

大阪市立大学工学部 学生会員 ○山本 淳史  
 ニュージェック(株) 正会員 中西 泰之

大阪市立大学大学院 正会員 松村 政秀  
 大阪市立大学大学院 正会員 山口 隆司

1. 研究背景および目的

道路橋示方書<sup>1)</sup>に従う耐震設計では、地震時の挙動が複雑な構造物に対し、動的解析による照査が実施される。照査項目の一つである地震動が作用した際の振動性状、とくに最大応答変位は運動方程式における減衰マトリクス $C$ の設定に影響を受ける。ここで、減衰マトリクス $C$ にはRayleigh減衰が一般に用いられている。しかしながら、Rayleigh減衰の係数 $\alpha, \beta$ は初期剛性を用いた固有値解析結果から算出されるのが通常であり、地震時に部材が破断して振動モードが変化する構造系に対するRayleigh減衰の適用性は、必ずしも明確でない。そこで本研究では、部材破断により振動モードが変化する構造物を対象とした動的解析を実施し、Rayleigh減衰の係数 $\alpha, \beta$ の設定方法を検討する。

2. Rayleigh 減衰と係数の設定方法

Rayleigh減衰では、減衰マトリクス $C$ が質量マトリクス $M$ および剛性マトリクス $K$ に比例すると仮定し、両者の線形和で近似する(式 1)。係数 $\alpha, \beta$ は固有値解析の結果から卓越する2つの振動モードの振動数 $f$ , 減衰定数 $h$ を用いて式(2),(3)により算定される。

$$C = \alpha M + \beta K \quad (1)$$

$$\alpha = \frac{4\pi f_1 f_2 (f_1 h_2 - f_2 h_1)}{f_1^2 - f_2^2} \quad (2)$$

$$\beta = \frac{f_1 h_1 - f_2 h_2}{\pi(f_1^2 - f_2^2)} \quad (3)$$

表-1には Rayleigh 減衰係数 $\alpha, \beta$ の設定方法を示す。表中の $\alpha_1, \beta_1$ は初期剛性(部材破断前)を用いる固有値解析の結果から決定する係数を、 $\alpha_2, \beta_2$ は部材破断後の剛性

後に係数 $\alpha, \beta$ を更新する手法で、部材破断の前後の固有値解析により構造物の振動性状に応じた $\alpha, \beta$ を設定する。RSTの妥当性は振動台実験により検証する必要があるが、先行研究<sup>2)</sup>では、係数 $\beta$ のみを更新する計算法の有効性が示されていることから、RSTを基準として破断部材を有するモデルにおける表-1のKO1およびKO2を比較する。また、最大応答変位 $\delta_{max}$ は部材破断後に生じることから、破断部材をモデル化しない場合(noKO2)についても比較対象とする。

3. 解析モデルとロックオフ部材

別途実施する振動台実験の供試体の寸法形状から設定した5質点系バネマスモデルと部材破断前後の荷重-変位関係を図-1に示す。部材破断は、ある荷重が作用するとそれ以降の剛性が0になるロックオフ要素を節点1-2間に組み込んで考慮する。同図 a)に示す解析モデルは節点5,6に大きな質量を有し、事前解析により節

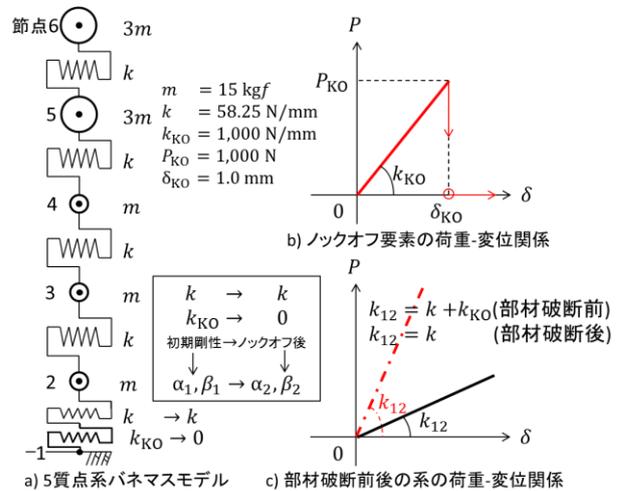


図-1 解析モデル

表-1 解析パターンと Rayleigh 減衰係数  $\alpha, \beta$  の設定方法

ロックオフ要素	ケース	Rayleigh 減衰	備考
あり	KO1	$C = \alpha_1 M + \beta_1 K$	係数 $\alpha_1, \beta_1$ を決定し部材破断後も同じ係数を用いる
	RST	$C = \alpha_1 M + \beta_1 K$ $\rightarrow C = \alpha_2 M + \beta_2 K$	初期剛性(部材破断前)および部材破断後の剛性を用いて固有値解析を実施しロックオフ後に係数 $\alpha, \beta$ を再設定する
	KO2	$C = \alpha_2 M + \beta_2 K$	部材破断後に最大変位となることから、部材破断の
なし	noKO2	$C = \alpha_2 M + \beta_2 K$	ロックオフ後の剛性から決定される係数 $\alpha_2, \beta_2$ を用いる

点 1-2 間に L2 地震動の 70%程度(550 gal 相当)で破断するノックオフ要素を設置する. したがって, 節点 1-2 間の層間剛性 $k$ は図-1 b)に示す通り, 部材破断前の初期剛性前は $k_{12} = k + k_{KO}$ であるが, 部材破断後は $k_{12} = k$ となる. また, 部材破断を考慮しないモデルも比較する. 入力地震動は, 道路橋示方書 V に示される II 種地盤に対する Level2 TypeII 地震波(II-II-2)であり, 相似則を考慮して時間軸を $1/\sqrt{10}$ に縮小する.

