

### 実事象を考慮した地震応答解析による耐震補強試設計

大日本コンサルタント(株) 正会員 ○安藤 滋芳  
 同 上 正会員 吉岡 勉  
 同 上 正会員 原田 政彦

## 1. はじめに

橋梁の実際の地震時挙動と、耐震設計に用いられる解析モデルの挙動は必ずしも一致していないのが実状である。著者らは、地震応答解析をより精度良く行うことを目的に、実際の強震記録データとの比較により地震応答解析上のモデル化方法について検討してきた。その中で、地盤と構造物の動的相互作用や地盤の非線形特性、および鋼製支承の摩擦や破壊を考慮することで、実測とよい一致が得られてきた<sup>1),2)</sup>。本稿では、それら実際に起こりうる事象を適切に反映させた地震応答解析により、既設橋梁のレベル2地震時の現況照査と耐震補強試設計を行い、これまでの一般的な手法による結果との差異について報告する。

表-1 解析ケースの概要

	Case1	Case2	Case3
概要	従来手法モデル	基礎～地盤の動的相互作用を考慮	支承の滑り摩擦、衝突、損傷を考慮
入力地震波	道示標準波 II-II-1	P2地盤での引戻し基盤波	P2地盤での引戻し基盤波
基礎～地盤	S-Rモデル	骨組連成モデル	骨組連成モデル
支承の摩擦、衝突、損傷	無視	無視	考慮

## 2. 対象橋梁と解析方法

対象とした橋梁は、一般的な河川橋を想定した橋長 91.1m の鋼 3 径間連続 4 主桁桁橋である。逆 T 式の橋台と小判型断面の RC 張出し式橋脚は、それぞれ II 種地盤での鋼管杭によって支持されている。支承条件は、橋軸方向に P2 橋脚のみで固定された一点固定方式である。

解析ケースの一覧を表-1 に、Case3 での解析モデルを図-1 に示す。上部工は線形はり要素、下部工はトリリニア型の M-φモデルとした。支承部は、固定・可動の拘束条件を線形バネで与えたモデルと、可動支承の摩擦・ストッパーへの衝突・損傷を考慮した履歴特性を有する非線形バネモデルのケースとした。また、基礎～地盤系については、道示に示される S-R バネモデルと、基礎周辺の自由地盤を R-O モデルでモデル化し、相互作用バネで構造物と連結することで動的相互作用を考慮した骨組連成モデルのケースとした。なお、自由地盤の質量は、基礎の影響を受けない規模としてフーチング面積の 200 倍の質量を与え十分大きなものとした。鋼管杭本体は、事前に実施した保耐照査において降伏に至らないことから線形はり要素とし、杭本体質量の他にフーチング範囲で囲われた地盤の質量を付加質量として与えている。

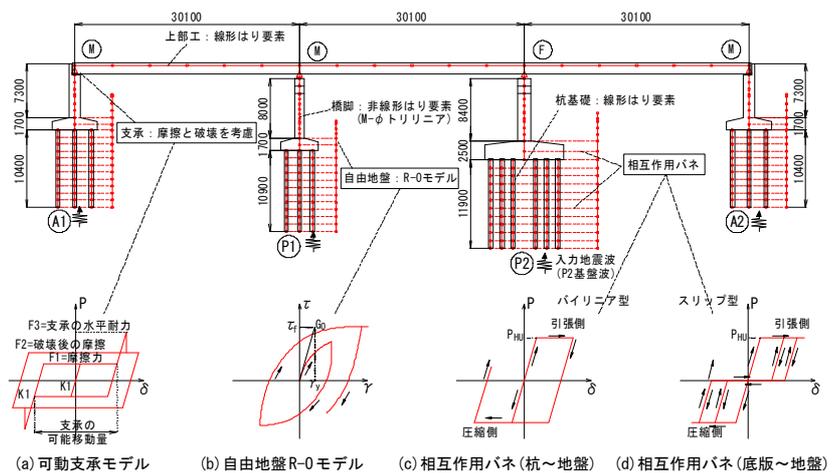


図-1 Case3 における解析モデル図

また、入力地震波は道示標準の地表面波 II-II-1 とするが、基礎～地盤の動的相互作用を考慮する Case2, 3 では、固定 P2 橋脚の地盤条件で等価線形化手法に基づく一次元地盤の地震応答解析により作成した引戻し基盤波を用いる。

