

土木研究所資料

斜張橋の耐震性に関する研究 —(その4) 支承部の摩擦に伴う斜張橋の減衰特性—

Seismic Design Procedure of Cable-Stayed Bridges
— Part 4. Damping Characteristics of Cable-Stayed Bridges
Associated with Energy Dissipation at Movable Bearing Supports —

昭和63年4月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright © 1988 by P.W.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は、一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

斜張橋の耐震性に関する研究

—(その4) 支承部の摩擦に伴う斜張橋の減衰特性—

耐震研究室 室長 川島一彦
 研究員 運上茂樹
 吾田洋一

要 旨

近年、長大スパンの斜張橋の採用事例が急増している。これは、斜張橋が従来の吊橋と連続桁橋の中間の特性を有し、吊橋のような巨大なアンカー基礎を必要とせず、軟質な地盤上に建設される長大橋として構造的に適しているとともに橋梁技術の進歩に伴い、長大スパン化が可能となったためである。しかしながら、斜張橋に対しては、従来震害経験がなく、また、強震観測等による動的特性の把握も十分でないのが実情である。既往の斜張橋の実橋振動実験結果によれば、固有振動数、固有振動モード形は、通常よく用いられている線形骨組モデルを用いた解析によりかなりよい精度で推定することが可能であるが、地震応答に大きな影響を及ぼす減衰特性については、設計上仮定している値よりも小さな値が得られる場合が多く未解明な点が多い。

本報告は、斜張橋の耐震設計法の開発を目的とし、可動支承部に作用する摩擦力が斜張橋の減衰特性に及ぼす影響を解析的に検討した結果をとりまとめたものである。

キーワード：斜張橋、耐震設計、減衰特性、支承、摩擦力

目 次

1. 概 要	1
2. 支承部における摩擦減衰を考慮した地震応答解析	5
2.1 摩擦力のモデル化	5
2.2 運動方程式の数値積分	9
2.3 1自由度モデルを用いた摩擦力のモデル化の妥当性の検討	10
2.4 自由振動に基づく減衰定数の決定方法	13
3. 自由振動に基づく斜張橋の減衰特性	15
3.1 解析対象及び解析ケース	15
3.2 解析結果	22
4. 支承部の吸収エネルギーに基づく減衰性の簡易評価法	28
4.1 摩擦力による吸収エネルギーに基づく減衰定数の算定方法	28
4.2 吸収エネルギーに基づく減衰定数の簡易評価法の適用性の検討	32
5. 結 論	37
参考文献	38
付属資料 —— 解析入力諸元及び振動モード値 ——	39

1. 概 要

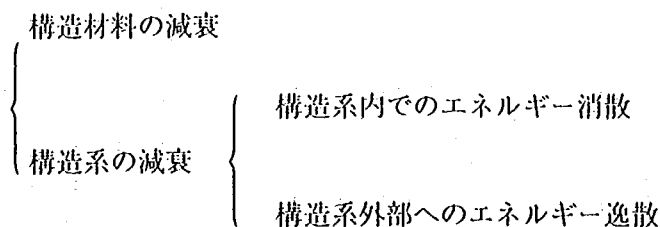
近年、大規模特殊事業関連の道路において、長大スパンの斜張橋が採用される事例が急増している。これは、斜張橋が軟質な地盤上に建設される中長大橋として構造的に適しているとともに橋梁技術の進歩に伴い、長大スパン化が可能となったためである。

斜張橋は、構造的に従来の吊橋と連続桁橋の中間の特性を有するものであり、構造的には、吊桁を主塔を介して張られた斜めケーブルで吊り、補剛するといういわゆる自定式構造であり、大きな水平力を下部構造に伝えることはなく、吊橋のような巨大なアンカー基礎を必要としないために軟弱地盤に建設されることが多くなっている。

しかしながら、斜張橋に対しては従来震害経験がなく、また強震観測等による動的特性の把握も十分でないのが実情であり、早急に斜張橋の動的特性を取り入れた耐震設計法の開発が必要とされている。

既往の斜張橋の実橋振動実験結果によれば、固有振動数、固有振動モードは、現在一般によく用いられている線形骨組モデルによる固有値解析結果とある程度よく一致しており、現有の手法により求めた固有振動数及び固有振動モードは、斜張橋の実際の固有振動特性をかなり良く表現していると考えられる¹⁾。しかしながら、減衰特性については、斜張橋に限られたことではないが、未解明な点が多い。すなわち、一般に動的解析に用いる減衰定数として、上部構造系に対しては、2%程度、下部構造系及び地盤に対しては5~20%程度の値が用いられる例が多いが、既往の微小振動時の実験実測事例によれば一般にこれよりもかなり小さな値が得られる場合が多い。表-1.1は既往の斜張橋で実施された振動実験から得られた対数減衰率を示したものである。これによれば、対数減衰率は鋼橋については、概ね0.02~0.08程度、PC橋については0.1~0.2程度となっており、通常耐震設計で用いられる減衰定数に直すと、鋼橋で0.3~1%、PC橋で1.5~3%程度が得られている。上部工の減衰定数は、下部工への作用力を含めて全体系の地震応答に最も大きな影響を及ぼすものでありながら、現在までに十分な検討が行なわれていない項目である。これは、橋梁の減衰特性には、材料、接合方法、支持方法、橋梁規模、振動形、空気抵抗の度合いなどの種々の要因が複雑に関係してくるため、橋梁の減衰特性の理論的取り扱い是个々の素因に限られ、構造物全体としての定量的評価は、振動実験結果の蓄積による以外は難しい現状にあるためである。

構造物の減衰性については、通常次のように大別して考えられている^{2),3)}。



構造材料の減衰とは、材料自身の内部摩擦によるものである。また、構造系内でのエネルギーの消散としては、継手部や支承部などにおける摩擦を、また構造系外部へのエネルギーの逸散としては、橋脚基礎を通して基礎地盤へのエネルギー逸散による他、空気抵抗による減衰などが挙げられる。また、斜張橋特有の減衰にシステムダンピングの存在が指摘されている。これは、ケーブルのサグの変化による非線形性⁴⁾、異な

表-1・1 斜張橋の対数減衰率¹⁾

橋 名		尾道大橋	豊里大橋	荒川大橋	かもめ大橋	末 広 大 橋	六 甲 大 橋	水 郷 大 橋	合 掌 大 橋	大和川橋梁	名港西大橋	松 ヶ 山 橋	小本川橋梁	豊 後 橋
架 設 年		1967	1970	1970	1975	1975	1977	1977	1979	1982	1985	1978	1979	1983
径間長(m)		85+215 +85	80.5+216 +80.5	60.3+160 +60.3	100+240 +100	110+250 +110	89.35+220 +89.35	178.85 +111.6	144+46 +144	149+355 +149	175+405 +175	96.6	45.65+85.0 +45.65	37.45 +37.45
ケーブルの 型 式		ファン形 (2面2段)	ファン形 (1面2段)	ハープ形 (1面2段)	マルチ形 (1面10段)	ファン形 (1面2段)	ファン形 (2面5段)	ハープ形 (1面3段)	ファン形 (2面3段)	ハープ形 (1面4段)	マルチ形 (2面12段)	ファン形 (2面4段)	ハープ形 (2面2段)	ハープ形 (2面3段)
塔 の 型 式		斜門傾柱	逆 V 形	独立1本柱	独立1本柱	独立1本柱	斜門傾柱	独立1本柱	立体ラーメン	独立1本柱	A 形	H 形	H 形	独立2本柱
補 剛 桁 の 型 式		I形2本主桁	逆台形箱桁	1箱桁 +2I桁	逆台形箱桁	逆台形箱桁	ト ラ ス	逆台形箱桁	2 箱 桁	逆台形箱桁	逆台形箱桁	P C 桁	P C 箱桁	P C中空 床版
曲 げ 振 動	1次	0.05		0.024	0.076	0.031		0.069	0.074	0.023	0.018		0.088	0.101
	2	0.045		0.034		0.018	0.206	0.037	0.082	0.031	0.018		0.079	0.048
	3		0.051	0.051	0.083	0.018	0.066	0.040	0.097		0.015			0.266
	4		0.087			0.015	0.094	0.064	0.106	0.030	0.015			0.043
	5				0.056	0.012		0.078						0.064
	6							0.063						
	7						0.081	0.083						
	平均	0.048	0.069	0.036	0.072	0.019	0.112	0.062	0.090	0.028	0.017		0.084	0.104
ね じ り 振 動	1次	0.035	0.071			0.016	0.067	0.058	0.038	0.012	0.020			0.076
	2	0.030	0.083			0.056		0.057						0.105
	3						0.084	0.106						0.079
	4							0.060						
	平均	0.033	0.077			0.036	0.076	0.070	0.038	0.012	0.020			0.087
橋 軸 方 向 直 角 振 動	1次										0.058	0.22	0.126	0.199
	2										0.016			
	3										0.010		0.170	
	4										0.005			
	平均										0.022	0.22	0.148	0.199
平 均		0.040	0.073	0.036	0.072	0.024	0.10	0.065	0.080	0.024	0.019	0.22	0.116	0.109

る周期を有するケーブルの弦としての横振動の干渉による減衰性によるものである。

減衰を物理的性質によって分類すると、表一 1.2 のようなものがある^{2),3)}。表一 1.2 の減衰の存在による自由減衰振動波形は、クーロン減衰による振幅の直線的減衰、及び粘性減衰または複素減衰による対数減衰率一定の指数曲線的減衰が代表的なものである。力学的判断をもって減衰力のモデル化、理論化がなされている場合にも解析上の制約を大きく受けて振動方程式が線形となる粘性減衰あるいはクーロン減衰として取り扱われる場合が多い。

表一 1・2 減衰の物理的性質による分類

減 衰	物 理 的 性 質
粘 性 減 衰	速度に比例し、速度と同位相 粘性の大きい流体中での低速度の運動が受ける抵抗力
空気抵抗による減衰	速度の 2 乗に比例し、速度と同位相 粘性の小さい流体中での高速度の運動が受ける抵抗力
複 素 減 衰	変位に比例し、速度と同位相 現象の説明からつけられた名でないため、物理的意味はない。
ヒステリシス減衰	変位の非線形関数 材料自身の内部摩擦力
ク ー ロ ン 減 衰	変位、速度に無関係で荷重に比例 乾いた接触平面間のすべり摩擦力
ス リ ッ プ 減 衰	変位、速度に無関係で荷重に逆比例 部材接触面における局所的なすべりの際に働く摩擦力

橋梁の減衰性には、このような多くの因子が関係し、また各因子が互いに完全独立な変数というわけではなく、各因子の全体への影響度を明らかにすることは困難であるため、減衰量を数値的に得るには、実際の橋梁での実測によらざるを得ない現状にある。

前述のように、一般に耐震設計を行なう場合の動的解析においては、上部工に対して 2 ～ 5 % 程度の減衰定数が仮定される場合が多いが、表一 1.1 に示すように既往の実橋実測事例によれば、一般にこれよりもかなり小さい値を示している。実測値は、微小振動振幅時の値を反映しており、地震時に推定される大振幅時には、さらにこれよりも大きな減衰定数が得られるとされているが、どのような条件でどの程度の増加を見込むことが可能なのかは十分な検討が行なわれていない項目である。

一方、摩擦力の影響は、道路橋示方書に示されるように下部構造に伝達される上部構造の慣性力を算出する時には、可動支承部の摩擦力を静的な作用力として考慮することとされているが、動的解析においては、その取り扱い及び計算の煩雑さもあり、計算上無視されるかあるいは等価な粘性減衰定数に置き換えて、上記の粘性減衰定数 2 ～ 5 % の中に、表一 1.2 に示すようなその他の減衰効果も含め、大まかな工学的判断をもって設定されている。しかし、今日では、解析手法の高精度化と数値計算技術の進歩に伴い、摩擦力に対する詳細な検討を行なうことが可能となり、その影響の程度によっては、今後摩擦力の影響を動的解析の中に取り入れていくことが必要と考えられる。

本報告は、斜張橋の耐震設計法の開発を目的として、斜張橋の減衰特性に着目し、その1つとして可動支承部に作用する摩擦力が斜張橋の減衰特性に及ぼす影響を解析的に検討した結果をとりまとめたものである。

2. 支承部における摩擦減衰を考慮した地震応答解析

2.1 摩擦力のモデル化⁵⁾

摩擦力は、面と面あるいは点と点というように、いろいろな接触の形態に生じる。これを以下の仮定を設けてクーロン型摩擦力でモデル化する。

- ① 摩擦力は接触圧が負（圧縮）の場合に、接触圧の絶対値に比例して作用する自己つりあい力である。
- ② 接触面が互いに相対運動をした場合に接触面に生じる摩擦力は、相手の接面に対する相対速度と反対方向に作用する。
- ③ 接触面が互いに相対運動をしていない場合に接触面に作用する摩擦力は、系に外部から作用する力に応じて最大の摩擦力と最小の摩擦力の間の任意の値をとる。
- ④ 摩擦力は接触面間の相対速度によらない。

斜張橋の支承部における *Coulomb* 摩擦の影響を考慮した解析を行う際に以上の仮定に次の修正を加えた。

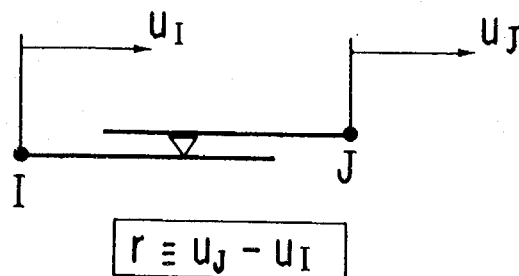
- ① 摩擦力は、接触圧が負（圧縮）、正（引張）双方の場合に、接触圧の絶対値に比例して作用する。これは、斜張橋が、橋軸方向に振動する場合、桁端の支承部に圧縮力及び引張力が作用するため、支承は、水平方向に可動、鉛直方向に固定する構造となっていることを考慮するためのものである。
- ② 接触圧は、簡単のために地震力の作用しない死荷重のみの状態における支承部の鉛直反力（一定値）とし、振動による接触圧の変化は考慮しない。

いま、このようなクーロン型摩擦力を図－2.1に示す座標系において、I および J の 2 点より成る力学系を用いて表示すれば、それぞれ I 点および J 点に作用する摩擦力 F_I^C および F_J^C は次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} F_I^C &= -F_J^C = \mu |N| \operatorname{sign}(\dot{r}) & \dot{r} \neq 0 \text{ の場合} \\ -\mu |N| < F_I^C &= -F_J^C < \mu |N| & \dot{r} = 0 \text{ の場合} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2-1)$$

ここで、 μ は摩擦係数、 N は接触圧、 r , $\dot{r}$ は I, J 間の相対変位および相対速度で、次式により定義する

$$r \equiv u_J - u_I, \quad \dot{r} \equiv \dot{u}_J - \dot{u}_I \dots\dots\dots (2-2)$$



図－2.1 座標系の定義

式(2-1)により定義した摩擦力を図示すると、図-2.2のように表わされる。ここで、図-2.2(a)は F_I^C , F_J^C と r の関係を示したものであり、図-2.2(b)は、 F_I^C , F_J^C と $\dot{r}$ の関係を示したものである。図-2.2(b)の表示には滑り量が直接現われてこないが、図-2.2(a)および(b)は本質的に同じ関係を示したものである。

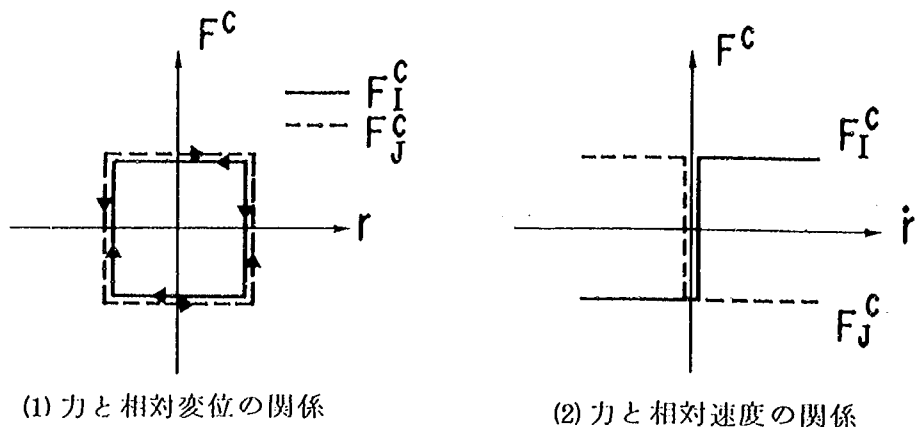


図-2.2 摩擦力の力学モデル

摩擦力は式(2-1)により動的解析に取り入れることができるが、図-2.2(a)および(b)のいずれの関係でも相対速度 $\dot{r}$ の符号が変化する際に摩擦力の急な変化が生じるため、このままの形で数値計算に用いることは実際的ではなく、積分時間間隔を十分細かくとる配慮が必要となる。

なお、摩擦力のモデル化に関して参考のために示すと、図-2.2の関係を図-2.3に示すように、相対速度 $\dot{r}$ もしくは相対変位 r が微小な区間で摩擦力が線形に変化するようにモデル化する方法がある。ここでは、仮に図-2.3(a)のモデルを変位制御モデル、図-2.3(b)のモデルを速度制御モデルと呼べば以下のように定式化される。

