

PC 斜張橋の斜材張力および主桁プレストレスの最適化に関する研究

OPTIMIZATION OF CABLE-STAY FORCES AND GIRDER PRESTRESS OF
PRESTRESSED CONCRETE CABLE STAYED BRIDGES

藤井 学*・宮本文穂**・小深田祥法***

By Manabu FUJII, Ayaho MIYAMOTO and Yoshinori KOBUKATA

In designing a prestressed concrete cable stayed bridge, such important problems like finding the optimal value of cable stay forces and girder prestress as well as the selecting arrangement of stay cable, shape of main girder, etc. has to be overcome.

In this study, a method of optimization considering a combination of the stay cable forces, the girder prestressing, creep and shrinkage of concrete and construction process is developed based on the strain energy criterion proposed by Yamada, Furukawa, et al. And also an optimization system to determine automatically both cable stay forces and girder prestress is developed using a personal computer.

A few prestressed concrete cable stayed bridges on which much data have been published are analyzed to demonstrate the applicability of this system. The results obtained are sufficient to apply in the determination of both the optimal value of cable stay forces and girder prestress of the prestressed concrete cable stayed bridge.

Keywords : prestressed concrete, cable stayed bridge, cable stay force, girder prestress, optimization

1. まえがき

PC 斜張橋は、構造の合理性あるいは構造美といった特徴を兼ね備えていることから、スパンの長大化をはじめとするその発展には目覚ましいものがある¹⁾。わが国においても多数の架設例あるいは計画段階にある PC 斜張橋があり、施工方法の合理化、マルチケーブル方式の採用による長大化技術の開発によって PC 斜張橋の建設が目立ち始めるようになってきた²⁾。PC 斜張橋は高次の内部不静定構造であるため、設計者が内部不静定力である斜材張力および主桁プレストレスを操作することにより、構造各部の応力状態を自由に設定することができる。しかし、この斜材張力および主桁プレストレスの決定に際して、現状では明確な決定法は確立されておらず、試行錯誤的な計算によって斜材張力を決める場合が多い。両者の決定法に関してはいくつかの提案があるが、そのうち斜材張力の最適化は、大きく分けると部材の単位コストを最小にするものと構造部材の断面力

分布に着目したものに分けることができる。斜張橋全体としての最適化は、最終的には建設コストを最小にすることが目的であるが、特殊工法を必要とする PC 斜張橋の場合、架設費の割合が大きくなるため、所要数量を最小化しても建設コストの最小化を間接的に評価したことにしかならない場合がある。また、斜張橋の設計において、その景観的要素が問題にされる場合が多く、主桁の断面力分布を平滑化することによってスレンダーな形式にすることも可能となり、これにより、間接的であるがコストの最小化にもつながる。本研究は、目的関数を部材の断面力分布に着目したもののうち、ひずみエネルギー最小化基準を用いた山田ら³⁾、古川ら⁴⁾の考え方を基本とし、種々の PC 斜張橋固有の問題を反映させて、さらに発展させた最適斜材張力および最適主桁プレストレス決定法の提案を行うとともに、これらの決定システムの開発を行うものである。すなわち、①施工中に必要な主桁プレストレスの影響を考慮することにより、斜材張力および主桁プレストレスの最適化を支保工架設のみならず張出し架設 PC 斜張橋（架設工法（施工法）の違い）へも適用可能とする、②コンクリートのクリープの斜材張力および主桁プレストレスに及ぼす影響の定式化に加え、乾燥収縮の影響も考慮した最適化を可能とする、③最適化を 2 回実行することにより、主桁緊張材図

* 正会員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科
(〒606 京都市左京区吉田本町)

** 正会員 工博 神戸大学助教授 工学部土木工学科
(〒657 神戸市灘区六甲台町 1-1)

*** 正会員 工修 (株) 横河橋梁製作所大阪支店
(〒592 大阪府堺市築港新町 2丁)

心線を自動的に設定する手法を考案することによって、設計の簡略化を目的としたシステムの提案を行うとともに、開発したシステムを、架設がほぼ完了し、データが公表されている2, 3のPC斜張橋に適用し、本システムの有効性、実用性の検討を行ったものである。

2. 斜材張力の最適化

(1) 目的関数の定式化

斜材調整力の最適化における目的関数を主桁のひずみエネルギーとして定式化し、これを最小にすることによって斜材張力を決定する。ここで、ひずみエネルギーは、部材の曲げモーメントと軸力を考慮し、せん断の影響を無視するものとする。図-1のように1つの部材上には等分布荷重 w のみが載荷されている状態で、部材両端の断面力（曲げモーメントおよび軸力）が仮定されると、部材の曲げモーメント分布は次式で表わせる。

$$M_i(x) = M_{iL}^t + \frac{M_i^t - M_{iL}^t + wL_i^2/2}{L_i} x - \frac{w}{2} x^2 \dots\dots\dots(1)$$

このとき、部材端断面力 M_i^t , M_{iL}^t , N_i^t , N_{iL}^t を求めるために、平面骨組構造解析プログラムを用いるが、構造解析モデルを入力する際に主桁に集中荷重が載荷される断面を節点として分割すれば、部材の曲げモーメント分布 $M_i(x)$ を式(1)のように表現することが可能となる。

式(1)を部材区間 ($x=0 \sim L$) で積分し、定数 ($2EI_i$) で除すことにより、部材の曲げ成分によるひずみエネルギーが求められ、これに軸力成分によるひずみエネルギーを加えると、第 i 部材の部材内ひずみエネルギー U_i は次式のように表わすことができる。

$$\begin{aligned} U_i &= \frac{1}{2EI_i} \left(\frac{w}{120} L^4 + \frac{(M_i^t + M_{iL}^t)w}{12} L^3 \right. \\ &\quad \left. + \frac{((M_i^t)^2 + (M_{iL}^t)^2 + M_i^t M_{iL}^t)}{3} L \right) \\ &+ \frac{1}{4EA_i} ((N_i^t)^2 + (N_{iL}^t)^2) L \dots\dots\dots(2) \end{aligned}$$

ここに、 E , I_i および A_i は、それぞれ第 i 部材の弾性係数、断面2次モーメントおよび断面積である。

式(2)を用いると、全体のひずみエネルギー U は、主桁の部材数を m 個とすると、次式で表わされる。

$$U = \sum_{i=1}^m U_i \dots\dots\dots(3)$$

以下、 M_i などにある部材 i を示す添字 i は、混乱のおそれがないため省略することにする。

対象荷重として、主桁死荷重および橋面荷重を考慮し



図-1 第 i 部材の部材端断面力

た場合、部材 i の両端の断面力 $\{M^t\}$, $\{N^t\}$, $\{M^s\}$, $\{N^s\}$ は次式によって表わされる。

$$\{M^t\} = [M_{iL}^t \quad M_i^t]P, \quad \{M^s\} = [M_{iL}^s \quad M_i^s]P \dots\dots\dots(4)$$

$$\{N^t\} = [N_{iL}^t \quad N_i^t]P, \quad \{N^s\} = [N_{iL}^s \quad N_i^s]P \dots\dots\dots(5)$$