## 3. 現況照査結果

入力地震波については、図-2 に示すとおり Case3 における P2 自由地盤地表面の加速度応答スペクトルが、橋梁の橋軸方向固有周期である 1.0 秒付近で道示標準波と同等となっていることから、基礎～地盤系モデル別の地震波の違いが、照査結果に与えている影響は少ないと考えられる。

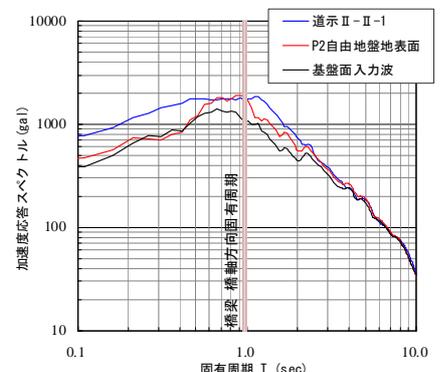


図-2 地震動の加速度応答スペクトル

キーワード：地震応答解析，耐震性能照査，耐震補強

連絡先：〒343-0851 埼玉県越谷市七左町 5-1 大日本コンサルタント(株)構造事業部 TEL 048-988-8113 FAX 048-988-8134

各ケースの上部工加速度のスペクトルを図-3に示す。地盤との動的相互作用の有無の違いである Case1 と Case2 を比較すると、ほぼ同様な振動特性となっている。基礎～地盤系をモデル化することで、免震橋の実振動特性を再現した事例<sup>1)</sup>もあるが、本橋においては明確な振動特性差は見られなかった。これは、本橋が一点固定といった条件であること、そして固定 P2 橋脚が大きく降伏するため地盤の影響が相対的に低くなったことによるものと考えられる。

一方、Case3 では可動支承の摩擦や衝突を考慮したことによる影響や、それにより固定 P2 橋脚以外の下部工の影響も含まれることから短周期化する傾向が見られる。

図-4に示す橋脚の応答曲率分布図を見ると、地盤の非線形特性や基礎～地盤の動的相互作用を考慮した Case2 においては、S-R バネモデルの Case1 よりも応答値が両橋脚とも減少していることが確認できる。

また、Case3 では図-5に示すとおり可動支承がストッパーと衝突しているため、可動支承を有する P1 橋脚の曲げ応答は増加している。ただし、許容値内であるため耐震性能は確保されている。固定 P2 橋脚における曲げ応答が Case3 で減少しているのは、可動支承の滑り摩擦や衝突により地震による慣性力が分散しているためと考えられる。

**4. 耐震補強試設計結果**

Case1 と Case3 について耐震補強設計を行った結果を図-6に示す。両ケースにおいて桁遊間量を超過しているため、桁接触が生じないよう摩擦履歴型の制振ダンパーを設置している。制振ダンパーの抵抗力は、橋台堅壁基部の耐力に対して安全となるよう決定している。

Case1 では上部工の変位を抑えるために P2 橋脚の剛性と耐力の向上も必要となった。P1 橋脚が現況で降伏しており慣性力を負担させることができなかつたため、制振ダンパーと P2 橋脚の RC 巻立て補強+鉄筋定着を併用している。

一方、Case3 では制振ダンパー設置と、橋台部可動支承の損傷を避けるための上沓改良のみで耐震性能を満足する結果となった。これは、地盤の非線形特性や構造物との動的相互作用により下部工における断面力が減少したことで、慣性力を P2 橋脚以外の下部工へ負担させることが可能となったためである。

以上の結果から、実際に起こりうる事象を反映した解析モデルで地震応答解析を行うことにより、橋梁の耐震補強規模を縮小できる可能性が確認された。

**【参考文献】**

- 1) 吉岡, 岡田, 石川, 佐藤, 原田: 2次元 FEM 地震応答解析による免震橋の地震時実挙動の推定精度, 土木学会第 62 回年次学術講演会,2007)
- 2) 原田, 岡田, 石川, 西, 吉岡: 鋼性支承の破壊によるすべりを考慮した連続けた橋の耐震性能照査, 土木学会第 61 回年次学術講演会,2006)

