

有限変形法に関する二、三の考察

STUDIES ON THE FINITE DEFORMATION METHOD

後藤茂夫*

By Shigeo Goto

1. 緒言

すでに筆者は、変形法の手法を踏襲する有限変形法による吊橋の解法を発表したが^{1),2)}、ここでは、その補足をかねて、長大アーチや斜張橋へのアプローチとしての曲げと軸力をともなう部材への適用、弾性理論的には不架定架構となる架設中の吊橋などへの適用について、二、三の考察を行なうとともに簡単な計算例を示すことにする。

2. 吊橋たわみ理論のケーブル方程式との関係

吊材の変形を無視した垂直吊材吊橋の有限変形法による基本式は、

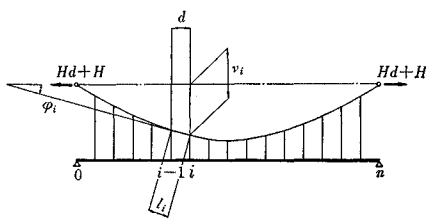


図-1

$$(a+k_b)x+(c-k_c)y=U_i \dots\dots\dots(1)$$

$$(c-k_c)x+(b+k_a+h)y=V_i+P \dots\dots\dots(2)$$

となる。ここに、

x, y : 主ケーブル節点の水平および垂直変位ベクトル

U_i, V_i : 温度荷重項ベクトル

P : 補剛桁に載荷される活荷重ベクトル

h : 補剛桁の単純ばりとしての剛性行列

a, b, c, h とともに吊橋の弾性理論としての剛性行列を構成する小行列

k_a, k_b, k_c : 有限変形法の付加的な剛性行列を構成する小行列

なお、各行列、ベクトルの具体的な内容については、文献2)を参照されたい。文献2)では、(1),(2)とMelanの基礎微分方程式との関係を示したが、以下には、たわみ理論のもう一つの基本式であるケーブル方程式との関係を導き、有限変形法が、より厳密な理論に立脚していることの説明の補足とする。

(1)を作成するのに用いた、主ケーブル $i-1 \sim i$ 区間の水平張力の増分は

$$H = \left(\frac{E_c A_c}{l_i} \alpha_i^2 + \frac{\bar{N}_i + N_i}{l_i} \beta_i^2 \right) (x_i - x_{i-1}) + \left(\frac{E_c A_c}{l_i} - \frac{\bar{N}_i + N_i}{l_i} \right) \alpha_i \beta_i (y_i - y_{i-1}) - \epsilon t E_c A_c \alpha_i \dots\dots\dots(3)$$

で表わされる。

ただし

$E_c A_c$: 主ケーブルの伸び剛性

α_i, β_i : 主ケーブルの水平および垂直軸に対する余弦

ϵt : 主ケーブルの温度変化による単位伸び

いま、(3)を x_i に関して解き、 $i=1, 2, \dots, n$ に対して逐次 x_i を代入し、両端の変位が0であることを考えれば

$$x_n = H \sum_{i=1}^n \frac{l_i}{E_c A_c \alpha_i^2 + (\bar{N}_i + N_i) \beta_i^2} + \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{E_c A_c - \bar{N}_{i+1} - N_{i+1}}{E_c A_c \alpha_{i+1}^2 + (\bar{N}_{i+1} + N_{i+1}) \beta_{i+1}^2} \alpha_{i+1} \beta_{i+1} - \frac{E_c A_c - \bar{N}_i - N_i}{E_c A_c \alpha_i^2 + (\bar{N}_i + N_i) \beta_i^2} \alpha_i \beta_i \right\} y_i + \sum_{i=1}^n \frac{\epsilon t E_c A_c \alpha_i l_i}{E_c A_c \alpha_i^2 + (\bar{N}_i + N_i) \beta_i^2} = 0 \dots\dots\dots(4)$$

が得られる。

ここで

$$\bar{N}_i + N_i = \frac{H_d + H}{\alpha_i + \Delta \alpha_i} \doteq \frac{H_d + H}{\alpha_i} \equiv \frac{E_c A_c k'}{\alpha_i}$$

