

主桁支持方式の異なる斜張橋の地震応答解析

AN EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS OF CABLE-STAYED BRIDGES WITH VARIOUS TYPES OF ANCHORAGE

水田洋司* 大塚久哲** 園田佳巨***

By Yoji MIZUTA, Hisanori OHTSUKA and Yoshimi SONODA

Cable-stayed bridges can be classified by the degree of anchoring : the self, fully, and partially anchored system . Gimsing and Gilsanz had a comparizon of the structural efficiencies of the different kinds of bridges : (1) fully, self, and partially anchored cable-stayed bridges ; (2) fully and self anchor suspension bridges . Reported herein is a comparison of the dynamic characteristics of the different kinds of cable-stayed bridges : self, fully, and partially anchored semiharp-type cable-stayed bridge . The differences in earthquake response were especially taken into account . According to numerical computations, partially anchored cable-stayed bridges were found to be the most efficient for earthquake response .

1. まえがき

斜張橋の主桁支持方式には、自定式、完定式、部定式の3方式があるが、既設の斜張橋のほとんどは自定式である。部定式、完定式の斜張橋は Gimsing⁽¹⁾ により提唱され、部定式が経済的に有利であることが示されている。また、Gilsanz⁽²⁾ や大塚ら⁽³⁾⁽⁴⁾ は、長大斜張橋に有利で経済的な支持方式は部定式であることを、静力学的な面から指摘した。

本研究では、主桁支持方式の異なる斜張橋の動特性を明らかにし、長大斜張橋に有利な主桁支持方式を動特性の面から検討した。まず、固有値解を用いて計算した静的変形の収束性から動的応答解析に用いるモード次数を決定し、地震波が支点へ同時入力した時の動的応答を応答スペクトルによる最大応答、時刻歴応答の形で求めた。それらの応答から主桁支持方式の異なる斜張橋の動特性を検討し、動的応答の最大値を求める方法についても検討している。次に、地震波が支点へ同時入力した時の動的応答と位相差を持って入力した時の動的応答を比較し、位相差の及ぼす影響を調べた。最後に、各支持方式の最大応答、時刻歴応答の比

* 工博 八代工業高等専門学校助教授 土木建築工学科 (〒 866 八代市平山新町 2627)
 ** 工博 九州大学助教授 工学部土木工学科 (〒 812 福岡市東区箱崎 6-10-1)
 *** 九州大学大学院生 工学部土木工学科 (〒 812 福岡市東区箱崎 6-10-1)

較を通して動力的側面から考えた場合の最適な斜張橋の主桁支持方式を指摘している。但し、本論文で扱う斜張橋は離散化した2次元構造物⁽⁵⁾である。

2. 解析モデルの概要

解析モデルは10段マルチケーブルのセミハープ型斜張橋であり、この斜張橋を図-1に示す2次元要素を用いて離散化し、主桁を50要素、塔を16要素、ケーブル1本を1要素としてモデル化している。斜張橋の支

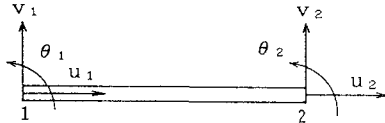


図-1 2次元要素

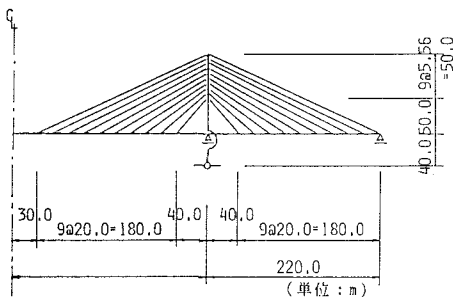


図-2 自定式斜張橋

表-1 斜張橋の断面諸元

主径間長 (m)	250	500	750	1000
主桁断面積 (m ²)	0.571	0.994	0.7	1.0
I (m ⁴)	0.9414	2.90	12.0	20.0
縁距離 (m)	1.55	1.6	3.5	5.0
塔頂部断面積 (m ²)	0.442	0.968	1.3	1.5
塔基部断面積 (m ²)	0.487	1.392	1.7	2.0
I (m ⁴)	0.352	1.518	4.3	7.0
縁距離 (m)	0.544	2.284	6.2	10.0
I (m ⁴)	1.5	2.0	3.5	5.0
ケーブル断面積 (m ²)				
上中段 (1~4本)	0.0106	0.046	0.083	0.12
中段 (5~8本)	0.0072	0.038	0.069	0.10
下段 (9~10本)	0.0045	0.030	0.055	0.08

(但し、I：断面2次モーメント)

持方式は自定式、完定式、部定式A（伸縮継手での曲げ剛性 $k=0$ ）、部定式B（ $k=\infty$ ）の4種類である。それぞれの斜張橋について、主径間長を250m、500m、750m、1000mと変化させて動特性を検討している。境界条件を考慮し

た後のモデルの自由度数は主桁支持方式によって異なり、自定式：232、完定式：234、部定式A：238、部定式B：240である。図-2には主径間長500mの自定式斜張橋の一般図を示している。他の形式、他の主径間長の斜張橋もこれに相似な形とした。表-1には斜張橋の断面諸元を示している。

3. 固有値解析の結果と使用モード数

ケーブル剛性は初期張力によって大きく影響されるが、主桁、塔の剛性に比較すればその剛性変化は小さいため、ケーブル初期張力による固有振動数、固有モードの変化も小さいと考えられる。また、数値計算からも初期張力の固有値解に及ぼす影響は小さいことが判明した。表-2に、主径間長500mの自定式において、初期張力を考慮した場合と無視した場合の固有振動数の比較を示している。

