

吊橋の設計支援システムにおける 立体有限変位解析プログラム

川田工業(株)	正会員	前田 研一
川田テクノシステム(株)	正会員	斎藤 道生
川田テクノシステム(株)	正会員	○山野 長弘
川田テクノシステム(株)		千原 申三
長岡技術科学大学	正会員	林 正

1. まえがき

吊橋の設計計算における構造解析法は、本州四国連絡橋における一群の長大吊橋の架橋の歴史とともに大きく変遷してきた^{1), 2)}。

平面解析についていえば、撓度理論に基づく解析法にはじまり、補剛トラスを等価な梁に置換した骨組モデルに対する線形化有限変位解析法へ移行し、現在では、補剛トラスを忠実にモデル化した骨組モデルを対象とする有限変位解析法が、架設計算はもちろん、設計計算においても中心的な位置を占めるようになった。このような状況のもと著者らは、すでに構造解析プログラムのみではなく、入力データの処理プログラムや、出力データの編集、図表化プログラムなどの前後処理プログラムを整備した吊橋の設計支援システムを開発して、その概要や適用例を文献1)に報告している。

一方、立体解析については、平面解析とは比較にならない大容量の演算を行うために、NASTRAN、SAPなどの汎用プログラムを用いて、補剛トラスを等価な梁に置換した骨組モデル(いわゆる魚骨モデル)を対象に線形化有限変位解析法を適用したものが従来は一般的であり、有限変位解析結果が報告され始めるようになったのは明石海峡大橋の施工計画が具体化して以後である。骨組構造としての吊橋の立体有限変位解析は、MSC/NASTRAN、COSMOSなどの汎用プログラムにより容易に行うことができるが、吊橋特有の設計条件を満足するような特別な構造計算(初期形状決定)などは組み込まれておらず、これらの計算のためには、使用者は適切な処理プログラムを開発して連動させる必要がある。

汎用プログラムの最大の長所は、入力示様に従えば大規模な非線形構造解析がほぼ確実に実行できることであり、膨大な量の入出力データの処理問題も前述の前後処理プログラムを開発することによって解決でき、開発リスクなしに最小限の開発コストで設計計算への適用が可能となるといえることであるが、その反面、適用の範囲を外れた場合の対処法には大きな制約と限界を伴うという避けられない問題がある。実際の吊橋の設計計算では、しばしばこのような問題が生じる。例えば、特殊な剛性や適合条件を有する部材をモデル化して解析するような場合などに新たな理論式を組み込むことや、架設ステップを順に追った解体計算を連続的に実行することなどは、一般の使用者には困難である。

したがって、今後、設計計算における立体解析への有限変位解析法の適用の可能性をより確実にするためには、使用者が独自に開発し、その解析対象や解析目的の変化に応じて改良できる解析プログラムの存在が必要不可欠であるといえる。また、最近のコンピュータ技術の進歩は目覚ましいものがあり、数万自由度に及ぶ大容量の演算処理がパソコンやワークステーションでも可能になってきており、長大吊橋の設計計算における立体解析に対して有限変位解析法を適用する環境も、かなり整ってきたといえる。それにもかかわらず、この種の解析プログラムの開発に関する報告は、著者らの知る限りではみられない。

そこで、著者らは、明石海峡大橋級の長径間吊橋の立体有限変位解析をパソコン、あるいは、ワークステーションで実行できる解析プログラムを独自に開発した²⁾。その後、前後処理プログラムなどを整備し、平面解析プログラムとも連動させて、設計支援システムとしての体裁を整えてきた。本文は、立体有限変位解析プログラムの解析機能と設計支援システムとしての処理機能の特色、および、明石海峡大橋の計画段階で

の諸元を参考にした各種モデルを対象とした適用例について報告するものである。

2. 解析処理機能の概要と特色

解析プログラムには、通常の初期形状決定計算法に加えて、立体解析時特有の主塔の初期形状決定のための反復計算法を組み込む一方、安定な収束性を確保するための解法として、有限回転を考慮した解析法^{3)、4)}を適用し、より一般的な形で解式を誘導し組み込んでいる。また、ウィンドシューなどの特殊な部材のモデル化に対応できるように、非線形解析における従属節点の処理のための厳密な計算式も新たに誘導し組み込んでいる。さらに、架設計算を連続的に実行できる機能、補剛トラスを立体魚骨モデルに置き換えた場合でもトラス部材の断面力として出力できる機能、影響線解析による活荷重処理機能などを有しており、膨大な量の入出力データの処理や図化処理などの前後処理プログラムとあわせて、吊橋の設計支援システムとして整備されている。以下に、上述の各解析機能と前後処理プログラムの処理機能について説明する。

1) 形状データの自動作成とチェック機能 リナランピング機能を利用することにより任意の節点、部材番号をつけることができる。また、膨大な量の入力データについては、作業の省力化のため、種々の自動生成機能やコピー機能を設けるとともに、入力データをチェックする機能や図化機能を応用して入力ミスによる誤計算を可能な限り排除できるようにしている。

