

斜張橋の耐震設計支援システム

川田工業 正会員 前田 研一

川田工業 正会員 米田 昌弘

川田工業 正会員 内海 靖

備システムエンジニアリング 正会員 ○藤江 和久

1. まえがき

近年、斜張橋の発展には目覚ましいものがあり、わが国においても本四架橋プロジェクトを始めとしてその実績は急速な伸びを示している。斜張橋の設計・架設計算にあたっては、特有の設計条件、非線形問題に対処できることはもちろんのこと、膨大な量の入出力データを効率良く処理する必要がある。そこで、著者らのグループは、最近の解析理論や数値計算技法の進歩および大型電算機や図化機能などの周辺機器の発達を活用した静的設計の支援システムと施工管理システムを開発し、その概要や適用例を既に文献1)で報告している。

一方、斜張橋は吊橋に次いで適用スパン長が大きい橋梁形式であり、また、わが国が世界でも有数の地震多発国であることを考慮すれば、耐震性の検討も実際の斜張橋を設計・施工する上では極めて重要である。耐震検討にあたっては、同様に、膨大な量の入出力データを効率良く処理するとともに、静的設計支援システムに対して連係のとれたプログラムを開発し、耐震設計のシステム化を図ることが重要である。

そこで、本文では、まず、斜張橋の耐震設計法の現状について概観し、耐震設計支援システムの必要性を述べた後、著者らが今回開発した斜張橋の耐震設計支援システムの概要と仮想適用例について報告する。

2. 耐震設計法の概観と支援システムの必要性

斜張橋のような長大橋梁の耐震設計では、応答を考慮した修正震度法による基本設計の後、詳細設計で、応答スペクトル解析や時刻歴応答解析による最終的な動的安全性の照査が一般に実施されている。

1) 応答を考慮した修正震度法

この方法は、時々刻々変化する地震荷重を物体の重量と設計震度の積で与えられる静的な荷重に置き換え、静的解析法により、変形量や部材の応力度などの検討を行うものである。なお、設計震度を決定するにあたっては、固有振動解析により、卓越振動モードの固有周期を事前に計算しておく必要がある。

2) 応答スペクトル解析

此の計算方法は、地震動入力に対し、固有周期と減衰定数をパラメータとして事前に算出された1自由度系の応答(応答スペクトル曲線)を用いて多自由度系の最大応答計算を行うものである。最大応答 X_{max} の算出にあたっては、従来は次式のように各次の応答値の2乗和の平方根で与える場合(R. M. S. 法)が多かった。

$$X_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n [(\phi_i) q_i^{max}]^2} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 ϕ_i はモーダルマトリックス、 q_i^{max} は*i*次モードの一般化座標 q_i の最大値、*n*は重ね合わせる振動モード数である。しかしながら、最近では、次式のような周期の互いに接近した振動モードがある場合にも比較的精度が良い完全2次結合法(C. Q. C. 法)^{2), 3)}に移行しつつある。

$$X_{max}^2 = [X_1, X_2, \dots, X_1, \dots, X_n] \begin{bmatrix} \rho_{11} & & & \rho_{1n} \\ & \ddots & & \\ & & \rho_{jj} & \\ & & & \ddots \\ \rho_{n1} & & & \rho_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ \vdots \\ X_1 \\ \vdots \\ X_n \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

$$\rho_{ij} = \frac{8 (h_i \cdot h_j)^{1/2} \cdot (h_i + s h_j) \cdot s^{3/2}}{(1 - s^2)^2 + 4 h_i h_j s (1 + s^2) + 4 (h_i^2 + h_j^2) s^2} \quad (3)$$

である。なお、上式において、 h_i と h_j はそれぞれ*i*次、*j*次モードの構造減衰定数、 s は ω_i と ω_j をそれぞれ*i*次、*j*次の固有円振動数とすると $s = \omega_i / \omega_j$ で表される諸量である。

応答スペクトル解析法は、固有振動解析によって固有振動数と固有振動モードを事前に算定しておけば、比較的少ない計算時間で最大応答を計算できる利点がある。

3) 時刻歴応答解析法

地震動加速度 $\ddot{z}(t)$ を受ける多自由度系の運動方程式は、一般に次式で表わすことができる。

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + K x = - M F \ddot{z}(t) \quad (4)$$

