# 免制震橋梁の地震応答特性に関する基礎的検討

阿南工業高等専門学校　賛助会員　○佐野俊介　阿南工業高等専門学校　正会員　井上貴文
阿南工業高等専門学校　正会員　森山卓郎

## １．はじめに

近年，不確定性が高い地震外力に対してロバスト性の高い構造システムの重要性が指摘されている [1), 2)]．免震構造と制震構造を組み合わせることによりロバスト性に優れた橋梁構造を実現できる可能性が示されている [3)]．本研究では，免震支承と制震ダンパーを併用した橋梁システムのロバスト性の基礎的な検討を行うため，理論解を用い，その基本的な地震応答特性について検討を行う．具体的には，免震支承と制震ダンパーを併用した橋梁システムを線形 2 質点 2 自由度系にモデル化し，調和外力に対する定常応答を求める．変位応答倍率と加速度応答倍率を評価し，免震・制震デバイスの特性によって応答特性がいかに変化するかを検討する．

## ２．免制震橋梁の変位応答倍率と加速度応答倍率

本研究では，免制震橋梁を**図−1** に示すように線形 2 質点 2 自由度系としてモデル化した．制震ダンパーは粘性減衰により表している．ここでは，文献 4)を参考にして，調和外力に対する定常応答を求める．橋脚の質量を表す質点$m_1$の運動方程式は以下のように表される．

$$m_1\ddot{y}_1+(k_1+k_2)y_1-k_2y_2+(c_1+c_2)\dot{y}_1-c_2\dot{y}_2=-m_1\ddot{y}_0 \tag{1}$$

一方，上部構造の質量を表す質点$m_2$の運動方程式は以下のようになる．

$$m_2\ddot{y}_2+c_2(\dot{y}_2-\dot{y}_1)+k_2(y_2-y_1)=-m_2\ddot{y}_0 \tag{2}$$

調和地動を$y_0$=$a_0e^{ipt}$で表し，特解$y_1=A_1e^{ipt}$，$y_2=A_2e^{ipt}$とすると，(1)，(2)式はそれぞれ以下のようになる．

$$m_1\left(-p^2A_1e^{ipt}\right)+(k_1+k_2)A_1e^{ipt}-k_2A_2e^{ipt}+(c_1+c_2)ipA_1e^{ipt}-c_2ipA_2e^{ipt}=-m_1\left(-p^2a_0e^{ipt}\right) \tag{3}$$

$$m_2(-p^2A_2e^{ipt})+c_2\left(ipA_2e^{ipt}-ipA_1e^{ipt}\right)+k_2\left(A_2e^{ipt}-A_1e^{ipt}\right)=-m_2(-p^2a_0e^{ipt}) \tag{4}$$

(3), (4)式を整理すると，質点 1 の変位応答倍率，加速度応答倍率がそれぞれ以下のように求まる．

$$\left|\frac{y_1}{y_0}\right|=\left|\frac{m_1p^2(-m_2p^2+c_2ip+k_2)-m_2p^2(-c_2ip-k_2)}{\{-m_1p^2+(k_1+k_2)+(c_1+c_2)ip\}(-m_2p^2+c_2ip+k_2)-(-c_2ip-k_2)^2}\right| \tag{5}$$

$$\left|\frac{\ddot{y}_0+\ddot{y}_1}{\ddot{y}_0}\right|=\left|\frac{m_1p^2(-m_2p^2+c_2ip+k_2)-m_2p^2(-c_2ip-k_2)}{\{-m_1p^2+(k_1+k_2)+(c_1+c_2)ip\}(-m_2p^2+c_2ip+k_2)-(-c_2ip-k_2)^2}+1\right| \tag{6}$$

## ３．解析モデルと検討結果

質点 1 の変位応答倍率と加速度応答倍率について，(5)，(6)式に数値を代入し応答を算出した．その際に解析モデルの$c_2$以外のパラメーターは**表−1** のように設定した．1 次固有振動数は 0.65Hz，2 次固有振動数は 3.12Hz である．$c_2$の値については，制震ダンパーの減衰力は比較的自由に決定することができ，また本研究は基礎的な検討であるため，**表−2** に示す 6 ケースを考えた．**図−2** に，質点 1 の変位応答倍率と加速度応答倍率を示す．

