

グループ変形法による吊橋の立体解析

SPATIAL ANALYSIS OF SUSPENSION BRIDGES BY GROUP DISPLACEMENT METHOD

小松 定夫*・西村 宣男**・中川 知和***

By Sadao KOMATSU, Nobuo NISHIMURA and Tomokazu NAKAGAWA

1. ま え が き

多節骨組構造物の立体解析において、マトリックス変形法は汎用性と解の厳密性という点からもっとも優れた解法であるといえるが、長大トラス橋や吊橋に適用した場合、計算機の記憶容量および計算時間が膨大となる欠点をもっている。また、入力データ、特に節点関連データおよび部材関連データの作成に多大の労力が必要である。そこで吊橋やトラス橋の実用的解析法としては、偏心荷重を1-0分配法により両吊材構面または両主構面に分配することにより、3次元変形を2次元変形の問題に置換え平面構造解析法を適用する方法、あるいは本来離散的構造特性を有する吊橋やトラス橋を連続体に置換え薄肉ばり理論による立体解析法が用いられている。これらの方法を採用することによって必要記憶容量の低減ならびに計算時間の短縮が期待できるが、汎用性と解の厳密性についてはマトリックス変形法に比べて劣った方法になる。

これを改善すべく任意骨組変形法の特長である汎用性すなわち骨組の任意な幾何学的形状、寸法、部材断面積の任意な変化および任意な境界条件を取扱い得る適用性を取り入れたうえで、数値計算における効率化を計る種々の手法が提案されている。たとえば、トラスのねじり解析において奥村・渡辺¹⁾は弦材の曲げ剛性およびねじり剛性を考慮して、対傾構位置におけるトラスのねじれ角に関する剛性方程式を与えている。林・樋口・田中²⁾はトラスをいったん薄肉ばりに置換えし、その一般化変位に関するつり合い方程式の解よりトラス1パネルについて、両端の一般化変位と一般化力との関係を表わす剛性マトリックスを求めている。さらに一般化変位と節点変位および一般化力と節点力との関係を用いてこれを節点変位

と節点力に関する剛性マトリックスに変換する方法を示している。会田³⁾、村上・会田⁴⁾はトラス橋およびランガートラス橋の立体振動解析に変形法を適用している。

トラス桁としての力学特性を考慮して変形の小さい構造部分は剛体と仮定して変位自由度を最小限に制限している。そしてこの変位ベクトルに対して剛性方程式を組立てている。また、補剛トラスを有する吊橋の立体解析について、倉西・小森⁵⁾は吊構造の回転角および節点力に関する階差形式の弾性方程式を与えている。大地・渡辺⁶⁾は膜理論に基づく吊橋の弾性方程式⁷⁾より任意長さの要素両端の一般化変位と一般化力に関する剛性マトリックスを誘導している。対傾構のせん断剛性を節点に集中させているので要素長をパネル間隔に一致させるとトラスの立体解析における林ら²⁾の方法と類似なものになっている。福田⁸⁾は相隣る節点の変位差に関する階差式を誘導して偏載荷重による吊橋の立体変形を解析している。

以上の各研究ではいずれもトラスの対傾構位置における離散的力学量に関する連立方程式を解くことになる。剛性方程式の誘導過程では薄肉ばり理論^{2),6),8)}、変形法^{3),4)}および力学的階差法^{1),5)}によっているが、いずれの場合においてもそれぞれある種の特定の仮定に基づき1断面における変位自由度にいくらかの制約を加えている。それらの制約条件に対する系統的、総合的考察がなされておらず、それらの仮定の間の関連性と近似性についてはまったく不明確である。さらに剛性方程式の誘導過程でかなり煩雑な式の変形が必要であり、かつ骨組形式が異なるたびに、剛性方程式を導き直す必要があるなど、任意の骨組構成への適用性と汎用性に関してはなお改良の余地があると考えられる。

なお、坂井・長井・佐野¹⁰⁾は薄肉桁筋の立体解析に対してブロック有限要素法を提唱している。橋形式の構造物をブロックに分割して適当な変位自由度に対するブロックレベルの剛性マトリックスを作成する際に、あらかじめ直感的な判断から限定した一般化変位に対して有限要素を定式化する文献¹⁶⁾と、あらかじめあらゆる変

* 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 大阪大学講師 工学部土木工学科

*** 正会員 工修 (株)神戸製鋼所構造研究所

位自由度を有する厳密なブロック剛性マトリックスから出発して、変位ベクトル間の従属関係を利用して、任意の自由度の剛性マトリックスを作成しうる本法とでは、計算の効率化と精度の調和のとれた最適変位自由度を選択する際の思考過程、および汎用性に相違があるように思われる。

通常の任意骨組変形法と区別するために、本法をグループ変形法と称するが、その特長は以下のとおりである。

1) トラス橋や補剛トラスを有する吊橋ではスパン方向に同型または類似の骨組構成のパネルが連続する。パネル内の骨組構成を分類して個々に形状インデックスを付ける。一般には一つの橋には数種類の骨組構成の異なるパネルが存在するが、この形状インデックスの種類だけ任意骨組変形法と同様の方法によって骨組構成に関するデータを入力する。また、必要に応じて新しく骨組構成の種類を追加し、形状インデックスの数を増加することがきわめて容易である。このような入力法によって汎用性を損うことなく入力データ数を削減できる。

2) Substructuring および Condensation など一般的な自由度低減手法を併用してパネル両端の変位ベクトルに関するブロック剛性マトリックスを作成する。さらに後述する Representation と称する手法を導入して1断面における節点変位間に従属関係を与えて変位自由度の低減を行う。自由度の低減は簡単なインデックスを入力するだけで計算機内で自動的に実行される。以上の処理を行った後、ブロック剛性マトリックスは通常の変形法よりも次元数の少ない全体系剛性マトリックスに組み込まれるから、計算機の必要記憶容量を大幅に削減できる。

3) 変位自由度の低減は必要に応じて任意にかつ自動的に行うことが可能であるから、トラス橋、完成系吊橋架設系吊橋が偏載荷重や水平横荷重を受ける場合について、それぞれ計算精度と計算効率の両面から判断して、もっとも適切な変位自由度を選定することができる。

本論文ではまず吊橋の立体解析に関連してグループ変形法の内容を説明し、数値計算例について考察を加える。さらに変位自由度の制約に関する統一的考察を加え、各問題に適する自由度レベルの選び方について示唆を与える。また、非線形問題への適用性を検討するために、比較的非線形性が強く現われる架設系吊橋の立体解析についても論ずる。

2. ブロック変形法

(1) 仮定

グループ変形法による構造解析を行うに際して、以下の仮定を設ける。

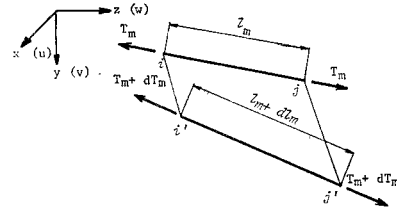


図-1 軸方向力部材

- 1) 解析の対象とする構造物は、吊橋あるいはトラス橋などのようにスパン方向に同形式ないし類似の骨組構成が相接する橋形式の立体骨組構造物である。
- 2) 部材応力は弾性範囲にあるものとする。
- 3) 骨組変形の幾何学的非線形性を考慮することができる。
- 4) 死荷重および活荷重は節点に集中力として作用するものとする。ただし、節点間荷重を節点集中荷重に置換することは通常の変形法の場合と同様に容易である。

本解法は部材の曲げ剛性およびねじり剛性を考慮した剛節骨組構造物として理論を展開することも可能であるが、本論文ではトラス橋と補剛トラスを有する吊橋を対象として、滑節構造物に限定して以下の理論を構成する。

(2) 軸方向力部材の基礎式

いま 図-1 に示すように T なる初期軸方向力を有する軸方向力部材 ij が活荷重により $i'j'$ に変形し、その軸方向力が $T+dT$ に変わった場合、変位の2次以上の項を省略すれば次の剛性方程式を得る。

$$P_{ij} = k_{ij} Q_{ij} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

$$P_{ij} = \{X_i; Y_i; Z_i; X_j; Y_j; Z_j\}$$

$$Q_{ij} = \{u_i; v_i; w_i; u_j; v_j; w_j\}$$

$$k_{ij} = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & -a_{11} & -a_{12} & -a_{13} \\ a_{22} & a_{23} & -a_{12} & -a_{22} & -a_{23} & \\ & a_{33} & -a_{13} & -a_{23} & -a_{33} & \\ \text{sym.} & & a_{11} & a_{12} & a_{13} & \\ & & & a_{22} & a_{23} & \\ & & & & a_{33} & \end{pmatrix}$$

$$a_{11} = \frac{EA}{l} \alpha^2 + \frac{T}{l}, \quad a_{12} = \frac{EA}{l} \alpha\beta, \quad a_{13} = \frac{EA}{l} \alpha r$$

$$a_{22} = \frac{EA}{l} \beta^2 + \frac{T}{l}, \quad a_{23} = \frac{EA}{l} \beta r, \quad a_{33} = \frac{EA}{l} r^2 + \frac{T}{l}$$

