

RC橋脚の非線形動的応答解析に及ぼす粘性減衰の取り扱いの影響

Effects of treatment of viscous damping for nonlinear dynamic response analysis of RC pier

北武コンサルタント株式会社  
北武コンサルタント株式会社  
株式会社ドーコン  
独立行政法人土木研究所寒地土木研究所

○ 正 員 坂口淳一 (Junichi Sakaguchi)  
正 員 笠井尚樹 (Naoki Kasai)  
正 員 小林竜太 (Ryuta Kobayashi)  
正 員 三田村浩 (Hiroshi Mitamura)

1. はじめに

近年、橋の耐震性能照査を行うにあたり、部材の非線形特性を考慮した動的応答解析による照査を行うことが一般的となっている。

橋の非線形動的解析において、部材の粘性抵抗による減衰、振動エネルギーの地下逸散減衰など、部材の非線形挙動に伴う履歴減衰を除けば、振動系の減衰性能は解析上、粘性減衰マトリクスによって考慮される。粘性減衰マトリクスとしては、質量比例型や剛性比例型、Reyleigh 型など幾つかの代表的なものがある<sup>1)</sup>が、中でも、数値計算の安定性などの観点で、道路橋の設計においては Reyleigh 型粘性減衰マトリクスが用いられるのが一般的である。しかし、Reyleigh 型粘性減衰の設定によっては、非線形動的応答解析結果に違いが見られる場合があるため、これらの現象を把握する必要があることが指摘されている<sup>2)</sup>。

そこで本検討では、1 基の橋脚とそれが支持する上部構造からなる振動系を対象として、柱基部の最大応答面力、慣性力作用位置の最大応答変位に着目し、Reyleigh 型粘性減衰の第2基準モードをパラメータとして、その選択による動的解析の応答値の差異について検討を行った。

2. 検討概要

2.1 検討対象構造物

図-2.1 に、本検討に用いる鉄筋コンクリート製橋脚の構造図を示す。本検討に用いる構造物は、図に示すような、鋼管杭基礎を有する鉄筋コンクリート製の壁式橋脚である。橋脚は、可動支承によって上部構造を支持していることとし、死荷重反力として 1660kN を、橋軸方向の分担重量として可動支承を介して伝わる摩擦力 250kN (ただし摩擦係数 0.15) を解析上考慮した。

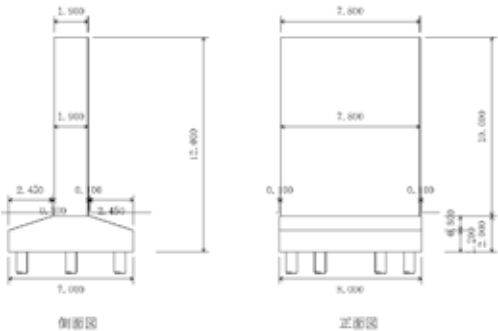


図-2.1 検討対象構造物構造図

2.2 解析モデルと部材のモデル化

本検討においては、図-2.1 に示す構造物の橋軸方向を対象についてモデル化を行い、非線形域における動的解析の応答値について検討を行う。

図-2.2 に解析モデルを示す。図に示すように、橋脚は2次元多質点系線材モデル(骨組要素モデル)にモデル化した。柱部について、基部から塑性ヒンジ長 0.95m の区間についてはその中心に非線形回転ばねを設け、回転ばねから塑性ヒンジ区間上下両端の節点までを剛体要素とした。

橋脚柱部材について、柱基部の塑性ヒンジ区間には、曲げモーメント-回転角関係(M- $\theta$ 関係)を、それ以外の区間には、曲げモーメント-曲率関係(M- $\phi$ 関係)を適用した。

