

交差配置斜材を適用した長大PC斜張橋に関する検討

オリエンタル建設(株) 正会員 博士 (工学) ○余 国雄
 オリエンタル建設(株) 正会員 博士 (工学) 正司 明夫
 オリエンタル建設(株) 正会員 工学修士 町 勉

1. はじめに

中央支間長が長い斜張橋としては、1999年に完成された中央支間長890mの多々羅大橋、現在建設中である中央支間長1018mの香港昂船洲大橋と1088mの中国蘇通大橋があげられる。これらの橋はいずれも中央支間が鋼構造である。一方、PC構造である斜張橋において、中央支間長が最も長い斜張橋はノルウェーにあるスカルスンド橋(Skarnsundet Bridge, 中央支間530m, 幅員13m, 1991年完成)である。また近年では、ベトナムにあるバイチャイ橋(Bai Chay Bridge, 中央支間435m, 幅員25.3m, 2006年完成)とパナマにある百周年橋(Centennial Bridge, 中央支間420m, 6車線, 2004年完成)などの長大PC斜張橋が建設された^{1,2)}。全主桁に材料の安いコンクリートを適用できれば、コスト面においてメリットが生じると考えられ、将来、技術の発展に伴い、PC斜張橋はもっと長い支間に適用されると予想される³⁾。PC斜張橋の長大化に当たって、解決すべき主な問題は塔付近において主桁に大きな圧縮応力が発生することである。本論文では、中央支間の中央に部分的に斜材を交差配置することでこの問題を解決するとともに、主方向の静的設計において、従来の自碇式PC斜張橋と比較し、この新しく提案する方法の有効性を示す。

2. 自碇式長大PC斜張橋における設計上の問題点

従来型の自碇式PC斜張橋(Self anchored PC cable-stayed bridge, 以下:従来型)の中央支間の長大化に伴い、横方向の安定性、耐風性、斜材サグの増加、PC主桁に発生する曲げモーメントと圧縮軸力の増加などの問題が顕著になってくる。そのなかで、塔付近の主桁に大きな圧縮が発生することは支間長を制限する主な要因であると考えられる³⁾。

従来型においては、斜材張力の水平分力が主桁に圧縮力をもたらし、支間の中央方向ほど、その斜材張力の水平分力が大きくなる。その水平分力が蓄積し、塔付近の主桁に大きな圧縮力が発生する。主桁の圧縮破壊は脆性破壊であり、避けるべく破壊形態である。

塔付近の主桁に発生する圧縮応力に対する影響要因を分析するため、図-1に半分に切ったファン型斜張橋モデルを示す。点Oにおける曲げモーメントの釣合を考慮する。

$$(A\rho + q)L^2 / 8 = FH + M + F_1H + M_1 \quad (1)$$

ここに、A、 ρ は等断面主桁の断面積、密度であり、qは後死荷重+活荷重の単位長さ荷重値である。FとMは塔付近の主桁断面に、 F_1 と M_1 は支間中央断面に発生する軸力と曲げモーメントであり、LとHは支間長と塔高である。

FHと比べ、 F_1H 、 M_1 、Mの影響は小さく、無視できると仮定した場合、以下の式が得られる。

$$(A\rho + q)L^2 / 8 = FH \quad (2)$$

よって、塔付近の主桁に発生する圧縮応力は以下ようになる。

$$\sigma = \frac{F}{A} + \frac{M}{W} = \frac{(A\rho + q)L^2}{8HA} + \frac{M}{W} = \frac{\rho L^2}{8H} + \frac{qL^2}{8HA} + \frac{M}{W} \quad (3)$$

