

コンクリート斜張橋のPC斜索の設計法について

(その2)

小 田 純 夫*

3. 懸垂曲線状の斜索の設計

3.1 斜索の断面形状と曲げモーメント および 曲げ応力度の関係

図-6 に示す複線新幹線橋梁の仮想設計例について斜索断面の形状と斜索に生じる曲げモーメントおよび曲げ応力度の関係を調べて見る。

設計例の構造解析では、斜索の断面積は 1 m^2 である。各荷重による側径間上段斜索の引張力は、

| | | |
|-------|----------|------------|
| 自重 | -1 182 t | } -2 160 t |
| 版上死荷重 | -321 t | |
| 活荷重最大 | -657 t | |
| 活荷重最小 | 219 t | |

である。版上死荷重は、通常橋体工が完成した後ある期間を置いて一斉に施工されるので、斜索は自重による引張力が作用したとき、その軸線が懸垂曲線となるように施工される。したがって自重だけが作用しているとき斜索には曲げモーメントは生じていない。変動荷重の最大値は、

$$321 + 657 = 978 \text{ t}$$

である。

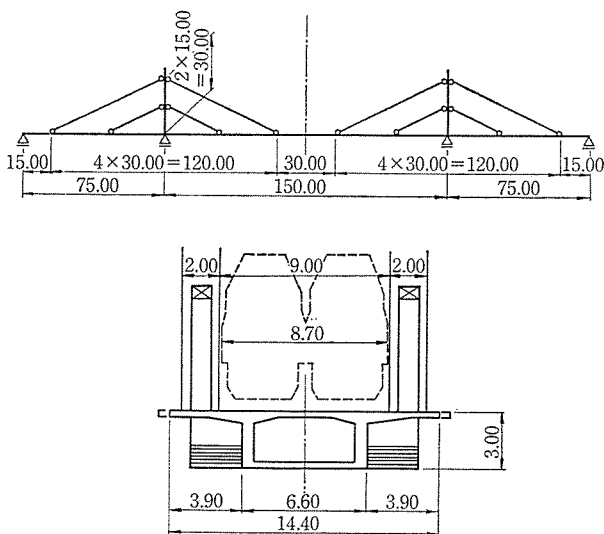


図-6 複線新幹線コンクリート斜張橋の設計例

* (株) 千代田コンサルタント

斜索の骨組長は約 67 m であるが、補剛桁や塔断面内の剛域を考慮すると、索としての実長は 58 m となる。

また斜索自重の斜索軸直角方向分力は、

$$2.5 \times 1.0 \times 2 / \sqrt{5} = 2.24 \text{ t/m}$$

である。

斜索断面積を 1 m^2 の一定値に保ち断面の高さ/幅比を変え、式 (17) を用いて変動荷重 978 t によって索端に生じる曲げモーメントを計算すると図-7 に示すような結果を得る。すなわち h/b が大きくなるにつれて索端モーメントも増大するが、その増大率は減少する。横軸を断面の高さとして同じ結果をプロットし、断面係数と比較すると図-8 のようになる。断面積が一定であれば断面係数は高さに比例するので、同図の点線のように直線で示される。索端モーメントは凸曲線であるから、曲

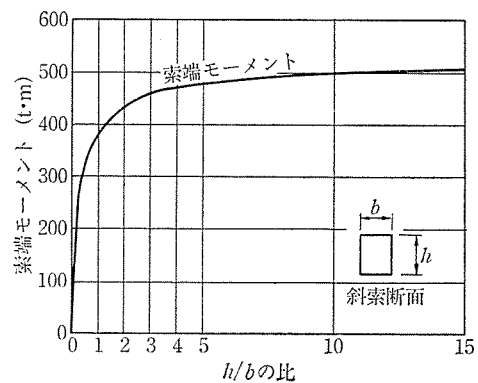


図-7 断面形状と索端モーメント

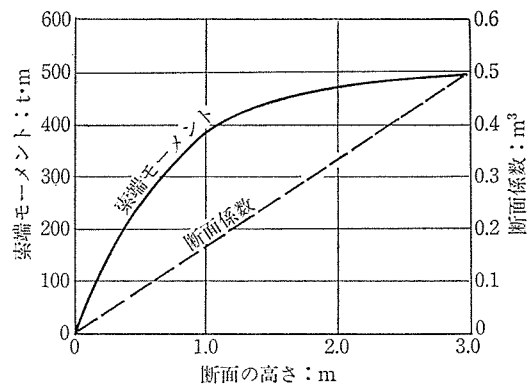


図-8 断面の高さと索端モーメント・断面係数の関係

げ応力は、断面の高さが高ければ高いほど小さくなる。

3.2 斜索の設計手法

前節の設計例について PC 斜索の設計手法を紹介する。

索の施工は次の順序で行われる。

——橋土工完成までに、全橋土工自重によって索に生じる引張力に対して懸垂曲線となるように、索の両端に目地を残してコンクリート索を施工する。

——橋土工完成と同時に斜索の両端の目地にコンクリートを填充し、PC 鋼材の緊張力の調整を行い、PC 鋼材に所定の緊張力を導入する。

——版上死荷重を載荷する。

設計は、斜索の断面、プレストレスング量をあらかじめ設定し、下記の状態における斜索断面の応力度を検証することによって行われる。

——プレストレスングと自重による引張力が作用したとき。

——版上荷重を載荷し、版上荷重による引張力と曲げモーメントが生じたとき。

——プレストレスング力がコンクリートのクリープおよび乾燥収縮によって減少したとき（プレストレスングを行う以前、PC 鋼材は長期間施工中の荷重によって引張力を生じているので、PC 鋼材のリラクセーションは無視してよい）。

