

久慈線小本川 PC 斜張橋について

沢 野 耕 二*
小 林 哲 久**

1. ま え が き

霧深い三陸沿岸に注ぎ込む小本川の河口付近に今、日本最初のPC斜張橋が、軽快な姿を現わしつつある。

日本鉄道建設公団では、将来のコンクリート長大スパン橋開発の一環として、現在建設中の三陸縦貫鉄道に中央スパン 85 m の斜張橋を計画した。今回は、特に吊材(ステー)をPC部材としたが、これは各種の設計条件を満足し、かつ経済性、保守性等を考慮しての結果である。このため、ステーの設計、クリープの計算、施工法等に工夫をし、安全性を確かめた。

2. 構造概略と設計条件

小本川橋梁は全長約 400 m で、そのうち 177.6 m を 3 径間連続PC斜張橋とし、他は一般のPC単純桁から構成されている(図-1 参照)。

表-1 設計条件

| 項目 | 設計条件 |
|------|---|
| 軌道方式 | スラブ軌道 A-155 型 |
| 列車荷重 | KS-16, 単線 |
| 衝撃荷重 | 国鉄標準による (ただし l はステー間距離) |
| 地震係数 | 水平 $K_h=0.2$, 鉛直 $K_v=0$ |
| 温度差 | 部材相対差 $\pm 10^\circ\text{C}$, 部材厚差 $\pm 5^\circ\text{C}$ |
| クリープ | $\varphi=2.0$ (基本係数) |
| 乾燥収縮 | $\epsilon_s=15 \times 10^{-5}$ |
| 支点沈下 | $\delta=2 \text{ cm}$ (組合せ) |

表-2 主要材料表

| 区分 | 材 料 | 仕 様 | 単 位 | 数 量 |
|-------|-----------|-----------------------------------|--------------|-------|
| 主 桁 | コンクリート | $\sigma_{CK}=400 \text{ kg/cm}^2$ | m^3 | 1080 |
| | 鉄 筋 | SD-35 | t | 173.4 |
| | PC 鋼 索 | SBPR 95/120 $\phi 26$ | 〃 | 46.0 |
| 塔 | コンクリート | $\sigma_{CK}=400 \text{ kg/cm}^2$ | m^3 | 104 |
| | 鉄 筋 | SD-35 | t | 16.2 |
| ス テ ー | コンクリート | $\sigma_{CK}=400 \text{ kg/cm}^2$ | m^3 | 151 |
| | 鉄 筋 | SD-35 | t | 37.5 |
| | SEEE ケーブル | F-200 型 | 〃 | 32.0 |

橋梁付近の地質は、N値 10~30 の砂層および砂礫層が有機土と互層をなしているが、地表面下 50~60 m に N値 50 以上の砂礫層があり、基礎は径 813 mm の鋼管杭を完全支持杭として設計した。

3. 主桁、塔の設計

3.1 主桁断面

桁高は、斜張橋両側の箱桁と等しくし、3.0 m としたが、これは道路PC斜張橋に比べ、活荷重等の違いはあるが比較的大きい方である。桁幅は、ステーを主桁のウェブ内に定着したため、ウェブ外側に定着する方法に比べて広がるが、施工上および美観上優れている。