2) 初期形状決定

吊橋の解析では構造解析の前に、死荷重時における特有の設計条件を満足させるための初期形状が事前に決定されなければならない。本解析プログラムでは、主ケーブル等の初期形状決定計算、および、主塔の初期形状決定のための反復計算が、入力作業などの数値計算全体の効率性からマトリックス法のプログラムに組込まれており、初期形状データが自動生成される。なお、計算式は、非対称吊橋にも適用できる一般化された手法である。以下に、立体解析における初期形状決定計算法について述べる。

i) 主ケーブル等の初期形状決定⁵⁾ 主構トラスの垂直材や、ハンガー、および、リンク類の各部材の初期形状決定は、死荷重時の初期軸力から逆算して無応力長を算定することであり、ここでは説明を省略する。これに対して、主ケーブルの初期形状決定は、設計では所定の完成時サグ f_c が与えられるのみであることから、まず、完成形状に対応する各節点の座標値、および、その状態での各部材の初期張力を求める必要があり、これらの値を用いて逆算により各部材の無応力長を算定することになる。そこで、この完成形状に対応する各節点の座標値、各部材の初期張力の求め方について、次に説明する。なお、各部材の無応力長は、それぞれ製作長に対応するものである。

図-2.1において、最初に中央径間に着目すれば、各節点の橋軸方向、および、橋軸直角方向の座標値は容易に求められることから、主ケーブルの左、右端の節点（塔頂）と所定のサグ f_c を与えられた節点の3節点における橋軸方向の鉛

直面内での力の釣合い条件によって、両端の部材の張力の橋軸方向成分 H_w 、および、鉛直成分 $V_{c,l}$ 、 $V_{c,r}$ の値が求められる。したがって、中間の各節点には鉛直荷重のみが作用し、 H_w は各部材について一定であることから、各部材の張力の鉛直成分、および、各節点の鉛直座標の値は釣合い

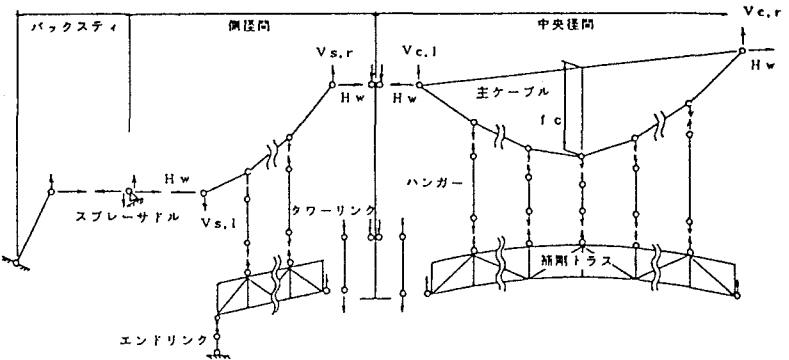


図-2.1 主ケーブルの初期形状決定

条件によって両端から順次に求められ、各部材の初期張力、完成形状が算定されることになる。

他方、側径間については、各部材の張力の橋軸方向成分 H_w は中央径間と共通であり、左、右端の節点（一端は塔頂）における橋軸方向の鉛直面内での釣合条件から、両端の部材の張力の鉛直成分 $V_{s,l}$, $V_{s,r}$ の値が求められる。そして、中央径間と同様に、各部材の張力の鉛直成分、および、各節点の鉛直座標の値が求められ、各部材の初期張力、完成形状が算定されることになる。また、一端の節点にスプレーサドルが設置されている場合には、サドル上での支持方向を考慮した釣合い条件から、バックステイケーブルの初期張力を求めればよい。

ii) 主塔の初期形状決定 主塔の初期形状

決定は、主ケーブル等のそれとは全く異なり、中央、側径間側の主ケーブル張力の鉛直成分 V_c , V_s 、および、タワーリンクの軸力 $N_{L,c}$, $N_{L,s}$ が作用した状態で設計時に定められた所定の完成形状となるような無応力形状を算定することであり、前述のように反復計算を必要とする。なお、この無応力形状は、製作形状（キャンバー）に対応するものである。

例えば、図-2.2 に示す例では一基の主塔は塔面内において塔柱が傾斜しており、各荷重成分によって固定端反力と各部材の断面力に橋軸直角方向（塔面内）のせん断力と橋軸回りの曲げモーメントが生じる。これにより各部材は伸縮と曲げ変形を受けることから、次のような反復計算によって無応力形状に対する各節点の座標値を求めなければならない。すなわち、まず、図-2.2 (a) に示したように橋軸直角方向の鉛直面内に所定の完成形状で位置する主塔のみのモデルに対し、各部材の死荷重に加えて主ケーブル張力の鉛直成分やタワーリンクの軸力を荷重として作用させ、有限変位解析を行う。計算された各節点の変位を用いて座標値を修正し、無応力形状の座標値を仮定する。この仮定値を用いて再び有限変位解析を行い、変形後の各節点の座標値と完成形状のそれとの差異が許容値内に収まるまで同様の計算を反復する。

