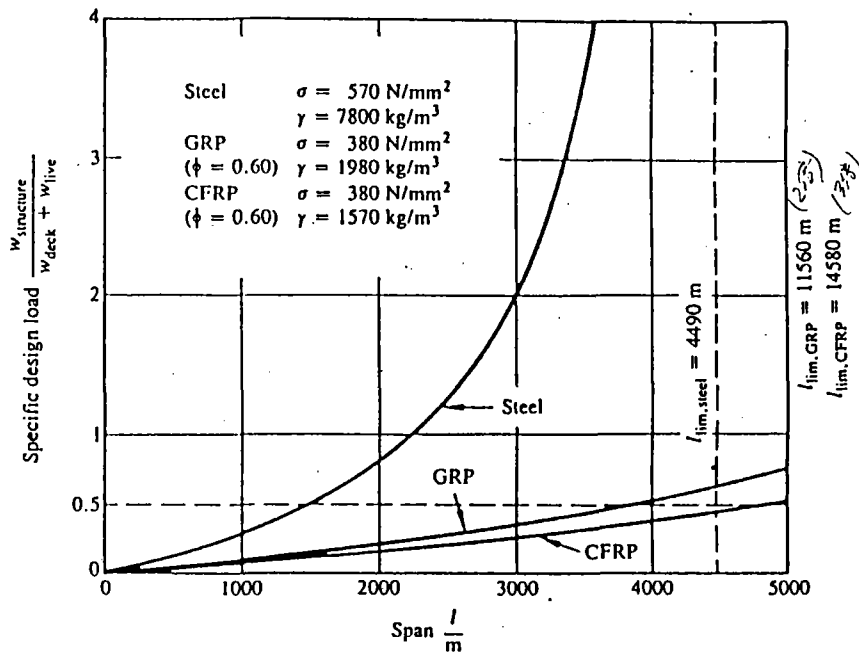


Fig. 1 Specific design load versus the main span for the classical form of suspension bridges ( $l_{lim}$  = limiting span)

steel structures. In Fig. 1 the specific design loads versus the centre span for the classical form of suspension bridges made of steel are compared with those made of glass fibre reinforced (GRP) or carbon fibre reinforced (CFRP) plastics. The specific design load is defined as the dead load  $w_{st}$  of the superstructure compared to the load  $w_{deck} + w_{live}$  (dead load of the deck and live load). Calculation of the specific design load as a function of the span  $l$  is as follows:

$$\frac{w_{structure}}{w_{deck} + w_{live}} = l / \left( \frac{\sigma_{allowable}}{\alpha \gamma} - l \right) \quad (1)$$

where  $\alpha$  (assumed as 1.66 in the case of Fig. 1) represents a system coefficient and  $\gamma$  the density. The limiting span  $l_{lim}$  is calculated as follows:

$$l_{lim} = \frac{\sigma_{allowable}}{\alpha \gamma} \quad (2)$$

The uniaxially loaded cables and hangers are mainly responsible for determining the allowable stress in equation (1). This permits the use of the allowable stress for unidirectional fibre reinforced plastics.

The assumptions used for Fig. 1 can to some extent be questioned. However, this would not have any fundamental influence on the qualitative statement of Fig. 1. The application of glass fibre reinforced plastics would permit a doubling of the limiting span  $l_{lim}$  in comparison to steel, and through the use of carbon fibre reinforced plastics, even a threefold increase is possible.

In Fig. 2 the price relation of CFRP to steel, and GRP to steel per unit mass is plotted as a function of the centre span of a suspension bridge. The assumptions made are the same as in Fig. 1. Figure 2 demonstrates that in 1985 the 'break-even span' for CFRP would have been 4170 m and for GRP 4150 m. Assuming a further downward development of prices for carbon fibre and a stable price for cable steel this 'break-even

span' for CFRP may in the future be in the region of 3900 m. This implies that only superstructures with main spans in the range of 4000 m and greater will be the domain of advanced composites.

Due to the relatively low modulus of elasticity of GRP, as well as other disadvantages (and only very

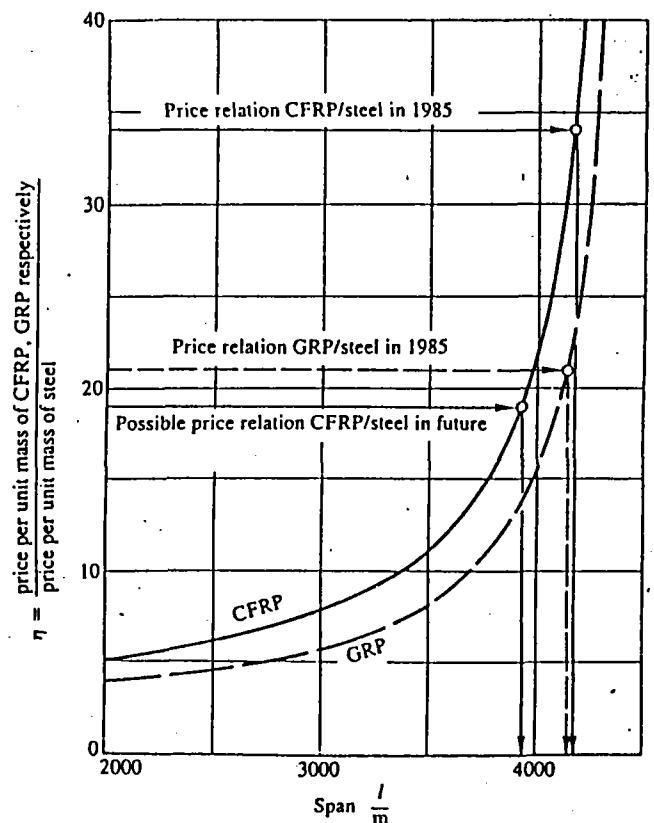


Fig. 2 Price relation of CFRP and GRP to steel based on 1985 prices: CFRP \$21.00 per kg, GRP \$13.00 per kg, cable steel \$0.61 per kg; and for the future CFRP \$12.00 per kg

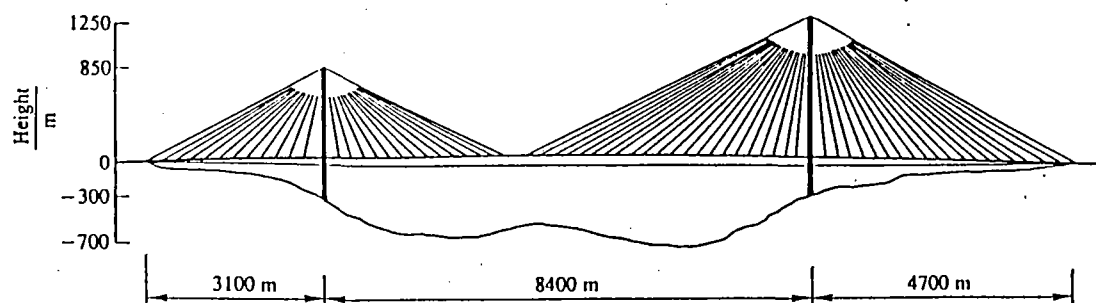


Fig. 3. Proposal for a CFRP bridge across the Strait of Gibraltar at its narrowest site; since tower foundations deeper than 350 m are not possible, a maximum span of about 8400 m is necessary.

small economical advantages, see Fig. 2) the following discussion will only deal with CFRP.

