

# 鋼構造骨組の粘性減衰が地震応答に及ぼす影響

正会員○川島敏夫\* 同 小川厚治\*\*

## 2. 構造-10. 鉄骨構造

粘性減衰, 地震応答, 魚骨形骨組, 最大層間変位角, 履歴型ダンパー

### 1. 序

本研究では鋼構造骨組において粘性減衰の評価方法が地震応答解析結果に及ぼす影響を、減衰定数や減衰型を変化させた場合等について考察する。

### 2. 解析の概要

解析骨組は図1に示す魚骨形骨組で、層数  $N$  は 4, 8, 12 の 3 種、階高  $h_i$  は全層 4m, 重量も全層同じとした。解析骨組は現行の耐震規定に準じて設計したもので、終局ベースシャー係数  $C_B$  と基本固有周期  $T_1$  を表1に

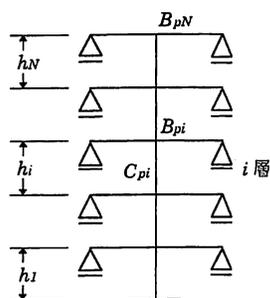


図1 解析骨組

示す。また解析骨組の柱梁耐力比はすべて1とした。入力地震波は、la01 から la20 と呼ばれるロサンゼルスでの 50 年

表1 解析骨組の概要

層数	$C_B$	$T_1(\text{sec})$
4	0.300	0.95
8	0.278	1.37
12	0.200	1.98

間の発生確率が 10% の 20 波の地震 (10/50 地震群), 及び la21 から la40 と呼ばれる 50 年間の発生確率が 2% の 20 波の地震 (2/50 地震群) として提案されたものを用いた。

### 3. 減衰定数の影響

まず、減衰定数の大きさについて検討する。減衰型はすべて剛性比例型としている。図2は、減衰定数  $h$  を 0, 0.01, 0.02, 0.05 の 4 種に変化させたときの各層

