

長大 PC 斜張橋の耐震設計における 減衰特性の評価に関する考察

竹田 哲夫¹・山野辺慎一²・南 浩郎³

¹正会員 鹿島技術研究所 企画管理室担当部長 (〒182-0036 調布市飛田給 2-19-1)

²正会員 工修 鹿島技術研究所 土木技術研究部主任研究員 (〒182-0036 調布市飛田給 2-19-1)

³正会員 工修 鹿島土木設計本部 第二設計部 (〒107-8502 港区赤坂 6-5-30)

PC 斜張橋の耐震設計における動的設計では減衰の評価が重要であるが、減衰特性の理論的・解析的な評価は難しいために、減衰定数をどう設定するかに関しては、充分検討されていないのが現状である。本研究では、既往の長大 PC 斜張橋の解析モデルを用い、長大 PC 斜張橋の減衰に与える要因を明らかにするために、各部材のひずみエネルギーの占める割合について調査し、各部材の等価減衰定数、可動支承における摩擦の影響、および基礎からの逸散減衰の影響について検討し、既往の振動実験結果との対応について検討した。また、地震時保有水平耐力法レベルの地震に対する解析における減衰定数の設定の影響について地震応答解析により検討し、耐震設計における減衰特性について考察した。

Key Words : prestressed concrete cable-stayed bridge, damping ratio, aseismic design

1. はじめに

プレストレストコンクリート(以下 PC)斜張橋は、地震時の挙動が複雑であることなどの理由により、その耐震設計において動的解析が必要とされる。兵庫県南部地震以降の各種設計基準の改定に見られるように、動的解析の重要性はますます高まっている。

このような動的解析においては、構造物の減衰の評価が重要であることはいままでもない。動的解析モデルの構築において、各部材の剛性や質量の影響は、個々の部材ごとに評価してそれらを重ね合わせて評価している。これに対し、構造物の減衰は、内部減衰、構造減衰、逸散減衰などの複数の要因があるために非常に複雑で未解明の部分が多く、各要因の影響を分離して評価することは困難である。このため、動的解析において、各要因の影響を重ね合わせて構造系の減衰を評価することは不可能であり、一般に、各要因の影響を包括した減衰定数としてその影響を評価しているが、その設定根拠は曖昧である。

橋梁における減衰のメカニズムに着目した研究としては、川島らによる斜張橋の模型実験により各部材の

吸収エネルギーからモード減衰定数を推定した研究¹⁾、および鋼斜張橋モデルの解析から可動支承の摩擦と基礎からの逸散減衰の影響を検討した研究^{2), 3)}などがある。また最近では、鋼斜張橋を対象とし各減衰要因からエネルギー的に減衰定数を評価し実橋振動実験に適用した山口らの研究⁴⁾、あるいは PC 吊床版橋を対象とし振動実験データに基づきモード減衰定数をエネルギー的に検討した角本らの研究⁵⁾がある。しかし、後者は主として使用性や耐風安定性の検討を目的としたものであり、PC 斜張橋の耐震設計への反映を目的として検討された例は十分ではない。

一方、筆者らは、既往の振動実験データに基づき PC 斜張橋の減衰定数について整理した⁶⁾が、その結果は耐震設計へ適用できるまで考察されていない。また、振動モードの中には振動実験では励起できないものもあり、こうしたものは、別途、解析的に検討する必要があると考えられる。

そこで、本研究では、長大 PC 斜張橋の耐震設計での動的解析における減衰定数の設定に資することを目的とし、振動実験などが行われた最大支間長 200m 級の長大 PC 斜張橋の橋軸方向を検討対象にして、各々の解

表-1 長大PC斜張橋の動的解析における減衰定数の設定例

橋梁 (完成年)	支間構成 主桁の支持形式	震度法レベル	地震時保有水平耐力法レベル
呼子大橋 ⁷⁾ (1989)	121+250+121m フローチング形式	応答スペクトル法および時刻歴応答解析 各次モードに対し一律 0.02	-
青森ベイ ⁸⁾ ブリッジ(1992)	128+240+128m 連続桁形式(ピソ支持)	応答スペクトル法および時刻歴応答解析 各次モードに対し一律 0.05	-
十勝大橋 ⁹⁾ (1995)	125+251+125m 連続桁形式	応答スペクトル法 主桁: 0.03 主塔: 0.03(橋軸方向), 0.02(橋軸直角方向) 橋脚: 0.05 斜材: 0.02 基礎: 0.10	非線形時刻歴応答解析 モード減衰定数に等価な減衰 マトリックスを作成
伊唐大橋 ¹⁰⁾ (1996)	44+120+260+120+44m フローチング形式	応答スペクトル法および時刻歴応答解析 主桁: 0.03 主塔: 0.05 斜材: 0.02 橋脚: 0.05 基礎: 0.10	-
新猪名川大橋 ¹¹⁾ (1998)	198.7+198.7m 剛結形式	応答スペクトル法 各次モードに対し一律 0.05	非線形時刻歴応答解析 Rayleigh 型の比例減衰 0.02

表-2 道路橋示方書V耐震設計編における減衰定数¹²⁾

構造部材	弾性域にある場合		非弾性域に入る場合	
	鋼構造	コンクリート 構造	鋼構造	コンクリート 構造
上部構造	0.02~ 0.03	0.03~ 0.05	0.02~ 0.03	0.03~ 0.05
ゴム支承	0.02		0.02	
免震支承	等価減衰定数		等価減衰定数	
下部構造	0.03~ 0.05	0.05~ 0.1	0.1~ 0.2	0.12~ 0.2
基礎構造	0.1~0.3		0.2~0.4	

析モデルを用い、減衰に及ぼす各要因の影響について考察した。まず始めに、長大PC斜張橋の減衰に与える要因として、各部材のひずみエネルギーの割合について調査し各部材の等価減衰定数を既往の振動実験結果との対応から求めた。つぎに、可動支承における摩擦による減衰の影響、および、基礎からの逸散減衰の影響について検討した。さらに、地震時保有水平耐力法に代わって行われる非線形動的解析における減衰定数の設定の影響について検討した。

2. 耐震設計における減衰の取り扱い

実務設計における解析上の制約としては次のようなことが言える。耐震設計において一般に行われている動的解析では比例減衰を仮定しており、この場合、減衰マトリックスは質量マトリックスと剛性マトリックスの線形結合として求められる。これは減衰の各要因とはまったく関係なく、定式化自体には理論的根拠がない。また、構造系の一部の要素の減衰が他に比べて極端に大きい場合には、この仮定を用いることができない。しかしながら、比例減衰の仮定によれば、減衰を容易に定量化できること、比較的小さい減衰が構造系内にはほぼ一様に分布している場合には実際の減衰特性を実用上十分な精度で表現できること、振動性状をモードに分解できること、などの利点を有している。このため、実際の減衰機構がどうであれ、耐震設計における動的解析としては、ほとんどの場合において、この比例減衰として減衰の影響を評価している。

以上のことから、耐震設計における減衰に関して問題となるのは、減衰機構のモデル化と定数の設定であると言える。減衰機構のモデル化については、粘性減衰として考慮する方法(速度に比例し、振動数に依存するもの)、複素剛性として考慮する方法(速度に比例し、

振動数に依存しないもの)、履歴減衰、あるいは摩擦減衰として考慮する方法がある。しかし、実際の設計においては、ひずみエネルギー比例型減衰またはRayleigh型の比例減衰を仮定した粘性減衰で表現するのがほとんどである。

表-1に、実際の設計での減衰定数の設定例を示す。動的解析が適用された初期の頃は、線形解析に限定していたので、モード解析を適用し、モード減衰定数を一律に与えるか、ひずみエネルギー比例型でモード毎に与えるかのどちらかである。ひずみエネルギー比例型減衰を適用する際の各部材の等価減衰定数は、ほとんどの設計において、表-2の道路橋示方書¹²⁾に示される参考値の範囲の最低値を設定しており、不明確なゆえに安全側に設定していることが伺える。部材が塑性化するような挙動に対して非線形動的解析が適用されるようになってからは、Rayleigh型減衰、またはClough¹³⁾のモード減衰定数に等価な減衰マトリックスを求める等価減衰が適用されているが、高次振動モードに対する解の安定性からRayleigh型減衰が一般的である。

しかし、震度法の照査として行われる線形動的解析(以下、「震度法レベル」の解析と呼ぶ)、および地震時保有水平耐力法に代わって行われる非線形動的解析(以下、「保耐法レベル」の解析と呼ぶ)のそれぞれにお