Carbon fibre reinforced plastics have been available since the early 1960s. These composites have been the subject of numerous studies and reports, funded principally by government agencies that have recognized that the intrinsic qualities of these materials are valuable to aerospace applications. The modulus-density ratio of CFRP is the highest available for structural materials and, hence, CFRPs are found where maximum stiffness and light weight are essential. There are also other benefits such as the low order of thermal expansion coefficients (much lower than steel) under temperature extremes, enhanced fatigue life, and the relative inertness of CFRP to corrosion.

At first sight these perspectives open enormous new possibilities in the construction of very long span bridges. However, these expectations are somewhat restricted, as a large number of construction and material problems must be resolved before such a long span structure can become reality. These seem solvable, but a considerable investment of time and money would be required.

### 2.3 Choice of the superstructure

A bridge a span of 8400–10 000 m, as required for the crossing location 1 of the Strait of Gibraltar, only two types of superstructure can be considered: suspension and cable-stayed bridges made of advanced composites. During the past two decades, cable-stayed bridges have found widespread application especially in Western Europe, but recently in other parts of the world as well. Nowadays the cable-stayed bridge competes against the classical suspension bridge where very long spans are required. It appears easier to adapt a cable-stayed bridge to certain boundary conditions than a suspension bridge.

The renewal of interest in the cable-stayed system in modern bridge engineering is due to the tendency of bridge engineers (1) to strive toward optimum structural performance. With respect to the proposed CFRP bridge across the Strait of Gibraltar, optimum structural performance is of primary importance, due to the high costs of advanced composites. In the following discussion, the suspension bridge solution will be mentioned only for comparison purposes, since, as will be shown, the cable-stayed bridge is superior.

Depending on the longitudinal cable arrangement,

cable-stayed bridges will here be classified as fan and harp systems. In the fan system, all cables lead to the top of the tower. Structurally, this arrangement is perhaps the best since by directing all cables to the tower top (Fig. 3), the maximum inclination to the horizontal can be achieved. Consequently, the smallest quantity of CFRP is required. The cables carry the maximum component of the dead and live load forces, and the axial component of the deck structure is a minimum. This is important in a design using CFRP. These cables can easily be built up of several hundred parallel CFRP wires. Each individual wire having a diameter of about 6 mm is pultruded from about 500 000 continuous carbon fibres. Such cables are excellent applications of CFRP since they take advantage of the outstanding unidirectional properties (strength, stiffness) of these composites.

In harp systems, the cables are connected to the tower at different heights and placed parallel to each other. This system is preferred from an aesthetic viewpoint. The quantity of CFRP required for a harp-shaped cable arrangement is slightly higher than for a fan-shaped arrangement.

To compare the quantities of material required for the cables of suspension and cable-stayed bridges, calculations were performed in accordance with reference (1). The results are shown in Fig. 4. The end spans are assumed to be 0.4 times the centre span for each of the three bridge types. Furthermore, the following assumptions were made:

Dead load plus live load (including girder and deck) for CFRP structures	0.17 MN/m
Dead load plus live load (including girder and deck) for steel structure	0.28 MN/m
Bridge width according to Fig. 5 with six road lanes and two railroad tracks:	
truss type (two decks)	28 m
girder type (single deck)	40 m
Cable unit weight:	
CFRP	0.015 MN/m <sup>3</sup>
steel	0.078 MN/m <sup>3</sup>
Allowable cable stress	
CFRP	380 MN/m <sup>2</sup>
steel	720 MN/m <sup>2</sup>
Ratio of tower height to centre span length $h/l$ :	
suspension type	0.10
stayed type	0.20

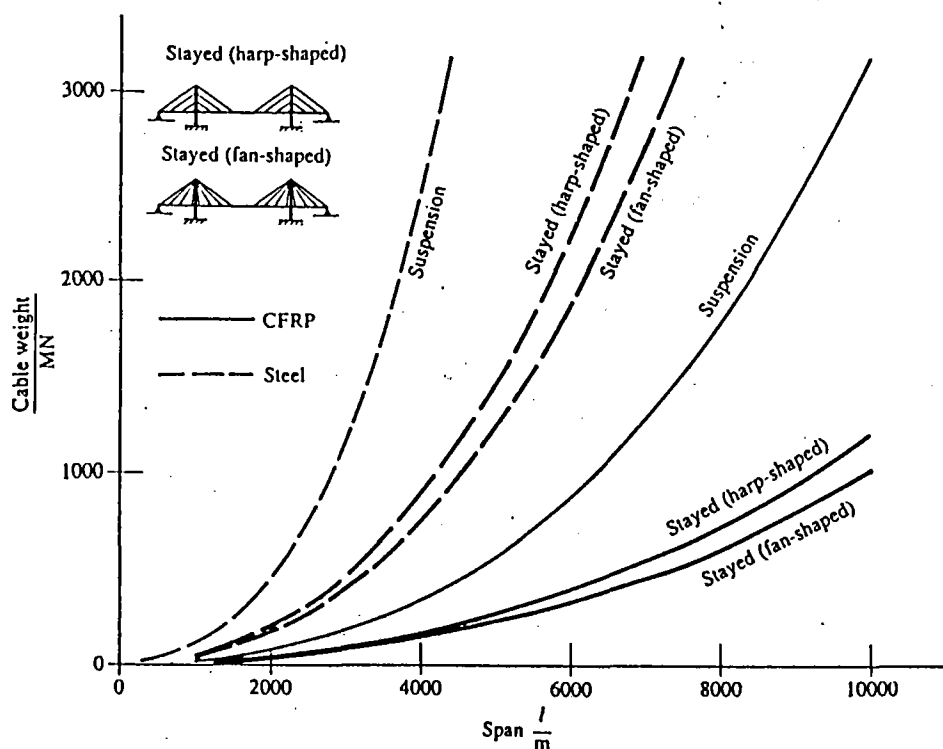


Fig. 4. Comparison of the quantities of material required for the cables of suspension and cable-stayed bridges of steel or CFRP as a function of the main span  $l$ ; the end spans are assumed to be 0.4 times the main span for each of the three bridge types

It is important to note that the material weight of the cables increases as the square of the span length for the suspension bridge as well as for the cable-stayed bridge. Therefore the saving of material with the cable-stayed criterion also applies for its superior stiffness. This undoubtedly proves that compared to suspension bridges, cable-stayed bridges are superior for all spans above approximately 200 m.