以上の計算は主ケーブルを取り去った状態で解析するわけであるが、塔頂に作用する主ケーブル張力の鉛直成分が完成時では数万トンにも及ぶことから、塔頂を自由端にした図-2.2 (b) のような片持ち梁の状態にある主塔に対しては、座屈荷重を超えるため不安定領域での有限変位解析を行うことになる。したがって実際の初期形状決定計算では、図-2.2 (c) に示したように塔頂で橋軸方向の変位を仮に拘束したモデルを対象に同様の反復計算を適用するのが実用的である。

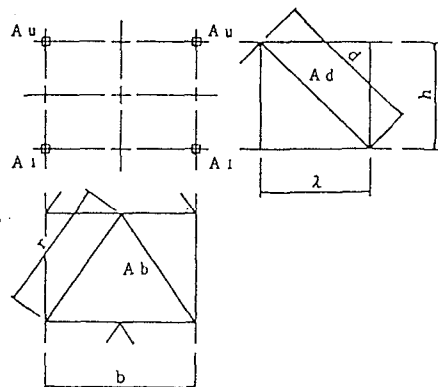


図-2.2 主塔の初期形状決定

3) 部材のモデル化^{6), 7)} 実際の設計において常に補

剛トラスを忠実にモデル化した解析を行う必要はなく、目的に応じて、それを等価な梁で置き換えした魚骨モデルで解析する場合も考えられる。このような場合には、次のような換算式を用いて剛度変換、および、断面力変換を行わなければならない。これらの換算式を組込んだことにより、魚骨モデルで得られた断面力はトラスモデルの各種部材の断面力に自動換算される。

i) 剛度変換（全橋換算） 魚骨モデルの断面積、面内、

面外の断面 2 次モーメント、および、純ねじり定数は図-2.3 の記号を用いて次式で換算される。

図-2.3 補剛トラスの部材構成

断面積

$$A = 2 \cdot (A_u + A_l)$$

純ねじり定数

$$J = \frac{1}{G} \times \frac{b_1^2 - b_2^2}{b_1}$$

$$b_1 = G \cdot (t_1 \cdot b + t_2 \cdot h) \cdot \frac{b \cdot h}{2}$$

$$b_2 = G \cdot (t_1 \cdot b - t_2 \cdot h) \cdot \frac{b \cdot h}{2}$$

断面二次モーメント

(面内)

$$I_v = \frac{2 \cdot A_u \cdot A_l}{A_u + A_l} \cdot h^2$$

断面二次モーメント

(面外)

$$I_H = \frac{A_u + A_l}{2} \cdot b^2$$

$$t_1 = \frac{E}{G} \times \frac{A_d \cdot \lambda \cdot h}{d^3}$$

$$t_2 = \frac{E}{G} \times \frac{A_b \cdot \lambda \cdot b}{2 \cdot r^3}$$

ここに、 A_u 、 A_l 、 A_d 、 A_b はそれぞれ、補剛トラスの上、下弦材、および、斜材、横構の断面積である。

ii) トラス断面力の変換

魚骨モデルによっ

て得られた面内断面力は、図 2. 3 の記号を用いて、次式で各トラス部材の軸力に変換される。

上弦材軸力 $Nu1 = Nu2 = -Mj2/h$

下弦材軸力 $Nl1 = Nl2 = Mj3/h$

斜材軸力 $Nd1 = -Sj1 \cdot d/h$

$Nd2 = Sj3 \cdot d/h$

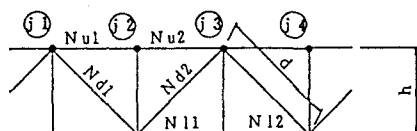
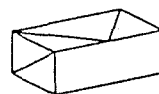
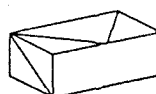
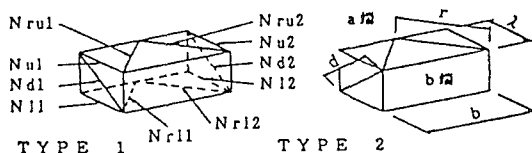


図-2.4 各トラス部材の面内断面力



TYPE 3

TYPE 4

図-2.5 主構パネルのタイプ

ここに、 $Mj2$ 、 $Mj3$ 、および、 $Sj1$ 、 $Sj3$ は格点 $j1$ 、 $j2$ 、 $j3$ における曲げモーメント、せん断力である。