表-2 初期張力の固有振動数(Hz)への影響

次数	初期張力考慮	初期張力無視
1	0.2974	0.2872
2	0.3100	0.3022
3	0.5822	0.5793
4	0.9063	0.9043
5	1.1010	1.1000
6	1.1310	1.1300
7	1.3110	1.3100
8	1.3990	1.3990
9	1.6600	1.6600
10	1.9100	1.9093

この時、ケーブルの初期張力は、死荷重による桁のたわみを零にする大きさである。本論文では、初期張力を無視して固有値解析を行ない、その結果を使用している。表-3に固有振動数を示しており、紙面の都合上、各形式、各主径間長の5次までしか載せていない。例えば、主径間長500mの各形式の最高次の振動数は360.8Hzであり、各形式とも振動数は徐々に大きくなっている。固有振動数、固有モード共に、高次になるにつれて主桁支持方式による差は小さくなっている。また、図-3には主径間長500mの桁の1次固有モードを図示しているが、他の次数のモードも主桁支持方式間の差は類似の傾向を示す。このように、主桁支持方式の違いによる差は水平モードに大きく出ており、応答差は鉛直振動より水平振動に大きく現われると考えられる。

解析モデルは232~240の自由度を持つため、固有値解もその数だけ存在する。これらすべての固有値解

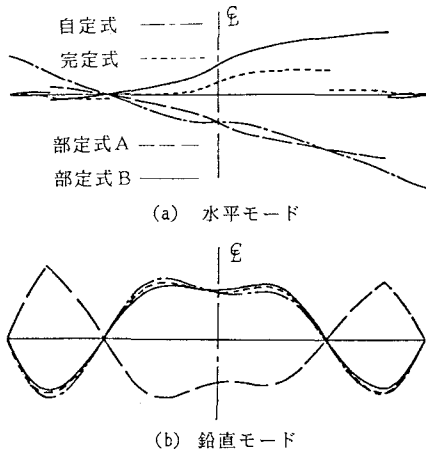


図-3 主径間長500m自定式の桁1次固有モード

表-3 固有振動数(Hz)の比較

主径間長	次数	自定式	完定式	部定式A	部定式B
250m	1	0.5557	0.5608	0.4388	0.5603
	2	0.7535	0.7530	0.5960	0.7509
	3	1.2130	1.2180	1.1070	1.2240
	4	1.6000	1.4870	1.4460	1.6000
	5	1.9300	1.7800	1.8070	1.9390
500m	1	0.2872	0.2901	0.2616	0.2891
	2	0.3022	0.3021	0.2726	0.3011
	3	0.5793	0.5946	0.5936	0.5952
	4	0.9043	0.8820	0.8996	0.9004
	5	1.1000	1.0780	1.0710	1.1190
750m	1	0.2016	0.2067	0.1826	0.2053
	2	0.2103	0.2102	0.1864	0.2096
	3	0.4004	0.4320	0.4324	0.4333
	4	0.6354	0.5756	0.6111	0.6135
	5	0.6401	0.7379	0.7411	0.7653
1000m	1	0.1407	0.1407	0.1267	0.1399
	2	0.1411	0.1435	0.1306	0.1433
	3	0.2949	0.3174	0.3178	0.3179
	4	0.4545	0.4313	0.4460	0.4460
	5	0.4993	0.5309	0.5434	0.5574

を用いて動的応答を求めることは、多くの場合、無駄である。主径間長500mの自定式斜張橋において、地震波が支点へ同時入力する時の刺激係数 β_i ($\beta_i = \phi^T M X_{s_i} / \phi^T M \phi_i$ 、 ϕ_i : i次固有モード、 ϕ^T : i次固有モードの転置、M: 質量マトリックス、 X_{s_i} : 地震波入力支点が単位量変位した時の他の点の変位)、静的たわみ、有効質量 ($m_i = (\phi^T M X_{s_i})^2 / \phi^T M \phi_i$) の割合を比較し、計算に必要な固有モードの個数を決定した。その結果は表-4に示すようであり、これより計算に使用するモードの次数は50次までとした。ま

表-4 使用モード数と主径間中央点のたわみ

使用モード数	固有振動数(Hz)	刺激係数(β)	0.1t/mを全載(cm)	1tを中央載荷(mm)	有効質量の割合(%)
1	0.2872	5.3820	1.833	0.3266	-
5	1.1000	21.1520	4.597	0.7609	47.9
10	1.9093	-10.0750	4.444	0.8157	65.8
15	2.6922	-0.0127	4.484	0.8270	67.2
20	4.0797	0.0078	4.427	0.8366	75.4
25	4.8542	-0.0777	4.439	0.8390	76.6
30	6.1340	-5.3263	4.430	0.8422	79.0
35	7.3955	-1.6896	4.434	0.8435	83.2
40	9.1513	-0.0056	4.434	0.8437	94.8
50	12.6431	0.0052	4.434	0.8443	95.8
100	49.1898	0.0000	4.434	0.8443	99.4
232	360.7704	0.0000	4.434	0.8443	100.0

(但し、刺激係数(β)の欄の値は使用モード数ではなく、そのモードに対する値である。)

