

弾性支持された橋梁上部構造のねじり挙動に伴う 支承の地震時挙動に関する検討

内藤慎也¹・中村祐太郎²・渡邊学歩³

¹学生会員 修士（工） 山口大学 工学部社会建設工学科(〒755-8611 山口県宇部市常盤台2丁目16-1)

²学生会員 学士（工） 山口大学 工学部 社会建設工学科（同上）

³正会員 博士（工） 山口大学大学院 准教授 社会建設工学専攻（同上）

1. はじめに

2013年に発生した東北地方太平洋沖地震では、兵庫県南部地震の教訓を元に耐震設計法が強化されたことで、強震動による橋梁構造物の被害は少なかったが、既存不適格な構造物については被害が少なからず発生した¹⁾。また、仙台東部道路の東部高架橋、仙台北部道路の利府高架橋、東水戸道路の新那珂川大橋および国道6号線日立バイパスの旭高架橋などで、ゴム支承の破断等の被害が発生したことが報告されている^{例えば 2)}。これらの被災原因については、隣接する桁を支持するゴム支承間で変形性能（支承高さ）が異なったこと、積層ゴム支承に鉛直方向の引張荷重が作用したことなどが影響したとする報告がある^{例えば 3)}。また、強震動時に桁が鉛直方向に振動し、これにより支承のゴムが破断したという指摘もある。橋梁構造物を支持する弾性ゴム支承は、上部構造の死荷重を支持しており、常時には圧縮応力状態にある。一方、地震時には、桁の浮き上がりや、橋軸周りの桁のねじり回転によって、ゴム支承に鉛直方向荷重や引張変形が作用する可能性がある。

前述の通り東北地方太平洋沖地震では、水平力分散構造を有する橋梁構造物において、ゴム支承が破断する事例が多数見られた。本研究では、桁のねじりがどのように励起されるのか、また、それによって桁を支持する支承にどの程度の引張応

力度が作用するのかを検討するために、設計規準書（道路橋示方書）に従って設計された標準的な橋梁構造物を対象に地震時応答解析を行った。

2. 対象とした標準的な連続高架橋

標準的な橋梁構造物において、桁のねじり回転とこれにより支承に導入される引張応力度について考察を行うために、図-1に示す様な、弾性支承で支持された多径間連続橋を対象に地震応答解析を実施した。仙台東部道路で見られたような主径間と側径間の掛け違い部の影響についても別途検討するために、主径間に連なる短径間の側径間部もモデル化を行った。

本研究では、道路橋の耐震基準に基づいて設計されたゴム支承で支持される標準的な多径間連続橋を対象に地震応答解析を実施した。図-1には対象橋の構造を示すが、橋長240m（主径間200m）、幅員10mの直線高架橋である。図-2には上部構造および下部構造の断面を示すが、桁は鋼I桁とコンクリート床版からなる5主桁の鋼・コンクリート鈑桁である。

G1からG5の主桁直下には、平面寸法が700mm×700mmのゴム支承が設置されており、橋脚1基当たり5基のゴム支承が設置されている。この橋梁を、桁および柱を梁要素で、支承部および杭基礎

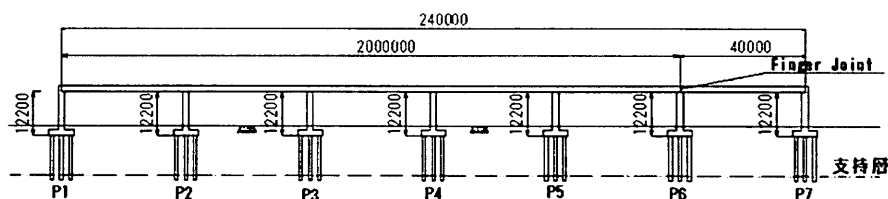
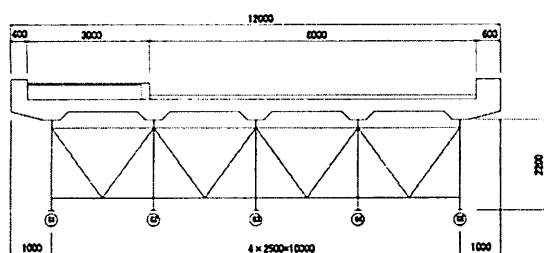
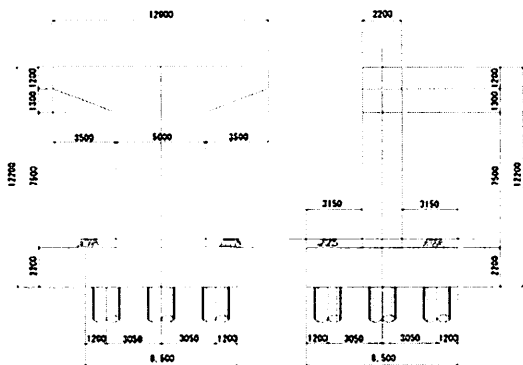