とおき、 H に関して解けば

* 正会員 (株) 宮地鉄工所 設計部長

$$H = \frac{\sum \left\{ \frac{\alpha_{i+1} - k'}{\alpha_{i+1}^3 + k' \beta_{i+1}^2} \alpha_{i+1} \beta_{i+1} - \frac{\alpha_i - k'}{\alpha_i^3 + k' \beta_i^2} \alpha_i \beta_i \right\} \cdot y_i + \sum \frac{\epsilon l d_i \alpha_i}{\alpha_i^3 + k' \beta_i^2} \cdot E_c A_c}{\sum \frac{\alpha_i^3 + k' \beta_i^2}{d_i}} \dots \dots \dots (5)$$

となる。式中の k' は、有限変形法の非線型因子であり、これを一定と仮定するか、 $k' = H_d / E_c A_c$ と死荷重成分によるもののみをとれば線型となるが、 $k' = 0$ とおけば、も早や弾性理論である。 $k' \beta_i^2$ は、 k' にくらべ小さいので、これを省略すれば、

$$\frac{H}{E_c A_c} \sum \sec^3 \varphi_i \cdot d + \sum \left(\frac{v_{i+1} - 2v_i + v_{i-1}}{d} - \frac{v_{i-1} l_i - (l_i + l_{i+1}) v_i + v_{i+1} l_{i+1} k'}{d^2} \right) y_i + \sum \epsilon t \sec^2 \varphi_i d = 0$$

吊材が十分密に配置されているものとすれば、

$$\frac{H}{E_c A_c} \sum \sec^3 \varphi_i \cdot \Delta u + \sum \left(\frac{d^2 v}{\Delta u^2} y_i \Delta u - k' \frac{d^2 v}{\Delta u^2} y_i \sec \varphi_i \cdot \Delta u \right) + \sum \epsilon t \sec^2 \varphi_i \cdot \Delta u = 0$$

すなわち、 $\sum \Delta u \rightarrow \int du$ と変換し、放物線ケーブルの場合、 $d^2 v / du^2$ が一定となることを考えれば

$$\frac{H}{E_c A_c} \int \sec^3 \varphi du + \epsilon t \int \sec^2 \varphi du = 0 \dots \dots \dots (6)$$

を得る。したがって、この式の左辺第3項を省略すればたわみ理論におけるケーブル方程式に一致することがわかる。これと文献2)と合わせて考えれば、微分方程式による既往のたわみ理論の厳密解は、有限変形法による基本式(1),(2)に対して、近似的な

$$ax + cy = U_i$$

$$cx + (b + k_a + h)y = V_i + P$$

を用いて解いたものに相当することになる。

3. 曲げと軸力を伴う部材に対する有限変形法の適用

図のように、 ij 部材 i 端の断面力を変形前において $\bar{N}_{ij}, \bar{M}_{ij}, \bar{Q}_{ij}$ 変形後の増分を N_{ij}, M_{ij}, Q_{ij} とする。任意点の変形後の曲げモーメントは、軸長の変化を無視すれば

$$M = M_{ji} \frac{l_{ij} - \xi}{l_{ij}} - M_{ij} \frac{\xi}{l_{ij}} - (\bar{N}_{ij} + N_{ij}) \eta$$

すなわち、曲げ剛性を EI_{ij} とすれば、微分方程式

$$\frac{d^4 \eta}{d \xi^4} - \frac{\bar{N}_{ij} + N_{ij}}{EI_{ij}} \frac{d^2 \eta}{d \xi^2} = 0 \dots \dots \dots (7)$$