E, A, l : 部材の弾性係数, 断面積, および部材長
 α, β, r : 変形前の部材の方向余弦

である。本法では非線形計算に Newton-Raphson 法を用いるが、 n 回目の反復計算においては、 l, α, β, r および T には $(n-1)$ 回目の計算段階における数値を用いる。

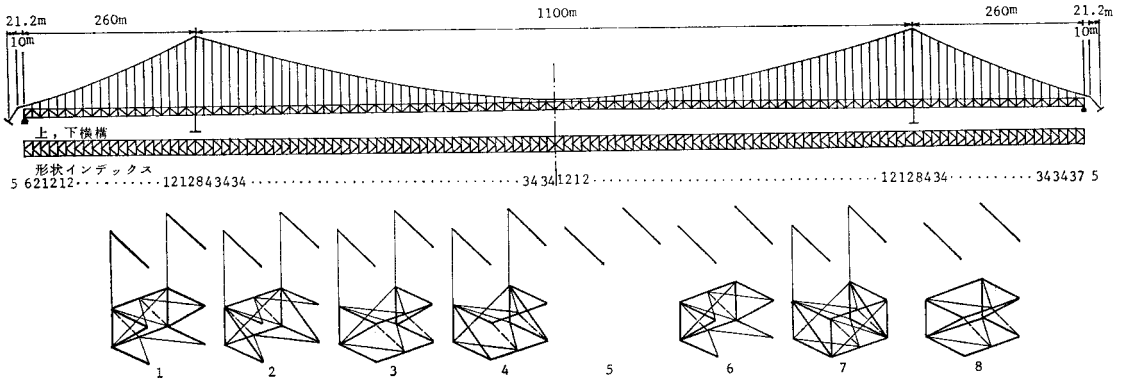


図-2 吊橋の形状インデックス例

(3) 形状インデックス

本法では形状インデックスによりパネル内の骨組構成を分類している。たとえば、図-2 に示すような吊橋においては 8 種の形状インデックスを用いる。この形状インデックスの種類だけ、パネル内の部材番号と部材両端の節点番号との関連を入力しておく。さらに変位自由度の低減は骨組構成により異なる場合があるので低減のための入力データはパネルの形状インデックスに従属した形で与えられる。

(4) 変位自由度の低減手法 1

形状インデックスとこれに従属する節点関連データおよび部材関連データにより 1 パネルのブロック剛性マトリックスを作成する。この段階で、まず Condensation, Substructuring など

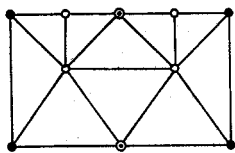


図-3 対傾構節点の分類

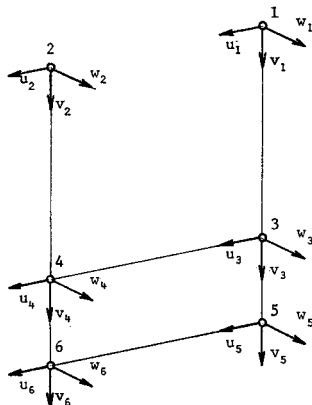


図-4 吊橋断面の基本変位自由度

(図-3 の ● および ○ 印で表わした節点) の変位ベクトルに対応する要素に吸収しておく。さらに横構にしばしば用いられる K トラスの中間節点 (○ 印) などの変位ベクトルに対応する剛性マトリックス要素は断面 4 隅の節点の変位ベクトルに対応する要素に吸収する。このような操作によって吊橋の代表的なパネルではその一方の断面でケーブルに 2 節点と吊構造の隅角部に 4 節点の合計 6 節点に対して、18 成分をもつ変位ベクトルを考慮することになる (図-4)。

以上の過程を式で表わすと以下のようなになる。

いま、あるパネル e における節点総数を m_e とし Substructure によって消去する節点 (closed node) の数を l_e とする。したがって、 $(m_e - l_e)$ の節点があるパネルに属する部材と関連をもつ節点 (open node) である。open node の変位ベクトルおよび節点力ベクトルをそれぞれ u_o^e, Q_o^e , closed node のそれらを u_c^e, Q_c^e と表わせばブロック剛性マトリックスは、

$$\begin{pmatrix} Q_o^e \\ Q_c^e \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_o^e & K_{oc}^e \\ K_{oc}^{eT} & K_c^e \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_o^e \\ u_c^e \end{pmatrix} \dots \dots \dots (2)$$

と書くことができる。ここに、 K_o^e, K_{oc}^e, K_c^e は u_o^e, u_c^e に対応する部分マトリックスで、 K_o^e は $3(m_e - l_e)$ 次元の正方マトリックス、 K_{oc}^e は $3(m_e - l_e)$ 行、 $3l_e$ 列のマトリックス、 K_c^e は $3l_e$ 次元の正方マトリックスである。式 (2) から u_c^e を消去すると、

$$Q^{*e} = K^{*e} u_o^e \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 Q^{*e}, K^{*e} は自由度低減を行った後の $3(m_e - l_e)$ 次元の節点力ベクトルおよび $3(m_e - l_e)$ 次元の正方マトリックスであり、それぞれ次式で与えられる。

$$Q^{*e} = Q_o^e - K_{oc}^e K_c^{e-1} Q_c^e \dots \dots \dots (4)$$

$$K^{*e} = K_o^e - K_{oc}^e K_c^{e-1} K_{oc}^{eT} \dots \dots \dots (5)$$

ここで、消去した u_c^e は、 u_o^e が求まった後、次式によって算出することができる。

$$u_c^e = K_c^{e-1} Q_c^e - K_c^{e-1} K_{oc}^{eT} u_o^e \dots \dots \dots (6)$$

マトリックス構造解析において一般に用いられている自由度低減手法を導入して、一部の節点の変位ベクトルを消去する。本研究では対傾構の骨組構成が複雑な場合に Substructuring を用いている。図-3 の中に ○ 印で表わした節点はその属する対傾構面内の節点とのみ結合されている。このような節点の変位ベクトルに対応する剛性マトリックス要素を掃出して他の節点

(5) 変位自由度の低減手法 2

以上の操作により1断面につき18DOF (Degrees of Freedom) に低減してもなお、長大吊橋においては全体系で数千元の連立方程式を解くことになる。剛性マトリックスは比較的幅の狭いバンドマトリックスであることを考慮しても、大型計算機の Incore で処理できない場合がある。そこでさらにいっそうの変位自由度の低減を進める。1断面の18DOF の変位ベクトルの中には工学的見地から省略しても差支えないと考えられる変位自由度がいくつか含まれている。たとえば、主構に用いられるワレントラスの垂直材の伸縮を無視しても系全体の変形や応力に与える影響はきわめて小さい。このような場合、部材両端の節点の部材軸方向の変位を一方の節点の変位で代表することによって独立な変位ベクトルの数を低減することができる。このように複数の変位ベクトルに従属関係を与えて、そのうちの1つの変位ベクトルで代表する自由度低減手法を Representation と称する。

いま、ブロック e において open node の変位ベクトル u_o^e のうち r_e 次元の変位ベクトル u_r^e が Representation によって残りの $[3(m_e - l_e) - r_e]$ 次元のベクトル u_s^e の線形結合で与えられるとすれば、

$$u_r^e = R^e u_s^e \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 R^e は r_e 行、 $[3(m_e - l_e) - r_e]$ 列の転換マトリックスである。 R^e は解析の対象となる構造物の形状や、これに作用する荷重状態などについての物理的および工学的判断から決定することができる。そこで式(3)に含まれる u_o^e を u_s^e, u_r^e に分割して表わせば、

$$\begin{pmatrix} Q_s^{*e} \\ Q_r^{*e} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_s^{*e} & K_{rs}^{*e} \\ K_{rs}^{*eT} & K_r^{*e} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_s^e \\ u_r^e \end{pmatrix} \dots\dots\dots (8)$$