For the Gibraltar bridge proposals the following total cable weights were calculated:

Cable-stayed type with a main span of 8400 m (Fig. 3) for CFRP cables	1026 MN (104 600 tonnes)
---	-----------------------------

Suspension type with a main span of 10000 m for CFRP cables	2879 MN (293 500 tonnes)
---	-----------------------------

For the girders and decks the total CFRP quantity is in both cases approximately 454 MN (46 240 tonnes).

Finally the total CFRP weight of a superstructure as shown in Fig. 3 would amount to 1480 MN (150 840 tonnes).

### 3 FEASIBILITY CONSIDERATIONS

The proposal described above for the bridging of the Strait of Gibraltar at its narrowest site with a cable-stayed bridge of CFRP would be a highly challenging civil engineering task. This is true not only for the superstructure but also for the towers, the foundations

and the anchorages. Employing building materials currently used for superstructures, this challenge cannot be met. The development step from previously designed centre spans (approximately 1400 m) utilizing steel to the proposed span of 8400 m (Fig. 3) or greater can only be achieved with advanced composites. Indeed, composites seem predestined, above all for the cables which would comprise approximately 70 per cent of the weight of the superstructure, since the outstanding properties of strength and stiffness of unidirectional fibre composites can be used to full advantage.

The fabrication of cables from 6–10 mm wires does not present any technical problems. The wires themselves would be manufactured using pultrusion. In addition, the anchoring of the individual wires poses no real problems since sufficient anchoring length is available.

On the other hand, the fabrication of the CFRP girders appears to present some problems. The option of Fig. 5a represents an aerodynamically optimized cross-section presently employed for steel bridges. Such CFRP cross-sections cannot be fabricated with currently available machines. It would be necessary to produce huge filament-winding or pultrusion machines to enable their fabrication. Furthermore, a great difficulty lies in the design of the joints for the individual prefabricated girder sections. Based on the current state-of-the-art, the truss arrangement sketched in Fig. 5b should be considerably more simple to achieve using available means. The principal bracing members of the truss would be of box-section design. The manufacture of box beams from composites is described in reference (2). The truss diagonals would be fabricated as filament-wound tubes.

It is important to emphasize that Fig. 5a and b shows



programme will be continued with investigations on cables on large test rigs. In a second step the replacement of one or two steel cables by CFRP cables in an existing cable-stayed bridge is planned.

The stiffness of a cable-stayed bridge (Fig. 3) depends largely upon the tensile stiffness of the stay cables. The displacement of the end of a free-hanging stay cable under an axial load depends not only on the cross-sectional area and the modulus of elasticity of a cable but to a certain extent on the cable sag, as described in reference (3).

An equivalent modulus of elasticity  $E_1$  of a cable is defined as:

$$E_1 = \frac{E}{1 + [(\gamma l)^2 / 12 \sigma^3] E} \quad (3)$$

where

$E_1$  = equivalent modulus of inclined stay cable having sag

$E$  = modulus of elasticity of vertically tested straight cable

$\gamma$  = specific weight of cable

$l$  = horizontal span of stay cable

$\sigma$  = tensile stress in the cable

In Fig. 6 the relative equivalent modulus of elasticity of CFRP and steel cables are compared and the good

performance for CFRP cables is demonstrated. The actual modulus of elasticity of CFRP wires is the same as for steel wires or even slightly higher.

The proposed field tests appear to be feasible and will help to develop confidence in CFRP for civil engineering.

#### 4 CONCLUSIONS

Although a great number of problems (for example resistance against wind loads, lightning strike, long-term reliability etc.) remain to be solved, the bridging of the Strait of Gibraltar at its narrowest site with a CFRP bridge appears possible from the technical standpoint within the next thirty to forty years.

#### REFERENCES

- 1 Leonhard, F. and Zellner W. Comparative investigations between suspension bridges and cable-stayed bridges for spans exceeding 600 m. International Association for Bridge and Structure Engineering, Publication 31-1, 1972.
- 2 Meier, U., Müller, R. and Puck, A. FRP box beams under static and fatigue loading. Proceedings of the International Conference on Testing, evaluation and quality control of composites (Ed. T. Feest), 1983 (Butterworth, Guildford).
- 3 Ernst, H.-J. Der E-Modul von Seilen unter Berücksichtigung des Durchhanges. *Der Bauingenieur*, 1965, 40, 52-55.



## 論文『ジブラルタル海峡の最狭地域を横断する

炭素繊維強化複合材橋に関する提案』の抄訳

## 〔著者〕

Ll. Meier, Dipl. Ing

スイス連邦材料試験調査研究所

スイス、デュッセルドルフ

## 〔概要〕

長支間の橋梁の建設はこの2世紀の間に目を見張る発展をとげてきた。この発展の中では構造的概念ならびに使用材料の強度に関する分野が主役をなしたきた。

限界支間とは、構造系が自分自身を支持しうる限界にある支間と定義する。

鋼および先進複合材料を使用した斜張橋の限界支間についての比較が行われた。これによると、先進複合材料を使用した場合、鋼構造のものに比べて限界支間を3倍にすることが可能であるという結果が得られた。

吊橋および斜張橋のケーブルとして必要とされる材料の必要量を比較するために、試計算が実施された。

この結果はジブラルタル海峡を横断する先進複合材橋に関する提案の中で示されている。

## 〔来歴〕

この論文は、1986年4月8～10日にリバプールにおいて開催された「繊維強化複合材料—1986」の会議において提出された。

改訂原稿が1986年9月15日に受領され、1986年12月4日に公刊書として採択された。

## 〔出所〕

Proc. Inst. Mech. Engrs Vol. 201, No. 132

〔機械工学会会報 201巻 132号〕

## 1. 序説

先進複合材は一般的な構造物の建設に使用されるコンクリートおよび鋼という様な伝統的な材料と競合することはない。それでは先進複合材の構造物への潜在適合性はどこにあるのか？

一つの可能性としては、局所的条件によって軽量構造が要求される様な特殊の場合である。もう一つとしては、以下の提案に示される様な極めて大きな支間をもつ構造物に対してである。

