

## 断層変位を考慮した道路橋の応答評価に関する考察

九州大学 学生会員 ○宮本 睦希 九州大学大学院 学生会員 西村 孝  
 九州大学大学院 正会員 松田 泰治 NEXCO 西日本コンサルタンツ(株) 非会員 難波 正幸  
 九州大学大学院 正会員 梶田 幸秀 (株)アーク情報システム 正会員 内藤 伸幸

### 1. はじめに

日本の高速道路の地震時対応として、発生した地震の規模により通行規制及び点検が行われている。特にL2レベルの大規模地震においては24h以内に緊急車両が通行可能となるように目標を設定している。しかし橋梁が受ける損傷の程度は地震動の特性によって大きく異なるため、緊急時の点検ポイントを具体的に決めることができず効率化・省略化が課題となっている。そこで地震の影響を定量的に評価し、橋梁の損傷程度及び緊急点検ポイントを即座に提供できるシステムを構築することで、効率的な点検の実施、短期間での修復を目指すことが期待できる。本研究では地震時に発生する断層変位が橋梁にもたらす影響に焦点を当て、実在する橋梁に断層変位を考慮した変位波形を用いて時刻歴応答解析を行い、橋梁各部の応答評価より断層変位による橋梁への影響について検討した。

### 2. 解析対象橋梁

対象とする橋梁は広島県の高速道路橋である上沖高架橋で、橋長 124m (支間割: 31m+31m+31m+31m), RC 橋脚を持つ 4 径間連続 PC 合成桁橋である (図-1)。地

盤条件は I 種地盤で、支承部の支持条件としては、A1, A2 は可動支承, P1, P2, P3 は固定支承である。

### 3. 解析モデル

対象橋梁のモデル化に際し、固定支承には線形ばね要素、可動支承には非線形ばね要素、橋脚には非線形はり要素、桁部には線形はり要素、地盤には線形ばね要素を用いた。なお、非線形特性としてばね要素にはバイリニアモデル、はり要素には武田型モデルを採用した (図-2)。

### 4. 解析手法

本研究では断層変位と地震動の慣性力を同時に考慮するために、橋梁モデルの橋台、橋脚部に残留変位の異なる変位波形を入力することとした。また、変位波形 (図-3) を作成するにあたり、道路橋示方書<sup>1)</sup>に示された設計地震動である I 種地盤に対応する加速度応答スペクトルの適合波形 (II-I-1, II-I-2, II-I-3) の 3 つの波形を積分して算出した。積分を行うにあたり、周波数フィルタリング法を用いて長周期成

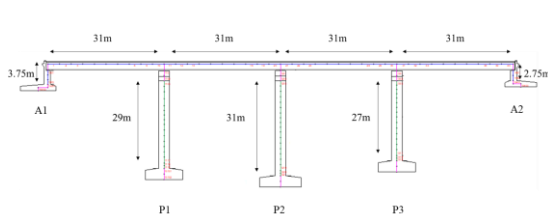


図-1 対象橋梁

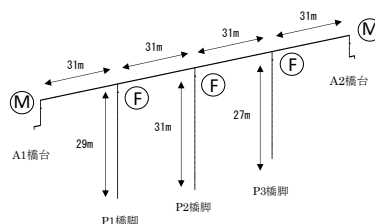


図-2 解析モデルの概略図

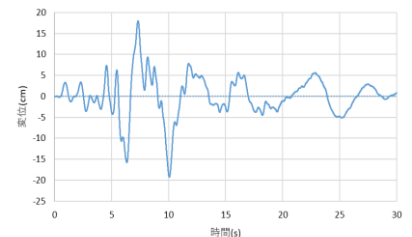


図-3 設計地震動II-I-1の変位波形

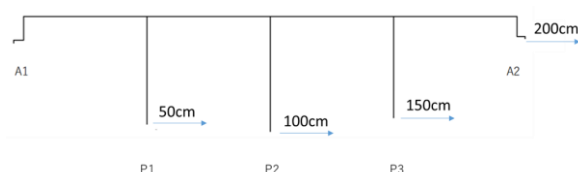


図-4 橋梁各部の最終変位（引っ張り）

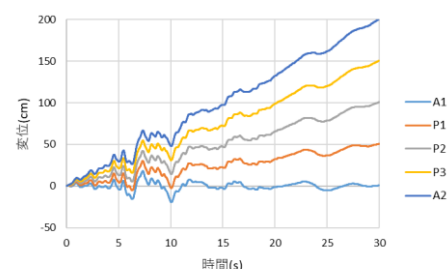


図-5 橋梁各部に入力する変位波形

分をカットした。橋梁各部の最終変位はA1を固定とし、A1-A2間で最終的な変位量を200cmと決め、A1-P1～P3間は線形的に変位量を補間し決定した(図-4)。なお、今回は橋軸圧縮・引っ張り方向について検討する(図-5)。

