

加震方向の違いによる支承部破壊状況および橋梁各部応答の変化に関する解析的研究

九州大学 学生会員 ○尾田 成史
九州大学大学院 正会員 崔 準祐

(株)耐震解析研究所 正会員 馬越 一也
九州大学大学院 正会員 松田 泰治

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震以降、現行の設計基準には高速道路や一般国道等の重要路線に存在する橋梁構造物に対し、大規模地震に対して落橋等の致命的な被害が生じないような耐震性能を有する設計を行うことが求められている。そのためには、橋梁構造物の地震時挙動を精度よく予測評価する必要があるが、2016年熊本地震のように大規模地震が連続して発生する場合には、最初に発生した地震により橋梁構造物の一部が損傷した状態で次の地震を経験することも考えられるため、橋梁構造物の損傷状況を的確に考慮した解析モデルによる耐震性能評価が望まれる。本研究では、入力地震動の加震方向をパラメータとし、支承部の破壊を考慮した橋梁全体系地震応答解析により、支承部の破壊状況や橋梁各部の応答がどのように変化するかについて検討した。

2. 解析対象橋梁

対象とした橋梁は、桁長 111.8m、有効幅員 8.5m、RC単柱式橋脚を有する仮想の既設鋼 3 径間連続鈎桁橋である。本検討では、平成 14 年道路橋示方書 V 耐震設計編¹⁾に基づいて試設計した仮想橋を対象としており、支承は各橋台、橋脚においてタイプ A の鋼製支承を 4 基ずつ設置している。支持条件としては、P1 橋脚のみ

固定、他は可動とした。また、レベル 2 地震動に対する落橋防止システムとして、桁端部と橋台の間に PC ケーブル製の落橋防止装置を各橋台に 4 基ずつ設置することで、目標とする耐震性能を満足させるものとした。

3. 解析モデルおよび解析手法

対象橋梁の解析モデルを図-1 に示す。主桁、横桁、床版をそれぞれはり要素、橋脚柱部に対してはファイバー要素としている。支承部は、道示²⁾に基づいてバネ要素を用いてモデル化し、各方向のバネに対して図-2～図-5 に示すように支承部の破壊特性を考慮した非線形モデルを採用し、破壊後の水平方向特性については動摩擦を考慮したものとした（動摩擦係数を 0.05 と仮定）。摩擦による抵抗を考慮した。落橋防止装置については、図-6 に示すように道示²⁾に基づいて算定した遊間と実製品の剛性を考慮したモデルとした。なお、本検討では、支承部の破壊状況を解析に反映するため、支承部がある方向に破壊したステップで一旦解析を中断し、破壊した支承部について全方向に耐力を有しないモデルに変更してから、そのステップより引き続き解析を行うというステップ解析を実施した。

4. 加震方向をパラメータとした地震応答解析

4.1 検討ケース

本検討では、橋軸方向のみ 1 方向加震を行ったケー

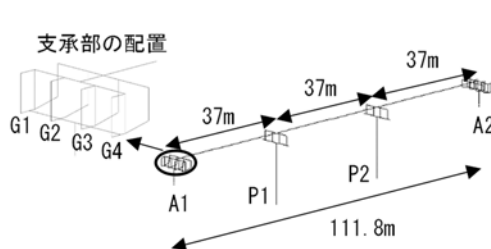


図-1 解析モデル

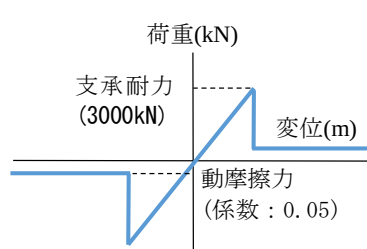


図-2 固定支承部の橋軸モデル

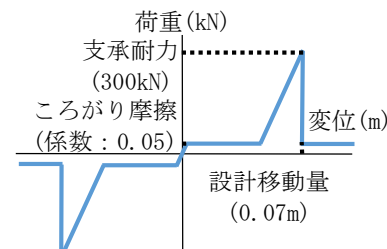


図-3 可動支承部の橋軸モデル

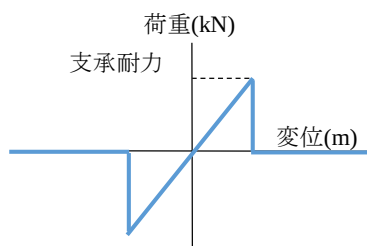


図-4 各支承部の鉛直モデル

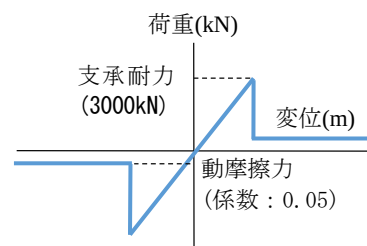


図-5 各支承部の橋軸直角モデル

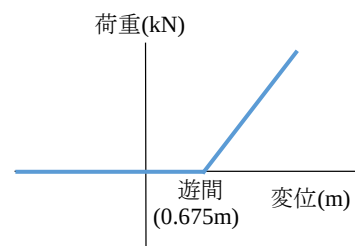


図-6 落橋防止装置のモデル

表-1 支承部の破壊時刻

※Case1 の A1, A2, P2 の支承部のみ橋軸方向で破壊その他の支承部は鉛直方向(圧縮)で破壊

(a) Case1(橋軸)