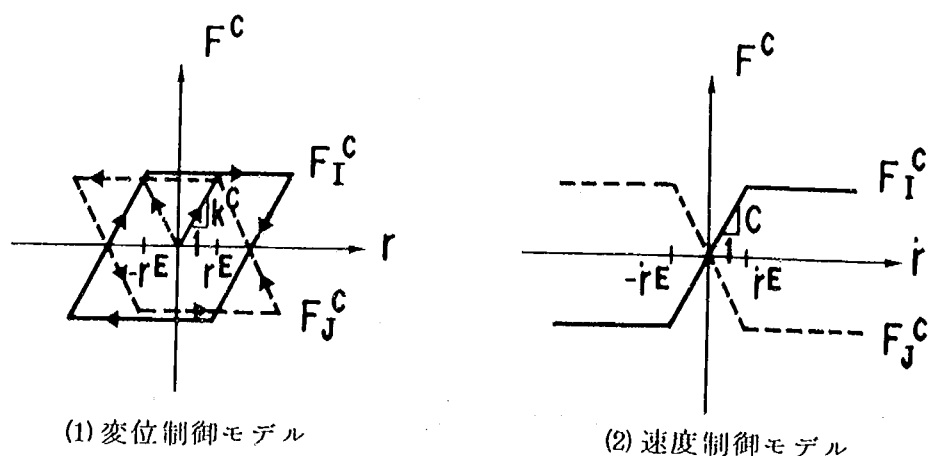


図-2.3 摩擦力の等価モデル

(1) 変位制御モデル

図-2.3(a)に示した変位制御モデルにおいて、I点およびJ点間の力と変位の関係を次式で定義する。

$$\Delta F^C = \underline{k}^{FR} \Delta \underline{u} \quad \dots\dots\dots (2-3)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} \underline{F}_C &= \{F_I^C, F_J^C\}^T, \quad \Delta \underline{F}^C = \{\Delta F_I^C, \Delta F_J^C\}^T \\ \underline{u} &= \{u_I, u_J\}^T, \quad \Delta \underline{u} = \{\Delta u_I, \Delta u_J\}^T \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2-4)$$

いま、式(2-2)で定義した相対変位 r に対応する力 S を次のように定義し、

$$S = F_J^C = -F_I^C \quad \dots\dots\dots (2-5)$$

Δr と ΔS の関係を次式で定義すると、

$$\Delta S = \tilde{k} \Delta r \quad \dots\dots\dots (2-6)$$

式(2-4)、(2-5)から式(2-3)で定義した剛性行列 $\underline{k}^{FR}$ は次式で与えられる。

$$\underline{k}^{FR} = \begin{pmatrix} \tilde{k} & -\tilde{k} \\ -\tilde{k} & \tilde{k} \end{pmatrix} \quad \dots\dots\dots (2-7)$$

ここで、図-2.3(a)に示した変位制御モデルは、摩擦力 S は次式で表わされる。

$$S = - \begin{cases} -\mu |N| & (r \leq r^S - r^E) \\ k^C (r - r^S) & (r^S - r^E < r < r^S + r^E) \\ \mu |N| & (r \geq r^S + r^E) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (2-8)$$

ここで、 r^S は時刻 t における滑り量、 k^C は図-2.3(a)で定義した初期剛性係数、 r^E は k^C によって生じる弾性変位量で $r^E \equiv \nu |N| / k^C$ と定義する。

直接積分法を用いた地震応答解析において、微少な積分時間間隔 Δt の範囲内で $(r - r^S \pm r^E)$ の符号が一定で、かつ N も変化しないと仮定すると、式(2-6)の増分表示は次式で与えられる。

$$\Delta S = - \begin{cases} k^C \Delta r & (r^S - r^E < r < r^S + r^E) \\ 0 & (r \leq r^S - r^E \text{ もしくは } r \geq r^S + r^E) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (2-9)$$

したがって、式(2-9)より式(2-6)で定義した $\tilde{k}$ は次式で与えられる。

$$\tilde{k} = \begin{cases} -k^C & (r^S - r^E < r < r^S + r^E) \\ 0 & (r \leq r^S - r^E \text{ もしくは } r \geq r^S + r^E) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (2-10)$$

以上より、変位制御モデルによる剛性行列 $\underline{k}^{FR}$ は式(2-10)を式(2-7)に代入することによって、

また、これに対する復元力ベクトル $\underline{F}^C$ は式 (2-4) に式 (2-3) 及び式 (2-8) を代入することによって、それぞれ求めることができる。

(2) 速度制御モデル

図-2.3(b)に示した速度制御モデルにおいて、1点及びJ点間の力と速度の関係を次式で定義する。

$$\Delta \underline{F}^C = \underline{C}^{FR} \Delta \underline{\dot{u}} \quad \dots\dots\dots (2-11)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} \underline{F}^C &= \{F_i^C, F_J^C\}^T, \quad \Delta \underline{F}^C = \{\Delta F_i^C, \Delta F_J^C\}^T \\ \underline{\dot{u}} &= \{\dot{u}_i, \dot{u}_J\}^T, \quad \Delta \underline{\dot{u}} = \{\Delta \dot{u}_i, \Delta \dot{u}_J\}^T \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2-12)$$

いま、変位制御モデルの場合と同じように、式 (2-2) で表わした相対速度 $\dot{r}$ に対応する力 S を式 (2-5) のように定義し、 $\dot{r}$ と S の関係を次式で定義すると、

$$\Delta S = \widetilde{C} \Delta \dot{r} \quad \dots\dots\dots (2-13)$$

式 (2-5), (2-12) から、式 (2-11) で定義した減衰行列 $\underline{C}^{FR}$ は次式で与えられる。

$$\underline{C}^{FR} = \begin{pmatrix} \widetilde{C} & -\widetilde{C} \\ -\widetilde{C} & \widetilde{C} \end{pmatrix} \quad \dots\dots\dots (2-14)$$

ここで、図-2.3(b)に示した速度制御モデルでは、摩擦力 S は次式で与えられる。

$$S = - \begin{cases} \mu |N| & (\dot{r} \geq \dot{r}^E) \\ C^C \dot{r} & (-\dot{r}^E < \dot{r} < \dot{r}^E) \\ -\mu |N| & (\dot{r} \leq -\dot{r}^E) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (2-15)$$

ここで、 C^C は図-2.3(b)で定義した初期減衰係数、 $\dot{r}^E$ は摩擦力を相対速度に比例して制御する限界の相対速度で、 $\dot{r}^E = \mu |N| / C^C$ と定義する。

変位制御モデルの場合と同様に、微小な積分時間間隔 Δt の範囲内で $(\dot{r} \pm \dot{r}^E)$ の符号が一定であり、かつ、 N も変化しないと仮定すると、式 (2-15) の増分表示は次式で与えられる。

$$\Delta S = - \begin{cases} C^C \Delta \dot{r} & (|\dot{r}| < \dot{r}^E) \\ 0 & (|\dot{r}| \geq \dot{r}^E) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (2-16)$$

したがって、式 (2-16) より、式 (2-13) で定義した $\widetilde{C}$ は次式で与えられる。

$$\widetilde{C} = - \begin{cases} C^C & (|\dot{r}| < \dot{r}^E) \\ 0 & (|\dot{r}| \geq \dot{r}^E) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (2-17)$$

以上により、速度制御モデルにおける減衰行列 $\underline{C}^{FR}$ は式 (2-17) を式 (2-14) に代入することによっ

て、また、減衰力 $\underline{F}^C$ は式 (2-15) を式 (2-14) に代入することによって、それぞれ求めることができる。

2.2 運動方程式の数値積分

2.1 節に示した *Coulomb* 摩擦力を考慮し、地震動を受ける構造物の運動方程式を増分形で示すと以下のようになる。ただし、ここでは参考として示した変位制御モデル及び速度制御モデルについては示していない。

$$\underline{M}\Delta\ddot{\underline{u}}_t + \underline{C}\Delta\dot{\underline{u}}_t + \underline{K}\Delta\underline{u}_t = -\underline{M}\Delta\ddot{\underline{z}}_b - \underline{F}_t^C \quad (2-17)$$

ここで、 $\underline{M}$ 、 $\underline{C}$ 、 $\underline{K}$ はそれぞれ質量マトリックス、粘性減衰マトリックス、及び剛性マトリックスである。また、 $\Delta\underline{u}_t$ 、 $\Delta\dot{\underline{u}}_t$ 、 $\Delta\ddot{\underline{u}}_t$ は、それぞれ応答変位増分マトリックス、応答速度増分マトリックス、応答加速度増分マトリックスを示し、 $\Delta\ddot{\underline{z}}_b$ は入力地震動加速度増分マトリックスを示す。摩擦力マトリックス $\underline{F}_t^C$ は次式で表わされる。

$$\underline{F}_t^C = \sum_{j=1}^{NC} \underline{F}_{(j)}^C \quad (2-18)$$

ここで、 NC は摩擦の作用する要素の総数を示す。また、 $\underline{F}_{(j)}^C$ は j 要素に作用する摩擦力ベクトルを示し、その要素 $\underline{F}_{(j)}^C$ は、式 (2-2) によって次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \underline{F}_{(j)}^C &= \mu |N| \text{sign}(\dot{r}_t) & (\dot{r}_t \neq 0) \\ & - \mu |N| < \underline{F}_{(j)}^C < \mu |N| & (\dot{r}_t = 0) \end{aligned} \right\} \quad (2-19)$$

ここで、 $\dot{r}_t$ は、時刻 t における j 要素の相対速度を示す。

式 (2-18) の解法に *Newmark* の β 法を適用すると以下のようなになる⁶⁾。応答変位、速度、及び加速度の増分は、次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta\underline{u}_t &= \underline{u}_{t+\Delta t} - \underline{u}_t = \dot{\underline{u}}_t \cdot \Delta t + \ddot{\underline{u}}_t \cdot \frac{(\Delta t)^2}{2} + \Delta\ddot{\underline{u}}_t \cdot \beta \cdot (\Delta t)^2 \\ \Delta\dot{\underline{u}}_t &= \dot{\underline{u}}_{t+\Delta t} - \dot{\underline{u}}_t = \ddot{\underline{u}}_t \cdot \Delta t + \Delta\ddot{\underline{u}}_t \cdot \frac{\Delta t}{2} \\ \Delta\ddot{\underline{u}}_t &= \ddot{\underline{u}}_{t+\Delta t} - \ddot{\underline{u}}_t \end{aligned} \right\} \quad (2-20)$$

式 (2-20) から加速度及び変位の増分は、次のように求められる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta\ddot{\underline{u}}_t &= -\frac{1}{2\beta} \cdot \ddot{\underline{u}}_t - \frac{1}{\beta \cdot \Delta t} \cdot \dot{\underline{u}}_t + \frac{1}{\beta \cdot (\Delta t)^2} \cdot \Delta\underline{u}_t \\ \Delta\dot{\underline{u}}_t &= \left(1 - \frac{1}{4\beta}\right) \Delta t \cdot \ddot{\underline{u}}_t - \frac{1}{2\beta} \dot{\underline{u}}_t + \frac{1}{2\beta \cdot \Delta t} \cdot \Delta\underline{u}_t \end{aligned} \right\} \quad (2-21)$$

式 (2-6) を式 (2-3) に代入すると次式を得る。

$$\tilde{\kappa} \cdot \Delta\underline{u}_t = \Delta\tilde{P} \quad (2-22)$$

ここで,

$$\left. \begin{aligned} \tilde{\kappa} &= \frac{1}{\beta \cdot (\Delta t)^2} \underline{M} + \frac{1}{2\beta \cdot \Delta t} \underline{C} + \underline{K} \\ \Delta \tilde{P} &= \left(\frac{\dot{\underline{u}}_t}{2\beta} + \frac{\dot{\underline{u}}_t}{\beta \cdot \Delta t} - \Delta \underline{\ddot{z}}_B \right) \underline{M} + \left(\frac{1}{4\beta} - 1 \right) \Delta t \cdot \dot{\underline{u}}_t + \frac{\dot{\underline{u}}_t}{2\beta} \underline{C} - \underline{F}_t^C \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2-23)$$

式(2-22)を解くことにより, 応答変位増分 $\Delta \underline{u}_t$ を求めることができる。

式(2-22)から求まる時間間隔 Δt の終りにおける変位は次式で表わされる。

$$\underline{u}_{t+\Delta t} = \underline{u}_t + \Delta \underline{u}_t \dots\dots\dots (2-24)$$

また, 速度及び加速度は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \dot{\underline{u}}_{t+\Delta t} &= \dot{\underline{u}}_t + \Delta \dot{\underline{u}}_t \\ &= \left(1 - \frac{1}{4\beta} \right) \Delta t \cdot \ddot{\underline{u}}_t + \left(1 - \frac{1}{2\beta} \right) \dot{\underline{u}}_t + \frac{1}{2\beta \cdot \Delta t} \Delta \underline{u}_t \\ \ddot{\underline{u}}_{t+\Delta t} &= \ddot{\underline{u}}_t + \Delta \ddot{\underline{u}}_t \\ &= \left(1 - \frac{1}{2\beta} \right) \ddot{\underline{u}}_t - \frac{1}{\beta \cdot \Delta t} \dot{\underline{u}}_t + \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} \Delta \underline{u}_t \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2-25)$$

このようにして求められた応答変位, 速度, 加速度を次のステップにおける初期条件として時々刻々求めていくことになる。

なお, 本検討においては, Newmarkの β 法における β は Δt 内で加速度一定を仮定し, $\beta = \frac{1}{4}$ を用いている。

また, 時間積分 Δt 後に剛性 $\underline{K}$ が変化する場合(非線形ばね要素を用いた場合)には, 構造系に不平衡力が生じ, 時間増分内における力のバランスを保つためにこの不平衡力を外力として作用させて収束計算を行ない誤差を消去する必要がある。本解析では, 剛性は変化せず, また摩擦力を式(2-19)に示したように時刻 $t + \Delta t$ の応答を推定するために時刻 t の相対速度 $\dot{\underline{r}}_t$ の符号を用いることとし, 式(2-22)によって変位の増分 $\Delta \underline{u}_t$ は一義的に定まるため, 収束計算は行っていない。

2.3 1自由度モデルを用いた摩擦力のモデル化の妥当性の検討

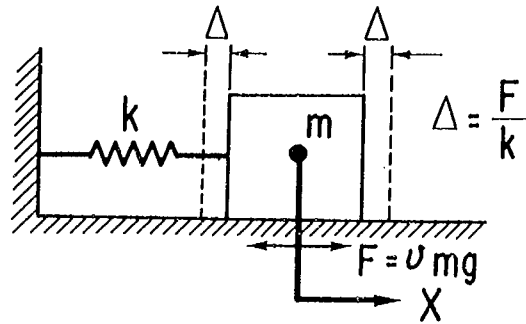
既往の研究成果⁵⁾によれば, 前述の変位制御モデル, 速度制御モデルを図-2.4に示すような1自由度モデルに適用した結果から以下のことが指摘されている。

- 1) クーロン型摩擦力を数値解析に取り入れるためには, 前述の変位制御モデル及び速度制御モデルのいずれのモデルも有効に使用することができる。
 - 2) 変位制御モデルでは, 振動振幅 x/Δ が r^E/Δ より十分大きい場合に精度がよいため, 初期剛性係数の決定に際しては, 予想される振幅の大きさに基づき, 上記の条件を満足するように定めることが重要である。
 - 3) 速度制御モデルでは, 無次元化した初期減衰係数 $r^E/(\omega_n \Delta)$ を小さくとるほど解の精度は向上する。
- 本検討において試算に用いた摩擦力のモデルは, 図-2.2に示した時間ステップ Δt だけ前の速度の符号と反対方向に作用する摩擦力を直接作用力として与えた場合(以下摩擦モデルと称する)を中心として検討

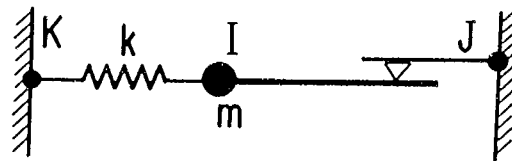
を行ない、参考として図-2.3(a)に示した変位制御モデルを用いた場合（以下バイリニアモデルと称する）も用いた。

数値解の精度及びプログラムのチェックを兼ねて図-2.4に示した1自由度モデルについての検討結果を以下に示す。1自由度モデルについては摩擦力を考慮した場合、解析解を求めることが可能となる。今、質量 M 、ばね係数 K 、摩擦力 F が作用する系の応答値 x に関する運動方程式は次式で示される。

$$M\ddot{x} + Kx = F \operatorname{sign}(\dot{x}) \quad \text{.....(2-26)}$$



(1) 摩擦力を受ける系



(2) モデル

図-2.4 1自由度モデル

振動が起きる条件は、変位が極値を取る時のばねの復元力が摩擦力 F より大きいことが必要である。

$$\begin{aligned} F/K &= a \\ K/M &= \omega^2 \end{aligned} \quad \text{.....(2-27)}$$

と変形すれば、振動方程式は

$$\ddot{x} + \omega^2 (x - a \operatorname{sign}(\dot{x})) = 0 \quad \text{.....(2-28)}$$

この a は、摩擦力 F によるばねの伸びを示す。いま、 $x - a \operatorname{sign}(\dot{x}) = x'$ とおけば、 x' の原点が x の速度の符号により x の原点より a だけ移動していることになり、式 (2-28) は次式のように減衰のない自由振動の式と同一となる。

$$\ddot{x}' + \omega^2 x' = 0 \quad \text{.....(2-29)}$$

式 (2-29) から解は、次式となる。

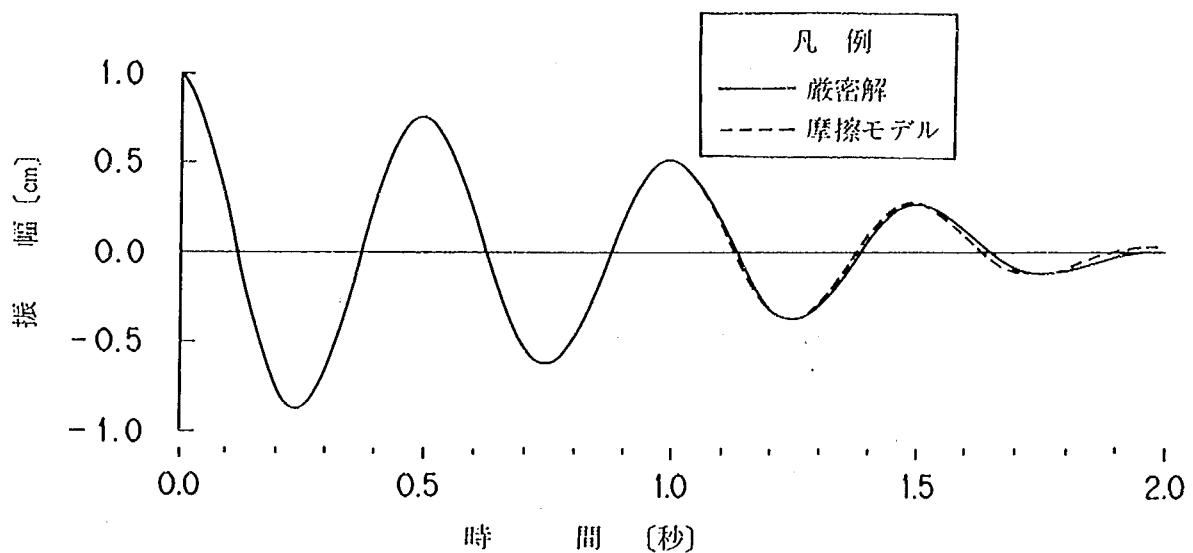
$$x' = A \cos \omega t + B \sin \omega t \quad \dots\dots\dots (2-30)$$