——最大・最小活荷重が作用したとき。

プレストレスを導入した直後に橋梁が供用されるケースは充分あり得るので、このときの許容応力は設計荷重作用時の値でなければならない。

断面形状の必要条件は、

——自重による引張力と導入 PS 力によって断面に生じる応力が、PS 導入時の許容応力を超えないこと。

——版上死荷重を載荷し、最小活荷重引張力（通常は圧縮力）が作用するときの断面応力が設計荷重時の許容応力を超えないこと。

——コンクリートのクリープが終了し、最大活荷重引張力が作用するときの断面応力が設計荷重時の許容応力を超えないことである。

断面応力の計算に際しては次の点に注意しなければならない。すなわち、プレストレスングによって断面に導入される軸方向圧縮力としては、実際に PC 鋼材に導入されている引張力に、橋梁全体に導入されるプレストレスング力によって生じる二次断面力を加えた値を、また PC 鋼材の偏心配置による曲げモーメントについては、実際に PC 鋼材に導入されている引張力に偏心量を乗じた値を用いて計算する。この設計例では、

PC 鋼材に導入される引張力：2570 t

斜索に生じる二次軸力：113 t（引張力）

となっている。

各載荷状態において斜索断面に生じている曲げモーメントは、部材端では式 (17) により、また部材中央では、式 (18) において、

$$x = \frac{L}{2}$$

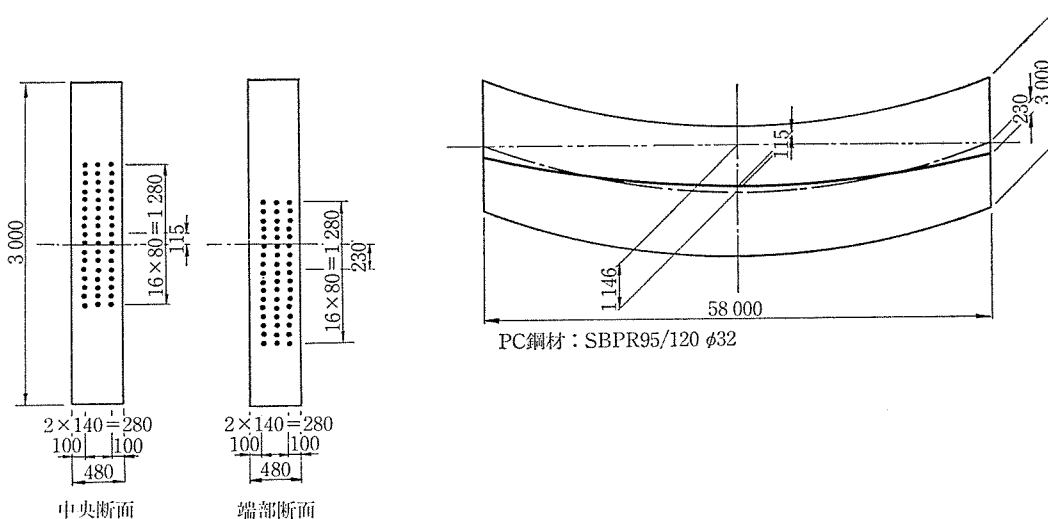
とし、これをまとめて、

$$M = \frac{wL}{2H} \cdot \frac{\Delta H}{H + \Delta H} \cdot \sqrt{(H + \Delta H) \cdot EI} \cdot \left\{ \frac{2 \cdot e^{-\frac{\lambda L}{2}}}{1 - e^{-\lambda L}} - \frac{2}{\lambda L} \right\} \dots\dots\dots (19)$$

