

鉄筋コンクリート橋脚のモデル化の違いによる動的応答について

中央コンサルタンツ(株) 福岡支店 正会員 山口 正剛 正会員 柚 辰雄
勝部 克美 山崎 礼智

1. はじめに

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編（2002.3）の改訂に伴い、鉄筋コンクリート橋脚の設計は動的照査法が主流となってきた。動的解析は、地震時の挙動を把握する方法としては汎用的であり有効な手法である。しかし、汎用的であるために、各種モデル化や条件の設定によっては解析結果が大きく異なり、過大な評価または過小な評価をしてしまうことが考えられる。このため、動的応答値を求めるにあたり橋脚のモデル化や条件設定を適切に評価する必要がある。

本論文は、鉄筋コンクリート橋脚を例にとり橋脚の一般部、塑性ヒンジ部のモデル化、減衰定数の設定、フーチングの回転慣性質量の有無などの違いによる動的応答値を検証した結果について概要報告するものである。

2. 鉄筋コンクリート橋脚の各モデル化

本検討は、図-1 に示すような橋脚高が等しい連続桁橋に対して実施したものであり、動的応答値の違いを把握するため、P 1 橋脚に着目して 1 基の下部構造（橋脚系）とそれが支持する上部構造としてモデル化を行った。

基本モデルを Case-1 として、図-2 に示すように道示 V 参考資料にある標準的なモデルを採用した。このモデルの考え方は、上部構造は 1 質点で表し、積層ゴム支承は線形せん断バネによりモデル化（図-3）する。鉄筋コンクリート橋脚の橋脚基部は塑性ヒンジ区間を非線形回転バネ（図-4）、これ以外は線形はり要素でモデル化し、横ばりおよびフーチングは剛体とする。杭基礎の変形の影響はフーチング底面位置で定義された基礎の抵抗を表す地盤バネでモデル化する。

比較検討ケース（Case1～5）を表-1 に示すように、減衰定数の設定として Rayleigh 減衰またはひずみ比例減衰、回転慣性質量の有無、一般部を弾性または非線形、塑性ヒンジ部を $M-\theta$ または $M-\phi$ としたモデル化の違いによる動的応答値の検証を行った。

表-1 検討ケース

	塑性ヒンジ部		一般部		減衰定数の設定		回転慣性質量
	M- θ	M- ϕ	弾性	非線形 (M- ϕ)	Rayleigh 減衰	ひずみ 比例減衰	
Case1	○	—	○	—	○	—	○
Case2	○	—	○	—	—	○	○
Case3	○	—	○	—	○	—	—
Case4	○	—	—	○	○	—	○
Case5	—	○	—	○	○	—	○

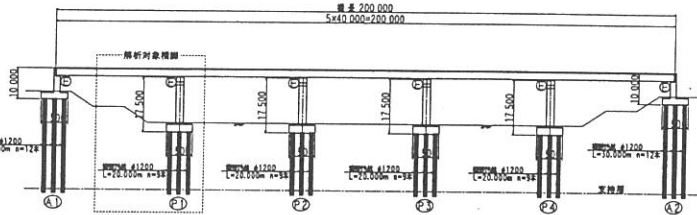


図-1 検討橋梁側面図

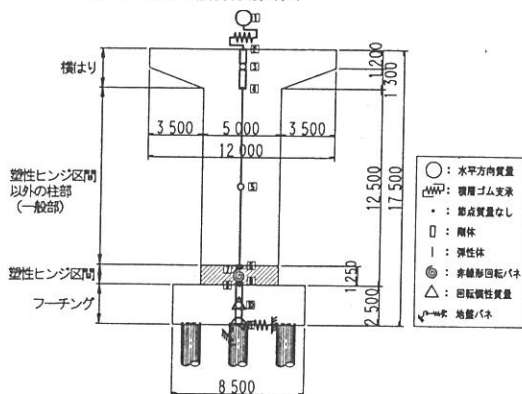


図-2 解析モデル図(Case1)

