

210 振動数無依存・振幅依存性のある減衰モデルの提案

A PROPOSAL ON DAMPING MODEL DEPENDENT ON AMPLITUDE AND INDEPENDENT OF FREQUENCY

○正 山田耕司(豊田工業高等専門学校)

Koji Yamada, Toyota National College of Technology, Eisei-cho 2-1, Toyota, Aichi 471-8525

A new damping model for time history analysis is proposed in this paper. This damping model is dependent on the amplitude and independent of the frequency. This model is composed of 3 bilinear springs. Each Spring has the different yield displacement and the different stiffness calculated from 3 damping ratios. User is required to define only yield displacements and damping ratios at the yield displacements. The displacement response with this damping model is different from the displacement response with stiffness proportional damping.

Key Words : Damping Model, Numerical Analysis, Amplitude Dependence, No Frequency Dependence

1. 序

建築構造工学において減衰の取り扱いはまだ不明確な部分が多い。構造体の内部減衰だけを取り上げても、減衰定数が振動数にあまり依存しないことや振幅依存性が存在することが知られている。その一方で、現実的な減衰行列の作成法としては、比例減衰、歪エネルギー比例減衰、履歴減衰などがある⁽¹⁾。比例減衰は、作成方法が簡便であり減衰行列が対角行列となり取り扱いが簡便である反面、振動数依存性を有する。歪エネルギー比例減衰は各次の固有振動数に応じた減衰定数が設定できる反面減衰行列が密行列となり取り扱いが不便であり振動数依存性を有する。履歴減衰は複素剛性行列を用いるため振動数依存性は有しないが、時間領域での解析が不可能である。著者の知る限りでは時間領域で用いることのできる振動数に依存せず振幅依存性のある減衰モデルは少ない。例えば、Lagomarsinoは摩擦要素と2つのバネ要素を組み合わせた減衰モデルを提案し、そのモデルを複数並列して減衰定数の振幅依存性を表現している⁽²⁾。また、文献(3)によれば、“異なる摩擦力を持つ多くの摩擦要素が存在しその総和的效果が見かけ上粘性的減衰効果を示す”とある。

そこで本論では、多数の摩擦要素を3個の完全弾塑性要素に置き換え、減衰の振動数依存性が無く振幅依存性を有し、時刻歴解析が可能な減衰モデルを提案する。なお、本論では建物モデルを質点系モデルに限定して話を進める。

2. 提案手法

多質点系に対し、図1のように、各層剛性と並行して、完全弾塑性型の特性を持つバネが3ヶ付いているものとする(以下、減衰バネと称する)。この減衰バネ3ヶは各層で同じ特性を持ち、降伏変位($d_1 \sim d_3$)が与えられている。減衰バネの剛性($k_1 \sim k_3$)は以下の仮定の下に計算される。

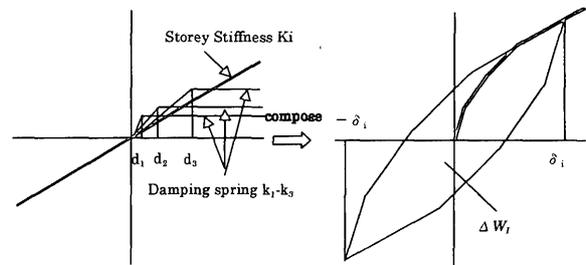


Fig.1 Storey-stiffness with damping springs

仮定：

- ・建物 は 1 次モードで振動する。
- ・減衰定数(h_i)は、建物頂部での変位振幅(X_1)により与えられる。
- ・各層の減衰バネの特性(k_j, d_j)は全て同じであり、降伏変位(d_j)が与えられている。
- ・減衰バネの消費エネルギー ΔW_i は1サイクルで計算するが、計算の便宜上最大ポテンシャルエネルギー W_{e_i} は瞬間剛性から計算する。

減衰バネの剛性の計算法

- 1) 建物頂部変位振幅(X_1)とその時の減衰定数(h_i)を設定($I=1 \sim 3$)
- 2) 建物が1次モードで振動しているとして各層の相関変位(δ_i)を計算($i=1 \sim n$)
- 3) 各層の瞬間剛性、1サイクル当たりの減衰バネ(弾塑性部材)の消費エネルギーから、減衰定数(h_i)に関する次式を作成($I=1 \sim 3$)

$$h_i = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W_i}{W_{e_i}} \dots \dots \dots (1)$$

$$\Delta W_i = \sum_{j=1}^n \left\{ \sum_{j=1}^3 4k_j d_j \max(\delta_i - d_j, 0) \right\} \dots \dots \dots (2)$$

$$We_i = \sum_{i=1}^n \frac{1}{2} [K_i + \sum_{j=1}^3 k_j \{1 - 1(\delta_i - d_j)\}] \delta_i^2 \dots \dots (3)$$

ここで

K_i : 層剛性, k_j : 減衰バネ剛性

δ_i : 層間変位, d_j : 減衰バネ降伏変位

$1(x) = 1(x \leq 0), 0(x > 0)$ とする.