いて、減衰定数をどう設定するかに関しては、充分検討されていないのが現状である。

3. 振動実験データに基づく減衰特性

減衰の解析的な評価が難しいことから、これまでに多くの鋼あるいは PC 斜張橋において振動実験が実施され、そのデータを統計的に整理した検討が行われている。このうち、PC 斜張橋についてのデータを整理した研究⁶⁾では、減衰定数と固有振動数の関係がモード毎に検討されている。15 橋の実験データについて、精度がよいと思われる自由振動法によるデータを共振曲線法または常時微動法に優先して整理した結果、比較的データ数の多い鉛直曲げモードについては、図-1 の結果が得られている。鉛直曲げモードを主塔の曲げ変形のない振動モードと主塔の曲げ変形のあるモードについて分類すると、減衰定数と振動数の間には、以下の近似式の関係がある。

$$h = 0.0042 f^{0.597} \quad : \text{主塔の曲げ変形なし} \quad (1)$$

$$h = 0.0094 f^{0.579} \quad : \text{主塔の曲げ変形あり} \quad (2)$$

両式から分かるように、PC 斜張橋の振動実験における減衰定数としては、①振動数が高いと減衰定数が大きくなる傾向があり、また、②鉛直曲げ振動モードの減衰定数は、主塔の曲げ変形のない振動モードと主塔の曲げ変形のある振動モードで振動数に対する傾向はよく似ているものの、主塔の曲げ変形のある場合の減衰定数はないもののほぼ 2 倍である。

振動数が高いと減衰定数が大きくなる理由としては、以下のことが考えられる。多数の下部構造の振動実験結果を整理した結果¹⁴⁾を見ると、下部構造の減衰定数は固有振動数が高いほど大きくなっている。橋脚の減衰は、橋脚躯体の内部減衰、周辺地盤の履歴減衰、および基礎からの逸散減衰からなるが、特に高さの低い橋脚の基本振動モードは周辺地盤の変形により基礎が並進・回転するものであるから、躯体の内部減衰の占める割合は小さく、減衰の大半は地盤によるものと考えられる。地盤によるもの内、逸散減衰については振動数が高いほど大きくなり、PC 斜張橋においても、基礎からの逸散減衰が寄与していることが、減衰定数の振動数依存性の原因と考えられる。また、斜材や照明柱・高欄などの橋梁付属物の固有振動数は橋の低次モードの振動数よりも高いが、振動数が高くなると斜材や付属物の振動が生じやすくなり、そこでのエネルギー吸収やシステムダンピング¹⁵⁾、すなわち斜材などとの内部共振による減衰の増加が生じることも原因の

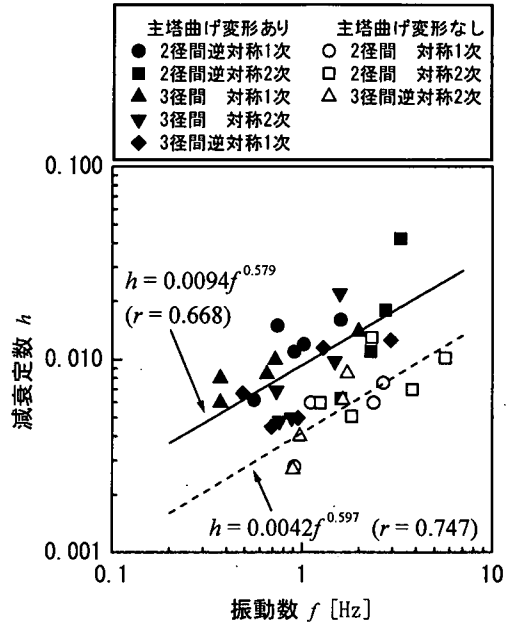


図-1 PC 斜張橋の鉛直曲げモードの減衰定数

一つと思われる。

一方、主塔の曲げ変形のあるモードの減衰定数がないものより大きい原因として、筆者らは、主塔の構造要素としての減衰が大きいためではなく、主塔の曲げ変形のあるモードは基礎からのエネルギー逸散が大きいこと、および、支承や伸縮装置の変位による摩擦が関与していることが原因と考えている⁶⁾。

4. ひずみエネルギー分布とモード減衰定数に対する各部材の寄与

(1) 検討方法

モード形状が減衰により変化しないと仮定すると、ひずみエネルギー比例型減衰におけるモード減衰は、下式で求められる。

$$h_i = \frac{\sum h_j \phi_j^T K_j \phi_{ij}}{\phi_i^T K \phi_i} \quad (3)$$

ここに、

h_i : i 次モードの減衰定数

h_j : 要素 j の等価減衰定数

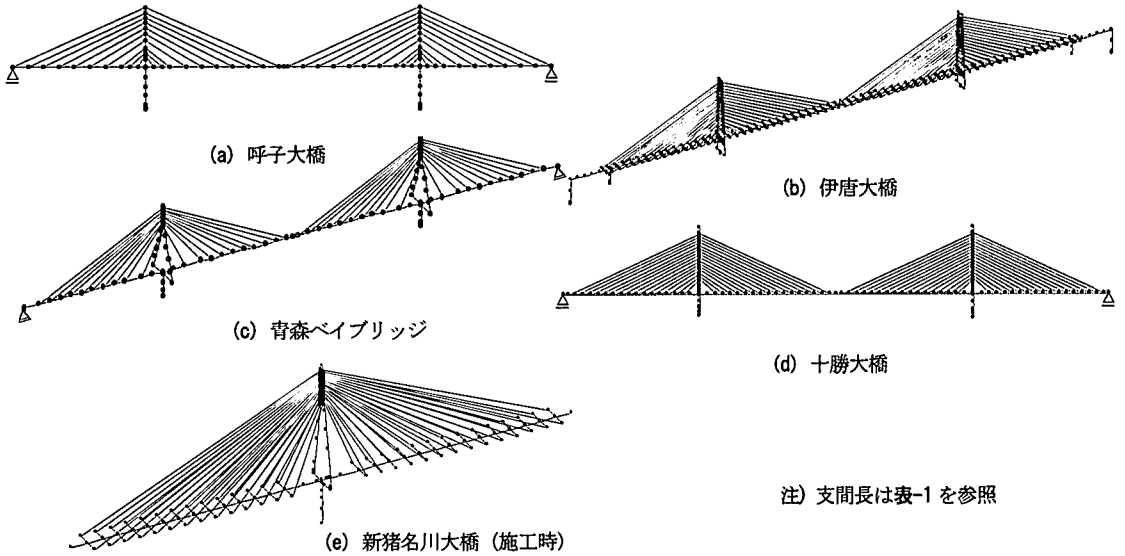
ϕ_{ij} : i 次モードの要素 j のモードベクトル

K_j : 要素 j の剛性マトリックス

K : 構造全体の剛性マトリックス

ϕ_i : i 次モードの構造全体のモードベクトル

式(3)において、分母 $\phi_i^T K \phi_i$ は i 次モードにおける構



注) 支間長は表-1 を参照

図-2 各橋の解析モデル

造全体のひずみエネルギーを表しており、要素 j だけを $h_j=1$ とすると、 i 次モードにおける構造全体のひずみエネルギーに対する要素 j のひずみエネルギーの割合が得られる。上式を用い、各橋の解析モデルについて、橋全体のひずみエネルギーに対する主桁、斜材、主塔、橋脚、地盤ばねの各部材のひずみエネルギーの割合を求めた。また、参考までに、モード減衰定数に対する各部材の減衰の寄与を算出した。後者では、各構造要素の等価減衰定数を、表-1 に示した設計例を参考にして主桁 0.03、斜材 0.02、主塔 0.03、橋脚 0.05、地盤ばね 0.10 とした。なお、耐震設計では斜材の横方向振動はその影響が小さいので考慮せず、軸方向振動のみを考慮するために、トラス要素としてモデル化している。また、地盤ばねの等価減衰定数は、周辺地盤の履歴減衰と逸散減衰の両者を含んだものである。

図-2 に各橋の解析モデルを示す。対象とした橋梁は、呼子大橋、伊唐大橋、青森ベイブリッジ、十勝大橋、および新猪名川大橋(施工系)の5橋であり、橋軸方向を検討対象とした。各モデルは、各橋の振動実験の考察などにおいて、妥当性が確認されているものである。可動支承は、ここでは可動方向に自由な境界条件あるいは、可動方向に剛性を持たないばね要素としてモデル化している。

(2) 検討結果

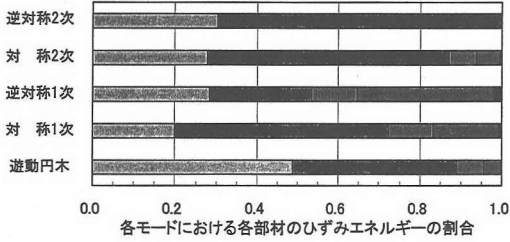
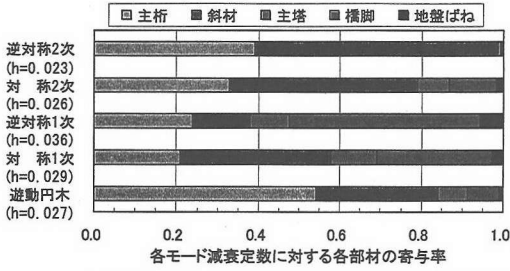
a) 完成時のひずみエネルギー分布