ここに、 M は質量マトリックス、 C は減衰マトリックス、 K は剛性マトリックス、 F は地震作用方向に関係する割合を示すマトリックス、 x は変位ベクトルである。

上式から時刻歴応答を解析する方法には、固有振動解析によって事前に算定した固有振動数と固有振動モードを用いて計算するモード重畳法と、主として振動系の非線形性を考慮するために多自由度系の運動方程式を直接積分する直接積分法とがある。これらは時々刻々の応答を計算でき最も信頼性のある結果を与える反面、計算に多くの時間を要する。

以上、述べたように、現状における耐震設計法では、直接積分法による時系列応答解析を除けば、固有振動解析によって固有振動数や固有振動モードを事前に算定しておく必要がある。固有振動解析を実施するためには、実際の構造物をまず離散質量系にモデル化する必要があるが、従来は補剛トラス形式斜張橋に対しても梁モデルに置換して解析するケースが多かった。しかしながら、このモデルで算定された結果を用いて応答スペクトル解析やモード重畳法による時系列応答解析を実施した場合には、トラスの部材断面力に最終的に変換する際に多少不明確さが残る。一方、箱桁形式斜張橋では部材断面力への変換が容易なことから梁モデルで置換できるが、橋軸直角方向の地震に対しては、必要に応じ、立体の梁モデルを採用すべきこともある。したがって、ますます長大化し、社会資本としての重要性が増加しつつある斜張橋に対しては、その耐震検討の信頼性をより向上させるためにも、大容量の固有振動解析が必要になる傾向にある。

最近では数値計算法が進歩し、また、大型電算機の出現によって、上述したような大容量の固有振動解析を実施することが可能になった。しかしながら、入出力データが膨大となることから、これらの効率良い処理が解析にあたって不可欠である。また、従来の固有振動解析も含めた耐震設計用プログラムの入力示様は、静的設計用プログラムの入力示様と本質的に相違している場合が多く、十分に関係がとれているとは言い難い。

それゆえ、前、後処理プログラムの整備によって入出力データ処理の簡素化を可能にし、設計、架設計算用プログラムと関係のとれた耐震設計プログラムを装備した、斜張橋の耐震設計におけるシステム化を図る支援システムの開発の必要性は非常に高いと言えよう。

3. 耐震設計支援システムの概要と特色

本耐震設計支援システムは、前に報告した設計、架設計算用プログラムKASUS/PLANE(平面骨組解析用)とKASUS/SPACE(立体骨組解析用)とに連係して平面骨組、立体骨組の固有振動解析をNASTRANで実施するKASUS/EIGEN、および地震応答解析を実施するとともに解析結果の集計、編集を行うKASUS/RESPONSEを擁している。したがって、本システムは静的支援システムに対して、図-1に示すように位置づけられ、その具体的なフローは図-2に示すとおりである。すなわち、本プログラムシステムでは、形状決定計算、影響線解析、最大最小値計算、固定荷重解析、架設計算