4) k_j を算定する

3. 1 質点系における振動特性

3. 1 定常振動下における減衰特性

1 質点系に対し定常加振を行い, 提案モデルの性能を検討した. モデルパラメータを表 1 に示す. 定常加振振幅は, 建物頂部変位振幅とした. 提案モデルの場合の計算結果を図 2 に示す. 図より, 提案モデルでは, 減衰定数が振動数に依存しないこと, 振幅依存性が見られることがわかる. 今回の減衰バネの剛性計算法で, ほぼ必要な減衰が得られていることが分かる.

図 3 に周期 1.5sec 定常加振下での各応答振幅に対する減衰定数を示す. 図中●印は目標とした減衰定数である. 図より振幅の大きい範囲で減衰定数の増加傾向が頭打ちになるもののほぼ設定値に近い減衰定数が得られていることが分かる. また, 減衰定数が応答振幅に対し完全に線形的な変化をしているとは言えないものの, 応答振幅に対しほぼ線形に変化していることが分かる.

Table.1 Parameters of 1 DOF system

Mass(kg)	100		
Natural period(sec)	0.8		
displacement amplitude (X_i , cm)	0.1	0.2	0.3
Damping ratio(h_i)	0.01	0.02	0.03
yielding displacement of damping springs(d_j , cm)	0.5	1.5	2.5

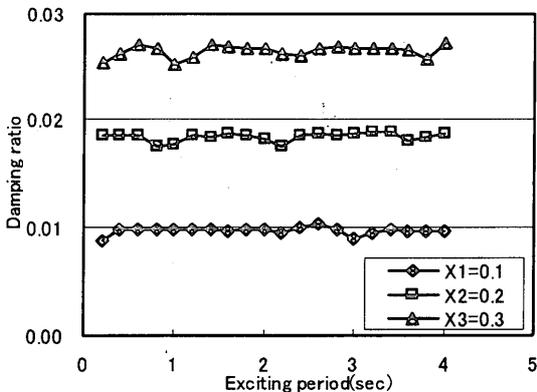


Fig.2 Damping ratio with proposed method under stationary wave

3. 2 自由振動における減衰特性

前節の 1 質点系に対し, 定常加振後自由振動させ, 変位振幅の対数減衰率から減衰定数を計算した. 結果を図 4 に示す. 図中●印は目標とした減衰定数である. 図より自由振動から計算される減衰定数の変化が, 定常振動状態から計算される減衰定数とほぼ等しいことが分かる. また, 自由振動状態の方が目標とした減衰定数を満足していることが分かる.

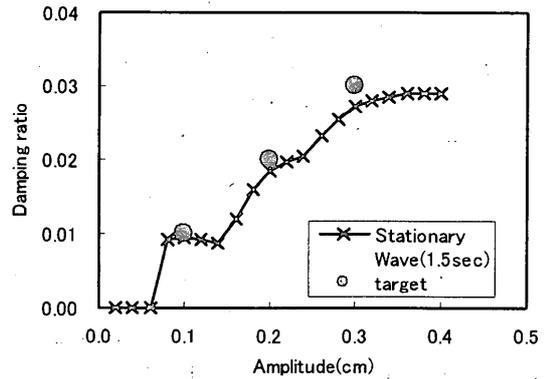
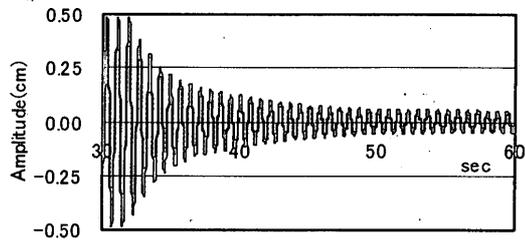
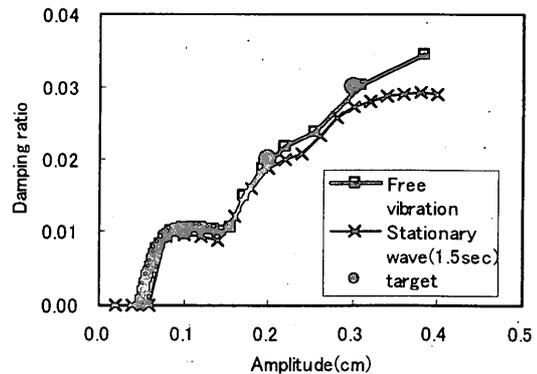


