

【システム解説】

斜張橋の耐震設計支援システム

Computer Aided Seismic Design System for Cable-Stayed Bridges

前田 研一*
Ken-ichi MAEDA

米田 昌弘**
Masahiro YONEDA

内海 靖***
Yasushi UCHIUMI

藤江 和久****
Kazuhisa FUJIE

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使用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、最近の解析理論や数値計算技法の進歩および大型計算機、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すでに報告^{1)~3)}している。

一方、斜張橋は吊橋に次いで適用スパン長の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・施工する上できわめて重要である。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、すでに開発した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ろう。

本文はこのような観点から、新たに開発した斜張橋の耐震設計支援システム⁴⁾について報告するものである。

2. 耐震設計法の概観と開発方針

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、応答スペクトル解析や時刻歴応答解析による詳細設計での最終的な動的安全性の照査が一般に実施されている。そこで、現状における耐震設計法を概観し開発方針を述べる。

(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、卓越した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

この計算手法は、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。最大応答の算出法については、従来は2乗和平均法(RMS法)が用いられる場合が多かったが、最近では周期の近い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(CQC法)⁵⁾に移行しつつある。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

この解析方法には、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時系列応答を計算するモード重畳法と、主に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解析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欠点がある。

以上、述べたように、現状における耐震設計法では、直接積分方法による時刻歴応答解析を除けば、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。それゆえ、最近ますます大型化、

*川田工業(株)技術本部中央研究室室長 **川田工業(株)技術本部中央研究室係長 ***川田工業(株)技術本部設計部長大橋課
****(株)システムエンジニアリング技術部技術二課

長大化する傾向にある斜張橋の耐震設計支援システムを開発するにあたっては、固有振動解析用の入出力データの省力化、簡素化を図るとともに、すでに作成されている静的設計・架設計算用プログラム (KASUS) と関係のとれた耐震計算用プログラムの開発を行い、図化機能も駆使して耐震設計における総合システム化を図った。

3. システムの概要と特色

今回開発した耐震設計支援システムのフローを図-1に示す。図-1から判るように、本システムは入力データ作成プログラム、固有振動解析プログラム、耐震計算プログラム、および、図化、編集プログラムの4つに大別できる。そこで、以下、これら各プログラムに着目し、その機能上の特色について述べる。

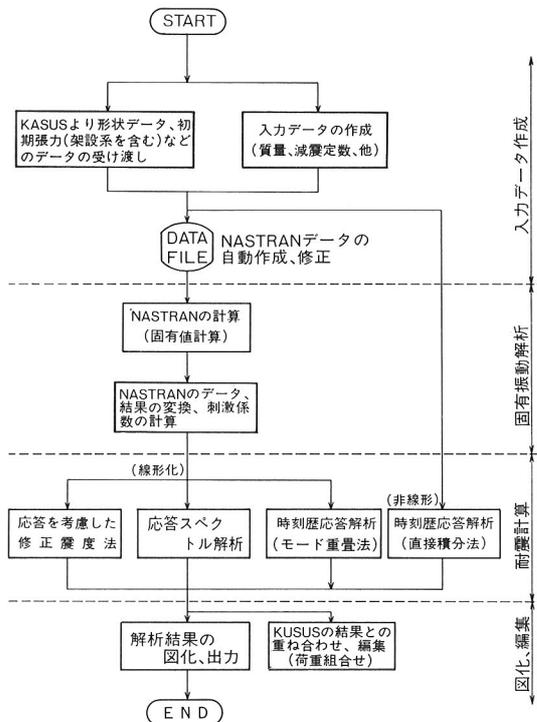


図-1 本システムのフロー

(1) 入力データ作成

- a) リナンバリング機能の応用により、ユーザーが任意の節点、部材番号を付けることが、立体解析では魚骨モデル、立体トラスモデルを対象として可能である。
- b) 斜張橋の構造特有の規則性を利用し、座標、部材データ等の省力化を始め、入力データ作成にあたり種々の自動化を図っている。
- c) 形状決定計算で、完成時の形状で所要のプレストレスを含む張力となる条件を満足する各部材の無応力形状、無応力長データが容易に得られ、受け渡される。

