

部分構造系のエネルギー吸収に基づく全体系の減衰定数の推定に関する実験的研究

荒井智代¹・川島一彦²・庄司学³

¹正会員 修(工) 特許庁(〒100-8915 東京都千代田区霞ヶ関3-4-3)

²フェロー 工博 東京工業大学教授 土木工学科(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

³正会員 修(工) 東京工業大学助手 土木工学科(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

減衰とは構造系内部で振動エネルギーが消散することによる応答の低減で、これが生じる原因は多岐にわたり非常に複雑な現象である。現在までも減衰に関する研究は少なからず行われ、減衰モデルも提案されているが、その適用性に関しては明らかになっていない。本研究では、部分構造系を有する橋模型の振動実験結果と、動的解析による実験結果のシュミレーションを通し、部分構造系のエネルギー吸収に基づく橋全体系の減衰定数の推定法を提案するものである。

Key Words :damping, bridge, energy dissipation, seismic design, structural response

1. はじめに

橋の減衰は、免震支承や橋脚などの橋を構成する部分構造系の減衰特性によって定まる。減衰に関しては多くの研究がなされているが^{1)~5)}、減衰の原因が多岐にわたり、非常に複雑な現象であるため、減衰モデルとしては1自由度系に対して提案されている減衰定数を用いるのが一般的である。耐震設計における橋全体系の減衰定数の推定には現在、ひずみエネルギー比例減衰法が用いられているが⁶⁾、これらの適用性について検討した例は少ない。

本研究では、部分構造系から構成される橋模型の振動台実験を行い、それらの結果に対して動的解析によってシュミレーションを行った。そして、各部分構造系のエネルギー吸収に基づいて、橋全体系の減衰定数を推定する方法について検討した。

2. 振動台実験

(1) 実験供試体

実験に用いた供試体は図-1に示す支間長0.8m、桁質量51.81kg、橋脚高さ0.6mの単純桁橋である。支承にはせん断弾性係数 $G=1\text{MPa}$ の高減衰ゴムを用い、各橋脚上に2基ずつ設置した。支承の断面は20mm×20mmで、高さは10mmと15mmの2種類とした。また、橋脚の減衰を増やすために、橋脚基部には粘弾

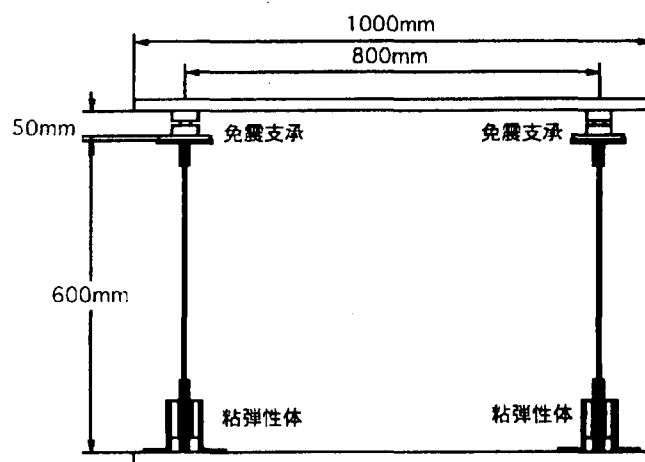


図-1 模型橋

性体を取り付けた。粘弾性体の減衰特性は厚さに依存するため、厚さ1mmと4mmのものを用了。

以上より、高さの異なる2種類の支承と厚さの異なる2種類の粘弾性体を組み合わせて、表-1に示した9通りの実験ケースに対して、自由振動実験、正弦波加振実験、地震波加振実験を行った。

(2) 正弦波加振実験

加振振動数と振幅を変化させて正弦波加振を行った。支承を用いた供試体を振動させると、支承はせん断変形ではなく回転変形した。これは当初意図したよりも断面に対して支承の高さが高くなったためである。このため、エネルギー吸収の形態がせん断型から回転型に変わったが、本研究の目的が部分構

表-1 実験ケース

模型	支承	粘弾性体
N-00	なし	なし
N-10	10mm	なし
N-15	15mm	なし
A-00	なし	1mm
A-10	10mm	1mm
A-15	15mm	1mm
B-00	なし	4mm
B-10	10mm	4mm
B-15	15mm	4mm