また、面外断面力については、図-2. 4 に示す主構パネルの 4 タイプに対して表-2. 1 のように変換される。

表-2.1 各トラス部材の面外断面力の変換式

	上弦材軸力		下弦材軸力		斜材軸力		上横構軸力		下横構軸力	
	N_{u1}	N_{u2}	N_{l1}	N_{l2}	N_{d1}	N_{d2}	N_{r1}	N_{r2}	N_{r1}	N_{r2}
TYPE 1	$\frac{Mr_s}{2b} - \frac{T}{2bh} \cdot \lambda$	$\frac{Mr_s}{2b} + \frac{T}{2bh} \cdot \lambda$	$\frac{Mr_s}{2b}$	$-\frac{Mr_s}{2b}$	$\frac{d}{h} \cdot S_d$	$-\frac{d}{h} \cdot S_d$	$\frac{r}{b} \cdot S_{s1}$	$-\frac{r}{b} \cdot S_{s1}$	$\frac{r}{b} \cdot S_{s1}$	$-\frac{r}{b} \cdot S_{s1}$
TYPE 2	$\frac{Mr_s}{2b}$	$-\frac{Mr_s}{2b}$	$\frac{Mr_s}{2b} + \frac{T}{2bh} \cdot \lambda$	$-\frac{Mr_s}{2b} - \frac{T}{2bh} \cdot \lambda$	$-\frac{d}{h} \cdot S_d$	$\frac{d}{h} \cdot S_d$	$\frac{r}{b} \cdot S_{s1}$	$-\frac{r}{b} \cdot S_{s1}$	$\frac{d}{h} \cdot S_{s1}$	$-\frac{r}{b} \cdot S_{s1}$
TYPE 3	$-\frac{Mr_s}{2b}$	$\frac{Mr_s}{2b}$	$\frac{Mr_s}{2b} - \frac{T}{2bh} \cdot \lambda$	$\frac{Mr_s}{2b} + \frac{T}{2bh} \cdot \lambda$	$\frac{d}{h} \cdot S_d$	$-\frac{d}{h} \cdot S_d$	$-\frac{r}{b} \cdot S_{s1}$	$\frac{r}{b} \cdot S_{s1}$	$-\frac{r}{b} \cdot S_{s1}$	$\frac{r}{b} \cdot S_{s1}$
TYPE 4	$\frac{Mr_s}{2b} + \frac{T}{2bh} \cdot \lambda$	$\frac{Mr_s}{2b} - \frac{T}{2bh} \cdot \lambda$	$-\frac{Mr_s}{2b}$	$\frac{Mr_s}{2b}$	$-\frac{d}{h} \cdot S_d$	$\frac{d}{h} \cdot S_d$	$-\frac{r}{b} \cdot S_{s1}$	$\frac{r}{b} \cdot S_{s1}$	$-\frac{r}{b} \cdot S_{s1}$	$\frac{r}{b} \cdot S_{s1}$

$$S_{bu} = Sz/2 + T/2h \quad , \quad S_{bl} = Sz/2 - T/2h \quad , \quad S_d = T/2b \quad , \quad S_b = T/2h$$

ここに、 $Nu1$ 、 $Nu2$ 、 $Nl1$ 、 $Nl2$ 、 $Nd1$ 、 $Nd2$ 、 $Nru1$ 、 $Nru2$ 、 $Nrl1$ 、 $Nrl2$ は、それぞれ、補剛トラスの上、下弦材軸力、斜材軸力、および上、下横構軸力を、また、 T 、 M_{ya} 、 M_{yb} 、 S_z はそれぞれ、魚骨モデルによるねじりモーメント、および、 a 、 b 端の面外曲げモーメント、面外せん断力を表わす。

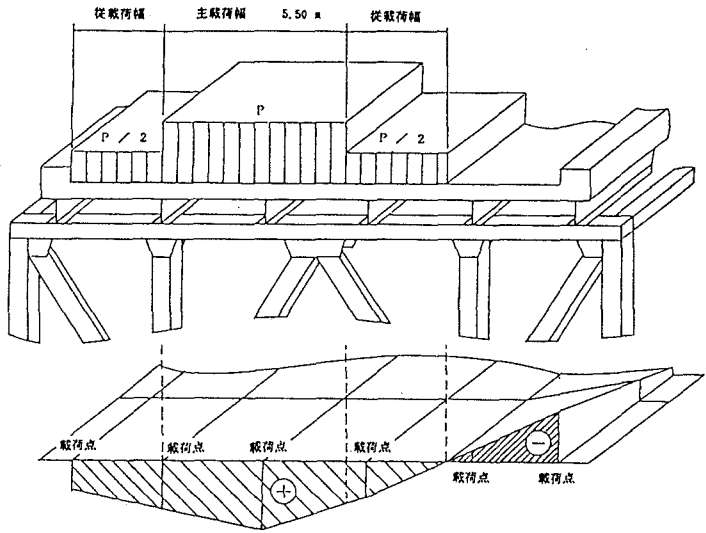


図-2.6 活荷重載荷概念図

4) 活荷重処理 任意点の変位、反力、断面力に着目した活荷重による最大・最小値を計算することができる。図-2. 5は活荷重載荷概念図である。計算法は、任意の計算ステップにおける構造系の状態を初期状態とし、これに線形化有限変位理論を適用して、載荷点上で単位荷重を移動させることによって影響線縦距を求める。次に、この影響値を着目成分別に載荷点上で並べかえたあと活荷重の載荷範囲を自動的に決定し、その状態で固定荷重による有限変位解析を行う。

5) 架設計算 任意の架設系に対処するために完成系より除去する部材、節点をそれぞれダミー部材、ダミー節点とすることによって処理し、完成系からフリーケーブル状態までの各架設ステップを順に追った架設解体計算を連続的に実行できるようにしている。

6) 出力処理 完成系、架設系で計算された結果は、集計表作成プログラムにより各荷重ケースにおける断面力の組合せ、割増し係数による常時換算、および、複数の荷重組合せ内での最大・最小値の抽出が可能である。また、変位、断面力の図化处理