た、荷重 P_i が作用する時の静的たわみ X_s は、固有振動数 ω_i 、 ϕ_i を用いて次式で求められる。

$$X_s = \sum_{i=1}^n (\phi_i \phi_i^T / \omega_i^2) P_i \quad (1)$$

ここに、nは計算に使用するモードの個数である。

4. 地震応答解析法

外力を受ける多自由度系の構造物の運動方程式は

$$M \ddot{X} + C \dot{X} + K X = P \quad (2)$$

と表される。ここに、C、Kはそれぞれ、減衰マトリックス、剛性マトリックス、 \ddot{X} 、 \dot{X} 、X、Pはそれぞれ、相対加速度ベクトル、相対速度ベクトル、相対変位ベクトル、外力ベクトルである。モード解析法によれば、変位Xは系のi次の固有モード ϕ_i 、一般化座標 q_i を用いて

$$X = \sum_{i=1}^n \phi_i q_i = \Phi^T q \quad (3)$$

と書き表せる。ここに、nは計算に用いるモードの個数、 Φ はモードマトリックスである。(2)式の前から Φ^T (Φ の転置マトリックス)を掛け、(3)式の関係を利用して(2)式を整理すると、次式のように表せる。

$$\Phi^T M \Phi \ddot{q} + \Phi^T C \Phi \dot{q} + \Phi^T K \Phi q = \Phi^T P \quad (4)$$

$$\text{ここで、 } \Phi^T M \Phi = I \quad (5a)$$

となるように固有モードを正規化すると、左辺第3項は

$$\Phi^T K \Phi = \omega^2 = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & 0 \\ & \omega_2^2 & \\ & & \ddots \\ 0 & & & \omega_n^2 \end{bmatrix} \quad (5b)$$

となる。また、減衰を比例減衰と仮定すると、左辺第2項は

$$\Phi^T C \Phi = 2h \omega = 2 \begin{bmatrix} h_1 \omega_1 & & & 0 \\ & h_2 \omega_2 & & \\ & & \ddots & \\ 0 & & & h_n \omega_n \end{bmatrix} \quad (5c)$$

のように表せる。従って、(4)式は

$$\ddot{\mathbf{q}} + 2h \omega \dot{\mathbf{q}} + \omega^2 \mathbf{q} = \Phi^T \mathbf{P} \quad (6)$$

と書換えられる。(6)式は連成のない式であり、 i 次の一般化座標に関する式は

$$\ddot{q}_i + 2h_i \omega_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = f_i \quad (7)$$

但し、 f_i は $\Phi^T \mathbf{P}$ ベクトルの i 番目の要素である。

時刻歴応答を求める場合には、逐次積分法を用いて、時間間隔ごとに(7)式を解いて求められ、Newmarkの β ($\beta=1/4$)法を用いると次式で計算される。

$$\dot{q}_{i,t} = \dot{q}_{i,t-1} + \Delta T (\ddot{q}_{i,t-1} + \ddot{q}_{i,t}) / 2 \quad (8a)$$

$$q_{i,t} = q_{i,t-1} + \Delta T \dot{q}_{i,t-1} + \Delta T^2 (\ddot{q}_{i,t-1} + \ddot{q}_{i,t}) / 4 \quad (8b)$$

ここに、 ΔT は時間間隔であり、添え字 t は時間を表わす。従って、時間 t での変位応答 \mathbf{X}_t は

$$\mathbf{X}_t = \sum_{i=1}^n \phi_i q_{i,t} \quad (9)$$

また、変位 \mathbf{X}_t が生じた時の曲げモーメント \mathbf{B}_t は、応力マトリックス \mathbf{S} を用いて、

$$\mathbf{B}_t = \mathbf{S} \mathbf{X}_t \quad (10)$$

で求めることが出来る。(9)式を(10)式に代入して整理すると

$$\begin{aligned} \mathbf{B}_t &= \mathbf{S} \phi_1 q_{1,t} + \mathbf{S} \phi_2 q_{2,t} + \cdots + \mathbf{S} \phi_n q_{n,t} \\ &= \sum_{i=1}^n \mathbf{Y}_i q_{i,t} \end{aligned} \quad (11)$$

ここに、

$$\mathbf{Y}_i = \mathbf{S} \phi_i \quad (12)$$

(12)式の \mathbf{Y}_i は i 次の曲げモーメントモードと考える事が出来る。従って、予め \mathbf{Y}_i を求めておけば、任意点のある時間での曲げモーメントも変位と同様に計算することが出来る。

4.1 地震波の同時入力

地震波 \ddot{z} が各支点から同一方向に同時に入力する場合の外力項は次式で表わすことが出来る。

$$\mathbf{P} = -\mathbf{M} \mathbf{X}_{s,t} \ddot{z} \quad (13)$$

ここに、 $\mathbf{X}_{s,t}$ は各支点が単位量変位した時の他の点の変位を表わすベクトルである。従って、(6)式は

$$\ddot{\mathbf{q}} + 2h \omega \dot{\mathbf{q}} + \omega^2 \mathbf{q} = \beta \ddot{z} \quad (14)$$

となる。ここに、 β は

$$\beta = -\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{X}_{s,t} \quad (15)$$

で表わされ、刺激係数(表-4参照)と呼ばれる。 i 次モードに関する式は

$$\ddot{q}_i + 2h_i \omega_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = \beta_i \ddot{z} \quad (16)$$