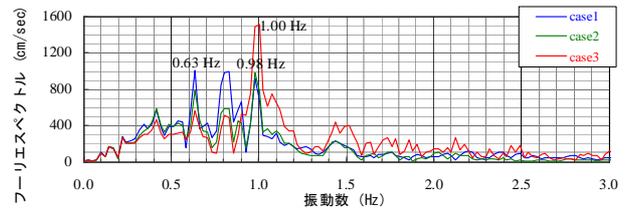


図-3 上部工加速度のフーリエスペクトル

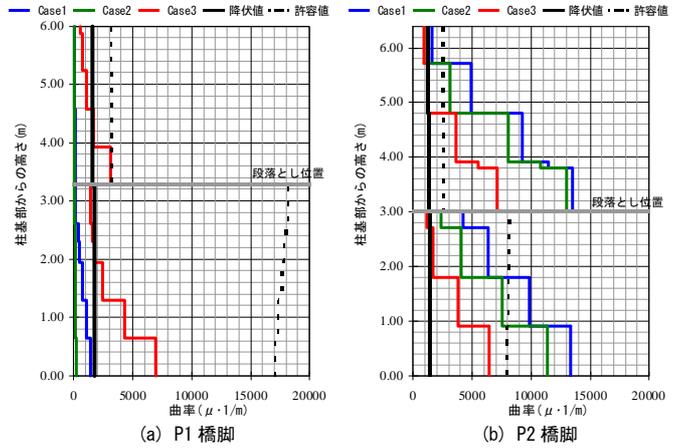


図-4 現況橋脚の応答曲率分布図

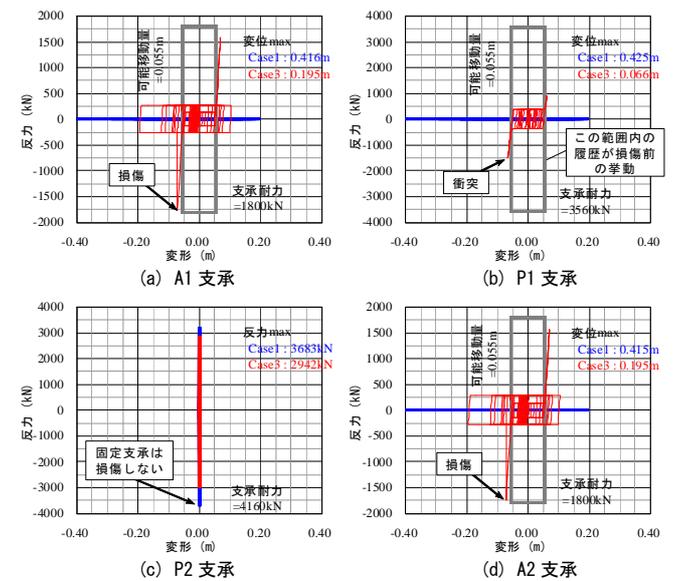


図-5 支承の応答履歴図

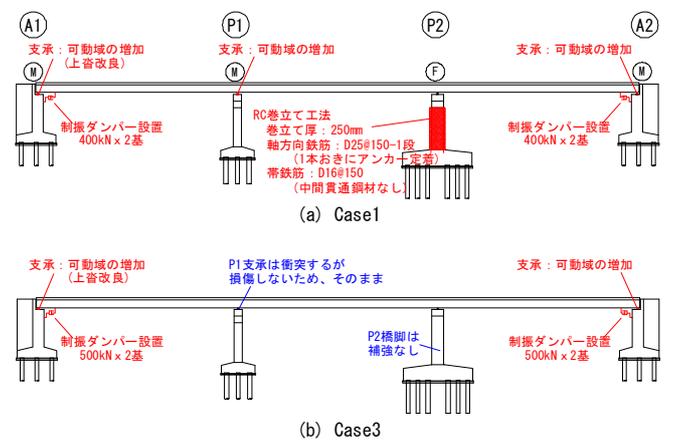


図-6 補強概要図