3.2 塔

塔は 2 面吊りの中間部にタイビームを設けた H 型で、

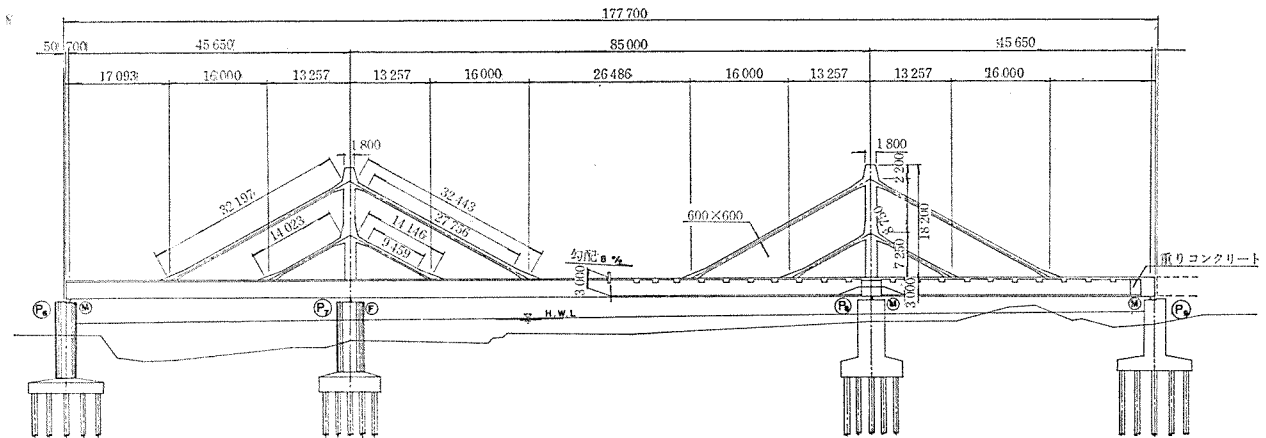


図-1 (a) 斜張橋全体図

* 日本鉄道建設公団盛岡支社計画課長

** 日本鉄道建設公団盛岡支社工事二課補佐

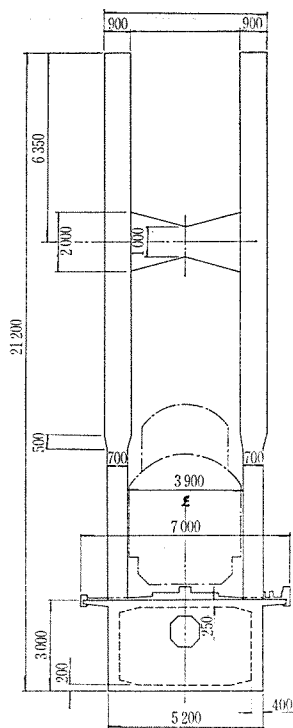


図-1 (b) 斜張橋断面図

主桁との剛結型とした。これは橋脚剛結型に比べ支点反力は大きいが、地震、温度等に対し有利であるため、比較的短スパンの場合には経済的になる。

3.3 全体フレーム

全体系は、平面フレーム解析で断面力を算定した。主桁の主な曲げモーメント図を図-2 に示す。

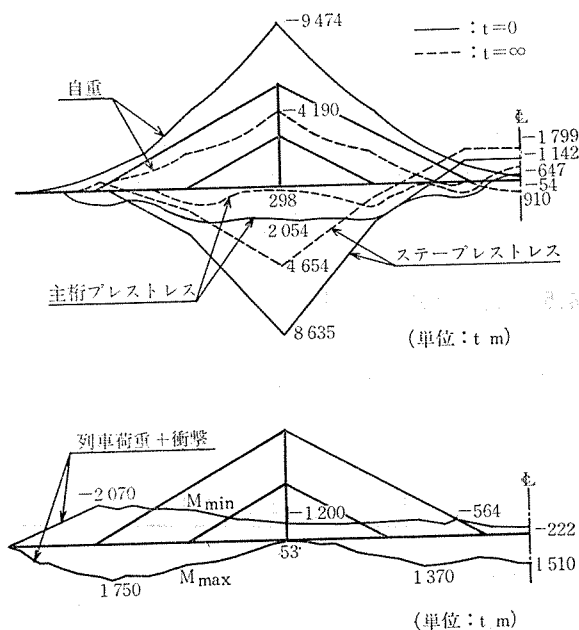


図-2 主桁の曲げモーメント図

4. ステーの設計

4.1 材 質

小本川橋梁の設計に先立ち、中央スパン 150 m の新幹線用 P C 斜張橋を想定して各種の比較検討を行った結果、鋼材ステーの場合は、これを P C 部材とした場合に比べて 5~10 倍の鋼材量が必要であることがわかった。これは、道路橋に比べ大きな活荷重を支持し、厳しいたわみ制限 ($L/2000$) に対して伸び剛性を確保し、大きな交番応力による疲労およびサグによるヤング率のみかけ上の低下等をおさえるためである。さらに腐食の問題もある。以上から経済性、保守性の良い P C ステーとしたが、P C ステーも次のような問題がある。①非常に細長い部材であるため、設計荷重に対し、引張が生じやすい。②施工が困難な反面、高い精度が要求されるため、多段式の採用は難しい。等である。

4.2 形状と施工法

P C ステーの設計にあたり、前に上げた問題点を解決するため、表-3 に示すような各種の形状および施工法を検討した。その結果、力学的には、

①ステー自重による曲げモーメントの発生を防ぐためには、ケーブルがカタナリー形状の方が望ましい。

②完成後載荷される荷重による曲げモーメントに対しては、コンクリートが直線形状の方が望ましい。

また施工的には、コンクリートは直線の方が良い。以上のことから④案を採用した。なお表中、ステー自重の分担について“ケーブル”と書いたのは、次のカタナリー効果によるものである。

4.3 カテナリー効果

図-3 に示すように、ステーの両端間詰め部を残してコンクリートを打設した後、ケーブルに張力 T を与える。これによって、ケーブルが曲線であれば、ケーブルからステーコンクリートに対し揚力 U_c が働き、支保工反力が減少する。これをカタナリー効果と呼ぶ。 U_c はケーブル図心の曲線形状を y 、その曲率を \ddot{y} とすれば、