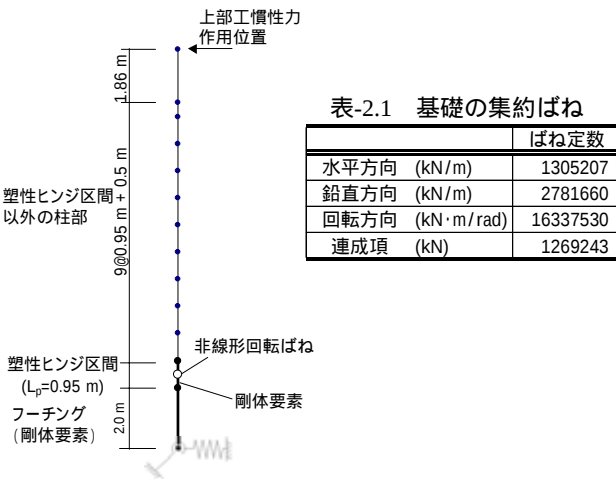


図-2.2 解析モデル

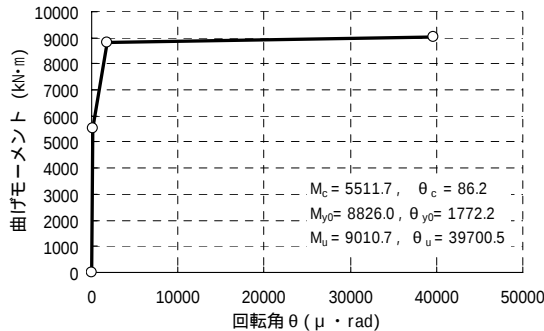


図-2.3 塑性ヒンジ部の M- $\theta$  関係

塑性ヒンジ部の  $M-\theta$  関係を図-2.3 に示す。塑性ヒンジ区間の  $M-\theta$  関係とそれ以外の区間の  $M-\phi$  関係については、部材断面のコンクリートのひび割れ時、軸方向鉄筋の降伏時、終局時を考慮した、トリリニア型の非線形モデルを与えた。なお、塑性ヒンジ以外の区間には、柱基部の  $M-\phi$  関係を用いて、一様の曲げ性能としてモデル化した。

解析モデルのフーチングについては剛体要素とした。杭基礎 - 地盤系については、表-2.1 に示す集約ばねとしてモデル化した。

### 2.3 入力地震波

本検討に用いる入力地震波は、道路橋示方書(V 耐震設計編)・同解説<sup>1)</sup>に記載されている 種地盤のタイプ地震動加速度波形 3 波を用いた。

### 2.4 解析ケース

本検討では、Reyleigh 型粘性減衰の取り扱いによる、動的解析の応答値の違いを検討するために、Reyleigh 型粘性減衰の第 2 基準モードをパラメータとして、表-2.2 に示す 6 ケースについて検討を行った。

表-2.3 に、対象橋脚の固有値解析結果をまとめる。また図-2.4 に、6 ケースの減衰定数と固有周期の関係を

表-2.2 検討ケース

|      | Reyleigh型減衰<br>第1基準モード | Reyleigh型減衰<br>第2基準モード |
|------|------------------------|------------------------|
| ケース1 | 1次モード                  | 2次モード                  |
| ケース2 |                        | 3次モード                  |
| ケース3 |                        | 4次モード                  |
| ケース4 |                        | 5次モード                  |
| ケース5 |                        | 6次モード                  |
| ケース6 |                        | 7次モード                  |

表-2.3 対象橋脚の固有値解析結果

| モード | 振動数<br>(Hz) | 固有周期<br>(sec) | 刺激係数   | 減衰定数    |
|-----|-------------|---------------|--------|---------|
| 1   | 2.91        | 0.344         | 20.990 | 0.17167 |
| 2   | 11.35       | 0.088         | 13.370 | 0.14678 |
| 3   | 33.33       | 0.030         | -2.096 | 0.07239 |
| 4   | 76.31       | 0.013         | 0.446  | 0.04256 |
| 5   | 140.99      | 0.007         | 0.103  | 0.02559 |
| 6   | 249.54      | 0.004         | 0.020  | 0.02082 |
| 7   | 414.40      | 0.002         | 0.005  | 0.02014 |