ここに、添字 D は、主桁死荷重および橋面荷重による部材端断面力が作るベクトル M_{Di} , N_{Di} ($i=1 \sim m$, m : 主桁部材数) であることを表わし、添字 S は、第 j ケーブルの斜材張力が単位量変化したときの第 i 部材両端の部材端断面力の変化量、 M_{Sij} , N_{Sij} ($i=1 \sim m$, $j=1 \sim n$ (n : 斜材本数)) のつくる影響行列、そして、 $\{P\}$ は斜材調整力が作るベクトルである。これによって部材端断面力を斜材調整力の関数の形として表現することができる。したがって、式(4), (5)によって求められた部材端断面力 $\{M^t\}$, $\{M^s\}$, $\{N^t\}$, $\{N^s\}$ を式(2)に代入して各部材ごとのひずみエネルギーが算出され、さらに式(3)に代入することによって、目的関数である主桁のひずみエネルギー U を斜材調整力 $\{P\}$ の関数の形として求めることができる。

以上のように得られる目的関数は、ひずみエネルギー最小の条件の下で最適化され、最適斜材調整力として求められる。ここで、最適化手法としては共役勾配法の中の Fletcher-Powell 法⁵⁾を用いた。

(2) 制約条件

通常、斜張橋の主塔は、斜材を支持するとともに斜材張力の鉛直方向分力を軸力として担う役割をもっている。本研究では、斜材調整力の導入法に関する制約条件として、「全死荷重載荷時に、主塔に曲げモーメントが生じない」という制約条件を採用した。

斜材本数を n 本とし、主塔の左右には同一本数の斜材が定着してあると仮定すると、斜材段数は、 $n/2$ 段となる。同一段斜材の張力の水平方向分力を等しくすると、斜材張力は次式を満足していかなければならない。

$$P_{0j} \cos \theta_j = P_{0n-j+1} \cos \theta_{n-j+1} \dots\dots\dots(6)$$

ここに、 P_{0j} は j 番目の斜材張力 ($j=1 \sim n/2$) であり、 θ_j は j 番目の斜材と主桁とのなす角である。

(3) 施工法の違いによる問題

a) 一括施工の場合：一括施工の場合、本研究の解析は次のような手順に従うものとしている。すなわち、① 完成構造系において斜材に調整力が加わらない状態での部材端断面力 $\{M^t\}$, $\{M^s\}$, $\{N^t\}$, $\{N^s\}$ を求める。② 単位斜材張力による部材端断面力 $[M^t]$, $[M^s]$, $[N^t]$, $[N^s]$ を求める。③ 式(4), (5), さらに、式(2), (3)を用いて式(6)の条件を満足させながら斜材調整力の最適化を行う。

また、本研究で開発したシステムの最適化によって得られる斜材調整力は、①のときの斜材張力から、最適な断面力分布にするのに必要な調整力であり、言い換えれば

ば、最適な斜材の全張力から、①の状態での斜材張力を差し引いた値を求ることになる。実際の斜張橋の架設では、全張力量によって緊張管理を行っているが、最適化の過程において、①の状態での斜材張力が出力されるので、当然全張力の算出はなされる。

以下の議論において、完成系の構造解析ではこの斜材調整力を用いて理論の展開を行うことにする。

b) 分割施工の場合：まず、分割施工中の斜材張力の決定法について述べる。

長大斜張橋の施工には、構造上の部材である斜材を利用することにより、経済的に最も有利となる張出し架設が用いられるのが一般的である。本研究では、分割施工中において主桁上縁の引張り応力に対して最も不利になる時点、つまり、張出しブロックの張出しが完了し、次の斜材を設置する直前の状態を設定し、このときの主桁の鉛直方向変位に着目して斜材張力を決定することにする。すなわち、① 各施工段階ごとの斜材張力を、次の斜材設置直前の張出し桁先端の、主桁死荷重のみによる鉛直変位がゼロになるような斜材張力とする。② ①の方法によって、新たに斜材をセットすることに既設斜材すべてに斜材調整力を加え、上げ越しを行う。

まず、次式によって斜材定着位置の鉛直変位をゼロにする斜材調整力を求める。

$$GP_0 + D_0 = 0 \quad \dots \dots \dots \quad (7)$$

ここに、 G は j 番目斜材の単位張力による、 i 番目斜材定着位置の主桁鉛直変位 δ_{ij0} が作る行列であり、 D_0 は張出し架設中の構造系において斜材張力以外の死荷重による、 i 番目斜材定着位置の主桁鉛直変位 δ_{ii0} が作るベクトルである。

式(7)を以下のように変形することにより、斜材定着位置の鉛直変位をゼロにする斜材張力を求めることができる。

$$P_0 = -G^{-1}D_0 \quad \dots \dots \dots \quad (8)$$

次に、上式で求めた P_0 を k 倍(スカラー一倍)して張出し桁の先端の鉛直変位をゼロにする斜材張力を求める。

$$J(kP_0) + D_i = 0 \quad \dots \dots \dots \quad (9)$$

ここに、 J は j ($j=1 \sim n$, n :斜材本数) 番目斜材の単位張力による張出し桁先端 i ($i=1 \sim m (=2)$) の鉛直変位 δ_{ij0} が作るベクトルであり、 D_i は斜材張力以外の死荷重による、張出し桁先端 i の鉛直変位 δ_{ii} が作るベクトルである。

式(9)は、斜材定着間隔が左右対称のモデルの場合のみ、 k の解を得ることができる。現在のところ、左右対称でない斜張橋で、主径間、側径間とも張出し架設された実績は少なく、左右対称でない斜張橋での張出し架設の施工実績をみると、主径間を張出し架設し側径間を支保工架設または側径間に 1 本または数本の橋脚を配置

して連続桁としたものが多い。したがって、本研究では、モデルを左右対称として k を求めることにより得られる kP_0 が本研究における施工中の斜材張力とする。

次に、完成構造系の斜材張力について述べる。

張出し架設 PC 斜張橋では、主桁の張出し架設が完了し、完成構造系となってから新たに全斜材の張力調整を行うが、架設中の構造系と完成構造系を完全に分離して解析を行うと、施工法による制約がなくなり、斜材張力の調整および主桁プレストレスの導入は、支保工施工 PC 斜張橋と同様の結果しか得られなくなる。本研究では、施工中に必要な主桁プレストレスは完成構造系となってからも橋体に作用するので、分割施工中に必要な主桁プレストレスを主桁に載荷される集中荷重として扱うことによって、張出し架設 PC 斜張橋の斜材張力の最適化を、一括施工の場合と同様な方法で行っている。この場合、施工中に必要な主桁プレストレスは、式(4), (5)においては $\{M_p\}$, $\{N_p\}$ の中に含まれることになる。また、この分割施工中に必要な主桁プレストレスおよび PC 鋼材図心軸の主桁断面図心軸からの偏心量の算出法については次節で詳述する。

3. 主桁プレストレスの最適化

PC 斜張橋では、主桁死荷重などの荷重と斜材張力および主桁プレストレスによって生じる合成応力度がコンクリートの許容応力度内に収まるよう主桁プレストレスを定める。斜材調整力と主桁プレストレスの両者とも独立変数と考えた最適化は非常に多変数なものとなるため、本研究では主桁プレストレス(斜材張力によって生じる圧縮力を除いた主桁内 PC 鋼材による応力)が斜材調整力と線形的に結合し得ることを利用して、斜材調整力だけを設計変数とした最適化を実行することにより、両者を連成させて同時に求めるものとする。このとき、主桁プレストレスは、完成構造系での主桁応力のみによって制限されるのではなく、施工中の応力状態によっても制約を受ける。このため、施工法の違いによる制約を考慮に入れながら求めなければならず、各施工法に適合するように、算出された最適主桁プレストレスを修正して求める。ここでは、主桁プレストレスに対する施工上の制約も考慮に入れながら、主桁プレストレスの導入法および主桁緊張材図心線の自動的な設定法について述べる。