となり、時刻歴応答は(8a)、(8b)式を用いて上式を解けばよい。(2)式の最大応答は応答スペクトルで計算

出来、任意点jの最大応答は次式で求められる。

$$\text{絶対値和} \quad X_j = \sum_{i=1}^n |\phi_{ji} \beta_i S_v(T_i, h_i) / \omega_i| \quad (17)$$

$$\text{自乗和の平方根} \quad X_j = \sqrt{\sum_{i=1}^n \{\phi_{ji} \beta_i S_v(T_i, h_i) / \omega_i\}^2} \quad (18)$$

ここに、 ϕ_{ji} はi次モードのj点の値、 $S_v(T_i, h_i)$ は地震波 \ddot{z} の固有周期 T_i 、減衰定数 h_i のときの応答スペクトルであり、一般に(17)式は(18)式より大きな値を与える。

4.2 地震波の位相差入力

地震波 \ddot{z} が各支点で位相差を持って入力する場合の外力項は次式で表わされる。

$$P = -M (X_{s,11} \ddot{z}_1 + X_{s,12} \ddot{z}_2 + \dots + X_{s,1r} \ddot{z}_r + \dots) \quad (19)$$

ここに、 $X_{s,1r}$ はr支点が単位量変位したときの他の点の変位を表わす。 \ddot{z}_r は地震波 \ddot{z} のr支点での入力波形であり、他の支点の入力波とは位相差がある。この時の時刻歴応答は(6)式のPに(19)式を代入して(8a)、(8b)式で計算することが出来る。また、応答スペクトルによって最大応答を求める場合には

$$P = -M (X_{s,11} + X_{s,12} + \dots + X_{s,1r} + \dots) \ddot{z} \\ = -M X_{s,1} \ddot{z} \quad (20)$$

となり、同時入力の場合と同一の式となる。しかし、時刻歴応答を求める場合の外力項は(13)、(19)式で表わされるように異なるため、この時の応答は異なるであろう。

5. 数値計算

ここでは、同一地震波を各支点に同時入力、位相差を与えて入力した場合の動的応答を求めて、主桁支持方式の異なる斜張橋の動特性を調べ、最大応答を推定する方法についても比較検討した。地震波による加振は鉛直方向であり、各支点での位相差は地震波の伝播速度を仮定することによって与えている。それ故、同時入力時の波の伝播速度は ∞ である。応答はモード解析法で求めており、各モードの減衰定数(h_i)は主径間長400mクラスの鋼製斜張橋の平均的な値^{(6) (7) (8)} 0.02としている。数値計算には九州大学電子計算機センターのM382を使用し、倍精度で計算した。

5.1 地震波

外力として用いた地震波は、エルセントロ地震(1940年5月,N-S方向、最大加速度 319.48gal)、タフト地震(1952年7月,N-S方向、最大加速度 174.73gal)の加速度波形である。そのパワースペクトルによれば、エルセントロ地震波は0.5~3.0Hzに、タフト地震波は1.4Hz前後と2.8Hzに卓越周波数を持っており、それぞれ振動数成分が違う。図-4に示す様に速度応答スペクトルは、いずれも地震波の最大加速度を100galに直して求めた値であり、以後の計算には最大加速度を100galに換算した波を用いた。

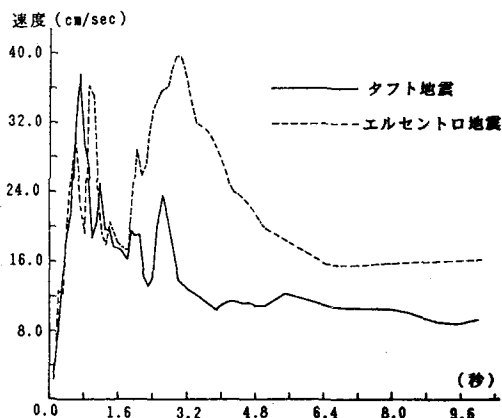


図-4 速度応答スペクトル $S_v(h=0.02)$

5.2 解析結果

まず、各支持方式の動特性を明確にするために、地震波が各支点へ同時入力する場合の最大応答を応答スペクトル、Newmarkの β 法で、時刻歴応答をNewmarkの β 法で求めた。次に、各支点へ入力する地震波がそれぞれ、位相差を持つ場合の動的応答を求めて、位相差の及ぼす影響を調べた。Newmarkの β 法による最大

応答は、各点の時刻歴応答の最大値を集めたものであり、作用外力に対する応答の正確な最大値と考えられるが、非常に多くの計算が必要となり、計算時間も長くなる。本論文では Newmark の β 法で求められた最大応答を基準値と考えている。また、エルセントロ地震、タフト地震が作用した時のそれぞれの応答の傾向は類似しているため、最大応答の算定法の比較ではタフト地震が作用した時の応答を図示し、その他はすべてエルセントロ地震が作用した時の応答を図示している。

(1) 同時入力

各支点到同一地震波が同時に作用する場合の斜張橋の最大応答を応答スペクトルによる絶対値和((17)式)、自乗和の平方根((18)式)、Newmark の β 法 ($\beta = 1/4$ 法, $\Delta T = 0.02$ 秒)で求めて、最大応答を求める各手法の妥当性を調べている。また、最大応答、時刻歴応答から斜張橋の動特性も検討している。

(I) 最大応答の算定法の比較

$L = 250$ mの斜張橋にタフト地震波を作用させた時の主桁鉛直変位の最大応答を応答スペクトルによる絶対値和、自乗和の平方根、Newmark の β 法で求めて、それぞれ図-5~図-7に示している。その結果、最大応答はいずれの支持方式においても、(自乗和の平方根) \leq (Newmark の β 法) \leq (絶対値和)となっている。図には、主桁鉛直変位のみを図示しているが、主

