

地震時の挙動が複雑な橋梁の非線形動的解析における 減衰の評価について

宋 波¹ 富岡 佐和子² 伏黒 邦雄²

¹新日本技研（株） 東京支社東京設計部（〒160-0014 東京都港区芝2-1-23）

²新日本技研（株） 東京支社つくば設計部（〒305-0047 つくば市千現1-14-11）

1. まえがき

橋梁の非線形動的解析では、他の減衰モデルに比べて計算時間が短い Rayleigh 減衰がよく用いられている。これは、減衰マトリックス C を $C = \alpha K + \beta M$ (K : 剛性マトリックス、 M : 質量マトリックス) と仮定して、通常、ひずみエネルギー比例減衰を利用し、各次モードの減衰定数を求め、2つの卓越するモードから係数 α 、 β を求めて C を定める方法である。解析時間の短縮などにはメリットがあるため、設計現場ではよく使用されている。しかし、橋梁の自由度が大きくなるにつれて、Rayleigh 減衰係数 α 、 β の設定にはいろいろな形式があるため、係数 α 、 β は解析結果に影響を及ぼす。本文は不等高橋脚を有する多径間橋梁を解析対象とし、Rayleigh 減衰を用いる場合の解析結果とひずみエネルギー比例減衰を用いる場合の解析結果を比較し、減衰評価の方法について検討した。

2. 検討対象

解析する橋梁は、図-1 に示す 14 径間連続鋼桁構造である。P15～A1 橋台間は橋長 195m の 3 径間連続鋼箱桁構造である。P1 橋脚はラーメン式 RC 橋脚である。支承条件は、橋軸方向および橋軸直角方向とも LRB 免震ゴム支承である。基礎構造は、P1 および P15～17 橋脚が直接基礎、その他は杭基礎、A1 橋台が逆 T 式である。地盤種別は I 種地盤である。

3. 解析方法

解析では、上部構造は塑性化を許さない部材であるため、線形の梁要素でモデル化する。橋脚柱は、曲げモーメント-曲率の関係がコンクリートのひびわれ及び鉄筋の降伏を折れ点とする剛性低下型トリリニア武田型の非線形梁要素を用いた。要素分割長さは、塑性化しやすい柱基部の塑性ヒンジ長を 0.5m 間隔に、それより上は徐々に長くした。他は