ここに、Wは断面係数である。

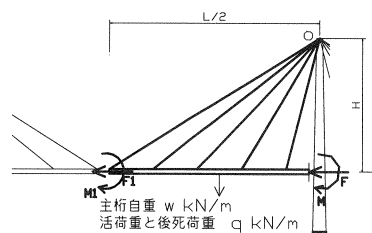


図-1 主桁に発生する圧縮力

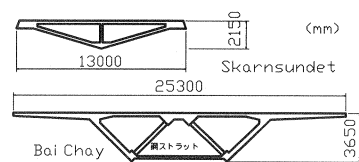


図-2 断面図

式(3)より、支間長が一定となる場合、圧縮応力度を小さくするためには、コンクリート密度・後死荷重+活荷重・主桁の曲げモーメントを小さくする、塔を高くする、桁断面を大きくすることなどが有効である。図-2に示すように、スカルスンド橋の支間長は530mであるが、主桁桁高は2.15mである。その要因は、幅員が狭く、活荷重が小さいためであると考えられる。一方、バイチャイ橋と百周年橋は幅員が広いいため、主桁断面を大きくする必要があり、桁高はそれぞれ3.65と4.50mとなっている。それに対して、鋼斜張橋として中央支間長480m、幅員31.1mを有する女神大橋の桁高は2.717mである⁴⁾。

3. 交差配置斜材を適用したPC斜張橋

支間中央部分の斜材分力を圧縮力として主桁に作用させないように、図-3のような部錠式斜張橋(Partially earth anchored cable-stayed bridge)が提案されている。図-3(a)では、点AとBに軸力が伝わらないヒンジ支承を設ける必要があり、A~B間の主桁に大きな引張力が発生するという短所がある^{5),6)}。図-3(b)は吊橋と斜張橋のハイブリッド構造であり(Combined suspension and cable-stayed bridge)、支間中央部分においては、従来型のような張出し架設工法方法が適用できなくなる。図-3(c)は連続ケーブルを用いて、主桁の下から荷重を支える構造であり(Straddle cable-stayed bridge)、特別な施工方法を考慮する必要がある³⁾。

参考文献5)では、多径間斜張橋に対して、中間径間における塔の挙動を良くするために、斜材を交差させる提案があった。

そこで、本論文では、図-4のように交差配置斜材を部錠式斜張橋に適用する(Overlapping cable-stayed bridge、以下:交差配置型)ことで、PC主桁の圧縮力を低減する方法を提案する。図-5に示すように、中央支間の中央部分に施工されるコンクリートブロックは、左右の塔からの斜材に吊られ、左右の斜材張力を調整することにより、塔に向けての圧縮力を調整し、または式(4)に従って発生させないことができる。

$$P_a \sin \alpha + P_b \sin \beta = w, \quad P_a \cos \alpha = P_b \cos \beta \quad (4)$$

ここに、wは張出し施工時コンクリートブロックの重量である。

本提案は部錠式PC斜張橋に属しており、アンカレッジが必要となるが、従来型と同様に張出し架設工法を採用でき、支間中央部は両側からの斜材ケーブルに吊られるため、閉合前の構造安定性も向上できる。施工ステップについては後の図-8に示す。

4. 交差配置型の試設計概要

本提案の有効性を検討するため、従来型と交差配置型において主方向の静的な試設計を行った。

表-1 設計条件

| 構造形式 | 場所打ち斜張橋 | | |
|--------------|-----------------------|------|-----------|
| 橋長 | 1000m | 幅員 | 25.30m |
| 車道 | 2×8.00m | 歩道 | 2×2.25m |
| 活荷重 | B活荷重 | 橋面荷重 | 64.97kN/m |
| コンクリート設計規準強度 | 60N/mm ² | | |
| 斜材の引張強度 | 1560N/mm ² | | |