式(7)の関係を式(8)に代入すると、

$$\begin{pmatrix} Q_s^{*e} \\ Q_r^{*e} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_s^{*e} + K_{rs}^{*e} R^e \\ K_{rs}^{*eT} + K_r^{*e} R^e \end{pmatrix} \cdot u_s^e \dots\dots\dots (9)$$

さらに Representation の後、変位ベクトル u_s^e に対応する等価節点力ベクトル

$$\hat{Q}^e = Q_s^{*e} + R^{eT} Q_r^{*e} \dots\dots\dots (10)$$

を考えると、

$$\hat{Q}^e = \hat{K}^e u_s^e \dots\dots\dots (11)$$

となる。ここに、

$$\hat{K}^e = K_s^{*e} + K_{rs}^{*e} R^e + R^{eT} K_{rs}^{*eT} + R^{eT} K_r^{*e} R^e \dots\dots\dots (12)$$

グループ剛性マトリックスは以上の操作によって $[3(m_e - l_e) - r_e]$ 次元の正方マトリックスに縮小される。補剛トラスを有する吊橋に対する Representation の適用については次章で詳述する。

(6) 数値計算過程

Newton-Raphson 法による非線形計算過程も含めて、グループ変形法による吊橋の立体解析の数値計算過程を図-5 のフローチャートにて示す。このシステムの特徴は以下のとおりである。

㉑ 本システムは立体解析のみならず節点の変位自由度を2に限定して平面構造解析用プログラムとしても使用できる。

㉒ 部材の剛性マトリックスはいったんブロック単位でアセンブルされる。この段階で Condensation および Representation などの自由度低減手法を導入することにより、表-1 に掲げるような任意の自由度レベルを選択して計算効率を高めることができる。

㉓ 形状インデックスの種類ごとに、一般の任意変形法と同様の方法によって入力データが読込まれるから、本システムは汎用性において優れている。

㉔ 非線形計算の場合には、Newton-Raphson 法により不釣り合い力が一定の大きさ以下に収束するまで計算を繰返す。Representation により変位自由度を低減した場合の不釣り合い力は等価節点力に対応させて評価する。

㉕ 架設系吊橋の立体解析に

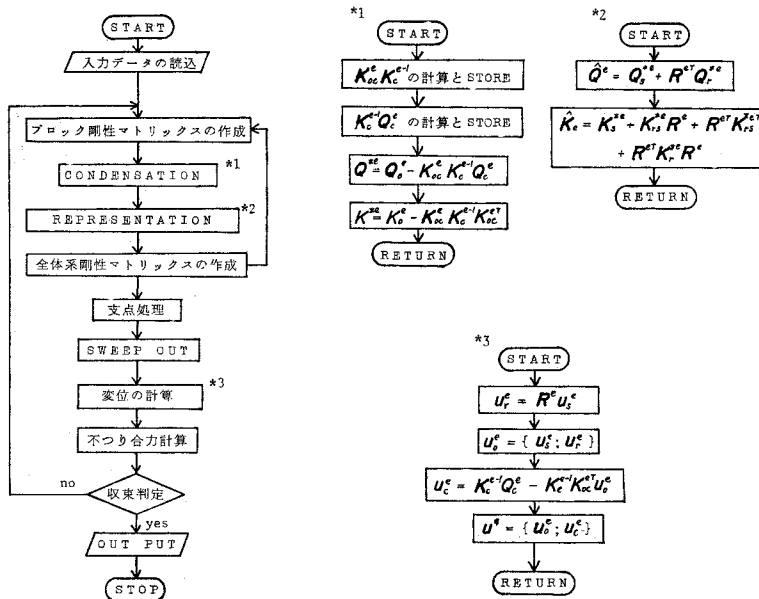


図-5 グループ変形法による構造解析のフローチャート

においては、まず完成系形状を与え、完成時に補剛トラスが無応力であるという仮定のもとに backward 方式により架設系の節点座標および部材力を求める(平面解析)。これを架設系の初期データとして立体解析に採用する。

3. 吊橋における Representation

一般的な補剛トラスを有する吊橋においては前述のごとく、Substructuring などの手法により一断面の変位自由度を 18 にすることができる。この変位ベクトルは図-4 に示されるケーブルの2節点および吊構造の4節点のそれぞれ3方向の変位である。これらに対応して図-6 に示す 18 個の一般化変位を考えると、節点変位と一般化変位の間に次のような関係が成立している*。

$$\begin{pmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ q_4 \\ q_5 \\ q_6 \\ q_7 \\ q_8 \\ q_9 \\ q_{10} \\ q_{11} \\ q_{12} \\ q_{13} \\ q_{14} \\ q_{15} \\ q_{16} \\ q_{17} \\ q_{18} \end{pmatrix} = \frac{1}{4} \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & r & -s & 0 & r & s & 0 & -r & -s & 0 & -r & s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -r & -s & 0 & -r & s & 0 & r & -s & 0 & r & s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -2s & 0 & 0 & 2s & 0 & 0 & -2s & 0 & 0 & 2s \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -2r & 0 & 0 & -2r & 0 & 0 & 2r & 0 & 0 & 2r \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4t & 0 & 0 & -4t & 0 & 0 & -4t & 0 & 0 & 4t \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -2 & 0 & 0 & -2 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 0 & -2 & 0 & 0 & -2 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -2 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -2 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ w_2 \\ u_3 \\ v_3 \\ w_3 \\ u_4 \\ v_4 \\ w_4 \\ u_5 \\ v_5 \\ w_5 \\ u_6 \\ v_6 \\ w_6 \end{pmatrix} \quad \dots (13)$$

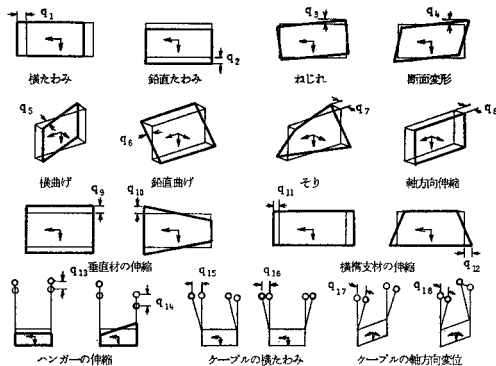


図-6 吊橋の一般化変位

* 式 (13) は微小変形の仮定のもとに成立つ関係であるが、後述するように架設系 I-1 のように大きな剛体回転を生ずる場合を除き、一般に吊橋に生ずる程度の有限変形に対して良好な精度で適用できる。

表-1 各自由度レベルにおいて考慮される一般化変位

水平横荷重		鉛直偏心荷重		ねじり荷重	
H-18	$q_1 \sim q_{18}$	E-18	$q_1 \sim q_{18}$	T-18	$q_1 \sim q_{18}$
H-13	$q_1 \sim q_8, q_{13} \sim q_{18}$	E-12	$q_1 \sim q_8, q_{13} \sim q_{18}$	T-8	$q_1, q_3, q_4, q_5, q_7, q_{13}, q_{14}, q_{18}$
H-7	$q_1, q_3, q_4, q_5, q_7, q_{13}, q_{18}$	E-10	$q_1 \sim q_8, q_{13}, q_{18}$	T-6	$q_1, q_3, q_4, q_5, q_7, q_{18}$
H-6	$q_1, q_3, q_4, q_5, q_7, q_{13}, q_{18}$	E-8	$q_2, q_3, q_4, q_6, q_7, q_8, q_{17}, q_{18}$	T-4	q_3, q_4, q_7, q_{18}
H-3	q_1, q_5, q_{15}	E-6	$q_2, q_3, q_6, q_7, q_{17}, q_{18}$	T-3	q_3, q_7, q_{18}

ここに、 $r=1/h, s=1/b, t=1/bh$ 。

図-6 のように系統的に一般化変位を導入することによって、これらの一般化変位のうち、実際にはその影響が微小であると考えられるものを物理的および工学的判断によって省略すると、変位の Representation のための節点変位間の従属関係を容易に見出すことができる。なお省略する一般化変位は任意に選択できるけれど、各

荷重状態について変位を省略したことによる解の精度への影響が小さい一般化変位を優先的に省略することが重要である。種々の実験的数値計算の結果に対する考察から、吊橋に立体的な変形を生ぜしめる3種の荷重状態、すなわち鉛直偏心荷重、ねじり荷重および水平横荷重のそれぞれに対して表-1に精度のよいものから順番に代表的な Representation を掲げる。こ