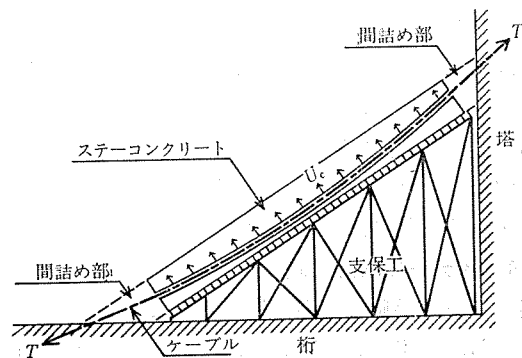


図-3 カテナリー効果の原理

表-3 PCステアーの形状比較

| 番号 | 形状略図 | 設計条件 | | | 施工条件 | | 力学的性状 | | | | 施工性 | 摘要 |
|----|------|--------|--------|--------------|------|-------------|------------------|-----------------|-------------|-------------------|-----|-----------------------|
| | | ステアー形状 | ケーブル配置 | 出来上り形状とサグの大小 | 間詰め | コンクリートの打設時期 | プレストレスによる偏心モーメント | 完成後の外荷重によるモーメント | ステアー自重による応力 | ステアー自重の分担 | | |
| ① | | 直 | 直線で図心 | 直線なし | なし | 任意 | なし | 小 | 大 | プレストレス (Nのみ) | 良 | ステアー自重はすべてステアー自身が負担 |
| ② | | 曲 | 曲線で図心 | 曲線大 | 要 | ケーブル配置直後 | " | 大 | なし | ケーブル | やや難 | ステアー自重はすべてケーブルが負担 |
| ③ | | " | " | 曲線中 | " | " | " | 中 | 中 | ケーブル+プレストレス (Nのみ) | " | ①と②の折衷案 |
| ④ | | 直 | 曲線で偏心 | 直線なし | " | " | あり | 小 | " | ケーブル+プレストレス (N+M) | やや良 | ③にプレストレス偏心モーメントを加えたもの |
| ⑤ | | 曲 | 直線で偏心 | 曲線小 | " | 任意 | " | 中 | 大 | プレストレス (N+M) | やや難 | ④のステアーを上反りにしたものの |
| ⑥ | | " | 曲線で偏心 | 曲線中 | " | ケーブル配置直後 | " | " | 中 | ケーブル+プレストレス (N+M) | " | ④の場合でステアーが曲線 |
| ⑦ | | " | 曲線で図心 | 曲線大 | なし | 任意 | なし | 大 | なし | ケーブル | 難 | ステアー自重相当分の荷重を架設中吊り下げる |
| ⑧ | | " | " | " | 要 | - | " | " | " | ケーブル | " | コンクリートをプレキャストにする |

$$U_c = T \cdot \dot{y} \text{ (t/m)}$$

したがって、 \dot{y} =一定すなわちケーブルを2次放物線形状に配置すると、一様に揚力が働き、コンクリートには見かけ上単位重量が小さくなっただけで、応力度は発生しない。張力としては、両端間詰め部のコンクリート打設時（今回は半橋完成時）にケーブルに発生している分だけそのまま利用できる。すなわち、カタナリー効果によってケーブルがステアーコンクリート自重の一部を分担したことになる。このカタナリー効果は、プレストレスとは本質的に異なるため、2次モーメント、クリープ等の発生はないが、張力は全体の構造系に起因する限界があり、また曲率 \dot{y} もケーブルをステアーコンクリート内に収めなければならないため限界がある。よって一般にカタナリー効果はあまり大きくとれない。

4.4 ステアーの設計手順

実際の設計手順は、図-4 のようになるとと思われる。すなわち、まずプレストレスによって、できるだけ引張応力度の発生を防ぎ、不足する分をカタナリー効果に期

待するものである。これは、ステアーに引張を発生させないためには、プレストレスの方がカタナリー効果よりも有効であるためである。またステアー長 L によって手順が変化する理由は、長くなるほどカタナリー効果が得にくくなるため、最初から配置上可能な最大曲率で設計した方がよいと思われるからである。

4.5 ステアーの最終設計案

ケーブルのサグおよびステアーコンクリートの自重分担は、表-4 のように決定した。両ステアーとも約 30% の自重を見かけ上軽減している。なお、ケーブルは両ステ

表-4 サグと自重分担

| 項目 | 支保工撤去前の張力 T (t) | ステアー自重 w_0 (t/m) | カタナリー効果による分担量 w_c (t/m) | プレストレスによる分担量 w_p (t/m) | ケーブルセット時のサグ量 f_m (cm) | カタナリー効果の分担率 w_c/w_0 (%) |
|-------|-------------------|--------------------|---------------------------|--------------------------|-------------------------|---------------------------|
| 短ステアー | 624 | 2.05 | 0.60 | 1.45 | 4.0 | 29 |
| 長ステアー | 355 | 2.05 | 0.55 | 1.50 | 26.0 | 27 |