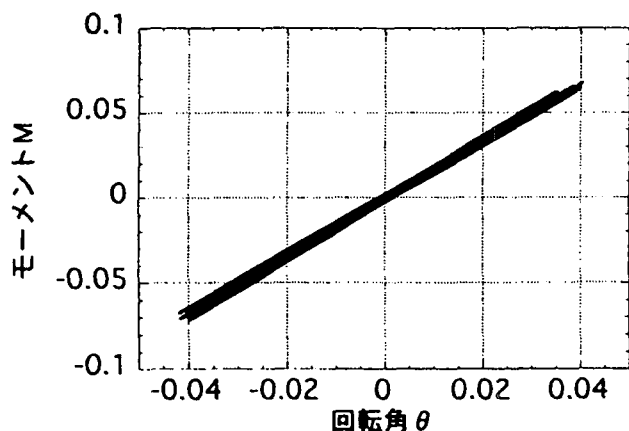


図-2 正弦波加振実験結果 (2.0Hz, 30gal加振)

造系のエネルギー吸収による全体構造系の減衰定数の推定になり、エネルギー吸収とそのメカニズムさえ明確であれば、エネルギー吸収の形態は問題とはならない。粘弾性体を橋脚基部に設置すると、粘弾性体を中心として橋脚は回転するように振動した。これは、粘弾性体の剛性が橋脚の剛性に対して低く、橋脚基部が変形しやすくなるためである。ここで、支承に作用するモーメント M と回転角 θ は次式で求められる。

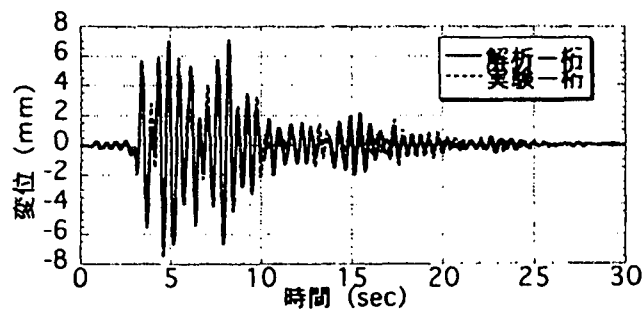
$$M = -ma_d h \quad (1)$$

$$\theta = u_b / H \quad (2)$$

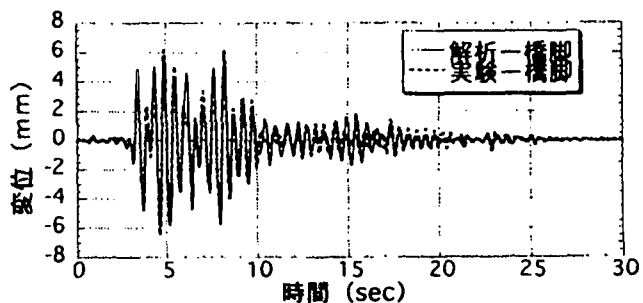
ここで、 m : 1 橋脚が支持する上部構造質量 (25.92kg), a_d : 桁の中心からゴム支承上面までの高さ (31mm), u_b : 支承の変位, H : 支承の高さ+支承を取り付けるための鋼板の厚さである。支承のモーメント～回転角の関係を高さ15mmの支承と厚さ1mmの粘弾性体を取り付けたA-15供試体に対して示すと図-2のようになる。これはA-15供試体に対して1次固有振動数付近で加振した結果である。

(3) 地震波加振実験

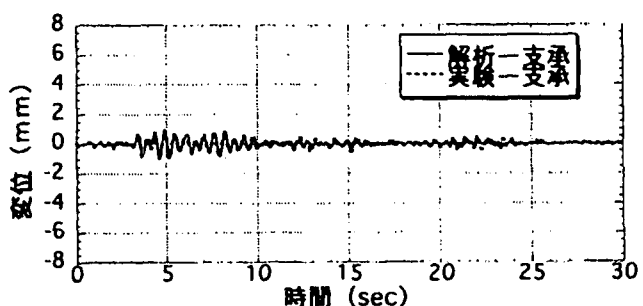
A-15供試体に対して、1995年兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測された記録の振幅をスケールダウンして加振した結果を示すと図-3のよう