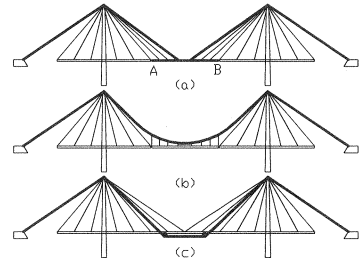


図-3 部錠式PC斜張橋

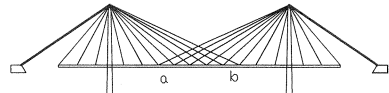


図-4 交差配置斜材を有するPC斜張橋

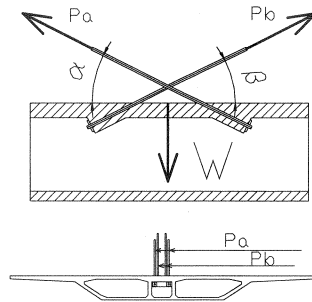


図-5 コンクリートブロック

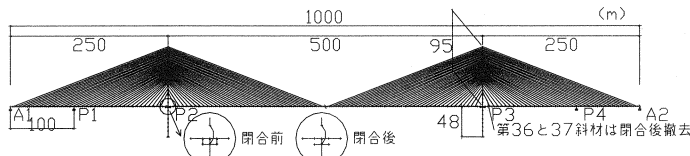


図-6 従来桁構造モデル図

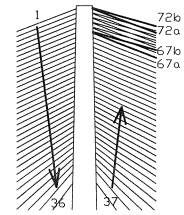


図-7 斜材番号

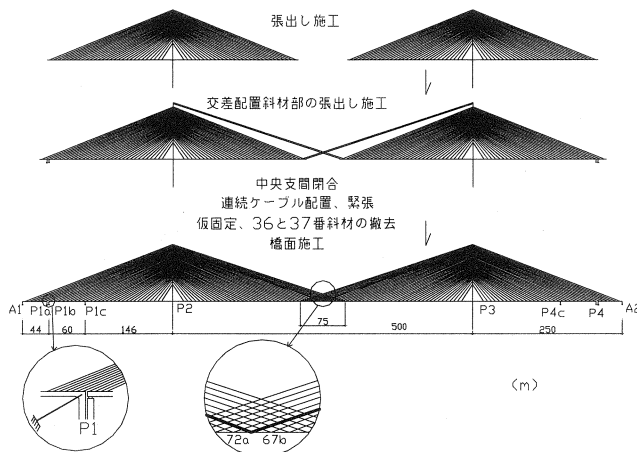


図-8 交差配置型施工ステップ及び構造モデル図

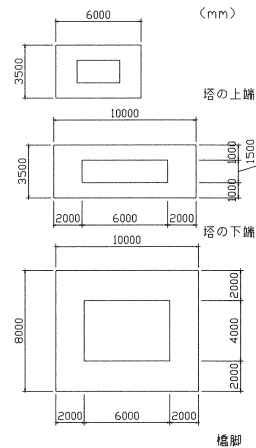


図-9 塔と橋脚断面図

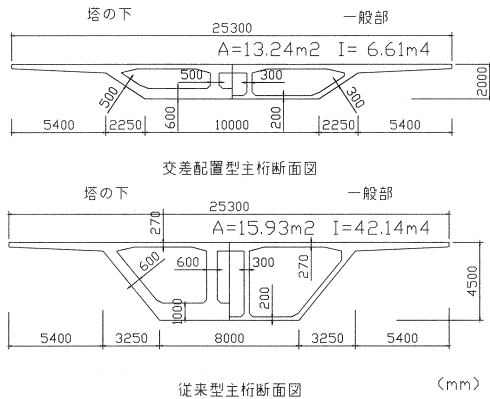


図-10 主桁断面図

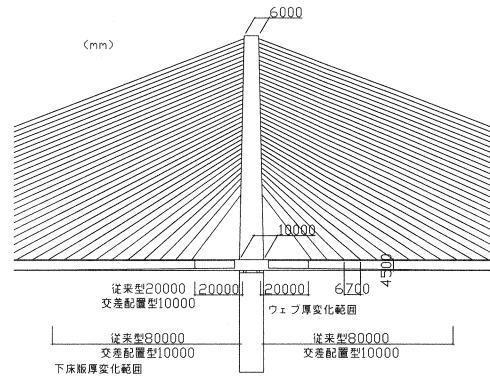


図-11 側面図

表-1に設計条件を示す。主桁の応力度は、死荷重時では、引張応力度を発生させず、活荷重では、ひび割れが発生しないように許容引張強度以下とした。また、斜材の応力度は、架設時では斜材の引張強度の0.6倍以下、それ以外の場合では引張強度の0.4倍以下とした。

検討モデルは図-6と8で、従来型はスパンL=100m+150m+500m+150m+100m、交差配置型はスパンL=44m, 60m+146m+500m+146m+60m, 44mの連続構造である。張出しコンクリートブロック長は従来