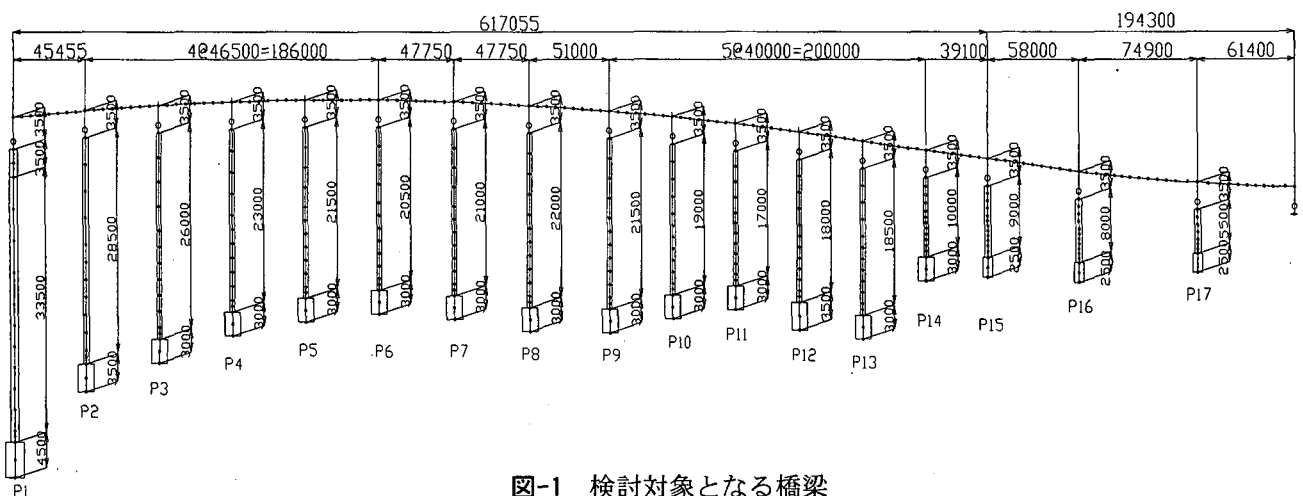


図-1 検討対象となる橋梁

線形要素を用いた。構造要素の減衰定数は道路橋示方書 V に基づいて設定した。

積分方法は Newmark- β ($\beta=1/4$) で、積分時間間隔 Δt は 0.002 とした。

4. 解析結果

全振動モード数は 796 である。図-2 に 4 次までの振動モード図を示す。表-1 に 20 次までの固有値解析結果を示す。

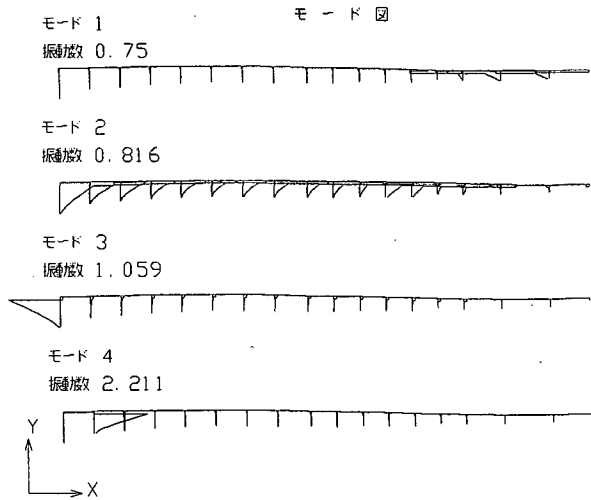
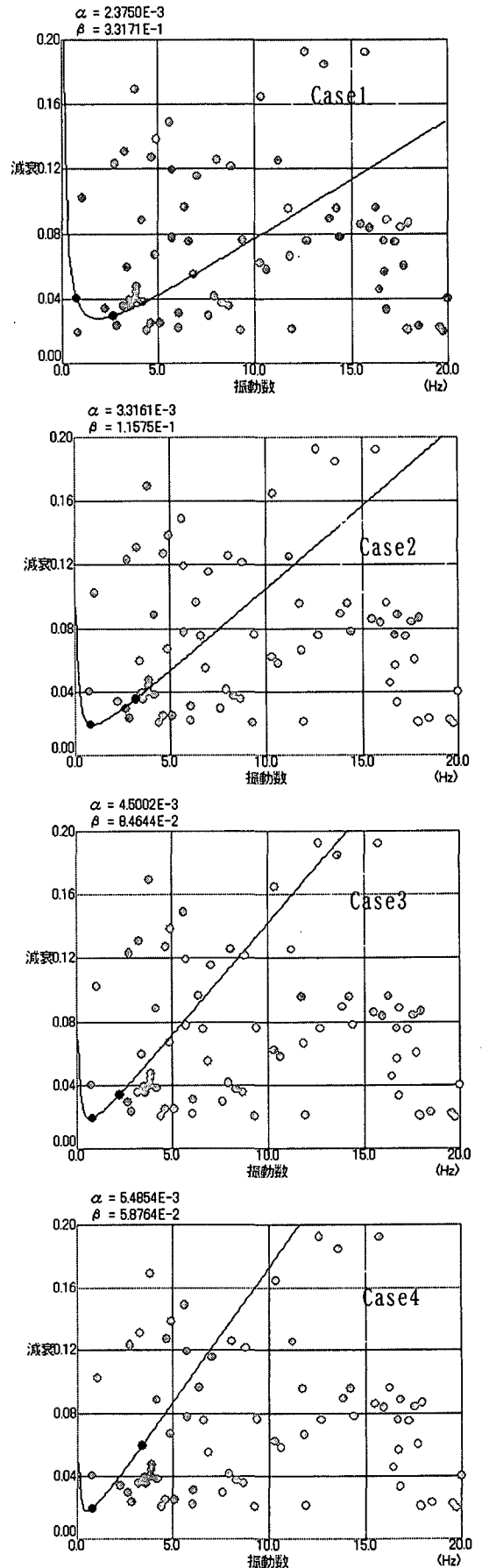