- d) 架設系における支点、ヒンジ等の追加、除去および節点、部材の除去等が容易に行え、非線形性を考慮した静的平衡状態でのデータが受け渡される。
- e) カードイメージでNASTRANデータを自動作成しているため、このデータを直接修正することにより、次の固有振動解析を実行できる。

(2) 固有振動解析

(1)で作成されたデータを用いて、平面骨組や立体骨組の固有振動解析を実施できる。また、固有振動解析には、NASTRANを用いているので、無限に近い自由度の解析が基本的には可能であるが、本システムでは、若干の工学的判断を加味して表-1に示すような範囲内の解析に対処できるようになっている。

表-1 容量の制限

節点数	2,000	支点数	1,000
部材数	5,000	モード次数	200

さらに、NASTRANの入力データおよび計算結果の出力ファイルを用いて、入出力結果を並びかえて明確かつ簡明にするとともに、後に続く耐震計算の便を考え、刺激係数や有効質量も計算している。なお、固有振動解析の数値計算法は、インバース・パワー法である。

(3) 耐震計算

a) 応答を考慮した修正震度法

(2)で求められた固有周期を使用して、設計震度を決定する。そして、物体の重量にこの設計震度を乗じた値を荷重強度として静解析を行い、変位、断面力を求めることができる。

b) 応答スペクトル解析

(2)で求められた固有振動数、固有振動モード、刺激係数を使用し、さらに、平均応答スペクトル(道路公団⁴⁾や本四公団⁵⁾など)を利用して最大の応答変位、断面力を求めることができる。

なお、各モードごとの応答から最大値を求める方法として、次の2つの手法が適用できる。

① 2乗和平均法 (RMS法)

$$x_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n x_i^2} \dots\dots\dots(1)$$

ただし、 x_{max} は最大応答値、 x_i は*i*次モードの応答値、*n*は使用モード次数である。

② 完全2次結合法 (CQC法)

$$x_{max}^2 = [x_1 \dots x_n] \begin{bmatrix} \rho_{11} & \dots & \rho_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \rho_{n1} & \dots & \rho_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ \vdots \\ x_n \end{bmatrix} \dots\dots\dots(2)$$

ただし、 ρ_{ij} は、

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

であり、 h_i は*i*次モードの減衰定数、 S は ω_i と ω_j をそれぞれ*i*次、*j*次モードの固有円振動数とすると、 $S = \omega_i / \omega_j$ で表わされる諸量である。

c) 時刻歴応答解析 (モード重畳法)

(2)で求められた固有振動数、固有振動モード、刺激係数を使用して、一般化座標に変換された運動方程式を解けば、時間ステップごとの応答値は次式で求めることが

$$x_{it} = \sum_{j=1}^n x_{ij} \cdot q_{jt} \dots\dots\dots(3)$$

できる。ここで、 x_{it} は時間*t*の*i*節点の変位、 x_{ij} は*i*節点の*j*次モードの固有振動モード、 q_{jt} は時間*t*における*j*次モードの一般化座標である。この式からわかるように、*i*節点の応答を計算するには*i*節点の固有振モードのみを使用すれば良い。それゆえ、膨大な応答計算に対処できるように、必要な節点の応答のみを計算できるように工夫している。なお、数値積分の手法として、ルンゲ・クッタ・ギル法とニュー・マークのβ法が適用できる。

d) 時刻歴応答解析 (直接積分法)

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測される。それゆえ、本システムでは、直接積分法⁸⁾により、この非線形効果を考慮した解析計算を実施できる機能も有している。

(4) 図化, 編集

(2), (3)の解析で作成されたファイルを使用して、種々のプリンター出力はもちろんのこと、骨組図、モード図、最大応答変位図、最大応答断面力図、時刻歴応答図などを描画できる。ここで、