Fig.3 Damping ratio with proposed method under stationary wave (exciting period is 1.5 sec)



a) Time history of displacement



b) Relation between displacement and damping ratio

Fig.4 1 DOF system with proposed method under Free vibration

4. 多質点系への応用

4.1 自由振動における減衰特性

多質点系における提案減衰モデルの特性を考察するため、表2の特性を持つ10質点系の自由振動を計算した。結果を図5に示す。図中○印は目標とした減衰定数である。10質点系においても減衰の振幅依存性が見られる。また、目標とした減衰定数をほぼ満足していることが分かる。なお、変位振幅が5cm以下の場合は無減衰と設定しているため、振動は収束していない。

4.2 10質点系の地震応答解析

非常加振下における提案減衰モデルの特性を考察するため、表2の10質点系モデルで地震応答解析をした。エルセントロNS波（最大地動速度50cm/sec）による頂部応答変位波形を図6に示す。図より減衰バネの影響により提案モデルでの固有周期の短周期化が見られる。また、応答変位は、設定した減衰($h=0.005\sim 0.020$)での剛性比例モデルでの応答の間に入っている。

変位応答の時刻歴変化を明示するため、図7に剛性比例減衰 $h=0.005, 0.010, 0.020$ および提案減衰モデルの頂部応答変位波形の包絡線を示す。図より、入力地震動が大きい（最大地動速度50cm/sec）時は減衰定数が大きい剛性比例減衰の応答に近くなるが、入力地震動が小さい（最大地動速度25cm/sec）時は減衰定数の小さい剛性比例減衰の応答に近くなる。ただし、エルセントロNS波での27秒後の応答では提案モデルのみ突然応答が大きくなる場合もあり、解析時は注意が必要である。また、宮城県沖NS波（最大地動速度50cm/sec）の場合のように入力地震動が大きい時でも主要動後の応答が剛性比例減衰が大きい($h=0.020$)場合の応答に近づかない場合もあり注意が必要である。

Table.2 Parameter of 10 DOF model

Storey	Mass(kg)	Stiffness(kN/cm)
1	441000	1326
2	441000	2114
3	441000	2770
4	441000	3333
5	441000	3816
6	441000	4229
7	441000	4575
8	441000	4857
9	441000	5078
10	441000	5238

Displacement amplitude(X_i , cm)	5	10	15
Damping ratio(h_i)	0.005	0.01	0.02
Yielding displacement of damping springs(d_i , cm)	0.3	0.8	1.2

5. 結語

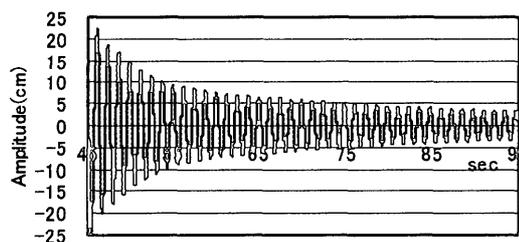
本報では、簡単なモデルを組み合わせることにより振幅依存性を表現することを考え、完全弾塑性3要素を組み合わせた減衰モデルを提案しその特性を報告した。結果、大まかではあるが加振振動数に依存しない振幅依存性を制御できる減衰モデルであることが判明した。今後の課題として、質点系以外の構造モデルへの適応法の検討が挙げられる。

謝辞

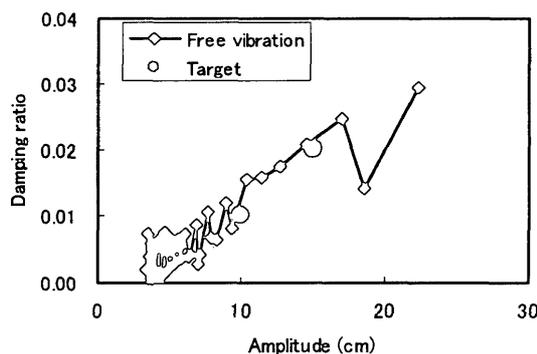
本研究に際し、東京工業大学建築物物理研究センター共同研究・ワークショップ「新構造材料を用いた合理的耐震技術の確立—シェル・空間構造の減衰機構と免震化に関する基礎的研究—」の諸氏より様々なアドバイスを頂いた。記して謝意を表す。

参考文献

- (1) 柴田明徳：最新耐震構造解析，森北出版(1981)
- (2) Lagomarsino, S: Forecast models for damping and vibration periods of buildings, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.48(1993), pp.221-239.
- (3) 日本建築学会：建築物の減衰，丸善(2000)