(1) 主桁プレストレスと斜材張力

主桁プレストレスの曲げ成分 M_p 、軸力成分 N_p を、次式のように式(4), (5)と同様の形に表現して、斜材調整力と主桁プレストレスを連成することとする。

$$\{M_p^t\} = \{M_{p0}^t\} + [M_{p1}^t] |P|, \{M_p^r\} = \{M_{p0}^r\} + [M_{p1}^r] |P| \dots \dots \dots (10)$$

$$\{N_p^t\} = \{N_{p0}^t\} + [N_{p1}^t] |P|, \{N_p^r\} = \{N_{p0}^r\} + [N_{p1}^r] |P| \dots \dots \dots (11)$$

ここで、 M_{p0} , N_{p0} は、完成構造系に主桁死荷重および橋面荷重のみが載荷され、斜材調整力がゼロのとき、主桁上・下縁のうち引張り応力が生じる部分に対し、引張り応力度を許容引張り応力度内にするために必要な主桁プレストレスであり、 M_{p1} , N_{p1} は、斜材張力が単位張力増加したときに主桁上・下縁のうち引張り応力が生じる部分に対し、引張り応力度を許容引張り応力度の範囲内にするために必要な主桁プレストレスの変化量を表わす。

本研究では、主桁緊張材の導入位置に対して、CGS 線（主桁緊張材図心線）に注目し、主桁コンクリートの引張り応力度が、許容値以内に収まるような主桁プレストレスを斜材調整力と連成させて求める。すなわち、主桁プレストレスによる 2 次反力を無視し、主桁プレストレスによる部材端断面力の正の方向は主桁死荷重および橋面荷重の場合と同一とし、応力に関しては圧縮を正とすると、部材断面でのコンクリート引張り応力度に関する条件は式 (12), (13) のようになる。これらの式は、主桁上縁に曲げ引張り応力度が生じる断面では、上縁の引張り応力度を許容引張り応力度内に収めるために CGS 線を断面図心軸より上側に配置するものと考えている。なお、活荷重は断面の引張り応力度に対して最も不利な状態に配置するものとする。

① PC 鋼材図心軸が主桁断面図心軸より上にある場合は、主桁上縁の引張り応力度に着目すると、次式のような条件式が得られる。

$$-\frac{1}{A}(N_b^t + N_{L,\min}^t + (N_s^t)^t P) + \frac{1}{Z_o}(M_b^t + M_{L,\min}^t + (M_s^t)^t P) + P_e\left(\frac{1}{A} + \frac{e_o^t}{Z_o}\right) \geq \sigma_{cta} \quad (12 \cdot a)$$

$$-\frac{1}{A}(N_b^r + N_{L,\min}^r + (N_s^r)^t P) + \frac{1}{Z_o}(M_b^r + M_{L,\min}^r + (M_s^r)^t P) + P_e\left(\frac{1}{A} + \frac{e_u^r}{Z_o}\right) \geq \sigma_{cta} \quad (12 \cdot b)$$

② PC 鋼材図心軸が主桁断面図心軸より下にある場合は、主桁下縁の引張り応力度に着目すると、次式のような条件式が得られる。

$$-\frac{1}{A}(N_b^t + N_{L,\min}^t + (N_s^t)^t P) - \frac{1}{Z_u}(M_b^t + M_{L,\max}^t + (M_s^t)^t P) + P_e\left(\frac{1}{A} + \frac{e_u^t}{Z_u}\right) \geq \sigma_{cta} \quad (13 \cdot a)$$

$$-\frac{1}{A}(N_b^r + N_{L,\min}^r + (N_s^r)^t P) - \frac{1}{Z_u}(M_b^r + M_{L,\max}^r + (M_s^r)^t P) + P_e\left(\frac{1}{A} + \frac{e_o^r}{Z_u}\right) \geq \sigma_{cta} \quad (13 \cdot b)$$

ここに、添字 L, \max および L, \min は、それぞれ活荷重による、曲げモーメントおよび輻力の最大値および最小値を表わしている。また、 P_e は主桁プレストレスによる軸力であり、 e_o および e_u は、CGS 線の断面図心

軸からの上縁側および下縁側までの偏心距離、 Z_o および Z_u は、それぞれ上縁側および下縁側の断面係数、そして A は断面積を表わしている。

式 (12), (13) の不等式を等式で結び変形することにより、主桁プレストレスによる軸力 P_e は斜材調整力 $|P|$ と線形的に結合することができ、式 (12), (13) はそれそれ次式のように表わせる。

$$K_o^t P + P_e A_{11}^t = C_o^t \quad (14)$$

$$K_u^t P + P_e A_{22}^t = C_u^t \quad (15)$$

ここに、

$$K_o^t = -(N_s^t)^t / A + (M_s^t)^t / Z_o, \quad K_u^t = -(N_s^t)^t / A + (M_s^t)^t / Z_u$$

$$A_{11}^t = 1/A + e_o^t / Z_o, \quad A_{22}^t = 1/A + e_u^t / Z_u$$

$$C_o^t = \sigma_{cta} + (N_b^t + N_{L,\min}^t) / A - (M_b^t + M_{L,\min}^t) / Z_o$$

$$C_u^t = \sigma_{cta} + (N_b^t + N_{L,\min}^t) / A - (M_b^t + M_{L,\min}^t) / Z_u$$

$$C_o^r = \sigma_{cta} + (N_b^r + N_{L,\min}^r) / A + (M_b^r + M_{L,\max}^r) / Z_o$$

$$C_u^r = \sigma_{cta} + (N_b^r + N_{L,\min}^r) / A + (M_b^r + M_{L,\max}^r) / Z_u$$

P_e は圧縮力、 e はすべて正の数で表わし、式 (14), (15) を変形して符号を N^t , N^r , M^t , M^r と統一すると、式 (10), (11) の N_{p0}^t , N_{p0}^r , M_{p0}^t , M_{p0}^r , N_{p1}^t , N_{p1}^r , M_{p1}^t , M_{p1}^r は各部材ごとに次式のように表わすことができる。

① PC 鋼材図心軸が主桁断面図心軸より上にある場合

$$N_{p0}^t = -C_o^t / A_{11}^t, \quad N_{p0}^r = -C_u^t / A_{11}^t \quad (16)$$

$$M_{p0}^t = C_o^t e_o^t / A_{11}^t, \quad M_{p0}^r = C_u^t e_u^t / A_{11}^t \quad (17)$$

$$N_{p1}^t = K_o^t / A_{11}^t, \quad N_{p1}^r = K_u^t / A_{11}^t \quad (18)$$

$$M_{p1}^t = -K_o^t e_o^t / A_{11}^t, \quad M_{p1}^r = -K_u^t e_u^t / A_{11}^t \quad (19)$$

② PC 鋼材図心軸が主桁断面図心軸より下にある場合

$$N_{p0}^t = -C_u^t / A_{21}^t, \quad N_{p0}^r = -C_o^t / A_{21}^t \quad (20)$$

$$M_{p0}^t = -C_u^t e_o^t / A_{21}^t, \quad M_{p0}^r = -C_o^t e_u^t / A_{21}^t \quad (21)$$

$$N_{p1}^t = K_u^t / A_{21}^t, \quad N_{p1}^r = K_o^t / A_{21}^t \quad (22)$$

$$M_{p1}^t = K_u^t e_o^t / A_{21}^t, \quad M_{p1}^r = K_o^t e_u^t / A_{21}^t \quad (23)$$