こで、E-i, T-i, H-i をそれぞれ鉛直偏心荷重、ねじり荷重および水平横荷重に対して考慮する変位自由度 i を表わすものとする。Representation はパネル両端のそれぞれの断面内節点の変位ベクトル間に適用されるものとすれば、式 (7) をパネル両端の変位ベクトルに分解して表わせば、

$$\begin{pmatrix} u_{ri}^e \\ u_{rj}^e \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} R_m^e & 0 \\ 0 & R_m^e \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_{si}^e \\ u_{sj}^e \end{pmatrix} \dots \dots \dots (14)$$

各自由度レベルに対応する u_{ri}^e, u_{si}^e および R_m^e を示すと以下のとおりである。

$$\begin{aligned} E-12: u_{ri}^e &= \{u_1; u_2; u_4; v_5; u_6; v_6\} \\ u_{si}^e &= \{v_1; w_1; v_2; w_2; u_3; v_3; w_3; v_4; w_4; u_5; w_5; w_6\} \\ r(3, 5) &= 1, r(4, 6) = 1, r(5, 10) = 1, \\ r(6, 8) &= 1 \end{aligned}$$

ここに、 $r(n, m)$ は R_m^e の第 n 行、 m 列要素を表わす。これ以外の R_m^e の要素は 0 である（以下同じ）。

- E-10 : $\mathbf{u}_{r_i}^e = \{u_1; u_2; v_3; u_4; v_4; v_5; u_6; v_6\}$
 $\mathbf{u}_{s_i}^e = \{v_1; w_1; v_2; w_2; u_3; w_3; w_4; u_5;$
 $w_5; w_6\}$
 $r(3, 1)=1, r(4, 5)=1, r(5, 3)=1,$
 $r(6, 1)=1, r(7, 8)=1, r(8, 3)=1$
- E-8 : $\mathbf{u}_{r_i}^e = \{u_1; u_2; v_3; u_4; v_4; u_5; v_5; u_6; v_6; w_8\}$
 $\mathbf{u}_{s_i}^e = \{v_1; w_1; v_2; w_2; u_3; w_3; w_4; w_5\}$
 $r(3, 1)=1, r(4, 5)=1, r(5, 3)=1,$
 $r(6, 5)=-1, r(7, 1)=1, r(8, 5)=-1,$
 $r(9, 3)=1, r(10, 6)=1, r(10, 7)=-1,$
 $r(10, 8)=1$
- E-6 : $\mathbf{u}_{r_i}^e = \{u_1; u_2; u_3; v_3; u_4; v_4; u_5; v_5; w_5;$
 $u_6; v_6; w_6\}$
 $\mathbf{u}_{s_i}^e = \{v_1; w_1; v_2; w_2; w_3; w_4\}$
 $r(3, 1)=-h/2b, r(3, 3)=h/2b,$
 $r(4, 1)=1, r(5, 1)=-h/2b,$
 $r(5, 3)=h/2b, r(6, 3)=1,$
 $r(7, 1)=h/2b, r(7, 3)=-h/2b,$
 $r(8, 1)=1, r(9, 5)=-1,$
 $r(10, 1)=h/2b, r(10, 3)=-h/2b,$
 $r(11, 3)=1, r(12, 6)=-1$
- T-8 : $\mathbf{u}_{r_i}^e = \{u_1; u_2; w_2; u_4; v_4; w_4; v_5; u_6; v_6;$
 $w_6\}$
 $\mathbf{u}_{s_i}^e = \{v_1; w_1; v_2; u_3; v_3; w_3; u_5; w_5\}$
 $r(3, 2)=-1, r(4, 4)=1, r(5, 5)=-1,$
 $r(6, 6)=-1, r(7, 5)=1, r(8, 7)=1,$
 $r(9, 5)=-1, r(10, 8)=-1$
- T-6 : $\mathbf{u}_{r_i}^e = \{u_1; u_2; v_2; w_2; v_3; u_4; v_4; w_4; v_5;$
 $u_6; v_6; w_6\}$
 $\mathbf{u}_{s_i}^e = \{v_1; w_1; u_3; w_3; u_5; w_5\}$
 $r(3, 1)=-1, r(4, 2)=-1, r(5, 1)=1,$
 $r(6, 3)=1, r(7, 1)=-1, r(8, 4)=-1,$
 $r(9, 1)=1, r(10, 5)=1, r(11, 1)=-1,$
 $r(12, 6)=-1$
- T-4 : $\mathbf{u}_{r_i}^e = \{u_1; u_2; v_2; w_2; v_3; u_4; v_4; w_4; u_5;$
 $v_5; w_5; u_6; v_6; w_6\}$
 $\mathbf{u}_{s_i}^e = \{u_1; w_1; v_3; w_3\}$
 $r(3, 1)=-1, r(4, 2)=-1,$
 $r(5, 1)=1, r(6, 3)=1,$
 $r(7, 1)=-1, r(8, 4)=-1,$
 $r(9, 3)=-1, r(10, 1)=1,$
 $r(11, 4)=-1, r(12, 3)=-1,$
 $r(13, 1)=-1, r(14, 4)=1$
- T-3 : $\mathbf{u}_{r_i}^e = \{u_1; u_2; v_2; w_2; u_3; v_3; u_4; v_4; w_4;$
 $u_5; v_5; w_5; u_6; v_6; w_6\}$

- $\mathbf{u}_{s_i}^e = \{v_1; w_1; w_3\}$
 $r(3, 1)=-1, r(4, 2)=-1,$
 $r(5, 1)=-h/b, r(6, 1)=1,$
 $r(7, 1)=-h/b, r(8, 1)=-1,$
 $r(9, 3)=-1, r(10, 1)=h/b,$
 $r(11, 1)=1, r(12, 3)=-1,$
 $r(13, 1)=h/b, r(14, 1)=-1,$
 $r(15, 3)=1$
- H-13 : $\mathbf{u}_{r_i}^e = \{u_2; u_4; v_5; u_6; v_6\}$
 $\mathbf{u}_{s_i}^e = \{u_1; v_1; w_1; v_2; w_2; u_3; v_3; w_3; v_4;$
 $w_4; u_5; w_5; w_6\}$
 $r(1, 1)=1, r(2, 6)=1, r(3, 7)=1,$
 $r(4, 11)=1, r(5, 9)=1$
- H-7 : $\mathbf{u}_{r_i}^e = \{u_2; v_2; w_2; v_3; u_4; v_4; w_4; v_5; u_6;$
 $v_6; w_6\}$
 $\mathbf{u}_{s_i}^e = \{u_1; v_1; w_1; u_3; w_3; u_5; w_5\}$
 $r(1, 1)=1, r(2, 2)=-1, r(3, 3)=-1,$
 $r(4, 2)=1, r(5, 4)=1, r(6, 2)=-1,$
 $r(7, 5)=-1, r(8, 2)=1, r(9, 6)=1,$
 $r(10, 2)=-1, r(11, 7)=-1$
- H-6 : $\mathbf{u}_{r_i}^e = \{u_2; v_2; w_2; v_3; u_4; v_4; w_4; u_5; v_5;$
 $u_6; v_6; w_6\}$
 $\mathbf{u}_{s_i}^e = \{u_1; v_1; w_1; u_3; w_3; w_5\}$
 $r(1, 1)=1, r(2, 2)=-1,$
 $r(3, 3)=-1, r(4, 2)=1,$
 $r(5, 4)=1, r(6, 2)=-1,$
 $r(7, 5)=-1, r(8, 2)=2h/b,$
 $r(8, 4)=1, r(9, 2)=1,$
 $r(10, 2)=2h/b, r(10, 4)=1,$
 $r(11, 2)=-1, r(12, 6)=-1$
- H-3 : $\mathbf{u}_{r_i}^e = \{u_1; w_1; u_2; v_2; w_2; v_3; u_4; v_4; w_4;$
 $u_5; v_5; w_5; u_6; v_6; w_6\}$
 $\mathbf{u}_{s_i}^e = \{u_1; u_3; w_3\}$
 $r(3, 1)=1, r(7, 2)=1, r(9, 3)=-1,$
 $r(10, 2)=1, r(12, 3)=1, r(13, 2)=1,$
 $r(15, 3)=-1$

4. 計算法に対する数値的考察

図-2 に示した骨組構成を有する吊橋を対象として数多くの数値計算を行い、前章で述べた Representation による変位自由度低減法の数値計算上の効果を調べた。この吊橋は 3 区間連続補剛トラスを有し、その主要諸元は表-2 に示すとおりである。完成系の吊橋に対する荷重およびその載荷方法を表-3 に示す。また、架設系としては吊構造をタワー部から中央径間と側径間とにバランスを取りながら張出す工法 I と、中央径間中央か