が得られ、一般解は

$$\bar{N}_{ij} + N_{ij} > 0 :$$

$$\eta = C_1 \cosh k_{ij} \xi + C_2 \sinh k_{ij} \xi + C_3 \xi + C_4$$

$$\bar{N}_{ij} + N_{ij} < 0 :$$

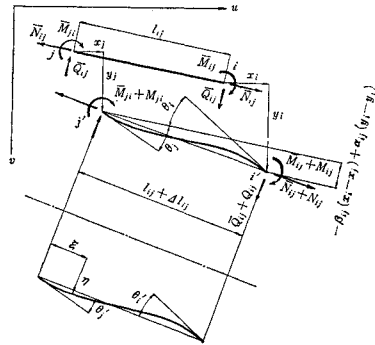


図-2

$$\eta = C_1 \cos k_{ij} \xi + C_2 \sin k_{ij} \xi + C_3 \xi + C_4$$

となる。ここに $k_{ij}^2 = |(\bar{N}_{ij} + N_{ij}) / EI_{ij}|$

境界条件より積分定数を決定して端モーメント M を求めれば、 u, v 軸に関する余弦を α_{ij}, β_{ij} 変位 x_i, y_i として

$$M_{ij} = -\frac{EI_{ij}}{l_{ij}} \left[\kappa_{ij} \theta_i + \kappa_{ij}' \theta_j + (\kappa_{ij} + \kappa_{ij}') \left\{ \frac{\beta_{ij}}{l_{ij}} (x_i - x_j) - \frac{\alpha_{ij}}{l_{ij}} (y_j - y_i) \right\} \right] \dots \dots \dots (8)$$

が得られる。ただし $\kappa_{ij}, \kappa_{ij}'$ は

$$\bar{N}_{ij} + N_{ij} > 0$$

$$\kappa_{ij} = \frac{k_{ij} l_{ij} \sinh k_{ij} l_{ij} - k_{ij}^2 l_{ij}^2 \cosh k_{ij} l_{ij}}{2(\cosh k_{ij} l_{ij} - 1) - k_{ij} l_{ij} \sinh k_{ij} l_{ij}}$$

$$\kappa_{ij}' = \frac{k_{ij}^2 l_{ij}^2 - k_{ij} l_{ij} \sinh k_{ij} l_{ij}}{2(\cosh k_{ij} l_{ij} - 1) - k_{ij} l_{ij} \sinh k_{ij} l_{ij}}$$

$$\bar{N}_{ij} + N_{ij} < 0$$

$$\kappa_{ij} = \frac{k_{ij} l_{ij} \sin k_{ij} l_{ij} - k_{ij}^2 l_{ij}^2 \cos k_{ij} l_{ij}}{2(1 - \cos k_{ij} l_{ij}) - k_{ij} l_{ij} \sin k_{ij} l_{ij}}$$

$$\kappa_{ij}' = \frac{k_{ij}^2 l_{ij}^2 - k_{ij} l_{ij} \sin k_{ij} l_{ij}}{2(1 - \cos k_{ij} l_{ij}) - k_{ij} l_{ij} \sin k_{ij} l_{ij}}$$

つぎに、せん断力の増分については

$$Q_{ij} = -\frac{\bar{M}_{ij} + M_{ij} + \bar{M}_{ji} + M_{ji}}{l_{ij} + \Delta l_{ij}} + \frac{\bar{M}_{ij} + \bar{M}_{ji}}{l_{ij}} = -\frac{M_{ij} + M_{ji}}{l_{ij}} - (\bar{Q}_{ij} + Q_{ij}) \frac{\Delta l_{ij}}{l_{ij}}$$

より、 $v_{ij} = (\bar{Q}_{ij} + Q_{ij}) / l_{ij}$ とおけば

$$Q_{ij} = -\frac{EI_{ij}}{l_{ij}^3} (\kappa_{ij} + \kappa_{ij}') (\theta_i + \theta_j) - \left\{ \frac{2EI_{ij}}{l_{ij}^3} (\kappa_{ij}' + \kappa_{ij}) \beta_{ij} + v_{ij} \alpha_{ij} \right\} \cdot (x_i - x_j) + \left\{ \frac{2EI_{ij}}{l_{ij}^3} (\kappa_{ij} + \kappa_{ij}') \alpha_{ij} - v_{ij} \beta_{ij} \right\} (y_i - y_j) \dots \dots \dots (9)$$

また、軸力の増分は

$$N_{ij} = \frac{EA_{ij}}{l_{ij}} \{ \alpha_{ij}(x_i - x_j) + \beta_{ij}(y_i - y_j) \} - EA_{ij} \varepsilon t \dots\dots\dots(10)$$