型, 交差配置型ともに6.7mであり, 従来型の斜材の本数は $4 \times 36 = 144$ 本であった。交差配置型において, 側径間のA1~P1a主桁に引張力が発生しないようにアンカレッジをP1aに設けた。交差配置斜材の段数が増えれば, アンカレッジの水平反力が大きくなる。そのため, 主桁の応力度が許容応力度以下である範囲で, 交差配置斜材の段数を最小限にした。図-7に斜材番号を示す。交差配置型において, 中央支間の中央部分に6ブロック分の斜材(斜材67b~72b番)追加し, これらを交差配置させた。解析は施工段階を追って行った。

図-9に塔と橋脚の断面図を示し, 従来型と交差配置型ともに同じ寸法とした。図-10に主桁の断面図を示す。従来型においては桁高を4.5m, 塔付近の位置で下床版厚を1.0mとした。一方, 交差配置型においては桁高を2.0m, 塔付近の位置で下床版厚を0.6mとした。図-11に塔付近の側面図を示す。下床版厚の変化区間においては, 従来型は80mに対して, 交差配置型は10mとした。図-12に主桁におけるPC鋼材の配置を示す。桁内PC鋼材は従来型と交差配置型ともに, 12S15.2とした。

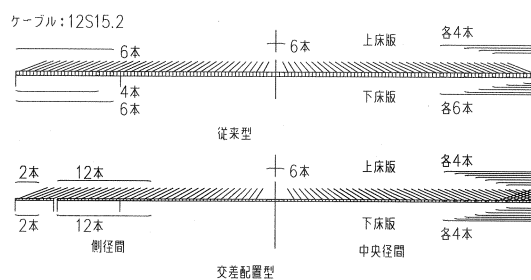
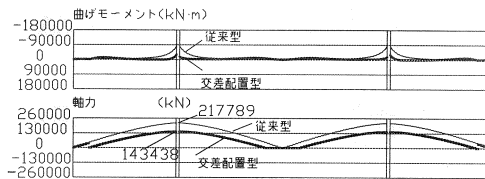
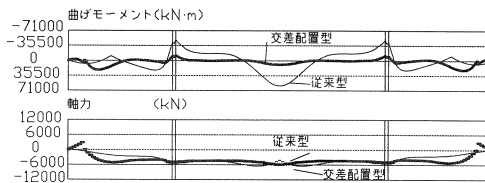


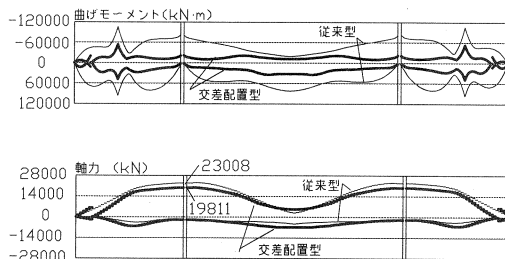
図-1 2 主桁PC鋼材配置図



(a) 閉合直後の曲げモーメント及び軸力



(b) クリープ, 乾燥収縮による曲げモーメント及び軸力



(c) 活荷重による曲げモーメント及び軸力

図-1 3 主桁における曲げモーメント及び軸力

5. 試設計結果

5. 1 主桁の試設計結果

図-13(a)に主桁閉合直後の主桁の曲げモーメントおよび軸力を示す。水平分力の大きい中央部分の斜材を交差させることで, 軸力が大幅に低減できることがわかった。図-13(b)にクリープ及び乾燥収縮による曲げモーメントと軸力を示す。支間中央において曲げモーメントは交差配置型のほうが小さくなり, 引張軸力は交差配置型のほうが大きくなっている。クリープの影響は主桁のPC鋼材配置状況に依存するため, 一概には比較できない。図-13(c)に活荷重による曲げモーメント及び軸力を示す。従来型と比べ交差配置型における曲げモーメントと圧縮軸力が小さくなることが分かった。これは交差配置型の主桁曲げ剛性が小さく, 中央部分の斜材が交差したためであると考えられる。図-14に主桁の応力状況を示す。活荷重max時においては, 中央支間の中央部の主桁下縁に発生した引張応力が許容引張応力以下になるように桁内のPC鋼材を配置した。活荷重minにおいて, 従来型は塔付近の広い範囲に渡って主桁下縁の圧縮応力が厳しくなっている。これに対して, 交差配置型は軸力と曲げモーメントが大幅に減少したため, 圧縮応力が問題にならないことが分かった。