今、初期条件として $t=0$ において $x = x_0, \dot{x} = 0$ を与えた自由振動を考えれば、この解は次式となる。

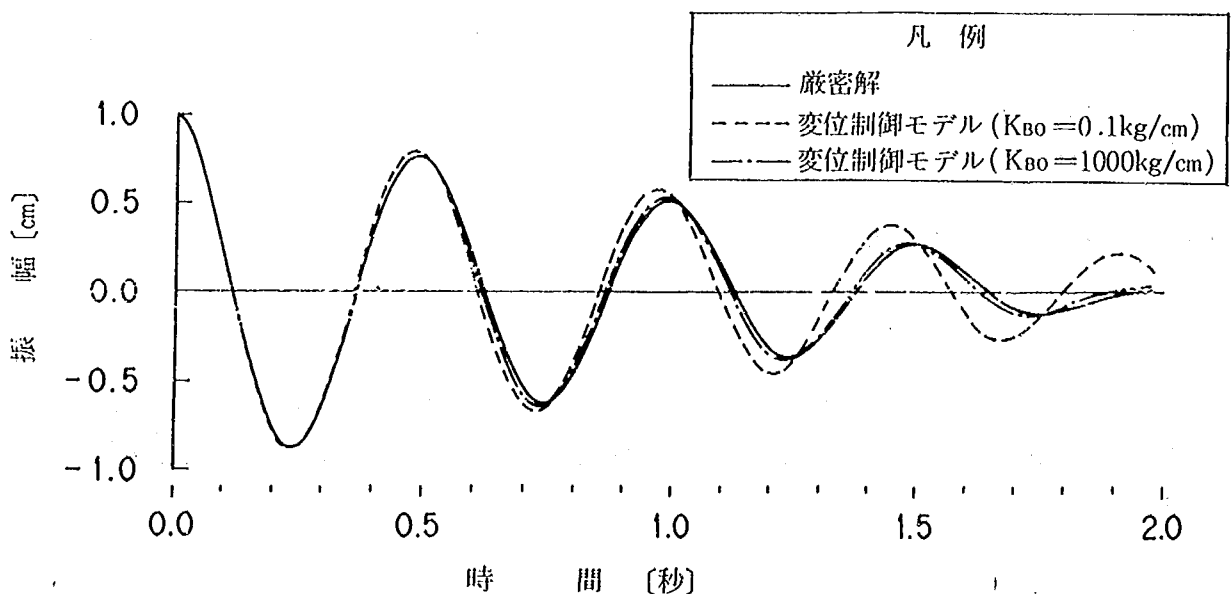
$$x' = (x_0 - a \operatorname{sign}(\dot{x})) \cos \omega t \quad \dots\dots\dots (2-31)$$

式 (2-31) を $\dot{x}$ の符号に応じてそれぞれ解くと、平衡位置が $\pm a$ だけ交互に移動しながら、半周期に振幅が $2a$ ずつ等差級数的に減少していくが、固有振動数は減衰のない場合と同じになる。

式 (2-31) が 1 自由度モデルの初期変位を与えて自由振動を発生させた場合の厳密解と考えることができ、この結果と本検討において用いた摩擦モデル及び参考として示した変位制御モデルの 2 つの手法の精度を検討した結果が図-2.5 である。ここで入力データとしては、表-2.1 に示す値を用いており、初期変位として 1 cm を与えた。



(a) 摩擦モデルと厳密解の比較



(b) 変位制御モデルと厳密解の比較

図-2.5 1 自由度モデルによる摩擦力のモデル化の検討結果

表－2・1 1自由度系モデルの試算データ

質 量 M (kg)	1.0	
ばね係数 K (kg/cm)	0.1611	
固有周期 T (sec)	0.5	
摩擦 力 F (kg)	0.01	
初期剛性 K_{BO} (kg/cm)	1000	0.1
降 伏 変 位 y_{BO} (cm)	1.0×10^{-5}	0.1

図－2.5(a)に示したように今回の試算の中心とした摩擦モデルは、十分な精度をもって解析解と一致しているといえるが、時間の経過と共にわずかに誤差が生じている。これは、速度の符号が変化する瞬間に急激に作用力が変化するための数値計算上の誤差と考えられる。

一方、図－2.5(b)によれば、変位制御モデルは、前述のように初期剛性を十分大きくし、降伏点を十分小さくすれば、摩擦モデル同様によい近似ができることを示している。

2.4 自由振動に基づく減衰定数の決定方法

減衰力が速度に比例する場合（粘性減衰）の自由振動では、図－2.6に示すように振幅のピーク値は指数関数形で減衰し、任意の m 番目の振幅 a_m と $m+1$ 番目の振幅 a_{m+1} との間には次式が成立する。

$$\delta = \log_e \left| \frac{a_m}{a_{m+1}} \right| = \frac{2\pi h}{\sqrt{1-h^2}} \quad (m=0, 1, 2, \dots) \quad (2-32)$$

ここで、 δ は対数減衰率、 h は減衰定数と呼ばれる。ここで、注意しなければならないのは、粘性減衰の場合には、振幅によらず δ 及び h は一定値をとるという点である。

これに対し、摩擦力のように速度の絶対値に比例しない一定の減衰力が作用する場合の自由振動では、図－2.7に示すように振幅のピーク値は直線的に減衰していくことが知られている。この場合には、任意の m 番目の振幅と $m+1$ 番目の振幅との間には、式（2-32）は成立せず、仮に式（2-32）により、 δ 及び h を求めると δ 及び h は m によって変化することになる。すなわち、この場合には、ある一定の対数減衰率 δ あるいは、減衰定数 h として表現することはできず、式（2-32）の δ あるいは h はどの振幅値に着目するかにより異なることになる。

本検討においては、一般に減衰力を減衰定数として表わされる場合が多いことから、振幅依存性を有する減衰定数として求めることとした。

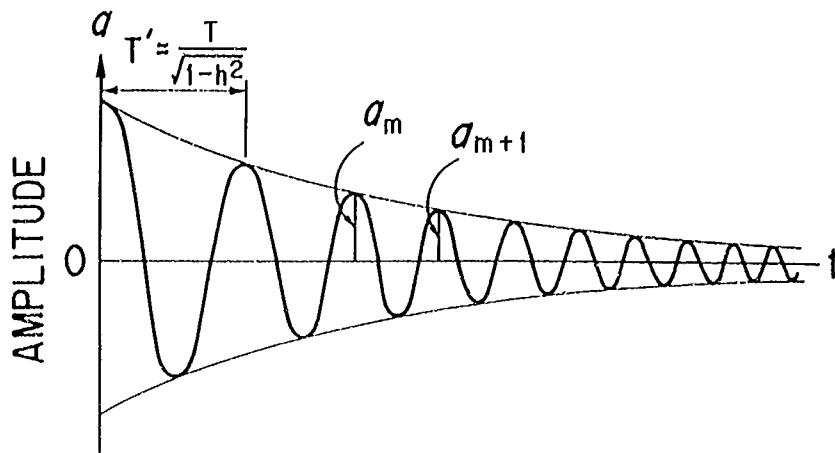


図-2. 6 粘性減衰力を考慮した場合の自由振動波形

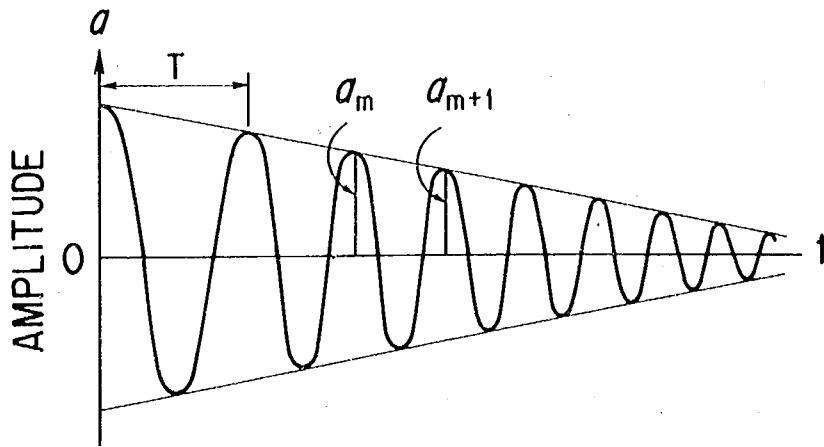


図-2. 7 摩擦力のみを考慮した場合の自由振動波形

3. 自由振動に基づく斜張橋の減衰特性

3.1 解析対象及び解析ケース

解析対象としたのは、図－3.1 及び図－3.2に示す2径間連続斜張橋及び3径間連続斜張橋である。ここで、2径間連続斜張橋は、東京外かく環状道路の幸魂橋⁷⁾を基本とし、これを簡略化してモデルの諸元を定めたものである。幸魂橋は、橋長380mで主桁に剛結された高さ80mの独立1本柱形式の主塔及び7段ファン形式の1面ケーブルを有する鋼斜張橋である。また、3径間連続斜張橋モデルとしては、名古屋臨海地域に架設された名港西大橋⁸⁾を基本とした。名港西大橋は、橋長は758mであり、高さ122mのA型主塔を有する鋼斜張橋である。塔と桁とは橋軸方向に対してケーブルを用いた弾性支持となっている。幸魂橋及び名港西大橋の解析入力諸元は巻末付属資料に示す通りである。なお、2径間連続斜張橋については、橋脚部の剛性だけを半分にした場合についても解析を行なった。これは、摩擦力と復元力の関係が減衰特性に及ぼす影響を検討するために行ったものであり、ここでは橋脚部の剛性がそのままの場合をAモデル、剛性を半分にした場合をBモデルと呼ぶことにした。

解析は、橋軸方向とし、2次元平面モデルを用いた。

2橋に対する固有値解析結果を示すと表－3.2及び表－3.3のようになる。これによれば、橋軸方向の振動が卓越する振動次数は、2径間連続斜張橋の場合には、Aモデルでは5次及び6次、Bモデルでは5次となっている。同様に3径間連続斜張橋モデルについては3次が卓越している。これら4つのモードの固有振動モードを示すと図－3.5及び図－3.6の通りである。ここで、2径間連続斜張橋の場合には、Aモデル（原型モデル）では固有周期が0.52秒（5次）及び0.48秒（6次）と近接した2つのモードが橋軸方向振動に対して卓越しているのに対してBモデルでは0.67秒（5次）だけが卓越し、この前後に卓越したモード形がないことに注意しなければならない。

本検討においては、上記4つのモードに着目し、図－3.3及び図－3.4に示したように桁の両端支承において摩擦力の影響を考慮することとした。自由振動を生じさせる際には着目するモード形に合わせた初期変位を与え、この形状から初速度0で自由振動させることとした。初期変位の値は、支承位置の変位 Δ を30cmとなるようにモード形を求めた。

解析ケースは表－3.4に示す通りであり、摩擦力の算出には、初期変位を受けていない場合の自重による静的な支承反力に摩擦係数を乗ずることにより求めた。この静的な支承反力は、2径間連続斜張橋及び3径間連続斜張橋の場合、それぞれ563t、203tとなる。なお、応答計算の積分時間間隔は $\frac{1}{100}$ 秒とした。

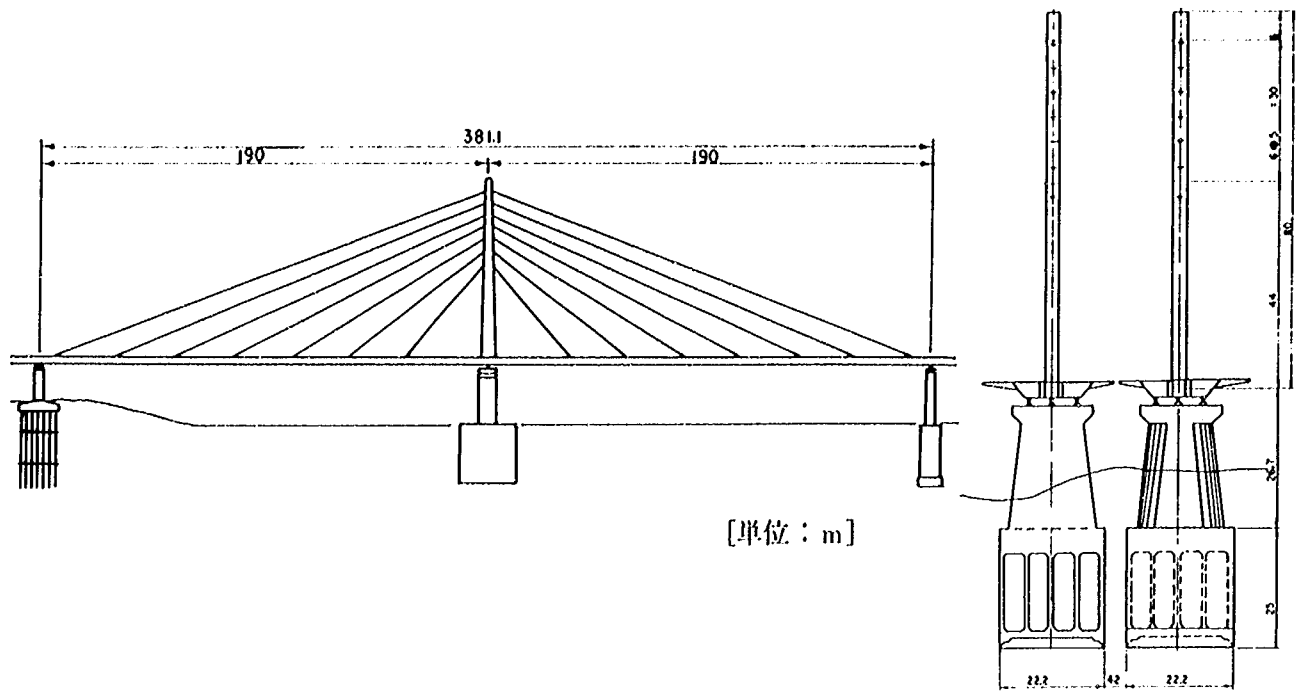


图 3.1 幸魂橋一般図

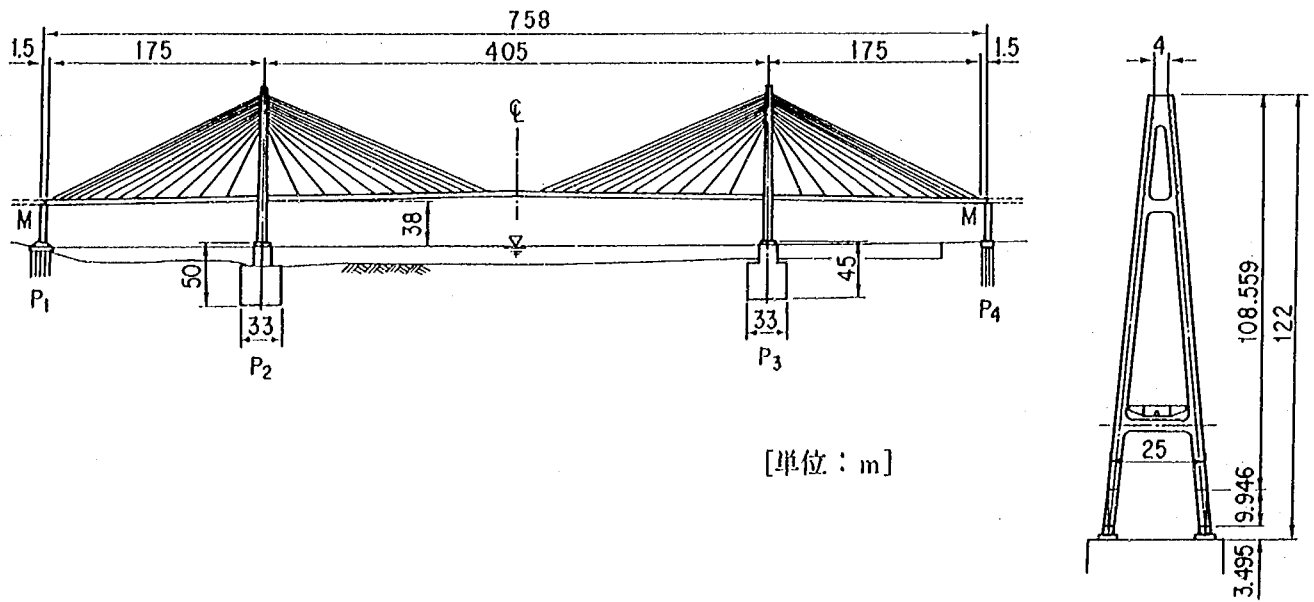


图 3.2 名港西大橋一般図

表-3・2 固有値解析結果 (2 径間連続斜張橋モデル)