したがって、主桁死荷重、橋面荷重および主桁プレストレスを考慮した場合の部材端断面力は次式で表わすことができる。

$$\{M^t\} = \{M_b^t + [M_{p0}^t] + [(M_s^t) + [M_{p1}^t]] | P\} \quad (24)$$

$$\{M^r\} = \{M_b^r + [M_{p0}^r] + [(M_s^r) + [M_{p1}^r]] | P\} \quad (25)$$

$$\{N^t\} = \{N_b^t + [N_{p0}^t] + [(N_s^t) + [N_{p1}^t]] | P\} \quad (26)$$

$$\{N^r\} = \{N_b^r + [N_{p0}^r] + [(N_s^r) + [N_{p1}^r]] | P\} \quad (27)$$

なお、本研究で開発するシステムでは、まず荷重条件として主桁死荷重および橋面荷重を考慮して、斜材調整力の最適化を行い、この斜材調整力を加えたときの曲げモーメント分布に相似に CGS 線を配置する。これによって CGS 線が自動的に設定されることになる。

(2) 施工法の違いによる制約

a) 一括施工の場合：主桁を一括施工する場合、PC 鋼材の緊張は主桁両端部で行われる場合と任意の位置で

行われる場合がある。PC 鋼材の緊張を主桁両端部で行う場合、主桁に部分的にプレストレスを加えることは不可能である。したがって、主桁プレストレスを外力として斜材張力に連成させるとき、主桁の一部にプレストレスを加えたい場合は、制約条件としてその PC 鋼材による軸力が主桁両端部まで作用するようにし、また、部材内（橋梁のモデル化の際の節点 i と節点 $i+1$ の間）で主桁導入軸力が変化しないように軸力を導入しなければならない。したがって、構造解析モデルにおいては、主桁緊張力は部材内部で変化させることはできないものとし、全荷重を考慮した場合の斜材張力の最適化によって求められた主桁プレストレスを次のように修正する。

ここに、 N_{Pi} ：第 i 部材の主桁プレストレス

一括施工法で施工する場合、PC 鋼材の緊張は主桁両端部で行われる場合と主桁の任意の位置で行われる場合がある。主桁の任意の位置で PC 鋼材の緊張が行われる場合、主桁プレストレスに対する修正は式(26)のみによって行う。このとき、修正された主桁プレストレスによる軸力は、図-2 のようになる。

しかし、この修正のみを行うと多くの断面で PC 鋼材量が増加することになるため、最適主桁プレストレスによる曲げモーメント分布とは違った形になる。そこで最適主桁プレストレスによる曲げモーメントと等しい分布形になるように、CGS 線を次式によって変更する。

ここに、添字 i は第 i 部材を表わす。式(26)および式(27), (28)によって、主桁プレストレスおよび CGS 線が最適化による値とは多少異なったものになるが、主桁コンクリートの引張り領域に対して安全側に修正する

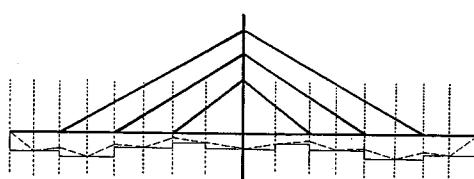


図-2 修正後の主桁プレストレスによる軸力

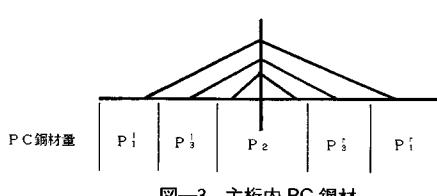


図-3 主桁内 PC 鋼材

ことになる。次に主桁両端部で PC 鋼材を緊張する場合、PC 鋼材の配置に関する制約が追加される。図-3 は、主桁端部付近の鋼材量 (P_1)、主塔付近の鋼材量 (P_2) よりびその中間位置での鋼材量 (P_3) についての関係の一例を示したもので、図-4 のように主桁内 PC 鋼材の配置によって 3 種類に分けることができる。すなわち、Case 1：主桁端部で緊張した PC 鋼材を主塔・主桁結合部付近で交差させたもので、主桁プレストレスの関係は次式のようになる。

$$P_1 \leq P_3 \leq P_2, \quad P_1^l + P_1^r \geq P_2 \quad \dots \dots \dots \quad (29)$$

Case 2：主桁端部付近に PC 鋼材を多く配置するもので、主桁プレストレスの関係式は次式のようになる。

Case 3：この導入法は、Case 1 と Case 2 を結合したような方法であり、主桁端部付近および主塔・主桁結合位置付近の主桁プレストレスが増加する。主桁プレストレスの関係式は次式のようになる。

$$P_1 \geqq P_3, \quad P_2 \geqq P_3, \quad P_1^l + P_1^r \geqq P_2 \quad \dots \dots \dots \quad (31)$$

これら 3 種類の PC 鋼材配置を考え、主桁プレストレスが最も少ない PC 鋼材配置を 2 径間に對して別々に決定する。この場合も最適化によって求められた緊張力と修正後の緊張力による曲げモーメントが等しくなるように式 (27), (28) によって CGS 線を変更する。

本手法によると、PC 鋼材がコンコーダントに配置されているので、負の曲げモーメントが生じている断面では CGS 線が断面図心軸より上にあり、主桁上縁の引張り応力を打ち消す役割をしている。また、CGS 線が許容限界範囲内にあるので、PC 鋼材の導入によって、主桁下縁の圧縮応力を減少させることはない。また、正の曲げモーメントが生じている断面でも、CGS 線が断面図心軸より下にあり、許容限界範囲内にあるので同様のことがいえる。

b) 分割施工の場合：張出し架設する PC 斜張橋では、主桁の張出し架設時に必要な主桁プレストレスと、完成構造系になってから必要な主桁プレストレスとを別々に考え、その両者を足し合わせたものがその構造に必要な主桁プレストレスとなると考える。

まず、分割施工中の主桁プレストレスについて述べる。

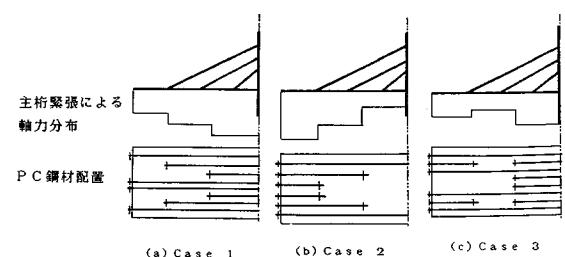


図-4 一括施工時の PC 鋼材配置

断面積 A , 断面 2 次モーメント I の部材 i において, l 端および r 端の上・下縁に引張り応力度 $-\sigma_o$, $-\sigma_u$ が生じているとき (σ は圧縮応力を正とする), この引張り応力を改善するために, 断面図心軸からそれぞれ e^l , e^r 偏心させた軸方向荷重 P^l および P^r を加えたとき, P は部材を圧縮する方向, また, e は上縁側の偏心量をそれぞれ正とすると, e^l , e^r および P^l , P^r は次式で表わされる.

$$e^l = \frac{I(\sigma_o^l - \sigma_u^l)}{A(\sigma_u^l y_o + \sigma_o^l y_u)}, \quad e^r = \frac{I(\sigma_o^r - \sigma_u^r)}{A(\sigma_u^r y_o + \sigma_o^r y_u)} \cdots \cdots (32)$$

$$P^l = \frac{A(\sigma_u^l y_o + \sigma_o^l y_u)}{y_o + y_u}, \quad P^r = \frac{A(\sigma_o^r y_o + \sigma_u^r y_u)}{y_o + y_u} \cdots \cdots (33)$$

ここに, y_o は断面図心軸から上縁までの距離であり, y_u は断面図心軸から下縁までの距離である.