となる。もし、部材がそれほど長くなく、曲げモーメントの分布が直線分布をするものとみなし得る場合には

$$\kappa_{ij} = 4, \kappa'_{ij} = 2$$

において十分である。

このことは、部材角に対するたわみ角の相対変位が小さい場合に相当し、ふつうの構造物の曲げと軸力をもなう部材では、この条件をほとんど満足する。

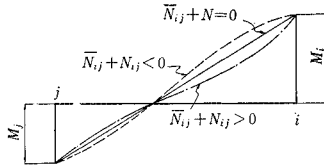


図-3

すなわち、ある程

度長さが長くなれば、断面変化点ごとに節点を考慮することになるし、必要に応じて部材を細分できるので問題はない。

また、非常に厳密な解を要求する場合にも、つぎの

$$\begin{bmatrix} X_{ij} \\ Y_{ij} \\ M_{ij} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F\alpha^2 + 6K\beta^2, & (F-6K)\alpha\beta, & 3Kl\beta \\ (F-6K)\alpha\beta, & F\beta^2 + 6K\alpha^2, & -3Kl\alpha \\ 3Kl\beta, & -3Kl\alpha, & 2Kl^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_i \\ y_i \\ \theta_i \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 36\mu\beta^2 + 2\nu\alpha\beta, & -36\mu\alpha\beta - \nu(\alpha^2 - \beta^2), & 3\mu l\beta \\ -36\mu\alpha\beta - \nu(\alpha^2 - \beta^2), & 36\mu\alpha^2 - 2\nu\alpha\beta, & -3\mu l\alpha \\ 3\mu l\beta, & -3\mu l\alpha, & 4\mu l^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_j \\ y_j \\ \theta_j \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \varepsilon t EA \alpha \\ \varepsilon t EA \beta \\ 0 \end{bmatrix} \dots\dots\dots(13)$$

と表わすことができる。いま、これを簡単に

$$D_{ij} = (A_{ij} + a_{ij})d_i - (A_{ij}' + a_{ij}')d_j - t_{ij} \dots\dots\dots(13')$$

とかくことにすれば、 a_{ij} , a_{ij}' が合成部材力を含む、有限変形法の付加項となる。あとは、 $\sum_j D_{ij}$ が節点荷重に等しいとにおいて連立方程式を作成することになるが、この操作は、ふつうの変形法と同様である。

なお、前論文²⁾で、片持ばり状の塔柱の最小座屈荷重を P とした場合、微分方程式による Pl^2/EI の厳密解が 2.4674 であったのに対して、 $\kappa=4$, $\kappa'=2$ としたときの解が 図-4 のようになることを示した。

いま、式(11)、(12)を用いて、無分割時の解を求めると

$$\begin{bmatrix} 12 \frac{EI}{l^3} - \frac{6P}{5l}, & -6 \frac{EI}{l^2} + \frac{P}{10} \\ -6 \frac{EI}{l^2} + \frac{P}{10}, & 4 \frac{EI}{l} - \frac{2Pl}{15} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_0 \\ \theta_0 \end{bmatrix} = 0$$

すなわち、 $Pl^2/EI=2.4860$ が得られる。これは、 図-4 の3分割時の解よりも厳密値に近い値である。

簡単な近似式を用いてよい。

すなわち

$$\kappa_{ij} = 4 + \frac{2l_{ij}^2}{15EI_{ij}} (\bar{N}_{ij} + N_{ij}) \dots\dots\dots(11)$$

$$\kappa'_{ij} = 2 - \frac{l_{ij}^2}{30EI_{ij}} (\bar{N}_{ij} + N_{ij}) \dots\dots\dots(12)$$

この式は、 $\bar{N}_{ij} + N_{ij}$ が正負いずれの場合にも使えるので便利である。

いま、変形後において、つり合い条件を満足しなければならない材端力の u および v 軸成分は、変形後の材軸の方向余弦の変化量を $\Delta\alpha_{ij}$, $\Delta\beta_{ij}$ として

$$X_{ij} = \alpha_{ij}N_{ij} - \beta_{ij}Q_{ij} + \Delta\alpha_{ij}(\bar{N}_{ij} + N_{ij}) - \Delta\beta_{ij}(\bar{Q}_{ij} + Q_{ij})$$

$$Y_{ij} = \beta_{ij}N_{ij} + \alpha_{ij}Q_{ij} + \Delta\beta_{ij}(\bar{N}_{ij} + N_{ij}) + \Delta\alpha_{ij}(\bar{Q}_{ij} + Q_{ij})$$