モデル	振動次数	固有周期 [秒]	刺 激 係 数		有 効 質 量 (t・sec ² /m)		有効質量比[%]	
			橋軸方向	上下方向	橋軸方向	上下方向	橋軸方向	上下方向
A	1	2.87	-1.9	-0.0	4.	0.	0.5	0.0
	2	1.26	-0.0	20.8	0.	433.	0.0	55.6
	3	0.91	-2.1	-0.0	4.	0.	0.5	0.0
	4	0.71	0.0	7.3	0.	53.	0.0	6.8
	5	0.52	23.7	0.0	563.	0.	71.4	0.0
	6	0.48	14.3	0.0	204.	0.	25.9	0.0
	7	0.44	0.0	9.4	0.	88.	0.0	11.4
	8	0.31	-0.2	-0.0	0.	0.	0.0	0.0
	9	0.28	-0.0	1.4	0.	2.	0.0	0.2
	10	0.25	2.2	-0.0	5.	0.	0.6	0.0
B	1	2.87	-1.9	-0.0	4.	0.	0.5	0.0
	2	1.26	-0.0	20.8	0.	433.	0.0	55.6
	3	0.91	3.2	0.0	10.	0.	1.3	0.0
	4	0.71	0.0	7.3	0.	53.	0.0	6.8
	5	0.67	-27.7	-0.0	767.	0.	97.3	0.0
	6	0.49	1.9	-0.0	4.	0.	0.5	0.0
	7	0.44	-0.0	9.4	0.	88.	0.0	11.4
	8	0.31	-0.1	-0.0	0.	0.	0.0	0.0
	9	0.28	-0.0	1.4	0.	2.	0.0	0.2
	10	0.25	-1.1	0.0	1.	0.	0.2	0.0

注) モデルBは、モデルAの橋脚部の剛性を半分にしたものである。

表-3・3 固有値解析結果 (3 径間連続斜張橋モデル)

振動次数	固有周期 [秒]	刺 激 係 数		有 効 質 量 (t・sec ² /m)		有効質量比[%]	
		橋軸方向	上下方向	橋軸方向	上下方向	橋軸方向	上下方向
1	4.61	0.0	10.2	0.	103.	0.0	9.3
2	3.21	-8.8	0.0	77.	0.	6.9	0.0
3	2.11	31.4	0.0	983.	0.	88.1	0.0
4	1.93	-0.0	17.0	0.	288.	0.0	26.0
5	1.73	2.7	0.0	7.	0.	0.6	0.0
6	1.47	0.0	15.5	0.	239.	0.0	21.6
7	1.11	-0.6	0.0	0.	0.	0.0	0.0
8	0.97	-0.0	0.3	0.	0.	0.0	0.0
9	0.90	0.2	-0.0	0.	0.	0.0	0.0
10	0.84	-0.0	8.0	0.	64.	0.0	5.8

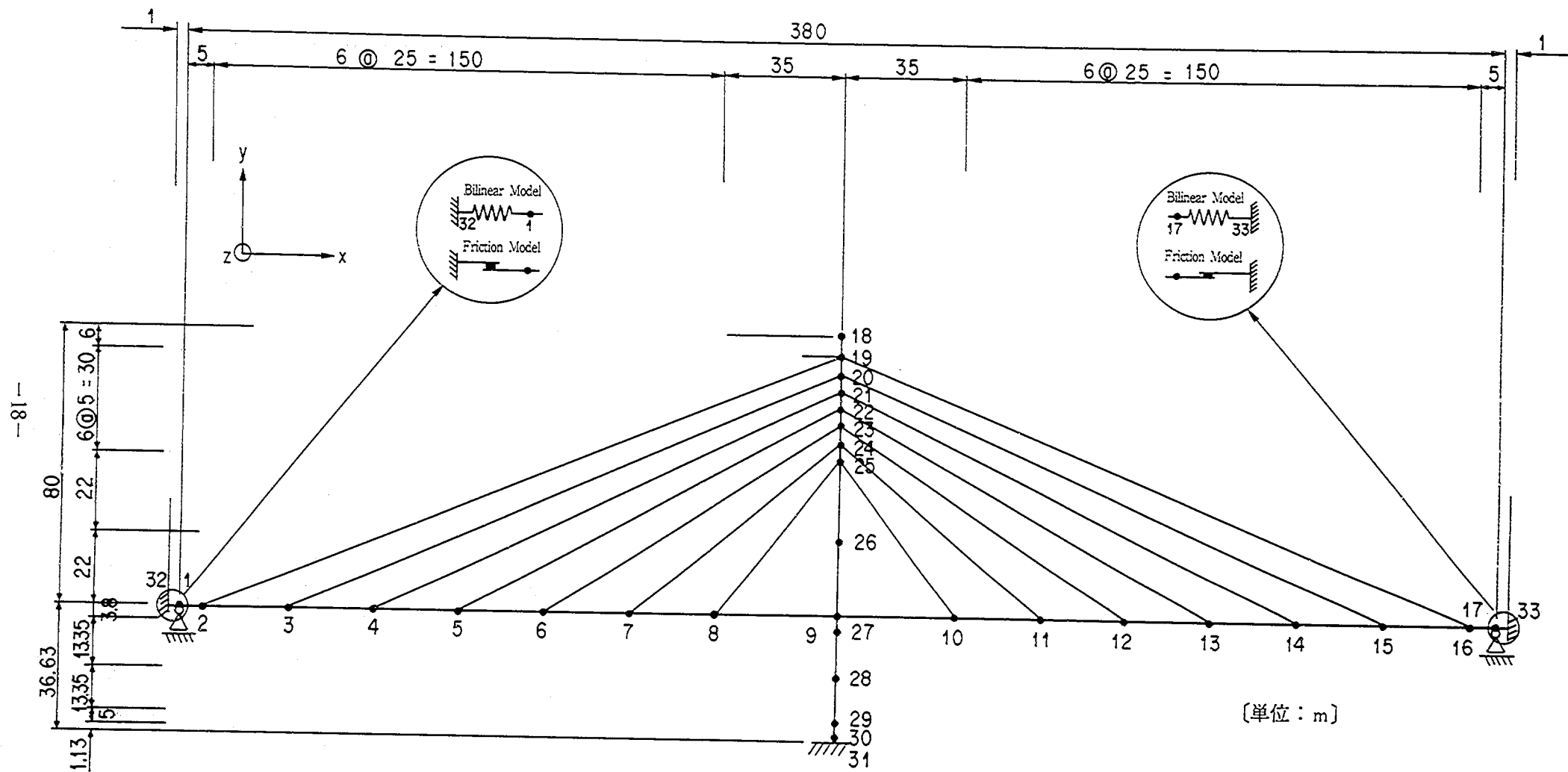
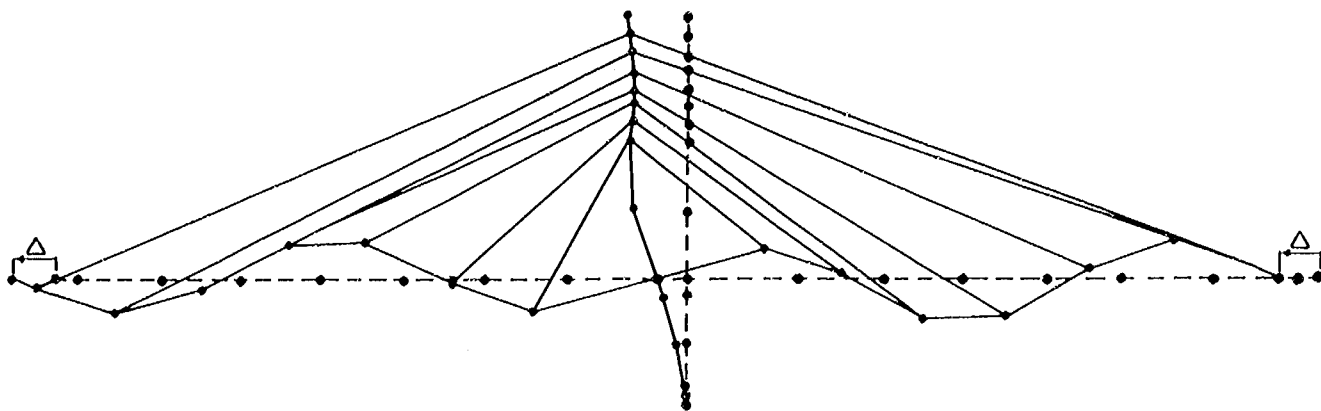
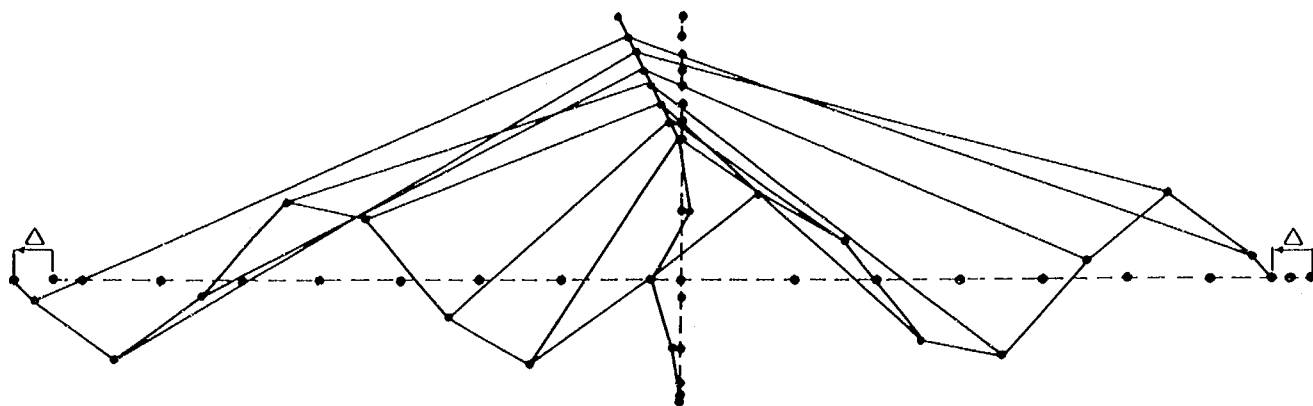


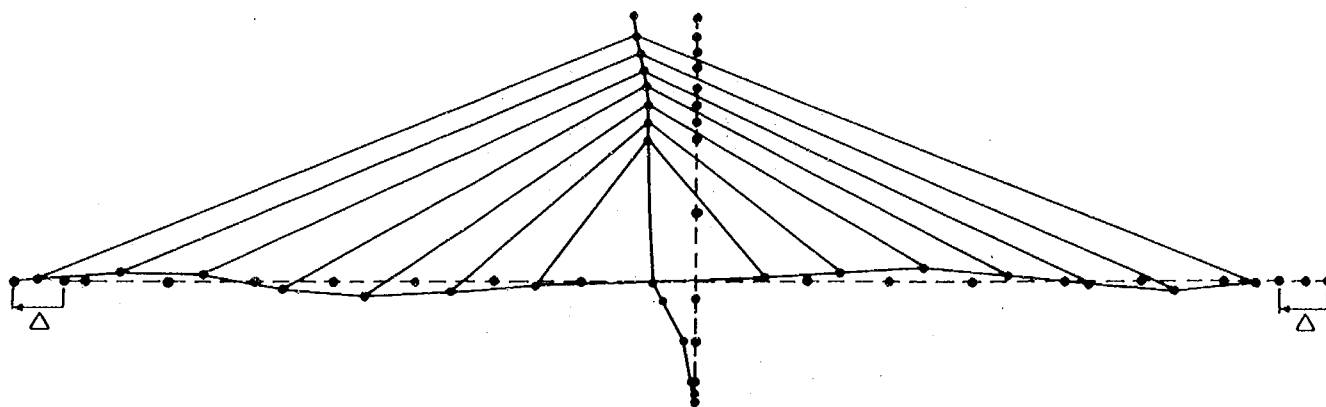
図-3.3 解析モデル (2径間連続斜張橋)



(a) モデル A 5 次振動モード形



(b) モデル A 6 次振動モード形



(c) モデル B 5 次振動モード形

図-3. 5 固有振動モード (Δ : 支承部の変位)
(2 径間連続斜張橋モデル)

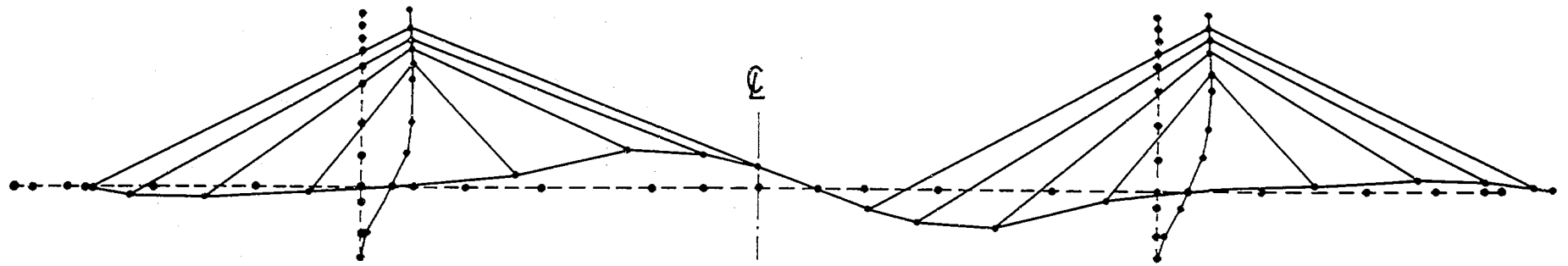


図-3.6 固有振動モード (3径間連続斜張橋モデル 3振動モード)

表-3・4 解析 ケ ー ス

ケース	解 析 モデル	振 動 モ ー ド	摩 擦 係 数 μ	摩 擦 力 $F(t)$
1	2 径間連続斜張橋 A	5 次 モ ー ド	0.1	56.307
2			0.2	112.614
3		6 次 モ ー ド	0.1	56.307
4			0.2	112.614
5	2 径間連続斜張橋 B	5 次 モ ー ド	0.1	56.307
6			0.2	112.614
7	3 径間連続斜張橋	3 次モード	0.1	20.315
8			0.2	40.630

3.2 解析結果

表-3.4に示した解析ケースについて、初期変位を与えて応答計算を実施した場合の応答波形及びこれから式(2-32)を用いて算出した減衰定数を示したのが図-3.7~図-3.10及び表-3.6である。初期変位は、両桁端支承位置において30cmを与えた。図-3.7~図-3.9は2径間連続斜張橋A及びBモデルについて示したものであり、図-3.10は3径間連続斜張橋モデルについて示したものである。ここで、図-3.7については桁端及び塔頂部の自由振動波形を示しているが、算出される減衰定数は共に一致するため、図-3.8~図-3.10では桁端についてのみ示した。これより以下のことが指摘される。

- (1) 自由振動波形は、いずれのケースでも概ね直線的に減衰しており、多自由度系のある一部に摩擦力が作用する場合の全体系の振動も摩擦タイプの減衰性状を示すことがわかる。
- (2) 減衰波形には、わずかではあるがうなりが含まれている。これは特に2径間連続斜張橋Aモデルの5次及び6次振動の場合に顕著となっている。この理由は、本検討では初期変位としてある固有振動モード形に相似な変位を与えて自由振動を発生させたが、上記Aモデルの5次及び6次のようにモード形の似た近接モードが存在する場合にはもう一方のモードも励振されたためと考えられる。すなわち、Aモデルの場合は、5次振動の周期0.52秒と6次振動の周期0.48秒が近接しているためである。図-3.7及び図-3.8からうなりの周期を読みとると約7.4秒である。一方、固有振動数差から求まるうなりの周期 $\bar{T}$ は、

$$\bar{T} = 1 / \left| \frac{1}{T_5} - \frac{1}{T_6} \right| = 7.58 \text{ (sec)}$$

となり、両者はほぼ一致している。一方、Bモデルには近接したモードがなく、うなりも生じていないことから近接したモードの存在がうなりの原因と見ることができる。同様の現象が、3径間連続斜張橋の場合にもわずかながら生じているが、これは、3次振動の周期2.11秒及び4次振動の周期1.93秒から生じるうなりの周期は5.56秒、一方図-3.10から求まるうなりの周期は約6.0秒となっている。

- (3) 減衰定数は時間の経過（振幅の減少）とともに増加する。これは摩擦力の作用する系の減衰を粘性減衰と見なし減衰定数を求めているためである。

ある振幅に着目して減衰定数の値を示すと表-3.6のようになる。減衰定数は支承部の振幅が10cmの時に0.5～数%の値となる。

- (4) 摩擦係数が大きくなると当然ながら減衰定数は大きく求められる。
- (5) 2径間連続斜張橋Aモデルの5次振動及び6次振動を比較すると、5次振動の方が6次振動よりも減衰定数が大きくなり、同じ振幅及び同じ摩擦力を与えても振動モードにより減衰性に相異が生じることがわかる。
- (6) 橋脚の剛性を半分にした2径間連続斜張橋Bモデルは、Aモデルに比較し減衰定数が大きくなる。
- (7) 桁端の応答波形から求めた減衰定数と塔頂部の応答波形から求めた減衰定数はほぼ同じではあるが、完全に同一ではない。本来は振動形状が固有振動モード形と常に完全に相似となっていれば、どの応答値から減衰定数を求めても、全く同じ値を与えるはずであるが、上記(2)に示したように実際には着目したモードの周辺のモードも励振されるため、どこの振幅を用いるかにより、わずかに異なって減衰定数が求められるものと考えられる。

表-3.6 応答波形から算出した減衰定数

モデル	振動モード	摩擦係数 μ	振 幅 (cm)			
			30	20	10	5
2径間連続斜張橋モデル	A	5次	0.1	0.0016	0.0024	0.0049
			0.2	0.0032	0.0049	0.0099
		6次	0.1	0.0007	0.0010	—
			0.2	0.0013	0.0020	—
	B	5次	0.1	0.0038	0.0057	0.0117
			0.2	0.0077	0.0117	0.0242
3径間連続斜張橋モデル	3次	0.1	0.0092	0.0139	0.0292	—
		0.2	0.0186	0.0288	0.0640	—