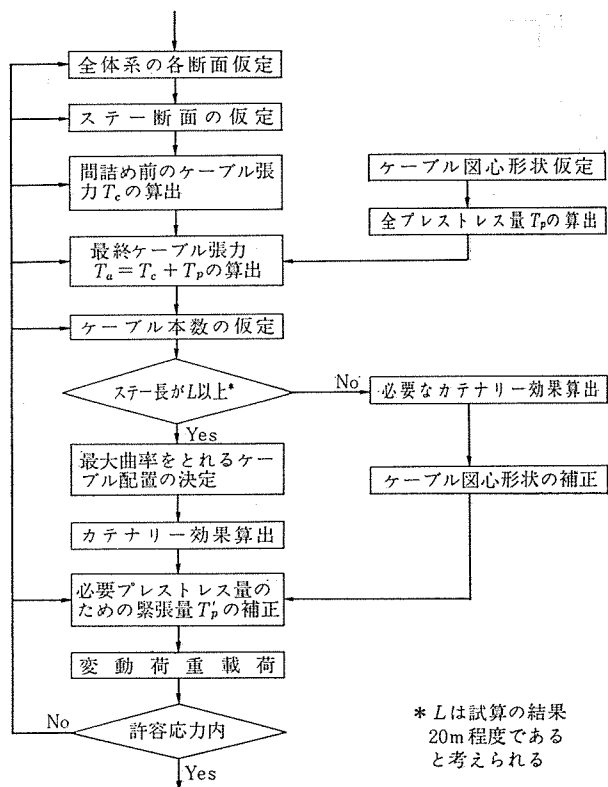


図-4 ステーの設計フローチャート

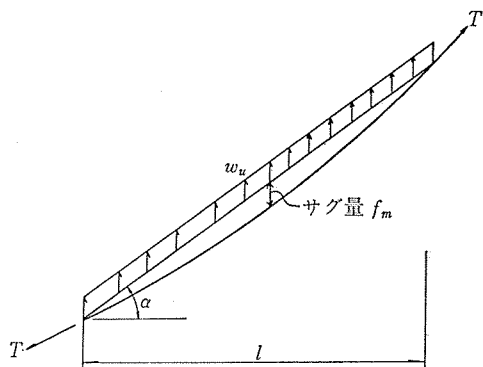


図-5 サグとカタナリー効果

一ともステー1本当たり8本の SEEE ケーブルを使用している。

5. クリープ

斜張橋のクリープは、ステーが主桁のクリープ変形などを拘束するため複雑である。また張出し施工の場合、実際には完成時の各部材の材令が異なるため、完成後のクリープの進行も異なる。よって次の4ケースについて計算した。

- A: 道路橋示方書, 材令差なし, 完成時平均材令 50 日
- B: 道路橋示方書, 材令差考慮
- C: CEB' 75, 材令差なし, 完成時平均材令 50 日
- D: CEB' 75, 材令差考慮

以下、基本的な計算方法を述べる。

5.1 ステーがある場合の基礎方程式

図-6 のモデルを例にする。コンクリートステーの張

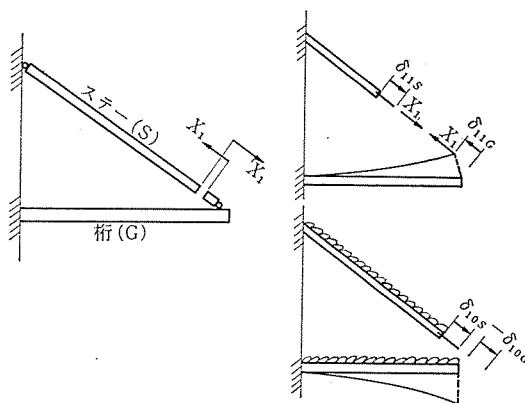


図-6 不静定力 X_1

力を不静定力 X_1 とし、 dt 時間にクリープは $d\varphi$ 、張力は dX_1 だけ増加するとする。クリープ進行中、A 点における変位の適合条件は

$$X_1 \sum \delta_{11} d\varphi + dX_1 \sum \delta_{11} = -\sum \delta_{10} d\varphi \dots\dots\dots (1)$$

ここに左辺第1項は X_1 によるクリープ増加分、第2項は dX_1 による弾性変形分、右辺は外荷重によるクリープ増加分である。ステー (S)、桁 (G) のクリープ進行が異なる場合、(1) 式の各項は次のように表わせる。

$$\left. \begin{aligned} \sum \delta_{11} d\varphi &= \delta_{11G} d\varphi_G + \delta_{11S} d\varphi_S \\ \sum \delta_{11} &= \delta_{11G} + \delta_{11S} \\ \sum \delta_{10} d\varphi &= \delta_{10G} d\varphi_G + \delta_{10S} d\varphi_S \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