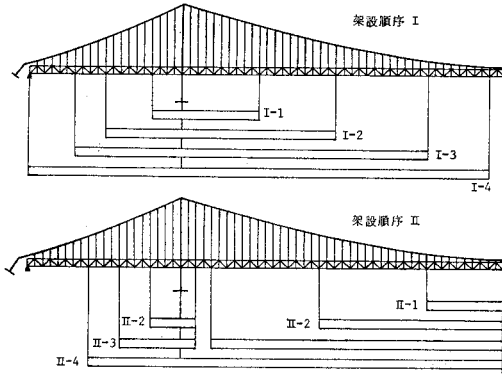


図-7 補剛トラスの架設順序

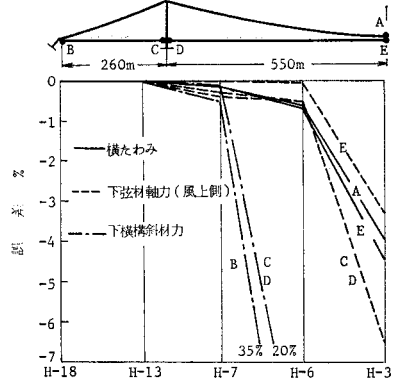


図-8 変位自由度と精度 (完成系-横荷重)

表-2 計算モデル吊橋の主要諸元

弦材断面積	0.122 m ²	つり材断面積	0.0142 m ²
主構斜材断面積	0.0668 m ²	ケーブル弾性係数	2.0×10 ⁷ t/m ²
横構斜材断面積	0.0373 m ²	つり材弾性係数	1.4×10 ⁷ t/m ²
対傾構斜材断面積	0.276×10 ² m ²	鋼弾性係数	2.1×10 ⁷ t/m ²
垂直材断面積	0.1 m ²	つり構造重量	14.35 t/m
横構支材断面積	0.1 m ²	ケーブル重量	6.62 t/m
ケーブル断面積	0.7705 m ²	死荷重	6.127 t/m
トラス幅	32 m	ケーブル間隔	32 m

表-3 各種荷重強度と載荷状態

	ケーブル (t/m)		つり構造 (t/m)	
	中央径間	側径間	中央径間	側径間
光	0.765	0.890	3.880	3.975
	各径間に満載			
	道路荷重			
成	強度 (t/m)		強度 (t/m)	
	偏心量 (m)		偏心量 (m)	
	2.16	7.0	8.04	5.3
系	中央径間に満載		左側塔より中央径間へ370mに載荷	
	道路荷重		鉄道荷重	
	15.12 (tm/m)		42.612 (tm/m)	
架	ケーブル (t/m)		つり構造 (t/m)	
	側径間		側径間	
	0.383	0.445	1.940	1.988
設	各径間に満載		既架設区間に満載	

ら両側に架設していく工法Ⅱの2通りを考えた。吊橋造はいずれの場合も逐次結合していくものとしているが、架設用ヒンジの挿入は本章の計算例では考慮していない。架設系に対する横荷重は表-3のとおりである。なお、本計算例においては、完成系吊橋が横荷重を受ける場合は線形化計算を、その他はすべて非線形計算を行っている。

(1) 変位自由度と計算精度*

一断面の変位自由度を18に減ずる過程で使用している Substructuring および Condensation は連立方程式

* Melan の撓度理論を発展させた解法、マトリックス法、および階差法も含めて、同じ変位自由度レベルであっても補剛桁のせん断変形、吊材傾斜などを考慮するか否か、数値計算法、あるいは連続体に置換するか離散的に取扱うかによって厳密さに差はあるけれど、ここではそれらに起因する精度の問題には言及せず、単に考慮されている変位自由度を対象にして、関連論文と本法との対応を述べる。

を部分的に解いて変数を減じたに過ぎないので解の精度には影響を及ぼさない。そこで E-18, T-18, H-18 をそれぞれの荷重状態における厳密解を与える基本自由度レベルとし、この場合の基本解と Representation を導入したときの各自由度レベルの近似解とを比較し考察する。

a) 完成系吊橋の横荷重に対する構造解析

横荷重に対する吊橋の構造解析法は数多いが、ほとんどは Moisseiff-Lienhard¹⁰⁾ と同様で1断面の変位自由度は本法の H-3 と同じく3である。それに対して吊材張力の水平成分による付加的ねじり荷重によって生ずるねじれ変形および断面変形を考慮した小松・西村¹¹⁾の理論は H-7 と同じ変位自由度である。この理論において対傾構のずれ剛性が十分大きいものとして断面変形を省略した場合は H-6 の自由度レベルである。

完成系吊橋に横荷重が作用した場合の各自由度レベルのブロック変形法による計算値の H-18 に対する誤差は図-8に示すとおりである。H-7 まで自由度をとれば変位および応力は実用上、誤差なく計算できる。H-6 に低減すると変位および弦材力は大きな誤差を含まず計算できるが、横構斜材力にはかなり大きな誤差が含まれる。さらに Moisseiff と同じレベルの H-3 にまで自由度を低減すると変位および弦材力にも数パーセントの誤差が含まれる。以上より完成系吊橋において、すべての節点変位および部材力を精度よく求めることができ変位自由度レベルは H-7 である。

b) 完成系吊橋のねじり荷重に対する構造解析

ねじり荷重に対する吊橋の構造解析法としては Bleich¹²⁾ の与えた 曲げねじり剛性とねじり剛性を用いた計算法¹³⁾ あるいは Sih¹⁴⁾ の曲げねじり理論がある。これらの変位自由度は本法の T-3 と同じである。箱型断面の補剛桁を有する吊橋を対象とした Irvine¹⁵⁾ の理論では変位自由度レベルはわずかに2である。倉西・小森⁵⁾ は吊橋造の横断面変形を考慮した吊橋ねじり解析用のマ

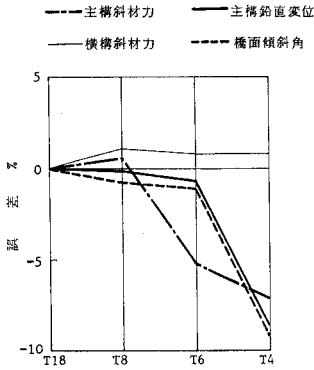


図-9 変位自由度と精度 (完成系-ねじり荷重)

トリックス解法を發表している。この理論は本法の T-4 と同じ変位自由度である。

各自由度レベルの計算値の T-18 に対する誤差を 図-9 に示す。T-8 は吊橋としての鉛直変位 q_2 を考慮している。この変位とそれに付随する一般化変位 q_6 を省略すると T-6 の自由度レベルになる。主構斜材力に若干の誤差を生じているが、変形および横構斜材力の精度は悪くない。さらに T-6 に含まれている水平変位 q_1 と鉛直軸まわりの回転角 q_5 を省略すると T-4 になる。一般化変位 q_1 と q_5 の省略によって T-4 の自由度レベルでは変位の誤差が大きくなる。ただし本法の計算モデルの吊橋は縦断勾配を付けているため吊橋造のねじり変形と横方向変位は必ず連成することに注意しなければならない。したがって、縦断勾配を考慮しながら横方向変位を省略すると吊橋はある種の拘束を受けることになり、図-9 にみられるように変形が小さく求まることになる。

c) 完成系吊橋の鉛直偏心荷重に対する構造解析

吊橋造の横断面変形を考慮した小松・西村⁷⁾の理論では変位自由度は7である。また、福田⁸⁾の理論では6自由度になっている。

図-10 は E-18 に対する各自由度レベルの誤差を示

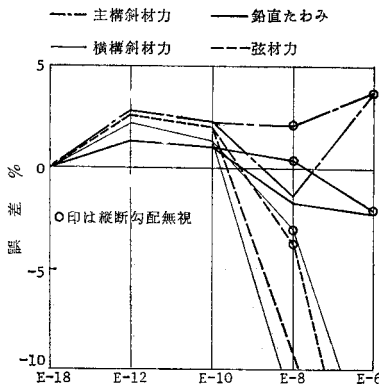


図-10 変位自由度と精度 (完成系-鉛直偏心荷重)