図-2 振動モード図

表-1 固有値解析結果

モード No.	振動数 (1/s)	固有周期 (s)	有効質量比			ひずみ比例減衰
			X	Y	Z	
1	0.75	1.33	0.141	0.000	0.000	0.0407
2	0.82	1.23	0.443	0.000	0.000	0.0198
3	1.06	0.94	0.017	0.000	0.000	0.1024
4	2.21	0.45	0.013	0.000	0.000	0.0343
5	2.66	0.38	0.011	0.000	0.000	0.0298
6	2.75	0.36	0.013	0.000	0.000	0.1237
7	2.84	0.35	0.000	0.001	0.000	0.0238
8	3.17	0.32	0.012	0.000	0.000	0.0359
9	3.26	0.31	0.014	0.000	0.000	0.1310
10	3.39	0.29	0.014	0.000	0.000	0.0598
11	3.51	0.29	0.013	0.000	0.000	0.0394
12	3.54	0.28	0.017	0.000	0.000	0.0360
13	3.79	0.26	0.010	0.000	0.000	0.0406
14	3.81	0.26	0.018	0.000	0.000	0.1692
15	3.82	0.26	0.018	0.000	0.000	0.0446
16	3.86	0.26	0.020	0.000	0.000	0.0480
17	4.13	0.24	0.017	0.000	0.000	0.0887
18	4.18	0.24	0.000	0.006	0.000	0.0385
19	4.38	0.23	0.000	0.000	0.000	0.0209
20	4.57	0.22	0.000	0.011	0.000	0.0253

Rayleigh 減衰では、係数の設定が重要である。解析では、通常行われるように、低次の 2 つの卓越するモードを用いて Rayleigh 減衰係数設定を行なった。ただし、このような橋梁では、表-1 の振動モードに基づいて数多くの設定方法があるため、ここでは、図-3 に示す 4 case の減衰係数を用いて、



CASE1:モード 1,5、CASE2:モード 2,8、CASE3:モード 2,4、CASE4:モード 2,10 を利用

図-3 Rayleigh 減衰の設定

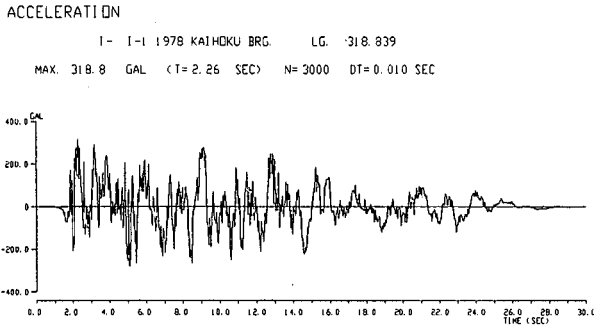


図-4 入力地震波波形状

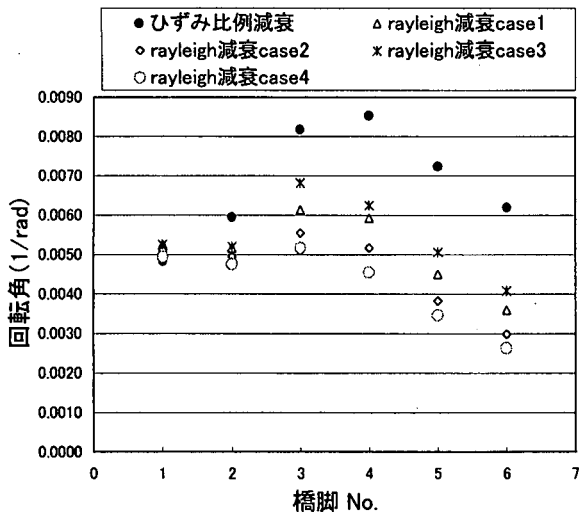


図-5 ひずみエネルギー比例減衰と Rayleigh 減衰による最大回転角の比較

計算を行なった。

図-4 に示した入力地震波(I種地盤T-1-1)を用い、ひずみエネルギー比例減衰および Rayleigh 減衰の条件で動的解析を行った。その結果を図-5 および図-6 に示す。

4. ひずみエネルギー比例減衰と RAYLEIGH 減衰結果との比較

橋脚の安全性は、曲げモーメント、せん断力及び残留変位に関して照査を行うが、ここでは最も支配的な柱下端の最大応答曲率について比較する。図-5 にひずみエネルギー比例減衰と Rayleigh 減衰による最大回転角の比較を示す。横軸は橋脚番号、縦軸は各計算ケースで求めた最大応答回転角である。ひずみエネルギー比例減衰と Rayleigh 減衰の結果を比較すると、Rayleigh 減衰の最大応答回転角は P1 橋脚を除いて、ほとんどがひずみエネルギー比例減衰結果より小さいことがわかった。差の著しい P4