(a) 桁



(b) 橋脚



(c) 支承

図-3 地震波加振実験結果

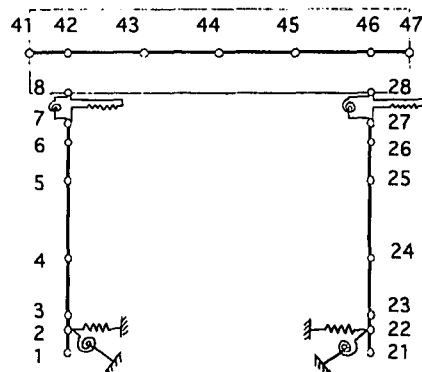
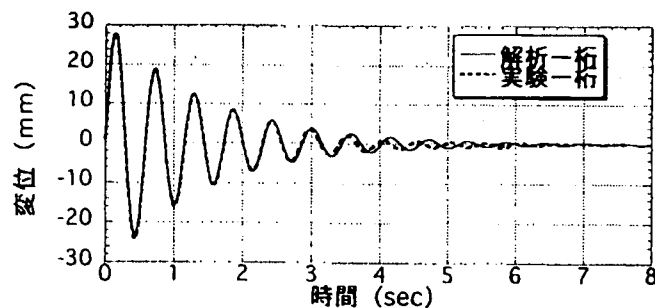
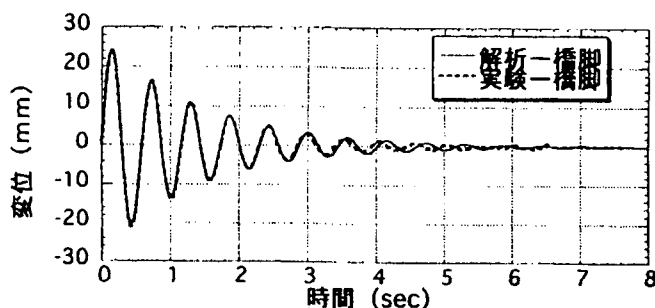


図-4 解析モデル

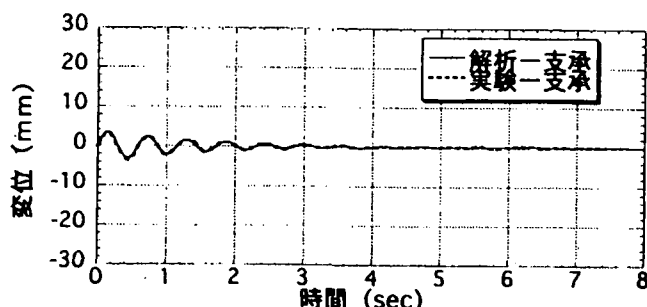
になる。ここでは、後述する動的解析の結果も比較のため示している。最大変位は、桁で7.1mm、橋脚で6.2mm、支承で0.9mmであり、一般的な免震橋と比較すると支承の変位は小さくなっている。これは、上述したように、支承はせん断変形ではなく回転変形したためである。



(a) 桁



(b) 橋脚



(c) 支承

図-5 自由振動実験と解析結果

3. 動的解析による振動台実験結果の検証

前述した振動台実験の結果を動的解析によって検証した。解析モデルは図-4に示すような離散型の有限要素モデルである。供試体を構成する各要素の剛性は断面寸法や弾性係数から理論的に求めることができるが、模型の振動台への固定度は各実験ケースで一様ではないため、剛性は異なってくる。そこで、自由振動実験より求められる各供試体の固有周期に一致するように解析モデルの各要素の剛性を定めた。

支承および粘弾性体は、図-2のように回転変形するため、線形の回転ばねでモデル化した。支承の回転ばねの剛性は、正弦波加振実験から求められた支承のモーメント～回転角の関係から求め、粘弾性体の回転ばねの剛性は図-5に示すように自由振動実験と一致するように調整して定めた。