ここで, 本来ならば第 i 部材を表わす添字 i をすべての部材につけねばならないが, 混乱のおそれがないので省略した. また, 以上の計算は許容引張り応力度をゼロとしたときであるが, 許容引張り応力度 σ_{cta} が与えられている場合, σ_o , σ_u の代わりに $(\sigma_o - \sigma_{cta})$, $(\sigma_u - \sigma_{cta})$ を用いて計算すればよい.

この P^l , P^r および e^l , e^r を張出し架設中に必要な主桁緊張力および CGS 線とする. ここで, 制約条件を満足するように主桁緊張力および CGS 線を以下の考え方に基づいて修正する. すなわち, 主桁緊張力に関する制約条件として, 部材両端で緊張力を変化させることができないので, 部材両端の緊張力を等しくしなければならない. このとき, CGS 線は許容限界核内にあるとは限らないため, 主桁緊張力の修正によって軸力が増加すると, 断面図心軸に対して主桁緊張材の偏心と反対側縁では, 緊張力の増加によって引張り応力が増加することになる. このため, 緊張力が増加した断面では, CGS 線の断面図心軸からの偏心量 e^{in} を修正することによって上・下縁とも圧縮応力度を減少させないようにする.

また, 上述のようにして算出した CGS 線の偏心量が, 断面図心軸から主桁上縁および下縁までの距離 y_o より大きくなる場合, CGS 線が主桁内に収まるように偏心量を再度修正し, 主桁上・下縁応力が許容引張り応力内となり, また部材内で主桁緊張力が変化しないように主桁プレストレスを修正しなければならない.

次に, 完成構造系の主桁プレストレスについて述べる. 主桁の施工法を分割施工とする場合, 主桁の任意の部材にプレストレスを与えることができるので, 主桁プレストレスに対する修正は式 (26) のみによって行うことにする. しかし, 張出し架設中には主桁張出し部の自重およびトラベラーケーン等の荷重による大きな負の曲げモーメントが生じることになる. この断面力による主として主桁上縁に生じる引張り応力を改善するために, 主

桁プレストレスによる補強が必要になるものと考える.

本研究で開発するシステムでは, 分割施工 PC 斜張橋の場合の主桁プレストレスを以下に示す方法で導入する. すなわち, ① 各施工段階で, 2. に示す方法によって求めた斜材張力を加えたときの, 各節点での上・下縁の引張り応力度の最大値を求める. ② 施工時に必要な主桁プレストレスおよび図心軸からの偏心量を求める. ③ ②の主桁プレストレスを主桁に載荷される集中荷重と考え, このほかに主桁死荷重および橋面荷重が載荷されている完成系に対しての斜材張力の最適化をする. ④ 完成系での主桁上・下縁の引張り応力を改善するために, PC 鋼材の重心 (CGS 線) を③によって求められた曲げモーメント図に相似に配置 (許容限界核内にコンコーダント配置) し, 主桁死荷重, 橋面荷重, 主桁プレストレス, 活荷重およびクリープ・乾燥収縮を考慮に入れて最適化を行い, 式 (10), (11) より最適な主桁プレストレスを求める. ⑤ 主桁プレストレスは部材内部で変化させることはできないので, 求められた主桁プレストレスを式 (26) および式 (27), (28) によって修正する. これによって求められた主桁プレストレスと, ②によって求められた主桁プレストレスを足し合わせたものが, 分割施工 PC 斜張橋の完成構造系に必要な主桁プレストレスとする.

4. クリープ・乾燥収縮による断面力の変化

本間ら⁶⁾によると, コンクリートの材令に伴う弾性係数の変化を無視すると, 応力変化を伴うクリープ・乾燥収縮によるひずみ変化量は次式によって表わされる.

$$\Delta \varepsilon_{k+s} = \frac{\sigma_0}{E_c} \varphi + \frac{\Delta \sigma}{E_c} \frac{\varphi}{1 - \exp(-\varphi)} + \Delta \varepsilon_s \cdots \cdots (34)$$

ここに, $\Delta \varepsilon_{k+s}$ はクリープ・乾燥収縮によるひずみ変化量, σ_0 は初期応力, $\Delta \sigma$ はクリープ・乾燥収縮によって発生する応力, E_c はコンクリートの弾性係数, φ はクリープ係数, そして $\Delta \varepsilon_s$ は乾燥収縮ひずみである.

分割架設等による材令差によってクリープ・乾燥収縮の進行が異なる場合でも, 曲げモーメント分布はクリープ終了時には一括架設の場合とほぼ同一となると考えられるため, 主桁・主塔のクリープ係数・乾燥収縮度が一定であると仮定し, 主塔と主桁の斜材定着位置での相対変位に着目すると, 変位の適合条件式は, 斜材自身の変位と, 主塔・主桁の変位成分により式 (34) を用いて次式のように表わせる⁴⁾.

$$SP_\varphi + (D_0 + GP_0)\varphi + GP_\varphi \frac{\varphi}{1 - \exp(-\varphi)} + H = 0 \cdots \cdots (35)$$

ここに, S は i 番目斜材の単位張力による伸び量 δ_{us} が作る行列, G は j 番目斜材の単位張力による i 番目斜材位置の主塔・主桁の相対変位 δ_{tgc} が作る行列, P_0 は

クリープ・乾燥収縮発生開始時の j 番目斜材張力 P_{j0} が作るベクトル, D_0 は完成構造系の死荷重による i 番目斜材位置の主塔・主桁の相対変位 δ_{i0} が作るベクトル, P_ϕ はクリープ・乾燥収縮による j 番目斜材張力変化量 $P_{j\phi}$ が作るベクトル, H は乾燥収縮による i 番目斜材位置の主塔・主桁の相対変位 δ_{ih} が作る行列である。

式(35)を変形して P_ϕ について解くと次式となる。

$$P_\phi = A(-G^{-1}D_0 - P_0) + BC \quad \dots \dots \dots (36)$$

ここに, $A = B(1 - \exp(-\phi))$,

$$B = \left[1 + \frac{1 - \exp(-\phi)}{\phi} G^{-1}S \right]^{-1}, \quad C = -\frac{1 - \exp(-\phi)}{\phi} G^{-1}H$$

ここで、式(36)中の P_0 を次のように変形する。すなわち、主桁死荷重および橋面荷重による斜材張力 P_0 と斜材調整力 P に分解する。

$$P_0 = P_b + P \quad \dots \dots \dots (37)$$

このとき式(36)は次式のようになる。

$$P_\phi = A(-G^{-1}D_0 - P_b) + BC - AP \quad \dots \dots \dots (38)$$

ここで、主桁プレストレスの導入によって構造系の死荷重状態が変化したものと考え、式(35)中の D_0 に次式を加えることによって主桁プレストレスのクリープ・乾燥収縮に及ぼす影響を考慮するものとする。

$$D_p = D_{p0} + D_{p1}P_0 \quad \dots \dots \dots (39)$$

このとき式(36)は、次式のようになる。

$$\begin{aligned} P_\phi &= B[-G^{-1}(D_0 + D_{p0} + D_{p1}P_0) - P_0(1 - \exp(-\phi))] + BC \\ &= A[-G^{-1}(D_0 + D_{p0} + D_{p1}(P_b + P)) - (P_b + P)] + BC \\ &= AP_a + BC + AQP \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (40)$$

