

特集

---

P C 斜 張 橋

---

# 斜 張 橋

猪 股 俊 司\*

橋梁主桁を吊材を用いて支持することは比較的古い時代より考えられていたもので、この種の形式を 1917 年すでにベニスの Verantius がそのデッサンの中に記していたといわれる。

コンクリート橋にこの考えを採用した最初のもは、1925 年スペインの Tempul アケダクトであると考えられている。これは当時 26 歳であった Eduardo Torroja の設計によるもので、彼の設計技術と材料およびその性質に関する知識の実に優れた成果である。当初河川部を 3 径間連続鉄筋コンクリート橋で渡る設計であったが、中間 2 本の橋脚のスコアーに関する管理者側の反対のため、当初のスパンの約 3 倍のスパンを有する橋に設計変更を余儀なくされた。時間的余裕がなかったため、中間橋脚を取去って、隣れる 2 本の橋脚を補強し中間径間をプレストレスされた吊材で吊ることとした(図-1)。Torroja は吊材に高強度ケーブルを用いるとともに、橋脚上端と吊材支持部材との間に水圧ジャッキを挿入して図-1 に示すような方法でケーブルをプレストレスングした。

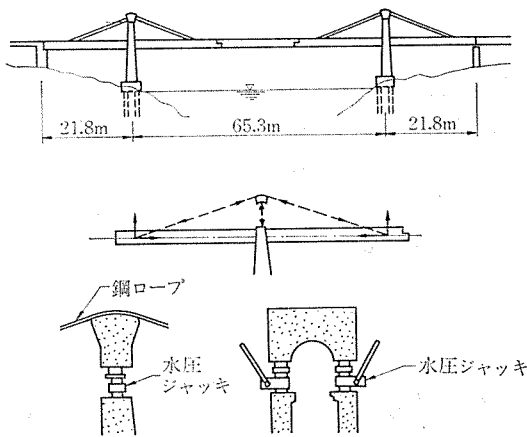


図-1 Tempul アケダクト

イタリアの Ricardo Morandi は有名な Maracaibo 橋をベネズエラに建設し、その後 Parana 橋(中央径間 245 m)、Wadi Kuf 橋(中央径間 282 m)、等を設計している。これらはいずれも斜吊材自体に P C 引張部材が用いられた。

現在、P C 斜張橋で世界最大径間はフランス Brotonne 橋で中央径間は 320 m、全幅 19.2 m、タワーの高

さは路面より 70.5 m である。米国では Pasco-Kenne-  
wick 橋が中央径間 299 m、車線幅 18.29 m、両側歩道幅各 2.49 m、計全幅 24.33 m、タワー高さは路面より 49.8 m の斜張橋として施工された。

これらはいずれも主桁は P C で片持梁施工法によって施工中も斜吊材によって吊る工法を用いて架設された。特に Pasco-Kenne-  
wick 橋の主桁は長さ 8.23 m のプレキャスト部材(重量 300 t)を水面から 18 m の高さまで吊上げ、継目にはエポキシ樹脂接着を用いている。300 t のプレキャスト セグメント吊上げには 2 時間を要するだけであるといわれる。Brotonne 橋の吊材は直径 15 mm の P C 鋼より線 39~60 本からなり平行でないハーブ型配置であり、Pasco-Kenne-  
wick 橋では直径 6 mm の P C 鋼線 100~200 本からなる斜吊材を用い、配置はファン形式である。

コンクリート橋のスパンを増大させる方法として斜張橋構造形式は近年多くのコンクリート技術者の注目をあつめるようになって来ている。

## 1. 原 理

斜張橋の原理は比較的単純なものであって、図-2 のように A B 両端に定着されているケーブルは柱 C D の C 点で支持され、桁と柱との結合点 D の位置を調節することで、ケーブルに作用する引張力を調整可能となる。すなわち、桁 A B には外的荷重作用すなわちプレストレスングが可能となる。このような斜吊材使用技術は片持梁架設、押出し架設、等の橋梁架設にあたって、すでに広く利用されて来ているものである。

図-2 では柱下端 D で桁は集中荷重作用を受けるが、図-3 のように柱下端を橋脚に乗せると、桁自身には偏心軸圧縮のみが作用することとなる。斜吊材定着位置において、桁断面図心に対して次のような力をおよぼす。