呼子大橋のように、3径間で主桁が橋軸方向に可動となっているフローチング形式の場合、主桁が橋軸方向に遊動円木のように振動する遊動円木モードが最低

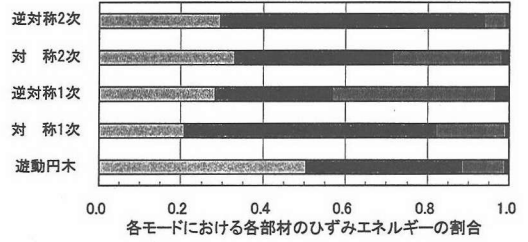
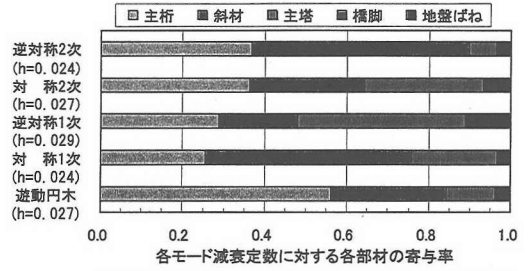
次に現れ、ついで、対称1次、逆対称1次、対称2次、逆対称2次モードが現れる。これらのモードのひずみエネルギーの割合を図-3(a)に棒グラフで示す。これを見ると、逆対称1次モードを除くと、主桁と斜材によるひずみエネルギーがほとんどを占めており、遊動円木モードでは主桁と斜材で90%近くを、逆対称2次モードでは99%を占めている。逆対称1次モードでは、主塔、橋脚、および地盤ばねによる分が約50%を占めており、このほとんどが橋脚によるものであり、このモードでは橋脚の等価減衰定数の設定が重要であると言える。なお、地盤ばねについては各構造要素の中で最も大きな等価減衰定数を与えているが、その寄与は基礎の変位の比較的大きい逆対称1次モードでも7%程度であり、その他のモードではさらに微小でありほとんど寄与しないことがわかる。

同様にして図-3(b)の伊唐大橋の場合を見てみる。伊唐大橋の場合、主塔はフーチングから立ち上がっており、橋脚として扱っているのは端橋脚と中間橋脚であり、これらの橋脚での主桁の支持条件は可動であるから、ひずみエネルギーはほとんどない。これを考慮して主桁、斜材、主塔のひずみエネルギー分布を見ると、いずれのモードも、呼子大橋とよく似ている。

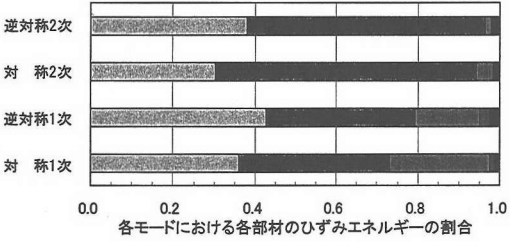
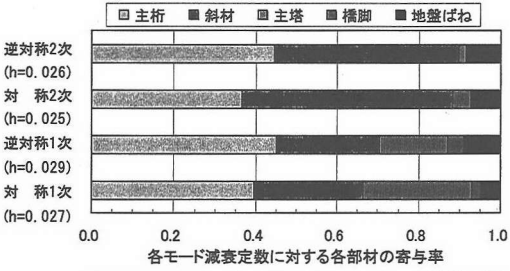
青森ベイブリッジは連続桁形式で、粘性ストッパーにより主塔部での主桁の橋軸方向並進変位が固定(ピン支持)されるため、遊動円木モードは存在しない。図-3(c)の各モードは、主塔・橋脚による寄与が呼子、伊唐に比べ小さいが、概ね似ていると言える。青森ベイブリッジの地盤はⅢ種地盤であり、地盤ばねが他橋に比較的小さく、地盤の影響が出やすいとも考えられる



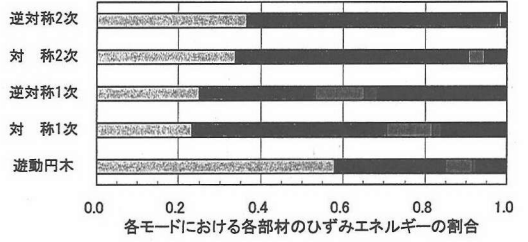
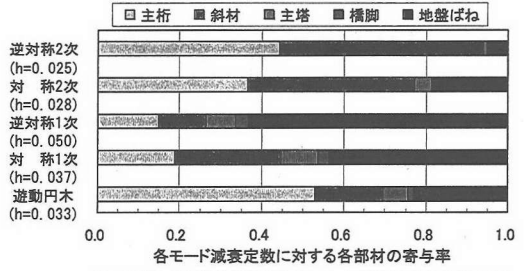
(a) 呼子大橋



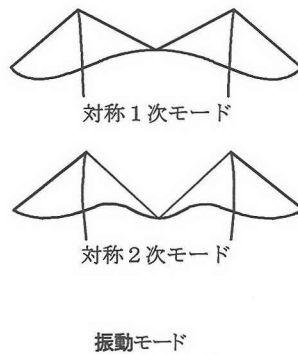
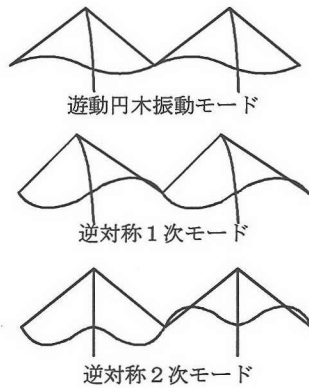
(b) 伊唐大橋



(c) 青森ベイブリッジ



(d) 十勝大橋



()内はモード減衰定数

図-3 各部材のひずみエネルギーとモード減衰の関係 (完成時)

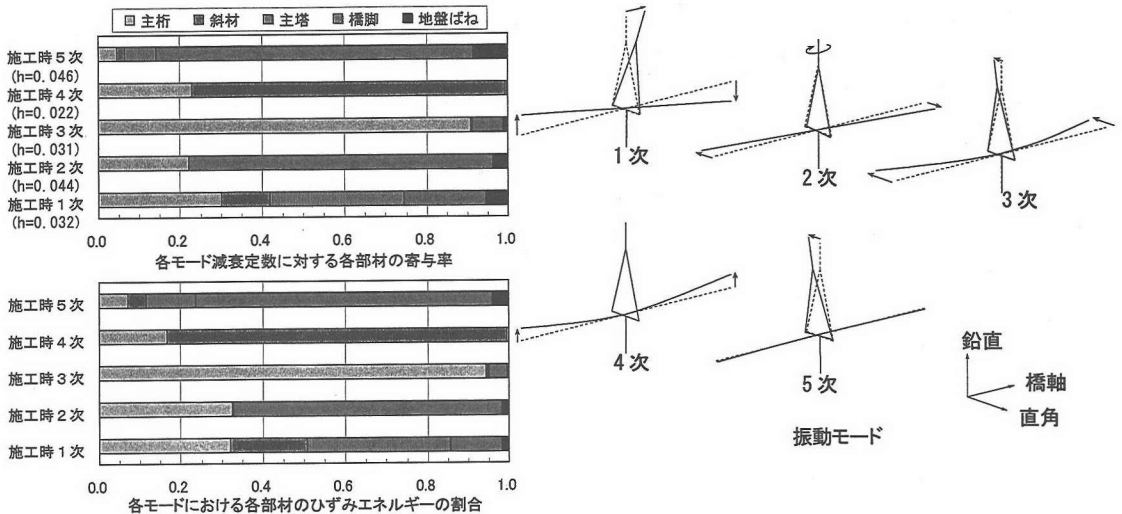


図-4 各部材のひずみエネルギーとモード減衰の関係 (新猪名川大橋 施工時)

が、図-3 に示したモードまでは基礎の並進・回転変位が小さいために、その影響は認められない。なお、後述の図-12 に示すように、逆対称 3 次モードでは基礎が大きく変位し、モード減衰定数は 0.09 程度になる。

一方、図-3(d) の十勝大橋のひずみエネルギー分布は、上述の 3 橋とは、かなり異なっている。主桁と斜材によるひずみエネルギーの占める割合が大きいのは同様であるが、主塔、橋脚、地盤ばねの寄与分を見ると、逆対称 2 次モードを除けば、各モードとも地盤ばねの寄与が特に大きくなっており、主塔と橋脚の寄与がほとんどない。十勝大橋において地盤ばねの寄与が大きく主塔と橋脚の寄与が小さいのは、独立 1 本柱形式であるため橋軸直角方向の耐力や座屈に対する安全性を確保する結果、橋軸方向に対しても他橋に比べ主塔の剛性が大きくなったこと、橋脚高さが低いこと (呼子 27.0~36.0m, 伊唐 13.33, 青森 15.3m, に対し十勝 11.5~14.0m), さらに、呼子大橋と伊唐大橋が I 種地盤であるのに対し十勝は II 種地盤であることなどが関係していると考えられる。逆対称 1 次モードでは、モード減衰定数に対する地盤ばねの寄与が 63% に及び、この結果モード減衰定数は 0.050 に達している。

