

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

大阪大学工学部 正員 小松定夫 大阪大学工学部 正員 松野幹雄

大阪大学工学部 正員 西村宣男 大阪大学大学院 学生員 中川知和

1. まえがき 著者らは偏心荷重や横荷重を受ける吊橋の立体構造解析に対して、いわゆる膜理論を拡張した手法を適用して、立体的力学特性・強度設計上、問題点などについて研究結果を発表した。ところで建設中、風荷重などによる立体的な変形については膜理論の適用は困難である。また完成系についても、膜理論による解の精度を確認するために、変形法による吊橋の立体解析を行なった。本研究においては主記極装置 50ワード程度の計算機であれば、補助記憶装置を使用せずに専ら Incore 処理で計算できるように節点の自由度の低減、計算時間節減、入力カードを可能な限り減ずることなどの改良を行なった。

2. 剛性マトリックス 本法では吊橋を構成する個々の部材の剛性マトリックスを全体系について集合するのではなく、図1に示すように

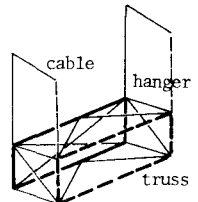


図1 1ブロック

ケーブル・ハンガーを含めた補剛トラスの1パネルに相当するブロックについて、各の剛性マトリックス（ブロック剛性マトリックス）を作成しておく。主橋と横構の骨組構成について形状インデックスを Input するとブロック間の部材のつながりは自動的に構成され、部材関連データを省略できる。図1に示すように横構がK-ラスの場合には各種のインデックスの組合せとなる。さらに図1の太線で示す部材（補剛トラス垂直材 および横構支柱）の伸縮を無視して自由度の低減を計っている。すなわち、これらの部材の一端の軸方向変位は他端の対応する変位で代用される。剛性マトリックスを Assemble する際には、この剛部材に結合される全部材について、剛部材軸方向力の釣合を考へる。このような自由度低減に伴う誤差を念のため荷重を受ける単純トラスについて調べた

結果を図2に示す。またフローチャートを図3に示す。

3. 計算機容量と計算時間 自由度の低減によって一般の変形法に比べて本法の節点自由度は1断面24から14へ、約40%減っている。また全体系剛性マトリックスの（半バンド幅+1）は20であり、剛性マトリックスおよび荷重を記憶するには必要な容量は（パネル数+1）×4×（20+1）。計算例の吊橋では36,750ワードとなる。線形化撓度理論に属する計算では1 caseのCPU time は約8秒である。

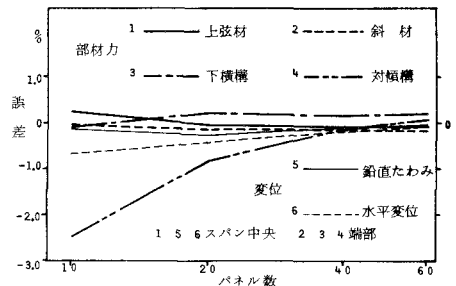


図2 自由度低減に伴う誤差

主要諸元表

トラス高	13 m	パネル間隔	13.095 m
トラス幅	32 m	（side）	13 m
ケーブル間隔	37 m	ケーブル断面積	0.671 m ²
ケーブルサク	100 m	ハンガー	0.015 m ²
斜材断面積	0.0668 m ²	対傾構斜材	0.00276 m ²
弦材	0.122 m ²	ケーブル重量	13.24 t/m
横構斜材	0.0373 m ²	つり構造	28.7 t/m

4. 数値計算例 スパン 250m+1100m+250m の吊橋を対象として、2・3の数値計算を行なった。その結果と膜理論によるものと比較して以下の結論を得た。なお荷重状態は、鉛直偏心荷重（中央径路に道路荷重 2.16 t/m 偏心量 7m、満載）；純

道荷重 8.04 t/m 、偏心率 5.3 m 、中央径間左タワーより 70 m 偏り
 載荷)。および横荷重 [ケーブル 2.765 t/m (main), 0.89 t/m (side),
 吊構造 3.88 t/m (main) 3.97 t/m (side)] である。