時刻歴応答図以外は、任意の描画座標系を指定することができ、また、主桁とタワーのみを描画する場合などにも対処できるように、任意の描画部材を指定することもできる。

さらに、本システムで得られた地震応答解析結果と既にデータファイルに保存されているKASUSの静的解析結果とを、適切な荷重組合せに対応して重ね合せ、編集することができ、また、その断面力表も出力される。

4. 仮想適用例

(1) 完成系での耐震検討

本システムを長大斜張橋モデルの完成系での耐震検討に仮想適用した結果について説明する。この構造モデルは、立体骨組構造で節点数344、部材数511であり、計算結果を図2～6に示す。まず、図-2は、固有振動解析の結果得られた固有振動モード図の一例であり、図-3は、各次の刺激係数の出力である。なお、図中にも刺激係数の値を付記してある。また、図-4は、平均応答スペクトル解析に対する断面力の最大値の分布図である。同様に、変位の最大値の分布図も描画できるが、ここでは、省略している。さらに、図-5、6はそれぞれモード重畳法による時刻歴応答解析に対する入力地震波、変位の応答図である。なお、参考のためにコンピュータ (UNIVAC 2,200) を使用して、本モデルに適用した場合の所要演算時間を表-2に示す。

表-2 所要演算時間

	CPU	I/O	備考
固有値計算	2時間42分	3時間2分	モード次数81 有効質量 98.7%
応答スペクトル	16分	22分	RMS法
	31分	22分	CQC法
時刻歴応答(モード)	1時間42分	3時間10分	時間ステップ4,000, 着目点22