注) 表中の減衰定数の値は、振幅のピーク値を最小二乗法で補間した補間式から求めた。
 なお、該当する振幅値は桁端の振幅値である。

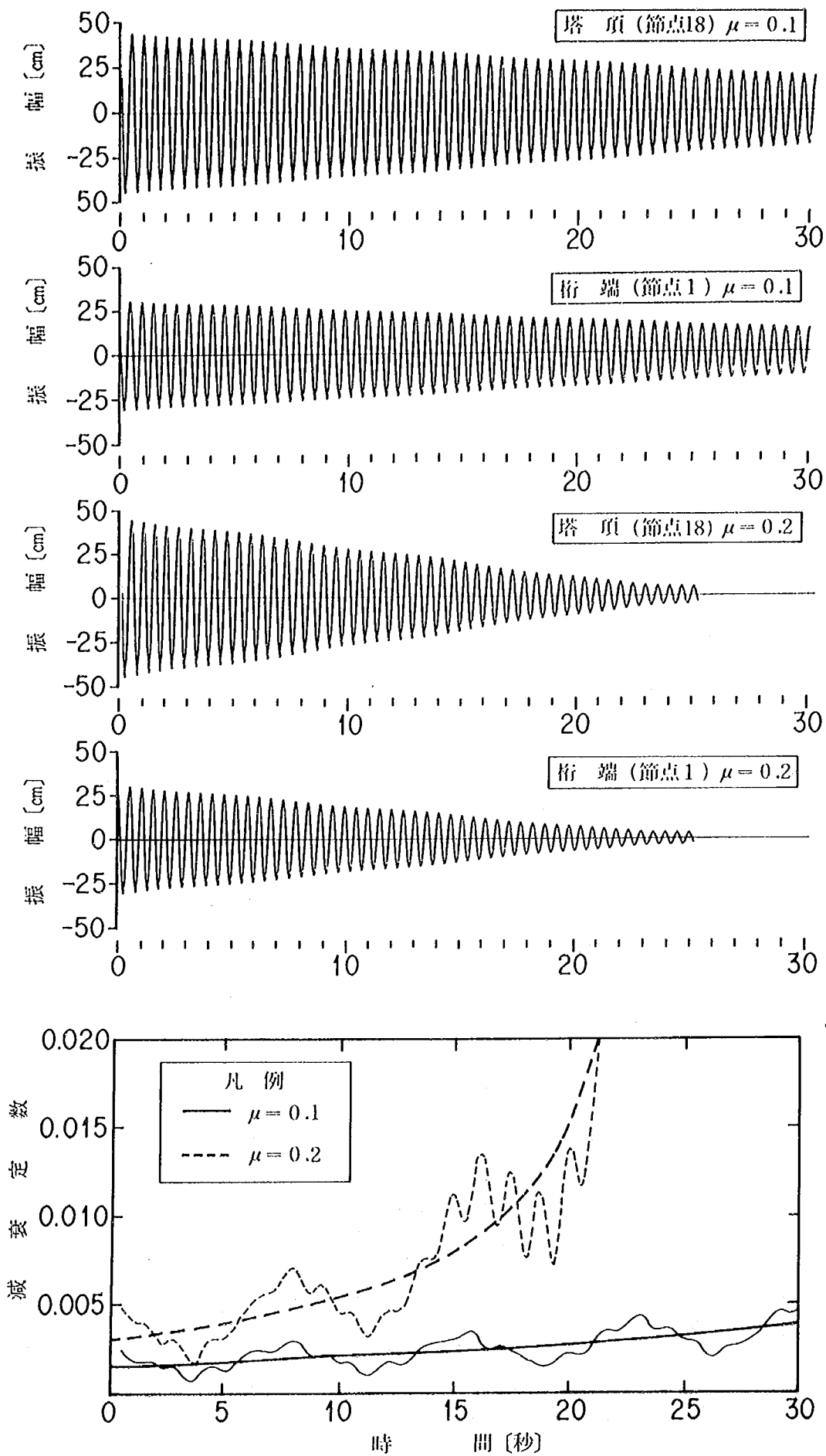


図-3. 7 塔頂及び桁端の自由振動波形及び減衰定数
(2 径間連続斜張橋 A モデル 5 次振動)

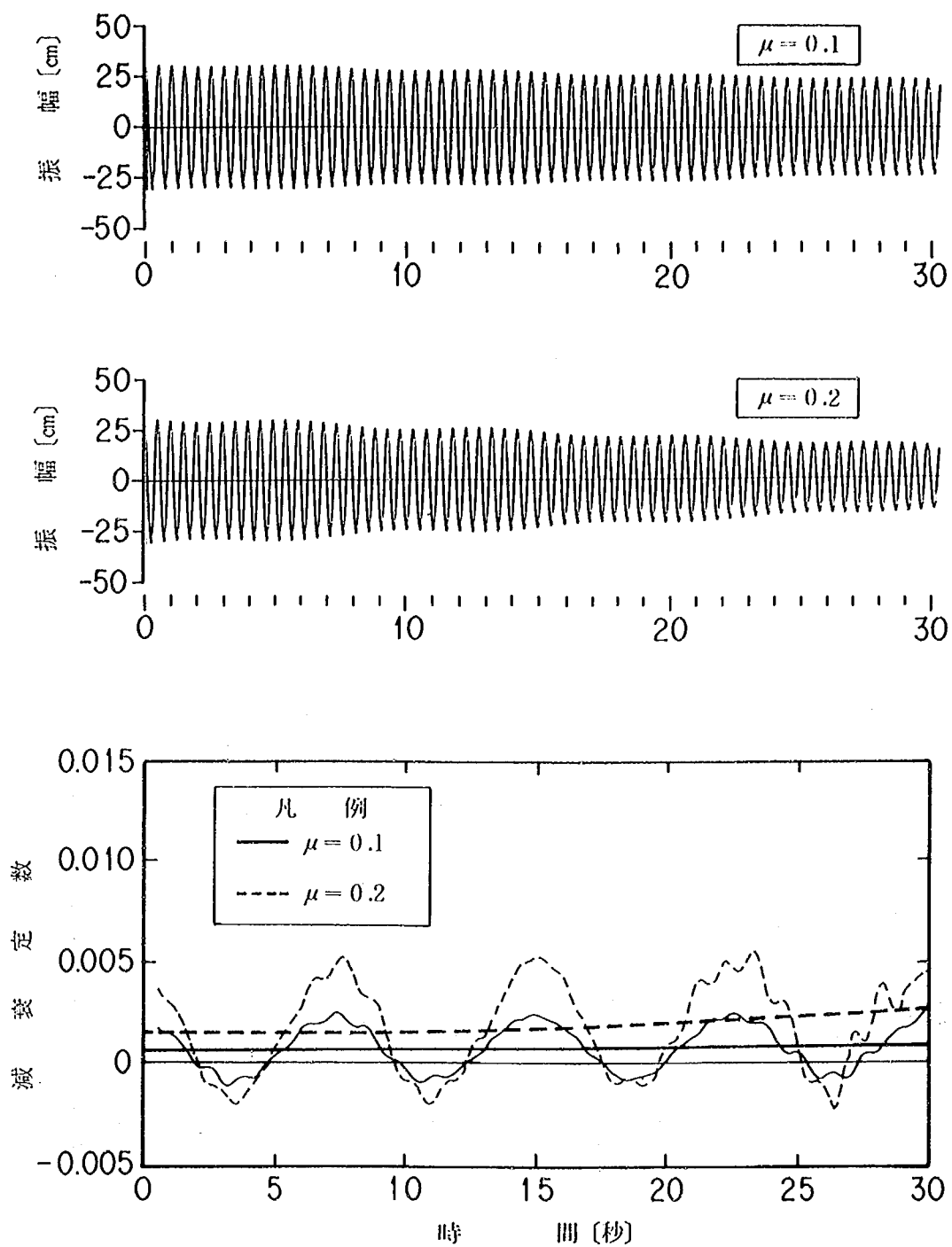


図-3.8 桁端(節点1)の自由振動波形及び減衰定数
(2径間連続斜張橋Aモデル 6次振動)

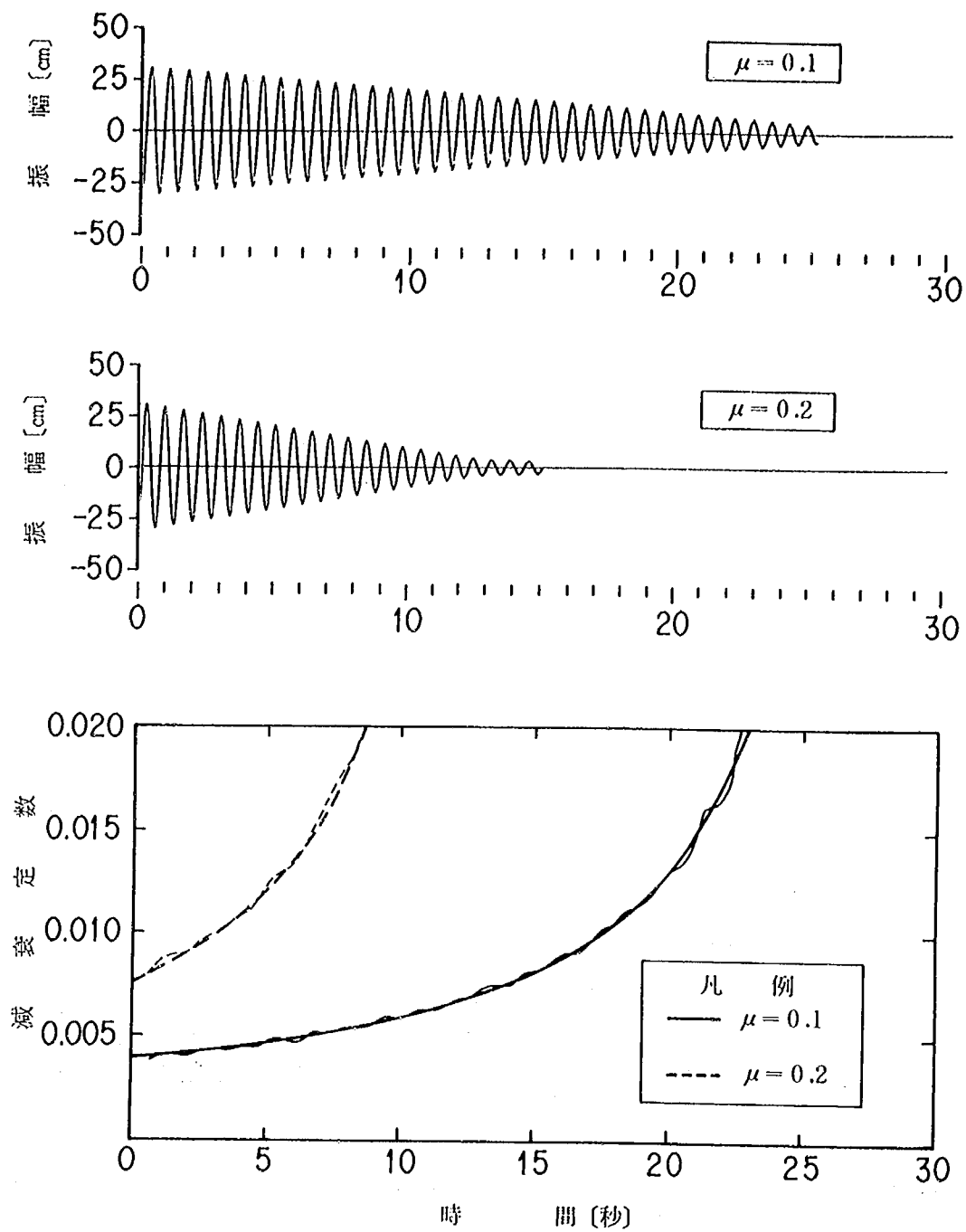


図-3.9 桁端(節点1)の自由振動波形及び減衰定数
(2径間連続斜張橋Bモデル 5次振動)

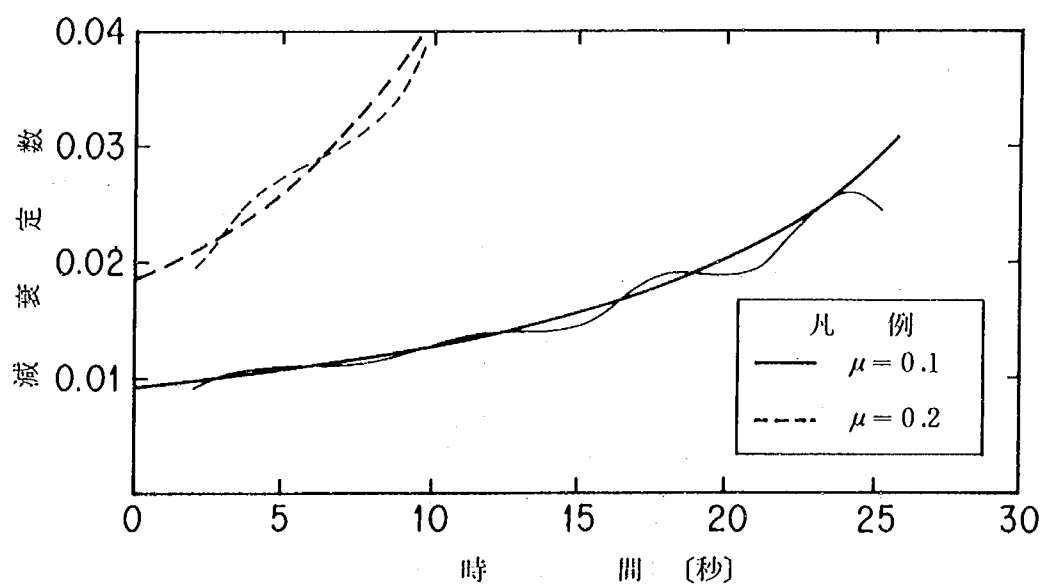
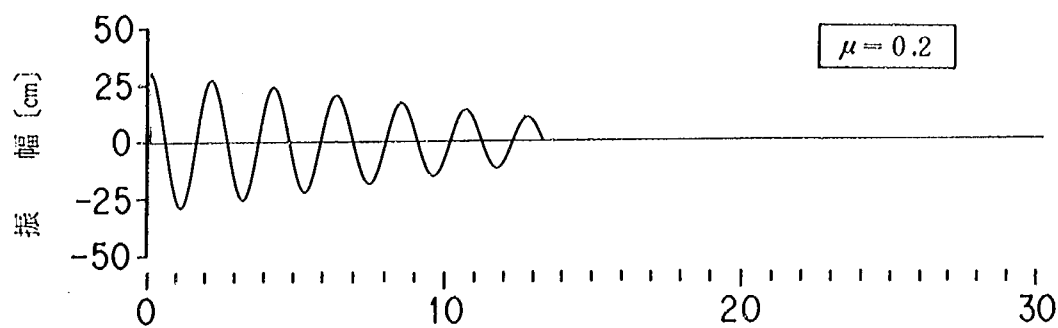
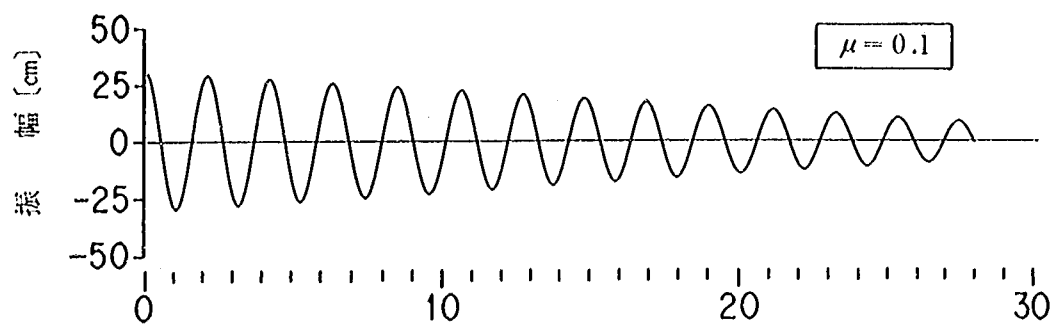


図-3.10 桁端（節点2）の自由振動波形及び減衰定数
（3径間連続斜張橋）

4. 支承部の吸収エネルギーに基づく減衰性の簡易評価法

4.1 摩擦力による吸収エネルギーに基づく減衰定数の算定方法

(1) エネルギーの比から減衰定数を求める方法

摩擦力 F が作用する系の自由振動波形は、図-4.1に示すように直線的に減衰する。また、速度に比例する粘性減衰が作用する場合の減衰振動系の固有周期は、非減衰振動系の固有周期よりも長くなるのに対して、摩擦力が作用する場合には減衰系と非減衰系の固有周期 T は変化しない。いま、減衰性の評価を摩擦力による吸収エネルギーをもとに行なうと以下のようなになる。