以上のことから、完成時については、①逆対称 1 次モードでは主塔、橋脚、地盤ばねによるひずみエネルギーが半分程度を占める、②その他のモードでは主桁と斜材によるひずみエネルギーがほとんどを占めている、③遊動円木、対称 1 次、逆対称 1 次、対称 2 次、逆対称 2 次とモード次数が上がるにつれ、一定の傾向は見られない、また、④地盤ばねの影響は、十勝大橋のように橋脚高さが低く地盤が軟らかい場合には大きくなるが、I 種地盤では支配的ではないことが分かった。

b) 施工時のひずみエネルギー分布

新猪名川大橋の施工時の結果を図-4 に示す。1 次モードは橋軸方向に全体が倒れるモードであり、多少なりとも基礎の回転を伴っているが、1 次モードの減衰定数は 0.032 であり、これに対する地盤ばねの寄与は 6% と小さい。また、2 次は橋脚が、3 次は主桁が、4 次は斜材が、それぞれ大半を占めており、完成時に比べモード毎の違いがはっきりしている。これまで、施工時については耐震安全性や強風時の作業性の観点から主に 1 次モードについてのみ実験が行われているが、各モード減衰を測定すれば、モード毎の違いを利用して各部材の等価減衰定数を少ないデータで精度良く測定できる可能性がある。

(3) 振動実験結果との比較による等価減衰定数

ここでは、モード減衰定数がひずみエネルギー比例型減衰で求められると仮定し、PC 斜張橋の振動実験データに基づき、各部材の等価減衰定数を求めてみた。

まず、呼子大橋、伊唐大橋、十勝大橋、青森ベイブリッジの 4 橋の解析モデルを用い、主塔の曲げ変形があるモードとないモードの両方を含む 4 つのモード (対称 1 次, 対称 2 次, 逆対称 1 次, 逆対称 2 次) の 16 のモードについて、各モードの固有振動数と主塔の曲げの有無に応じて式(1)または(2)で減衰定数を求め、これを式(3)の左辺 h_i とした。つぎに、式(3)の右辺において、主桁、斜材、主塔、橋脚、地盤ばねの各構造要素の等価減衰定数 h_j を未知数として、これが 16 のモード減衰定数に対して最適となるような値を、統計的手法であるシンプレックス法により求めた。

得られた等価減衰定数は、主桁 0.0069, 斜材 0.0044, 主塔 0.0075, 橋脚 0.0085, 地盤ばね 0.0141 であった。

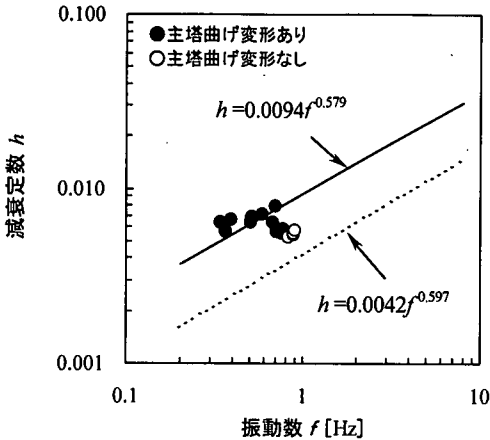


図-5 モード減衰の予測値と実験回帰式の比較

なお、遊動円木モードについては、振動実験では遊動円木モードを励起できないために近似式を求めたデータに含まれていないので、ここでは考慮していない。

等価減衰定数のうち、コンクリート部材である主桁、主塔、橋脚は0.0069～0.0085である。これは、角本らにより単径間のPC吊床版橋の実測値に基づく統計解析から導かれた床版の等価減衰定数0.0101⁹⁾に、概ね近い値と言える。また、コンクリート自体の減衰定数としては、Jordanにより、材齢1年のコンクリート円筒供試体の一軸圧縮繰返し載荷での応力-ひずみのヒステリシスループ面積から0.0034～0.0087の値が得られており¹⁶⁾、こうした値と比較しても概ね妥当である。

ここで得られた等価減衰定数から求まるモード減衰定数と近似式(1)、(2)の比較を図-5に示す。主塔の曲げ変形がある3つのモード(対称1次、対称2次、逆対称1次)は主塔の曲げ変形のないモード(逆対称2次)よりも若干大きめの減衰定数を与えるが、式(1)と(2)の差ほどの違いは得られていない。また、曲げ変形がないモードは、近似式(1)よりも若干大きめの値を与えている。

なお、ここで得られた各部材の等価減衰定数は、図-3を求めた際に設定した値の1/4～1/7の値であるが、各部材間の大小関係のバランスはそれほど変わっていない。このため、ここで求めた値で、再度、各モード減衰定数に対する各部材の寄与率を求めても、図-3に示したものと有意な差はなかった。

以上のことから、ここで対象としたような最大支間長200m級の3径間PC斜張橋については、上記の等価減衰定数を用いれば、振動実験レベルの振動の減衰定数がある程度予測可能である。ただし、主塔の曲げ変形があるモードの方が主塔の曲げ変形のないモードよりも減衰定数が大きめという性質は、ひずみエネルギー

一比例型減衰では十分には説明できないことが分かった。そこで、次章以降で、基礎からの逸散減衰と可動支承における摩擦の影響について検討することとする。

5. 基礎からの逸散減衰の影響

(1) 検討方法

呼子大橋、十勝大橋、新猪名川大橋施工系の3橋について、基礎からの逸散減衰の影響を解析的に検討した。呼子大橋と十勝大橋の基礎は直接基礎であり、新猪名川大橋はケーソン基礎である。図-6に各橋の基礎の構造と周辺地盤の土質柱状図を示した。

半無限地盤に剛な円盤が接している時の、地盤に対する並進と回転振動に関する地盤ばねと基礎からの逸散減衰を表す粘性係数は、既往の諸研究¹⁷⁾により求められている。ここでは、各橋の構造モデルにこの地盤ばねと粘性係数を付け、複素固有値解析によりモード減衰定数を求めた⁹⁾。他の部材の減衰は一切考慮していない。円盤の半径は、実際の基礎と地盤の接触面積が等価となるように設定し、直接基礎では底面を、ケーソン基礎では底面と側面を考慮した。各橋における円盤の半径を図-6に示した。

地盤ばねと粘性係数はともにせん断弾性波速度 V_s の関数であるので、逸散減衰の影響を見る時には、粘性係数だけを変化させるよりは地盤ばねを同時に変化させる方が現実的と考えられる。そこで、逸散減衰の影響は、基礎の接地地盤のせん断弾性波速度 V_s を変化させることで地盤ばねと粘性係数を同時に変化させ、これによるモード減衰定数の変化を求めた。

(2) 呼子大橋と十勝大橋の解析結果

得られたモード減衰定数を地盤のせん断弾性波速度 V_s との関係で整理し、図-7に示す。

呼子大橋の結果を見ると、いずれのモードも V_s の低下に伴ってモード減衰定数が上昇しているが、 V_s の設計値1300m/s付近でのモード減衰定数は、最大でも0.0001程度であり、モード減衰定数に対する逸散減衰の寄与は無視できると言える。モード間で比較すると、逆対称1次モードが最も大きく、遊動円木モードが最も小さく、この傾向は、図-3(a)のひずみエネルギーの基礎の占める割合と近似している。

十勝大橋についても、逆対称1次モードが最も大きく、遊動円木モードが最も小さい。Ps検層による接地地盤の V_s の実測値は340m/s程度であり、この値での逆対称1次モードの減衰定数は0.008程度であり、呼子大橋に比べ1桁大きい。この違いは、すでに述べたように、地盤が軟らかいことと基礎の変形が大きいことによるものと考えられる。十勝大橋の振動実験では、

図中の r は、基礎の接地面積を等価な円盤に置き換えた時の半径。

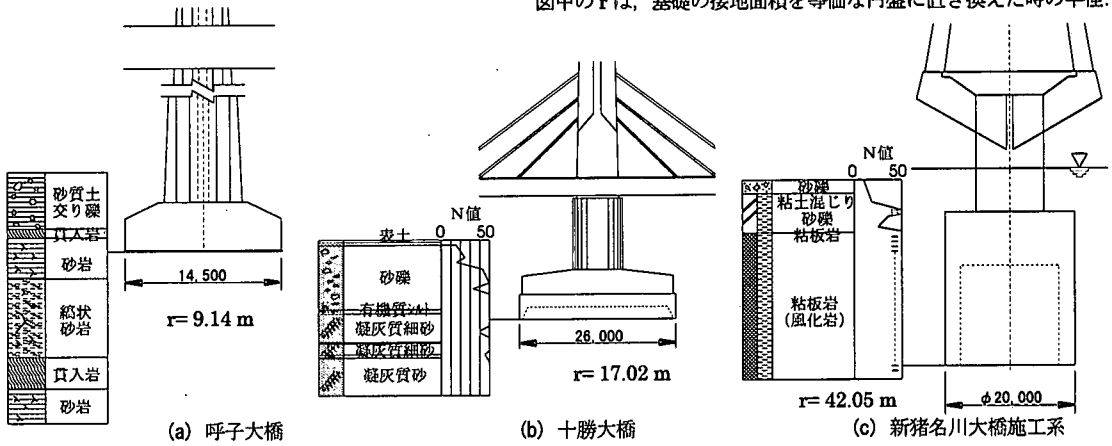


図-6 基礎の構造と土質柱状図

逆対称1次モードについて0.0045の減衰定数が得られており¹⁸⁾、この値は、地盤からの逸散減衰だけで得られることになる。地盤の V_s 値は深くなるに従い大きくなるので、逸散減衰を考えるときの V_s はさらに大きく見込む必要があるが、以上の検討より、逆対称1次モードは他のモードに比較し大きな逸散減衰を有しており、軟弱地盤で橋脚高さが低い場合などモードが基礎の回転を伴う場合には、逸散の影響が大きいことに注意する必要があると言える。