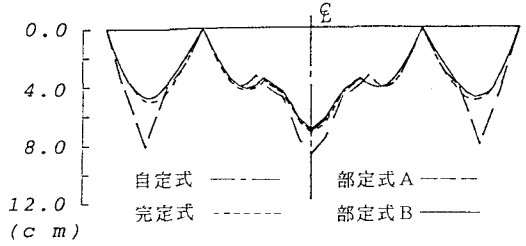


図-5 絶対値和

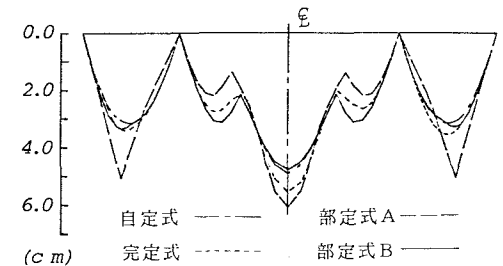


図-7 Newmark の β 法

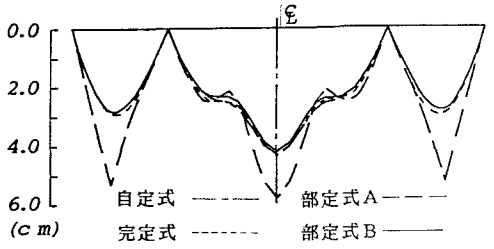
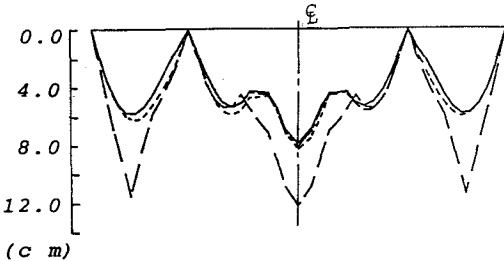
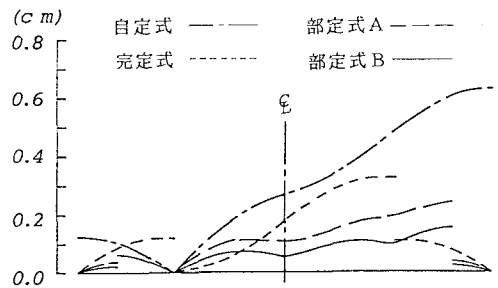


図-6 自乗和の平方根

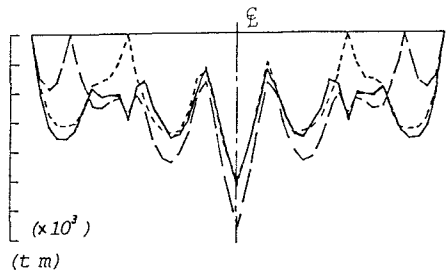


(a) 鉛直変位

図-8 桁の最大応答(L=250m)



(b) 水平変位



(c) 曲げモーメント

桁水平変位、塔水平変位についても同様の結果が得られた。従来、自乗和の平方根 (RMS法)は的確な最大応答算定法とされているが、ここでは基準値より小さい値を与える。これは、本論文で扱っている斜張橋が低次に近接固有振動数⁽⁹⁾を持つことと、その固有振動数が低次から高次まで徐々に大きくなっているため応答に寄与するモードの個数が、例えば静的たわみでは35個と多く、低次の数個の固有モードでは応答を的確に把握出来ないからであろう。応答の最大値で動特性を論ずる場合、最大

応答は Newmark の β 法で計算するのが適切であるが計算時間、計算コストの面から実用的でない。また、最大応答を基準値以下に求める方法より、大きく求める方法が安全性の面から好ましく、これ以後は絶対値和で最大応答を計算する。

(II) 最大応答の比較

主桁支持方式の異なる 4 種類の斜張橋について、主径間長を変えて動特性を検討した。エルセントロ地震波を橋軸方向に作用させた時の最大応答を応答スペクトルで計算し、絶対値和で求めた応答を図-8~図-9 に図示している。主桁支持方式の違いの影響は鉛直変位、曲げモーメントより桁の水平変位に大きく生じ、その変位量は部定式(A、B)、完定式、自定式の順に大きくなる。主径間が短い 250m、500m では鉛直変位、水平変位、曲げモーメント共に支持方式の影響が出てくるが、750m、1000m では鉛直変位、曲げモーメント応答の支持方式の違いによる差は小さくなる。但し、水平変位については主径間長が長くなる程、大きな差が生じている。紙面の都合上、主径間長 500m、750m については図示していない。

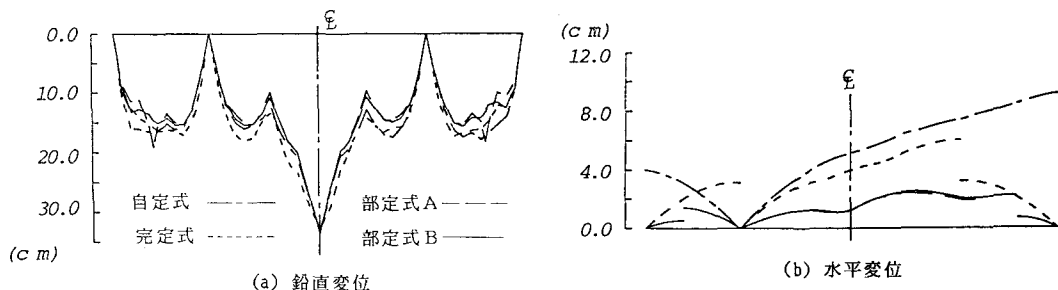


図-9 桁の最大応答(L=1000m)