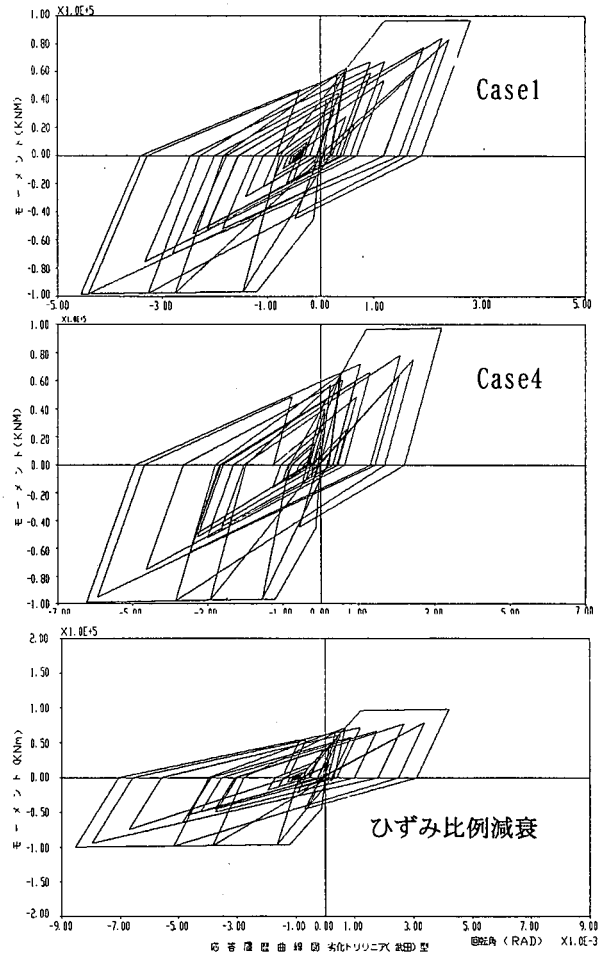


図-6 P3 橋脚における M-θ 履歴曲線の比較

～P6 橋脚は、約 52%の差を生じる。

ひずみエネルギー比例減衰では、構造系の各要素に蓄られるひずみエネルギーの一部が減衰エネルギーとして消滅し、各要素ごとに減衰定数を与えて各要素のひずみエネルギーに比例させた減衰エネルギーを求め、両者の各々の総和から各次の減衰定数を計算する：

$$h_i = \sum c_j x_i^T k_j x_i / \sum x_i^T k_j x_i$$

一方、Rayleigh 減衰は以下の式により決められる：

$$h_i = (\alpha \omega_i^2 + \beta) / 2\omega_i$$

Rayleigh 減衰は、通常低周波数領域の振動モードの減衰定数を与えて決める場合が多い。Rayleigh 減衰としての粘性減衰の仮定は、実際のメカニズムを表していると言えない。にもかかわらず、解析上の簡便さと、これに代わる合理的な減衰モデルが確立していないため、それをいざるを得ない。構造系は単純構造物の場合には、ひずみエネルギー比例減衰と Rayleigh 減衰両者の計算の差は小さく、実際の計測を比較しても差はないことから、よく使わ

れている。しかし、減衰に関する課題は十分解明されていないことを考えると、本橋のような複雑構造系の非線形動的解析では、ひずみエネルギー比例減衰解析による値を用いるのが妥当である。

5. あとがき

本報告は、実際の複雑構造系の橋梁を Rayleigh 減衰及びひずみエネルギー比例減衰によって解析し、その結果を比較することによって、複雑構造系の動的解析における Rayleigh 減衰の妥当性について論じたものである。

Rayleigh 減衰は解析時間の短縮、収束しやすいなどの利点によって実用上はよく利用されているが、 α 、 β の設定方法によって異なる結果が出ることについての検証を行った。

各橋脚間の応答特性がかなり違う場合には、Rayleigh 減衰によって決められた減衰マトリックスがひずみエネルギー比例減衰より、幾ら小さい傾向がある。この場合には、Rayleigh 減衰係数を十

分に検討し、場合によっては、二つ方法を比較してから、Rayleigh 減衰方法を使用するのが望ましい。

節点数が多い複雑構造物の動的解析において、簡便照査を省略し、動的解析によって直接合理的断面を求める動きがあるが、上記の問題に対して慎重な配慮が必要と考える。

参考文献

- 1) Mario Paz : Structural Dynamics, Theory and Computation, Fourth Edition. Chapman & Hall
- 2) 柴田明德, 最新耐震構造解析, 森北出版者, 1981.
- 3) 戸川隼人, 有限要素による振動解析, サイエンス社, 1975.
- 4) (社)日本道路構造協会, 道路橋の耐震設計に関する資料, H10年1月
- 5) (社)日本道路構造協会, 道路橋の示方書・同解説 (V 耐震設計編), H14年3月