図-3では地震波加振実験と動的解析を比較しているが、両者はよく合っており、実験結果をうまくシミュレーションできていることがわかる。

4. 部分構造系のエネルギー吸収をもとにした橋全体系の減衰定数の推定法

模型を線形1自由度系にモデル化すると運動方程式は次式で表される。

$$M\ddot{y} + C\dot{y} + Ky = P(t) \quad (3)$$

ここで、

$$K/M = \omega^2; C/M = 2h\omega \quad (4)$$

とおくと、式(3)は、

$$\ddot{y} + 2h\omega\dot{y} + \omega^2 y = P(t)/M \quad (5)$$

式(3)の減衰力 $C\dot{y}$ による部分構造系の吸収エネルギー ΔW は、

$$\Delta W = \int C y \dot{y} dy = \int C \dot{y}^2 dt \quad (6)$$

ここで、外力 $P(t) = P_0 \cos \omega t$ が作用して、定常振動していると考えると、質点の運動 y は、

$$y = D \cos(\omega t - \psi) \quad (7)$$

であるから、式(6)は、

$$\Delta W = \int_0^{2\pi/\omega} C \dot{y}^2 dt = \pi C D^2 \omega \quad (8)$$

一方、ひずみエネルギーの最大値 W は、

$$W = \frac{1}{2} K D^2 \quad (9)$$

であるから、減衰による部分構造系の吸収エネルギー ΔW とひずみエネルギーの最大値 W の比から減衰定数 h は、

$$h = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (10)$$

振動台実験では支承および粘弾性体は回転変形していたので、エネルギー吸収 ΔW も回転によるとして次式で求められる。

$$\Delta W = \int_0^{2\pi/\omega} C_B \dot{\theta}_B^2 dt + \int_0^{2\pi/\omega} C_P \dot{\theta}_P^2 dt \quad (11)$$

ここで、 θ_B : 支承の回転角、 θ_P : 粘弾性体部分の回転角、 C_B : 支承の減衰係数、 C_P : 粘弾性体の減衰係数である。

橋脚の質量が小さいため、橋脚のひずみエネルギーは無視すると、ひずみエネルギーの最大値 W は、

$$W = \frac{1}{2} m \cdot a_D \cdot u_D \quad (12)$$

ここで、 m : 桁の質量、 a_D : 桁の加速度、 u_D : 桁の変位である。

よって、式(11)より橋全体系の減衰定数 h は、

$$h = \frac{1}{4\pi} \frac{\int_0^{2\pi/\omega} C_B \dot{\theta}_B^2 dt + \int_0^{2\pi/\omega} C_P \dot{\theta}_P^2 dt}{\frac{1}{2} m a_D \cdot u_D} \quad (13)$$

A-10およびA-15供試体を正弦波加振した結果に対して、式(13)に基づいて部分構造系のエネルギー

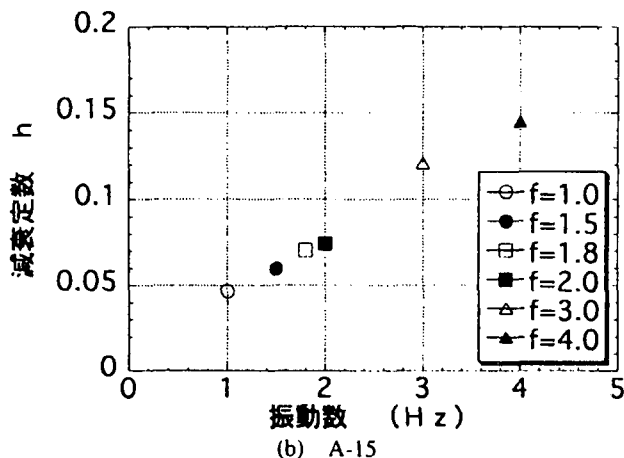
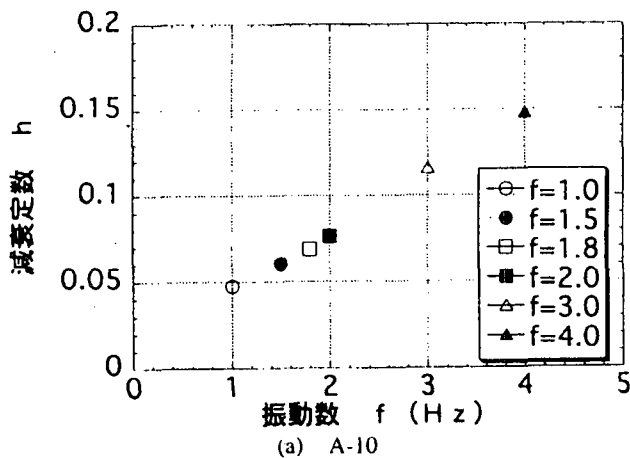


図-6 加振振動数と減衰定数

吸収 ΔW から橋全体系の減衰定数 h を求めた結果を図-6に示す。全体系の減衰定数 h は振動数に比例して増加していることがわかる。

式(13)において、 θ 、 $\dot{\theta}$ 、および a_D の次数は以下のようになる

$$\theta \propto u\omega; \dot{\theta} \propto u\omega^2; a_D \propto u\omega^2 \quad (14)$$