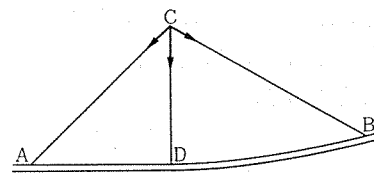


図-2 連続梁の支索

\* (株) 日本構造橋梁研究所

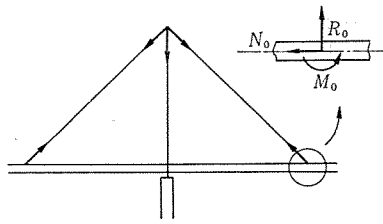


図-3 橋の支索

- (a) 弾性支承に相應する鉛直反力  $R_0$ 。(定着部撓みに比例する反力となる)
- (b) 斜吊材引張力水平成分軸圧縮力  $N_0$ 。
- (c) 定着位置と断面図心との距離に比例する偏心モーメント  $M_0$ 。

与えられた荷重作用による桁曲げモーメントおよび軸力の分布は図-4 に示すようであって、曲げモーメント

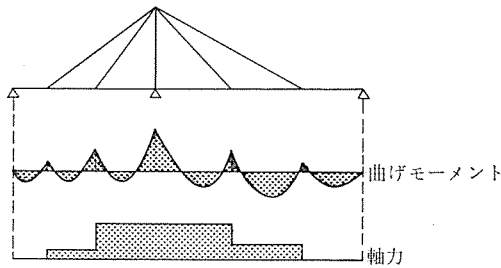


図-4 主桁断面力分布

分布は吊材位置に弾性支承が挿入されている多径間連続桁のそれと相似である。軸方向力は斜吊材引張力水平成分が順次累加された分布となっている。

斜吊材位置  $i$  での反力を  $R_i$ , 斜吊材引張力を  $T_i$ , 各定着位置でのモーメントを  $M_{i-1}$ ,  $M_i$ ,  $M_{i+1}$  とすると、鉛直方向釣合は (図-5),

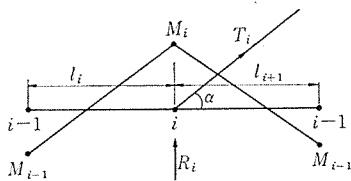


図-5 定着位置でのモーメント分布

$$T_i \sin \alpha = r'_i + r_{i+1} + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

ここに、 $r'_i$ ,  $r_{i+1}$  は径間  $i$ ,  $i+1$  をそれぞれ単純桁とした場合の荷重作用による、径間  $i$  および  $i+1$  の右および左支点反力である。

もし、 $r'_i = r_{i+1} = 0$  とすると上式はホモジヤスとなり、もし  $T_i \neq 0$  であれば解は求められる。よって  $T_i$  値の表を前もって定めることが可能となり、載荷状態の

異なる場合、モーメント変化を釣合わせられるように斜吊材引張力を定めることが可能である。以上のことから斜張橋に関する次の重要な性質が明らかとなる。

- (1) 最初ケーブルに作用させる引張力を調節することにより桁に作用する断面力分布を最も有利な状態とすることが可能である。これにより主桁高さや最大スパンとの比は約 1/80~1/120 となる。
- (2) 斜吊材で構成される弾性支承の剛度を変えることで撓み調節が可能となる。

## 2. 斜吊材とその配置

斜吊材として鋼ケーブルとするか、PC引張材とするかの問題がある。斜吊材のバネ剛度は吊材ヤング係数と断面積との積に比例し、ケーブル長さに逆比例する。また吊材傾斜角の関数でもある。吊材剛度増は変動荷重作用による曲げモーメント、撓みを減少させると同時に、桁の相対的剛度低下をきたすので、コンクリート乾燥収縮、クリープ、温度変化、支点沈下、等に対して有利となる。

PC引張材を斜吊材に使用すると剛度増加となり、変動荷重による斜吊材引張応力増は小さく、PC鋼材引張応力変動幅も小さいので、PC鋼材をそのまま斜吊材ケーブルとする場合に比較してPC鋼材引張応力度を大きい値で許容できる利点がある。しかしPC引張材を吊材とするためには施工上の労力、特に引張材型わくまたはプレキャスト部材としても、これが支保工に必要な工期工費増は大きく必ずしも有利とはいえないであろう。

PC引張材を斜吊材に使用可能またはその必要性のあるのは、斜吊材配置間隔の特に広い場合、作用する引張力変動量の特に大きい場合、等に限られるであろう。

斜吊材配置形状には一般の場合ファン形式とハーブ形式とがある (図-6)。いずれもそれぞれ力学的、施工上

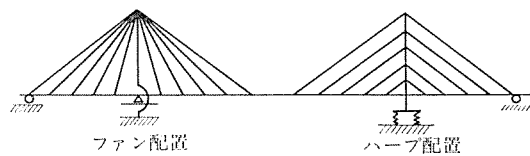


図-6 斜吊材配置方法

の特徴を有しているとともに主桁架設方法とも密接な関連を有しているものである。一般的にファン形式は、(1) 塔モーメントに関して有利、(2) 斜吊材による主桁軸圧縮力はハーブ形式より小さくでき過大なコンクリート圧縮応力を避けられる、(3) 斜吊材のプレストレスは塔頂1個所で実施可能、等の利点を有している。しかしながらファン形式はハーブ形式に比較して、(1) 外観上の不