## 5. 解析結果

作成した変位波形を用いて地震動および断層変位を考慮した時刻歴応答解析を行った結果のうち、応答曲率について図-6, 7に示す。今回は圧縮方向のP2, P3について示す。P3は橋脚基部で許容値を超えることから、この位置より破壊が進むと考えられる。P2は上部工から約12mの位置と橋脚基部における応答が大きくなっているため、この位置より破壊が進むと考えられる。また地震波のみを用いた解析の結果と比較すると、P3橋脚は断層変位の影響が大きいことが分かり、P2橋脚ではII-I-1は断層変位を考慮した場合のほうが応答値が小さくなっているが、地震動の影響と断層変位の影響の位相が異なるためであると考えられる。次に、図-8にP3橋脚基部の部材におけるM- $\phi$ 曲線を示す。地震動のみを考慮した場合に比べ、地震動と断層変位を考慮した場合は降伏値を大きく超え終局値に近い値となっていることから、断層変位は特に橋脚基部に影響を与えることが分かった。最後に、表1に支承部の橋軸方向のばねの反力について示す。P1, P2, P3はA1, A2に比べ死荷重との比が大きいので、支承部の破壊が進んでいる可能性がある。

## 6. まとめ

本解析では、橋梁モデルに残留変位の異なる変位波形を入力することで、地震の慣性力と断層変位を同時に考慮した解析を行った。橋脚の応答曲率の結果より、P1, P3橋脚は橋脚基部、P2橋脚は橋脚基部と上部構から約12mの位置より破壊が進んでいると考えられた。また、P2橋脚は橋梁の対称性より断層変位の影響が小さいことが分かった。支承部ばねの反力の結果より、P1, P3はほかの支承部より大きな反力を得ることが分かった。A1, A2は、反力は小さいが上部構造の変位が約1m(表-2)、遊間の長さが60mmなので、現段階では考慮できていない衝突を考慮しなければいけない。加えて、上部構造とパラペットの衝突荷重やパラペットの塑性化、背面地盤など考慮できていない項目が多数あり、実際の挙動とは異なる可能性があるため、今後はこれらの条件を考慮した解析を行っ

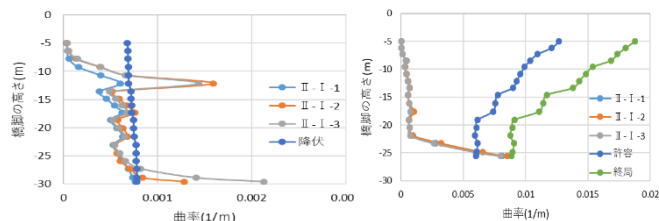


図-6 地震動と断層変位を考慮した解析を行ったときの応答曲率

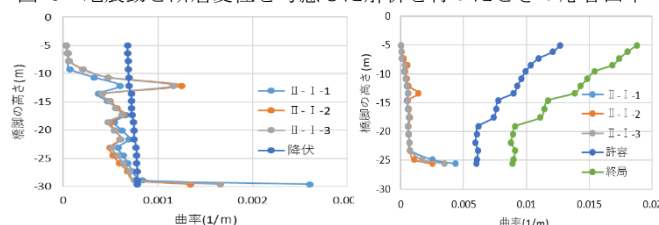


図-7 地震動のみを考慮した解析を行ったときの応答曲率

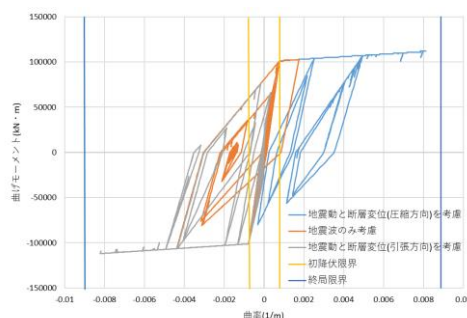


図-8 P3橋脚基部におけるM- $\phi$ 曲線 (II-I-1)

表-1 支承部ばねの反力と死荷重との比

|          | A1   | P1   | P2   | P3   | A2   |
|----------|------|------|------|------|------|
| ばね反力(kN) | 473  | 4650 | 3470 | 4930 | 472  |
| 死荷重(kN)  | 2854 | 8267 | 6761 | 8269 | 2852 |
| 比        | 0.17 | 0.56 | 0.51 | 0.60 | 0.17 |

(a) 圧縮

|          | A1   | P1   | P2   | P3   | A2   |
|----------|------|------|------|------|------|
| ばね反力(kN) | 473  | 4637 | 3431 | 4796 | 473  |
| 死荷重(kN)  | 2854 | 8267 | 6761 | 8269 | 2852 |
| 比        | 0.17 | 0.56 | 0.51 | 0.58 | 0.17 |

(b) 引っ張り

表-2 上部構造の橋台に対する移動量(m)

|      | A1    | A2    |
|------|-------|-------|
| 圧縮   | 1.03  | -0.96 |
| 引っ張り | -1.02 | 0.97  |

ていきたい。また、橋軸直角方向の解析も行いたい。

## 参考文献

- (社)日本道路協会：道路示方書・同解説V耐震編，2002
- 土木学会地震工学研究委員会，断層変位を受ける橋梁の計画・耐震設計に関する研究小委員会：「断層変位を受ける橋梁の計画・耐震設計に関する研究小委員会」報告書，2008年7月