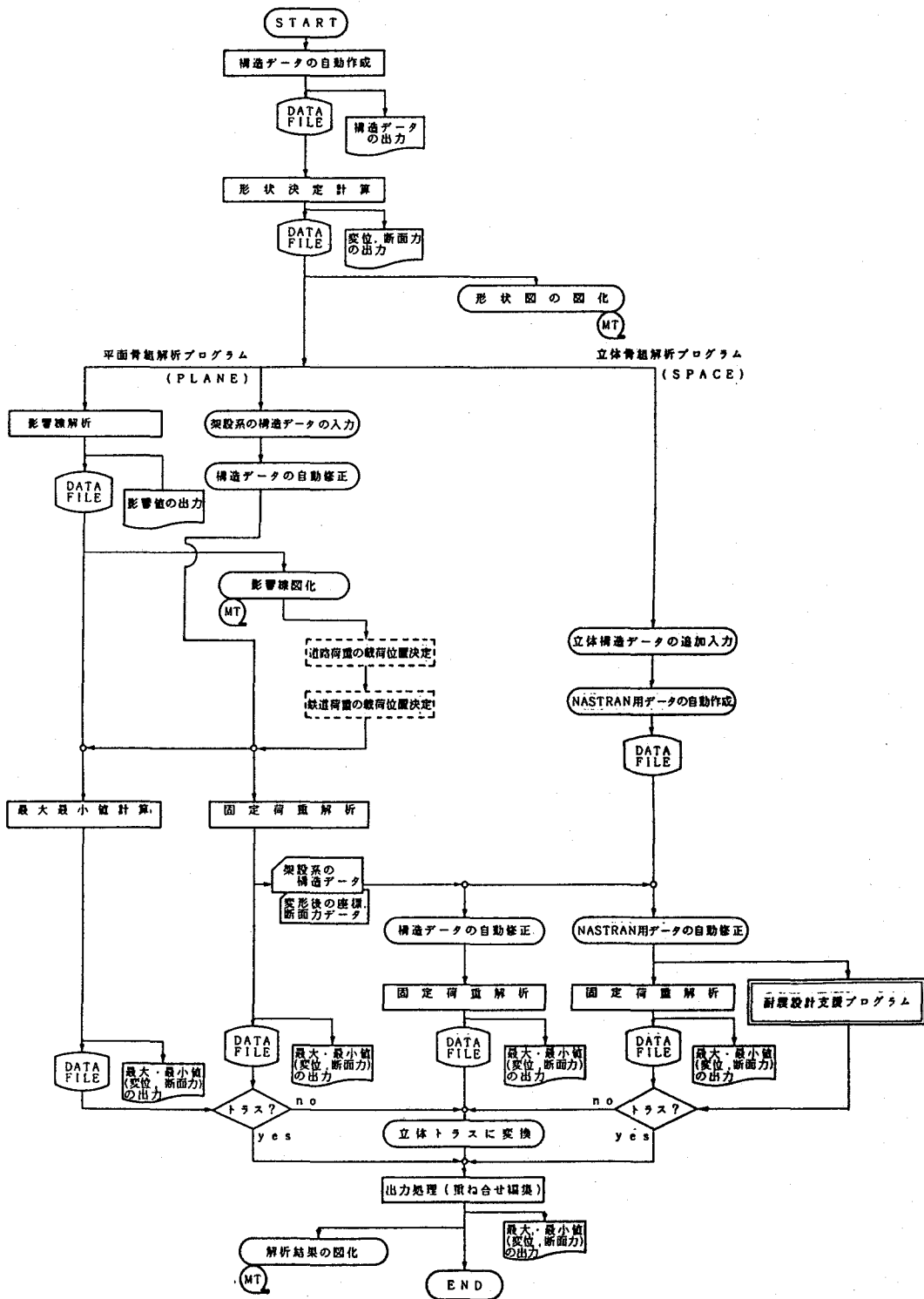


図-1 耐震設計支援システムの位置づけ

などを実施した後に、インプットデータを若干修正、追加するだけで固有振動解析と地震応答解析を実施できる。また、得られた地震応答解析結果を、既にデータファイルに保存されている静的解析結果と適切な荷重条件のもとで組合せることにより、設計計算書にそのまま使用できる成果品が得られる。これらのことから、本システムは耐震設計支援システムと呼ぶにふさわしいものであるといえる。

本プログラムシステムの機能上の特徴を以下に示す。

(1) 構造データの自動作成

リナンバリング機能を応用することによって、ユーザーが任意の節点、部材番号を付けることが、梁モデル、トラスモデルを対象として可能である。また、斜張橋の構造特有の規則性を利用した、節点、部材に関するデータ作成の省力化を始め、種々の自動化を図っている。

(2) 形状決定計算

KASUS/PLANEを用いて、完成時の形状でケーブルが所要のプレストレスを含む完成時張力となる条件から、主桁、主塔の製作キャンパーに対応する無応力形状、および、ケーブルの製作長に対応する無応力長を自動的に決定できる。また、形状決定計算の結果は、キャンパー図を含めて形状図として図化することが可能である。さらに、求められた座標、初期軸力等は、形状データとともに、KASUS/SPACEにも自動的に受け渡される。

(3) NASTRANデータの自動作成

平面解析ではKASUS/PLANEで得られたデータに質量データを追加して、立体解析では、KASUS/SPACEにおいて、KASUS/PLANEから自動的に受け渡された面内解析用のデータに立体解析用の最小限のデータをさらに追加して、NASTRANのデータファイルが自動的に作成される。ここでは、立体骨組モデルとして、魚骨、トラスモデルの両者のモデルが可能である。