1) 偏り荷重に対してせん断中点の最大たわみは変形法 2.052 m
 腹理論 2.075 m 、橋面傾斜角最大値は変形法 0.01041 rad 、腹理論
 0.01030 rad とよく一致している。2) 左側中間支点上の弦材力
 に数%の差が見られたので、曲げによる弦材力を相対して比較し
 たところ、変形法 1592 ton 、腹理論 1714 ton (7%) であった。
 補剛トラスのせん断変形を考慮した腹理論によれば、 1619 ton と
 なり、変形法と一般、腹理論の差の大部分が補剛トラスのせん断
 変形を考慮するかどうかで起因することが判明した。3) 横荷重を
 受ける場合の中央径間センターのケーブルおよび吊構造せん断中
 点のたわみは、変形法 $u_c = 5.36 \text{ m}$, $u_s = 5.67 \text{ m}$ 腹理論 $u_c = 5.09 \text{ m}$
 $u_s = 5.37 \text{ m}$ である。変形法ではタワーの変形を考慮しているの
 びこのような差が生じたものと考えられる。4) 変形法では側径間
 アンカー側支点上の対傾構せん断変形を許す実際に近い支
 持条件を考慮しているが、吊構造せん断力はこの付近で種構に
 より多く分担される。2つの荷重状態における変形・部材力分布を
 図4および図5に示す。

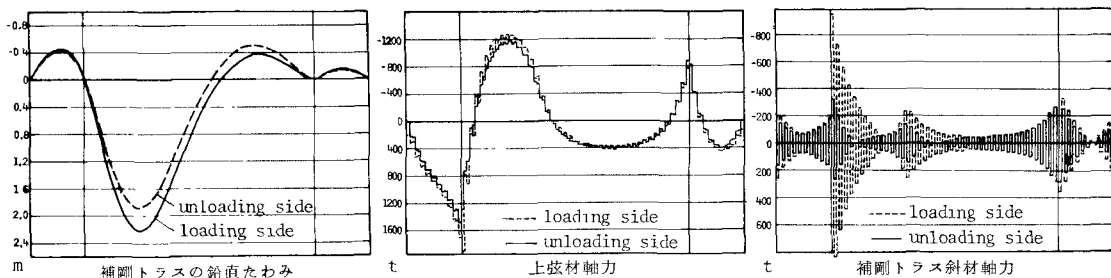
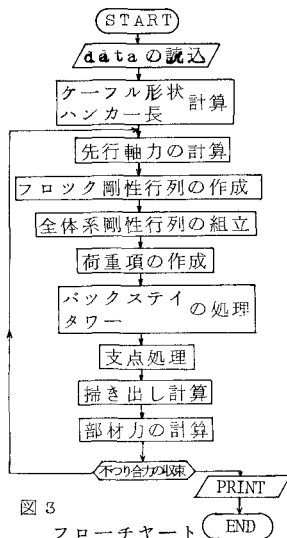


図4 鉛直偏心荷重による変形と部材力

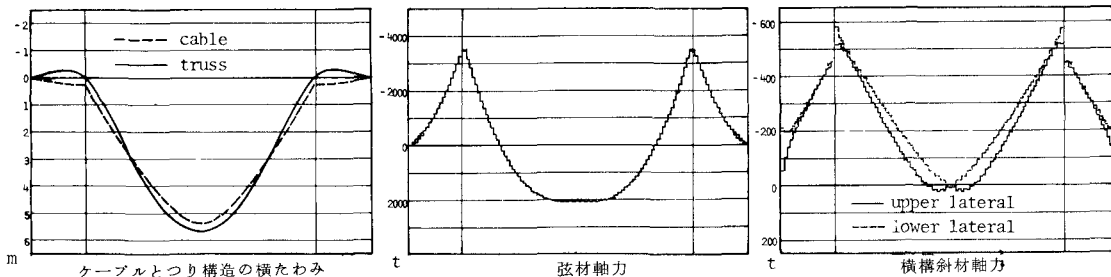


図5 横荷重による変形と部材力

参考文献 1) 小松、西村、平山：補剛トラス付傾構の変形を考慮した吊橋の3次元解析、
 関西支部講演会、昭和47年 2) 小松、西村：吊橋補剛トラスの強度設計上の問題点につ
 いて、平定講演会、昭和48年 3) 小松、西村、西村泰：横荷重を受ける吊橋の立体解
 析と設計上の問題点、支部講演会、昭和49年