よって (2) 式を (1) 式に代入すると

$$X_1 (\delta_{11G} d\varphi_G + \delta_{11S} d\varphi_S) + dX_1 (\delta_{11G} + \delta_{11S}) = -(\delta_{10G} d\varphi_G + \delta_{10S} d\varphi_S) \dots\dots\dots (3)$$

(3) 式は、不静定力が X_1 だけの時の基礎方程式となる。

参考にステーが鋼材のみの場合を求めてみる。(3) 式で、 $d\varphi_S = 0$, $\delta_{10S} = 0$ とし、 $\delta_{11S} = K$ とおくと、

$$X_1 \delta_{11} d\varphi + dX_1 (\delta_{11} + K) = -\delta_{10} d\varphi \dots\dots\dots (4)$$

$X_1 = 0$ で $\varphi = 0$ の条件で (4) 式を解くと、

$$X_1 = (1 - e^{-\varphi/\alpha}) X_L \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $\alpha = 1 + K/\delta_{11}$, $X_L = \delta_{10}/\delta_{11}$

5.2 不静定力が X_1, X_2 の場合

図-7 の場合も一般式は (1) 式と同様に (6) 式となる。

$$d\varphi \cdot [\delta] \{X\} + E \cdot [\delta] \{dX\} = -d\varphi \cdot \{\delta_0\} \dots (6)$$

ここに $\varphi = (\varphi_{G1}, \varphi_{G2}, \varphi_{T1}, \varphi_{T2}, \varphi_{S1}, \varphi_{S2})$,

$$\delta_{ij} = (\delta_{ijG1}, \delta_{ijG2}, \delta_{ijT1}, \delta_{ijT2}, \delta_{ijS1}, \delta_{ijS2}),$$

$$[\delta] = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \\ \delta_{21} & \delta_{22} \end{bmatrix}, \quad \varphi \cdot [\delta] = \begin{bmatrix} \varphi \cdot \delta_{11} & \varphi \cdot \delta_{12} \\ \varphi \cdot \delta_{21} & \varphi \cdot \delta_{22} \end{bmatrix}$$

$$\{X\} = (X_1, X_2)^T, \quad E = (1, 1, 1, \dots, 1),$$

$$\{\delta_0\} = \{\delta_{10}, \delta_{20}\}^T$$

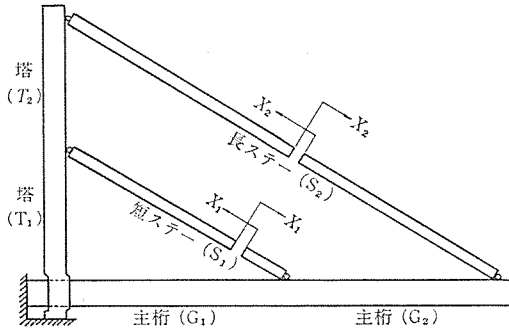


図-7 X_1, X_2 の場合

(6) 式は不静定力が2以上の場合でも、一般に成立する。また δ_{ij} は変形係数で、構造系が決まればすべて計算できる。例えば δ_{ijG_1} は次式より求まる。

$$\delta_{ijG_1} = \int_{G_1} M_i M_j / EI \, dx + \int_{G_1} M_i M_j / EA \, dx \dots \dots \dots (7)$$

また $d\varphi$ は部材により異なる値をとるが、計算方法は後述する。以上のようにして、 $d\varphi, d\delta_{ij}$ を順次計算し、(6) 式を解いて、逐次 X_i, dX_i を求めていく。

5.3 $d\varphi$ の入力方法 (A, B ケース)

B ケースの場合、次式が基本となる。

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 k_{(t_0)} \eta(t-t_0) \dots \dots \dots (8)$$

ここに t は材令、 t_0 は完成時材令、 k は割増係数、 η は進行度、 φ_0 は基本クリープ係数=2.0、である。 $k-t_0, \eta(t-t_0)$ の関係は図-8 のグラフに示す。図-6 を例にとり、桁(G)部材を考えてみる。 η を3等分し、 $d\eta=0.33$ 、また $t_0=50$ 日と仮定する。

- ①第1段階; $k-t_0$ 曲線より $k(50)=0.65$
 $\therefore d\varphi_{G①} = \varphi_0 k_{(t_0)} d\eta = 2.0 \times 0.65 \times 0.33 = 0.492$
- ②第2段階; $\eta(t-t_0)$ 曲線より η が 0.33~0.66 までの日数は 17 日~130 日、よって $dt=113$ 日。今度は t_0 を 50 日+113 日=163 日と与えて①と同様に