(4) 固有振動解析

(3)で自動的に作成されたデータを用いて、平面骨組や立体骨組の線形化された運動方程式に対する固有振動解析をKASUS/EIGEN内で実施できる。また、固有振動解析にNASTRANを用いるので、無限に近い自由度の解析が基本的には可能である。また、NASTRAN用入力データおよび計算結果の出力

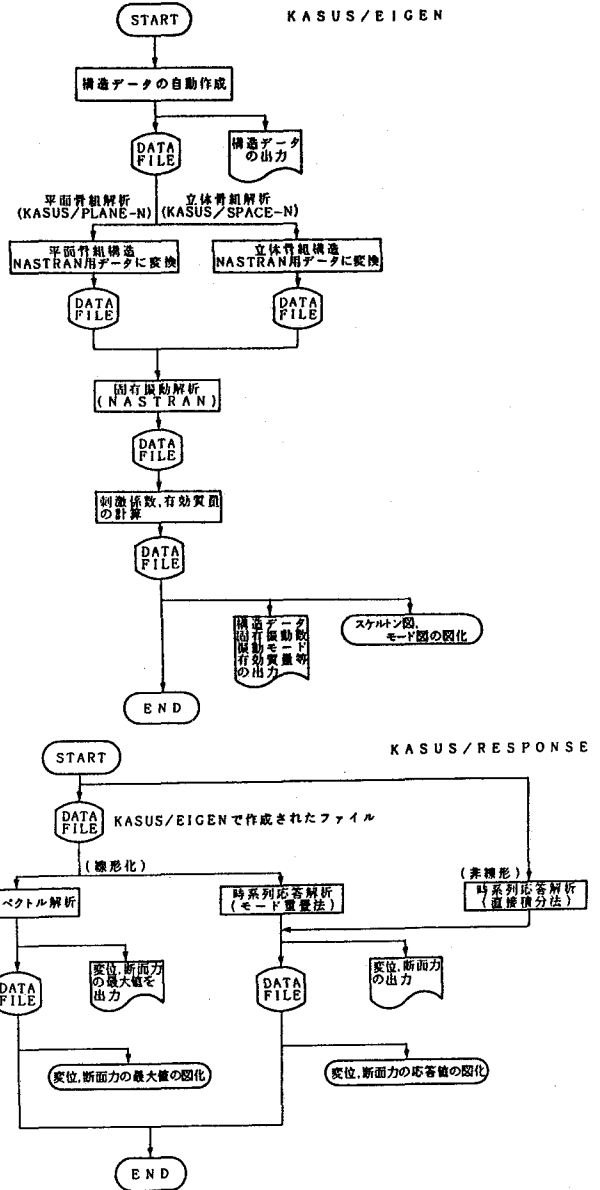


図-2 耐震設計支援システム

データファイルを用いて、入出力結果を並びかえて明確かつ簡明にするとともに、後に続く耐震検討の便を考え、刺激係数や有効質量も計算される。

(5) 線形化地震応答解析

固有振動解析で得られた固有振動数と固有振動モードを用いて、応答スペクトル法とモード重畳法による時系列応答解析が実施できる。地震応答解析では減衰定数を設定する必要があるが、KASUS/RESPONSE内で、運動エネルギーに占める各構造部の分担割合に比例する減衰、あるいは最大エネルギーを占める構造部の減衰を自動的に計算でき、また、任意の減衰定数を設定することも可能である。

応答スペクトル解析では、従来からの手法であるR. M. S. 法の他、C. Q. C. 法による解析も可能である。また、解析に使用する応答スペクトルとしては道路橋示方書⁴⁾と本四公団の規準⁵⁾によるものが用意されており、また、任意の応答スペクトルの入力も可能である。モード重畳法による時系列応答解析では、数値積分法としてルンゲ・クッタ・ギル法とニューマークの β 法の2つが用意されており、地震動の入力波形も容易に拡大縮小することが可能である。

(6) 非線形地震応答解析

長大斜張橋では橋軸方向の地震に対するリンク、ダンパーなどの幾何学的非線形効果を考慮した耐震検討が必要になることも予想される。それゆえ、本プログラムでは、直接積分法により、非線形の運動方程式に対する耐震計算を実施できる機能⁶⁾も有している。

(7) 架設時の検討

これらの固有振動解析、線形化および非線形地震応答解析に際しては、架設系における支点、ヒンジ等の追加、除去および節点、部材の除去等も容易に行える。すなわち、平衡状態での変形後の座標、断面力も用いてNASTRANデータが自動修正にされることにより、架設時の耐震検討を容易に実施できる。