プログラムにより、任意の荷重ケースにおける変位図や架設系ごとの変化量を表わした架設変位図、および、抽出断面力に対する断面力図などを図化することができる。

3. 適用計算例とその考察

明石海峡大橋の計画
段階での諸元⁸⁾

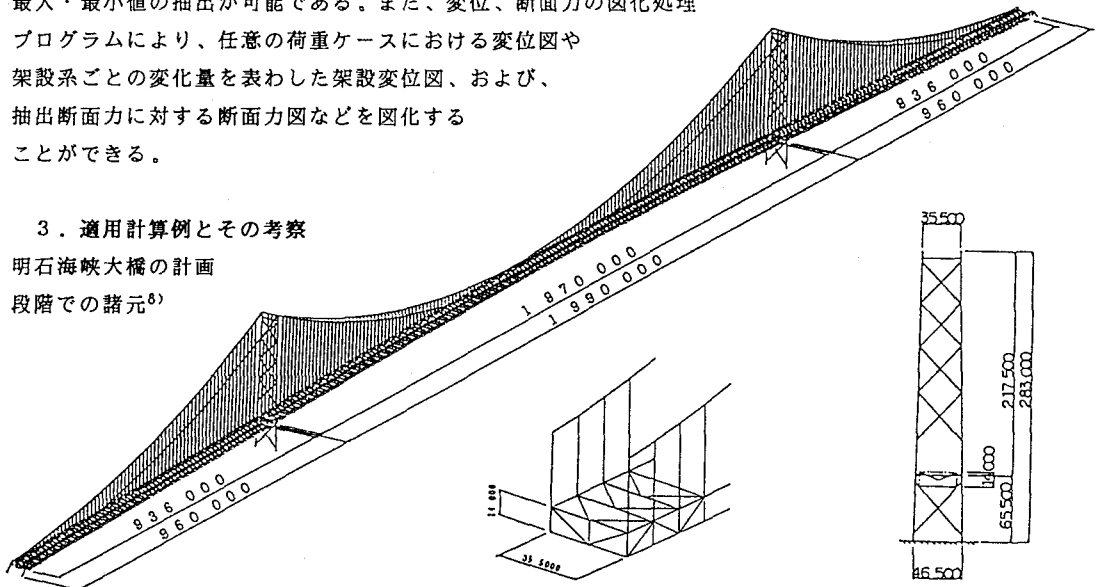


図-3.1 立体トラスモデル

を参考にした補剛トラスを、立体トラスモデルと魚骨モデルにモデル化した解析モデルを対象に、本設計支援システムを適用した例を以下に示す。図-3.1は、立体トラスモデルについて示したものである。計算には、NEC・PC9800RAとNEC・EWS4800/30を用いた。面外荷重（暴風時）に対する所要計算時間はI/Oを含めて、パソコンで30分程度、EWSで8分程度であった。また、変位、断面力の許容誤差はそれぞれ、 1.0^{-3}m 、 1.0^{-2}ton で、Newton-Raphson法の反復回数は5回程度であった。

本システムでは、構造全体の解析では要素の自由度から各節点の自由度を調べ、解析に必要な自由度のみを用いて計算するアルゴリズムを使用している。このため約2300節点、約6400部材の立体トラスモデルと、同じく1600節点、2200部材の魚骨モデルの自由度は、ともに7000自由度程度となる。この手法によって剛性行列のバンド幅も縮小されることから、消去演算に要する時間が著しく短縮されるとともに、メモリの節