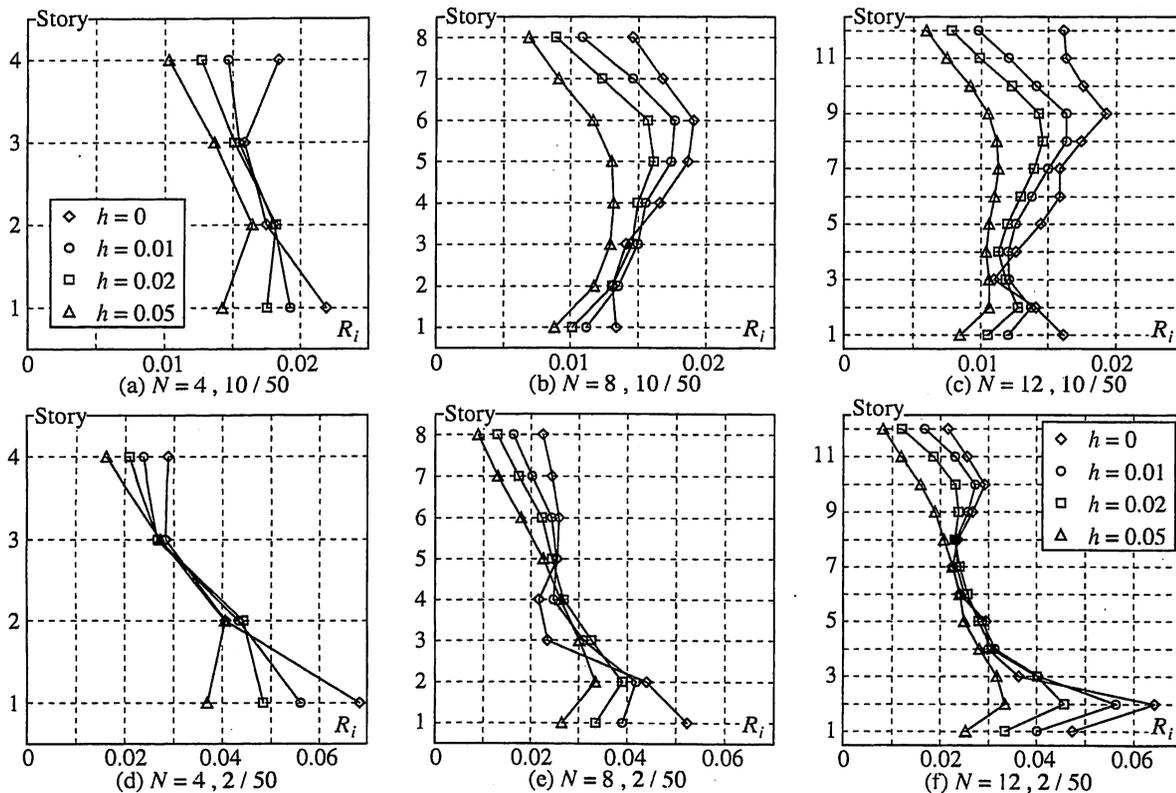


図2 減衰定数  $h$  による各層の最大層間変位角  $R_i$  の変化

Effect of Viscous Damping on Earthquake Response of Steel Moment Frames

KAWASHIMA Toshio, OGAWA Koji

の最大層間変位角  $R_i$  の 10/50 地震群と 2/50 地震群の各 20 波についての平均値を示したものである。図 2 によると、減衰定数が 0.01 以上では、減衰定数が大きくなるにつれて、概ね全層の最大層間変位角が一様に減少している。

減衰定数による最大層間変位角の大きさの変化を調べるために、全層の最大層間変位角の大きさを概括的に表す指標として、最大層間変位角  $R_i$  の設計用層モーメント  $Q_i h_i$  を重み関数とする平均値  $R_{\text{mean}}$  を採用した。すなわち、

$$R_{\text{mean}} = \frac{\sum_{i=1}^N R_i Q_i h_i}{\sum_{i=1}^N Q_i h_i} \quad (1)$$

上式で、 $Q_i$  は  $i$  層の設計用層せん断力、 $h_i$  は  $i$  層の階高である。

図 3 に減衰定数が  $h$  のときの  $R_{\text{mean}}$  の値  $R_{\text{mean } h}$  と減衰定数が 0 のときの  $R_{\text{mean}}$  の値  $R_{\text{mean } 0}$  との比  $R_{\text{mean } h} / R_{\text{mean } 0}$  を示す。この図で◇印は各地震波に対する応答値であり、太線は 20 波の地震に関する単純平均値である。図 3 に示すように、減衰定数  $h$  が大きくなると、各層の最大層間変位角  $R_i$  が全体的に減少す

るので  $R_{\text{mean}}$  は小さくなる。

弾性応答に関しては、減衰定数が  $h$  のときの応答値  $S_h$  と減衰定数が 0 のときの応答値  $S_0$  の比については次式がよく引用されている<sup>1), 2)</sup>。

$$\frac{S_h}{S_0} = \frac{1}{1 + 10h} \quad (2)$$

(2) 式の値は図 3 に細線で示している。図 3 によると、個々の地震波に関する減衰定数  $h$  と  $R_{\text{mean } h} / R_{\text{mean } 0}$  の関係はかなりばらついてはいるが、20 波の地震についての平均値を示す太線は (1) 式に近い値をとっている。しかし、細線に比べて太線の方が 1 に近く、減衰の影響が (2) 式よりも応答値に現れにくい。これは、ここで示した応答値は弾塑性解析結果であり、粘性減衰がない場合でも履歴減衰が働いているためである。

#### 4 減衰型の影響

減衰型については (a) 剛性比例型、(b) Rayleigh 型、(c) 質量比例型の 3 種を考え応答値を比較した。ただし、1 次の減衰定数はすべて 0.02 としており、Rayleigh 型については 2 次の減衰定数も 0.02 とした。