している。E-10 のレベルまでの自由度低減によっては主要部材力および変位の誤差はすべて 2~3% 程度に留まっている。E-10 に含まれている一般化変位 q_1, q_6 を省略して E-8 にすると縦断勾配を考慮した場合は弦材力および横構斜材力にかなり大きな誤差を生ずる。そこで同じ自由度レベルで縦断勾配を無視して補剛トラスが水平に架設されたものとして計算すると、弦材力および横構斜材力に含まれる誤差は 4% 程度に収まった。吊橋においては架設計算を除いて縦断勾配を考慮するか否かによる各種力学量に対する影響はそれほど重大ではないが、縦断勾配を考慮する場合にはそれに応じた変位自由度 (鉛直偏心荷重に対しては E-10) の選択が必要である。なおトラスを薄肉弾性ばりに置換した方法⁹⁾では E-8 で考慮されている一般化変位 q_6 (吊橋造の橋軸方向伸縮) が含まれていない。E-8 に q_6 を含む理由として、吊橋造とケーブルの橋軸方向変位を正確に計算する目的のほかに、変形法による場合、鉛直曲げによる弦材力の正確な算定には一般化変位 q_6 を必要とすることがあげられる¹⁰⁾。

さらに一般化変位 q_4 (断面変形) と q_5 を省略し E-6 とすると横構斜材力および弦材力の精度が著しく劣化する。

d) 架設系吊橋の横荷重に対する構造解析

図-7 に示すような補剛トラスの逐次剛結架設工法の架設順序 I の各段階において、水平横荷重を受ける場合、変位自由度低減によって各種力学量に含まれる誤差を 図-11 に示す。架設のごく初期の段階 (I-1) においては、吊橋造の鉛直軸まわりの剛体回転変位が大きく、変位自由度を H-13 に低減した場合でも非線形計算過程で大きな誤差を生ずる。しかし、架設初期の段階では節点総数が少ないので Representation による自由度低減を導入せずに、H-18 によっても計算効率が損われることはない。補剛トラスの架設が進行していくにつ

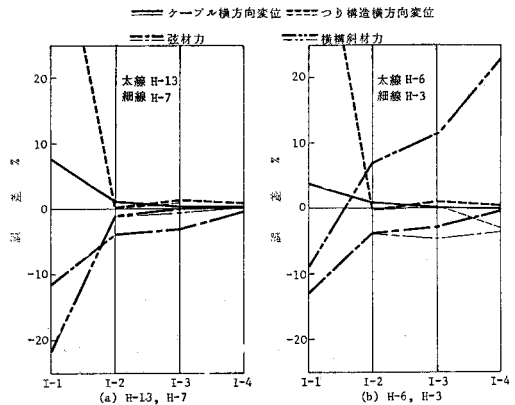


図-11 架設系における変位自由度と精度 (水平横荷重)

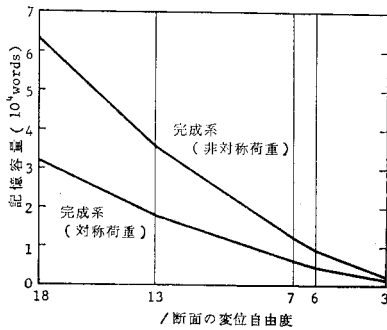


図-12 全体系剛性マトリックスの記憶容量

れて非線形性は弱まってくる。それで完成系の横荷重に対する解析と同様に、1断面の変位自由度を H-7 とすれば、各種力学量を工学的に十分な精度で求めることができる。それに反し、H-7 に含まれている断面変位を省略して H-6 とすると、横構斜材力に誤差が含まれるので注意を要する。

(2) 計算機容量

完成系および架設系吊橋の立体解析を行う場合、全体系の剛性マトリックスを記憶するために必要な容量を図-12 に表わした。本計算モデルの吊橋を任意変形法で解析しようとする、CDC 6600 程度の大規模計算機を使用しても In-core で処理することは困難である。本法によれば、たとえば横荷重に対する構造解析に対し H-7 の変位自由度レベルを用いれば全体系の剛性マトリックスの必要記憶容量は H-18 の約 20% になる。全体系剛性マトリックス以外の記憶容量を考慮しても中規模の計算機を使用して効率よく計算することが可能である。

(3) 計算時間

完成系および架設系吊橋の横荷重に対する構造解析に必要な計算時間 (CPU time) を図-13 に示す。完成系では非線形性がきわめて弱いので、線形化計算を行っている。それで変位自由度のどのレベルについても反復計算は行っていない。各ブロックにおいて変位自由度を低減するための演算に費される時間は、変位自由度の低減による全体系剛性マトリックスの次数低減により掃出し過程において節約される計算時間にはほぼ匹敵する。したがって、完成系の線形化計算において、本法による変位自由度の低減は計算時間の大幅な短縮には直接つながらない。もし計算時間の短縮をも期待するときには、目標とする変位自由度レベルまで別途の計算によって低減を行って、特定骨組形式、荷重条件のためのグループ剛性マトリックスをあらかじめ用意すればよい。汎用性は損われるけれど、使用頻度が高い場合にはきわめて有効な手法である。

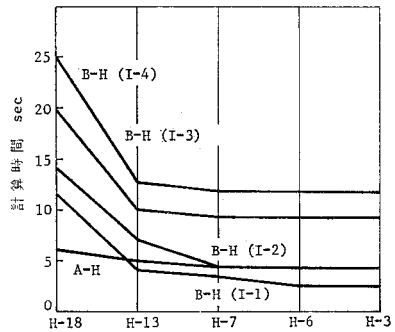


図-13 自由度低減と計算時間 (完成系 A-H, 架設系 B-H)

架設系吊橋の解析においては H-18 の自由度レベルに対して、非線形性に基因する不釣り合い力を収束させるために 4~6 回の反復計算を必要とする。変位自由度を低減すると 2~4 回の反復計算によって不釣り合い力が収束する。この反復回数の減少が直接計算時間に影響し、架設系の立体解析においては H-13 では H-18 の約 1/2 に計算時間が短縮される。H-13 以下に変位自由度を低減しても、反復回数はほとんど変わらないから、計算時間はそれ以上短縮されないことになる。なお使用計算機は京都大学大型計算センター FACOM 230-60/75 および 大阪大学大型計算センター NEAC 2200-700 であるが、図-13 の計算時間は前者による場合である。

5. 吊橋の立体的力学特性に対する数値的考察

完成系および架設系吊橋の偏心荷重や水平横荷重による立体的変形および応力特性を数値計算例によって明らかにする。対象としたモデルは前出の 3 径間連続補剛吊橋である。このモデルの原型は道路・鉄道併用橋で構造上の特徴としては以下のとおりである。

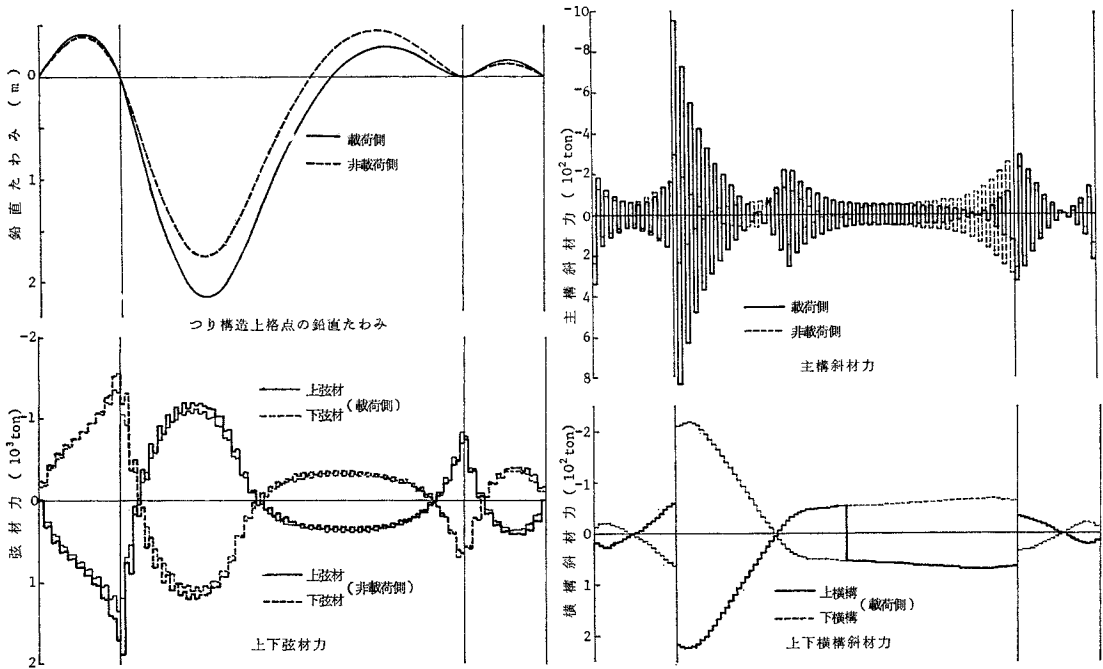
㊤ 吊構造の内部に複数線の鉄道軌道が設置されており、厳しい建築限界のために断面変形を完全に拘束するに十分剛な対傾構を有していない。さきの著者らの膜理論に基づく研究⁷⁾で明らかにしたように計画案の対傾構剛性 ($\gamma=1.5 \times 10^5 \text{ton}$) を有する場合、特に有害な変形や応力を生じないけれど、断面変形の影響は皆無とはいえない。スパン長の短い側径間ではいくらか断面変形の影響が現われるものと思われる。