と表わされる。

したがって

$$F_{ij} = \frac{EA_{ij}}{l_{ij}}, K_{ij} = \frac{2EI_{ij}}{l_{ij}^3}, \mu_{ij} = \frac{\bar{N}_{ij} + N_{ij}}{30l_{ij}}$$

において、材端力ベクトルを行列で表わせば、添字 ij を省略して

$$\begin{bmatrix} X_{ij} \\ Y_{ij} \\ M_{ij} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F\alpha^2 + 6K\beta^2, & (F-6K)\alpha\beta, & 3Kl\beta \\ (F-6K)\alpha\beta, & F\beta^2 + 6K\alpha^2, & -3Kl\alpha \\ 3Kl\beta, & -3Kl\alpha, & 2Kl^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_i \\ y_i \\ \theta_i \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 36\mu\beta^2 + 2\nu\alpha\beta, & -36\mu\alpha\beta - \nu(\alpha^2 - \beta^2), & 3\mu l\beta \\ -36\mu\alpha\beta - \nu(\alpha^2 - \beta^2), & 36\mu\alpha^2 - 2\nu\alpha\beta, & -3\mu l\alpha \\ 3\mu l\beta, & -3\mu l\alpha, & 4\mu l^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_j \\ y_j \\ \theta_j \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \varepsilon t EA \alpha \\ \varepsilon t EA \beta \\ 0 \end{bmatrix}$$

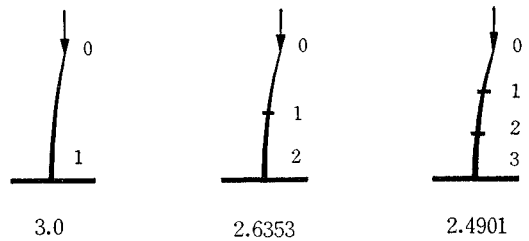


図-4

4. 一般的考察

弾性理論による変形法においては構造物の全節点の変位ベクトルを d , d' に対応する節点荷重ベクトルを D とすれば、変位と荷重との関係は

$$K_1 d = D \dots\dots\dots(14)$$

で表わされる。 K_1 は、剛性行列と呼ばれ、対称かつ正則な行列である。これに対し、有限変形法では、仮定された各合成部材力の項が部材の剛性要素と同様なかたちで剛性行列の中に表われ、式(14)の代わりに

$$(K_1 + K_2)d = D \quad \dots\dots\dots(15)$$

という関係となる。 K_2 は、合成部材力の項を含む対称行列であり、便宜上、 K_1 を一次剛性行列、 K_2 を二次剛性行列と呼ぶことにする。 K_2 をさらに、架設中に導入された部材力(死荷重などによる変形前の部材力)による部分 K_2' と、構造物の完成後に載荷される活荷重などによる部材力の増分による K_n とに分けて考える。

K_2' は、荷重 D には無関係であり、 K_1 と合わせて線型要素となるものである。したがって式(4)は、 $K_I = K_1 + K_2'$ とおけば

$$(K_I + K_n)d = D \quad \dots\dots\dots(16)$$

とかくことができる。 K_I を線型剛性行列、 K_n を非線型剛性行列と呼ぶことにする。

吊橋などの線型化されたたわみ理論は、式(14)において K_n を省略し

$$K_I d = D \quad \dots\dots\dots(17)$$

とおいた場合に相当する。

厳密には、 K_n は、荷重 D の関数となり、 D が0のときのみ $K_n = 0$ となるものであるが、有限変形法では、まずこれを仮定してかからねばならない。

一般に、部材力解析に有限変形理論を必要とするような、大型構造物では、 K_2' が K_n にくらべて、はるかに大きく式(15)を用いても十分な精度の解が得られる場合が多い。

さて、有限変形法と通常の変形法との関係を概略的な図で示せば、つぎのように考えることができよう。

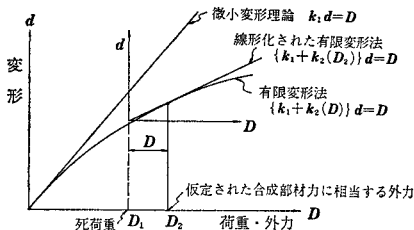


図-5

すなわち、仮定された合成部材力を用いて K_2 を作成して解くことは、有限変形理論による外力-変形曲線上に動作基準点を設定して、その点の接線を利用して解を求めることに相当する。そして、こうして求めた各増加部材力を仮定合成部材力から差し引いた残りが、実際の死荷重部材力に一致したとき、解は厳密解、すなわち接点となる。もし、仮定した合成部材力に誤差があれば、解はその接線上を移動することになる。