図-1 本研究で対象とした橋梁構造物

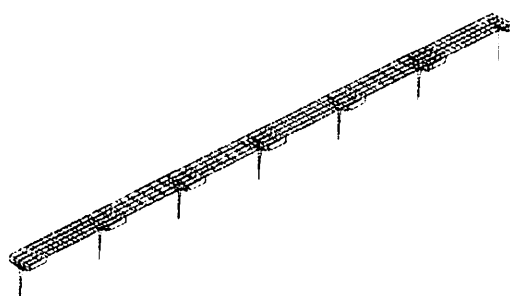


(a) 上部構造断面

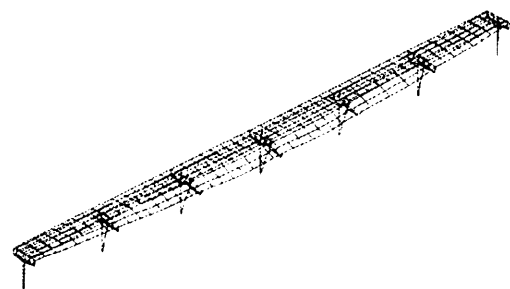


(b) 下部構造断面

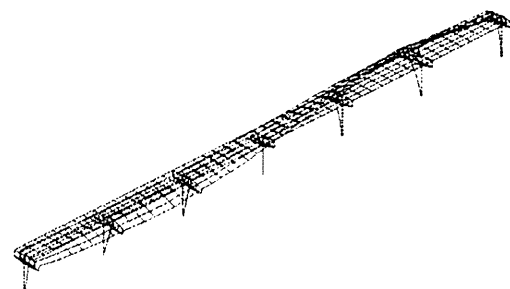
図-2 本研究で対象とした橋梁構造物の
上部および下部構造断面



(a) 1次モード (LG 方向 1次モード)
(1.05 秒, 有効質量比 45%)



(b) 5次モード (TR 方向 1次モード)
(0.58 秒, 有効質量比 7%)



(c) 6次モード (UD 方向 1次モード)
(0.59 秒, 有効質量比 57%)

図-5 本研究で対象とした橋梁構造物の
代表的な固有振動モード

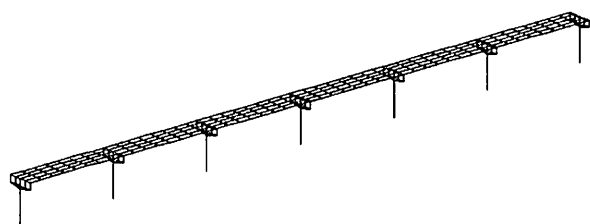
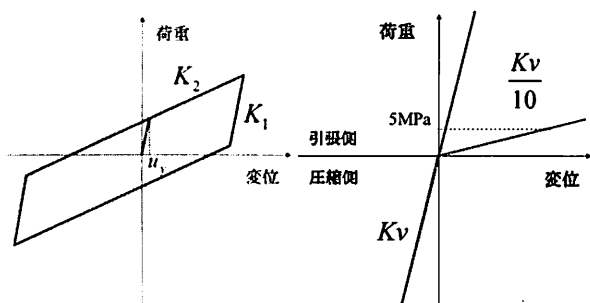


図-3 解析モデル



(a) 橋軸方向

(b) 鉛直方向

図-4 ゴム支承の復元力特性

と地盤の相互作用はばね要素で、それぞれモデル化し、図-3に示すような多主桁からなる解析モデルを作成した。

上部構造を支持する各支承は、橋軸直角方向には固定支承、橋軸方向および鉛直方向には弾性支承として機能する。ゴム支承部はゴムの力学特性を基に、図-4の(a)に示すように、橋軸方向にはバ

イリニア型の復元力特性を有する非線形ばね要素でモデル化を行った。

鉛直方向についても同様にばね要素としてモデル化を行っている。ゴム支承に用いられるゴムは、引張に対しては脆弱で、一般に 5MPa の引張軸応力が生じると破断する。また、圧縮時と引張時で剛性が異なり、引張時の剛性は圧縮時の 1/10 まで低減することが知られている⁴⁾。後述する解析では、図-4の(b)に示す様に、圧縮側と引張側で異なる剛性を有する非線形履歴モデルを使ってモデル化を行い、その影響について検討を行った。