(8) 出力および編集機能

計算結果のプリンター出力はもちろんのこと、固有振動解析ではスケルトン図、節点番号図、部材番号図、固有振動モード図(刺激係数、有効質量を付記)が、任意の大きさの用紙に図化できる。また、応答スペクトル解析では、各節点での変位、速度、加速度および各部材での断面力の最大値の分布図が図化でき、時系列応答解析では、これらの最大値の分布図に加えてそれぞれの時系列応答が図化できる。さらに、得られた地震応答解析結果を既にデータファイルに保存されている静的解析結果と適切な荷重条件のもとで組合せることができ、また、その断面力表も編集される。

4. 耐震設計支援システムの仮想適用例

本耐震設計支援システムを、長大斜張橋の耐震検討に仮想適用した結果を図-3～図-10に示す。まず、図-3、-4は、固有振動解析の結果得られた代表的な固有振動モードと固有振動数の図化例およびプリンター出力例をそれぞれ示している。また、図-5、-6は、それぞれ平均応答スペクトル解析による変位、断面力の最大値の分布図を示している。さらに、図-7、-8は、それぞれモード重畳法による変位、断面力の時系列応答を示している。そして、図-9は事前に計算しておいた $D+L(BQ)+T+(SD+E)$ なる静解析の出力結果を、また、図-10はこの結果と耐震計算結果を重ね合せた断面力集計 $D+BQ+L(BQ)+T+(SD+E)$ を表している。

ここに示した仮想適用結果から、本システムを適用することにより得られる成果品は、そのまま設計図書に使用し得るものであることが確かめられた。また、本耐震設計支援システムによれば、このような後処理プログラムのみならず、前処理プログラムも十分整備されており、効率的且つ信頼性の高い解析検討を行えることがわかった。