今、ある離散化された多自由度系がその j 次モードで振動している場合に時刻 t_m から1周期 T_j 後の時刻 $t_m + T_j$ の間に摩擦力の作用によって吸収されるエネルギー ΔE_j^m は次式で与えられる。

$$\Delta E_j^m = \int_{t_m}^{t_m+T_j} |Fr| du \dots\dots\dots (4-1)$$

ここで、 T_j 及び F_r は、それぞれ、 j 次の固有周期、 r 節点に作用する摩擦力を示す。また、 u は可動支承部の接触面間の相対変位を示す。本検討の解析では、両端の橋台を無視しており、このため、支承位置の節点の変位をそのまま相対変位として用いている。このようにすると、1周期内に吸収されるエネルギーは次式のように書き換えられる。

$$\Delta E_j^m = 4 \sum_r F_r u_{jr}^m \dots\dots\dots (4-2)$$

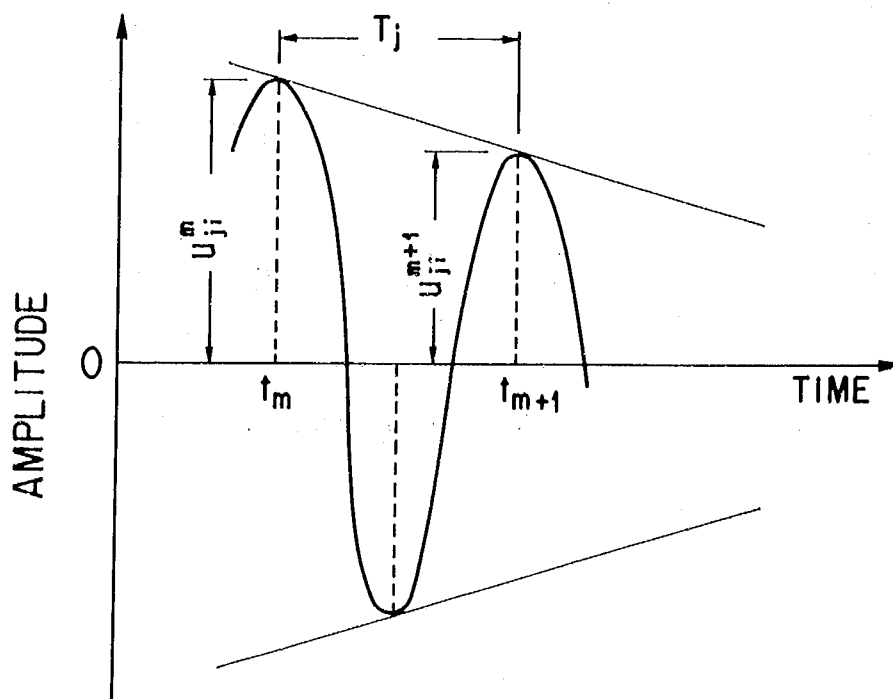


図-4.1 摩擦力の作用する系の減衰性状及びその記号

ここで、 u_{jr}^m は j 次モードと相似な形状で振動している場合の時刻 t_m における摩擦の作用する節点 r の変位を示す。一方、 j 次モードと相似な形状で振動している場合の最大運動エネルギー E_j^m は次式で与えられる。

$$E_j^m = \frac{1}{2} \omega_j^2 \sum_i m_i (u_{ji}^m)^2 \quad (4-3)$$

ここで、 ω_j 及び m_i はそれぞれ j 次の固有円振動数及び節点 i の質量を示す。ここで、次式のように係数 Γ_j^m を導入する。

$$u_{ji}^m = \Gamma_j^m \phi_{ji} \quad (4-4)$$

ここで、 ϕ_{ji} は j 次の固有振動モードの i 節点の振幅を示す。式 (4-4) を式 (4-2) 及び式 (4-3) に代入すると次式を得る。

$$\Delta E_j^m = 4 \Gamma_j^m \sum_r F_r \phi_{jr} \quad (4-5)$$

$$E_j^m = \frac{1}{2} \omega_j^2 (\Gamma_j^m)^2 M_j \quad (4-6)$$

ここで M_j は j 次モードの一般化質量を示し、次式で定義される。

$$M_j = \sum_i m_i (\phi_{ji})^2 \quad (4-7)$$

j 次モードの等価なモード減衰定数 h_j は、吸収エネルギーと運動エネルギーを用いて次式で求められる。

$$h_j = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta E_j^m}{E_j^m} \quad (4-8)$$

式 (4-5) 及び式 (4-6) を式 (4-8) に代入すると最終的に減衰定数は次式で与えられる。

$$h_j = \frac{2}{\pi \omega_j^2 \Gamma_j^m M_j} \sum_r F_r \phi_{jr} \quad (4-9)$$

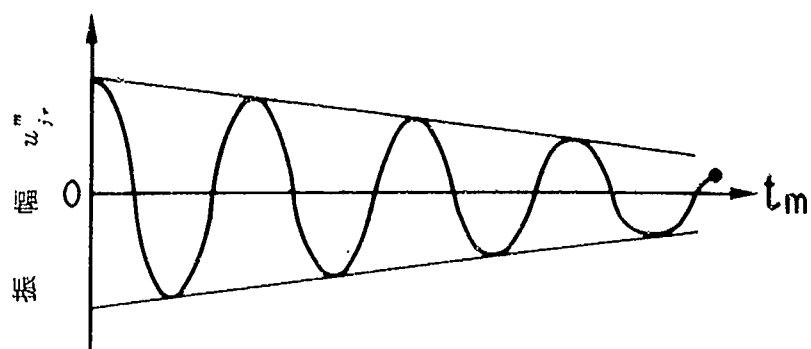
ここで注意を要するのは、振動中の振幅を表わす係数 Γ_j^m が減少した場合には、逆に減衰定数 h_j は大きくなるということを式 (4-9) は示している。この関係を図示すると図-4.2のようになる。

なお、以上の式の誘導においては、式 (4-2) の吸収エネルギーの算出において変位として減衰のない場合を仮定している。このため、式 (4-9) の近似式は、減衰性を大きめに評価することになり、摩擦力が非常に大きい場合など減衰の大きい場合にはその近似度が低下することになる。

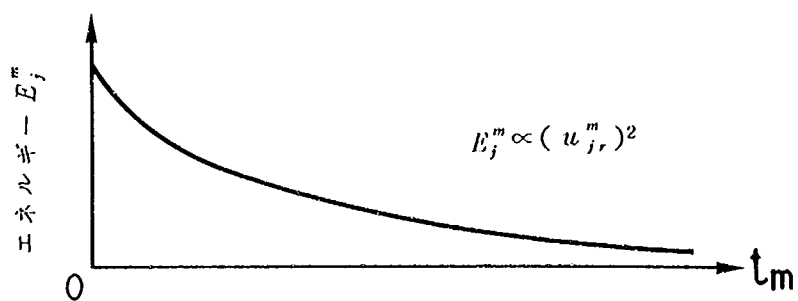
(2) エネルギーの差から減衰定数を求める方法

前述の方法は、吸収エネルギーと運動エネルギーの比率から減衰定数を定める方法であるが、以下にエネルギーの差から振幅の比率を求め、これより減衰定数を求める方法を示す。これは、ある時刻に系の有しているエネルギーから、その後ある時刻までのエネルギーの減少量が摩擦力のなす仕事量に等しいという関係を用いるものである。

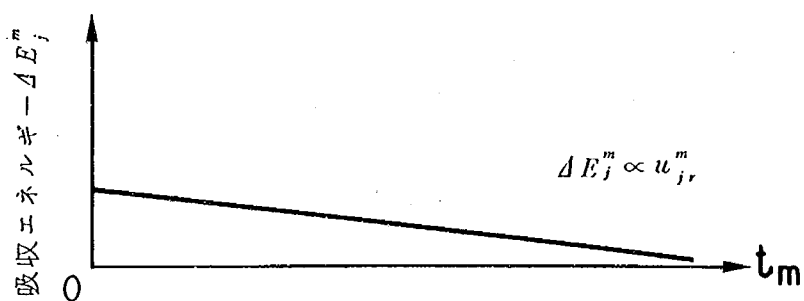
今、ある離散化された多自由度系が、その j 次モードと相似形で振動している場合の時刻 t_m において系の有している運動エネルギーは式 (4-6) のようになる。また、1 周期経過した時刻 $t_{m+1} = t_m + T_j$ にお



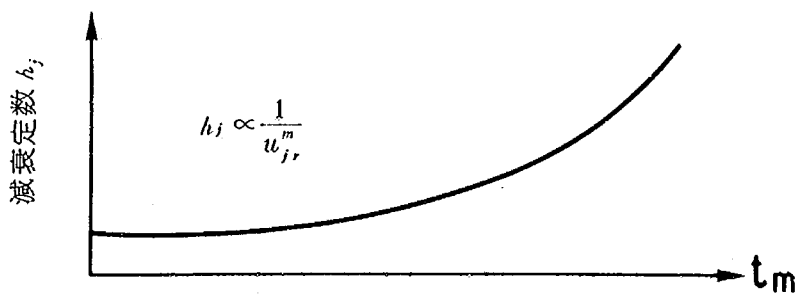
(a) 自由振動波形



(b) 系の有するエネルギー



(c) 摩擦力の吸収するエネルギー



(d) 減衰定数 h

図-4.2 摩擦力の作用する系の減衰定数の振幅依存性

けるエネルギー E_j^{m+1} は同様に次式のように表わされる。

$$E_j^{m+1} = \frac{1}{2} \omega_j^2 (\Gamma_j^{m+1})^2 M_j \dots\dots\dots (4-10)$$

ここで、 Γ_j^{m+1} は、時刻 t_{m+1} における振幅量を表わす係数である。

今、時刻 t_m の振幅 u_{ji}^m と時刻 t_{m+1} の振幅 u_{ji}^{m+1} の比率 k_m を次式のように定義する。

$$k_m = \frac{u_{ji}^{m+1}}{u_{ji}^m} = \frac{\Gamma_j^{m+1}}{\Gamma_j^m} \dots\dots\dots (4-11)$$

式 (4-11) に式 (4-6)、式 (4-10) を代入すると次のようになる。

$$E_j^{m+1} = k_m^2 \cdot E_j^m \dots\dots\dots (4-12)$$

一方、摩擦力により 1 周期 T_j の間に吸収されるエネルギー ΔE_j^m は式 (4-5) のようになる。また、振幅のピークの包絡線が直線になると仮定した場合には、吸収されるエネルギーは次のようにも表すことができる。

$$\begin{aligned} \Delta E_j^m &= 2 \sum_r Fr (u_{jr}^m + u_{jr}^{m+1}) = 2 (1+k_m) \sum_r Fr u_{jr}^m \\ &= 2 \Gamma_j^m (1+k_m) \sum_r Fr \psi_{jr} \dots\dots\dots (4-13) \end{aligned}$$

ここで、式 (4-5) は吸収エネルギーの算出に非減衰の振動波形を仮定したものであり、式 (4-13) は、直線的な減衰を仮定したものである。このため、その近似度は、式 (4-13) を用いた場合の方がよりよいと考えられる。

運動エネルギーの差が吸収エネルギー量に等しいということから次式が成立する。

$$\Delta E_j^m = E_j^m - E_j^{m+1} = (1-k_m^2) E_j^m \dots\dots\dots (4-14)$$

式 (4-14) は、 k_m に関する 2 次方程式であり、式 (4-14) に式 (4-6) 及び式 (4-5) あるいは式 (4-13) を代入し k_m について解くと次式が得られる。

$$k_m = \begin{cases} \frac{-\Delta \bar{E}_j + \sqrt{(\Delta \bar{E}_j)^2 - E_j^m (2\Delta \bar{E}_j - E_j^m)}}{E_j^m} & \left(\begin{array}{l} \text{吸収エネルギーの算出に} \\ \text{式(4-13)を用いた場合} \end{array} \right) \\ \sqrt{1 - 4 \Delta \bar{E}_j / E_j^m} & \left(\begin{array}{l} \text{吸収エネルギーの算出に} \\ \text{式(4-5)を用いた場合} \end{array} \right) \end{cases} \dots\dots\dots (4-15)$$

ここで、

$$\Delta \bar{E}_j = \Gamma_j^m \sum_r Fr \cdot \psi_{jr} \dots\dots\dots (4-16)$$

減衰定数は以上のようにして求めた k_m を用いて次式のように求められる。

$$\delta = \frac{2 \pi h}{\sqrt{1-h^2}} = \log_e \frac{u_{ji}^m}{u_{ji}^{m+1}} = \log_e \frac{1}{k_m} \dots\dots\dots (4-17)$$

4.2 吸収エネルギーに基づく減衰定数の簡易評価法の適用性の検討

4.1 節に示した減衰定数の簡易算定法を用いて、前述の2径間連続斜張橋Aモデルの5次及び6次振動モード、同Bモデルの5次振動モード、及び3径間連続斜張橋モデルの3次振動モードに着目し、第3章に示した応答計算結果との比較を行うとともに、吸収エネルギーの比による方法、吸収エネルギーの差による方法の2つの手法の適用性を検討した。

(1) 入力諸元

吸収エネルギーに基づく減衰定数の算定方法においては、入力データとして以下の諸量が必要である。

- ω_j : 着目する j 次振動モードの固有円振動数 [rad/sec]
- a_{jr}^m : 摩擦力の作用するある1つの基準点 r_0 の時刻 m の振幅値 [m]
- ϕ_{jr} : 摩擦力の作用するある1つの基準点 r_0 の j 次の固有振動モード値 (ただし, $[\phi]^T [M] [\phi] = I$ なる正規化がなされた値)
- F_r : 摩擦力の作用する r 点における摩擦力 F [t]
- a_{jr}^m : 基準点 r_0 で a_{jr}^m の振幅値を持つ時の摩擦力の作用する r 点における振幅値 [m]

以上の諸量を各解析モデルについて示すと表-4.1のようになる。ここで、 a_{jr}^m は、図-3.3及び図-3.4に示した解析モデルの一方の支承位置の節点の変位量とし、この時 ϕ_{jr} は同節点の固有振動モードの値である。また、 a_{jr}^m は、摩擦力の作用する両桁端の支承位置の節点の変位量を示す。

表-4・1 吸収エネルギーに基づく減衰定数の算出に用いた入力データ

モデル	振動モード	固有円振動数 (rad / sec)	支承位置の固有 振動モード値	摩擦係数 μ	摩擦力 F (t)
2径間連続斜張橋モデル	A	5次	3.18×10^{-2}	0.1	56.307
				0.2	112.614
		6次	2.18×10^{-2}	0.1	56.307
				0.2	112.614
	B	5次	-3.70×10^{-2}	0.1	56.307
				0.2	112.614
3径間連続斜張橋モデル	3次	2.97	3.02×10^{-2}	0.1	20.315
				0.2	40.630

注1) Bモデルは、Aモデルの橋脚部分の剛性を半分にしたものである。

注2) 支承位置の固有振動モード値は、 $[\phi]^T [M] [\phi] = I$ なる正規化がなされた値である。

注3) 摩擦力の算出に用いる垂直抗力には、静的な死荷重反力を用いた。

(2) 吸収エネルギーに基づく減衰定数の推定方法の検討

表－3.7に示した8ケースについて第3章の応答計算と同様に基準点（摩擦力の作用する支承位置）に初期変位30cmを与えた場合の自由減衰振動を想定し、その振幅に応じた減衰定数を算定した結果が表－4.2である。また、第3章に示した応答計算により求めた自由振動波形から算出した減衰定数と吸収エネルギーに基づいて算出した減衰定数を比較した結果が表－4.3及び図－4.3～図－4.6である。

ここで、表－4.3は、応答計算結果と吸収エネルギー差による方法（式（4-17））の振幅のピーク値の包絡線の勾配を比較したものであり、図－4.3～図－4.6は、振幅に対する減衰定数について、応答計算結果と簡易評価式（4-9）及び式（4-17）による結果を比較したものである。なお、応答計算結果では、図－3.7～図－3.10に示したように波形にうねりが生じているため、これを直線補間した式を用いて示している。これらの結果から以下のことが指摘される。

- (1) 吸収エネルギーに基づいて減衰定数を算定する2つの手法の大きな違いは、吸収エネルギー量を算定する時に、振幅が減少していくことを考慮するか否かである。エネルギーの比を用いる方法（式（4-9））は、これを考慮していない。また、エネルギーの差による方法（式（4-17））はこれを考慮している。
- (2) 減衰定数の2つの簡易算定式は共に動的解析結果とよい一致を示す。特に吸収エネルギーの差による方法（式（4-17））は動的解析結果とよく一致する。また、エネルギーの比による方法（式（4-9））は、減衰定数の小さい時にはよく一致するが、減衰定数が大きくなるに従い、一致度は悪くなる。

表－4・2(1) エネルギー比により算出した減衰定数（式（4-9））

モデル		振 動 モード	摩 擦 係 数 μ	振 幅 a_{pro} (cm)				
				30	20	10	5	1
2 径間連続斜張橋モデル	A	5 次	0.1	0.0016	0.0025	0.0049	0.0098	0.0491
			0.2	0.0033	0.0049	0.0098	0.0196	0.0982
		6 次	0.1	0.0007	0.0010	0.0020	0.0040	0.0202
			0.2	0.0013	0.0020	0.0040	0.0081	0.0404
	B	5 次	0.1	0.0038	0.0057	0.0113	0.0227	0.1134
			0.2	0.0076	0.0113	0.0227	0.0454	0.2269
3 径間連続斜張橋モデル	3 次	0.1	0.0089	0.0134	0.0267	0.0534	0.2672	
		0.2	0.0178	0.0267	0.0534	0.1069	0.5345	

表-4・2(2) エネルギー差により算出した減衰定数 (式(4-17))

モデル		振 動 モード	摩 擦 係 数 μ	振 幅 a_{jro} (cm)				
				30	20	10	5	1
2 径間連続斜張橋モデル	A	5 次	0.1	0.0016	0.0025	0.0050	0.0101	0.0586
			0.2	0.0033	0.0050	0.0101	0.0210	0.1509
		6 次	0.1	0.0007	0.0010	0.0020	0.0041	0.0216
			0.2	0.0014	0.0020	0.0041	0.0083	0.0465
	B	5 次	0.1	0.0038	0.0058	0.0118	0.0245	0.1948
			0.2	0.0078	0.0118	0.0245	0.0533	——
3 径間連続斜張橋モデル	3 次	0.1	0.0092	0.0140	0.0292	0.0650	——	
		0.2	0.0189	0.0292	0.0650	0.1745	——	

表-4・3 応答計算結果とエネルギー差を用いた減衰定数の算定方法の比較

モデル	振動モード	摩擦係数 μ (摩擦力 F)	周 期 (秒)		減 衰 勾 配 (m/sec)		計算に用いた波数
			固有値解析	平均周期	エネルギー差を用いた計算値	平均勾配 (相関係数)	
2 径間連続斜張橋	A	0.1	0.5168	0.5172	5.967×10^{-3}	5.843×10^{-3} ($r^2=0.9969$)	40
				0.5170	11.934×10^{-3}	11.680×10^{-3} ($r^2=0.9972$)	40
		0.2	0.4839	0.4845	2.622×10^{-3}	2.548×10^{-3} ($r^2=0.8986$)	40
				0.4843	5.245×10^{-3}	5.047×10^{-3} ($r^2=0.9076$)	40
	B	0.1	0.6748	0.6750	10.563×10^{-3}	10.486×10^{-3} ($r^2=0.99999$)	30
				0.6753	21.126×10^{-3}	20.931×10^{-3} ($r^2=0.99997$)	15
3 径間連続斜張橋	3 次	0.1	2.1130	2.1090	7.946×10^{-3}	7.935×10^{-3} ($r^2=0.9999$)	20
		0.2		2.1060	15.892×10^{-3}	15.694×10^{-3} ($r^2=0.9997$)	10

注) 平均勾配は、振幅のピーク値とその発生時間から最小二乗法により次式に示す時間に対する勾配を求めたものである。

$$a_{jro}^t = a_{jro}^0 - Kt$$

ここで、

a_{jro}^t : 時刻 t における振幅 (m)

a_{jro}^0 : 時刻 0 “

K : 平均勾配 (m / sec)

t : 時刻 (sec)