ここで、 $P_a = -G^{-1}(D_0 + D_{p0} + D_{p1}P_0) - P_b$, $Q = (-G^{-1})D_{p1} - I$, また、 D_{pi} は (M_{pi}, N_{pi}) による i 番目斜材位置の主塔・主桁の相対変位 δ_{ipi} が作るベクトルであり、 D_{pj} は (M_{pj}, N_{pj}) の第 j 列による i 番目斜材位置の主塔・主桁の相対変位 δ_{ipi} が作る行列である。

このとき、クリープ・乾燥収縮による曲げモーメントおよび軸力の変化量 ΔM_ϕ , ΔN_ϕ は、単位斜材張力による影響行列 $[M_s]$, $[N_s]$ と、クリープ・乾燥収縮による斜材張力の変化量 $\{P_\phi\}$ の積の形で表わすことができる。したがって、本研究におけるすべての荷重である主桁死荷重、橋面荷重、主桁プレストレスおよびクリープ・乾燥収縮を考慮した場合、部材端断面力は次式で表わすことができる。

$$\begin{aligned} \{M^t\} &= \{M^t_0\} + \{M^t_{p0}\} + \{M^t_s\}([B][C] + [A][P_d]) \\ &\quad + ([M^t_s] + [M^t_{p1}] + [M^t_s][A][Q])[P] \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (41)$$

$$\{M^t\} = \{M^t_0\} + \{M^t_{p0}\} + \{M^t_s\}([B][C] + [A][P_d])$$

$$+ ([M^t_s] + [M^t_{p1}] + [M^t_s][A][Q])[P]$$

$$\{N^t\} = \{N^t_0\} + \{N^t_{p0}\} + \{N^t_s\}([B][C] + [A][P_d])$$

$$+ ([N^t_s] + [N^t_{p1}] + [N^t_s][A][Q])[P]$$

$$\{N^t\} = \{N^t_0\} + \{N^t_{p0}\} + \{N^t_s\}([B][C] + [A][P_d])$$

$$+ ([N^t_s] + [N^t_{p1}] + [N^t_s][A][Q])[P]$$

また、架設中に必要な主桁プレストレスは、主桁に載荷される集中荷重として扱い、 $\{M_b\}$, $\{N_b\}$ の中に取り入れられているので、 D_0 の項に含まれることになる。

5. 最適化システムの開発と実橋への適用例

(1) 最適プレストレス決定システム

本研究では、前述までの理論・手法を適用したシステムの開発を、パソコンコンピュータ上で MS-BASIC 言語を使用して構築した。本システムは、11 個の解析プログラム群と 19 個のデータファイル群を組み合わせたものとなっており、解析プログラムの概要は以下のとおりである：①完成構造系構造解析モデル入力プログラム、②分割施工に必要な主桁プレストレスおよび主桁緊張材 CGS 線算出プログラム、③全体構造系の平面骨組モデルによる変位法解析プログラム、④クリープ・乾燥収縮の定式化プログラム、⑤活荷重曲げモーメント、軸力の最大値、最小値算出プログラム、⑥荷重条件を主桁死荷重および橋面荷重のみとした場合の斜材調整力最適化プログラム、⑦主桁プレストレスによる部材端断面力算出プログラム、⑧主桁プレストレスによる主塔および主桁の斜材定着位置の相対変位算出プログラム、⑨主桁死荷重・橋面荷重、クリープ・乾燥収縮および主桁プレストレスを考慮に入れた斜材調整力の最適化プログラム、⑩構造系に主桁死荷重・橋面荷重が載荷された状態での斜材調整力による部材端作用力算出プログラム、⑪全荷重条件を考慮に入れた状態での斜材調整力作用時部材端作用力および主桁上・下縁応力算出ならびにこれらの演算結果より得られる修正主桁プレストレス、そのときの部材端作用力および主桁上・下縁応力算出プログラム。

(2) 実橋への適用例

上述のように構築した最適プレストレス決定システムに、実際に架設された 2, 3 の PC 斜張橋あるいは架設中の PC 斜張橋において設計時に用いられた構造解析データを入力し、本システムの有効性の検証を行った。

a) 一ノ瀬橋²⁾：一括（全面支保工）施工 PC 斜張橋に対する適用例として、「一ノ瀬橋」での検証結果を示す。本橋は、2 径間対称スパン割を有する道路橋で、斜材は 3 段のファン型、主桁はホロースラブ、橋脚、主塔および主桁は剛結となっている。なお、本橋の設計時のクリープ係数および乾燥収縮度は、それぞれ、 $\phi = 1.9$ および $\epsilon_s = 17 \times 10^{-5}$ である。

まず、主桁緊張材の CGS 線を得るために、荷重条件を主桁死荷重および橋面荷重として最初の最適化を行う。このときシステムが出した結果の一例として、曲げモーメント分布を図-5 に示す。なお、本橋の断面図心軸は、上縁から 0.367 m の位置にあり、許容限界核は、上縁から 0.226 m および 0.543 m (断面図心軸から上縁

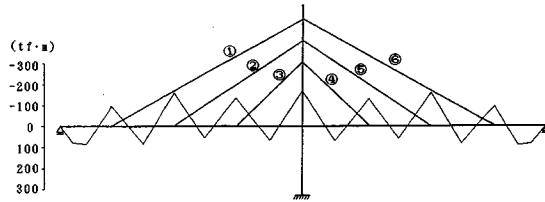


図-5 最初の最適化による主桁曲げモーメント分布

側に $k_o = 0.141$

m、下縁側に $k_u = 0.167$ m) に位置する。本システムでは、主桁緊張材の CGS 線は許容限界核

内に配置することとし、本橋の場合、CGS 線の断面図心軸からの最大偏心量を、 k_o および k_u の 0.8 倍以内としている。図-5 に示すように荷重条件を主桁死荷重および橋面荷重としたときの最適化によって得た斜材調整力を加えたとき、主桁の曲げモーメント分布はかなり平滑化されていることがわかる。そして、CGS 線は、この曲げモーメント図と相似な形となる。本橋の場合、桁高が小さく、したがって許容限界範囲が小さいため、CGS 線は、断面図心軸付近に配置されることになる。

次に、完成構造系の斜材調整力を求めるため、PC 鋼材の CGS 線に上述の方法で求めた値を用い、全荷重条件を考慮して斜材張力および主桁プレストレスの最適化を行う。これによって求めた架設完了時の最適斜材張力の値と、クリープ・乾燥収縮による斜材張力変化量を表-1 に示す。表-1 によると本システムによって最適化した斜材張力では、クリープ・乾燥収縮による斜材張力の変化量は小さな値となっている。したがって、本システムを一ノ瀬橋に適用した結果は、クリープ・乾燥収縮による斜材張力の変化量を小さく抑え、その結果としてクリープ・乾燥収縮による断面力の変化量を小さくすることができることになると考えられる。

以上のような斜材張力の最適化と連成させて、3. で述べた手法を適用して得られる主桁プレストレスによる軸力の出力結果を設計値(導入プレストレス)と比較して示したものが図-6 である。これより明らかのように本システムによって求めた主桁プレストレスは、設計値に比べかなり小さな値となっていることがわかる。しかし、本解析での荷重条件として、主桁自重・橋面荷重、斜材調整力およびクリープ・乾燥収縮による移行断面力を考慮して主桁プレストレス量を決定しているのに対し、設計ではこのほかに、温度変化、地震および支点沈下を考慮に入れて主桁プレストレスを決定している。し