㊦ 補剛トラスの間隔およびトラス高が比較的大きいので吊構造のねじり剛性が大きい。それで吊橋全体のねじり抵抗に占める吊構造の剛性の割合が大きい。

㊧ 中央径間長と側径間長の比が 4.2 : 1 と大きい。

(1) 鉛直偏心荷重を受ける完成系吊橋

図-14 は鉛直偏心荷重による補剛トラス上弦材格点



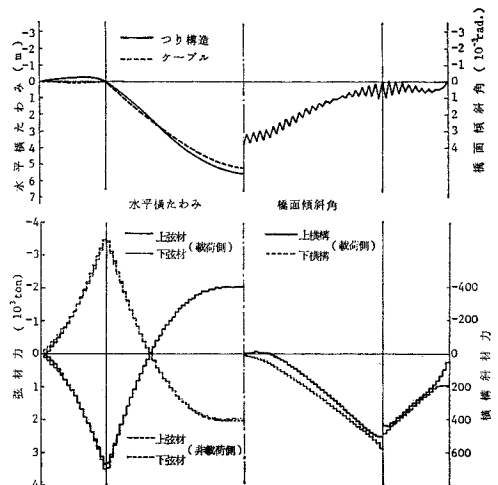
図—14 鉛直偏心荷重による変形と部材力（完成系）

の鉛直たわみ，上・下弦材力，主構斜材力および上下横構斜材力のスパン方向分布を表わしている。偏心荷重によって生ずる吊構造の部材力について，次のような特徴が観察される。ねじり変形によって生ずる弦材力は上弦材力および下弦材力それぞれの載荷側，非載荷側の値の差の1/2である。左側中間支点付近を除けばねじり変形によって生ずる弦材力は一般に小さい。左側中間支点付近における載荷側と非載荷側弦材力の差の大半は吊構造に作用しているねじりモーメントとずれモーメントの影響によるもので，これはパネル内の骨組構成により上弦材に現われたり，下弦材に現われたりする。計算モデルでは，たとえば左側中間支点から中央径間側にかけて，まず上弦材に影響が現われるパネル，続いて下弦材に影響が現われるパネルと1パネルおきに上弦材と下弦材にねじりモーメントとずれモーメントの影響による応力が作用することになる。したがって，弦材力はスパン方向に櫛形の分布形状を呈している。

主構斜材は偏心荷重によって大きな応力を受ける。載荷側と非載荷側の斜材力に大きな差を生じているが，これは吊構造のねじりモーメントによって誘起されたものである。吊構造のねじり剛性が大きいこと，および重い鉄道荷重の偏心載荷によるねじりモーメントが大きいことが原因している。主構斜材の断面算定はこのような活荷重の偏心載荷により実施さるべきものである。

(2) 水平横荷重を受ける完成系吊橋

図—15 は水平横荷重を受ける完成系吊橋の水平横たわみ，橋面傾斜角，上下弦材力，および上下横構斜材力のスパン方向分布を表わしている。吊橋が水平横方向に変位したときに吊材力の水平成分が吊構造にねじりモーメントとして作用する。この内力によって吊構造は吊材傾斜と同じ向きに傾く。さらに詳細に橋面の傾斜を観察すると，パネルごとに規則的な凹凸がみられる。この凹凸の程度は吊構造の鉛直軸まわりの曲げモーメントが大



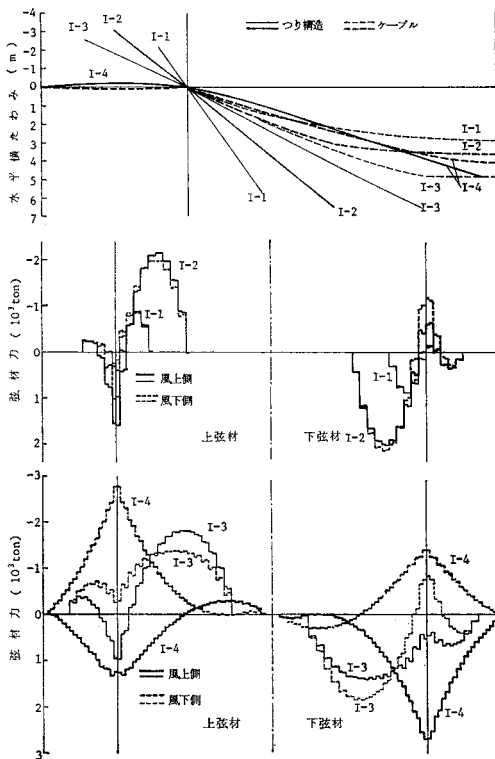
図—15 水平横荷重による変形と部材力（完成系）

きいスパン方向の領域（スパン中央と中間支付近）で顕著である。このような変形特性は主構にワレントラス、横構にKトラスを組合せたトラス橋に共通している。断面変形を含むこのようなねじれ変形に伴って吊構造の上下弦材力および上下横構斜材力に差が生ずる。弦材力に現われる影響はほとんど無視できるほど小さいが、横構斜材力への影響は無視できない。上・下横構の部材力差に対する吊橋補剛トラスの支持条件や、各種パラメーターの影響については膜理論による著者らの研究¹¹⁾ですでに明らかにしたとおりである。また、側径間のアンカー側支点における支持状態について述べると、一般には下弦材格点の鉛直変位が拘束され下横構面に設

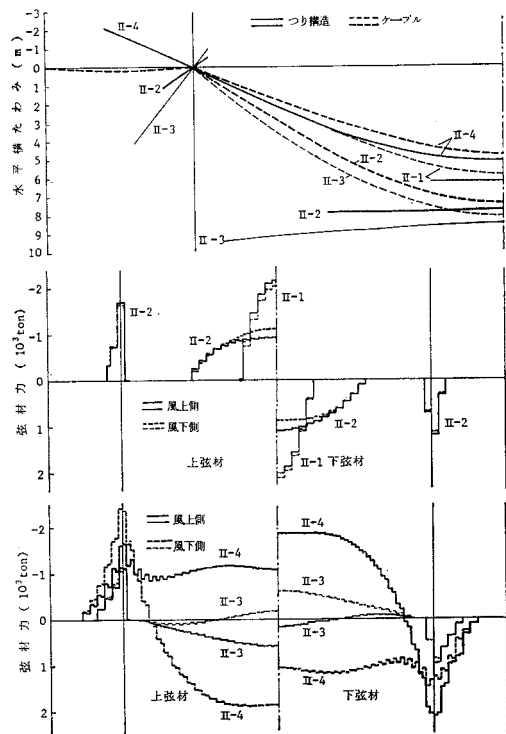
置されたウインド沓で水平変位が拘束される。このような支持状態では、上横構から伝わるせん断力によって、端対傾構にせん断変形が生ずることになる。上横構せん断力の一部は中間対傾構を通じて下横構に伝達し下横構のせん断力したがって下横構斜材力が上横構斜材力より大きくなる。

(3) 水平横荷重を受ける架設系吊橋

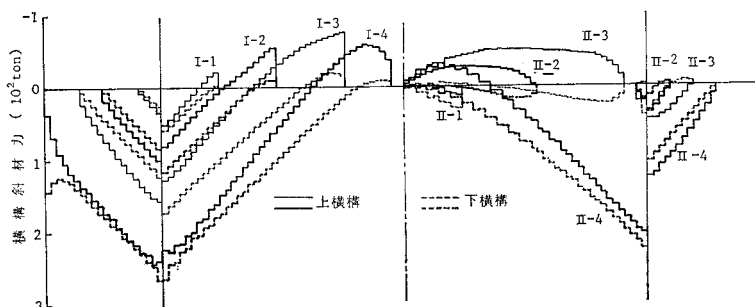
図-7 に示す2種の架設順序IおよびIIについて、架設途上の4段階における水平横荷重による変形と部材力のスパン方向変化をそれぞれ 図-16 (a)、および (b) に示す。中間支点を起点として中央径間と側径間の両側