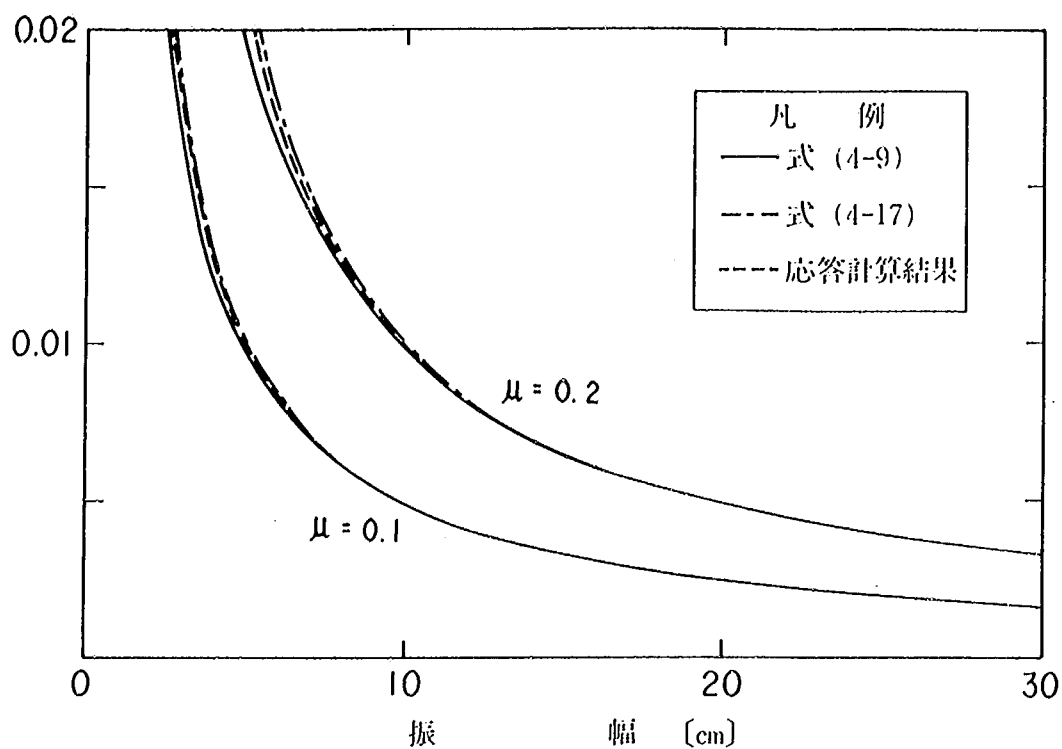


図-4. 3 自由振動波形から求めた減衰定数と吸収エネルギーに基づく減衰定数の比較
(2径間連続斜張橋Aモデル 5次振動)

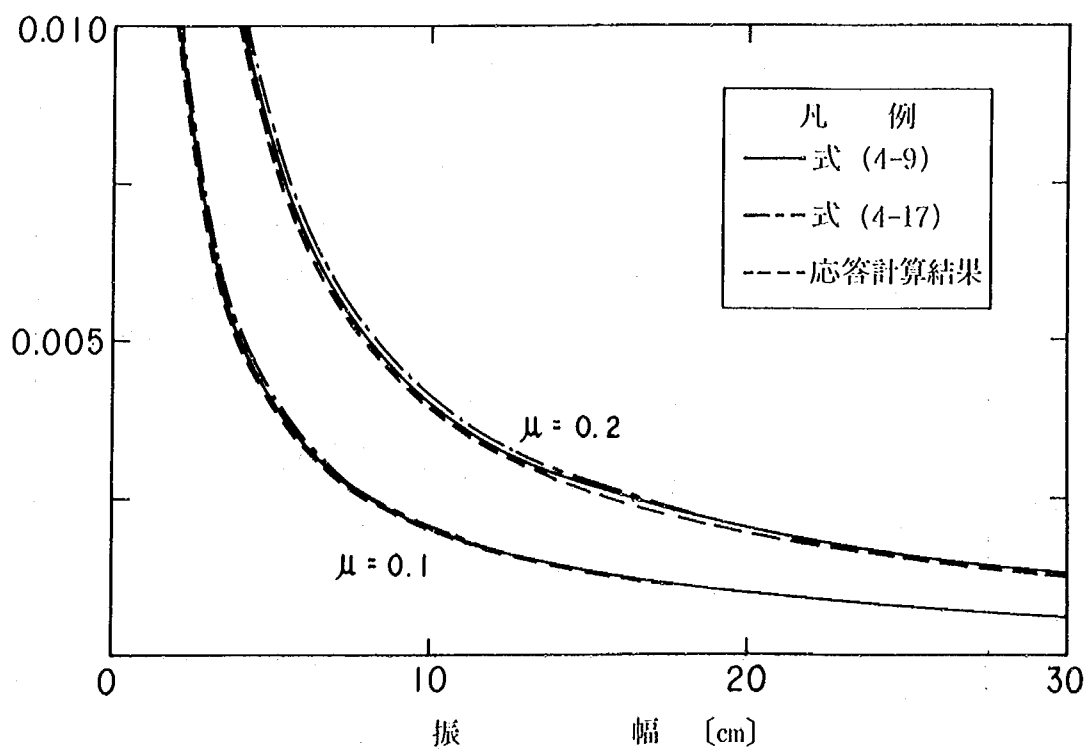


図-4. 4 自由減衰波形から求めた減衰定数と吸収エネルギーに基づく減衰定数の比較
(2径間連続斜張橋Aモデル 6次振動)

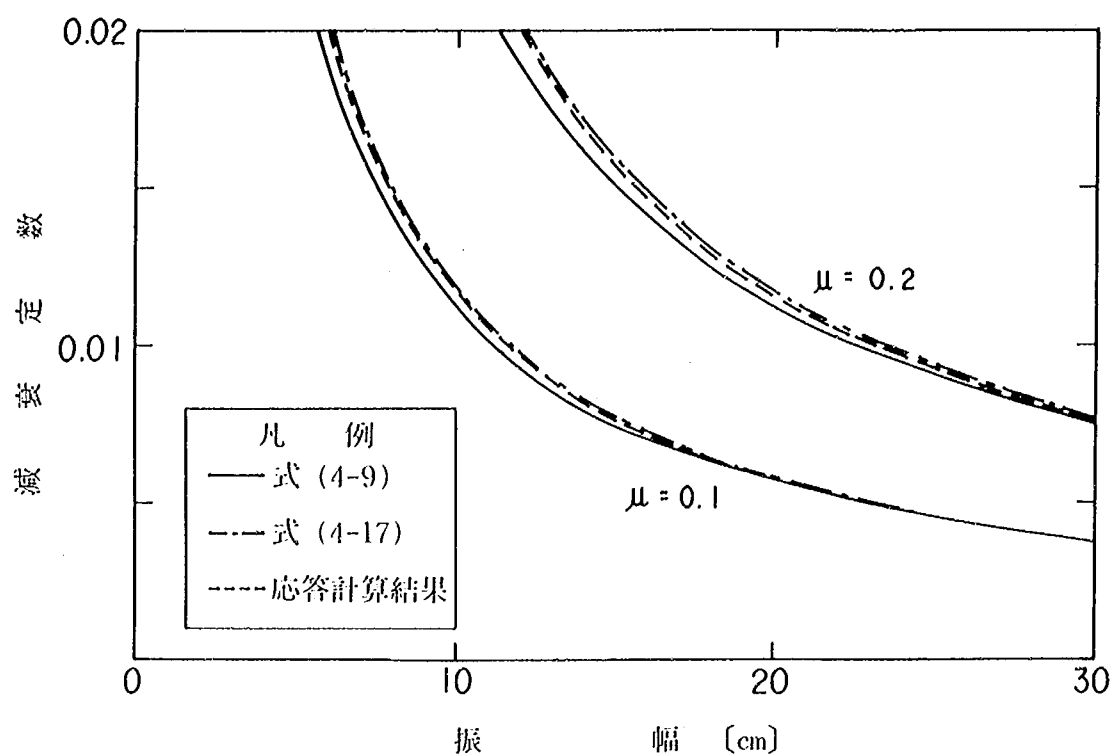


図-4.5 自由振動波形から求めた減衰定数と吸収エネルギーに基づく減衰定数の比較
(2径間連続斜張橋Bモデル 5次振動)

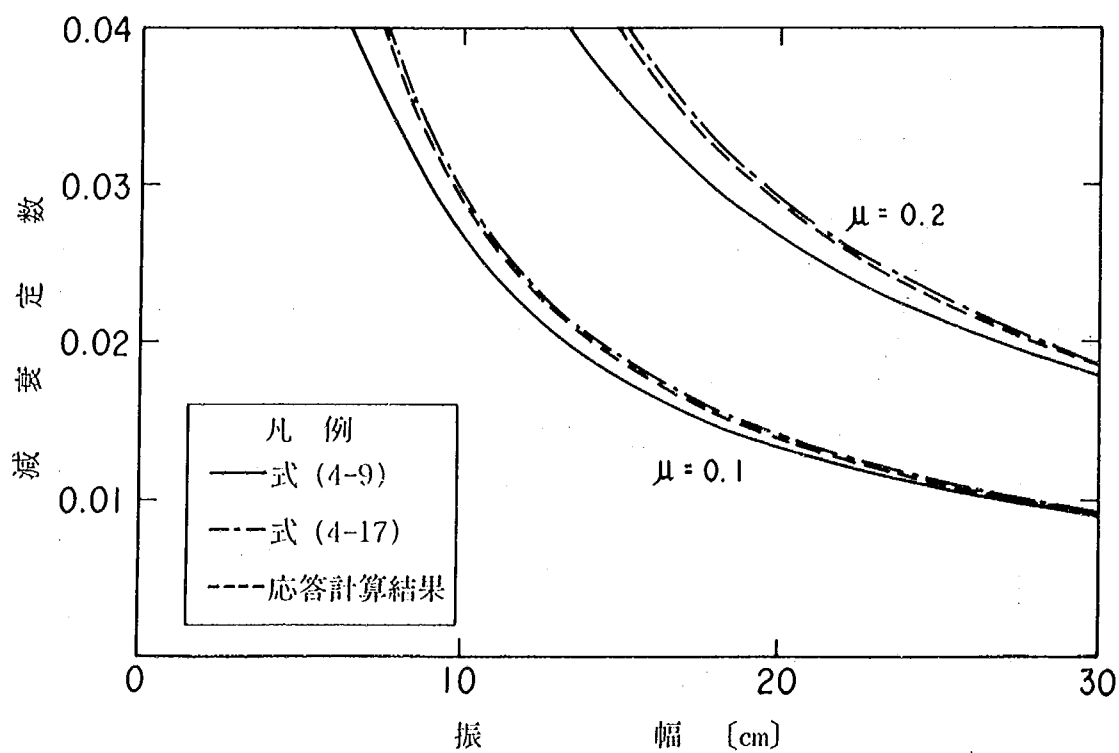


図-4.6 自由振動波形から求めた減衰定数と吸収エネルギーに基づく減衰定数の比較
(3径間連続斜張橋モデル 3次振動)

5. 結 論

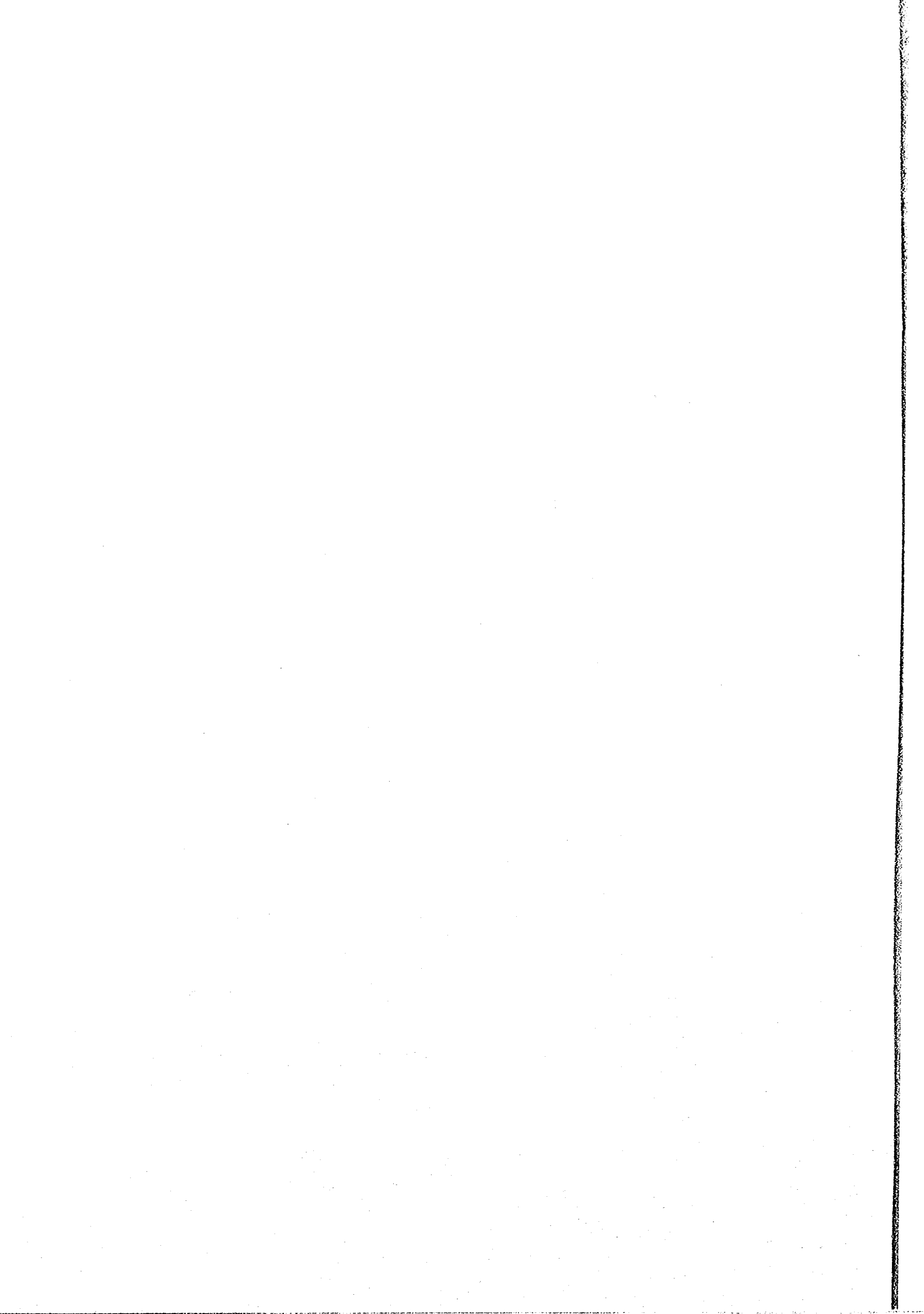
支承部の摩擦に伴う斜張橋の減衰特性に関して、初期変位を与えて自由振動を生じさせ、その応答波形から減衰定数を算定した。さらに等価な減衰定数の推定式として、吸収エネルギーに基づく2つの手法を提示するとともに、これらの応答算計結果との比較を行なった。以上の結果をまとめると以下のようになる。

- (1) 斜張橋モデルの水平方向振動の卓越する固有振動モードに対して両桁端に一定の摩擦力が作用すると仮定し、初期変位（変位及び加速度）を与えて自由振動を発生させた。自由振動波形の振幅のピークは摩擦の作用する系特有の直線減衰となる。このため、等価な減衰定数は、振幅に依存し振幅が小さくなるに従い大きくなる。一般に減衰定数は振幅依存性を有し、振幅が大きくなるに従い、減衰定数が大きくなるといわれているが摩擦の卓越する系に対しては逆の傾向を有するという事に注意しなければならない。
- (2) 同じモデルでも振動モードが異なれば、減衰性状も異なる。同一の変位を与えた場合の減衰定数は、系の復元力が大きいモードほど小さくなる。これは、摩擦力に対する系の復元力が大きい方が減衰は小さくなるためである。
- (3) 本解析で対象とした斜張橋について、等価な減衰定数を算出した結果は表-3.6に示す通りであり、摩擦係数が0.1の場合には支承部の振幅が、30cmの時に0.1～1%，10cmの時に0.5～3%程度の値となる。
- (4) 等価な減衰定数の算定式として吸収エネルギーの比から求める方法（式(4-9)）、及びエネルギーの差から求める方法（式(4-17)）の2つの手法を示した。これらの結果は、共に応答計算とよく一致する。一致度は式(4-17)の方がよいが、簡便性を考慮すると式(4-9)が有効と考えられる。

参考文献

- 1) 川島一彦, 運上茂樹, 吾田洋一: 斜張橋の耐震性に関する研究, — (その1) 振動実験から見た斜張橋の振動特性 —, 土木研究所資料第2388号, 昭和61年6月
- 2) 伊藤 学, 片山恒雄: 橋梁の振動減衰, 土木学会論文集, No.117 1965年5月
- 3) 加藤雅史, 島田静雄: 橋梁実測振動特性の統計解析, 土木学会論文報告集第311号, 1981年7月
- 4) 前田幸雄, 前田研一, 越後 滋: 斜張橋のシステムダンピングに関する2, 3の考察, 土木学会論文報告集第333号, 1983年5月
- 5) 川島一彦: 動的解析における摩擦力のモデル化に関する一考察, 土木学会論文報告集第309号, 1981年5月
- 6) Newmark, N. M.: A Method of Computation for Structural Dynamics, Proc. ASCE, Vol 85, No. EM 3, 1959, pp. 67-94.
- 7) 建設省関東地方建設局北首都国道工事事務所, 財国土開発技術研究センター: 幸魂橋設計施工技術検討報告書, 昭和60年3月
- 8) 日本道路公団名古屋建設局: 名港西大橋工事誌, 昭和61年3月
- 9) 加藤信夫, 飯岡 豊, 川人達男: 名港西大橋 (上部工) の設計, 橋梁と基礎, 83-12, 1983年12月

付 属 資 料
解 析 入 力 諸 元
及 び 振 動 モ ー ド 値



付表一 1 解析モデル節点データ (2 径間連続斜張橋モデル)

