

京都大学工学部 学生員 ○キョウウジョウ 京都大学工学研究科 正会員 高橋 良和

1. はじめに

2011 年 3 月 11 日、東北地方をマグニチュード 9.0 の大地震が襲った。地震動による土木構造物への被害も各地で発生した。本研究は東日本大震災で被災した免震支承を有する旭高架橋を対象に、免震支承の被害メカニズムを推定する。

2. 東日本大震災による被災状況

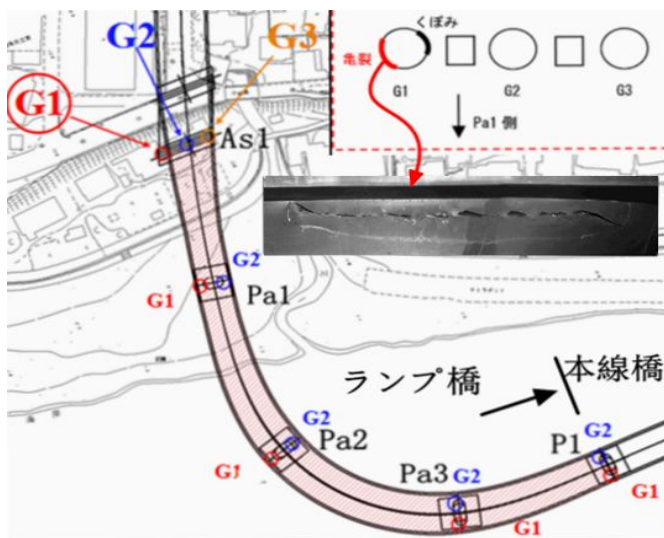


図 1. As1-G1 支承被災状況

旭高架橋は橋脚および桁には損傷を見受けられなかったものの、支承の被災が注目されている。一番甚大な被害はランプ橋にある As1 橋台の海側の G1 支承である。As1 橋台の上に、3 基同じ丸い支承が設置しており、そのうち、海側の G1 支承が支承本体中間部分で水平方向 41cm の亀裂が生じた。篠原ら¹⁾は亀裂を生じた As1-G1 支承を撤去・切断して、内部を詳細に観察した。表面の亀裂が屈曲に進展し、内部鋼板とゴムの接着面に辿り着き、内部鋼板とゴムが分離し、亀裂の終点は表面から約 9cm まで達していることが明らかになった。また、支承の鉛プラグが分離していることと酸化されることが確認された。他の支承にもサイドブロックと接触した傷跡や支承本体と下鋼板の境界部に亀裂が発見された。

3. 解析条件

本研究の解析モデルは被害が一番深刻な As1-G1 支

承に所在するランプ橋を選んだ。解析モデルは桁、支承、橋脚(橋台)と地盤により構成される。橋脚弾性部材にした。地盤は地盤条件に基づき設定した弾性ばねによりモデル化した。支承ばねはバイリニアばねでモデル化し、平成 8 年の道路橋支承便覧により計算した。また、免震支承について、支承のねじり剛性は道路橋支承便覧では評価されていないため、ねじり剛性は固定を基本とした。

固有値解析を行った結果、1 次モードの固有周期は 1.352 秒であり、2 次モードの固有周期は 1.346 秒である。固有モード(図 2)からみると、1 次モードと 2 次モードは免震支承の変形が卓越する桁全体の並進運動である。

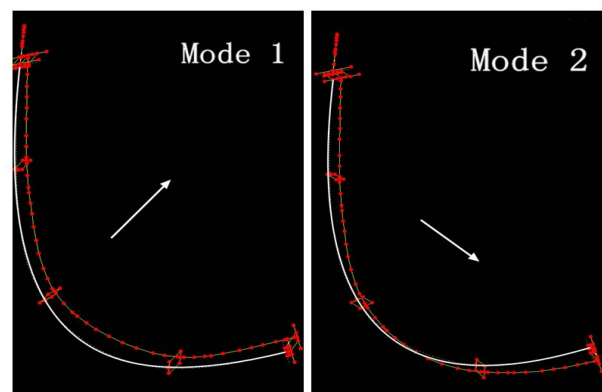


図 2. ランプ橋固有モード

本研究は被災橋梁の周辺に観測された地震動(K-net 日立、MLIT 日立、NEXCO 日立北)と道路橋示方書におけるレベル 2 地震動を入力地震動として使用する。さらに秦ら²⁾の余震観測によると、観測地点と高架橋地点では、H/V スペクトルの形状やピーク周波数に非常に大きな差異が確認されており、本高架橋サイト周辺においてサイト特性が急変していることと考えられることを指摘している。そして、余震観測によるサイト特性を評価し、サイト特性置き換え手法に基づき地震動を推定する。