## 2. CFRP製橋梁に関する提案

### 2.1 背景

欧州とアフリカとを、建造物によって陸続きにするというアイディアは数世紀に亘って、政治家ならびに自然科学者らの興味的であった。

この様な建造物に対する最適の領域はジブラルタル海峡である。この建造物を実現するために、技術的および科学的な提携に関する合意がスペイン及びモロッコ両政府間で、1979年に公式化された。

1980年10月のTangier における技術的会議ならびに、1982年11月にMadridで開催されたジブラルタル海峡を横断する建造物の施工の可能性に関する拡大全体国際会議によって、下記の可能性が見えてきた。

即ち、一般的な掘削技術によって建設される海底下のトンネル、或いは強固な塔を利用した橋梁である。

ジブラルタル海峡を横断するための路線決定は深海測深ならびに兩岸間の測定の結果、次の2つの横断可能な場所が見出された。

1. 最短経路で2つの大陸を連結する軸線は、Funta Cires とOliverosとの間とを結ぶものである、長さは約15kmである。この軸線に沿った水深は900mにおよぶ範囲で変化している。
2. Malabata岬とPolomas との間の連結は、海底の側面が概して直線的であるという利点がある。この連結路の長さは約26kmであり、水深は300mを超えない。

現在の建設技術レベルを考慮すると、第2項が最も実現可能であると考えられる。この場所における水深(300m)ならびに1.5 ～2.0 パーセントの許容縦断勾配を考慮に入れると、鉄道トンネルの長さは約50kmとなり、そのうちの約28kmが海底下に存在することになる。

高速道路トンネルはもっと短くすることが可能であるが、現状では通風および廃気が更に困難な問題になる。

現在、常識的な建設材料を使用した長さ約30kmの橋梁が検討されている。水深の最深個所に当たるこの橋梁の中央部分には、長さ22kmの吊橋を架けなければならない。これは2,000m支間の10径間と、それぞれ1,000mの2つの端部支間とによって構成されることになる。兩岸に対するアクセスは長さ1,800mおよび6,000mのアプローチ橋によって構成する必要がある。

トンネルにより解決する場合の価格は約50億ドルと推定されている。上述の「常識的な」橋梁にあっては、その価格は約2倍である。

橋梁による解決には、海峡を通過する船舶が相互に2,000mの間隔の10基の塔によって、永久に妨害されるという付加的なマイナス面がある。

最狭地域において、橋梁による連結（路線1）は、現在よく利用されている材料によってでは可能性はほとんどない。その理由は、鋼橋に対する理論的限界支間長は5,000mから7,000mまでの範囲にあるからである。実用面では、これは最大3,500 ～4,000m支間までを施工可能とすることを示唆している。

一方、塔の基礎は深度350mを超えることは現状では不可能であり、路線1を利用する橋梁においては、主径間は少なくとも約8,400m以上が必要となる。この様に大きな径間は先進複合材を使用することによってのみ可能である。

## 2.2 吊橋の限界支間の増加度合

先進複合材の使用は、鋼構造のものに比べて、限界支間を2倍ないし3倍にすることを可能とする。

図1において、伝統的形狀の鋼製吊橋の中央径間に対する設計荷重率が、同じ方法でガラス繊維強化プラスチック(GRP)または炭素繊維強化プラスチック(CFRP)で構成されたものと比較されている。この設計荷重率は、荷重  $W_{deck} + W_{live}$  (橋床の死荷重及び活荷) に対する上部構造の死荷重  $W_{st}$  の比で定義される。

設計荷重率を支間  $l$  の関数として計算するには次式による。

$$\frac{W_{structure}}{W_{deck} + W_{live}} = l / \left( \frac{\sigma_{allowable}}{\alpha \gamma} - 1 \right) \quad (1)$$

ここで、 $\alpha$  (図1の場合1.66と仮定した) は構造系に関わる係数を、 $\gamma$  は密度を表す。限界支間  $l_{lim}$  は次の様にして計算される。

$$l_{lim} = \left( \frac{\sigma_{allowable}}{\alpha \gamma} \right) \quad (2)$$

単一の軸方向に荷重を受けるケーブルとかハンガーは式(1)の許容応力を決定するため大きな役割をはたしている。このことは等方性の繊維強化プラスチックの使用も可能としている。

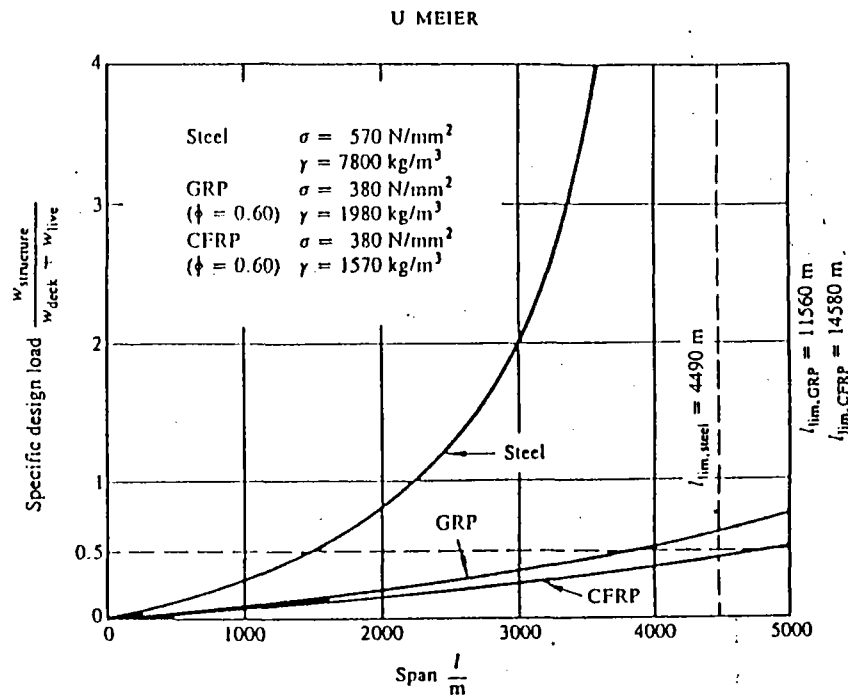


図1 伝統的形狀の吊橋における主径間に対する設計荷重率 ( $l_{lim}$  = 限界支間)

図1に対して使用された仮定はある範囲に対して疑問が残る。しかしこれは図1の定性的な考え方に基本的な影響を与えるものではない。

ガラス繊維強化プラスチックの適用は、限界支間  $l_{lim}$  を鋼に比べ2倍とすることを可能とし、更に炭素繊維強化プラスチックの使用によって3倍増加をも可能とする。