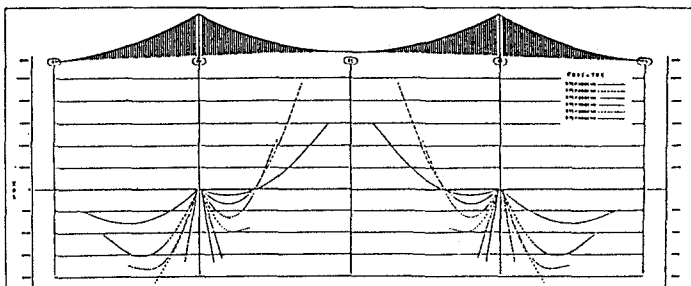


図-3.2 架設時補剛桁変位図

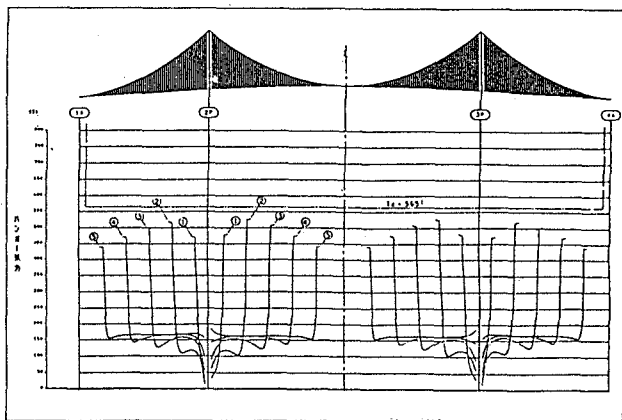


図-3.3 架設時ハンガー張力図

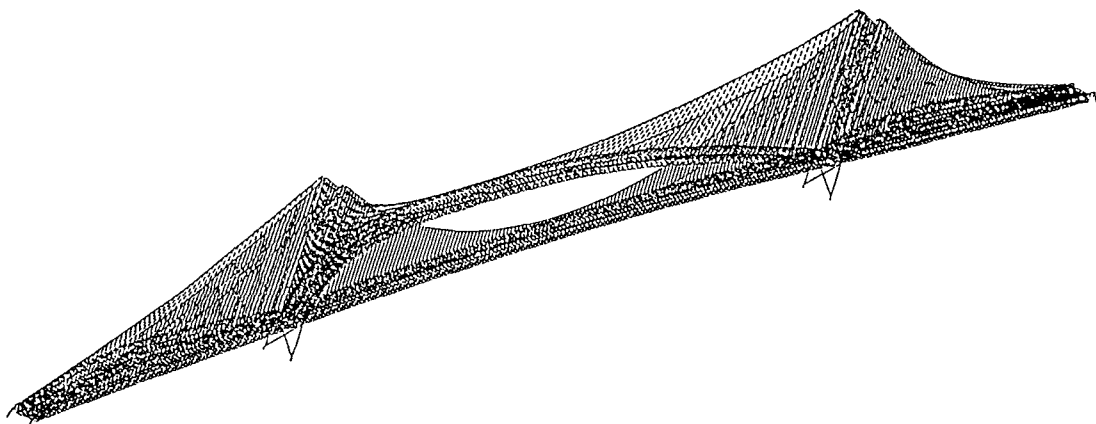


図-3.4 完成系の橋軸直角方向変位図（暴風時）

約にもなっている。また、回転行列を用いて有限回転を数学的に厳密に扱った解法を用いているため精度のよい解が得られるとともに、高い収束性が確保されている。

図-3.2、図-3.3は、それぞれ、架設時における左側主構面上弦材位置の変位図、および、ハンガ

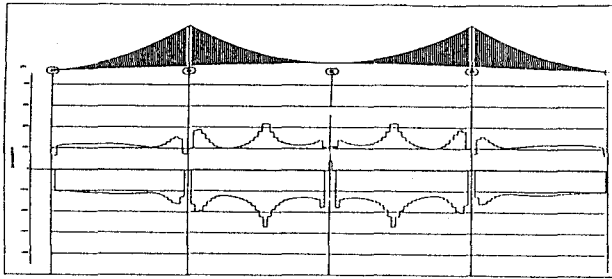


図-3.5 固定荷重載荷時補剛トラス上、下弦材軸力図

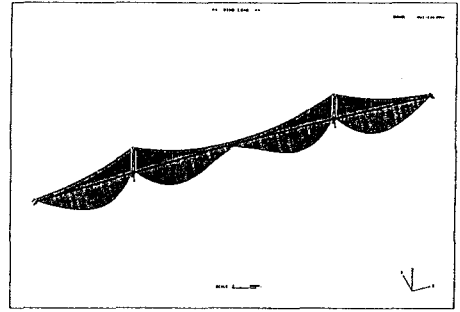


図-3.6 風荷重による主構面外曲げモーメント図

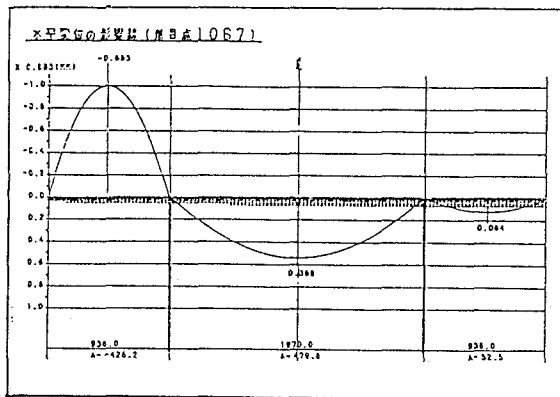


図-3.7 面外荷重による塔頂水平変位の影響線図

上弦材軸力

断面番号	201	202	203	204	205	206	207
(+) 最大値	703.8	250.1	720.3	222.2	712.5	230.4	712.7
(-) 最小値	-2852.4	-2512.4	-2214.4	-1936.7	-1622.2	-1269.4	-775.1
STEP1-1	---	---	---	---	---	---	---
STEP1-2	---	---	---	---	---	---	---
STEP1-3	---	---	---	---	---	---	---
STEP2-1	235.4	---	---	---	---	---	---
STEP2-2	203.8	---	---	---	---	---	---
STEP2-3	194.4	---	---	---	---	---	---
STEP2-4	194.2	---	---	---	---	---	---
STEP2-5	184.2	---	---	---	---	---	---
STEP2-6	181.0	---	---	---	---	---	---
STEP3-1	183.7	---	---	---	---	---	---
STEP3-2	183.7	---	---	---	---	---	---
STEP3-3	183.7	---	---	---	---	---	---
STEP3-4	183.7	---	---	---	---	---	---
STEP3-5	183.7	---	---	---	---	---	---
STEP3-6	183.7	---	---	---	---	---	---
STEP4-1	174.3	---	---	---	---	---	---
STEP4-2	221.5	---	---	---	---	---	---
STEP4-3	215.4	---	---	---	---	---	---
STEP4-4	211.0	---	---	---	---	---	---
STEP4-5	208.9	---	---	---	---	---	---
STEP4-6	207.7	---	---	---	---	---	---
STEP4-7	203.8	---	---	---	---	---	---
STEP4-8	231.5	-2.7	---	---	---	---	---
STEP5-1	61.3	-2.8	---	---	---	---	---
STEP5-2	8.9	-2.9	---	---	---	---	---
STEP5-3	457.0	---	---	---	---	---	---
STEP5-4	410.8	221.2	198.3	---	---	---	---
STEP5-5	388.3	220.8	198.2	---	---	---	---
STEP5-6	774.1	-19.5	230.6	---	---	---	---
STEP5-7	121.2	199.9	---	---	---	---	---
STEP6-1	-94.4	-137.4	720.3	-2.9	---	---	---
STEP6-2	488.9	231.4	718.0	-3.0	---	---	---
STEP6-3	341.5	167.3	717.4	---	---	---	---
STEP6-4	221.3	164.0	716.5	-3.7	---	---	---
STEP6-5	584.9	98.6	352.0	-4.1	---	---	---
STEP6-6	488.8	-129.3	70.9	222.2	203.4	---	---

図-3.8 架設時断面力集計表

上弦材軸力 抽出断面力

断面番号	101	102	103	104	105
MAX	0.000	-238.388	-430.741	-553.197	-583.445
MIN	0.000	-241.213	-434.584	-601.003	-748.349
断面番号	106	107	108	109	110
MAX	-410.610	-434.551	-565.537	-705.448	-711.454
MIN	-585.656	-1037.331	-1237.178	-1400.973	-1494.033
断面番号	111	112	113	114	115
MAX	-733.874	-745.344	-760.001	-774.348	-781.184
MIN	-1542.441	-1644.141	-1603.453	-1623.401	-2064.549
断面番号	116	117	118	119	120
MAX	-780.123	-794.238	-803.549	-805.333	-801.149
MIN	-2115.022	-2214.301	-2302.415	-2405.707	-2513.453
断面番号	121	122	123	124	125
MAX	-404.110	-809.991	-811.032	-812.494	-813.315
MIN	-2599.346	-2713.365	-2784.448	-2846.730	-2914.449
断面番号	126	127	128	129	130