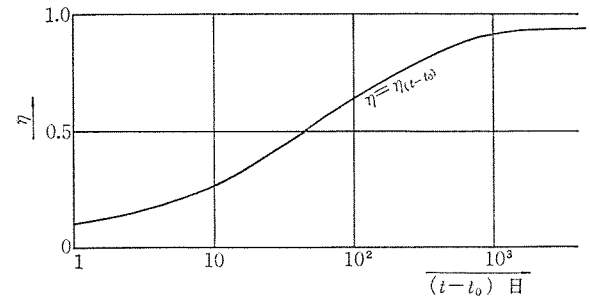
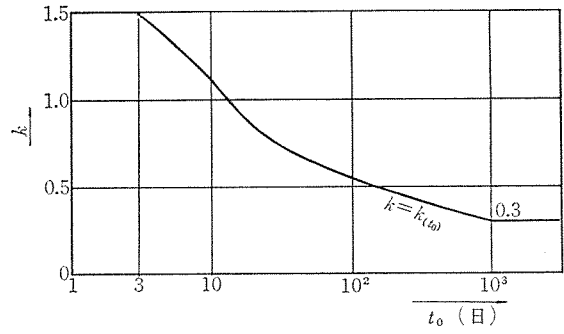


図-8 $k(t_0), \eta(t-t_0)$

計算する。 $k-t_0$ 曲線より $k(163)=0.49$
 $\therefore d\varphi_{G②} = \varphi_0 k_{(t_0)} d\eta = 2.0 \times 0.49 \times 0.33 = 0.323$
 ③第3段階; ②と同様にして $k_{(t_0)} = k_{(\infty)} = 0.3$
 $\therefore d\varphi_{G③} = 2.0 \times 0.3 \times 0.33 = 0.198$
 以上のようにしてすべての部材の各段階における $d\varphi$ が求まる。また材令差を考えない場合は (6) 式において、 $d\varphi = d\varphi E$ とし、 $d\varphi$ を決めて解けばよい。なお実際の計算では η を 10 等分し、全橋を 14 部材に分けている。

5.4 CEB' 75 の場合 (C, D ケース)

道路橋示方書と異なる点は、進行曲線が異なること、進行が部材断面形状(部材仮想厚)や周囲の環境等によ

表-5 柱頭部付近の主桁のモーメント (単位 t·m)

| 荷重 ケース | 全体自重 | 主 桁 プレストレス | ス テ ー プレストレス | 橋 面 工 | 乾 燥 収 縮 | 計 | レラクセ ーション | 合 (全 持 続 重) |
|----------------------|------------|---------------|-----------------|-------|------------|------|--------------|----------------|
| 完 成 直 後 ($t=0$) | 9 474(100) | 2 054(100) | 8 635(100) | -700 | 0 | 515 | 0 | 515 |
| A | 移 行 量 | -1 756(85) | -3 981(46) | 0 | 0 | -453 | -387 | -325 |
| | $t=00$ 時 | 298 | 4654 | -700 | 0 | 62 | | |
| B | 移 行 量 | -1 339(65) | -2 927(34) | —* | —* | -243 | " | -115 |
| | $t=00$ 時 | 715 | 5708 | —** | —* | 272 | | |
| C | 移 行 量 | -2 142(104) | -4 890(57) | 31 | -50 | -607 | " | -479 |
| | $t=00$ 時 | -88 | 3745 | -669 | -50 | -92 | | |
| D | 移 行 量 | -1 925(94) | -4 327(50) | 16 | -32 | -484 | " | -356 |
| | $t=00$ 時 | 129 | 4308 | -684 | -32 | 31 | | |

注 1. () 内は各荷重ごとに完成直後のモーメントを100とした場合の各ケースについての移行量の相対値を示す。
 2. *: 数値を算出してないが値はさ少である。
 3. **: 移行量さ少のためほぼ -700 である。

って異なること等であるが、これらはすべて表やグラフで表わされており、計算方法は5.3とほぼ同様である。

参考に基本式だけを上げる。

$$\varphi(t, t_0) = \phi_{d0} \beta_d(t-t_0) + \phi_{f0} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]$$