a) Time history of displacement



b) Relation between displacement and damping ratio

Fig.5 10 DOF system with proposed method under Free vibration

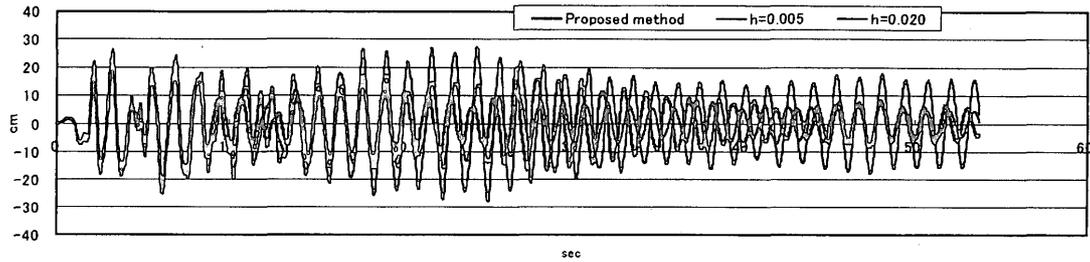


Fig.6 Time history under El centro NS (max. vel. : 50cm/sec) (Proposed model, stiffness proportional damping($\eta=0.5,2.0\%$))

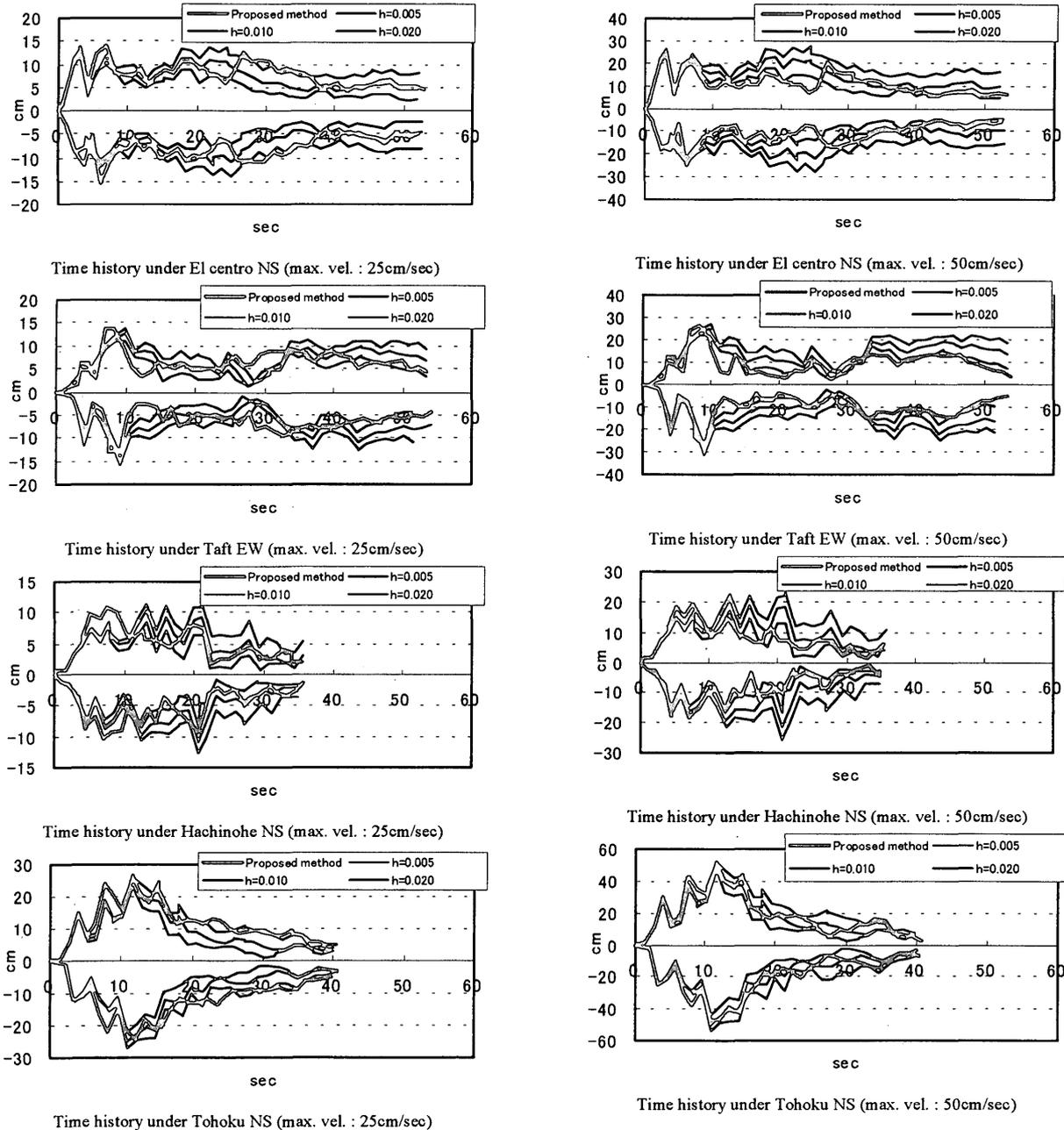


Fig.7 Envelope of displacement response (Proposed model, stiffness proportional damping($\eta=0.5,2.0\%$))