とし、この式 (19) を用いて求められる。

3.3 斜索の設計例

3.3.1 鉄道橋の例



図—9 鉄道橋の曲線梁としての斜索の構造図

表—2 鉄道橋の懸垂曲線状の斜索の応力

| 断面 荷重 | 端 部 断 面 | | | | 中 央 断 面 | | | | 許容応力度 σ_a |
|----------------------|----------------|------|------------|------------|----------------|------|------------|------------|---------------------|
| | T | M | σ_o | σ_u | T | M | σ_o | σ_u | |
| ① 自重 | -1182 | 0 | -82 | -82 | -1182 | 0 | -82 | -82 | |
| ② PS力 (二次軸力) | 2570 (-113) | -591 | 89 | 253 | 2570 (-113) | 296 | 210 | 131 | |
| ③ 版上死荷重 | 321 | 241 | 14 | -53 | 321 | -117 | -36 | -3 | |
| ④ Δ PS ϕ | | | -11 | -30 | | | -25 | -16 | |
| ⑤ 活荷重 max | -657 | 382 | 13 | -94 | -657 | -187 | -66 | -14 | |
| ⑥ 活荷重 min | 219 | -129 | -4 | 31 | 219 | 63 | 22 | 5 | |
| ①+② | | | 7 | 171 | | | 128 | 49 | -15~190 |
| ①+②+③ | | | 21 | 118 | | | 92 | 46 | -10~150 |
| ①+②+③+④ | | | 10 | 88 | | | 67 | 30 | -10~150 |
| ①+②+③+④+⑤ | | | 23 | -6 | | | 1 | 16 | -10~150 |
| ①+②+③+⑥ | | | 17 | 149 | | | 114 | 51 | -10~150 |

※ 1. 単位 T : t, M : tm, σ : kg/cm²
 ※ 2. σ_o : 断面の上線応力度, σ_u : 断面の下線応力度
 ※ 3. 許容応力度は「国鉄建造物設計標準解説 昭和 58 年 2 月制定」による。

3.1 節, 図—6 に示す仮想設計例について, 懸垂曲線状の PC 斜索の設計を紹介する。

同節で述べたように, 断面の高さが高いほど曲げ応力上有利であるが, 高さを補剛桁の桁高と同じにおさえれば, 図—9 に示すような断面が必要となる。斜索軸を, 構造物にその自重だけが作用するとき, 懸垂曲線とすることにより, 斜索には斜索自重による曲げモーメントが生じないようにしても, 変動荷重による軸方向力の変動が大きく, これによって断面に大きな曲げモーメントが

生じ, 結局, 支間の約 1/20 に相当する断面高が必要となっている。応力検証の結果は 表—2 に示すとおりである。

3.3.2 道路橋の例

道路橋の斜索の特徴は, 鉄道橋と比べて変動荷重が小さいことである。鉄道橋の場合と比較できるように, 斜索の最大引張力および長さが前節の設計例, すなわち図—6 に示す例と同じであるような道路橋の設計モデルを設定し, これを 図—10 に示す。各載荷による側径間上段斜索の引張力は,

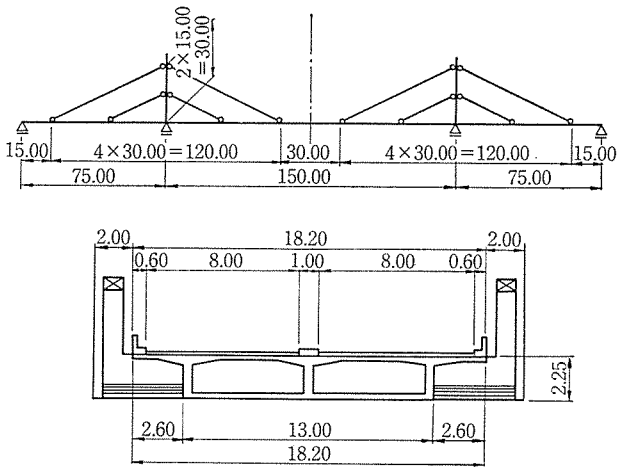
| | | |
|-------|---------|-----------|
| 自重 | -1622 t | } -2160 t |
| 静荷重 | -199 t | |
| 活荷重最大 | -339 t | |
| 活荷重最小 | 96 t | |

である。

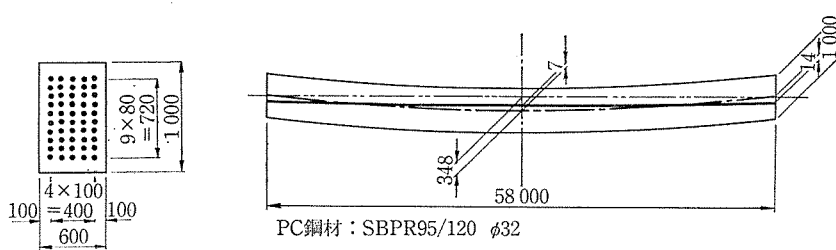
PC 斜索の構造は 図—11 に, 応力検証の結果は 表—3 に示すとおりである。斜索断面を鉄道橋の場合と比較すると, PC 鋼材量は同じであるが, コンクリート断面の大きさは

| | |
|-----|---------------------------------------|
| 鉄道橋 | $3.00 \times 0.48 = 1.44 \text{ m}^2$ |
| 道路橋 | $1.00 \times 0.60 = 0.60 \text{ m}^2$ |