ここに、右辺第1項は遅れ弾性によるもの、第2項はフローによるものである。解析条件は5.3と同様、進行を10段階、全橋を14部材に分けている。

5.5 各ケースの比較

表-5は、主桁柱頭部付近の曲げモーメントおよびクリープによる移行量を、ケース別に示したもので、

①移行量は荷重の種類にかかわらず、C、D、A、Bの順に大きい。

②C、Dの橋面工、乾燥収縮による移行は、主に各ブロックの仮想部材厚の差によって生じたものである。

③荷重別に移行量をみると、桁プレストレスの移行が65~104%と最も大きく、全体自重(42~68%)、ステープレストレス(34~57%)と続いている。

④全持続荷重において、最大、最小両ケースで約360tmの差があるが、応力度で8kg/cm²程度である。

以上のように、今回はどのケースも結果的に大きな差を生じなかった。しかし、荷重別では移行率の差が大きく、今後この種のクリープを計算する際は注意が必要と

思われる。参考までに各ケースの曲げモーメント図を図-9に示す。

6. 施工法と施工時応力

6.1 施工順序概要

- ① 4ブロックまでワーゲンで施工し、塔 T₁ を施工する。
- ② 短ステー SC 2, SC 3 のケーブルを配置した後、5, 6 ブロックおよび塔 T₂ を施工する。
- ③ 短ステーの両端間詰め部を残してコンクリートを打設した後、1次緊張する。
- ④ 7~10 ブロックおよび塔 T₃ を施工する。
- ⑤ 短ステーを2次緊張する。
- ⑥ 11, 12 ブロックを施工する。
- ⑦ 長ステー SC 1, SC 4 についても短ステーと同様の工程を行い、21 ブロックまで施工した後、長短両ステーの間詰め部のコンクリートを打設する。
- ⑧ 長短両ステーの1次プレストレスを導入した後、支保工を撤去し半橋完成。P_s 側も同様の施工を行う。
- ⑨ 主桁中央径間吊支保工部 22 ブロックを施工する。
- ⑩ 全ステーに2次プレストレスを導入した後、橋面工を施工し、斜張橋を完成する。

ステーについては、1, 2 次緊張および⑦までのケーブル張力により、必要なカタナリー効果はすべて発生し、⑨以降での張力導入はプレストレスとして作用することになる。また、長短両ステーとも緊張を2度に分けているが、これは1次緊張時に2次分まで含めて緊張すると主桁に引張が生じるからである。なお、プレストレスを2度に分けたのはステー支保工転用のためである。

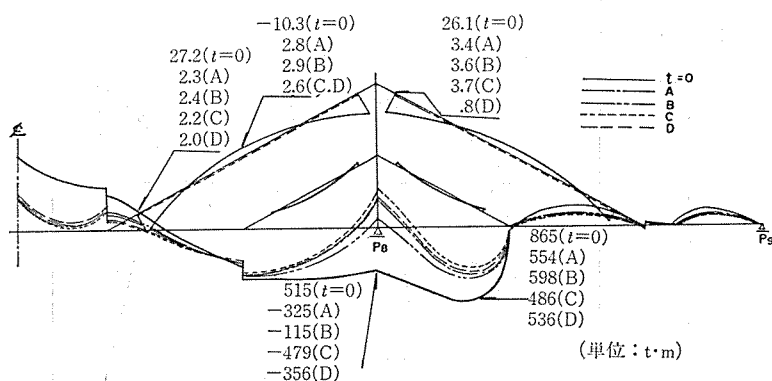


図-9 全持続荷重による曲げモーメントの移行

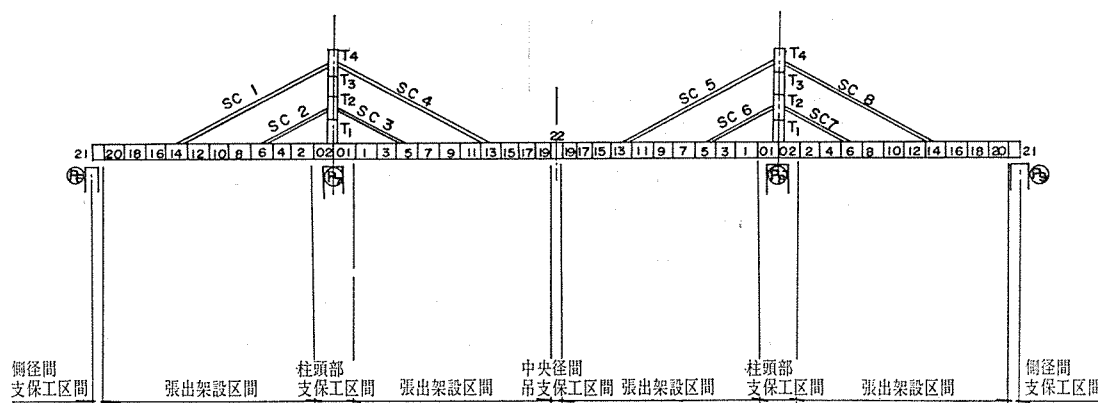


図-10 施工順序図

6.2 施工順序に伴うケーブル張力の変動

施工順序に伴って 図-11 に示すようにケーブル張力は複雑に変化する。これをみると、プレストレス導入後は長短両ステークの張力差が小さくなっている。

6.3 施工順序に伴うステーク断面力の変動

ステーク断面力も複雑に変化する。図-12 は長ステーク中央断面の1次プレストレス以降の変動を示している。なお、クリープは前述のAケースの場合である。これをみると、