図2には、CFRPおよびGRPの鋼に対する単位量当たりの価格が、吊橋の中央径間の関数として表されている。設けられた仮定は図1の場合と同じである。図2は、1985年において、CFRPに対する「妥当な支間」は4,170mであり、GRPに対しては4,150mであることを示唆している。

炭素繊維の価格の更なる低減の見込みならびにケーブル用鋼の価格が動かないと仮定すると、CFRPに対するこの「妥当な支間」は将来において3,900mの範囲に達すると思われる。これによって4,000mまたはそれ以上の主径間をもつ上部構造に関しては、今後先進複合材GRPの弾性率が比較的低いことに併せて、その他の幾つかの短所（図2に見られる様に、ただ一つ価格上の僅かな有利さはあるが）のため、以下の議論はCFRPだけに限ることとする。

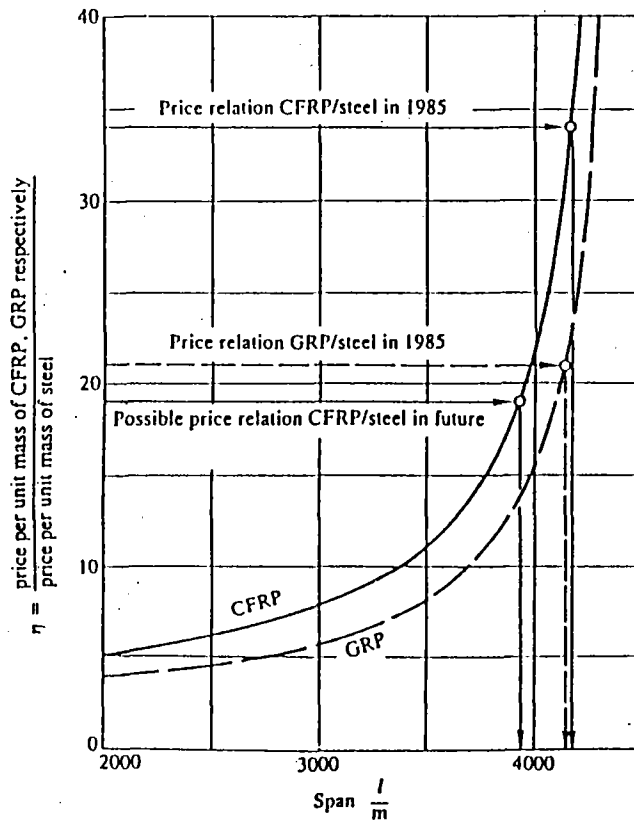


図2 CFRPおよびGRPの鋼に対する相対価格。

1985年ベースにて; CFRP \$21.00/kg,

GRP \$13.00/kg, ケーブル用鋼 \$0.61/kg, なら

びに将来のCFRPに対して \$12.00/kg とする。

炭素繊維強化プラスチックは1960年代初期から利用されてきた。これら複合材は、その材料の根本的な性質が航空宇宙への適用が有益であるとしてきた政府機関によって、開発の投資がなされ、研究および報告の対象となってきた。CFRPのヤング率—密度比は構造用材として利用されるものの最高のものであり、それ故に最大剛性および軽量を不可欠とする場合についてCFRPは用いられる。

なお、これ以外の長所、即ち高温・低温の両極端の条件下における熱膨張係数の変化率の低さ（鋼よりも遙かに低い）、長い疲労寿命ならびに腐食に対するCFRPの不活性といったものがある。

一見してこれらの見通しは、超長大橋の建設において非常に大きな可能性を開くが如くである。しかし、この様な長支間構造物が現実のものとなる以前に、数多くの構造上ならびに材料上の諸問題が解明されなければならない。したがって、これらの期待はある程度限度のあるものとなる。これら諸問題は解明可能のように見えるが、そのためには時間と経費のかかるかなりな調査が必要とされよう。

### 2.3 上部構造の選択

ジブラルタル海峡の横断場所1において必要とされる長さ8,000 ～10,000m の支間を架橋するには、2つの型式の上部構造のみが考慮の対象となりうる。即ち先進複合材で造られる吊橋および斜張橋である。

斜張橋は過去20年間に、特に西欧において広く行きわたってきたが、最近においては世界中の国々で採用されている。

今や、斜張橋は、非常に長い支間が要求される場合にも、伝統的な吊橋に対して競合できるところにきている。ある環境下では、吊橋よりも斜張橋を適合させる方がより容易の様に思える。

最新橋梁工学における斜張橋体系に対する興味の復活は、最適構造性能に向かって努力する橋梁技術者（1）の時代の要求によるものである。ジブラルタル海峡を横断する提示されたCFRP橋に関しては、先進複合材の高価格の理由から、最適構造性能が最重要事項となる。

以下の議論の中では、前に示したとおり、斜張橋を主体とするので、吊橋は比較の目的においてのみ注記される。

斜張橋は、ここでは、そのケーブル配置によってファンタイプおよびハープタイプに区分するものとする。

ファンタイプにあっては、全てのケーブルが塔の頂部に導かれる。構造的に見て、全てのケーブルが塔頂部に向けられ（図3）、必要なCFRPの量を最少とするような、ケーブルの必要最大傾斜が得られるこの配置（ファンタイプ）がたぶん最も良い配置であろう（図3）。

（見角度をもつことにより）  
ケーブルが死荷重および活荷重の分力の最大値を分担し、その結果 橋床構造の軸分力は最小となる。これは、CFRPを使用した設計において重要なことである。これらのケーブルは数百本の平行なCFRPワイヤで容易に構成することができる。径約6mmのワイヤは、それぞれ約500,000の連続炭素繊維から構成される。これら複合材は顕著な等方性（強度、剛性）を持っているのでケーブルには、CFRPが最も適した構造である。

ハープタイプの特徴は、ケーブルが塔に対して異なる高さで固定され、各ケーブル同士は平行である。このタイプは美観上から好まれている。ハープタイプのケーブル配置に必要とされるCFRPの量はファンタイプのものよりも若干多い。