となっている。



図—10 高速道路コンクリート斜張橋の設計例



図—11 道路橋の懸垂曲線状の梁としての斜索の構造

表一3 道路橋の懸垂曲線状の斜索の応力

| 断面 荷重 | 端部断面 | | | | 中央断面 | | | | 許容応力度 σ_a |
|----------------------|----------------|-----|------------|------------|----------------|-----|------------|------------|---------------------|
| | T | M | σ_o | σ_u | T | M | σ_o | σ_u | |
| ① 自重 | -1622 | 0 | -270 | -270 | -1622 | 0 | -270 | -270 | |
| ② PS力 (二次軸力) | 2570 (-113) | -36 | 371 | 447 | 2570 (-113) | 18 | 422 | 397 | |
| ③ 静荷重 | -199 | 31 | 2 | -51 | -199 | -11 | -34 | -16 | |
| ④ Δ PS ϕ | | | -45 | -54 | | | -51 | -48 | |
| ⑤ 活荷重 max | -339 | 49 | -2 | -84 | -339 | -16 | -56 | -30 | |
| ⑥ 活荷重 min | 96 | -15 | 0 | 24 | 96 | 5 | 17 | 8 | |
| ①+② | | | 101 | 177 | | | 152 | 127 | -15~190 |
| ①+②+③ | | | 103 | 126 | | | 118 | 111 | -15~150 |
| ①+②+③+④ | | | 58 | 72 | | | 67 | 63 | -15~150 |
| ①+②+③+④+⑤ | | | 56 | -12 | | | 11 | 33 | -15~150 |
| ①+②+③+④+⑤+⑥ | | | 103 | 150 | | | 135 | 119 | -15~150 |

4. 直線状の梁としての斜索の設計

4.1 設計手法

斜索が直線であれば、梁高/支間比が小さな斜索に、斜索の自重によって大きな曲げモーメントが生じるかわりに、その後作用する変動荷重によって曲げモーメントは生じない。通常の PC 梁と異なり、斜索自体に大きな引張力が作用するので、PC 鋼材の引張力は斜索自体に作用する引張力によって相殺され、斜索のコンクリート断面に働く圧縮力は小さい。したがって、斜索には偏心配置された PC 鋼材によってほとんど曲げモーメントだけが作用することになり、いわゆるバイプレ工法の場合と同様に、梁高を小さくすることができる。

本質的には PC 梁であるから、通常の PC 梁の設計と同じように、断面を仮定して応力検証を繰り返すことにより適切な設計を行うことになる。しかし、梁に曲げ応力を生ぜしめる荷重は索自重だけであり、これは固定荷重であるが、変動荷重は大きな軸力だけであるという点で、荷重条件が通常の梁と異なっているので、断面仮定の方法を検討することにする。

いま、

| | |
|---------------------|---------------------|
| 索に生じる最大引張力 | Nt |
| 橋体構造物自重による引張力 | $N_d t$ |
| 版上死荷重による引張力 | $N_{ds} t$ |
| 活荷重による最大引張力 | $N_{lmax} t$ |
| 活荷重による最小引張力 | $N_{lmin} t$ |
| PC 鋼材の偏心量 | $e m$ |
| 導入 PS 力 | $P_t t$ |
| クリープによる PS 力の減少 | $\Delta P_t t$ |
| 設計荷重時のコンクリートの許容圧縮応力 | $\sigma_{ca} t/m^2$ |
| 設計荷重時のコンクリートの許容引張応力 | $\sigma_{ta} t/m^2$ |
| 索のコンクリート断面積 | $A m^2$ |

索の自重により索断面に生じている

曲げモーメント

$M tm$

とすれば、索の断面形状の必要条件は次のようになる。

PS 力

$$P_t \geq N - \Delta P_t \quad (\Delta P_t \text{ の符号は -})$$

コンクリート断面積

$$A \geq \frac{N_{ds} + N_{lmax} - M_{lmin} - \Delta P_t}{\sigma_{ca} - \sigma_{ta}}$$

コンクリート断面の高さ

PC 鋼材に必要な偏心

$$e = \frac{M}{P_t + \Delta P_t}$$

を確保できる断面の高さ

すなわち、この条件を満足するように、導入緊張力 P_t 、コンクリート断面積 A 、斜索端部と中央における PC 鋼材の偏心量を決め、所要緊張力を与えるに必要な PC ケーブルを配置し得る断面形状を設定すれば良い。

設計計算にあたっては次の点に注意しなければならない。

—PC 鋼材は、斜索の軸線に沿って曲線状に配置されるため、コンクリート断面を直線となるように施工しても、純断面や換算断面の図心は、斜索の軸に沿って小さなサグを持った曲線となる。すなわち実質的には曲線梁となる。サグは小さいが索に働く軸力は大きいので、このサグと軸力による曲げモーメントは無視できない。しかし部材の変形を考慮した解法、すなわち 2 章の解法による必要はなく、安全側の結果を与える微小変形理論による解で評価すれば充分である。

—プレストレッシングにより斜索のコンクリート断面に導入される圧縮力 P_o は、PC 鋼材に生じている導入緊張力 P_t から、プレストレッシングによる二次軸方向力を差し引いた値であり、PC 鋼材の偏心によって斜索に生じる曲げモーメントは、具体的には PC 鋼材軸線の湾曲効果によって斜索コンクリート断面に与える鋼材