(a) 水平横荷重による変形と弦材力 (架設順序 I)



(b) 水平横荷重による変形と弦材力 (架設順序 II)



(c) 水平横荷重による横構斜材力 (架設順序 I, II)

図-16

へバランスを取りながら逐次剛結によって張出す架設順序Ⅰでは吊構造の横方向変位の最大値は各段階とも同程度である。

架設時の設計横荷重強度は完成時の約 1/2 であるが、吊構造が不安定な I-1, I-2, I-3 の段階では完成時の最大横変位よりやや大きくなっている。また、中央径間中央より両側に逐次剛結する架設順序Ⅱの水平横たわみは、中央径間において吊構造両端が拘束されていないため、架設順序Ⅰや完成系の横たわみに比べてかなり大きい。

いずれの逐次剛結工法でも補剛トラスの部材力は局部的に非常に大きくなり場合によっては、補剛トラス部材が架設時応力によって設計されなければならない可能性がある。また、架設の進行に伴って部材力のスパン方向分布形状は大きく変化する。架設時の水平横荷重による応力はこのような大きな架設時応力に上乘せされるものとして認識されなければならない。そのような観点から弦材力に重点を置いて調査した。

水平横荷重の弦材力に対する影響は 図-16 において風上側と風下側の部材力差として現われている。水平横荷重による弦材力自体は架設の初期には小さいが、架設進行に伴い徐々に増大する。吊構造がスパン方向の2か所で横変位を拘束されるところまで架設が進行すると水平横荷重による弦材力は急激に増大する。しかしながら、この段階では架設時弦材力が減少していることと、最大値は抵抗軸方向力の大きい中間支点付近に生じているので、応力的には問題はない。むしろ架設中期において、架設時応力のレベルが高くかつ完成時の各種荷重下の応力が比較的小さい部分（計算モデルの連続吊橋では中央径間の 1/4, 3/4 点付近）に最大値を生ずる I-2, I-3 などが問題である。したがって、実施にあたっては 1/4, 3/4 点付近に架設ヒンジを挿入することが考えられる。一例として中央径間に6点、両側径間に各1点の架設ヒンジを挿入した場合の水平横荷重によって生ずる弦材力のスパン方向分布を 図-17 に示す。ヒンジの挿入によって I-2, I-3 の架設段階における弦材力は 1/4, 3/4 点付近において著しく減じている。なお架設ヒンジ挿入点では下弦材を取外した構造（関門橋形式）

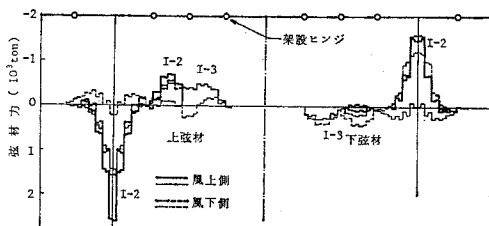


図-17 水平横荷重による弦材力（架設ヒンジを有する場合）

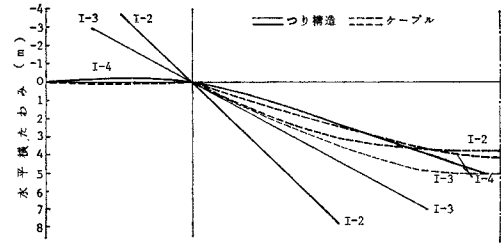


図-18 水平横荷重による変形（架設ヒンジを有する場合）

を考えているが吊構造の横剛性も低下するため風荷重による横方向変位は逐次剛結工法による場合に比べて平均的に2割程度大きくなっている（図-18）。

横構斜材には一般に架設応力は作用しない。ただ架設後期には水平横荷重によりかなり大きい部材力が生ずるが、完成時の水平横荷重による部材力に比べると小さく応力的には問題とならない（図-16 (c)）。

6. あとがき

以上、変位の自由度低減を考慮した変形法を典型的な多節点滑節立体骨組構造物である補剛トラスを有する吊橋に適用し、数値計算によって計算法に関連して、本法の特長を述べるとともに、道路・鉄道併用連続吊橋を例として、完成系および架設系吊橋の立体的力学特性について考察した。

本研究で導入した Representation と称する変位の自由度低減法は滑節骨組構造物だけでなく剛節骨組構造物、薄肉構造物、およびこれらの複合構造物の静的および動的解析に応用できる。そして一方向に同一または類似形式のパネルあるいはブロックが相連なる橋形式の構造物を対象として計算効率を高めることができる。

トラス橋、吊橋あるいは箱桁橋などの立体構造解析に対してあらかじめ変位の自由度を選定し、それらを一般化変位で表現し、特定の構造物専用のブロック剛性マトリックスを与えている方法^{2), 6), 10)}に比較すると、本研究で開発したプログラムシステムは汎用性の点で優れていると考えられる。計算時間は上記の特定構造物専用の剛性マトリックスを用いた場合に比べて、本法では各ブロックの変位の自由度低減のための演算に要する部分だけ若干長くなるがたいした問題ではない。

長大構造物の解析において、単に構造分割法 (Substructuring) により多元連立方程式の計算を容易にするだけでなく、本研究に導入した Representation と称する変位自由度の系統だった低減法を Substructuring と併用することによって計算効率を格段に高めることができる。特に動的解析や座屈解析においては変位の自由度

は、可能な限り少ないことが望ましいが、そのような場合に構造物のモデル化手法として本法を有効に適用できる。動的解析への適用については稿を改めて発表する。なお本研究の一部は著者の1人が大阪大学大学院工学研究科前期課程に在学中修士論文としてまとめたものである。

参 考 文 献

- 1) 奥村敏恵・渡辺啓行：トラスのねじれに関する研究，土木学会論文集，No. 121, 1965.
- 2) 林有一郎・樋口康三・田中美宇：断面変形を考慮した薄肉弾性ばり理論によるトラス橋の立体解析，土木学会論文報告集，No. 249, 1976.
- 3) 会田忠義：トラス桁の自由振動の立体解析，土木学会論文報告集，No. 163, 1969.
- 4) 村上 正・会田忠義：ランガートラス橋の自由振動の立体的解析，土木学会論文報告集，No. 218, 1973.
- 5) 倉西 茂・小森和男：トラス補剛桁をもった連続吊橋のねじり解析，土木学会論文報告集，No. 261, 1977.
- 6) 大地羊三・渡辺隆之：剛性マトリックスを用いた吊橋の解法，土木学会第 29 回年次学術講演会概要集，I-180, 1974.
- 7) 小松定夫・西村宜男：吊構造の横断面変形を考慮した吊橋の立体解析，土木学会論文報告集，No. 236, 1975.
- 8) Fukuda, T. : Multispan Suspension Bridges under Torsional Loading, Proc. of JSCE, No. 242, 1975.
- 9) 小松定夫・西村宜男・大前明末：トラス橋の立体振動特性について，土木学会第 31 回年次学術講演会概要集，I-283, 1976.
- 10) Moisseiff, L.S., and Lienhard, F. : Suspension Bridge under the Action of Lateral Force, Proc. ASCE, Vol. 58, 1932.
- 11) 小松定夫・西村宜男：横荷重を受ける吊橋の変形と応力について，土木学会論文報告集，No. 248, 1976.
- 12) Bleich, F. et al : Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges, Bureau of Public Roads, 1950.
- 13) 日本鉄道建設公団・本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋鉄道吊橋技術調査委員会・中間報告書・軌道専門部会報告，橋梁専門部会報告，土木学会，1971.
- 14) Sih, N.S. : Torsion Analysis for Suspension Bridges, Proc. ASCE, Vol. 83, ST 6, 1957.
- 15) Irvine, H.M. : Torsion Analysis of Boxgirder Suspension Bridges, Proc. ASCE, Vol. 100, No. ST 4, 1974.
- 16) 坂井藤一・長井正嗣・佐野信一郎：ブロック有限要素法による薄肉箱桁の立体解析，土木学会論文報告集，No. 255, 1976.
- 17) Meyer, C. : Solution of Linear Equations, State-of-the Art, Proc. ASCE, Vol. 99, No. ST 7, 1873.
- 18) 小松定夫・西村宜男・松野幹雄・中川知和：自由度低減を考慮したマトリックス法による吊橋の立体構造解析，土木学会関西支部年次学術講演会概要集，I-52, 1975.
- 19) Jennings, A. and Mairs, J.E. : Static Analysis of Suspension Bridges, Proc. ASCE, Vol. 98, No. ST 11, 1972.

(1977.9.22・受付)