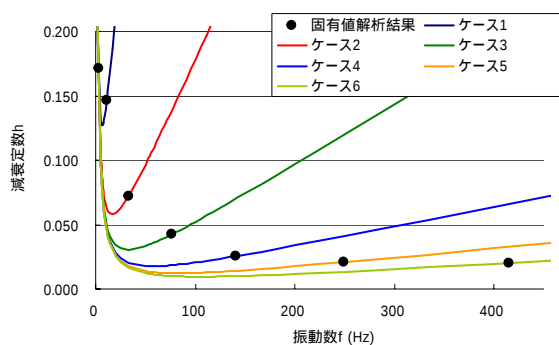


図-2.4 減衰定数と固有周期の関係

## 3. 解析結果

### 3.1 塑性ヒンジ部の最大応答曲げモーメント

各ケースの塑性ヒンジ部の最大応答曲げモーメントを図-3.1 に示す。図中には、非線形回転ばねの最大応答値と、非線形回転ばねに接している剛体要素材端の、非線形回転ばね位置の節点の応答値を示した。なお、ここに示す応答値は、先述の地震波 3 波による動的応答解析結果の平均値である。また、非線形回転ばね要素に用いている終局曲げモーメント  $M_u$ 、最外縁軸方向鉄筋の降伏曲げモーメント  $M_y$ 、コンクリートのひび割れモーメント  $M_c$  の計算値を記した。

図からわかるように、非線形回転ばねの最大応答値は、Reyleigh 型減衰の第 2 基準モードの選択に関らず、ほぼ同じ値となっている。これに対して、剛体要素材端の最大応答値は、Reyleigh 型減衰の第 2 基準モードが 2 次モードや 3 次モードなどの低次の場合ほど、非線形回転ばね要素に生じる応答値を大きく超える応答が生じている。このとき、非線形回転ばね要素の応答値との差異は、第 2 基準モードとして高次のモードを選択するほど縮まり、剛体要素の応答値が、非線形回転ばね要素の応答値に収束する傾向が見られた。

動的解析から得られたそれぞれのケースの曲げモーメントの最大応答値と、後述のせん断力および変位の応答値を表-2.3 にまとめた。図-3.1 から読み取れるが、非線形回転ばねの曲げモーメントの最大応答値は、全てのケースについて、図-2.3 中に示した降伏モーメントと終局モーメントの間の範囲の値となった。これに対して、剛体要素の応答値は、非線形回転ばねに与えた終局モーメントの値を超える応答を生じた。

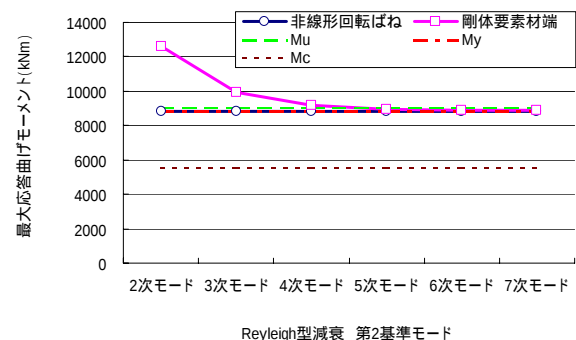


図-3.1 塑性ヒンジ部の最大応答曲げモーメント

表-3.1 各ケースの最大応答値一覧

|      | 最大応答曲げモーメント      |                 | 最大応答<br>せん断力<br>(kN) | 最大応答変位<br>(m) |
|------|------------------|-----------------|----------------------|---------------|
|      | 非線形回転ばね<br>(kNm) | 剛体要素材端<br>(kNm) |                      |               |
| ケース1 | 8834.0           | 12623.1         | 2310.3               | 0.080         |
| ケース2 | 8848.3           | 9930.8          | 2073.5               | 0.103         |
| ケース3 | 8853.5           | 9205.8          | 2015.8               | 0.114         |
| ケース4 | 8855.2           | 8973.0          | 2004.3               | 0.118         |
| ケース5 | 8855.5           | 8907.4          | 2014.3               | 0.118         |
| ケース6 | 8855.6           | 8884.6          | 2017.7               | 0.119         |