なお、Rayleigh型減衰は、二つの振動数においてのみ減衰定数を規定するので、モード毎の減衰特性を必ずしも十分に表現できない。PC斜張橋の地震応答には多数のモードが寄与するので、上記のような逸散減衰による減衰特性がモード毎に大きく異なる性質を解析で表現するには、Rayleigh型の比例減衰を仮定するよりは、ここで行ったように基礎の逸散を表す粘性係数を組み込む方が合理的であると言える。

(3) 新猪名川大橋(施工系)の解析結果

新猪名川大橋(施工系)については、図-7(c)から分かるように、せん断弾性波速度 V_s の変動やケーソン基礎を円盤に置換したことの誤差を考慮しても、モード減衰定数は無視できる値であり、逸散減衰の寄与は全くないと言える。

本橋では張出し架設時に鉛直曲げ振動モードである施工時1次モード(振動数0.116Hz)の減衰定数が0.0084と測定されており¹⁹⁾、ある程度大きな振幅で加振されていることから実験値としての信頼性は高い。また、伊唐大橋の測定結果と合わせて判断しても、張出し架設時の減衰定数としては0.008程度が妥当ではないかと考えられている⁶⁾。この値には逸散減衰の影響は全くないので、張出し架設時のモード減衰定数は0.008程度であり、地盤が軟弱な場合は、これに逸散減衰の影響を加味すれば張出し架設時の減衰定数を評

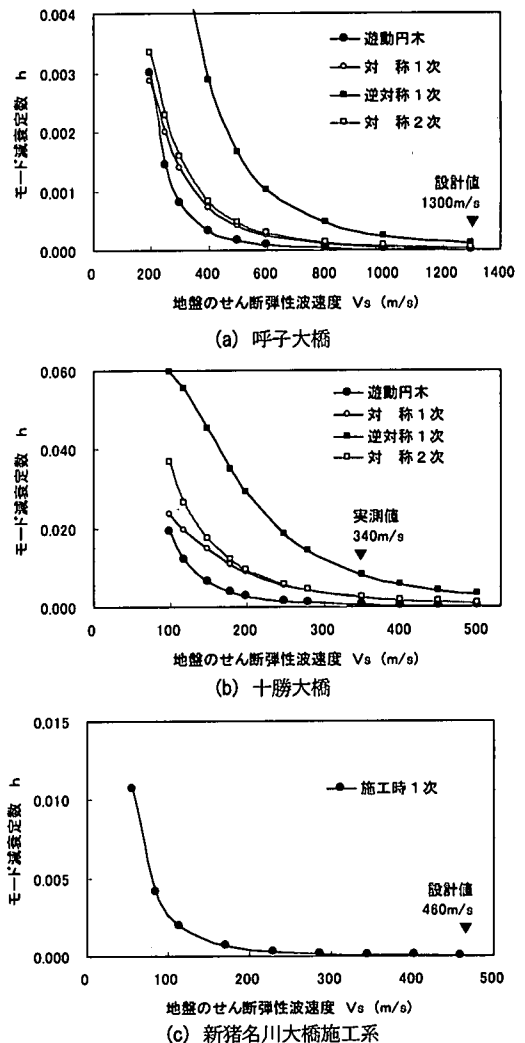


図-7 接地地盤のせん断弾性波速度とモード減衰定数の関係

価できると言える。

なお、張出し架設時のデータを、主塔の曲げ変形のあるモードの減衰定数として、前述の振動数と減衰定数の近似式(2)と比較すると、減衰定数は振動数の割に高い。その要因としては、完成系に比較し基礎の回転変位が相対的に大きいことと、主塔の仮設材などによる減衰の増加が指摘されているが、逸散減衰の寄与がないことから、仮設材の影響であると考えられる。

6. 可動支承における摩擦による影響

(1) 自由振動実験のシミュレーションによる検討

遊動円木モードは主桁が橋軸方向に変位し支承の摩擦が最も影響するモードであると考えられるが、起振機実験などでは、可動支承を滑らせるような振幅で振動させることは不可能であり、その減衰定数は、既往の実験ではほとんど得られていない。唯一、実験が行われたのは呼子大橋であり、そこでは、主桁を橋軸方向に強制変位させた状態から解放する自由振動実験が行われている²⁰⁾。ここでは、まず呼子大橋の自由振動実験のシミュレーション解析を行い、可動支承の摩擦の影響を検討した。

呼子大橋をはじめPC斜張橋の可動支承には、密閉ゴム支承板支承が広く用いられている。図-8に支承の構造を示す。この支承は上巻のステンレス板とテフロン製の滑り板の間の相対変位、および中間プレートと下巻に挟まれたゴムプレートの変形により、主桁の変位やたわみによる回転を吸収するものである。ただし、中間プレートと下巻の間には±0.5mm程度の微小な隙間があるので、その範囲ではゴムが変形するので、支承は滑らずに変形する。従って、振動実験レベルの振幅では、支承の構造上、可動(滑り)でも固定でもなく、ゴムプレートの変形による弾性固定となっているものと考えられる。

シミュレーション解析では、摩擦を伴った滑りと微小な範囲での変形を考慮できるように、支承を図-9に示すように摩擦ばねと衝突ばねを直列につないだ要素でモデル化した。摩擦ばねは弾塑性パイリニア特性の履歴により摩擦によるエネルギー吸収を表すもので、弾性域の勾配は数値的に十分に剛な値とした。衝突ばねは、履歴特性を持たずに荷重-変位関係が骨格曲線上を移動するものとし、弾性域の勾配を十分に小さな値とすることで、微小な範囲で支承が滑らずに変形することをモデル化した。

摩擦係数は、既往の研究²¹⁾を参考にし0.1とした。摩擦ばねの降伏荷重は、摩擦係数と死荷重反力から求めた。また、摩擦の影響に着目するため、摩擦ばねの履歴によるもの以外は、減衰を一切考慮していない。

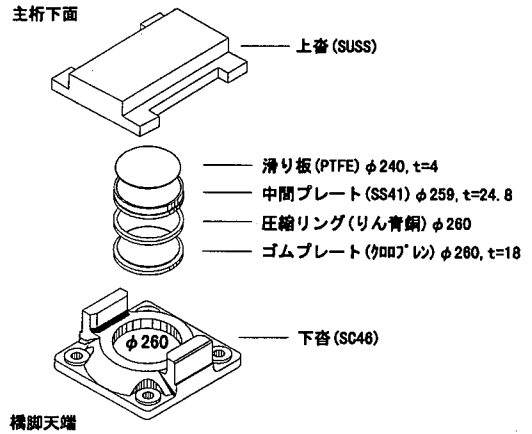


図-8 可動支承(密閉ゴム支承板支承)の構造

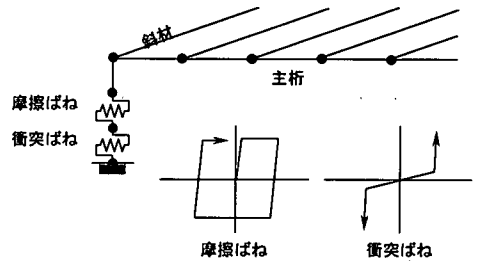


図-9 自由振動のシミュレーションにおける可動支承のモデル化

実験と同じく 94tf (922kN) の外力で主桁を変位させた状態からの自由振動波形を求めた。

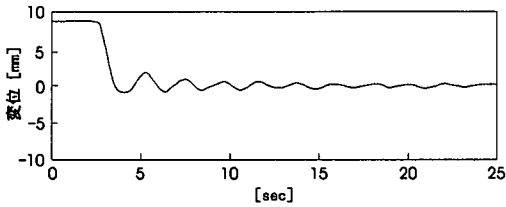
図-10に主桁の変位を解析と実験と比較して示した。2波以降を見ると、解析では支承が滑らない状態では減衰が考慮されていないので減衰は生じていないが、振動数はよく近似しており、解析モデルとして妥当であると言える。一方、解放後の急速な振幅の減少を見ると、実験と解析でよく一致していることから、この範囲での大きな減衰が支承の摩擦によるものであることが分かる。以上の検討から、支承の構造を適切にモデル化すれば、可動支承の摩擦の影響を評価できると言える。