部材力の仮定ということは、部材断面によりその上限はおのずから定まり、その推定範囲は、比較的せまく、実際には、許容活荷重部材力の70% ぐらいの値を用いて K_n を作成すれば十分と考えられる。

さて、有限変形法の特徴である二次剛性行列 K_2 は、

部材力が張力であれば、その対角要素の値は正、圧縮であれば負となる。したがって、部材力の状態いかんによっては、 $K_1 + K_2$ の逆行列である柔性行列の対角要素が負値をとることが考えられる。このことは、その点の荷重と変形の方向が逆、すなわち、外力のなす仕事を負であり、すでに構造物は、座屈を生じていることになる。

このことを利用すれば、構造物の弾性安定性の検討ができる。すなわち、断面設計計算が完了した時点で、ある載荷状態における死荷重部材力と活荷重部材力をもとに、 K_2' と K_n を作成し、座屈安全率を f として

$$K_2 = K_2' + f K_n$$

とおき、 $K_1 + K_2$ の逆行列の対角要素の符号を調べ、すべて正であれば、全体座屈に対し安全であるといえる。

また、ある荷重状態における座屈限界荷重を知るには

$$|K_I + \varphi K_n| = 0$$

を満足する φ の最小値を求めれば、座屈限界荷重群のその荷重配置状態の活荷重に対する倍率としての φ が得られる。

さて、架設途上にある吊橋などのように、弾性理論では、不安定な構造物があるとする。そのようなものは、一般に、 K_I の行列式が0となる。

この場合にも、各部材力が存在し、変形が有限であれば、 $|K_1 + K_2| \neq 0$ となる K_2 があり、有限変形法では、解析可能である。また、節点において、ピン結合された軸力部材による平面構造の面外変形を考える場合 K_I は、つねに0となる。しかるに部材に軸力が作用していれば、 K_2 が正則となり、有限変形法で解くことができる。

この一つの応用が、吊橋に横荷重が作用する場合の解法である。すなわち、微小変形理論では、横荷重は、すべて面外への実剛性のある補剛げたのみに作用し、主ケーブル、吊材には無関係となるが、これも有限変形法では簡単に解決できる。

K_2' と K_n も、必ずしも、死荷重によるもの、活荷重によるものと分ける必要はなく、構造物の変形が0であるという基準時点前の部材力とその後の部材力の増分という意味であって、架設時の部材力と変位の解析の場合など基準時点を数段階にわたって変化させたときには、そのつど設定されるべきものである。

5. 架設中の吊橋における計算例

支間 165.6 m + 703.8 m + 165.6 m の3径間吊橋において、補剛げたの架設が約 1/2 ほど完了したときの、つぎの架設段階の補剛げた荷重により、既設の補剛げた部分に生ずる曲げモーメント、および吊材下端におけるたわみについて、計算を行なった。実際には、架設当初

の主ケーブルだけの状態より追跡計算を行ない、節点座標なども、前段階までの計算結果により、今回のインプットデータに繰り入れられるべきものであるが、ここでは、単なる試算のため、変形前の座標値は、図のような放物線形状をなすものと考えた。主なインプットデータはつぎのとおりである。

鋼換算主ケーブル断面積	0.2228 m ²
鋼換算吊材断面積	0.0075 m ²
側径間補剛げた断面二次モーメント	0.465 m ⁴
中央径間補剛げた断面二次モーメント	0.792 m ⁴
水平張力パラメーター	$k' = 0.00103$
側径間荷重	39.2 ton
中央径間荷重	46.6 ton