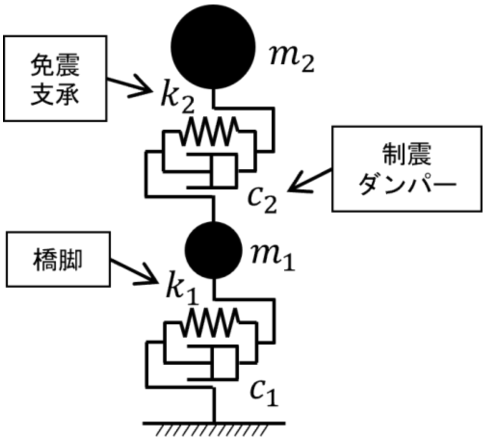



**図-1**　線形 2 質点 2 自由度系

**表-1**　解析モデルのパラメーター

| パラメーター | 数値 |
|---|---|
| 橋脚の質量$m_1$ (kg) | $1.2 \times 10^4$ |
| 上部構造の質量$m_2$(kg) | $6.0 \times 10^4$ |
| 免震支承$k_1$ (N/m) | $2.84 \times 10^7$ |
| 免震支承$k_2$ (N/m) | $1.65 \times 10^7$ |
| 減衰係数$c_1$ (Ns/m) | 0 |

**表-2**　制震ダンパーのパラメーター

| 減衰係数$c_2$ (Ns/m) |
|---|
| $1.0 \times 10^5$ |
| $1.0 \times 10^6$ |
| $2.0 \times 10^6$ |
| $4.0 \times 10^6$ |
| $1.0 \times 10^7$ |
| $1.0 \times 10^8$ |

このケースでは，$c_2 = 4.0 \times 10^6$(Ns/m)付近において，加振振動数によって応答倍率の急激な変化が生じておらず，ロバスト性に優れた特性を示していると考えられる．これは，このケースでは上部工が振動しやすく，橋脚の振動を抑える効果が大きくなるためであると考えられる．実際の地震動はどのような周波数特性を有しているか不確定であり，ロバスト性を考える場合，ある特定の加振振動数において急激に応答倍率が大きくなるような特性は避けるべきと考えられる．減衰係数が大きくなるにつれて，2 つのピークの応答倍率が小さくなるが，$c_2 = 1.0 \times 10^7$(Ns/m)からピークが一つとなっており，そして，$c_2 = 1.0 \times 10^8$(Ns/m)より大きくなると，ピークでの応答倍率が大きな値となっている．制震ダンパーの減衰係数を大きくしすぎても，逆に小さくしすぎてもよくないと考えられ，適切に減衰係数を設定する必要があることがわかる．

## 4．おわりに

本研究では，免震支承と制震ダンパーを併用した橋梁システムのロバスト性の基礎的な検討を行うため，理論解を用い，その基本的な地震応答特性について検討を行った．今後の課題として，検討ケースを増やし，大局的な傾向を把握することがあげられる．また，ロバスト性については，本研究では定性的な議論に留まっているため，今後，ロバスト性の定量的な評価が必要である．

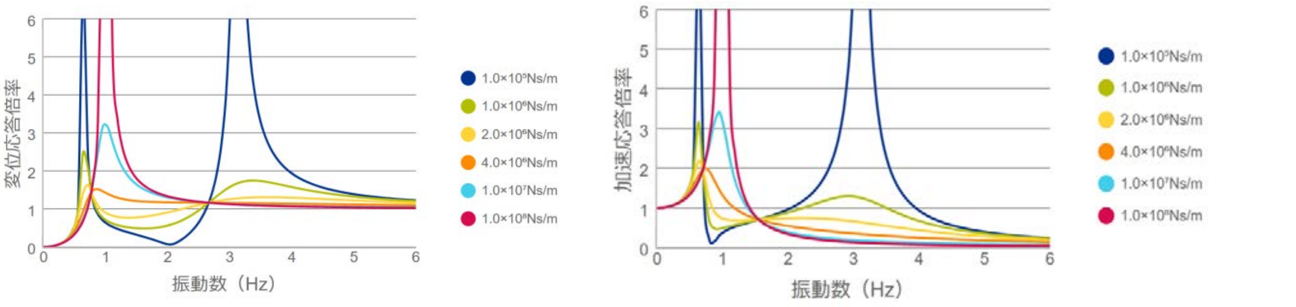
## 参考文献


1)　日本建築学会：建築構造設計における冗長性とロバスト性（応用力学シリーズ 12），丸善，2013．

2)　竹脇出：不確定性を有する構造物のロバスト性の非確率的評価法，日本建築学会構造系論文集，第 581 号，pp. 55-61，2004．

3)　松田哲夫，五十嵐晃，上田卓司，宮崎貞義，松田宏：免制震すべりシステムを適用した橋梁における支承部デバイス機能に関する一考察，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.68，No.4，pp. I_683-I_696，2012．

4)　柴田明徳：最新 耐震構造解析 第 2 版，森北出版株式会社，2003．


(a) 変位応答倍率　　(b) 加速度応答倍率

**図-2**　質点 1 の応答倍率