MAX	-810.408	-812.992	-815.655	-816.799	-816.072
MIN	-2977.781	-3029.564	-3097.185	-3144.761	-3204.441

図-3.9 荷重組合せ別の断面力集計表

主構断面力

断面番号		橋脚	橋脚力	せん断力 (kN)	せん断力 (kN)	はりモーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
断面番号	橋脚	橋脚力	せん断力 (kN)	せん断力 (kN)	はりモーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
1001	A-橋脚	-49188.444	4323.115	132.951	945.442	40343.205	2227.727	2227.727
	B-橋脚	-49188.444	4323.115	132.951	945.442	40343.205	2227.727	2227.727
1002	A-橋脚	-49187.582	4322.433	132.951	945.442	28800.254	2562.467	2562.467
	B-橋脚	-49187.582	4322.433	132.951	945.442	28800.254	2562.467	2562.467
1003	A-橋脚	-49187.781	-142.628	130.929	935.371	25805.351	2372.474	2372.474
	B-橋脚	-49187.781	-142.628	130.929	935.371	25805.351	2372.474	2372.474
1004	A-橋脚	-49187.603	-428.291	130.929	935.871	33655.155	-185.433	-185.433
	B-橋脚	-49187.603	-428.291	130.929	935.871	33655.155	-185.433	-185.433
1005	A-橋脚	-49187.032	-428.741	130.929	935.545	33655.155	-185.437	-185.437
	B-橋脚	-49187.032	-428.741	130.929	935.545	33655.155	-185.437	-185.437
1006	A-橋脚	-49184.719	-711.477	120.929	935.545	48132.491	-3914.099	-3914.099
	B-橋脚	-49184.719	-711.477	120.929	935.545	48132.491	-3914.099	-3914.099
1007	A-橋脚	-49180.445	500.948	117.248	250.428	38252.183	-1849.207	-1849.207
	B-橋脚	-49180.445	500.948	117.248	250.428	38252.183	-1849.207	-1849.207
1008	A-橋脚	-49178.424	5322.303	117.248	250.428	20744.292	-4510.095	-4510.095
	B-橋脚	-49178.424	5322.303	117.248	250.428	20744.292	-4510.095	-4510.095
1009	A-橋脚	-49181.424	5322.303	117.248	250.428	20744.292	-4510.095	-4510.095
	B-橋脚	-49181.424	5322.303	117.248	250.428	20744.292	-4510.095	-4510.095
1010	A-橋脚	-49181.540	5322.303	125.000	133.394	61720.857	-4192.487	-4192.487
	B-橋脚	-49181.540	5322.303	125.000	133.394	61720.857	-4192.487	-4192.487
1011	A-橋脚	-49181.407	3927.907	125.000	133.394	61720.144	-4317.710	-4317.710
	B-橋脚	-49181.407	3927.907	125.000	133.394	61720.144	-4317.710	-4317.710
1012	A-橋脚	-49185.931	3905.495	-12.707	5334.935	63801.409	-3985.442	-3985.442
	B-橋脚	-49185.931	3905.495	-12.707	5334.935	63801.409	-3985.442	-3985.442
1013	A-橋脚	-49185.432	3744.274	-12.707	5334.935	2811.747	-1585.277	-1585.277
	B-橋脚	-49185.432	3744.274	-12.707	5334.935	2811.747	-1585.277	-1585.277
1014	A-橋脚	-49185.507	3744.614	-12.707	5337.254	2811.784	-1585.141	-1585.141
	B-橋脚	-49185.507	3744.614	-12.707	5337.254	2811.784	-1585.141	-1585.141
1015	A-橋脚	-49185.291	3534.126	-12.707	5337.254	-5816.904	-3972.268	-3972.268
	B-橋脚	-49185.291	3534.126	-12.707	5337.254	-5816.904	-3972.268	-3972.268
1016	A-橋脚	-49184.000	-214.315	-12.840	216.157	10393.956	-2080.280	-2080.280
	B-橋脚	-49184.000	-214.315	-12.840	216.157	10393.956	-2080.280	-2080.280
1017	A-橋脚	-49184.606	-1520.453	-12.840	216.157	-17440.222	-2978.434	-2978.434
	B-橋脚	-49184.606	-1520.453	-12.840	216.157	-17440.222	-2978.434	-2978.434