(単位: 秒)

	A1	P1	P2	A2
G1	4.019	4.362	4.065	3.989
G2	4.019	4.362	4.065	3.989
G3	4.019	4.362	4.065	3.989
G4	4.019	4.362	4.065	3.989

(b) Case2(橋軸+橋軸直角)

(単位: 秒)

	A1	P1	P2	A2
G1	3.955	3.982	4.006	3.924
G2	4.012	4.011	4.172	3.928
G3	4.322	4.310	4.181	3.782
G4	3.659	3.721	3.819	3.677

(c) Case3(橋軸+橋軸直角+鉛直)

(単位: 秒)

	A1	P1	P2	A2
G1	3.498	1.965	1.976	2.539
G2	2.560	1.965	1.978	2.537
G3	2.557	1.965	1.980	2.534
G4	2.554	1.965	1.981	2.531

スを Case1, 橋軸方向と橋軸直角方向の 2 方向同時加震を行ったケースを Case2, 橋軸方向, 橋軸直角方向, 鉛直方向の 3 方向同時加震を行ったケースを Case3 とした. 入力地震動は 2016 年 4 月 14 日に発生した熊本地震(前震)の観測波(KiK-net, 益城町)²⁾を用い, 橋軸方向に EW 成分, 橋軸直角方向に NS 成分, 鉛直方向に UD 成分を入力した. 使用した地震動は観測波の 300 秒データのうち卓越する 40 秒間を対象とした. 5 秒までの加速度時刻歴を図-7 に示す.

4.2 解析結果

各ケースの全支承部の破壊時刻を表-1 に示す. まず, 表-1(a)と表-1(b)より橋軸直角方向に加震した影響から Case2 では Case1 に比べて上部構造のロッキング振動により G1 および G4 支承部の破壊が先行する結果となった. 一方, Case3 では, Case1 と Case2 に比べて支承部破壊が早く進行し, 16 箇所全ての支承部が Case1 と Case2 で初めて支承部が破壊する時刻よりも早く破壊する結果となった. これは, 図-7 より本検討で用いた熊本地震(前震)の観測波では鉛直方向成分において橋軸, 橋軸直角方向に比べ早く卓越しているためと考えられる.

こうした支承部の破壊状況の違いより上部構造と下部構造の地震時挙動においても変化がみられた. 上部構造の橋軸方向の時刻歴変位応答(A1 側)を比較したものを図-8 に示す. まず, Case1, Case2 と比較すると, Case3 では 3.25 秒付近で挙動が変化していることがわかる. この時点では, Case1 と Case2 では支承部の破壊が起きていない一方で, Case3 では全 16 基のうち 15 基の支承が破壊している. また Case1 と Case2 については 3.8 秒付近で挙動に違いが生じている. それぞれの破壊状況を調べてみると, Case1 では支承部の破壊が生じていない一方, Case2 では 3.819 秒時点で全ての G4 支承部を含む 5 か所の支承部破壊が生じている. また, 図-9 は P1 橋脚の曲げモーメントを示しており,

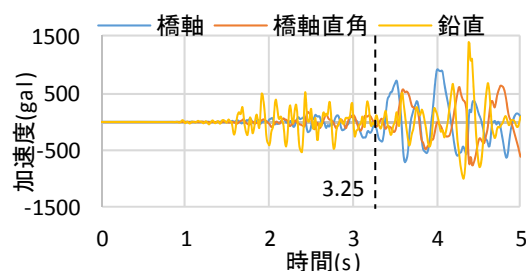


図-7 入力地震動の加速度時刻歴

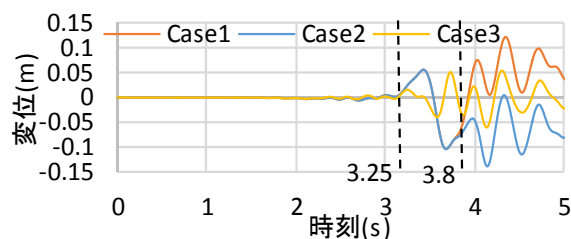


図-8 上部構造(A1)の橋軸方向変位

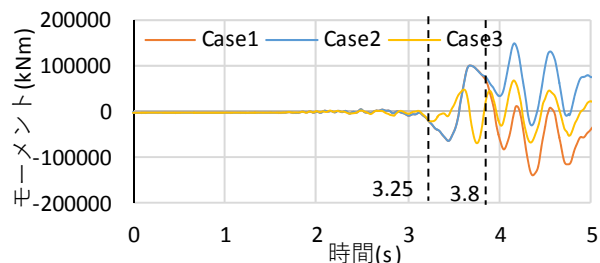


図-9 橋軸直角方向軸回りのモーメント(P1 基部)

支承部の破壊順の変化に伴い, 曲げモーメントも変化する事が確認された.

5. まとめ

本研究により, 支承部破壊特性を考慮することで加震方向の違いにより支承部破壊順が異なり, これに伴い上部構造や下部構造の地震時挙動も変化することが確認された. 今後は, 支承部の一部が損傷した状態で大規模地震を経験する場合の検討を行う予定である.

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.
- 2) 国立研究開発法人防災科学技術研究所強震観測網ホームページ: <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>, 2015.