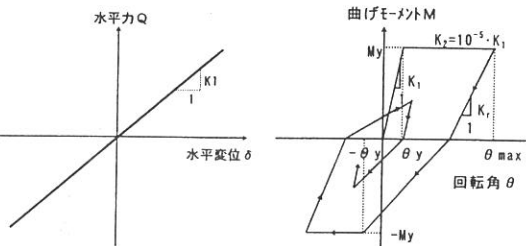


図-3 支承のモデル化 図-4 橋脚基部のモデル化

3. 各モデル化の違いによる動的応答値

3.1 動的照査法による耐震性能の照査

基本ケースとなる Case-1 (タイプⅡ) に対して、橋脚の最大応答塑性率および残留変位、ゴム支承の最大せん断ひずみに対する耐震性能の照査結果を表-2 に示し、塑性ヒンジ部の応答履歴図を図-5 に示す。

表-2 耐震性能の照査結果

	単位	応答値	許容値	判定
最大応答塑性率	—	3.673	5.168	OK
残留変位	mm	123	150	OK
ゴム支承最大せん断ひずみ	%	198	250	OK

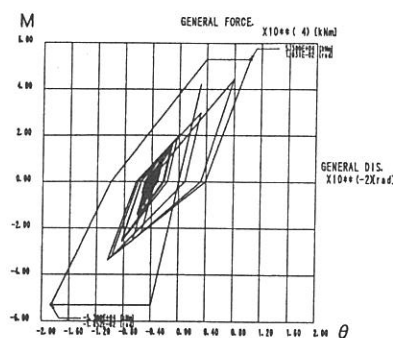


図-5 応答履歴図(Ⅱ-Ⅱ-1)

3.2 各検討ケースの動的応答値結果

各検討ケースに対するタイプⅡの入力地震動 3 波平均による、上部構造、支承、橋脚天端における加速度、水平力および変位、基礎の水平変位および回転変位の影響を控除した橋脚の変形、残留変位、橋脚基部の最大断面力を表-3 の動的応答値一覧表に示す。

表-3 動的応答値一覧表

	上部構造慣性力 作用位置		支 承		橋脚天端 最大変位 (mm)	橋脚の 変形 (mm)	残留変位 (mm)	橋脚基部の 最大曲げモーメント (kN・m)	橋脚基部の 最大せん断力 (kN)
	加速度 (gal)	変位 (mm)	水平力 (kN)	相対変位 (mm)					
Case1	824	407	4,585	190	321	281	123	57,421	5,023
Case2	780	410	4,345	180	320	281	123	53,541	4,855
Case3	824	407	4,578	190	323	283	124	57,232	5,001
Case4	728	408	4,078	169	301	263	112	56,574	4,702
Case5	755	360	4,189	174	237	198	73	51,078	4,617

減衰定数の設定方法を変えた Case1 (Rayleigh 減衰) と Case2 (ひずみ比例減衰) では、支承変位、橋脚基部の曲げモーメントおよびせん断力については、厳密解である Case2 と比べ 3～7% 程度大きい値であり、安全側の応答を示している。フーチングに回転慣性質量を考慮した Case1 と考慮しない Case3 では、ほぼ同じ応答を示している。塑性ヒンジ区間以外の柱部（一般部）を非線形 (M-φ) でモデル化した Case4 では、Case1 に比べて小さな応答を示している。塑性ヒンジ部および一般部すべてを M-φ モデルでモデル化した Case5 は、全体的に小さな応答を示している。

4. まとめ

今回の検討を行った結果、以下のことがいえる。

- ① 減衰定数については、今回のモデルにおいて Rayleigh 減衰とひずみ比例減衰を検討したが、前者がやや大きな応答を示しており、解析値が安全側であり設計上問題ないと思われる。また、解析時間の観点からも前者を使用した方が有利である。
- ② フーチング回転剛性については両者 (Case1,3) の応答値に差がほとんどなく、今回のモデルにおいて回転慣性質量の有無については特に問題とならない。
- ③ 橋脚のモデル化については、Case1 と Case5 との比較をすると、今回のモデルにおいて上部構造変位については 13%、橋脚の変形については 42%、残留変位については 68% 程度 Case1 の方が大きな値を示している。橋脚の変形性能照査（最大応答塑性率）の観点からすると、一般的に明らかに橋脚基部に塑性ヒンジが生じる橋脚の場合、Case1 のモデルが望ましい。また、Case5 において橋脚の変形性能を照査した場合、危険側の値を示す場合もある。

【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，2002.3
- 2) 九州地方整備局：土木工事設計要領 第三編 道路編，2002.12