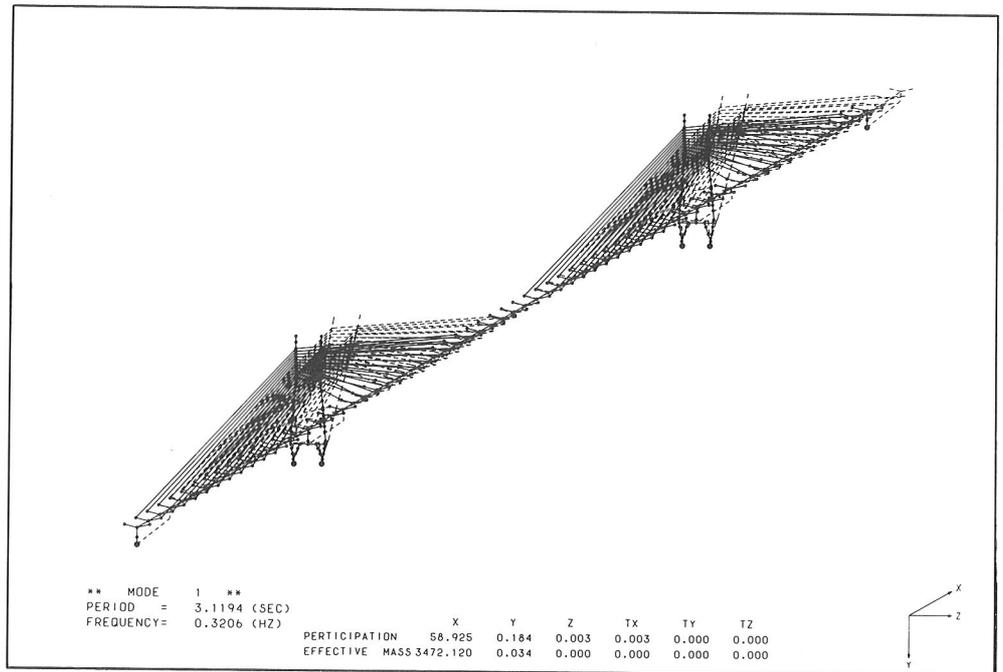


図-2 振動モード図

MODAL PARTICIPATION FACTOR

ORDER	X	Y	Z	THX	THY	THZ
1	58.925	.184	.000	.001	.000	.000
2	.000	.000	36.454	29.291	.000	.000
3	-.182	22.087	-.007	-.008	.000	.000
4	.001	.002	-17.774	22.881	.000	.000
5	.000	-.002	18.961	-33.108	.000	.000
6	6.166	-2.291	.001	-.006	.000	.000
7	.001	-.014	1.673	-252.897	.000	.000
8	-.003	.001	-2.818	-18.595	.000	.000
9	.024	-31.877	-.022	.408	.000	.000
10	-.003	.027	-35.187	-48.224	.000	.000
11	-.001	.005	-.407	9.573	.000	.000
12	2.212	1.330	-.005	.057	.000	.000
13	.352	9.616	-.068	4.301	.000	.000
14	.250	-.202	-1.565	72.303	.000	.000
15	.058	.414	-2.350	191.646	.000	.000