表-1 最適斜材張力

番号	斜材調整張力 (ton)	斜材張力 (ton)	△P _{cr} (ton)
①	182.7	309.0	-15.0
②	59.6	299.5	-9.4
③	-1.2	215.5	-7.8
④	-1.2	215.5	-7.8
⑤	59.6	299.5	-9.4
⑥	182.7	309.0	-15.0

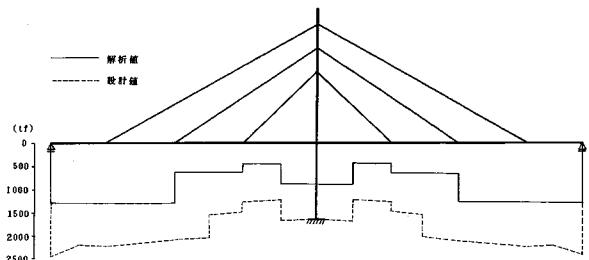


図-6 主桁プレストレスによる軸力分布

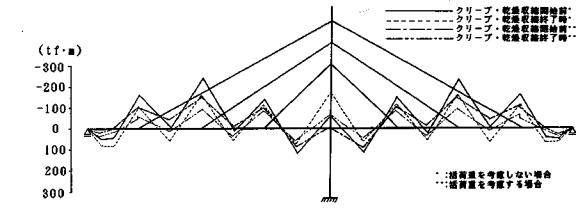


図-7 死・活荷重による主桁曲げモーメント分布

たがって、主桁内 PC 鋼材量が設計値よりも減少しているとは一概にはいいがたいと考えられる。

最後に、表-1 に示す斜材調整力を用い、主桁死荷重・橋面荷重を載荷し、これに主桁プレストレスの影響を考慮した場合の曲げモーメント分布を種々の状態で比較したものを図-7 に示す。これより、主桁死荷重・橋面荷重に、本システムによって最適化した斜材調整力を加えたときのクリープ・乾燥収縮終了時の曲げモーメント分布は、クリープ・乾燥収縮開始前と比較してもかなり平滑化されていることがわかる。これは、本システムでは、クリープ・乾燥収縮終了時のひずみエネルギーを最小にするような、クリープ・乾燥収縮開始前の斜材調整力を求めるものであるためである。また、主桁プレストレスを考慮した場合、曲げモーメント分布はさらに平滑化されていることが明らかとなる。これは、本システムでの CGS 線が、図-7 の曲げモーメント分布に対してコンコーディント配置しているためである。

b) 新丹波大橋⁸⁾：分割施工 PC 斜張橋に対する適用例として、「新丹波大橋」での検証結果を示す。本橋は、非対称の 3 径間連続 PC 斜張橋（中央径間は 110 m）であり、5 本の斜材がファン型に緊張されており、渡河部は張出し施工で、JR 山陰線を跨ぐ高架部は押出し施工で建設されている。また、架設は、股線部の左側径間 51.5 m と中央径間寄り 17.5 m の計 69 m の押出し工法区間と、主塔両側の計 166 m の張出し工法区間、および 4 m の閉合区間に分けることができる。本橋に対する構造解析は、閉合区間と張出し工法区間の境界に節点を設け、押出し工法区間と閉合区間の境界は考慮せず、張出し工法区間とその他工法区間として解析を行っている。そして、張出し架設中に必要な斜材張力には、閉合

表-2 張出し架設中の斜材張力 (t)

斜材番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
Step.1					704.5	732.7				
					593.6	605.0				
Step.2				810.4	107.8	111.3	845.2			
				779.7	454.8	483.8	802.6			
Step.3				967.9	40.1	406.5	421.1	42.7	1006.4	
				896.3	586.8	359.3	384.8	615.6	621.2	
Step.4				1094.2	75.8	420.5	327.4	338.5	439.0	78.8
				985.7	731.6	453.6	307.2	340.0	496.9	793.7
Step.5				889.6	282.2	480.3	328.1	345.7	354.8	354.8
				671.2	676.9	539.2	403.3	317.0	347.8	431.6
								550.8	663.3	657.7

区間の架設は考慮に入れず、施工中に必要な主桁プレストレスに関しては、押出し施工区間は解析していない。また、橋脚上の支点での主桁の支持方法は、完成構造系ではピン固定であるが、張出し架設中は剛結されている。なお、本橋のクリープ係数および乾燥収縮度はそれぞれ $\varphi=2.8$ および $\epsilon_s=19 \times 10^{-5}$ であり、解析では、完成構造系になってからクリープ・乾燥収縮が進行するものと仮定している。まず、施工中に必要な斜材張力を、荷重条件が主桁死荷重のみとして、張出し桁の先端で次に張り出す斜材の定着直前の状態において、主桁先端の鉛直変位がゼロとなるような斜材張力として算出した。その結果得られる各施工ステップごとの斜材張力を設計値と比較してまとめたものが表-2である。表中、各ステップごとの数値のうち、上段が解析値で下段が設計値である。そして、この斜材張力により施工中に必要な主桁プレストレスを求めた。なお、表-2で、Step.1とは、1段目の斜材を緊張して主桁を2段目斜材の定着位置まで張り出し、2段目斜材を緊張する前の状態を表わしている。また、本橋では、最上段斜材の緊張が行われた後、①右側の主桁の施工、②右側支承上でトラベラークレーンを解体、③主塔位置の仮固定解除、④中央径間側の張出し架設、⑤閉合区間の施工、の順序で施工が行われるため、Step.5では右端に支承を設け、中央径間側の張出し架設区間の施工を完了したモデルで解析を行った。

本橋の設計では、張出し架設中の斜材張力の調整は斜材定着時の1回のみとしている。表-2に示すようにStep.4からStep.5に移行するときの斜材番号④～⑦の張力変化は、解析値と設計値で変化の傾向がよく一致したものとなっていることがわかる。したがって、本解析法による斜材張力の決定法でも、構造形式がマルチケーブル形式になるに従い内側斜材の張力調整は斜材の定着ごとに実行なくても差し支えないことになるものと考えられる。次に、分割施工中に必要な主桁プレストレスを、完成構造系では主桁に橋軸方向に載荷される偏心した集中荷重とみなし、この集中荷重のほかに、主桁自重・橋面荷重を載荷して、最初の最適化を行った。このとき出力された曲げモーメント分布を図-8に示す。本橋のように、張出し架設 PC 斜張橋では、施工時に必要な主桁プレストレスを与えねばならないため、主桁は圧縮応

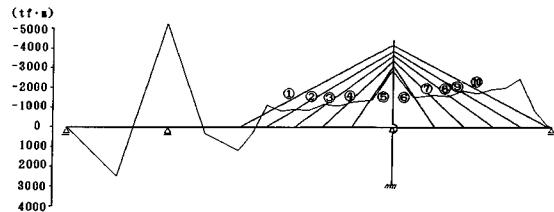


図-8 最初の最適化による主桁曲げモーメント分布

力の卓越した構造と

なり、CGS 線を許容限界内に配置するため、断面の引張りが生じる側の最外縁の引張り応力を改善することにより、その反対縁の圧縮応

表-3 最適斜材張力

番号	斜材張力 (ton)	斜材張力 (ton)	誤差 (%)
①	384.5	476.6	-81.6
②	565.7	870.0	-27.0
③	-212.6	203.8	40.0
④	-111.6	283.9	44.8
⑤	106.4	340.2	-26.5
⑥	146.2	353.9	-31.9
⑦	-48.4	296.0	34.2
⑧	-145.7	211.9	24.8
⑨	627.9	902.0	-35.6
⑩	324.8	492.7	-70.3