◇論文報告◇

張力の鋼材軸垂直方向の成分によって生じるものであるから、鋼材そのものの緊張力によって計算されたものである。すなわち斜索断面のプレストレス σ_b は

$$\sigma_b = \frac{P_t}{A} \pm \frac{P_0 \cdot e}{Z}$$

ここに、 e : PC 鋼材の偏心

A : コンクリートの断面積

Z : コンクリート断面の断面係数

となる。

—PC 斜索は全長にわたって等断面の両端固定梁であるから、PC 鋼材の軸線を、コンクリート断面の軸線に対して放物線状に配置すれば、二次モーメントを含めたプレストレス力による部材軸上の曲げモーメントは、PC 鋼材をコンコールドに配置した場合と全く同じである。すなわち、部材端における PC 鋼材の偏心を Y_e 、部材中央における偏心を Y_c とすれば、プレストレスによって生じる曲げモーメントは二次モーメントを含めて、

部材端

$$M_e = \frac{2}{3} \cdot P_t \cdot (Y_e - Y_t)$$

部材中央

$$M_c = \frac{1}{3} \cdot P_t \cdot (Y_e - Y_t)$$

となる (図—12 参照、実線の配置と点線の配置は、プレストレスに関しては同じ効果を生じる)。

4.2 設計例

4.2.1 鉄道橋の例

懸垂曲線状の斜索の場合と同様に、図—6 に示す仮想設計例によることとする。

施工法は次のように設定する。

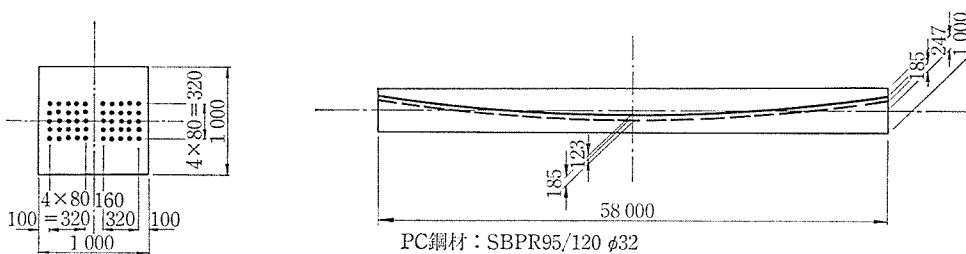
—コンクリートの斜索は支保工上で直線状に施工する。索の両端には目地を設ける。PC 鋼材は、直線梁の断面内で放物線状に配置し、このときシースによってコンクリート断面とは縁を切っている。

—橋土工完成後、PC 鋼材の緊張力を調整して索両端の目地にコンクリートを填充、目地コンクリートの硬化後、PC 鋼材緊張力を設計値まで増大して緊張作業を完了する。続いてグラウトを実施する。

—グラウトが硬化してから版上死荷重を載荷する。

斜索に作用する軸方向力は、

| | | |
|-------|----------|------------|
| 自重 | -1 182 t | } -2 160 t |
| 版上死荷重 | -321 t | |
| 活荷重最大 | -657 t | |



図—12 鉄道橋の直線梁としての斜索の構造

表—4 鉄道橋の直線状の斜索の応力

| 断面 荷重 | 両断面共通 | | 中央部断面 | | 端部断面 | | | 許容応力度 σ_a |
|-------------|-------------|------|------------|------------|------|------------|------------|---------------------|
| | N | M | σ_o | σ_u | M | σ_o | σ_u | |
| ① 索自重 | 0 | 314 | 180 | -199 | -628 | -398 | 378 | |
| ② 橋体工の自重 | -1 182 | 10 | -120 | -132 | -20 | -139 | -114 | |
| ③ PS力(二次軸力) | 2 570(-113) | -338 | 59 | 476 | 677 | 687 | -148 | |
| ④ 版上死荷重 | -321 | -6 | -31 | -25 | 11 | -22 | -34 | |
| ⑤ 4PS(-12%) | -308 | 41 | -7 | -57 | -81 | -82 | 17 | |
| ⑥ 活荷重 max | -657 | -11 | -63 | -51 | 23 | -43 | -59 | |
| ⑦ 活荷重 min | 219 | 4 | 21 | 17 | -8 | 15 | 23 | |
| ①+②+③ | | | 128 | 145 | | 150 | 116 | -15~190 |
| ①+②+③+④ | | | 97 | 120 | | 128 | 82 | -10~150 |
| ①+②+③+④+⑥ | | | 34 | 69 | | 85 | 23 | -10~150 |
| ①+②+③+④+⑦ | | | 118 | 137 | | 143 | 105 | -10~150 |
| ①+②+③+④+⑤ | | | 90 | 63 | | 46 | 99 | -10~150 |
| ①+②+③+④+⑤+⑥ | | | 27 | 12 | | -3 | 40 | -10~150 |