図 4 は減衰型を変化させたときの各層の最大層間変

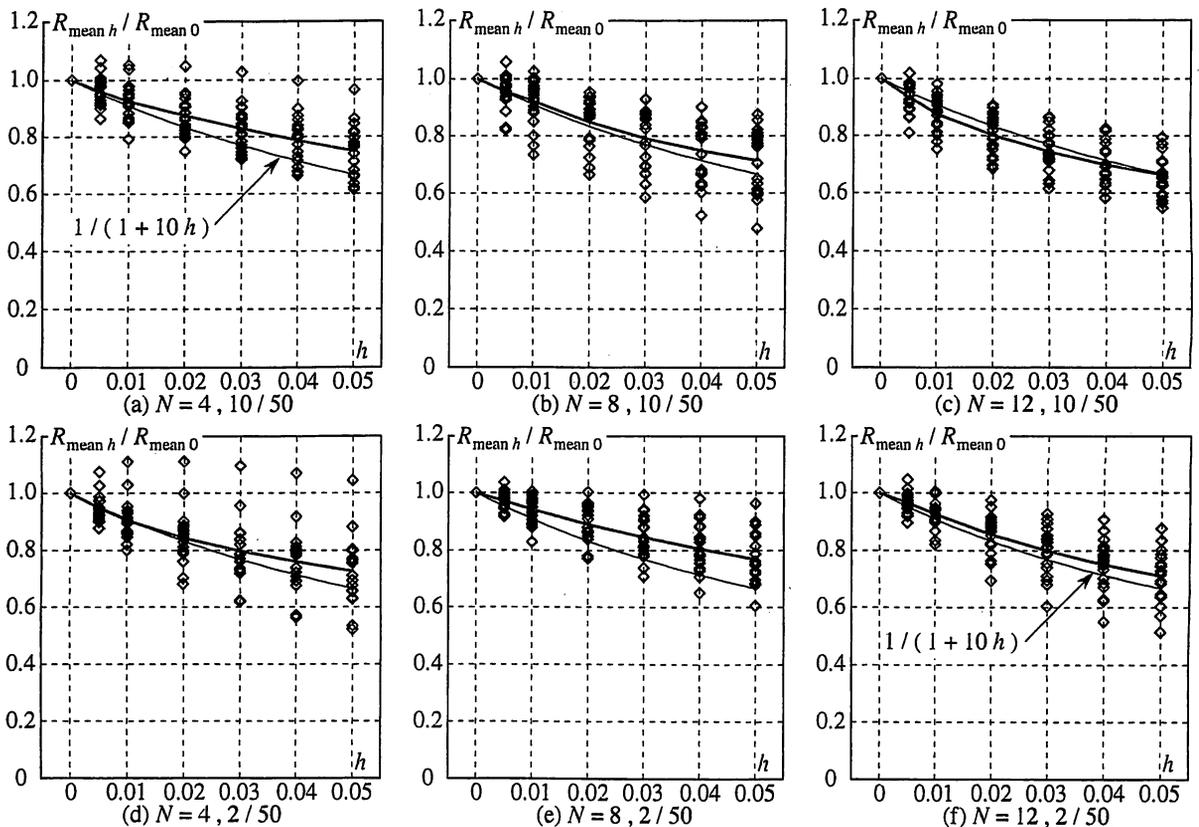


図 3 減衰定数  $h - R_{\text{mean } h} / R_{\text{mean } 0}$  関係

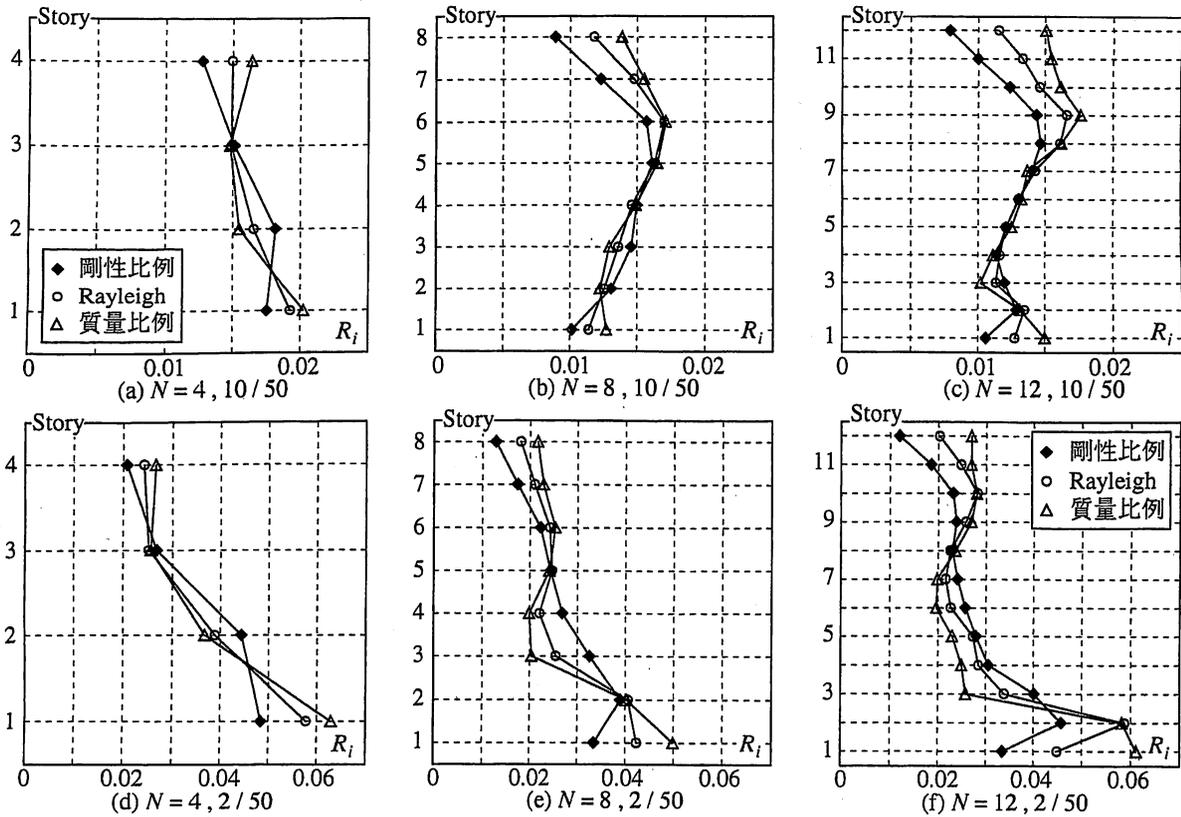


図4 減衰型による各層の最大層間変位角  $R_i$  の変化

位角  $R_i$  の 10/50 地震波群と 2/50 地震群各 20 波についての平均値を示したものである。図4から分かるように、減衰型の影響は骨組頂部付近の応答に顕著に現れる。すなわち、剛性比例型、Rayleigh型、質量比例型の順に高次の減衰定数が大きいので、最上層近傍の最大層間変位角が小さくなる。

図5は(1)式で定義した  $R_{mean}$  を用いて、減衰型が異なるときの変形の大きさを直接比較したものである。図5中にも示したように、剛性比例型を用いた場合に比べてRayleigh型を用いると  $R_{mean}$  は1.05倍程度増大し、質量比例型を用いると  $R_{mean}$  は更に増大し1.09倍程度になる傾向が認められる。実構造物の高次の減衰定数は、剛性比例型のように、固有円振動数に比例するほどは急激に増大しないとしても、高次ほど大きくなる傾向は認められ、ここで採用したRayleigh型、または、Rayleigh型と剛性比例型の中間的なものと推察される<sup>2)</sup>。ここでの解析結果によれば、剛性比例型であってもRayleigh型であっても骨組頂部以外の最大層間変位角はあまり変わらない。骨組頂部付近の変形を重視する際には、減衰型の設定は慎重に行う必要がある。