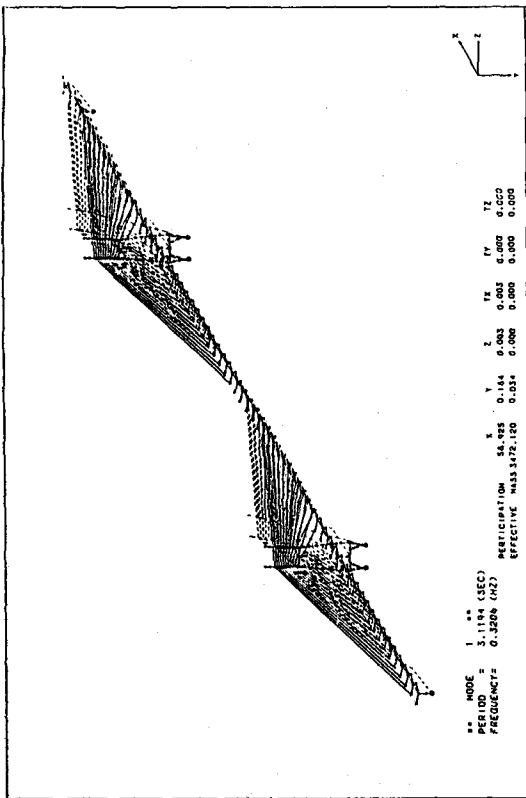


図-3 固有振動モード七と固有振動数の図化例

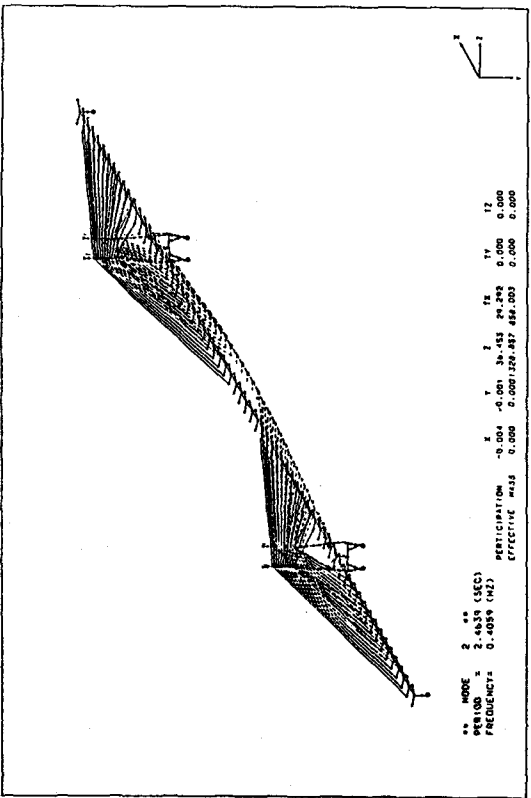


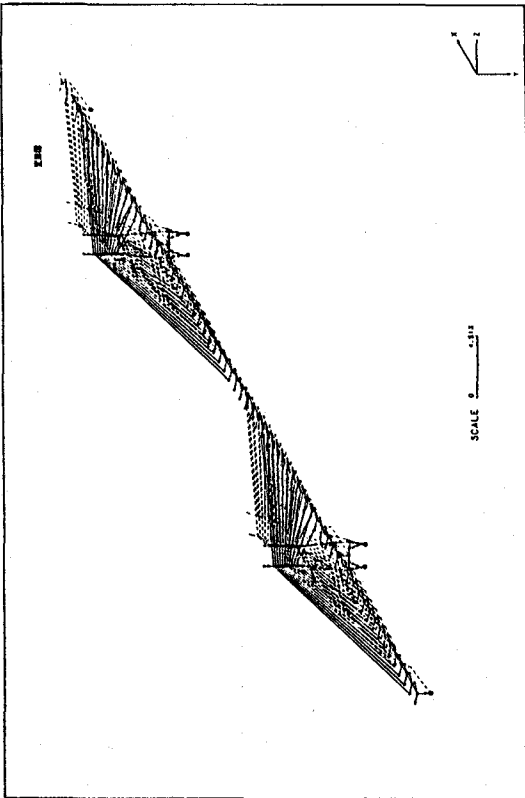
図-4 固有振動解析結果のプリンター出力例

EIGEN VECTOR

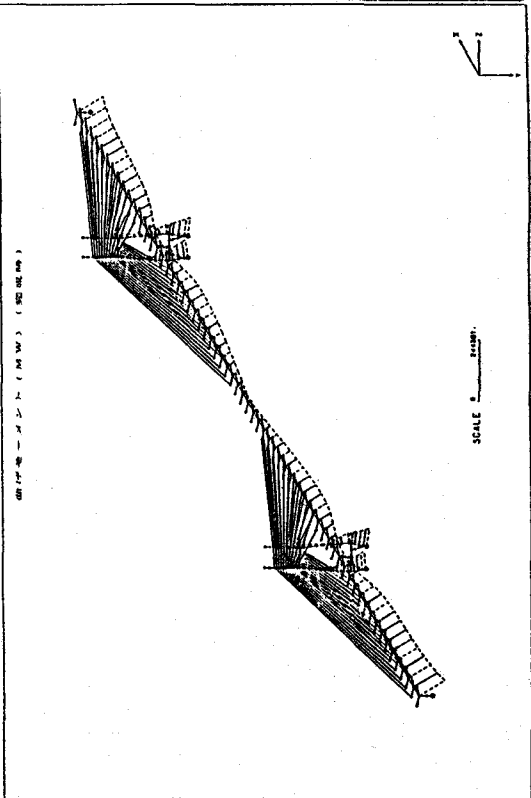
PERIOD & MODE	X	Y	Z	THX	THY	THZ
1101	891203	-001243	-000000	-000000	-000000	-003371
1102	891168	-001174	-000000	-000001	-000001	-002064
1103	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1104	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1105	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1106	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1107	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1108	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1109	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1110	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1111	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1112	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1113	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1114	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1115	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1116	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1117	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1118	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1119	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1120	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1121	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1122	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1123	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1124	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1125	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1126	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1127	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1128	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1129	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1130	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1131	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1132	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1133	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1134	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1135	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1136	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433
1137	892516	-003272	-000000	-000001	-000001	-001433

