第Ⅰ部門　　橋梁全体系を代表する応答指標を用いた鈍感性評価の検討

京都大学大学院工学研究科　学生員　○高橋　夢来
京都大学大学院工学研究科　正会員　植村　佳大
京都大学大学院工学研究科　正会員　上田　知弥
京都大学大学院工学研究科　正会員　高橋　良和

1. 背景・目的

土木構造物の耐震設計では，地震動の特性・規模の正確な予測は困難であり，構造物への入力地震動は依然として大きな不確実性を有する．そのため，設定した地震動に対する安全性だけでなく，地震動特性の変化に対して応答変動の小さい構造が求められる．この地震作用の不確実性を認識した上で，その特性が想定と異なった場合でも構造が大きく機能を失わない「鈍構造」の考え方が高橋 [1]により提案されている．その後，益川ら [2]は橋梁の径間長を不均一化して鈍構造の実現可能性を示している．一方で，橋梁全体系の鈍感性を評価する際に，どの評価点の応答を用い，具体的な指標によって評価するべきかについては，依然として十分な検討がなされていない．

そこで本研究では，橋梁全体系を対象として，地震動の不確実性に対する鈍感性を評価するための適切な応答指標について検討を行う．

2. 鈍構造指標

本検討では高橋・日高 [3]の用いた応答解析にならい，多自由度系での質点 k における変位応答 $u_k(t)_{RMS}$ を次式で求める．

$$u_k(t)_{RMS} = \sqrt{E[u_k^2(t)]} = \sqrt{\sum_j \sum_i \phi_{kj}\phi_{ki}\beta_{xj}\beta_{xi}I_{ji}} \quad (1)$$

$$I_{ji} = \int_{-\infty}^{\infty} H_j(\omega)H_i^*(\omega)S_f(\omega)d\omega \quad (2)$$

ここで，ϕ_iはi次のモードベクトル，β_iは i 次の刺激係数，$S_f(\omega)$ は入力のパワースペクトル密度関数，$H_i(\omega)$ はモード座標における i 次の周波数応答関数である．

次に，多自由度系の応答を一つの応答としてまとめるため，橋梁全体系の応答指標を設定する．一つ目は高橋・日高 [3]が用いた平均変位応答指標$u_{ave}(\omega_f)$で，以下の式で計算する．

$$u_{ave}(\omega_f) = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{k=1}^{n} u_k^2(t)_{RMS}} \quad (3)$$

ここで，ω_fは狭帯域円振動数成分のピーク振動数（卓越振動数）である．二つ目の応答指標は，代表変位と呼ばれる多自由度系を等価な一自由度系に置き換えたときの，質点における変位の計算を用いた代表変位応答指標 $\Delta(\omega_f)$で，以下の式で計算する．

$$\Delta(\omega_f) = \frac{\sum_{k=1}^{n} m_k u_k^2(t)_{RMS}}{\sum_{k=1}^{n} m_k u_k(t)_{RMS}} \quad (4)$$

以上により計算された各応答指標の値は，入力地震動特性である卓越振動数 ω_f によって変化する．卓越振動数 ω_fを正規分布に従う確率分布とみなし，応答指標の値が最大となる卓越振動数における変動係数δ_uを考える．δ_uが小さい構造は，卓越振動数の変化に対する応答の変動が小さく，鈍構造であると評価できる．本検討では，両応答指標で算出されるδ_uを比較し，橋梁全体系の鈍感性評価に適した応答指標について考察する．

3. 鈍感性評価の検討

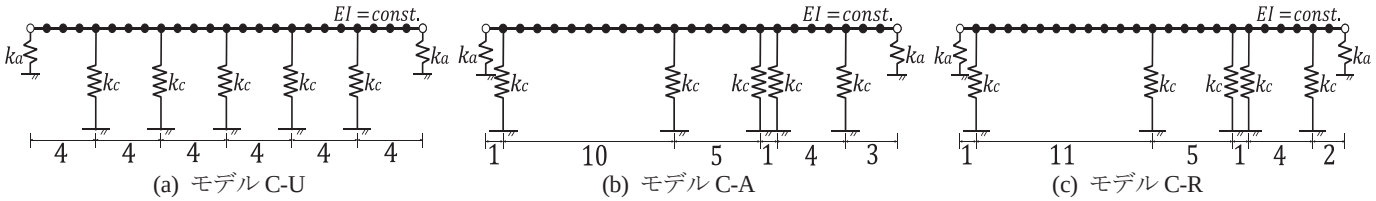
(1) 解析概要

益川ら [2]の検討と同様，6 径間連続桁橋梁モデルの径間長比を不均一化し，地震作用に対して応答が鈍感となる橋梁モデルの探索を行う．柱の重量は柱の直上に位置する質点に集中させる．入力地震動は橋軸直角方向とし，線形応答のみを考慮した．