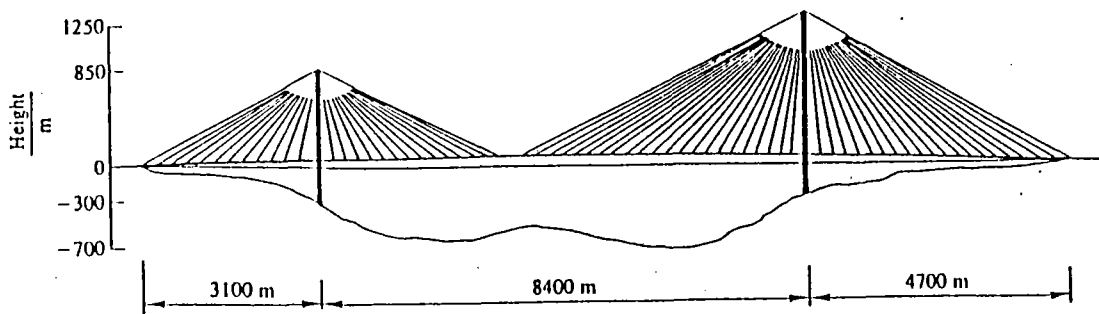


図3 ジブラルタル海峡の最狭地域を横断するCFRP橋に関する  
提案：塔基礎の水深が350mを超えるものは不可能である  
ので、約8,400mの最大支間が必要となる。

吊橋および斜張橋に必要とされる材料の所要量を比較するために、参考資料（1）に従って計算が実施された。その結果が図4に示されている。側径間は、3つの橋梁型式共にそれぞれの中央径間の0.4倍であると仮定した。

更に下記の仮定が設けられた。

CFRP構造に対する死荷重+活荷重（縦桁および橋床を含む） 0.17MN/m

鋼構造に対する死荷重+活荷重（縦桁および橋床を含む） 0.28MN/m

6車線および2鉄道路線を備えた図5による橋梁の幅員：

トラス型（ダブルデッキ） 28m

縦形式（シングルデッキ） 40m

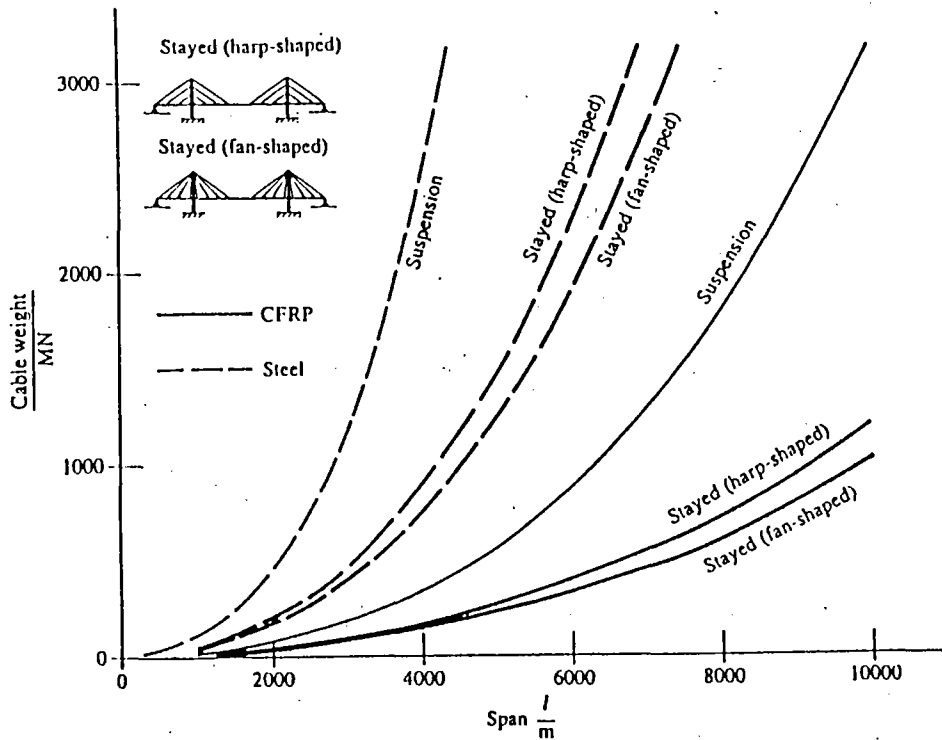


図4 鋼製またはCFRP製の吊橋および斜張橋のケーブルに関する主径間 $\ell$ の関数としての材料所要量の比較：側径間は3つの橋梁型式の共に、主径間の0.4倍と仮定している。

ケーブルの単位重量：

CFRP	0.015MN/m <sup>3</sup>
鋼	0.078MN/m <sup>3</sup>

ケーブルの許容応力：

CFRP	380MN/m <sup>2</sup>
鋼	720MN/m <sup>2</sup>

塔高の対中央径間長比  $h/\ell$ ：

吊橋	0.10
斜張橋	0.20

ケーブルの材料重量は斜張橋のみならず吊橋においても径間長の2乗に比例して増加することに留意することが大切である。従って、ケーブル配置の原則によって材料を節減することは、同時にその優れた剛性に対しても当てはめられる。これは疑いもなく、吊橋と比較して斜張橋は約200m以上のあらゆる支間について優れていることを立証している。

ジブラルタル橋の提案では下記の通りケーブルの総重量が算出された。

主径間8,400mの斜張橋型（図3）のCFRPケーブルに対して：1,026MN(104,600トン)

主径間10,000mの吊橋型のCFRPケーブルに対して：2,879MN(293,500トン)

縦桁および橋床に用いたCFRPの合計量は、両者の場合において、共に約454MN(46,240トン)である。

最終的に、図3に示される上部構造のCFRPの合計重量は1,480MN(150,840トン)となった。

### 3 実用性についての考察

ジブラルタル海峡の最狭地域にCFRP斜張橋を架設することについての上述の提案は、土木工学分野にとっての高度の挑戦である。これは上部構造に関してのみでなく塔、基礎ならびに碇着に関しても言えることである。

上部構造に対して現在使用されている建設用材料を用いることは、この挑戦には適当とは言えない。既に設計された鋼製の最大中央径間（約1400m）からの技術の延長として考えた場合、ここに提案された8,400mという支間（図3）またはそれ以上のものを施工することは先進複合材を使用してのみ達成可能である。事実、上部構造の重量の約70%を構成するケーブルとまたそれ以外のものについて、複合材が予定されていると見られるが、それは等方向の繊維複合材の強度および剛性の特性が十分に利用できるからである。

6～10mm径ワイヤからのケーブルの製造には何ら技術的問題は提起されていない。ワイヤそのものはpultrusionを用いて製作される。これに加えて、個々のワイヤの碇着には十分な碇着長さが利用できるから、現実的な問題を持ち出すことはない。



他方CFRP製補剛桁の製作には、若干の問題が提起される様に思われる。

図5aは、鋼橋に対して現状で使用する空力学的に安定した横断面を表現している。CFRPによるこのような横断面は現状の機械では製作できない。その様な製作を可能とするフィラメントワインダーまたはpultrusion機械を創り出す必要がある。