(2) 支承の相対変位と摩擦による減衰定数の関係

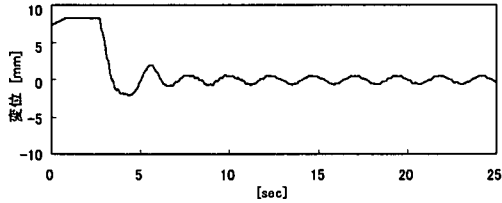
a) 検討方法

可動支承における摩擦による構造系の減衰は、以下の等価粘性係数により表現できることが確かめられている²²⁾。

$$C = \frac{4F}{\pi\omega a} \quad (4)$$



(a) 振動実験での主桁の変位波形



(b) 解析での主桁の変位波形

図-10 呼子大橋の主桁の自由振動波形

ここに、 F は摩擦力、 ω は対象とするモードの固有円振動数、 a は支承の相対変位振幅である。式(4)より、等価粘性係数は支承の相対変位振幅に反比例しており、微小な振幅であるほど、摩擦による粘性係数は大きな性質がある。

ここでは、同じタイプの可動支承が用いられている呼子大橋、十勝大橋の2橋に、上記の方法を適用し、可動支承における摩擦の影響について解析的に検討した。各橋のフレームモデルの支承位置に粘性係数 C を持つダンパを取付けた解析モデルについて、 C を種々変化させて複素固有値解析を行い、粘性係数 C とモード減衰定数の関係を求めた。呼子大橋(フローティング形式)では端橋脚のみに摩擦を考慮し、十勝大橋(連続桁形式)は端支点と主塔部支点の両方にそれぞれの死荷重に対応する摩擦を考慮した。なお、支承は微小変位では滑らないが、ここでの解析は完全に滑ると仮定したことになる。

支承に与えた粘性係数とモード減衰定数の関係の解析結果、および、式(4)による粘性係数と支承の相対変位の関係を図-11に示す。

b) 遊動円木モードの減衰定数

まず、両橋の遊動円木モードについて見てみる。両橋とも粘性係数と共にモード減衰定数が大きくなり、呼子大橋では、 $3000 \text{ tf} \cdot \text{s/m}$ ($29 \text{ MN} \cdot \text{s/m}$) で過減衰となる。この粘性係数は、支承相対変位 2.4 mm に相当するから、支承変位が小さくなるにつれてモード減衰が大きくなり、支承変位が 2.4 mm 以下では遊動円木モードが消滅することになる。同様に、十勝大橋では $7000 \text{ tf} \cdot \text{s/m}$ ($69 \text{ MN} \cdot \text{s/m}$) で過減衰となり、この粘性係数は支承相対変位 38 mm に相当する。従って、遊動円木モードは、微小地震では相当大きな減衰定数となり、振動実験レベルの振幅では過減衰となることが分かる。

この性質を、耐震設計で考慮するような地震時について考えてみる。

呼子大橋については、震度法レベルの地震では主桁の最大変位は 100 mm に及んでいる⁷⁾。 100 mm の相対変位では遊動円木モードに対する支承の粘性係数は $C=72 \text{ tf} \cdot \text{s/m}$ ($0.71 \text{ MN} \cdot \text{s/m}$) であり、グラフより遊動円木モードの減衰定数は 0.01 である。最大変位以下では C は $C=72 \text{ tf} \cdot \text{s/m}$ ($0.71 \text{ MN} \cdot \text{s/m}$) より大きくなるから、遊動円木モードの減衰定数はもつと大きくなる。なお、呼子大橋の設計では、各モード一律に 0.02 のモード減衰定数を仮定していた。遊動円木については、 0.02 のモード減衰定数の内 0.01 は支承摩擦だけで発生すると言うことになる。

十勝大橋の震度法レベルの地震では主桁の最大変位は 207 mm である²³⁾。これ以下の変位では 0.04 以上のモード減衰定数となるので、設計で想定していたモード減衰定数以上の減衰定数が、設計で無視していた支承の摩擦により生じることになる。

呼子大橋では保耐法レベルの検討は行われていないが、主桁の最大変位は数 100 mm に及ぶものと考えられる。たとえば相対変位 300 mm で $C=24 \text{ tf} \cdot \text{s/m}$ ($0.24 \text{ MN} \cdot \text{s/m}$) であり、その時の遊動円木モードの減衰定数は 0.004 と小さいので保耐法レベルでは支承摩擦の影響は小さいと言える。

十勝大橋の保耐法レベルの地震時は、主桁の変位は 41.5 cm に及んでいる²³⁾。 40 cm 以下の相対変位では柱頭部の支承の粘性係数は $C=750 \text{ tf} \cdot \text{s/m}$ ($7.4 \text{ MN} \cdot \text{s/m}$) 以上であり、グラフより遊動円木モードの減衰定数は 0.03 程度以上である。一方、支承摩擦を無視し、ひずみエネルギー比例型減衰を仮定している設計での遊動円木モードの減衰定数は、 0.033 であったから、連続桁形式のPC斜張橋では、保耐法レベルのように支承の変位が大きな場合でも可動支承の摩擦の寄与が大きいと言える。

c) 逆対称1次モードの減衰定数

呼子大橋の逆対称1次モードは、 $C=2400 \text{ tf} \cdot \text{s/m}$ ($24 \text{ MN} \cdot \text{s/m}$) で最大値となる。この粘性係数は、支承相対変位 1.6 mm に相当する。震度法レベルの 100 mm 程度の相対変位では支承の粘性係数は $C=38 \text{ tf} \cdot \text{s/m}$ ($0.37 \text{ MN} \cdot \text{s/m}$) であり、グラフより同モードの減衰定数は 0.01 以下である。また、保耐法レベルでは、支承の摩擦は全く寄与しないと言える。

十勝大橋で、粘性係数の変化に対しピークが2つ存在するのは、桁端部と柱頭部の両方に粘性減衰を与えているためであると考えられる。このモードでは、支承摩擦によるモード減衰定数の最大は 0.095 であるが、震度法レベル(支承相対変位が 207 mm) では 0.01 以下、保耐法レベル(400 mm) では 0.005 程度であり、設計上は

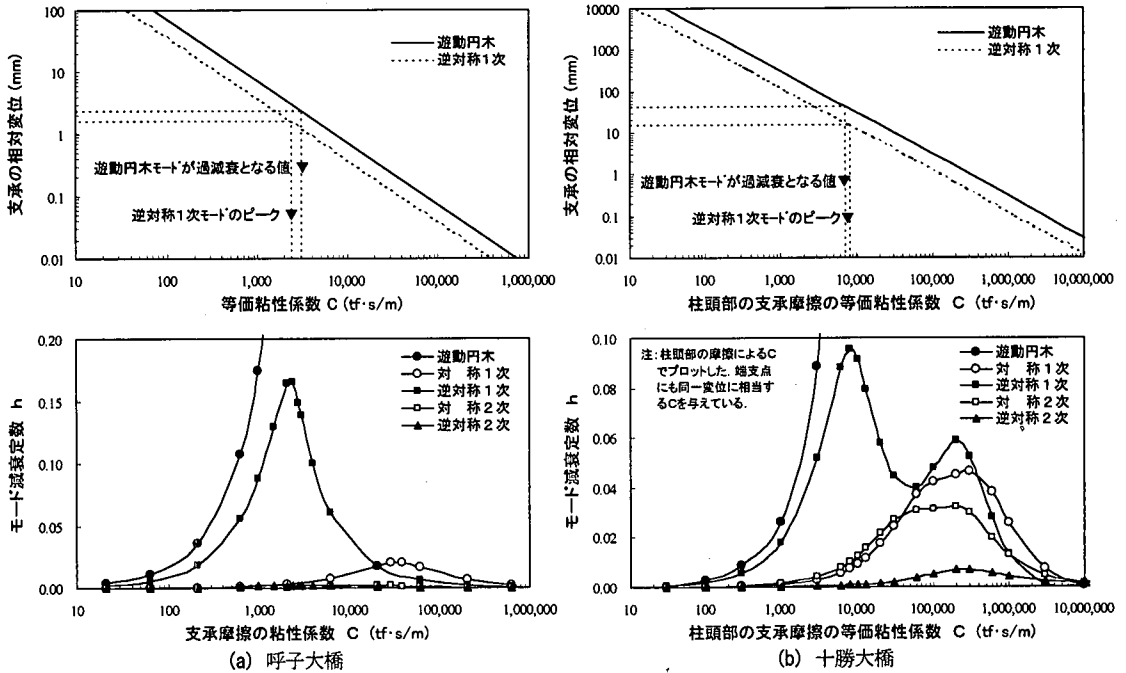


図-11 支承摩擦の粘性係数とモード減衰定数の関係

小さいと言える。

d) その他のモードの減衰定数

対称1次, 対称2次, 逆対称2次モードでは, 支承の摩擦の影響は小さく, 特に地震時に生じるような数十mm以上の変位では無視できる程度である。

(3) 可動支承の摩擦の影響に関するまとめ

耐震上重要な低次のモード減衰定数に対する, 支承摩擦の影響をまとめてみる。遊動円木モードでは, 多少なりとも支承摩擦が寄与しており, 特に連続桁形式の斜張橋では震度法レベルの地震において影響が大きく, 支承摩擦の影響を適切に考慮すれば設計を合理化できる可能性があるように考えられる。その他のモードでは, ほとんど無視できる。