(III) 時刻歴応答

主径間長 250m、1000m の斜張橋にエルセントロ地震波を作用させた時の部定式(A、B)の変位応答を図-10、11に図示している。図-10には、L=250m の主径間1/4点鉛直変位を、図-11には、L=1000m 主径間中央点水平変位を示している。部定式(A、B)は図-8(a)、図-9(b)に示すように最大応答は類似しているが、時刻歴応答は図-10、11のように異なる。また、最大応答の異なる自定式、完定式と部定式(A、B)の時刻歴応答が異なるのは言うまでもない。従って、応答性状を的確に把握するためには最大応答、時刻歴応答の両面からの検討が必要であろう。

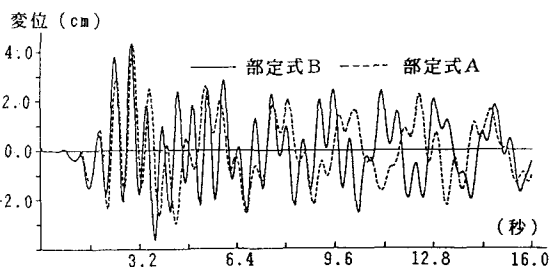


図-10 主径間1/4点鉛直変位応答(L=250m)

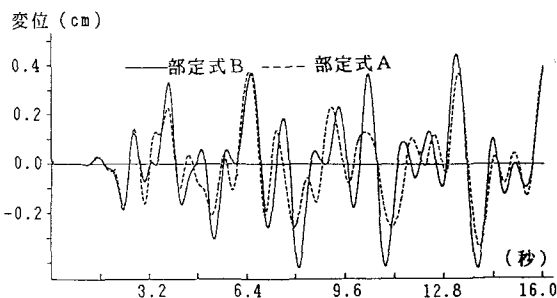


図-11 主径間中央点水平変位応答(L=1000m)

(2) 位相差入力

位相差入力時の時刻歴応答と最大応答を Newmark の β 法 ($\beta=1/4$ 、 $\Delta T=0.02$ 秒) で求めた。主径間長は250mと1000mであり、伝播速度 (v)⁽¹⁰⁾ は1.2 km/sec、2.4km/sec、4.8km/secである。また、Newmarkの β 法で求めた最大応答と同時入力させた時の応答スペクトルの絶対値和についても比較している。

(1) 主桁の時刻歴応答

L=250mでは、伝播速度が変化しても応答波形、振幅の変化は小さい。しかし、地震波が同時入力する場合と比較して位相差入力の場合は応答振幅、波形は全く異なっている。図-12には部定式(A、B)の主径間

1/4 点鉛直変位を図示している。L = 1000m では、地震波の伝播速度に依って、応答振幅は勿論、波形も全く異なる。伝播速度が遅くなるに従って振幅は大きくなり波形も簡単になっている。図-13には部定式(A、B)の中央点水平変位応答を示している。

(II)最大応答の比較

主桁鉛直変位：L = 250mの最大応答を図-14に図示している。この図より、伝播速度に無関係に部定式Aの変位が他の支持方式の変位より大きいことが判

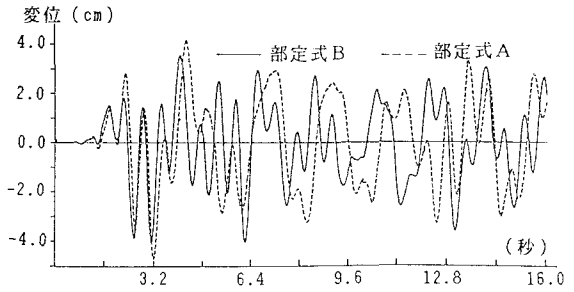


図-12 主径間1/4点鉛直変位応答(L=250m, v=1.2km/sec)

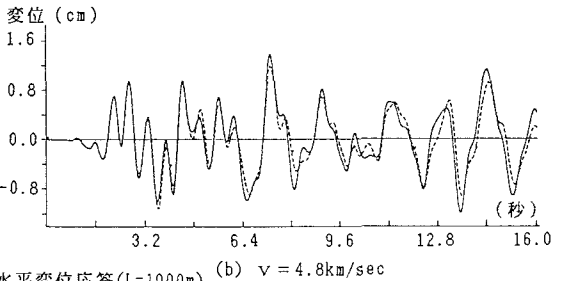
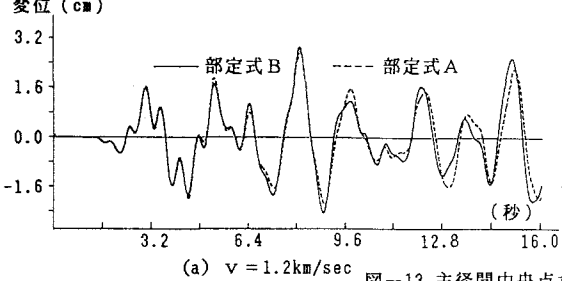


図-13 主径間中央点水平変位応答(L=1000m)