更に、小組立てされた個々の補剛桁部材の接合に関する設計には、多くの困難が存在している。

現状の技術実態に基づいて考えると、図5bに示したトラス形状の方が、現在利用可能な方法を使用して達成するのに、実現がより簡単であることは間違いない。トラスの上下弦材は箱形断面に設計されよう。複合材による箱形梁の製作については、参照資料(2)に述べられている。トラスの斜材は繊維巻管として製造されるであろう。

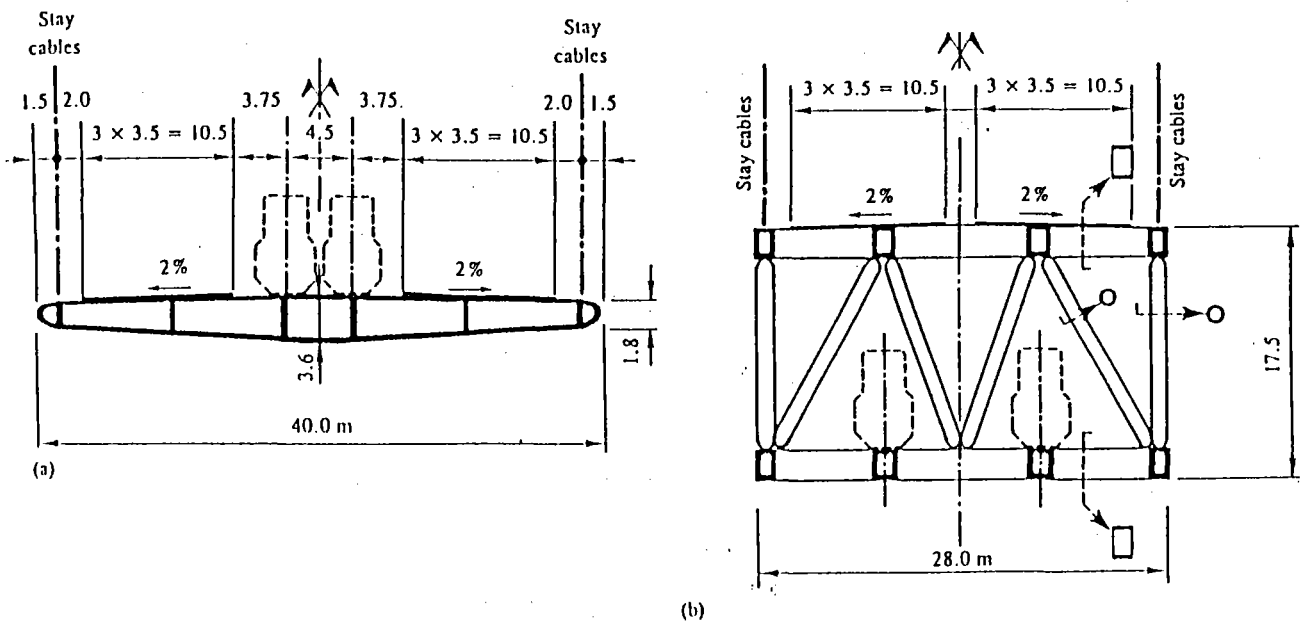


図5(a) 6道路車線および2鉄道路線をシングルデッキ上に備える、空力学的に安定した補剛桁の横断面。

(b) 6道路車線を第1橋床に、2鉄道路線を第2橋床に備える、補剛トラスタイプ桁の横断面。

上述の横断面は提案されるCFRP橋に対して現時点で採用されうるものであって、その設計に際しては、強い風荷重に耐えうる補剛桁とするために改良する必要がある。

図5a及び5bは現時点で採用されうる横断面形状が示されている。これは強い風荷重に耐えうる補剛桁とするために改良する必要がある。

価格の観点からは、最狭地域（路線 1）における CFRP 橋は、路線 2 における伝統的な橋梁よりも僅かに高価かもしれない。

路線 1 における CFRP 橋が、路線 2 におけるトンネル案と競争力をもつことができるかどうか（そして、結局は成就することができよう）は、何をさておき炭素繊維の価格の将来的発展（低価格化）にかかっている。

そのほかの障害は、繊維強化プラスチックで造られる長支間橋に対する資金調達であろう。

確かに、リスクを推定することのできないこのような物件を建設することを希望する請負者はいないであろう。中規模支間の物件について実際の経験を経た何年後にこそ可能となる。

しかしながら、中程度の支間の橋梁は、図 2 に示される様に繊維強化プラスチックを用いても経済的に建設されることはありえない。

ところで、土木工学に適用できるように CFRP の信頼を進展させるのになしうることは何か？材料試験および調査に関するスイス連邦研究所では、桁構造に使用することのできる GRP 製箱形梁についての調査プログラムが 1975 年以降続けられている。

各々が長さ 3 m で、高さ 188 mm, 巾 118 mm の断面寸法であり、曲げ荷重を受ける 6 本の FRP 箱形梁が静的かつ疲労荷重下で試験された。

短時間試験では、これらの梁は HEA200 鋼製梁におけるものと類似な破損荷重で降伏点に至った。2 本の梁は周期 2 Hz の正弦波荷重状態で試験された。各場合における最小荷重は破損荷重の 4.8% であったが、一方、最大荷重は 1 つの例では 19.1% であり、他の例では 28.6% であった。

破損荷重の 19.1% で疲労試験のなされた梁は、試験が  $10^8$  サイクル（荷重状態 1.59 年）で終了する以前には確認可能な、どのような損傷をも発生しなかった。また  $10^8$  サイクル後のこの梁の曲げ剛性は試験以前のものと同一であった。

破損荷重の 28.6% で試験された梁は、初めの  $4 \times 10^6$  サイクルでは損傷はなかった。この時点になって、マトリクス裂傷が梁の引張り側におけるマトリクスーリッチ面に現れはじめた。しかしながら  $10^8$  サイクルにおいてさえも、曲げ剛性の減少に起因する僅か 2% の損傷が見られただけである。（2）

この研究は継続中である。

更により重要なのはケーブルである。これに対しては何ができるか？

第 1 段階として、スイス連邦材料試および調査研究所は、1984 年に CFRP ワイヤ単線について室内試験を始めた。このプログラムは大型試験設備を用いたケーブルについての調査によって継続されることとなろう。