力も増加することになる。本橋においても、供用時の CGS 線を求める際に、最初は CGS 線を許容限界内に配置して主桁プレストレスの最適化を行った。このとき主桁の応力照査を行うと、活荷重最小値を載荷した場合、主桁下縁の圧縮応力度が約 190 kgf/cm^2 (18.6 MP) となり、圧縮に対して危険となつたため、CGS 線の設定範囲を変更し、断面図心軸から主桁上・下縁間での距離の 0.9 倍 (コンクリートのかぶり等を考慮して仮定した値) 以内にコンコーダントに配置することにした。その結果、圧縮応力度が 150 kgf/cm^2 (14.7 MP) 程度に改善されたため、本橋の解析での CGS 線をこの値に変更した。以下の解析結果は、CGS 線の変更を行った後の値を示している。

次いで、全荷重を考慮して斜材調整力の最適化を実行した。その結果得られたクリープ・乾燥収縮開始前の斜材張力の最適値およびクリープ・乾燥収縮による斜材張力変化量を表-3にまとめて示す。本橋の斜材定着間隔は対称であるが、同一段斜材の斜材張力を比較すると、右側の斜材の方が若干張力が大きくなっている。これは、縦断勾配が 4.2 % の右下がりの構造となつたため、斜材張力の水平方向成分を等しくするという制約条件から生じたものである。

一方、前述のように、本橋のような分割施工 PC 斜張橋では、張出し架設中に必要な主桁プレストレスと完成構造系で必要な主桁プレストレスを足し合わせたものが必要な主桁プレストレスであるとしている。これを 3. で述べた方法で修正した値、施工中に必要な主桁プレストレスおよび設計値 (導入プレストレス) で比較したもののが図-9に示す。これらの比較より、本橋の架設時に必要な PC 鋼材量は、解析値と設計値とで大差はないが、主桁プレストレスのうち、架設に必要な主桁プ

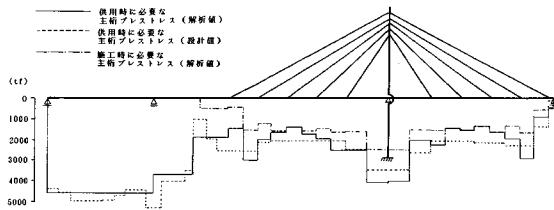


図-9 主桁プレストレスによる軸力分布

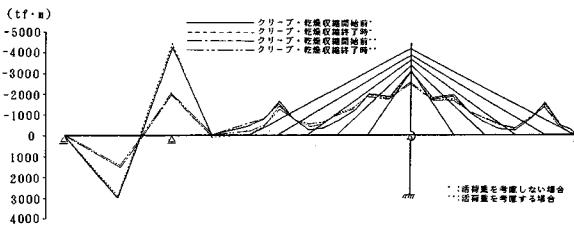


図-10 死・活荷重による主桁曲げモーメント分布

レストレスの割合が相当大きいことがわかる。

最後に、表-3に示すような斜材調整力を用い、主桁死荷重および橋面荷重を載荷し、それに主桁プレストレスの影響を考慮に入れた場合の各状態に対する曲げモーメント分布を比較したものを図-10に示す。図-10では、両者とも主塔付近に大きな負の曲げモーメントが生じているが、これは本橋が押し出し施工区間の支間を長くしているために、そこに大きな曲げモーメントが生じる構造となっており、この区間の断面力を改善し、目的関数のひずみエネルギーを小さくする方向に斜材調整力が収束した結果であると考えられる。また、主桁プレストレスを考慮した場合、曲げモーメント分布が著しく改善されていることがわかる。これは、CGS線の断面図心線からの距離を大きくしたため主桁プレストレスによる曲げモーメントが大きくなり、主桁死荷重・橋面荷重による曲げモーメントを大きく改善したためであると考えられる。また、表-3に示すように、クリープ・乾燥収縮による斜材張力の変化量はかなり大きくなるが、図-10によると、クリープ・乾燥収縮によって主桁の曲げモーメントが大きく変化したり大きな曲げモーメントが生じる節点はないので良好な結果ということができる。

6. 結 論

本研究で得られた主な知見は以下のようである。

(1) 供用時のPC斜張橋における主桁プレストレスおよび斜材調整力の最適化を、ひずみエネルギー最小化基準に基づいて、主桁プレストレスを斜材調整力に連成することによって実行するとともに、クリープ・乾燥収縮の影響を考慮した最適化を可能とし、また、最適化

を2回行うことによって主桁緊張材図心線を自動的に設定する手法を提案した。

(2) 分割施工PC斜張橋における張出し架設中の斜材張力および主桁プレストレスを決定するシステムを開発し、また、施工中に必要な主桁プレストレスの影響を完成構造系の解析に取り入れることにより、一括施工と分割施工、あるいは架設中と供用時における斜材張力および主桁プレストレスの決定を可能とした。これにより、ひずみエネルギー最適化基準による斜材張力および主桁プレストレスの最適化を、各種PC斜張橋への適用の可能性を示唆した。

(3) 本研究において開発したシステムによって出力された斜材張力および主桁プレストレスの値を、実際に架設されたあるいは建設中のPC斜張橋に適用し、設計値と比較することによって、本システムの有効性の検証を行った。その結果、本システムによって算出した斜材張力および主桁プレストレスの値は、各種PC斜張橋においてクリープ・乾燥収縮による斜材張力変化量を小さく抑え、その結果として斜材の張力変化による主桁の断面力変化を小さく抑えることが確認できた。

本研究は、「パーソナルコンピュータのRC構造分野への活用に関する総合的研究」(文部省科学研究費補助金(総合研究(A))(課題番号:60302062), 代表者:岡村 甫教授)の一環としてシステムの開発を行ったものである。最後に、本研究の機会を与えて頂いた、東京大学 岡村 甫教授をはじめとする関係各位にお礼申し上げます。

参 考 文 献

- Leonhardt, F.: Cable Stayed Bridges with Prestressed Concrete, PCI Journal, Sept.-Oct. 1987.
- 藤井 学: PC斜張橋の変遷, プレストレストコンクリート, Vol. 29, No. 1, Jan. 1987.
- 山田善一, ほか: 斜張橋ケーブルの最適プレストレス量決定に関する研究, 土木学会論文集, 第356号, 1985.4.
- 古川浩平, ほか: プレストレスコンクリート斜張橋の最適斜材張力決定法に関する研究, 土木学会論文集, 第374号, 1986.10.
- Kowalik, J. and Osborn, M. R. (山本・小川訳): 非線形最適化問題, 培風館, 1970.
- 本間・森田: 不静定PC構造物のクリープによる影響, プレストレストコンクリート, Vol. 19, No. 4, 1977.
- 兵庫県丹南町, (株)阪神コンサルタンツ: 测量・土質調査・設計委託町道古佐旧国道線(小滝橋)報告書, 3主桁の設計, 1983.9.
- 宮崎雄二郎, ほか: 新丹波大橋(仮称)の設計について, プレストレストコンクリート, Vol. 29, No. 1, 1987.

(1988.6.27・受付)