応答スペクトルをみると(図 3)、推定地震動は 1~1.4 秒の間に、レベル 1 とレベル 2 以上の卓越な応答スペクトルを有する。

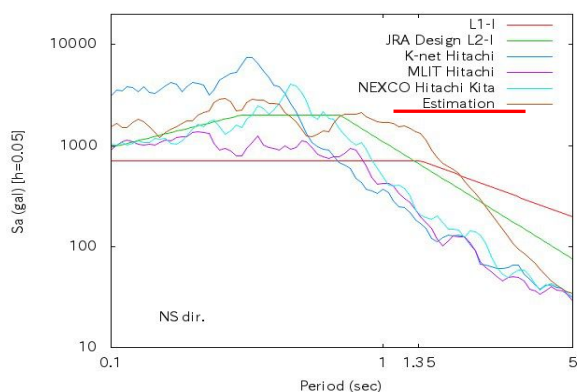


図 3. 応答スペクトル

4. 解析結果

1) 観測地震動による応答（三方向加震）

免震支承のせん断ひずみで最大を示したのは NEXCO 日立北記録における Pa2-G1 支承（橋軸方向）であり、115.5%であった。観測地震動では支承に亀裂などの変状が生じるとは考えにくい。

2) 推定地震動による応答（二方向加震-上下無し）

推定地震動加震による支承のひずみは全ての支承のひずみ設計値以上となった。最大ひずみは 588.2%に達し、500%以上になった支承も三つある。全ての支承が破断する結果である。だが、本解析はランプ橋だけモデル化したので、桁間の衝突バネなどの制限は考慮していない。モデルを改善して、推定地震動を評価する必要があると考えられる。

3) モデルの改良

支承のねじり剛性を固定にしたため、支承は並進運動しかできないだと推定される。だが、As1 橋台上免震支承 3 基のうち、G1 支承だけ亀裂が生じた。桁は並進運動以外の挙動もしたと考えられる。解析モデルについて、ねじり剛性の改良を行った。

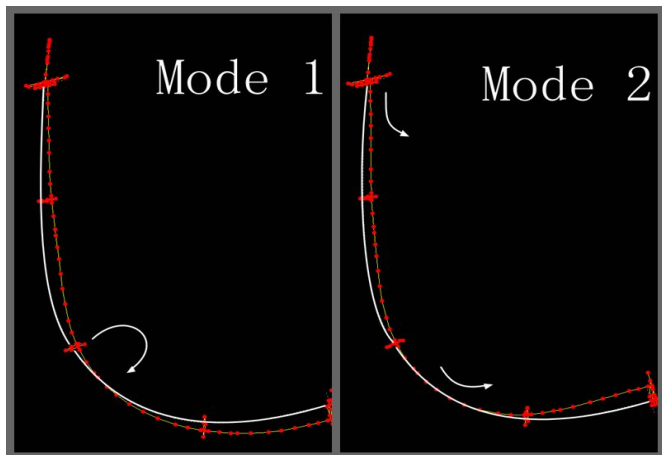
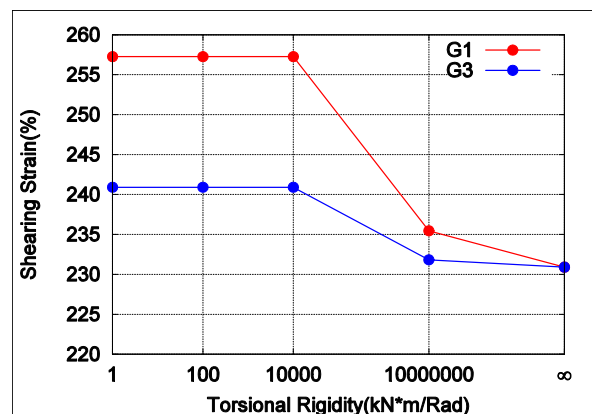


図 4. ねじり剛性 1(kN · m/Rad)の場合の固有モード

極端なモデル化として、全てをゴム、全てを鉛としたねじり合成を計算することを通じて、As1 橋台上の免震支承の実際のねじり剛性は $6.0 \times 10^{-4} \sim 3.23(\text{kN} \cdot \text{m/Rad})$ の間にあるものと考えられる。

本研究では支承のねじり剛性として 1、100、10000、10000000(kN · m/Rad)の値を用い、ねじり剛性による感度分析を行った。

ねじり剛性 1(kN · m/Rad)の場合の固有モード(図 4)を見ると、ねじり挙動が確認された。また、感度分析の結果(図 5)を見ると、ねじり剛性が 10000(kN · m/Rad)以下では、ひずみの変化はほとんどないによって、ね



じり剛性を 1(kN · m/Rad)にした計算結果は妥当だと考えられる。

図 5. As1-G1 と G3 支承のひずみ—ねじり剛性変化

5. 結論

- 観測地震動では大きな応答は発生しなかった。推定地震動での大きすぎて、モデルを改善して、推定地震動を評価する必要があると考えられる。実際にはレベル 2 地震動相当あるいは以上の地震が入力したと考えられる。
- ねじり剛性に適切な値を与えることによって、As1-G1 支承が同一支承線のほかの支承より大きなひずみが発生する可能性はある。

参考文献

- 篠原聖二, 星隈順一: 地震により損傷した鉛プラグ入り積層ゴム支承の特性評価に関する実験的研究, 土木学会, 第 34 回地震工学研究発表会講演論文集, pp1-11, 2014.10
- 秦吉弥, 高橋良和, 後藤浩之, 野津厚: 余震観測記録に基づく 2011 年東北地方太平洋沖地震におけるゴム支承の被災橋梁での地震動の評価, 日本地震工学会論文集第 13 巻, 第 3 号, pp.30-56, 2013