### 5 履歴ダンパー付骨組での取り扱い

履歴型ダンパーを設置する前後で減衰定数が変化しないと考えると、履歴型ダンパーの設置によって減衰係数が増大することになる。すなわち、単純化のために1自由度系を考えると自由振動の方程式は(3)式となり、減衰係数  $C$  は(4)式で表される。

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = 0 \quad (3)$$

$$C = 2 h \sqrt{M K} \quad (4)$$

ここで、 $M$  は質量、 $K$  は弾性剛性であり、 $u, \dot{u}, \ddot{u}$  はそれぞれ変位、速度、加速度である。(4)式から明らかのように、例えば、履歴型ダンパーを設置するこ

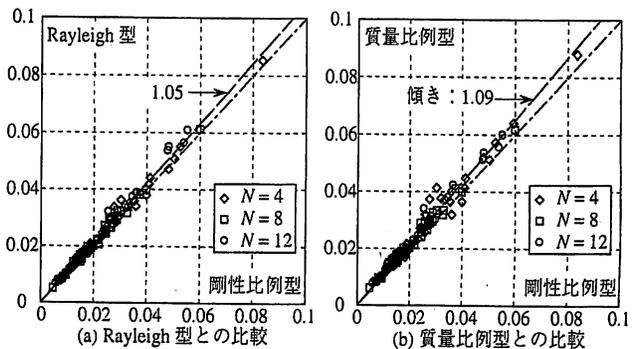


図5 減衰型が異なるときの  $R_{mean}$  の比較

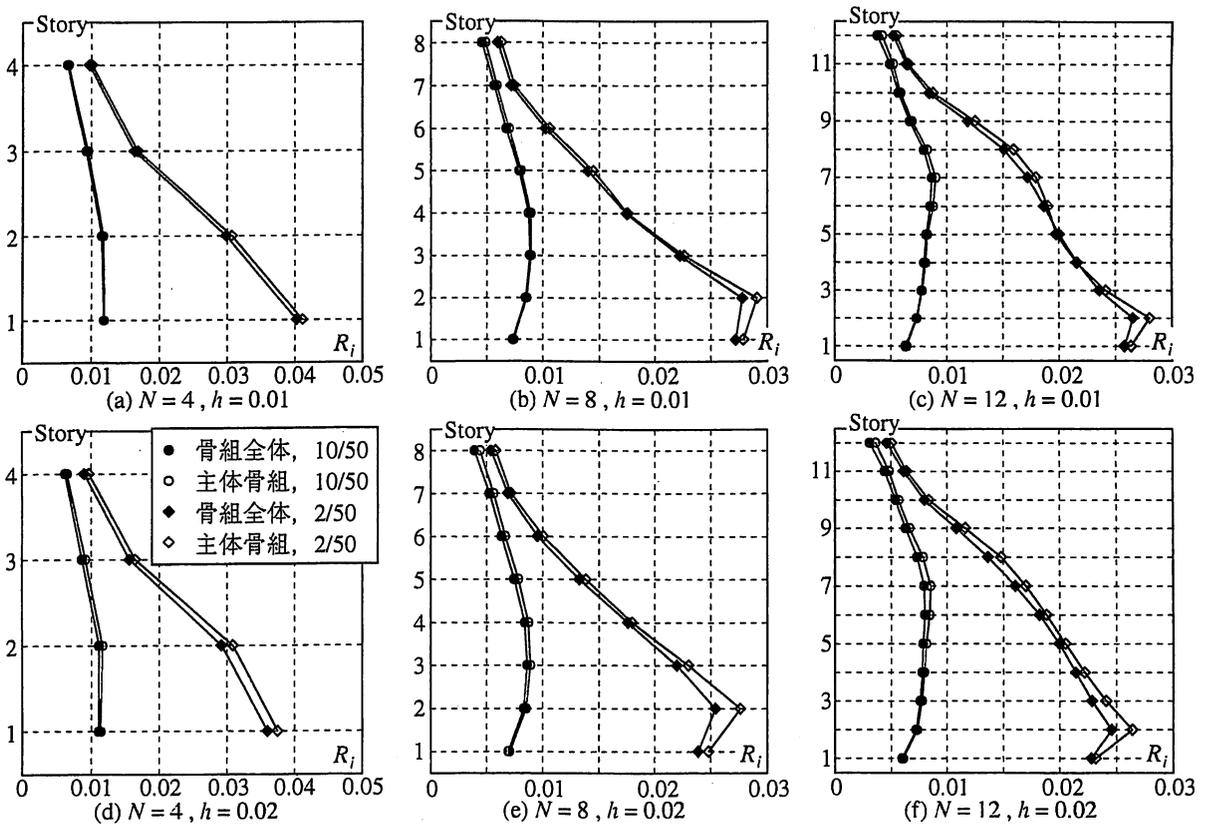


図6 履歴型ダンパーの考慮の有無による各層の最大層間変位角  $R_i$  の変化

とによって剛性が2倍になるとすれば、減衰定数  $h$  が一定なら、減衰係数  $C$  は  $\sqrt{2}$  倍になる。履歴型ダンパーの設置によってこのように減衰係数を急変させるのは不適切であると考えれば、履歴型ダンパーを取り付ける前の柱・梁だけで構成される主体骨組について、設定した減衰定数から減衰マトリックスを作成し、これを履歴型ダンパー付骨組の減衰マトリックスとして利用する方法もある<sup>3)</sup>。