第 2 段階においては、既存の斜張橋において 1 または 2 本の鋼ケーブルを CFRP ケーブルに取り換えることが計画されている。

斜張橋の剛性（図3）はケーブルの引張り剛性に多分に依存している。軸力を受けるフリーケーブルのアンカー部の変位は、参照資料（3）に述べられている通り、ケーブルの断面積および弾性係数によるだけでなく、ケーブルのサブによる幾分かの伸びにもよっている。

ケーブルの 弾性係数  $E_i$  は次の様に定義される。

$$E_i = \frac{E}{1 + [(\gamma \ell)^2 / 12 \sigma^2]} E \quad (3)$$

ここに、

$E_i$  = サブをもった傾斜ケーブルの 弾性係数

$E$  = 垂直方向に試験した直線ケーブルの弾性係数

$\gamma$  = ケーブルの比重

$\ell$  = ケーブルの水平支間

$\sigma$  = ケーブルに生ずる引張応力

図6においてCFRP製および鋼製のケーブルに 弾性係数が比較されているが、CFRPケーブルの良好な特性が立証されている。CFRPの実弾性率は鋼ワイヤのそれと同じ、或いはやや高い程度である。

提案された現地試験は実用性があると考えられ、かつ土木工学におけるCFRPの信頼性を発展させるのに役立つであろう。

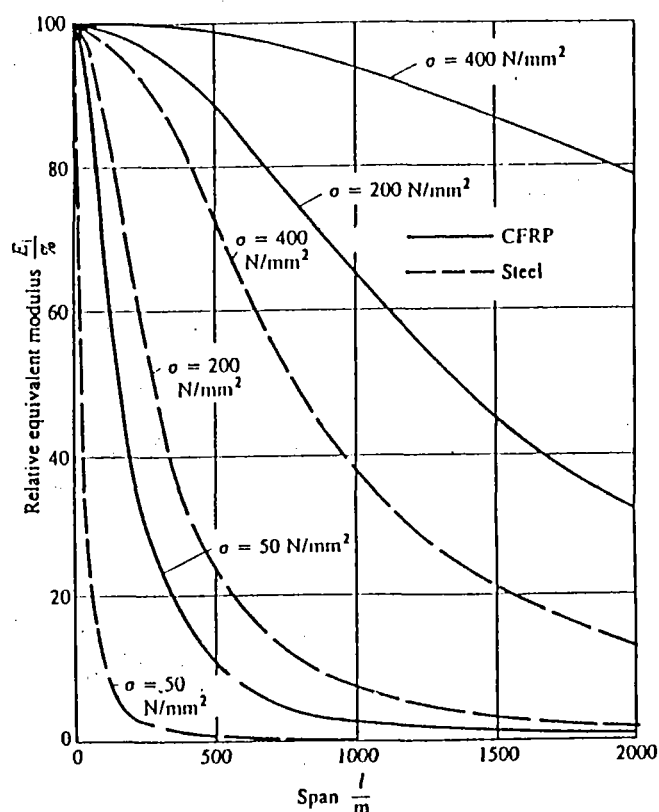


図6 CFRPおよび鋼によるケーブルの水平支間  $\ell$  の関数としての 弾性係数

#### 4 結論

言うまでもなく、解決されるべき数多くの問題点（例えば風荷重に対する抵抗、落雷等の電撃、長期信頼性など）が残されているが、ジブラルタル海峡の最狭地域にCFRP橋を架橋することは、技術的見地からは、来るべき30ないし40年以内には可能の様に思われる。

#### 参照資料

1. Leonharad, F. および Zellner W.

支間が600mを超える吊橋および斜張橋の比較調査。橋梁および構造物工学国際協会 (IABSE)  
1972. 1. 30 公刊

2. Meier, U., Muller, R. および Puck, A.

静的および疲労荷重下におけるFRP 箱形梁。

複合材の試験、評価および品質管理に関する国際会議議事録, 1983.

3. Ernst, H. J.

サブを考慮した傾斜ケーブルのヤング係数〔独文〕（アメリカ土木学会橋梁部内論議）

1965, 40, 52-55.



## 英でFRP製斜張橋を建設 工期はたったの2週間

NCE: NEW CIVIL ENGINEER.

今年6月、英スコットランド、パースシャー州のゴルフ場に、ガラス繊維強化プラスチック (FRP) などの複合材だけを材料とした斜張橋が建設されることになった。全長は120 m。これほどの規模の橋としては世界で初めての例だ。

2本の主塔から伸びるケーブルが長さ60 mの中央径間と同30 mの側径間を支える形式で、橋桁 (幅2 m) と主塔はFRP製、ケーブルはアラミド繊維製 (商品名ケブラー) を用いる。橋は1 m当たり1 tの荷重に耐える設計になっている。

中空構造になった橋桁の製作には、マウンセル・ストラクチャル・プラスチック社の「アドバンスト・コンポジット・コンストラクション・システム」を導入した。継ぎ手を設けずに桁を造れるのが特徴だ。

この橋は、現在9ホールのアバーフェルディー・ゴルフクラブをタイ川を越えて18ホールに拡張するのに伴い、川を渡る歩道橋となるもの。工事費は20万ポンド (1ポンド=約230円)。6月に着工し、工期はわずか2週間の予定だ。

(NCE, ©1992.2.20 Thomas Telford Ltd.)

## CONSTRUCTION

### Bridge shows value of FRP in civil engineering

What is claimed to be one of the world's longest fiber-reinforced plastics footbridges will be built in Scotland during June and July on a golf course in Aberfeldy. The cable-stay structure, which will be fabricated out of 60% glass-fiber-reinforced unsaturated polyester, will have a central span of 197 ft. and two back spans of 98 ft. each; it will be 6.5 ft. wide. The pylons will have a cellular box-beam construction, built up of pultruded glass-reinforced polyester planks, and the deck will be made of similar pultrusions. The cables will use polyaramid fiber as reinforcement.

The installation focuses attention on the potential for compos-

ites in civil engineering, a vast and relatively untapped market.

It will take two weeks to erect the bridge. Bridge elements are being built by a consortium of companies. The designer and overseer is Maunsell Structural Plastics, Beckenham, England.

The main component is a 23.6-in. by 0.7-in. pultrusion used in a 3-D boxbeam structure, which is formed by joining several elements together with the use of pultruded three-way connectors

and "dog-bone" profile elements, all bonded with two-component epoxy. The beam, which has greater load-bearing capacity per square foot than a highway bridge, comprises three parallel planks at the top and three at the bottom, connected by internal and external vertical webs.

There are no limits to the lengths that can be pultruded, but 60 ft. is considered the practical maximum. Elements are joined on-site. —Peter Mapleston □

CIRCLE 21 FOR READER SERVICE

MODERN PLASTICS, May 1992

29