EFFECTIVE MASS () SHOWS SUMMATION IN PERCENT

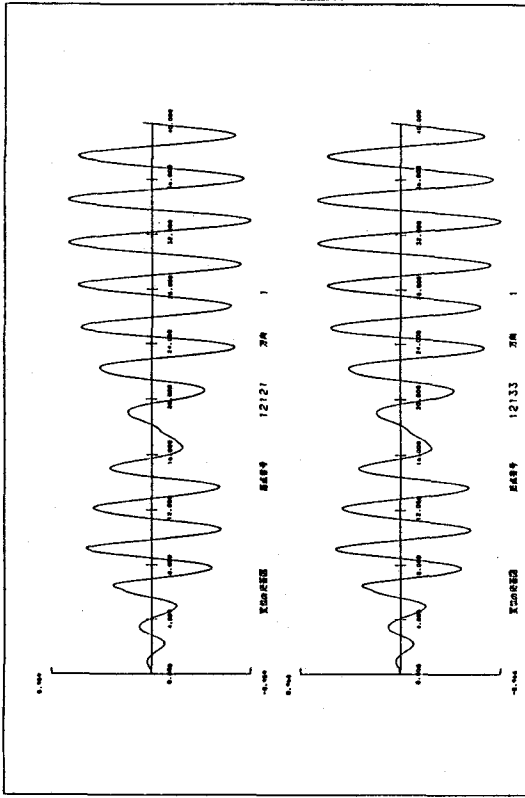
ORDER	X	Y	Z	THX	THY	THZ
1	3472.120	0.034	0.000	(0.000)	(0.000)	(1.031)
2	(93.439)	(0.011)	(0.000)	(0.000)	(0.000)	(1.481)
3	(93.439)	(0.011)	(0.000)	(0.000)	(0.000)	(1.481)
4	(93.440)	(13.130)	(35.782)	(0.000)	(0.000)	(2.073)
5	(93.440)	(13.130)	(35.782)	(0.000)	(0.000)	(2.073)
6	(93.443)	(13.271)	(35.989)	(0.000)	(0.000)	(2.821)
7	(94.443)	(13.271)	(35.989)	(0.000)	(0.000)	(2.821)
8	(94.443)	(13.271)	(35.989)	(0.000)	(0.000)	(2.821)
9	(94.443)	(13.271)	(35.989)	(0.000)	(0.000)	(2.821)
10	(94.443)	(13.271)	(35.989)	(0.000)	(0.000)	(2.821)
11	(94.443)	(13.271)	(35.989)	(0.000)	(0.000)	(2.821)
12	(94.443)	(13.271)	(35.989)	(0.000)	(0.000)	(2.821)
13	(94.443)	(13.271)	(35.989)	(0.000)	(0.000)	(2.821)
14	(94.443)	(13.271)	(35.989)	(0.000)	(0.000)	(2.821)
15	(94.443)	(13.271)	(35.989)	(0.000)	(0.000)	(2.821)
16	(94.443)	(13.271)	(35.989)	(0.000)	(0.000)	(2.821)
17	(94.443)	(13.271)	(35.989)	(0.000)	(0.000)	(2.821)