※ 1. 単位 N : t, M : tm, σ : kg/cm²

※ 2. 符号 + : 圧縮, - : 引張

活荷重最小 219 t
 PS 力 2570 t
 PS による二次軸方向力 -113 t
 クリープによる PS 力の減少 -12%

である。

図-12 に PC 斜索の構造を、表-4 に応力検証結果を示す。PC 鋼材の配置は 図-12 の実線で示す形状(コンコーダントの配置)でも点線で示す形状でもよい。点

表-5 PC 鋼材の偏心と断面性能

| 断面性能 | 断面位置 | 索中央断面 | | 索端部断面 | |
|-----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | 全断面 | 純断面 | 換算断面 | 純断面 |
| 断面積 (m ²) | 1.000 | 0.937 | 1.163 | 0.937 | 1.163 |
| 上線から図心まで (m) | 0.500 | 0.487 | 0.526 | 0.513 | 0.474 |
| 下線から図心まで (m) | 0.500 | 0.513 | 0.474 | 0.487 | 0.526 |
| 断面二次モーメント (m ⁴) | 0.0833 | 0.0810 | 0.0914 | 0.0810 | 0.0914 |
| 上線断面係数 (m ³) | 0.1667 | 0.1662 | 0.1737 | 0.1580 | 0.1929 |
| 下線断面係数 (m ³) | 0.1667 | 0.1580 | 0.1929 | 0.1662 | 0.1737 |

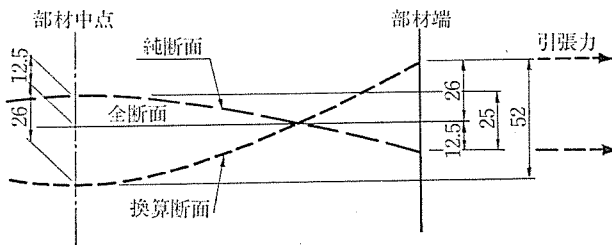
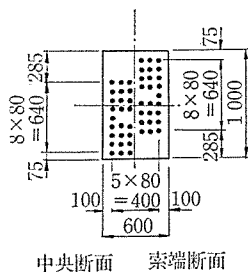
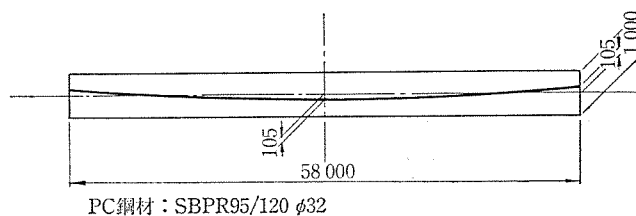


図-13 各断面の図心軸



中央断面 索端断面



PC鋼材: SBPR95/120 φ32

図-14 道路橋の直線梁としての斜索の構造

表-6 道路橋の直線状の斜索の応力

| 荷重 | 断面 | 両断面共通 | | 端部断面 | | 中央部断面 | | | 許容応力度 | |
|--------------|----|------------|------|------------|------------|-------|------------|------------|---------|---------|
| | | N | M | σ_o | σ_u | M | σ_o | σ_u | | |
| ① 索自重 | | 0 | -376 | -413 | 394 | 188 | 202 | -197 | | |
| ② 橋体工自重 | | -1622 | -27 | -332 | -274 | 13 | -288 | -316 | | |
| ③ PS 力(二次軸力) | | 2570(-113) | 402 | 899 | 37 | -201 | 247 | 672 | | |
| ④ 静荷重 | | -199 | 6 | -21 | -31 | 3 | -31 | -21 | | |
| ⑤ ΔPS (-12%) | | | | -108 | -4 | | -30 | -81 | | |
| ⑥ 活荷重 max | | -339 | 10 | -37 | -53 | -5 | -49 | -41 | | |
| ⑦ 活荷重 min | | 96 | -3 | 10 | 15 | 1 | 13 | 12 | | |
| ①+②+③ | | | | 154 | 157 | | 161 | 159 | | -15~190 |
| ①+②+③+④ | | | | 133 | 126 | | 130 | 138 | | -15~150 |
| ①+②+③+④+⑥ | | | | 96 | 73 | | 81 | 97 | | -15~150 |
| ①+②+③+④+⑦ | | | | 143 | 141 | | 143 | 150 | -15~150 | |
| ①+②+③+④+⑤ | | | | 25 | 122 | | 100 | 57 | -15~150 | |
| ①+②+③+④+⑤+⑥ | | | | -12 | 137 | | 51 | 63 | -15~150 | |

線で示す形状の方が、コンクリート断面内に余裕を持って鋼材を配置することができる。この配置に従って、純断面、換算断面の性能を求めると、表-5 のとおりであり、それぞれの断面の図心軸は、図-13 に示すようにサグの小さな曲線となっている。

4.2.2 道路橋の例

図-10 に示す仮想設計の例によることとする。

斜索に作用する軸方向力は

自重 -1622 t
 静荷重 -199 t
 活荷重最大 -339 t
 活荷重最小 96 t
 PS 力 2570 t
 PS による二次軸方向力 -113 t
 クリープによる PS 力の減少 -12%