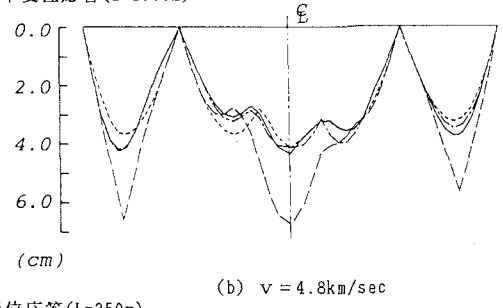
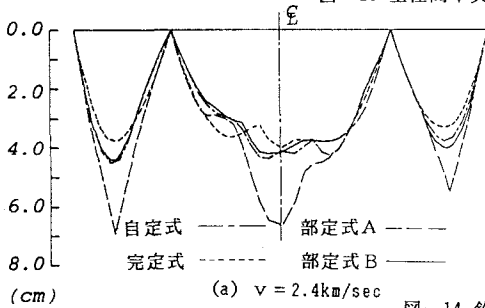


図-14 鉛直変位応答(L=250m)

る。位相差入力時の応答は同時入力時に比べて小さい。しかし、部定式Aの応答は入力位相差の有無に拘わらず同程度の大きさである。因に、伝播速度2.4、4.8km/secでは、部定式Aの応答は他の支持方式の1.5倍である。図-15にはL = 1000mの最大応答を示している。同時入力、伝播速度の異なる位相差入力時の最大応答は類似しており、各支持方式の差も顕著でない。従って、図-15には伝播速度2.4km/secのみの応答を示している。

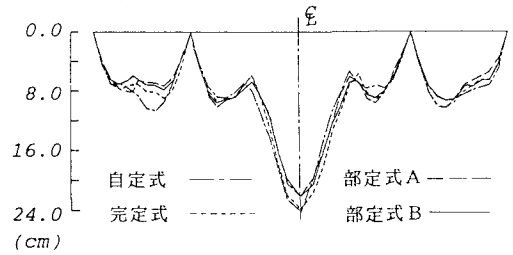


図-15 鉛直変位応答(L=1000m, v=2.4km/sec)

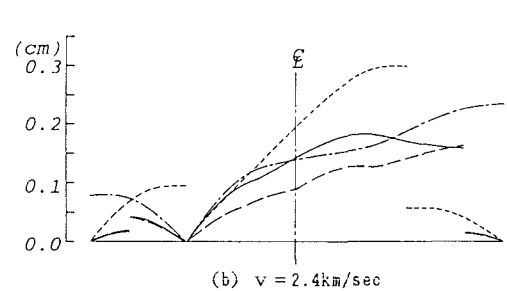
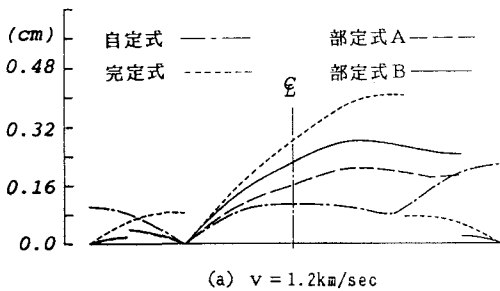


図-16 桁の水平変位(L=250m)

主桁水平変位：主径間長250mの最大応答を図-16に図示している。 $v = 1.2\text{km/sec}$ では、自定式の応答が最小、 $v = 2.4\text{km/sec}$ では各支持方式の応答は同程度である。 $v = 4.8\text{km/sec}$ では、同時入力の場合の応答形状に酷似しており、部定式A、Bは自定式、完定式の応答の1/3~1/2の大きさであるが、その値は4mm前後と小さい。 $L = 1000\text{m}$ の最大応答を図-17に図示しており、伝播速度が変化した時の各支持方式の応答の傾向は $L = 250\text{m}$ の場合と同じである。伝播速度が速くなる程、自定式の変位は大きくなり、完定式、部定式(A、B)の変位は小さくなっている。特に、部定式(A、B)は著しい。

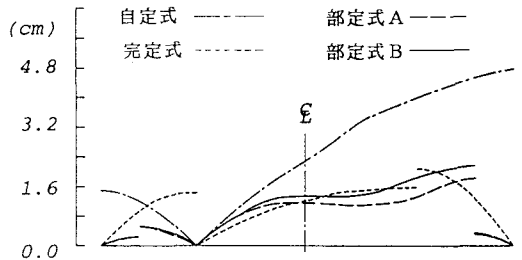


図-17 桁の水平変位($L=1000\text{m}$, $v=4.8\text{km/sec}$)

塔水平変位： $L = 250\text{m}$ の左塔の水平変位を図-18に示している。伝播速度に関係なく部定式Aの応答は他の支持方式の約1.5倍あり、

他の支持方式の水平変位の大きさは伝播速度に関係なく同程度である。図-19は $L = 1000\text{m}$ の左塔の水平変位である。 $v = 1.2\text{km/sec}$ の時、完定式の応答は他の支持方式の1.3倍の応答を示すが、他の伝播速度では支持方式の違いによる応答差は見られない。伝播速度が速くなるにつれ、最大変位が大きくなっている。

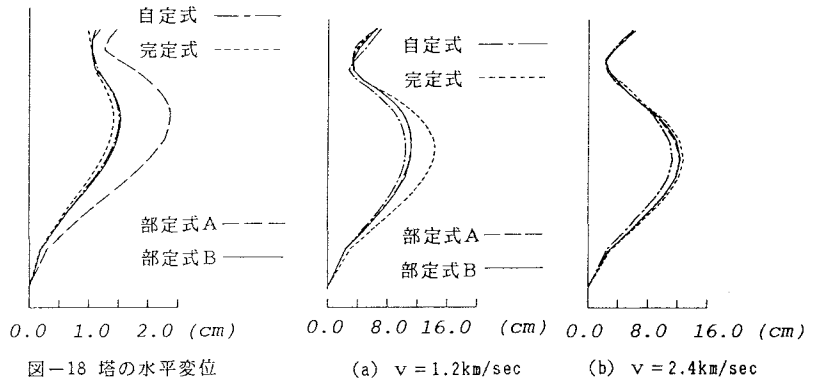


図-18 塔の水平変位

($L=250\text{m}$, $v=2.4\text{km/sec}$)