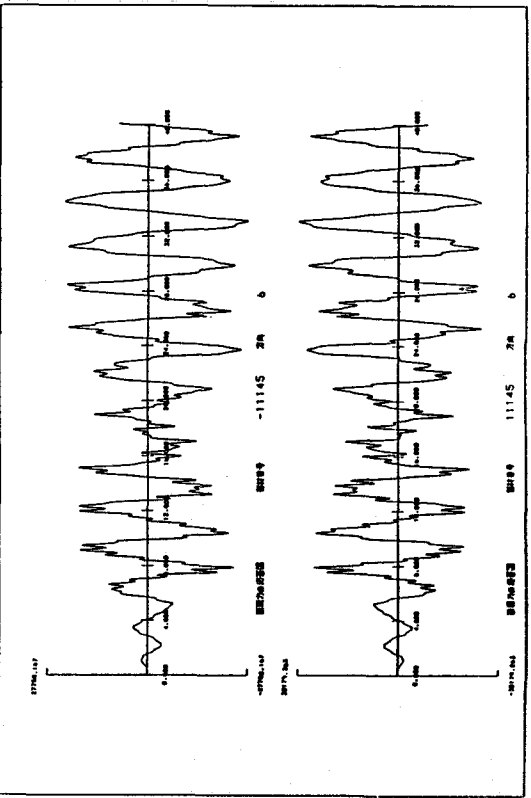
図一5 平均応答スペクトル解析による変位の最大分布図



図一6 平均応答スペクトル解析による断面力の最大分布図



図一7 時系列応答解析(モード重畳法)による変位の時系列応答



図一8 時系列応答解析(モード重畳法)による断面力の時系列応答

< D+L(EQ)+T+(SD+E) >

JYOGENZAI

		N (T)	MA (T+M)	MB (T+M)
MEMBER N = 101	N -MAX	-0.0	-0.0	47.2
	-MIN	-0.0	-0.0	255.3
	MA-MAX	-0.0	-0.0	82.5
	-MIN	-0.0	-0.0	154.1
	MB-MAX	-0.0	-0.0	272.2
	-MIN	-0.0	-0.0	-42.8
MEMBER N = 102	N -MAX	1096.5	63.7	-58.0
	-MIN	-2210.6	212.8	-25.1
	MA-MAX	-1958.3	272.2	-35.3
	-MIN	737.5	-42.8	-11.0
	MB-MAX	-1043.7	82.5	87.3
	-MIN	-1611.0	117.3	-125.7
MEMBER N = 103	N -MAX	1.9	-53.1	-163.5
	-MIN	-2810.2	-25.1	195.2
	MA-MAX	-1723.6	87.3	-55.1
	-MIN	-2295.2	-125.7	13.4
	MB-MAX	-2572.1	-34.2	241.4
	-MIN	-558.5	-13.5	-236.1
MEMBER N = 104	N -MAX	834.4	-163.5	-22.3
	-MIN	-3723.0	201.0	21.8
	MA-MAX	-3339.3	241.4	7.9
	-MIN	455.1	-241.4	22.8
	MB-MAX	-2156.8	-55.1	115.2
	-MIN	-2604.6	13.4	-91.0

図-9 D+L(EQ)+T+(SD+E)なる
荷重組合せの出力結果

< D+L(EQ)+EQ+T+(SD+E) >

JYOGENZAI

		N (T)	MA (T+M)	MB (T+M)
MEMBER N = 101	N -MAX	603.2	-0.0	47.2
	-MIN	-603.2	-0.0	255.3
	MA-MAX	-0.0	-0.0	82.5
	-MIN	-0.0	-0.0	154.1
	MB-MAX	-0.0	-0.0	272.2
	-MIN	-0.0	-0.0	-42.8
MEMBER N = 102	N -MAX	850.1	63.7	-58.0
	-MIN	-1489.2	212.8	-25.1
	MA-MAX	-782.6	272.2	-35.3
	-MIN	125.6	-42.8	-11.0
	MB-MAX	-521.7	82.5	87.3
	-MIN	-712.1	117.3	-125.7
MEMBER N = 103	N -MAX	312.5	-53.1	-163.5
	-MIN	-2004.2	-25.1	195.2
	MA-MAX	-978.1	87.3	-55.1
	-MIN	-1234.7	-125.7	13.4
	MB-MAX	-1342.5	-34.2	241.4
	-MIN	-594.5	-13.5	-236.1
MEMBER N = 104	N -MAX	653.2	-163.5	-22.3
	-MIN	-2532.2	201.0	21.8
	MA-MAX	-1486.5	241.4	7.9
	-MIN	-405.7	-241.4	22.8
	MB-MAX	-1050.3	-55.1	115.2
	-MIN	-1281.3	13.4	-91.0

図-10 断面力集計結果
(D+EQ+L(EQ)+T+(SD+E))

5. あとがき

本文は、著者らが開発した斜張橋の耐震設計支援システムについて報告したものである。最初にも述べたように、著者らのグループはすでに斜張橋の静的設計の支援システムと施工管理システムを開発しており、本耐震設計支援システムと連係されたことによって、斜張橋の静的・動的設計および施工管理のための一貫したシステムを構築できたものと思われる。なお、紙面の都合上、非線形地震応答解析の詳細は省略したが、これについては別の機会に報告する予定である。

最後に、本システムの開発にあたり、常に適切な御指導と御助言をいただいた、法政大学工学部・大地羊三教授に対し、心より感謝致します。

(参考文献)

- 1) 前田・内海・斉藤：斜張橋の設計支援システムと施工管理システム，第10回電算機利用に関するシンポジウム論文集，1985。
- 2) E.L.Wilson et al:A Replacement for the SRSS Method in Seismic Analysis,NAPRA 資料E L W - 2, 1981.
- 3) 山村・中垣：スペクトル法による特定地震の応答解析，橋梁と基礎，Vol.18, No.5,1984.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，耐震設計編，1980.
- 5) 本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説，1977.
- 6) 前田・林・前田：幾何学的非線形性を考慮した平面骨組構造物の動的応答計算法，土木学会論文報告集，No.249,1976.