節点番号	x座標 (m)	y座標 (m)	x方向並進質量 (t・sec ² /m)	y方向並進質量 (t・sec ² /m)
1	0.0	69.5	4.484	x 方 向 と 同 じ
2	5.0		26.902	
3	30.0		44.837	
4	55.0			
5	80.0			
6	105.0			
7	130.0			
8	155.0		53.804	
9	190.0		77.363	
10	225.0		53.804	
11	250.0		44.837	
12	275.0			
13	300.0			
14	325.0			
15	350.0			
16	375.0		26.902	
17	380.0		4.484	
18	190.0	149.5	3.980	同 じ
19		143.5	7.296	
20		138.5	6.633	
21		133.5		
22		128.5		
23		123.5		
24		118.5		
25		113.5	17.908	
26		91.5	29.184	
27		65.7	0.0	
28		52.35		
29		39.0		
30		34.0		
31		32.87		

付表一 2 解析モデル部材データ (2 径間連続斜張橋モデル)

部材	部材番号	I端	J端	断面積 (m^2)	断面 2 次モーメント (m^4)	単位長当たりの 重量 (t/m)
桁	1	1	2	0.8897	1.613	17.576
	2	2	3	↓	↓	↓
	3	3	4	↓	↓	↓
	4	4	5	↓	↓	↓
	5	5	6	↓	↓	↓
	6	6	7	↓	↓	↓
	7	7	8	↓	↓	↓
	8	8	9	0.8584	1.555	↓
	9	9	10	↓	↓	↓
	10	10	11	0.8897	1.613	↓
	11	11	12	↓	↓	↓
	12	12	13	↓	↓	↓
	13	13	14	↓	↓	↓
	14	14	15	↓	↓	↓
	15	15	16	↓	↓	↓
	16	16	17	↓	↓	↓
塔	17	18	19	0.3898	0.8034	13.0
	18	19	20	↓	↓	↓
	19	20	21	↓	↓	↓
	20	21	22	↓	↓	↓
	21	22	23	↓	↓	↓
	22	23	24	0.8451	2.787	↓
	23	24	25	↓	↓	↓
	24	25	26	↓	↓	↓
橋脚	25	26	9	↓	↓	↓
	26	9	27	120.0	550 (275)	0.0
	27	27	28	↓	↓	↓
	28	28	29	↓	↓	↓
	29	29	30	600.0	3.3×10^4 (1.65×10^4)	↓
ケーブル	30	30	31	↓	↓	↓
	31	2	19	0.0269	0.0	0.0
	32	3	20	↓	↓	↓
	33	4	21	↓	↓	↓
	34	5	22	↓	↓	↓
	35	6	23	↓	↓	↓
	36	7	24	↓	↓	↓
	37	8	25	↓	↓	↓
	38	10	25	↓	↓	↓
	39	11	24	↓	↓	↓
	40	12	23	↓	↓	↓
	41	13	22	↓	↓	↓
	42	14	21	↓	↓	↓
	43	15	20	↓	↓	↓
	44	16	19	↓	↓	↓

注) () 内の数値は B モデルに用いたデータである。

付表一3 固有振動モード (2 径間連続斜張橋 A モデル 5 次振動 $T = 0.517$ 秒)

節点番号	x	y	θ_z
1	-3.18116D-02	0.0	-1.36272D-03
2	-3.18060D-02	-6.73528D-03	-1.31572D-03
3	-3.15795D-02	-2.66871D-02	2.21665D-06
4	-3.10804D-02	-5.90569D-03	1.40641D-03
5	-3.02836D-02	2.73274D-02	8.53900D-04
6	-2.91106D-02	2.74809D-02	-8.15615D-04
7	-2.75312D-02	-3.56015D-03	-1.29795D-03
8	-2.56449D-02	-2.36850D-02	-1.32493D-04
9	-2.26068D-02	-3.90792D-14	1.05777D-03
10	-2.56449D-02	2.36850D-02	-1.32493D-04
11	-2.75312D-02	3.56015D-03	-1.29795D-03
12	-2.91106D-02	-2.74809D-02	-8.15615D-04
13	-3.02836D-02	-2.73274D-02	8.53900D-04
14	-3.10804D-02	5.90569D-03	1.40641D-03
15	-3.15795D-02	2.66871D-02	2.21665D-06
16	-3.18060D-02	6.73528D-03	-1.31572D-03
17	-3.18116D-02	0.0	-1.36272D-03
18	-4.64888D-02	-1.38029D-12	5.28906D-04
19	-4.33737D-02	-1.36056D-12	4.99727D-04
20	-4.10347D-02	-1.31492D-12	4.28309D-04
21	-3.92302D-02	-1.24391D-12	2.73188D-04
22	-3.85125D-02	-1.14923D-12	-7.78684D-06
23	-3.93725D-02	-1.03329D-12	-3.27432D-04
24	-4.11433D-02	-9.71448D-13	-3.65353D-04
25	-4.28515D-02	-9.02569D-13	-2.98586D-04
26	-4.15479D-02	-5.16605D-13	5.00365D-04
27	-1.84237D-02	-3.43985D-14	1.08945D-03
28	-5.61561D-03	-1.79543D-14	7.59213D-04
29	-2.55765D-05	-1.51015D-15	8.09819D-06
30	-9.10995D-07	-2.78380D-16	1.60400D-06
31	0.0	0.0	0.0
32	0.0	0.0	0.0
33	0.0	0.0	0.0

付表一4 固有振動モード (2 径間連続斜張橋 A モデル 6 次振動 $T = 0.484$ 秒)

節点番号	x	y	θ_z
1	2.17939D-02	0.0	-2.24058D-03
2	2.17895D-02	-1.10819D-02	-2.16798D-03
3	2.15980D-02	-4.40884D-02	1.21466D-05
4	2.11073D-02	-9.86589D-03	2.26531D-03
5	2.03855D-02	4.09029D-02	1.12555D-03
6	1.95803D-02	3.28720D-02	-1.63897D-03
7	1.87350D-02	-2.12580D-02	-2.02900D-03
8	1.76771D-02	-4.67248D-02	2.03341D-04
9	1.55171D-02	6.67039D-14	1.51626D-03
10	1.76771D-02	4.67248D-02	2.03341D-04
11	1.87350D-02	2.12580D-02	-2.02900D-03
12	1.95803D-02	-3.28720D-02	-1.63897D-03
13	2.03855D-02	-4.09029D-02	1.12555D-03
14	2.11073D-02	9.86589D-03	2.26531D-03
15	2.15980D-02	4.40884D-02	1.21466D-05
16	2.17895D-02	1.10819D-02	-2.16798D-03
17	2.17939D-02	0.0	-2.24058D-03
18	3.38667D-02	2.35592D-12	-8.62670D-04
19	2.87391D-02	2.32224D-12	-8.38425D-04
20	2.46510D-02	2.24436D-12	-7.96206D-04
21	2.06682D-02	2.12316D-12	-8.19326D-04
22	1.62302D-02	1.96158D-12	-9.79002D-04
23	1.08957D-02	1.76371D-12	-1.12816D-03
24	5.33188D-03	1.65817D-12	-1.07199D-03
25	4.19321D-04	1.54060D-12	-8.69701D-04
26	-5.35432D-03	8.81786D-13	3.53056D-04
27	1.26458D-02	5.87144D-14	-7.47789D-04
28	3.85450D-03	3.06460D-14	-5.21117D-04
29	1.75554D-05	2.57766D-15	-5.55852D-06
30	6.25298D-07	4.75165D-16	-1.10097D-06
31	0.0	0.0	0.0
32	0.0	0.0	0.0
33	0.0	0.0	0.0

付表一5 固有振動モード (2 径間連続斜張橋 B モデル 5 次振動 T=0.675 秒)

節点番号	x	y	θ _z
1	-3.70396D-02	0.0	-3.02017D-04
2	-3.70358D-02	-1.49356D-03	-2.92098D-04
3	-3.68794D-02	-6.25311D-03	-3.65460D-05
4	-3.65237D-02	-2.76760D-03	2.85397D-04
5	-3.59723D-02	5.53267D-03	3.09251D-04
6	-3.52135D-02	1.02569D-02	4.05377D-05
7	-3.42322D-02	7.77863D-03	-2.01887D-04
8	-3.30288D-02	2.26876D-03	-1.91565D-04
9	-3.09474D-02	-9.75421D-16	7.80544D-05
10	-3.30288D-02	-2.26876D-03	-1.91565D-04
11	-3.42322D-02	-7.77863D-03	-2.01887D-04
12	-3.52135D-02	-1.02569D-02	4.05377D-05
13	-3.59723D-02	-5.53267D-03	3.09251D-04
14	-3.65237D-02	2.76760D-03	2.85397D-04
15	-3.68794D-02	6.25311D-03	-3.65460D-05
16	-3.70358D-02	1.49356D-03	-2.92098D-04
17	-3.70396D-02	0.0	-3.02017D-04
18	-4.75504D-02	-3.44841D-14	5.59547D-04
19	-4.42281D-02	-3.39901D-14	5.42044D-04
20	-4.16058D-02	-3.28479D-14	5.03872D-04
21	-3.92352D-02	-3.10693D-14	4.38198D-04
22	-3.73027D-02	-2.86976D-14	3.25205D-04
23	-3.60684D-02	-2.57943D-14	1.61067D-04
24	-3.53946D-02	-2.42476D-14	1.09033D-04
25	-3.49562D-02	-2.25274D-14	7.01290D-05
26	-3.36406D-02	-1.28971D-14	9.96183D-05
27	-2.52210D-02	-8.58589D-16	1.49140D-03
28	-7.68745D-03	-4.48141D-16	1.03932D-03
29	-3.50127D-05	-3.76936D-17	1.10860D-05
30	-1.24710D-06	-6.94840D-18	2.19579D-06
31	0.0	0.0	0.0
32	0.0	0.0	0.0
33	0.0	0.0	0.0

付表—6 解析モデル節点データ (3 径間連続斜張橋モデル)

節点番号	x座標(m)	y座標(m)	x方向並進質量 (t・sec ² /m)	y方向並進質量 (t・sec ² /m)
1	-378.5	35.592	0.0	x 方 向 と 同 じ
2	-377.5	35.592	4.486	
3	-369.5	35.592	18.685	
4	-345.5	35.592	34.288	
5	-309.5	35.592	50.973	
6	-255.5	35.592	60.324	
7	-202.5	35.592	59.996	
8	-148.5	35.592	62.570	
9	-91.5	35.592	54.351	
10	-52.5	35.592	36.556	
11	-27.5	35.592	30.209	
12	0.0	35.592	30.839	
13	27.5	35.592	30.209	
14	52.5	35.592	36.556	
15	91.5	35.592	54.351	
16	148.5	35.592	62.570	
17	202.5	35.592	59.996	
18	255.5	35.592	60.324	
19	309.5	35.592	50.973	
20	345.5	35.592	34.288	
21	369.5	35.592	18.685	
22	377.5	35.592	4.486	
23	378.5	35.592	0.0	
24	-202.5	122.000	2.990	
25	-202.5	116.000	7.493	
26	-202.5	110.000	7.296	
27	-202.5	104.000	7.011	
28	-202.5	98.000	7.635	
29	-202.5	90.000	13.455	
30	-202.5	71.000	17.395	
31	-202.5	55.092	17.644	
32	-202.5	35.592	12.782	
33	-202.5	31.107	15.436	
34	-202.5	13.000	21.254	
35	-202.5	0.0	0.0	
36	202.5	122.000	2.990	
37	202.5	116.000	7.493	
38	202.5	110.000	7.296	
39	202.5	104.000	7.011	
40	202.5	98.000	7.635	
41	202.5	90.000	13.455	
42	202.5	71.000	17.395	
43	202.5	55.092	17.644	
44	202.5	35.592	12.782	
45	202.5	31.107	15.436	
46	202.5	13.000	21.254	
47	202.5	0.0	0.0	

付表一 7(1) 解析モデル部材データ (3 径間連続斜張橋モデル)

部材	部材番号	I端	J端	断面積 $A(m^2)$	断面 2 次モーメント $I_z(m^4)$	単位長当たりの 重量 $\gamma(t/m)$
支承	1	1	2	$k_x=0.0$	0	0
桁	2	2	3	0.62	0.795	10.99
	3	3	4			
	4	4	5			
	5	5	6			
	6	6	7			
	7	7	8			
	8	8	9			
	9	9	10			
	10	10	11			
	11	11	12			
	12	12	13			
	13	13	14			
	14	14	15			
	15	15	16			
	16	16	17			
	17	17	18			
	18	18	19			
	19	19	20			
	20	20	21			
	21	21	22			
支承	22	22	23	$k_x=0.0$	0	0
塔	23	24	25	0.903	2.788	9.767
	24	25	26			
	25	26	27			
	26	27	28			
	27	28	29			
	28	29	30			
	29	30	31			
	30	31	32			
	31	32	33	1.043	4.069	13.392
	32	33	34			
	33	34	35			
	34	36	37	0.903	2.788	9.767
	35	37	38			
	36	38	39			
	37	39	40			
	38	40	41			
	39	41	42			
	40	42	43			
	41	43	44			
	42	44	45	1.043	4.069	13.392
	43	45	46			
	44	46	47			

付表一 7(2) 解析モデル部材データ (3 径間連続斜張橋モデル)

部材	部材 番号	I端	J端	断面積 Λ (m ²)	断面 2 次モーメント I_z (m ⁴)	単位長当たりの 重量 γ (t/m)
ケ ー ブ ル	45	3	25	0.010912	0	0.0785
	46	4	26			
	47	5	27			
	48	6	28			
	49	8	28			
	50	9	27			
	51	10	26			
	52	11	25			
	53	13	37			
	54	14	38			
	55	15	39			
	56	16	40			
塔結合 間ばね	57	18	40			
	58	19	39			
	59	20	38			
	60	21	37			
	61	7	32	$k_x =$	0	0
	62	17	44	1.1×10^4 (t/m)	0	0

付表-8 固有振動モード (3 径間連続斜張橋モデル 3 次振動 $T=2.113$ 秒)

節点番号	x	y	θ_z
1	0.0	0.0	0.0
2	3.022360-02	0.0	-1.562790-04
3	3.022280-02	-1.238140-03	-1.517440-04
4	3.021480-02	-4.376460-03	-1.024090-04
5	3.017710-02	-6.131910-03	4.934710-06
6	3.005370-02	-3.289010-03	6.744660-05
7	2.985570-02	2.203060-05	7.029980-05
8	3.018540-02	6.470990-03	1.966580-04
9	3.043170-02	1.842570-02	1.246880-04
10	3.052350-02	1.785270-02	-1.681330-04
11	3.055110-02	1.122240-02	-3.519950-04
12	3.055990-02	-1.953190-11	-4.361360-04
13	3.055110-02	-1.122240-02	-3.519950-04
14	3.052350-02	-1.785270-02	-1.681330-04
15	3.043170-02	-1.842570-02	1.246880-04
16	3.018540-02	-6.470990-03	1.966580-04
17	2.985570-02	-2.203060-05	7.029980-05
18	3.005370-02	3.289010-03	6.744660-05
19	3.017710-02	6.131910-03	4.934710-06
20	3.021480-02	4.376460-03	-1.024090-04
21	3.022280-02	1.238140-03	-1.517440-04
22	3.022360-02	0.0	-1.562790-04
23	0.0	0.0	0.0
24	2.729980-02	7.508900-05	5.693760-05
25	2.764190-02	7.508840-05	5.715950-05
26	2.798760-02	7.451320-05	5.832560-05
27	2.834170-02	7.294080-05	5.948300-05
28	2.869120-02	6.974490-05	5.556470-05
29	2.906020-02	6.369760-05	3.275170-05
30	2.854770-02	4.932760-05	-1.053250-04
31	2.542320-02	3.728980-05	-2.974000-04
32	1.676730-02	2.252790-05	-6.009510-04
33	1.397750-02	1.968980-05	-6.377680-04
34	3.267320-03	8.229130-06	-4.569710-04
35	0.0	0.0	0.0
36	2.729980-02	-7.508900-05	5.693760-05
37	2.764190-02	-7.508840-05	5.715950-05
38	2.798760-02	-7.451310-05	5.832560-05
39	2.834170-02	-7.294070-05	5.948300-05
40	2.869120-02	-6.974490-05	5.556470-05
41	2.906020-02	-6.369760-05	3.275170-05
42	2.854770-02	-4.932760-05	-1.053250-04
43	2.542320-02	-3.728980-05	-2.974000-04
44	1.676730-02	-2.252790-05	-6.009510-04
45	1.397750-02	-1.968970-05	-6.377680-04
46	3.267320-03	-8.229120-06	-4.569710-04
47	0.0	0.0	0.0

斜張橋の耐震性に関する研究
— (その4) 支承部の摩擦に伴う斜張橋の
減衰特性—

ISSN 0386 - 5878

土木研究所資料第2631号

昭和63年4月 (1988)

川島 一彦, 進上 茂樹, 吾田 洋一

要 旨

近年、長大スパンの斜張橋の採用事例が急増している。これは、斜張橋が従来の吊橋と連続桁橋の中間の特性を有し、吊橋のような巨大なアンカー基礎を必要とせず、軟質な地盤上に建設される長大橋として構造的に適しているとともに橋梁技術の進歩に伴い、長大スパン化が可能となったためである。しかしながら、斜張橋に対しては、従来震害経験がなく、また、強震観測等による動的特性の把握も十分でないのが実情である。既往の斜張橋の実橋振動実験結果によれば、固有振動数、固有振動モード形は、通常よく用いられている線形骨組モデルを用いた解析によりかなりよい精度で推定することが可能であるが、地震応答に大きな影響を及ぼす減衰特性については、設計上仮定している値よりも小さな値が得られる場合が多く未解明な点が多い。

本報告は、斜張橋の耐震設計法の開発を目的とし、可動支承部に作用する摩擦力が斜張橋の減衰特性に及ぼす影響を解析的に検討した結果をとりまとめたものである。

キーワード：斜張橋、耐震設計、減衰特性、支承、摩擦力

郵便はがき

305-□□

40円切手
をはって
下をい。

建設省土木研究所

耐震研究室 御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 17

No. 17

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2631号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住 所)

氏 名 ⑩