なお, ここでは支承が完全に滑ると仮定して解析したが, 振動実験では支承の変位は微小であり, 支承の構造を考えると, 支承が滑る, すなわち±0.5mmの遊びを超えるような振幅を励起できないので, 支承の摩擦は寄与していないとも考えられる。ただし, ここでは支承の摩擦のみを考慮したが, 支承以外にも伸縮装置のように摩擦が生じる要因がある。主塔の曲げ変形は支承と同様に伸縮装置の変位を伴うので, 伸縮装置の摩擦もモード減衰を大きくする要因となる。また, 支承や伸縮装置が変位すれば隣接橋に振動エネルギーが逸散することも, 主塔の曲げがあるとモード減衰定数が大きくなることの要因として挙げられる。こうし

た検討は, 今後の課題である。

7. 耐震設計での動的解析における減衰定数の影響

ここでは, 設計地震レベルでの減衰定数が, 振動実験時の値に相当する初期減衰とコンクリートのひび割れや鉄筋の降伏に伴う履歴減衰の増分の和であると考え, 3径間のPC斜張橋を解析モデルについて, 減衰定数をパラメータとした解析を行い, 参考までに初期減衰定数の設定が弾塑性地震応答に及ぼす影響について検討した。

(1) 検討方法

解析対称は, 青森ベイブリッジのモデルである。初期減衰定数はRayleigh型減衰で与え, 0.001, 0.01, 0.03, 0.05の4ケースとし, 基準となる振動数 f_1 , f_2 は, 固有値解析により求めた橋軸方向の主要なモードである2次と5次の固有振動数とした。図-12にモード図を示した。

各部材の曲げモーメントと曲率の関係(M- ϕ 関係)は, 現行の設計に従い, 主桁は履歴特性を持たずM- ϕ 関係が骨格曲線上を移動するもの, 主塔・橋脚は剛性低下型の履歴モデルである武田モデルとした。ここで, 降伏点は, 断面最外縁の鉄筋が降伏強度に達する位置とした。図-13に, これらの履歴モデルの概要を示した。斜材と地盤ばねは線形とした。

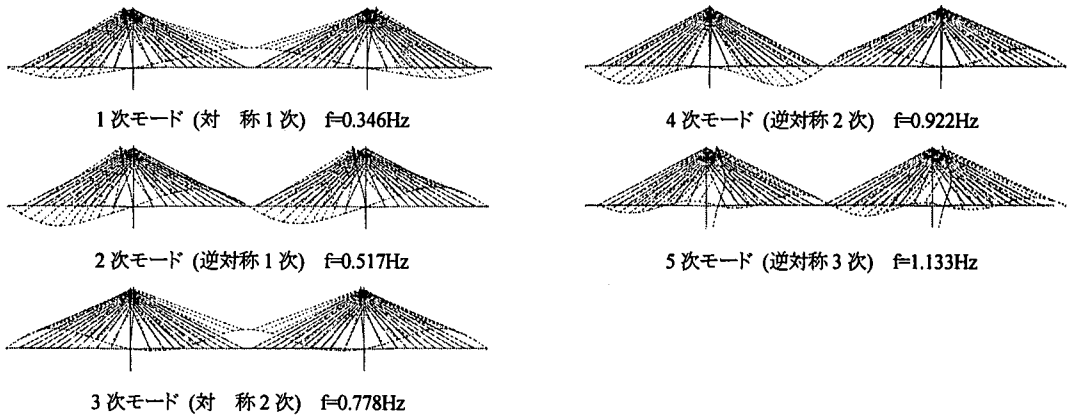


図-12 青森ベイブリッジの固有振動モード

入力地震動は、道路橋示方書に規定されるⅢ種地盤用の地震時保有水平耐力法による耐震設計の照査に用いる地震入力¹²⁾とし、同規定のタイプⅠ地震動、タイプⅡ地震動の加速度応答スペクトルに近い特性を持つそれぞれ3波²⁴⁾を用いた。

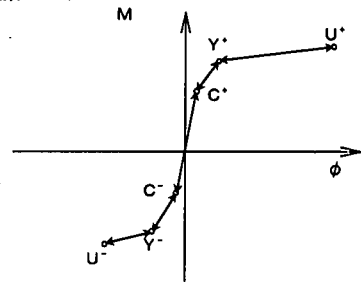
(2) 解析結果

解析の結果、主桁は降伏に至らず、塑性化は主塔の一部と橋脚基部に生じ、主要な塑性化位置は橋脚基部であった。図-14に4章と同じ等価減衰定数を用いた場合の主塔・橋脚の塑性率分布を示した。

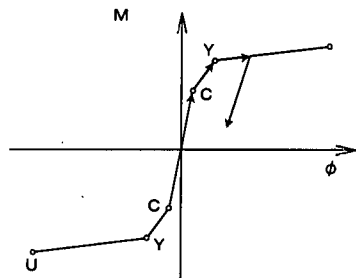
3波の最大応答値の平均値を、初期減衰定数0.05に対する値で基準化して図-15に示す。同図には、弾性解析の結果と道路橋示方書に規定される減衰定数別補正係数 c_D もプロットした。 c_D は多数の地震波の加速度応答スペクトルから求められた近似式であり²⁵⁾、減衰定数だけの関数であり固有周期に依存しないから、弾性解析の減衰定数の設定による差は、 c_D に近似するはずである。実際、図-15を見ても、弾性解析の結果は減衰定数0.01以下では差が大きくなるが、それよりも大きい範囲では、概ね c_D と一致している。

弾塑性解析の結果を見ても、図-15(c)に示すように橋脚基部の最大応答は、 $M-\phi$ 関係の鉄筋降伏以降から終局点までの曲げモーメントの増加が小さいために、減衰の大きさによる最大応答値の差としては小さいが、曲率で見ると初期減衰定数が0.05から0.01に低下すると応答値は大きく増加し、初期減衰定数0.05の応答値に対する同0.01の応答値は、タイプⅠ地震動で約2.1倍、タイプⅡ地震動で約2.4倍になっていた。

一方、その他の応答値は、初期減衰定数が低下すると応答値は増加するが、その割合は c_D とほぼ同じかそれ以下であった。減衰定数による差が小さいのは、対象



(a) 主桁の履歴モデル



(b) 橋脚基部の履歴モデル(武田モデル)

図-13 履歴モデル

塑性率分布 (主塔・橋脚: タイプⅠ)

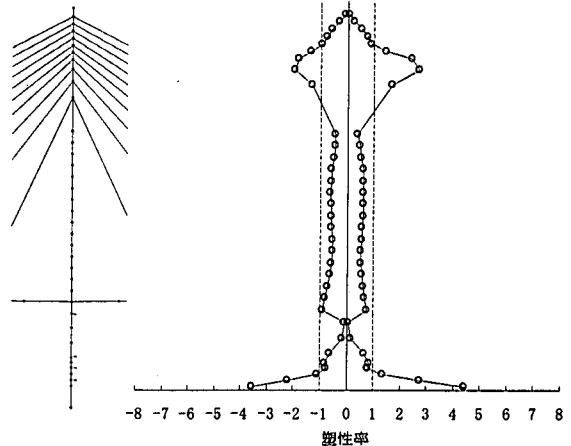


図-14 主塔・橋脚の塑性率

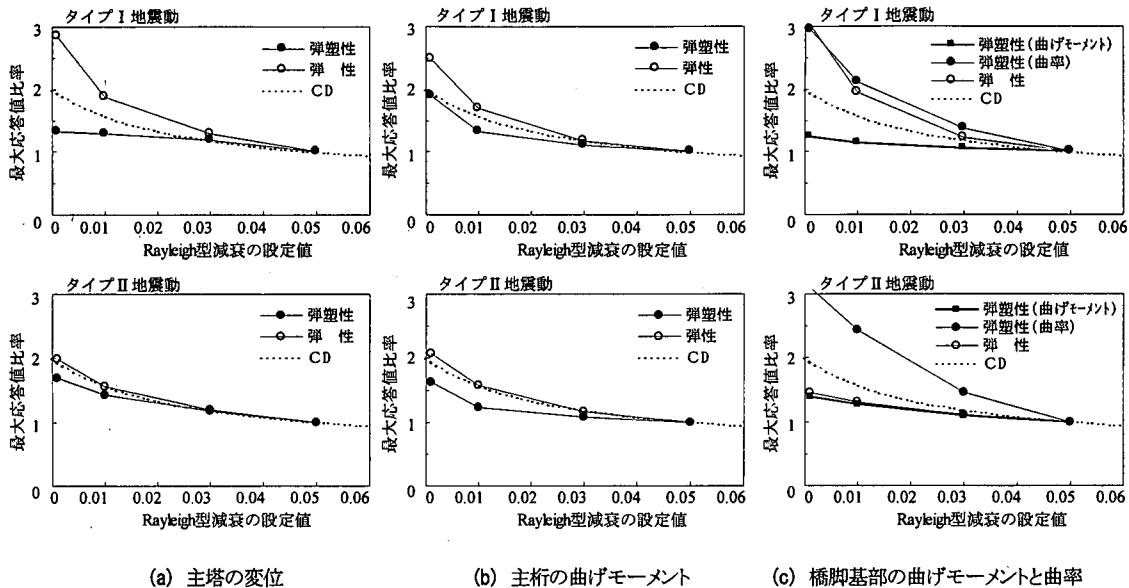


図-15 減衰の初期設定値と応答値の関係

構造物が長周期構造物であり、変位一定則の性質があることによるものと思われる。

構造物が弾塑性応答を示す場合の減衰は、一般に、履歴減衰が支配的であると考えられている。しかし、以上のことから、PC斜張橋においては、保耐法レベルの地震応答、特に塑性化が発生する部材での曲率に対しては、減衰定数の初期値の大きさは有意な影響を及ぼすことが分かり、耐震設計における減衰定数の設定が重要であると言える。今後も、こうした研究を進める必要がある。