(2) 解析結果

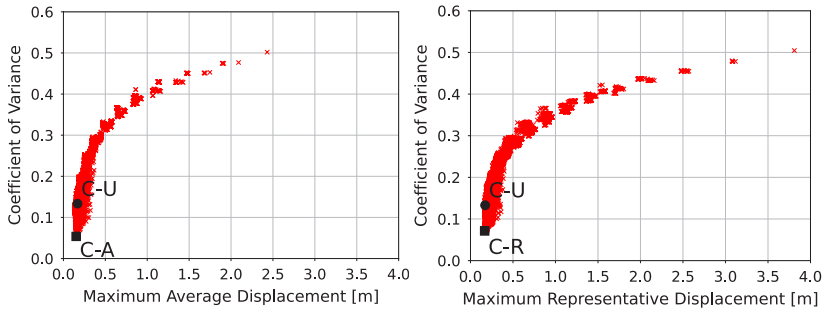
径間長が均一なモデル C-U，平均変位応答指標$u_{ave}(\omega_f)$に基づいて最も鈍感と評価されたモデル C-A，および代表変位応答指標$\Delta(\omega_f)$に基づいて最も鈍感と評価されたモデル C-R を**図-1** に示す．ここで，モデル

Muku TAKAHASHI, Keita UEMURA, Tomoya UEDA and Yoshikazu TAKAHASHI
takahashi.muku.24f@st.kyoto-u.ac.jp



(a) モデル C-U　(b) モデル C-A　(c) モデル C-R

図-1　6 径間連続桁橋梁モデル



(a) $u_{ave}(\omega_f)$の場合　(b) $\Delta(\omega_f)$の場合

図-2　全モデルにおける応答指標と変動係数の関係

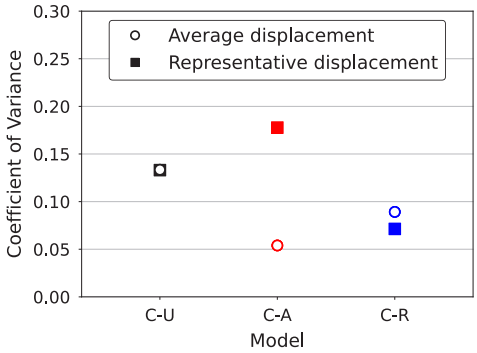


図-3　各モデルの応答指標別変動係数比較

C-U は一つのモードが卓越しやすい構造であり，卓越振動数のわずかな変動に対して最大応答が大きく変動すると予想される．しかし，**図-2** で示される応答指標と変動係数の関係から，$u_{ave}(\omega_f)$では変動係数は全モデル中で下位 35.4 %に位置し，$\Delta(\omega_f)$では下位 16.6 %となり，均一な橋梁モデルも全モデル中では比較的鈍感な構造であるといえる．

続いてモデル C-A，モデル C-R の両モデルを比較すると，形状が類似していることがわかる．一方で，モデル C-U，モデル C-A，モデル C-R を平均変位応答指標と代表変位応答指標でそれぞれ評価したときの変動係数(**図-3**)から，平均変位応答指標で最も鈍感と評価されたモデル C-A は，代表変位応答指標で評価すると三つのモデルの中で最も鈍感でない結果となる．よって，両指標は同じ橋梁全体系における全質点の応答を用いているにも関わらず，質量の重みづけを考慮するか否かで，鈍感と評価される構造が異なることが確認された．

また，すべてのモデルにおいて単一のモードが卓越するとは限らないので，代表変位応答指標は多自由度の応答を力学的に等価な一自由度へ縮約するものではない．しかし，異なる構造間における定常応答分布のばらつきを，質量を考慮して相対的に評価するための指標として有用であると解釈できる．

4.　まとめ

橋梁全体系の応答を表す平均変位応答指標と代表変位応答指標を導入し，同一の橋梁モデルに対して変動係数を算出したところ，鈍感と評価されるモデルが異なることを示した．したがって，構造計画段階で橋梁の複数のモードを卓越させることで，多様な鈍構造を実現できる可能性が示唆される．

謝辞：本研究の一部は科学研究費補助金基盤研究(B) 25K01316 と科学研究費補助金基盤研究(B) 26K01034 の助成を受けて実施した．関係各位に謝意を表する．

参考文献

1) 高橋良和:パラダイムシフトとしての鈍構造の提案と橋梁構造システムへの応用，第 14 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 29-32, 2011.
2) 益川敬行，植村佳大，高橋良和：鈍構造指標に基づく橋梁の径間長計画に関する検討，第 27 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，pp. 53-60, 2024.
3) 高橋良和，日高拳：不確定性の高い地震作用に対する構造技術戦略としての鈍構造の提案とその適用事例に関する一考察，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol. 70, No. 4, pp. I_535- I_544, 2014.