(a) $v = 1.2\text{km/sec}$

(b) $v = 2.4\text{km/sec}$

図-19 塔の水平変位($L=1000\text{m}$)

6. 結論

本研究で得られた結果を要約すると以下のようである。まず、斜張橋の動的応答の計算面では、次の様な点に注意する必要がある。

- (1) 斜張橋は低次モードから高次モードまで固有振動数が徐々に大きくなる為、応答計算に使用するモード個数の決定には十分に注意する必要がある。
- (2) 最大応答の算定には多くの方法⁽¹⁾⁽²⁾があるが、本論文で引用した斜張橋では計算量、応答の信頼性の面から応答スペクトルによる絶対値和が適当のようである。
- (3) 応答性状を的確に把握するには最大応答、時刻歴応答の両面から検討する必要がある。

次に、各支持方式の応答の比較より、下記の事が判明した。

- (4) 地震波が各支点に同時入力する場合、主径間長が250m、500mでは鉛直変位、曲げモーメント応答に支持方式の差が見られ、部定式Aの応答は他の支持方式の1.3倍である。750m、1000mでは、応答の支持方式による違いは小さくなっている。但し、水平変位については、主径間長が長くなる程、各方式とも変位量が大きくなる。全体を通して、部定式Bが他の支持方式より有利のようである。
- (5) 地震波が各支点で位相差を持って入力する場合、主径間長250mでは主桁鉛直変位、塔水平変位において部定式Aが、主桁水平変位において部定式Bが、他の支持方式より大きい応答を示す。主径間長1000mでは、桁の水平変位において伝播速度1.2、2.4、4.8km/secの時自定式が、塔の水平変位において伝播

速度1.2km/sec の時部定式Aが、他の支持方式より大きい応答を示す。主桁の鉛直方向最大変位は伝播速度に拘わらず各支持方式とも同程度であるが、時刻歴応答は伝播速度によって振幅、波形に大きな違いが見られる。

- (6) 本論文で扱った地震波の伝播速度 1.2、2.4、4.8km/sec程度の位相差入力による最大応答は、同時入力時の応答スペクトル（絶対値和）による最大応答で十分推定出来る。

以上の事より、主径間長250m~1000m の斜張橋にエルセントロ、タフト地震の加速度波を支点に同時入力、位相差入力した時の動的応答から判断する限り、主桁支持方式は部定式B（伸縮継手の曲げ剛性 $k = \infty$ ）の方が自定式、完定式、部定式A（ $k = 0$ ）より優れているようである。但し、本論文で検討した動的応答は2次元問題で地震波の鉛直方向加振を扱っており、一面から見た動的応答の検討しか出来ていない。今後、本論文で得られた結果を参考にして、斜張橋を3次元構造物として取り扱い、加振方向も鉛直方向の他に橋軸方向、橋軸直角方向加振について考え、更に非線形性を考慮した場合の応答から斜張橋の動特性を検討する予定である。

参考文献

- (1) Gimsing, N.J.: Cable Systems for Bridges, Proc. of 11th Congress of the IABSE, pp.727~732, Aug. 31-Sep.5, 1980, Austria.
- (2) Gilsanz, R.E. and Biggs, J.M.: Cable-Stayed Bridges: Degrees of Anchoring, Proc. of ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol.109, No.1, pp.200~220, January, 1983.
- (3) Ohtsuka, H., et al: Optimum Anchoring for Long Span Cable-Stayed Bridges, Proc. of JSCE, Struc. Eng./ Earthq. Eng., Vol.1, No.2, Japan Society of Civil Engineers, pp.201~209, Oct. 1984.
- (4) 大塚久哲、吉田武、太田俊昭、今井富士夫：主桁支持方式の異なる斜張橋の力学特性比較、構造工学論文集, Vol.31A, pp.351-360、1985年3月。
- (5) 宮本裕：斜張橋の地震応答特性に関する研究、土木学会論文報告集 第192号、pp51~57、1971年8月。
- (6) 土木学会関西支部：複合斜張橋の設計法に関する研究、昭和58、59年度共同研究グループワークショップ資料、pp.39-40。
- (7) 建設省土木研究所耐震研究室：名古屋港西大橋の地震応答解析による耐震性に関する調査報告、建設省土木研究所、pp10~11、昭和52年 3月。
- (8) 川島一彦：斜張橋の耐震設計、橋梁と基礎 85-8、pp.51-57。
- (9) 山田善一、竹宮宏和：不規則外力による多自由度系の応答解析とその長大吊橋タワーピア一系の耐震解析への応用、土木学会論文報告集 第163号、pp.17~27、1969年3月。
- (10) 小坪清真、原田讓二：各支点で異なる地震波をうける橋梁の応答解析、土木学会論文報告集 第175号、pp.39~48、1970年 3月。
- (11) 山村信道、中垣亮二：スペクトル法による特定地震の応答解析、橋梁と基礎 84-5、pp.28-36。

(1986年10月17日受付)