これを式(13)に代入すると減衰定数 h の次数は、

$$h \propto \frac{u\omega \cdot u\omega^2}{u \cdot u\omega^2} = \omega \quad (15)$$

式(15)からも減衰定数 h が変位に対して一定で、振動数に比例することがわかる。

1次の固有振動数1.8Hzに対して、上述の推定法に基づいて求めた解析結果と自由振動実験結果の比較を図-7に示す。解析結果は式(15)に示されるように変位に対して一定であり、全体系の減衰定数 h は、A-10供試体で0.0705、A-15供試体で0.069であり、これらは実験結果と比較してよく一致している。

5. 結論

本研究では、部分構造系を有する橋模型の振動台実験と動的解析による実験結果のシュミレーションを通し、部分構造系のエネルギー吸収に基づく橋全体系の減衰定数の推定法について検討した。得られた知見をまとめると以下の通りである。

1) 振動台実験より求められた減衰定数は変位に対し

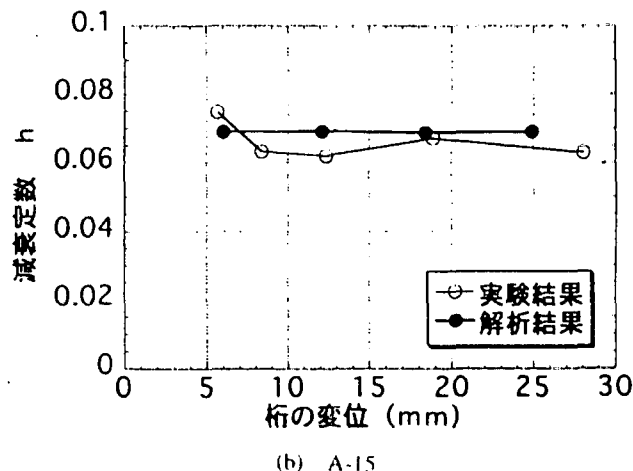
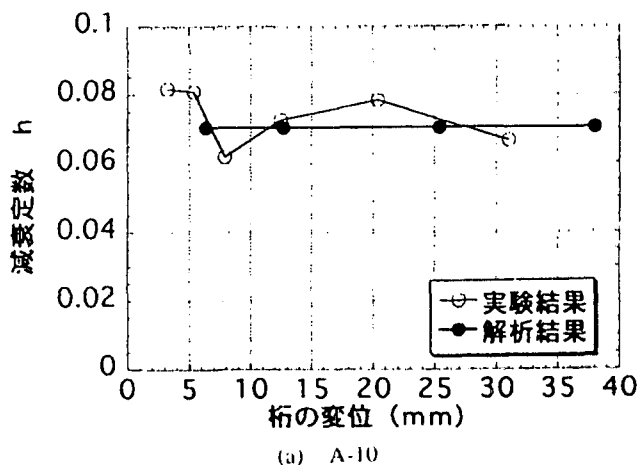


図-7 桁の応答変位と減衰定数

て一定で、加振振動数に比例するが、本推定法から求められた減衰定数もこの傾向と一致する。

2) 本推定法によって全体系の減衰定数が精度よく求められることが振動台実験結果および解析より実証され、本推定法の適用性が高いことが示された。

謝辞：本研究における振動台実験は建設省土木研究所中型振動台で行ったものである。振動台実験の際には、同耐震技術研究センター耐震研究室の運上茂樹室長をはじめ、足立幸郎主任研究員、近藤益夫研究員、長屋和宏研究員に大変お世話になりました。また、支承は横浜ゴム、粘弾性体は住友3Mに提供していただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Bleich, Fr. and Teller, L. W. : Structural Damping in Suspension Bridges, ASCE Trans., Vol.117, 1952.
- 2) 加藤雅史, 島田静雄 : 橋梁実測振動特性の統計解析, 土木学会論文集, 第311号, 1981.7.
- 3) Kawashima, K., Unjoh, S. and Tunomoto, M. : Estimation of Damping Ratio of Cable-Stayed Bridges for Seismic Design, Journal of Struct. Eng., ASCE, Vol.119, No.4, 1993.4.
- 4) 川島一彦, 長島寛之, 岩崎秀明 : エネルギー比例減衰法による免震橋のモード減衰定数の推定精度, 土木技術資料, 35-5, 1993.
- 5) 中島章典, 土岐浩之 : 剛体ばねモデル解析を用いた桁橋の構造減衰特性に関する基礎的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, 1998.3.
- 6) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1996.