} -2160 t

である。索の構造は 図-14 に、各荷重状態における断面応力は表-6 に示すとおりである。

5. 両形式の斜索の比較

5.1 構造上の特性

3章および4章で述べたように、PC 斜索は、これを懸垂曲線として設計することも直線梁として設計することも可能であるが、それぞれの章における設計例から次のような特徴を挙げることができる。

鉄道橋の場合、これを懸垂曲線状の梁にすると、変動荷重が大きいため変動荷重によって索に生じる曲げモーメントが大きく、図-9 に示すように異常に高さの大きな断面が必要となり、断面の高さを一定の限度に抑えようとすれば、斜索に生じる軸方向力の変動幅で決まる理論上の必要断面積より大きな断面積の索とすることが必要となる。直線梁とする場合には、図-12 に示すとおり、ほぼ理論上必要な断面積を持ち、しかも正方形断面で設計することができる。経済性および美観の点からも、直線梁とする方がはるかに有利である。

一方、変動荷重の小さい道路橋の場合には、図-11 と図-14 を比較すればわかるように、いずれの場合も同じ断面で設計できる。直線梁の場合、すなわち図-14 の場合には、設計例のように SBPR 95/125 φ32 の PC 鋼棒を用いると、PC 鋼材配置間隔が小さく、施工上もう少し大きな断面が必要となるかもしれない。

変動荷重が零という極端な場合を想定すれば、懸垂曲線の索とする場合には、索に曲げモーメントが生じないので、必要なコンクリートの断面積は、コンクリートのクリープによる PC 鋼材の引張力の減少量をカバーできる値で良いことになる。すなわち懸垂曲線の方が圧倒的に有利である。

ここで鉄道橋と道路橋の上記の設計例について、斜索に生じる固定荷重（構造物の自重）による引張力と変動荷重（橋体工完成後に載荷される死荷重と最大活荷重の和）による引張力を比較すると、

| | 鉄道橋 | 道路橋 |
|-------------|---------|---------|
| 固定荷重 | 1 182 t | 1 622 t |
| 変動荷重 | 978 t | 538 t |
| 合計 | 2 160 t | 2 160 t |
| 変動荷重 / 固定荷重 | 83% | 33% |

となっている。理論的裏付けがあるわけではないが、懸垂曲線タイプと直線タイプの選択の分岐点の目安は、変動荷重による引張力の固定荷重による引張力に対する比が 1/3 程度ということになる。

5.2 施工面での特性

一般に斜張橋は長支間の橋梁に適用されるものであり、したがって全構造が支保工上で一勢に施工されるようなことは稀で、カンチレバー工法で施工されると想定してよい。斜索の引張力は、カンチレバー架設の進行につれて変化し、橋体工完成時に初めて所定の値に達する。コンクリート斜張橋のカンチレバー施工では、コンクリートの若材令における弾性係数やクリープ係数のばらつきのため、斜索の張力の増減による断面力と上げ越しの同時管理が非常に難しくかつ煩雑な作業となる。

PC 斜索の場合には、鋼斜索の場合に比べて斜索の本数が少ないので、この管理が比較的容易である。主として上げ越し管理を容易にするためには、全体構造が完成閉合するまで、塔と補剛桁がコンクリート斜索で剛に結ばれていない方が良い。補剛桁の施工と並行して斜索のコンクリートを施工する場合には、斜索の両端に目地を設けておくことが必要である。

このような施工条件で両形式の斜索の施工法を検討する。

5.2.1 直線状の斜索

図-12 に示す鉄道橋の斜索を例にとれば、PC 鋼材は 370 mm の相対偏心量を持って配置されている。この偏心量は、PC 鋼材に最終的な引張力を与えたとき、斜索にその自重とほぼ等しい等分布上揚力を与えるような値となっている。施工中に斜索のコンクリートを打たないまま PC 鋼材に引張力を与えると、PC 鋼材の自重はコンクリート断面の自重に比べて極めて小さいので、その相対偏心量は 370 mm に比べて極めて小さくなる。その後でコンクリートを打つ場合には、高張力が導入されている PC 鋼材を図のような形状に正確に保持することが必要であり、これはほとんど不可能に近い。したがって、PC 鋼材に引張力を導入する前に、すなわち斜索に補剛桁の荷重をはずける前に、PC 鋼材を所定の軸線形状を保ってシーブで包み斜索コンクリートと縁を切った状態で斜索のコンクリートを打ち、その硬化を待たなければならない。

この設計例では、補剛桁が橋梁中央で閉合し、斜索の目地を埋める直前の状態は下記のとおりである。

$$\text{PC 鋼索の引張力 } T_p = 1\,182 \text{ t}$$

PC 鋼材がコンクリート索に与える上揚力

$$w_p = \frac{8 T_p \cdot e}{L^2} = \frac{8 \cdot 1.180 \cdot 0.370}{58.00^2} = 1.038 \text{ t/m}$$