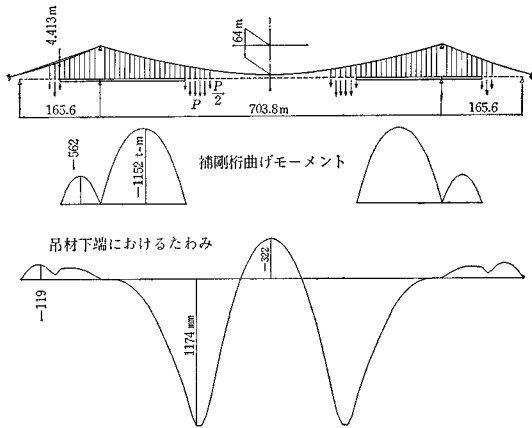


図-6

6. 斜張橋の計算例

すでに説明したように、有限変形法の利点は、従来の変形法と全く同様な取り扱いができる点である。

すなわち、従来の変形法理論により作成されたプログラムがあれば、単に、それに二次剛性行列 K_2 を付加して剛性行列を作成するステップを追加すればよい。

ここでは、既設のニールセン系橋梁の解析プログラムを拡張し、1955年2月の DER STAHLBAU 誌の Einflußlinien von Schrägseilbrücken において示された System 4-a について計算を行なったのでその一部を紹介する。

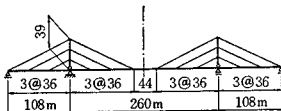


図-7

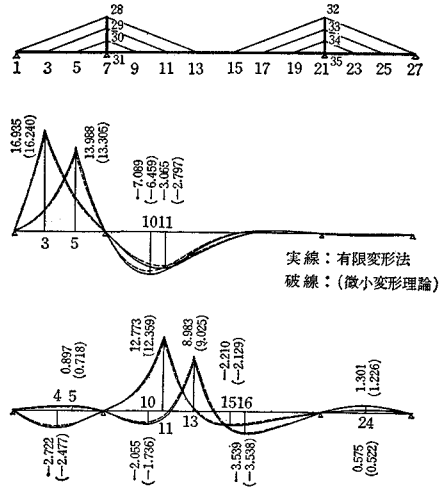


図-8 補剛げた曲げモーメント影響線

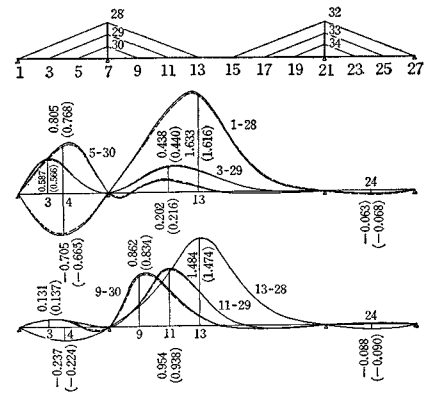


図-9 ザイル張力影響線

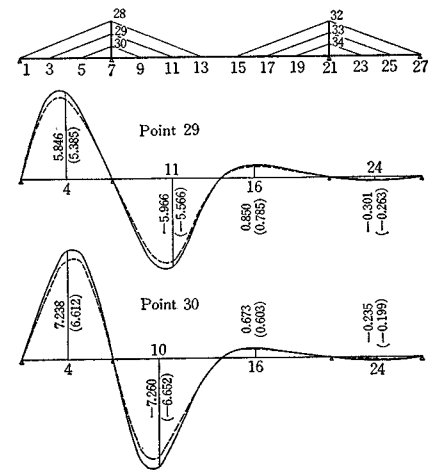


図-10 塔曲げモーメント影響線

仮定合成軸力は、同誌に示された最大軸力の 70% の値を用いた。

7. 結 言

有限変形法について、既論文の補足的説明を行なった。本理論は、従来の変形法理論をも完全に包括することができ、変形法の適用できる構造物にすべて応用することが可能である。

また、既往の変形法では解決できない架設途上の不安

定架構の解析にもきわめて有力な手段となる。

さらに、構造物の全体座屈の検討など、電子計算機の性能が許せば、その応用性は非常に大きい。

しかも、解法は、従来の変形法の手法とほとんど同様であり、繁雑な解式は用いる必要がない。

参 考 文 献

- 1) 後藤：不規則吊材を有する吊橋の解法，第 11 回橋梁構造工学研究発表会，1964.
- 2) 後藤：有限変形法による吊橋の解法，土木学会論文集 第 156 号，1968.

(1968.5.9・受付)