### 3.2 塑性ヒンジ部の最大応答せん断力

各検討ケースの塑性ヒンジ部の最大応答せん断力を図-3.2 に示す。図に示したせん断力は、非線形回転ばねに接している剛体要素に作用するせん断力の応答値である。

図からわかるように、Reyleigh 型減衰の第 2 基準モードが低次の場合ほど、せん断力の最大応答値が大きくなる傾向が見られた。このように、Reyleigh 型減衰の第 2 基準モードの選択によって、部材のせん断力の最大応答値に差異が見られるのは、前節で述べた剛体要素の曲げモーメントの最大応答値が、低次モードで大きくなることと関連していると考えられる。すなわち、部材要素の

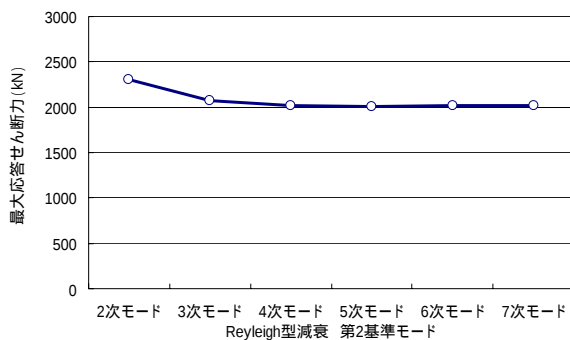


図-3.2 塑性ヒンジ部の最大応答せん断力

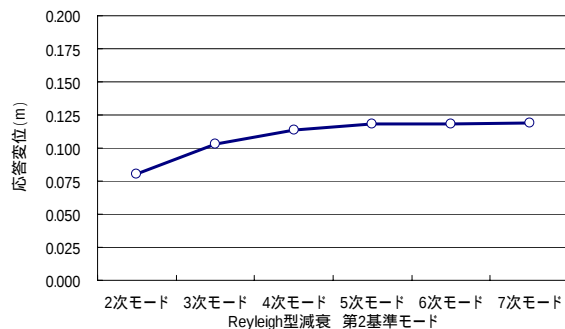


図-3.3 最大応答変位の比較

応答せん断力は、その要素の両端に作用する曲げモーメントの値から算出されるため、剛体要素に作用する曲げモーメントが大きい低次のモードを第 2 基準に選んだケースで、せん断力の応答値も大きくなる傾向になったと考えられる。

### 3.3 慣性力作用位置の最大応答変位

各検討ケースの慣性力作用位置の最大応答変異を図-3.3 に示す。Reyleigh 型減衰の第 2 基準モードを高次にするほど、慣性力作用位置の最大応答変位は大きくなり、一定値に収束する傾向が見られた。

## 4. まとめ

本検討では、道路橋の動的解析を行う際に、構造物の粘性減衰を考慮するために用いられる Reyleigh 型粘性減衰の、第 2 基準モードの選択による動的解析の応答値の差異について検討を行った。

柱基部の曲げモーメントとせん断力の最大応答値、慣性力作用位置の最大応答変位に着目して検討を行った結果、Reyleigh 型粘性減衰の第 2 基準モードとして低次のモードを選んだ場合に、部材要素に作用する断面力を大きく、変位を小さく評価する傾向が確認された。これに対して高次のモードを選び、いわゆる質量比例型の粘性減衰に近づけていくと、部材の断面力および変位は、一定値に収束していく傾向が確認された。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説, pp. 289-348, 2002.
- 2) 小倉祐介, 運上茂樹：非線形動的解析における粘性減衰のモデル化に関する一考察, 第 7 回地震時保有耐力に関するシンポジウム講演論文集, pp.155-162, 2004.