コンクリート索の自重

$$w_0 = 2.24 \text{ t/m}$$

コンクリート索は支保工の上に載っているため、支保工は、

$$w = 2.24 - 1.038 = 1.202 \text{ t/m}$$

の荷重を受けている。

この状態で支保工を取り除くと、PC 鋼材の引張力と斜索コンクリートの重量の釣合い条件から、目地部で

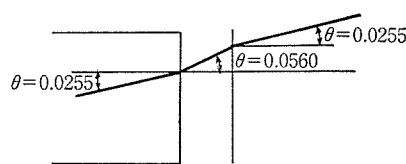


図-15 PC 鋼材の目地における屈曲

PC 鋼材は屈曲し、図—15 に示すようにその傾斜角は、

$$\theta = \frac{w}{2T_p} = \frac{2.24 \times 58}{2 \times 1.182} = 0.0560$$

となる。

同時に、コンクリート斜索には単純桁と同じような曲げモーメントが生じ、中央における最大値は、

$$M = \frac{1}{8} \cdot 1.202 \cdot 58.00^2 = 505 \text{ t} \cdot \text{m}$$

となる。

目地部における PC 鋼材の屈曲は、鋼材に致命的なダメージを与えるし、ここで計算したようにコンクリート斜索に生じる設計曲げモーメントより大きな曲げモーメントに対し、PC 鋼材や鉄筋を新たに追加して抵抗させることも不可能に近い。したがって、斜索の支保工は、目地コンクリートを施工しプレストレス力の調整が終わるまで取り除くことはできない。

5.2.2 懸垂曲線上の斜索

図—9 の例によれば、PC 鋼材のサグは 801 mm あるが、橋体工が完成した時点で、プレキャスト部材のコンクリート斜索を PC 鋼材に載荷すれば、理論的には、自然に所定の懸垂曲線を形成することができる。しかしながら、斜索コンクリートの載荷により、PC 鋼材端部には大きな角変化が生じるので、これの処理は解決すべき大きな問題である。1章で紹介した No. 8 および No. 9 の橋梁には、懸垂曲線状の斜索が採用されているけれども、いずれも強固な支保工上で、前項で述べた直線形状の斜索と同じ工法が採用されている。

6. あとがき

本稿では、コンクリート斜張橋の PC 斜索の設計法について述べたが、PC 斜索の施工が複雑なため、PC 斜索を持った斜張橋の実施例は少ない。しかしながら、全橋がコンクリート部材で出来ているので、通常のコンクリート橋と同程度にメンテナンスフリーであること、鋼斜索のコンクリート斜張橋に比べて耐風安定性が良いこと、活荷重によるたわみが小さいこと等の利点のほか、コンクリートのクリープによる補剛桁の応力遷移が少ないという利点がある⁸⁾。もう少し見直されて良い構造形式であると思われる。

参考文献

- 1) 松本喜司, 小田純夫:「橋りょう 上部構造物の現状と展望」, コンクリート工学, No. 11, Vol. 18, 1980
- 2) Yoshiji Matsumoto, Noboru Takahashi, Sumio Oda: "The Omotogawa Bridge, a Prestressed Concrete Cable-Stayed Railway Bridge" Proceedings the 9th FIP Congress, June 1982
- 3) H. Schambeck: "Die Flösserbrücke in Frankfurt" Bauingenieur, 4/1987
- 4) H. Schambeck (2 橋の設計者, Dyckerhof und Widmann AG) 談, 10, 1980
- 5) 荒井満雄, 沢野耕二, 岩崎 徹:「国鉄久慈線, 小本川橋梁の設計・計画について」橋梁, 12, 1977
- 6) Josef Eibl, Klemense Pelle, Heinz Nehse: "Zur Berechnung von Spannbandbrücken—Flache Hängebänder" Werner Verlag, Düsseldorf, 1973
- 7) Heinz Nehse: "Spannbandbrücken" Festschrift Ulrich Finsterwalder 50 Jahre für Dywidag, Dyckerhof und Widmann A.G. 1973
- 8) 松本喜司, 小田純夫:「コンクリート斜張橋の現況と問題点」, コンクリート工学, Vol. 18, No. 2, 1980

【昭和 63 年 4 月 1 日受付】

◀刊行物案内▶

日本原子力発電敦賀 2 号機 PCCV

本書は、プレストレストコンクリート第 28 巻の特別号として発刊されたもので、我が国で初めて採用されたプレストレストコンクリート製原子炉格納容器（日本原子力発電（株）敦賀発電所 2 号機）に関して、その各種模型実験、設計・施工に至る各分野にわたり詳述した貴重な資料です。今後ますます多く採用されるであろう、この種 PCCV を取り扱う関係者にとって、必携の図書と確信します。

在庫限定につき、ご希望の方は至急代金を添え（現金書留かまたは郵便振替東京 7-62774）プレストレストコンクリート技術協会宛お申し込みください。

体 裁：B 5 判 128 頁

定 価：3 000 円 送 料：150 円