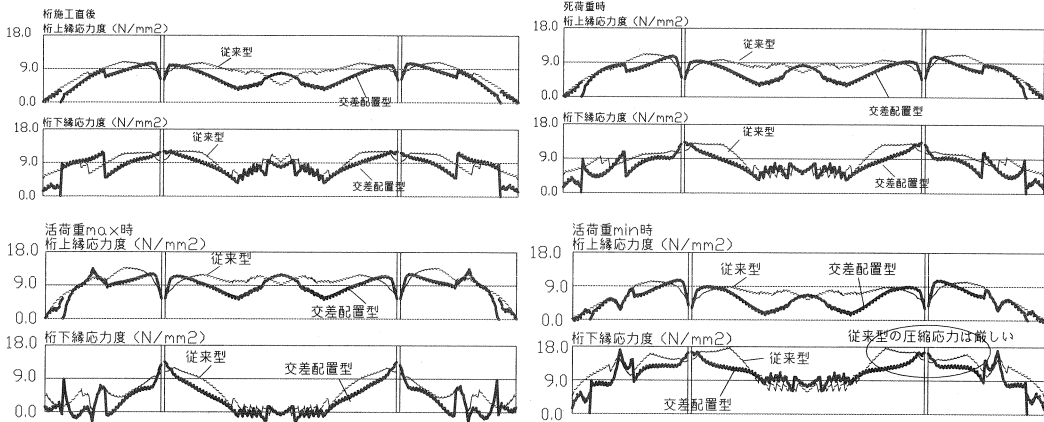


図-14 主桁における応力状況

横桁を除いた主桁コンクリート体積は従来型が 17151m³ に対し、交差配置型が 13398m³ となり、21.9%減少となった。

また、主桁内PC鋼材の重量は従来型が 127t に対し、交差配置型が 151t となり、18.9%増加という結果となった。

5.2 斜材の試設計結果

図-15に斜材の張力における試設計結果を示す。斜材の番号においては図-7を参照する。図-7と8に示すように交差配置型では、斜材番号67~72は交差する斜材であり(例えば、72aと67bは同じコンクリートブロックを吊る交差斜材である)、図-15に示す67~72番の張力結果は2本の斜材張力の合計である(例えば、 $F_{67} = F_{67a} + F_{67b}$)。

番号*i*の斜材において必要な最小面積 A_i および橋全体において必要な最小重量 W_s を以下の式で計算する。

$$A_i = \max \left(\frac{F_{ci}}{0.6 \times f_u}, \frac{F_{(d+L)_i}}{0.4 \times f_u} \right) \quad (4)$$

$$W_s = 2 \times \rho \times \sum_{i=1}^{72} A_i L_i \quad (5)$$

ここに、 f_u と ρ は斜材の引張強度と密度であり、 F_{ci} と $F_{(d+L)_i}$ 、 L_i は番号*i*の斜材における架設荷重時と活荷重時の張力、長さである。

最小重量の計算結果としては、従来型が $W_s = 2200t$ に対し、交差配置型が $W_s = 2017t$ となり、8.3%減少となった。従来型と比べ、主桁コンクリート体積の減少率より、斜材重量の減少率が小さい。これは、交差配置型の斜材張力が従来型より低くなっているが、交差している部分の斜材が長くなっているためであると考えられる。