利、(2)吊材傾斜が吊材ごとに变化するので定着装置、断面積、等を変える必要がある、(3)吊材はすべて塔頂に集中し鉛直荷重は塔頂に集中するため塔のバックリングに関しては不利、また塔頂部細部構造が複雑となる、等の欠点がある。

以上のようにそれぞれ利点とともに欠点を有しており、主桁架設方法と組合せたうえでいずれの配置形式とするか決定されなければならないものである。

### 3. 主桁断面形状

主桁断面形状は、(1)横断方向への荷重の分配、(2)スパン方向への荷重の伝達、(3)斜吊材が橋軸方向に一平面内のみ配置される場合の振り剛性、(4)空気力学的安定性、(5)施工性、等を十分考慮してこれを定める必要がある。

Brotonne 橋についての部分模型試験すなわち実橋上部構 40 m 区間の 1/30 模型風洞試験結果によると、現地最大風速 46 m/s の範囲では PC 構造が鋼構造より空気力学的安定性のうで優れていることが明らかであった。これは主として主桁重量の増大による所が多いと考えられ、PC 斜張橋の空気力学的安定性は大きいと一般的にはいえるであろうが、特に径間の大きい橋の場合には特別な検討を実施する必要がある。

風のうずによる振幅の最大値  $A$  は、一般に次のように与えられる。

$$\frac{A}{\kappa} = \frac{\pi}{\delta b} \frac{\rho}{2} \frac{Cf^2}{S^2} h^3$$

ここに、 $\kappa$ =静的弾性撓み、 $b$ =上部構幅、 $\delta$ =対数減衰率、 $S$ =ストローハル数、 $f$ =うず発生ひん度、 $\rho$ =空気質量、 $C$ =揚力係数、 $h$ =上部構高さ

すなわち振幅は、上部構幅を減少させるほど、うず発生ひん度が増大するほど、増大することになる。 $A$  が非常に大きくなると橋の正常な使用上許されない程度の値となることもある。

風速がある危険速度に達すると、曲げと振りとによる振動がおり不安定状態となることがある。この不安定状態を生ぜしめる周期は次の比に関係がある。

$$\text{(振り自己振動数)} / \text{(曲げ自己振動数)}$$

設計にあたって重要なことはこの比をある程度以上の

値とすることであり、これにより限界風速を大きくとることが可能となる。もし上記の比が小さいと不安定状態となる危険性があるが、これは空間における風の分布状況、時間分布状態、等に関係するとともに上部構の幅にも関係がある。もし上記比が小さくとも上部構の幅が広いならば、狭い上部構の場合よりも安定である。風の上下方向入射角が増加するほど安定性も悪くなるもので、風によるうずの影響が重要な問題となるのである。

架設時は一般に主桁は片持梁の状態にあるので、特に注意深くそれぞれの自己振動数について検討を実施し、空気力学的安定性が確保されるようにする必要がある。

### 4. 将来の問題

斜張橋の設計にあたって変化させることの可能な要素、すなわち斜吊材配置形状、配置間隔、各斜吊材に作用させるプレストレス力、等非常に多く、主桁架設方法との組合せで考慮すれば最適設計を実施するにはあまりにも複雑なものであると考えられる。

さらにコンクリートの乾燥収縮、クリープ、等の影響をどのように設計計算に考慮するか、非常に興味ある問題も今後検討される必要があるであろう。

塔を鉄筋コンクリートまたは PC とする場合、高さが数十米にもおよぶ塔のコンクリート施工のための施工法に関する技術開発も必要となろう。また設計にあたってのコンクリートクリープを考慮した柱の座屈の問題、風、地震、等に対する動的解析および設計法、等重大な問題が山積されているといえるであろう。

以上のように困難なまた早急に解決を必要とする問題は残されているが、斜張橋は従来の上路桁橋、吊橋に次第にとってかわる傾向にあると考えられる。スパンが、200~300 m の場合でも主桁高さは 3~3.5 m で渡ることができ、吊橋のように巨大なアンカーは不要であり、かつまた吊橋よりは剛度の大きいものとする事ができる利点がある。

将来国内でもますます PC 斜張橋の建設はその可能性を増やすものと考えられるので、各種の基本問題に関する研究開発が望まれる。