#### 4. 解析結果

固有値解析結果を図-2 に示す. 同図 a), b)はそれぞれノックオフ部材の破断前, 破断後の卓越振動モードの変形図を表す. 表中の $f_n$ は, 卓越する $n$ 次モードの固有振動数を表す. 破断前後で卓越する振動モードが1,5 次から1,2次モードに変化することから, 破断前後で係数 $\alpha, \beta$ が異なることがわかる.

次に, 表-2 に動的解析の結果をまとめる. 表中の $\delta_{max}$ は頂部最大応答変位, Timeはそのときの時刻を表す. また, 各パターンの最大変位時刻におけるRSTとの差異を比率で表す. 図-3(a), 図-3(b)はそれぞれ, 部材破断を考慮する解析モデルにおける節点1-2間および節点6の変位時刻歴を, 同図(c)には部材破断を考慮しないモデルにおける節点6の変位時刻歴を示す. 同図(a), (b)の拡大図は, それぞれの図に記された赤丸の箇所を示す. 図-3(a)より, RSTは2.071秒で部材破断が生じたあと変位が急増し, 約2.5秒で最大変位付近を得る. KO2の最大変位は, RSTを約10%上回ることがわかる. 同図(b)より, 頂部の最大変位はKO2とRSTはほぼ一致し, KO1とRSTの差異は5.4%であった. ゆえに, KO1を設定した場合は, 最大変位を過小に評価してしまうことがわかる. また, 同図(a)および(c)より, KO2の最大変位はnoKO2の約76%であり, 部材破断を考慮

して動的解析を実証する必要性がわかる.

#### 5. 結論

動的解析を実施してRayleigh減衰の係数 $\alpha, \beta$ の設定方法を検討した. noKO2は $\delta_{max}$ を過小に算定するため, ノックオフ要素のモデル化は必要である. ノックオフ要素を用いる場合, 係数 $\alpha, \beta$ の設定の違いが頂部応答に及ぼす影響は小さく, RSTと比較すると破断後の剛性で係数を決定するKO2を選択することが適当である. 今後は, モデル上層にノックオフを配置するケースについて変位応答に及ぼす影響を確認し, 振動台実験によりリスタートの有用性を検証する.

#### <参考文献>

- 1) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 2012.3
- 2) 金田貴洋: 鋼製ノックオフ部材の破断特性および免震高架橋への適用に関する研究, 大阪市立大学大学院修士論文, 2014

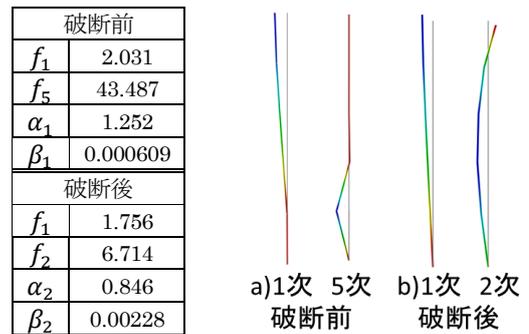


図-2 固有値解析結果とモード変形図

表-2 動的解析結果

	$\delta_{max}(mm)$	Time(sec)	RSTとの差異(%)
RST	101.4	3.794	-
KO1	96.2	3.794	-5.4
KO2	101.7	3.798	+0.24
noKO2	76.9	3.801	-24.2

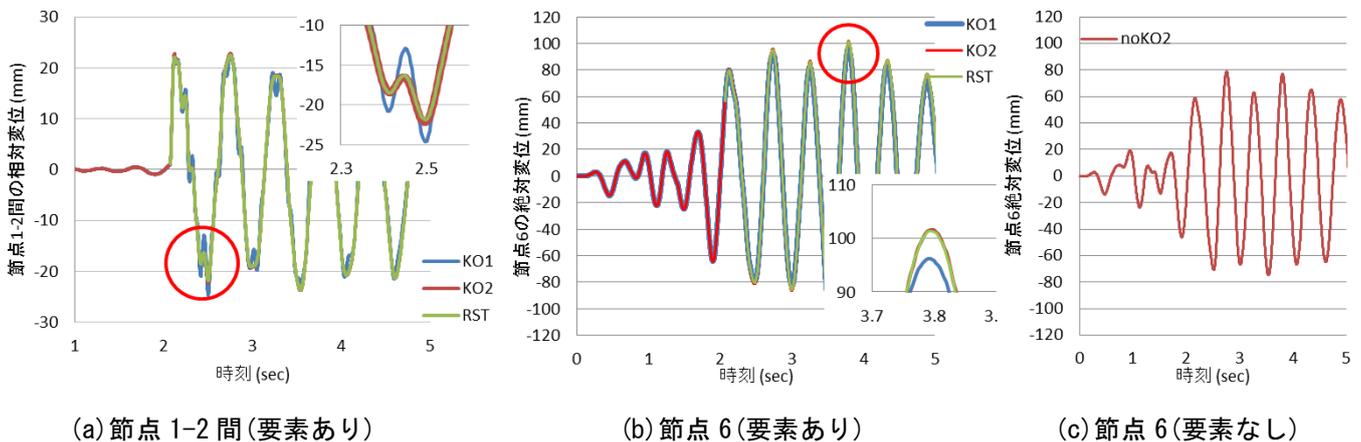


図-3 変位時刻歴