8. まとめ

長大PC斜張橋の耐震設計での動的解析における減衰定数の設定への反映を目的とし、振動実験などが行われた最大支間長200m級のPC斜張橋を検討対象にし、各々の解析モデルを用い、減衰に及ぼす各要因の影響について考察し、振動実験結果と対比しながら考察した。その結果、PC斜張橋の減衰特性について、以下の新たな知見が得られた。

①モード減衰定数がひずみエネルギー型減衰で求められると仮定し、実験データに一致するような各部材の等価減衰定数を求めた。等価減衰定数は、主桁0.0069、斜材0.0044、主塔0.0075、橋脚0.0085、地盤ばね0.0141であった。コンクリート部材の値は、他の研究で得られた値と比較して概ね妥当であり、振動実験レベルの振動におけるモード減衰定数は、この等価減衰定数を用いれば、ある程度予測可能である。しかし、主塔の曲げ変形があるモードの方が

主塔の曲げ変形のないモードよりも減衰定数が大きいという性質は、ここでの解析モデルを用いたひずみエネルギー比例型減衰では、十分には説明できない。

②可動支承の摩擦減衰は、遊動円木モードと逆対称1次モードに対し有意な影響がある。特に、連続桁形式のPC斜張橋では、遊動円木モードの減衰定数は、振動実験レベルの振幅では過減衰に達することがあり、震度法で考慮するような地震に対して支承摩擦を考慮すれば、設計をさらに合理化できる可能性がある。また、支承以外の伸縮装置などの摩擦要因があることは、振動実験において主塔の曲げがあるとモード減衰定数が大きくなることの主要な要因と考えられる。

③基礎からの逸散減衰は、逆対称1次モードの場合が最も大きい。部材の減衰に比べると小さく、堅固な地盤に架けられるPC斜張橋の実設計では無視してよいと言える。ただし、地盤が軟弱になるほど、基礎からの逸散減衰は大きくなる傾向があり、今後軟弱地盤にも長大PC斜張橋が建設される機会が増えると思われるので、保耐法レベルのような大規模地震での取り扱いが重要になる。

④設計地震レベルでの減衰定数を、振動実験時の値に相当する初期減衰とコンクリートのひび割れや鉄筋の降伏に伴う履歴減衰の増分の和であると考え、初期減衰の値は保耐法レベルの地震応答に対しても有意な影響があり、初期減衰の設定が重要であることが確認できた。今後も振動実験や地震観測等によるデータを蓄積し、減衰特性について研究する必要

がある。

謝辞：本研究では、鹿島技術研究所が施工や振動実験等に携わった伊唐大橋（鹿児島県）、十勝大橋（北海道開発局）、新猪名川大橋（阪神高速道路公団）、呼子大橋（佐賀県）、青森ベイブリッジ（青森県）の構造モデルを使用しました。この場を借りて、関係各位に謝意を表します。また、本研究に際して、貴重なご助言をいただいた東京工業大学三木教授に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 川島一彦, 角本周, 運上茂樹: 耐震設計に用いる斜張橋の減衰定数の推定法, 橋梁と基礎, pp.35-40, 1990年5月.
- 2) Kawashima, K. and Unjoh, S.: Damping Characteristics of Cable-stayed Bridges Associated with Energy Dissipation at Movable Supports, Proc. of JSCE, No.404/I-11, pp.145-152, 1989年4月.
- 3) 川島一彦, 運上茂樹, 角本周: 基礎からのエネルギー逸散による斜張橋の減衰特性, 土木技術資料, Vol.32 No.9, pp.33-39, 1990年.
- 4) 山口宏樹, 高野晴夫, 小笠原政文, 下里哲弘, 加藤真志, 加藤久人: 斜張橋振動減衰のエネルギー的評価法と鶴見つばさ橋への適用, 土木学会論文集, No.543/I-36, pp.217-227, 1996年7月.
- 5) 角本周, 梶川康男: P C 吊床版橋の減衰定数の評価と振動使用性照査における影響, 土木学会論文集, No.612, I-46, pp.337-348, 1999年1月.
- 6) 竹田哲夫, 山野辺慎一, 新原雄二: 実測データに基づくPC斜張橋の減衰特性について, 土木学会論文集, No.626, I-48, pp.147-161, 1999年7月.
- 7) 片淵弘晃, 久我尚弘, 森本峰夫, 曾川文次, 渡辺実: 呼子大橋(PC斜張橋)の地震応答解析, 橋梁, pp.38-51, 1987年1月.
- 8) 石橋忠良, 高木芳光, 内藤静男, 伊東祐之: 青森大橋(仮称)の設計, 橋梁, pp.12-23, 1987年4月.
- 9) 関根武雄, 川口守, 中村浩, 花田真吉, 井上雅弘: 十勝大橋の耐震設計について, 土木学会北海道支部 論文報告集, pp.243-248, 1991年.
- 10) 鹿児島県農政部: 伊唐大橋工事誌, 1997年3月.
- 11) 橋本良之, 松倉孝夫, 杉山守久, 谷口信彦: 新猪名川大橋設計指針(案)について(下), 橋梁と基礎, pp.35-41, 1988年

4月.

- 12) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1996年12月.
- 13) 土木学会編: コンクリートライブラリー70 コンクリート標準示方書(平成3年版)改訂資料およびコンクリート技術の今後の動向, pp.155-183, 1990年1月.
- 14) 土木学会編: 動的解析と耐震設計 第4巻 ライフライン施設, 技報堂出版, pp.56-58, 1989年7月.
- 15) 前田研一, 前田幸雄, 米田昌弘: 斜張橋のシステムダンピングの実際とその応用, 橋梁と基礎, pp.27-35, 1988年3月.
- 16) Jordan, R. W.: The Effect of Stress frequency curing mix and age upon the damping of concrete, Magazine of Concrete Research, Vol.32, No.113, December, 1980.
- 17) 柴田明徳: 最新耐震構造解析, 森北出版, pp.238-247, 1981年.
- 18) 佐藤昌志, 神山 繁, 竹田哲夫, 山村正人: 十勝大橋施工時の動的特性と地震観測について, 第4回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.57-62, 1994年10月.
- 19) 榎本清治, 奥田英晶, 新原雄二, 山内丈樹: 視観測に基づく新猪名川大橋張出し施工時の動的諸特性について, 第8回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.721-726, 1998年10月.
- 20) 久我尚弘, 徳山清治, 竹田哲夫, 日紫喜剛啓: 呼子大橋の動的諸実験, 橋梁と基礎, 89-9, pp.31-36, 1989年9月.
- 21) 岡本晋, 藤井俊二, 尾崎大輔, Constantinou, M.C., Tsopelas, P.C.: すべり方式免震システムを有する橋梁の動特性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.507/I-30, pp.167-177, 1995年1月.
- 22) 米田昌弘: 橋梁の可動支承部における摩擦力に起因した構造減衰特性に関する2, 3の考察, 土木学会論文集, 第492号/VI-23, pp.137-145, 1994年6月.
- 23) 帯広開発建設部: 十勝大橋設計・施工検討委員会第2回委員会資料(1)耐震設計, pp.84, 1991年3月.
- 24) 道路橋の耐震設計に関する資料: 日本道路協会, pp.10.1-10.6, 1997年3月.
- 25) 川島一彦, 相沢興: 減衰定数に対する地震応答スペクトル補正法, 土木学会論文集, 第344号/I-1, pp.351-355, 1984年4月.

(1999. 6. 15 受付)

EVALUATION OF DAMPING PROPERTY IN SEISMIC DESIGN OF LONG-SPAN PRESTRESSED CONCRETE CABLE-STAYED BRIDGES

Tetsuo TAKEDA, Shinichi YAMANOBE and Hiroo MINAMI

In seismic design of cable-stayed bridges, evaluation of damping of structure is important. However, because it is difficult to evaluate damping property theoretically, it is not examined enough on determination of a damping factor. In order to investigate damping property of long-span cable-stayed bridges, the ratio accounting for strain energy of each member, the effect of frictional damping at movable supports and energy dissipation from foundations are examined referring measured data on damping ratio. Influence of setting of damping ratio in seismic response analysis was also examined.