図-3 刺激係数の出力

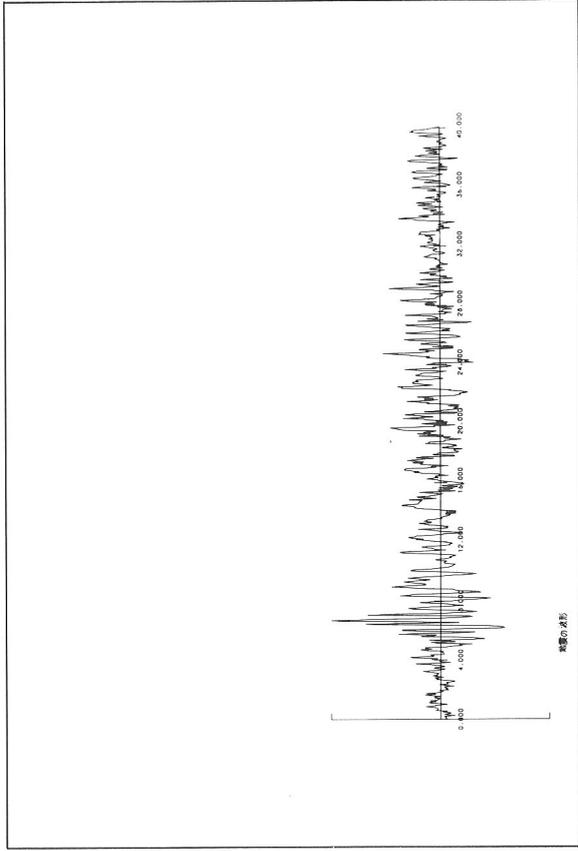


図-5 入力地震波

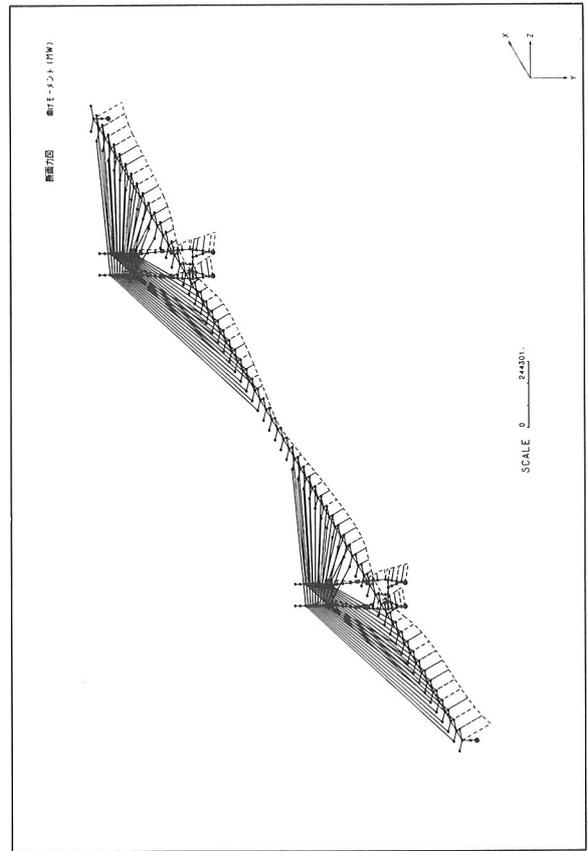


図-4 最大モーメント図

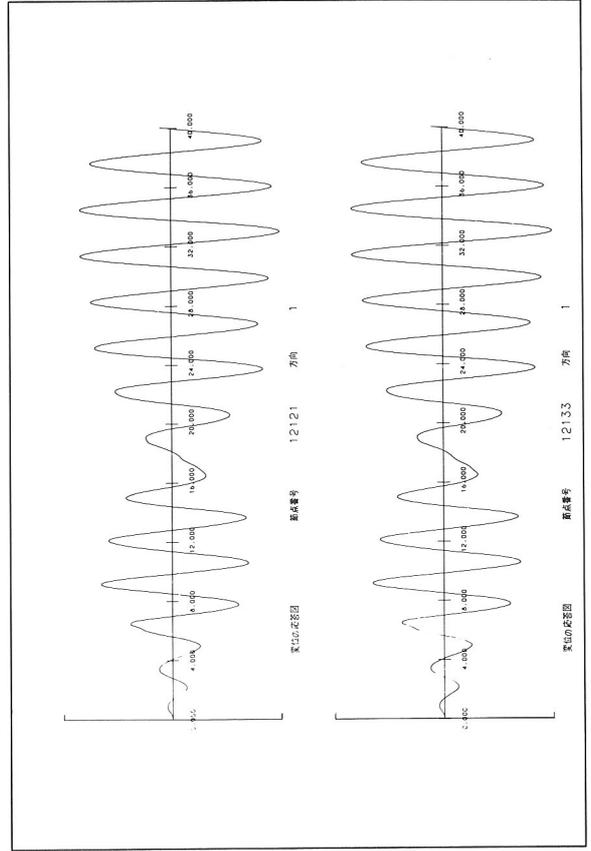


図-6 変位の応答図

(2) 架設時耐震検討

前出モデルのある架設系における平衡状態を基準に、本システムを架設時耐震検討に仮想適用した結果の一部を図-7に示す。ただし、応答スペクトル解析、時刻歴応答解析は完成系と同様であるので、ここでは省略して、固有振動解析結果の一例のみを示した。