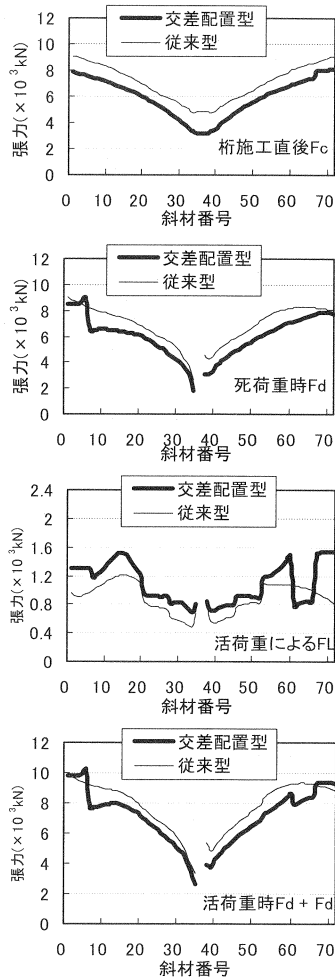


図-15 斜材張力における試設計結果

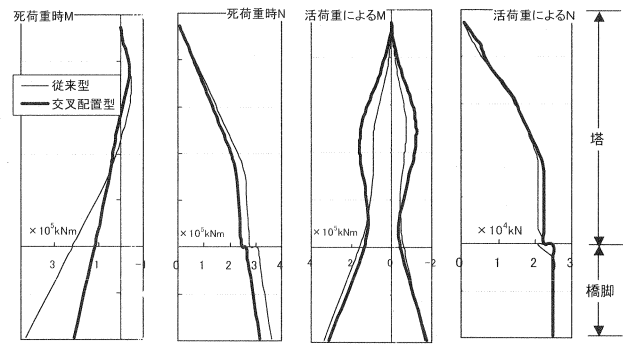
5. 3 交差配置型における アンカレッジの水平反力

交差配置型におけるアンカレッジの水平反力結果は以下のようになっている。死荷重時の水平反力：48146kN。活荷重による水平反力：7511kN。

5. 4 塔および橋脚の断面力

従来型と交差配置型の試設計においては、同じ塔と橋脚断面を用いた。図-16に左側の塔と橋脚における死荷重時及び活荷重による断面力を示す。

死荷重時には、交差配置型は主桁重量が小さいため、従来型と比べ、断面力が小さくなった。それにより、交差配置型の使用によって塔と橋脚の断面が小さくできる可能性があると考えられる。



死荷重時 M 死荷重時 N 活荷重による M 活荷重による N
図-16 塔および橋脚の断面力

6. まとめ

本論文では、従来型自碇式 PC 斜張橋において塔付近の主桁に大きな圧縮力が発生する問題を解決するため、交差配置斜材を部碇 PC 斜張橋に適用する方法を提案した。交差配置型では、大型な施工機械は必要とせず、従来の張出し架設工法が適用できるという利点がある。

中央支間が 500m となる斜張橋を対象として、交差配置型と従来型 PC 斜張橋の主方向において静的な試設計を行った。試設計の結果より、以下の結果が得られた。①交差配置型の場合、主桁、塔、橋脚の断面および断面力が減少できた。②交差配置型では、斜材張力が小さくなったが、交差した斜材は長くなった。本試設計の結果として、斜材の使用量が減少した。③交差配置型は主桁、塔、橋脚の断面および自重が小さくなるため、耐震性および耐風性が向上できると考えられる。

以上より、PC 斜張橋の長支間化に対する交差配置型の有効性を示した。全体コストに対する判断には、アンカレッジのコストの考慮を取り入れる必要があるが、中央径間長の半分と比べ側径間長が短いような元々アンカレッジが必要とする場合や多径間斜張橋の場合には、アンカレッジがコストに対する影響が小さくなり、交差配置型の有効性が顕著になると思われる。より長い支間に対しては、従来型が対応できないと考えられ、交差配置型における更なる検討が必要となる。今後、主桁内 PC 鋼材量を減らす方法、耐震性や耐風安定性も含め、総合的に検討し、報告する予定である。

参考文献

- 1) Cable technology, Slimline tonic, Brdige Design & Engineering, No.41, pp.56~57, 2005.
- 2) Alex Shajines, Jochen Keysberg, Rafael Manzanarez and Man-Chung Tang, A Bridge for all Centuries, Civil Engineefing, ASCE, Vol.75, No.8, pp. 48~55, August 2005.
- 3) Man-Chung Tang, Some Thoughts about Long Span Concrete Cable-stayed Brdiges, The first fib Congress, Osaka, Japan, pp.203~210, 2002.
- 4) 中瀬和敏, 甲斐富岳, 有吉正敏, 今金真一, 北原雄一, 上田浩幸, 針谷清久, 女神大橋上部工の施工, 橋梁と基礎, pp.5~14, 2005, 12.
- 5) Niels J. Gimsing, Cable Supported Bridges, Concept & Design, Second Edition, John Wiley & Sons, pp.233~235, 2000.
- 6) 大塚久哲, 長大斜張橋の解析と設計, 部定式斜張橋研究会, 九州大学出版会, 1991.