上記のように作成した減衰マトリックスについて調べるために、履歴型ダンパー付骨組を解析した。ここでの解析骨組も柱梁耐力比が1でダンパー付の魚骨形骨組である。ダンパー系と主体骨組の弾性剛性比  $k$  は2としたので、比較的剛強なダンパーを取り付けた骨組である。図6の黒く塗りつぶした◆、●印は、ダンパー付骨組の全剛性を考慮して作成した減衰マトリックスを用いた解析結果で、白抜きの◇、○印は、ダンパーを取り付けない状態での主体骨組の剛性だけを考慮して作成した減衰マトリックスを用いた解析結果である。いずれも減衰型は剛性比例型を用いており、1次

の減衰定数は0.01と0.02の2種で解析している。

図6に示しているのは、各地震群20波についての平均値である。図6に示すように、履歴型ダンパーを無視し主体骨組の剛性だけを考慮して減衰マトリックスを作成すると減衰定数が低下し、最大層間変位角応答が大きくなる傾向があるが、その差は小さい。

ここでは、履歴型ダンパーを取り付けない状態で減衰マトリックスを作成した場合について検討したが、応答値に及ぼす影響は小さく、また、履歴型ダンパーの取り付けによって減衰係数は幾分かは増大するはずである。履歴型ダンパーを設置しない状態で減衰マトリックスを作成しておくような厄介な計算は、必要がないと考えられる。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), 32-36頁, 1990
- 2) 日本建築学会：建築物の減衰, 51-59頁, 2000.1
- 3) 井澤保一・林 徳彦・小林正人・洪 忠喜：架構の塑性化を考慮した制振構造の耐震性能評価(その1:1質点系モデルを用いた制振構造の耐震性能評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集 187-188頁, 2004.8

\* (有)川島構造計画事務所  
\*\* 熊本大学工学部 教授 工博

\* Kawashima Structural Design Firm, Ltd  
\*\* Prof., Faculty of Eng., Kumamoto Univ., Dr. Eng.