この図は、右側の部分構造に関して得られた、橋軸方法1次固有振動モード図である。

なお、所要演算時間は、モード次数35次（有効質量96.4%）で、CPU 53分、I/O 53分であった。

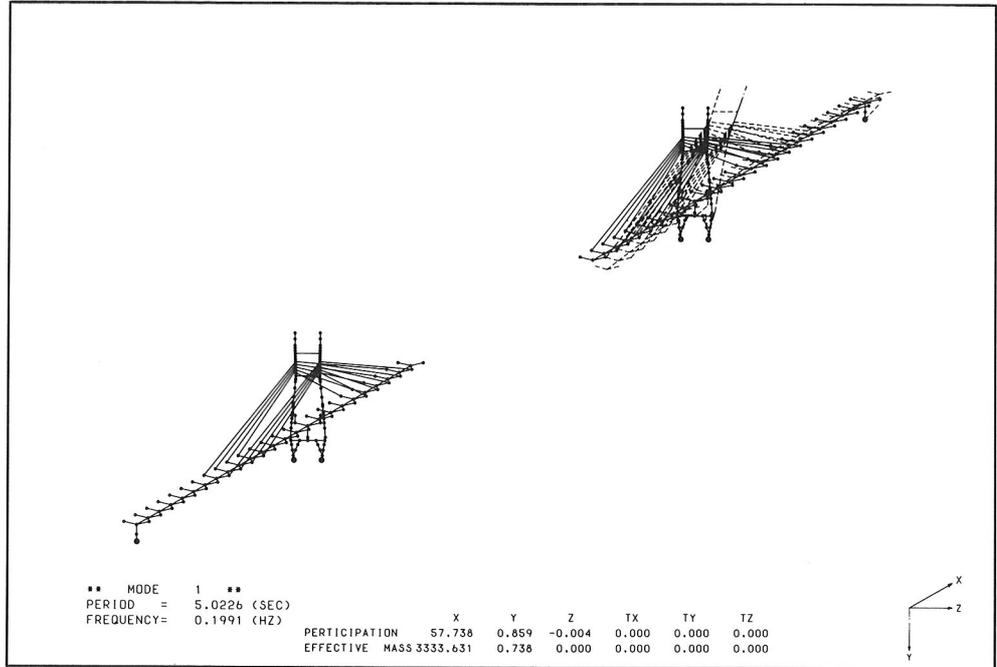


図-7 架設系の振動モード図

(3) 設計断面力集計（静+動的荷重組合せ）

同様のモデルについて、図-8は事前に計算しておいたD+L (EQ)+T+(SD+E)なる静解析の出力結果を、また、図-9はこの結果に耐震計算結果を重ね合せた断面力集計D+L (EQ)+EQ+T+(SD+E)を表している。

ここに示した仮想適用結果からは、本システムを適用することにより得られる成果品が、そのまま設計図書に使用し得るものであることを確かめられたとしてもよいと思われる。前・後処理プログラムも十分に整備されており、効率的かつ信頼性の高い検討を行えるといえよう。

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

JYOGENZAI

MEMBER	N	MA (T*M)	MB (T*M)
M = 101	-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
M = 102	-MAX 1096.5	63.7	-58.0
	-MIN -2210.6	212.8	-25.1
	MA-MAX -1958.3	272.2	-35.3
	-MIN 757.5	-42.8	-11.0
	MB-MAX -1043.7	82.5	87.3
	-MIN -1611.0	117.3	-125.7
M = 103	-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
M = 104	-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
M = 105	-MAX -6.7	-22.1	-214.6
	-MIN -4235.2	25.3	120.4
	MA-MAX -2751.4	115.2	-92.6
	-MIN -3241.1	-91.0	-46.9
	MB-MAX -4021.7	-48.4	184.2
	-MIN -853.1	22.8	-274.3

図-8 静的荷重組合せでの断面力表の出力例 (D+L(EQ)+T+(SD+E))

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

JYOGENZAI

MEMBER	N	MA (T*M)	MB (T*M)
M = 101	-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
M = 102	-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
M = 103	-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
M = 104	-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
M = 105	-MAX 215.2	-22.1	-214.6
	-MIN -2758.5	25.3	120.4
	MA-MAX -1435.7	115.2	-92.6
	-MIN -1734.2	-91.0	-46.9
	MB-MAX -2067.1	-48.4	184.2
	-MIN -893.3	22.8	-274.3

図-9 静+動的荷重組合せでの断面力表の出力例 (D+L(EQ)+EQ+T+(SD+E))

5. あとがき

最初にも述べたように、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既に開発して多くの実績をあげているが、本システムと連係させることにより、斜張橋の静的・動的設計および施工管理に対して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、非線形地震動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。また、斜張橋の長大化に伴い、入力地震動が位相差を有する場合の耐震検討も重要になりつつあるが、これについては、今後の検討課題としたい。

参考文献

- 1) 野村・中崎・前田・内海：ケーブル橋梁構造（吊橋・斜張橋）の設計，架設計算プログラム，川田技報，Vol.3, 1983.
- 2) 野村・前田・中崎・斉藤・内海：吊橋・斜張橋の設計架設計算プログラムシステム—KASUS—，橋梁，Vol.5 1985～9回連載.
- 3) 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，土木学会第10回電算機利用に関するシンポジウム論文集，1985.
- 4) 前田・米田・内海・藤江：斜張橋の耐震設計支援システム，土木学会第12回電算機利用に関するシンポジウム論文集，1987.
- 5) 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.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V. 耐震設計編，1980.
- 7) 本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解析，1977.
- 8) 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.