一張力図を示したものである。また、図-3.4は、暴風時における構造系の変位量を表わした全体変位図を示したものである。図-3.5～図-3.7はそれぞれ、固定荷重載荷時の補剛トラス上、下弦軸力図、完成系における風荷重による主構面外曲げモーメント図、および、面外荷重に対する塔頂水平変位の影響線図を示している。さらに、断面力集計表として、図-3.8、図-3.9、図-3.10は、それぞれ架設時の断面力集計表、荷重組合せ別の断面力集計表、設計断面力抽出集計表を示したものである。これらの図表は、成果品として設計計算書等にそのまま使用できるものである。

4. あとがき

開発された解析プログラムは、明石海峡大橋級の長径間吊橋について、補剛トラスを忠実に立体トラスモデルに置き換えた全橋モデルを対象とする場合でも完成系、および、任意の架設系における立体有限変位解析をパソコン、あるいは、ワークステーションで実行できる。また、主ケーブル等の初期形状決定は解析的に行われ、主塔のそれについても幾何学的非線形性を考慮していることから、全部材を組合せて全体構造を解析することにより、吊橋特有の設計条件を完全に満足することができる。さらに、立体魚骨に置き換えた場合にも各トラス部材の断面力として出力できる機能は、補剛トラスを構成する部材配置のあらゆるタイプに対応でき解析結果を比較、検討する際などに有効である。

最初に述べたように、著者らはすでに吊橋の設計支援システムを開発し、その概要を報告している。この支援システムにおいては、平面骨組モデルを基本とする有限変位解析がその中核をなし、立体解析についてはNASTRANによる線形化有限変位解析に拠っていたわけであるが、本解析プログラムを設計支援システムの中核とすることにより、吊橋の設計計算に立体有限変位解析法を適用する場合でも、対処できるようになった。

今後は、設計支援システムとしての処理機能をより充実させていくとともに、本解析プログラムを吊橋の施工管理システムにも組み込み立体有限変位解析結果による管理が可能になるよう準備していく予定である。

参 考 文 献

- 1) 前田研一・西土隆幸・内海靖・斎藤道生：吊橋の設計支援システムと施工管理システム、土木学会第11回電算機利用に関するシンポジウム講演集、1986。
- 2) 林 正・前田研一・増井由春・内海 靖・山野長弘：長径間吊橋の立体有限変位解析、構造工学論文集 Vol.1、37A、1991。
- 3) 前田幸雄・林 正：立体骨組構造の有限変位解析、土木学会論文報告集、No.253、1976。
- 4) 前田幸雄・林 正：充実曲線材の有限変位理論、構造工学論文集、Vol.32A、1986。
- 5) 野村国勝・中崎俊三・内海 靖・前田研一・斎藤道生：吊橋・斜張橋の設計架設計算プログラムシステム、橋梁、Vol.21、No.5～9・11・12、1985、Vol.22、No.2・3、1986。
- 6) 本州四国連絡橋公団：昭和48年度本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査報告書（別冊6・吊橋のねじり解析）、土木学会、1973。
- 7) 本州四国連絡橋公団：昭和51年度本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査報告書（別冊2・トラス橋の解析）、土木学会、1976。
- 8) 保田雅彦・平原伸幸：明石海峡大橋補剛桁の耐風性（中間報告）、本四技報、Vol.13、No.52、1989。