- ①版上荷重により応力度は安全側に移行する。したがって、橋面工をプレストレス導入前に施工できれば、より有利な設計が可能であろう。
- ②全体自重によるクリープでは、モーメントはあまり変化せず、軸力が 753 t から 544 t までに変化し、約 28% の減少となる。
- ③ステークの1次、2次プレストレスにより、軸力が 878 t、モーメントが 54 tm 発生するが、このうち軸力の約 10%、モーメントの約 23% がステークプレストレスによるクリープで減少する。
- ④活荷重により軸力は 362 t 変動するが、これはステークの1次および2次プレストレスによって発生させた軸力の約 40% に相当する。

以上のことは、ステークの他の断面についてもほぼ同じ傾向がみられた。

7. あとがき

PC斜張橋は、1962年にマラカイボ橋に始めて計画されてからすでに十数橋、今や世界中でその地位を築きつつあるが、日本では未だ本格的なものは現われていない。PC斜張橋は桁橋に比べ、設計、施工とも複雑であり、その最適設計方法はまだ確立されていないが、その長大スパン化の可能性等などから将来、需要は増大するものと思われる。その際、小本川橋の成果が参考になれば幸いである。

現在 P₁ 側の半橋分を終え、54年春の完成を旨とし

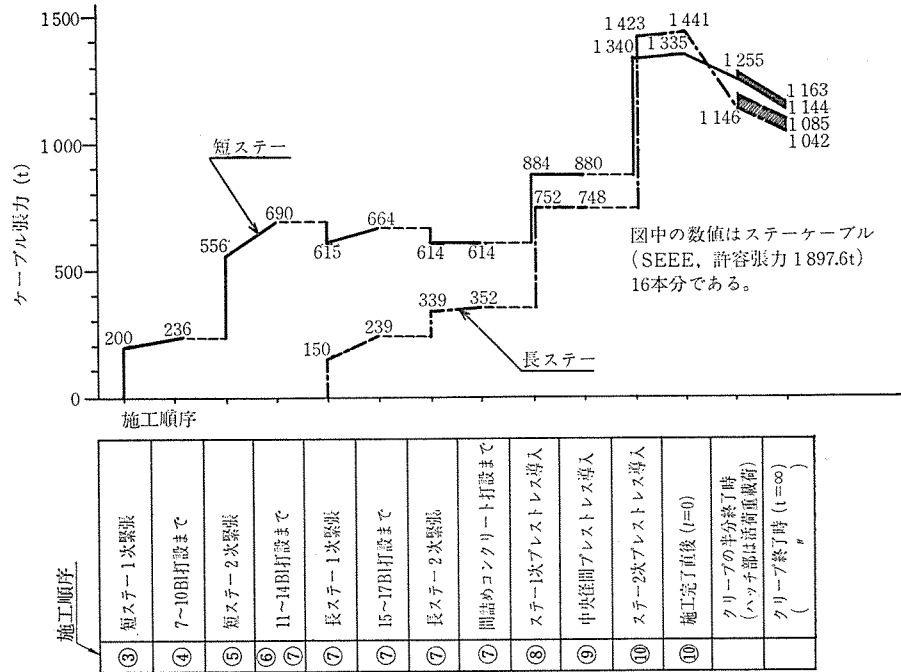


図-11 ステークケーブル張力推移図

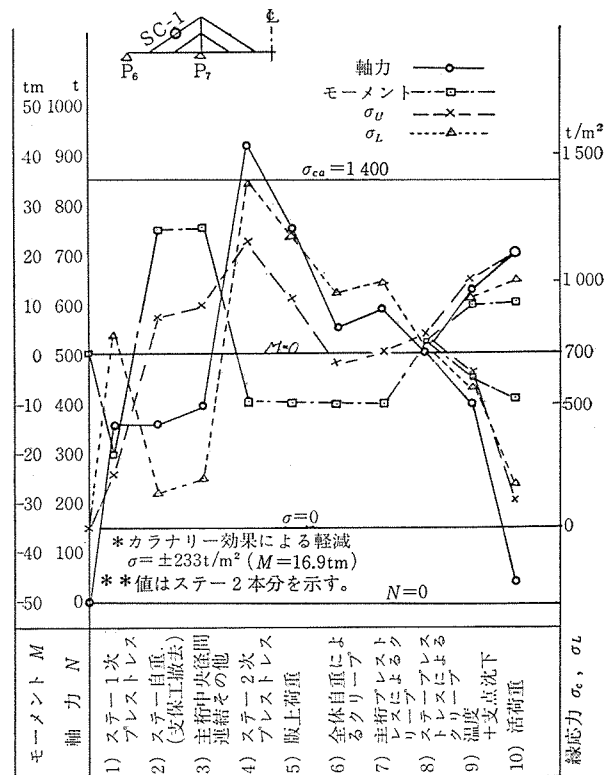


図-12 長ステークの断面力推移図

て施工中である。

終わりに、本設計にあたって御助言頂いた大学の諸先生、国鉄の方々に対し感謝申し上げます。