本研究で解析対象とした橋梁モデルの固有値解析結果を図-5に示す。支承の橋軸方向剛性が柔らかいために、橋軸方向の 1 次固有周期は 1.05 秒と

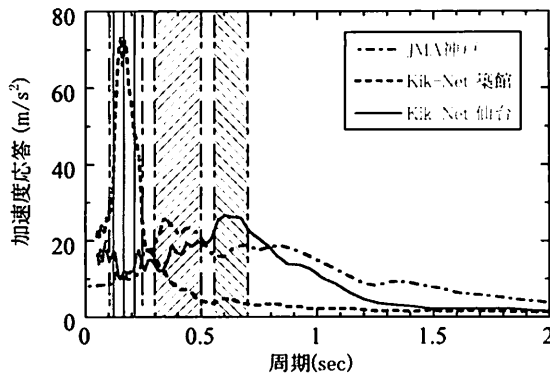


図-6 解析に用いた強震動の加速度応答スペクトル

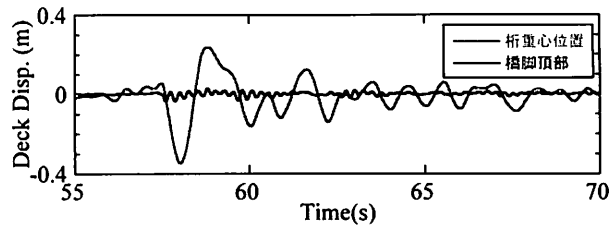
長くなっているが、橋軸直角方向には支承の変形を拘束（固定）しているために、橋軸直角方向の固有周期は0.58秒と橋軸方向の固有周期が半分近くまで短くなっている。なお、鉛直方向の1次モードは橋軸直角方向の1次モードに近接しており、0.59秒となっている。図-5の(c)に示したように、鉛直1次モードは、上部構造がねじれながら振動しており、これによって上部構造が上下に振動している。

3. 観測地震波記録を用いた地震応答解析による桁のねじり挙動の考察

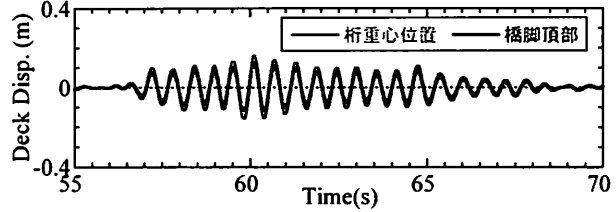
本研究では汎用動的構造解析プログラムを用いて、地震応答解析を行った。入力地震動には兵庫県南部地震の際に観測された神戸海洋気象台記録

(JMA Kobe 記録)および東北地方太平洋沖地震の際に築館地区(K-net 築館記録)および仙台地区(K-net 仙台記録)で観測された観測記録を作用させた。なお、図-6には地震動の減衰定数5%の加速度応答スペクトルを示す。K-net 築館 NS 成分記録は0.1秒から0.2秒の短周期領域において卓越し最大7Gもの加速度応答が生じているが、通常の橋梁構造物の1次固有周期帯域(0.5秒～2秒程度)では0.5G以下と小さくなっている。これに対して、橋梁構造物に甚大な被害をもたらした兵庫県南部地震の際のJMA 神戸記録では0.3秒から0.5秒、東北地方太平洋沖地震の際に仙台地区で観測されたK-net 仙台 NS 成分記録では0.6秒から0.7秒にかけて2Gを超える加速度応答が生じている。

前述の通り、橋軸直角方向および鉛直方向には約0.6秒付近で応答が卓越することになることから、桁のねじり挙動やそれに伴う支承の鉛直方向振動が再現されることが予想される。



(a) 橋軸方向 (LG 方向)



(b) 橋軸直角方向 (TR 方向)

図-7 P3 橋脚上の応答変位

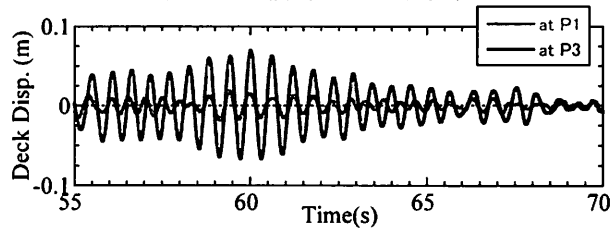


図-8 橋脚間での橋軸直角方向応答変位の差

(1) 仙台記録を用いた解析による橋梁の応答

ここでは、紙面の都合上、東北地方太平洋沖地震の際に仙台地区で観測された観測記録を作用させた場合の結果について示す。

図-7には、主径間中央部(P3橋脚)の桁および橋脚頂部での応答変位を示す。橋軸方向の応答では、桁の応答変位が最大0.35m発生しているのに対して、橋脚頂部での変位は0.03m程度に留まっており、桁の変位に占める支承の変形量大きい。一方、橋軸直角方向の変形については、支承の変形が拘束されているため、桁と橋脚頂部での変位は概ね等しく、橋軸直角方向の1次固有周期に等しい0.6秒の周期的な応答が10秒近く繰り返し発生している。

図-8にはP3橋脚およびP1橋脚における上部構造の橋軸直角方向の応答変位を示す。橋軸直角方向の応答変位については、橋脚間で応答に差が生じておりこれにより桁にねじり変形が導入される。

図-9の(a)には、G1およびG5支承の鉛直方向変位を示すが、支承には引張(正)と圧縮(負)の変形が交互に発生しており、G1支承とG5支承では左右対称の挙動を示していることがわかる。このため、同図の(b)には桁の相対回転角(桁のねじり回転角)を示すが、桁の橋軸直角方向変位と同

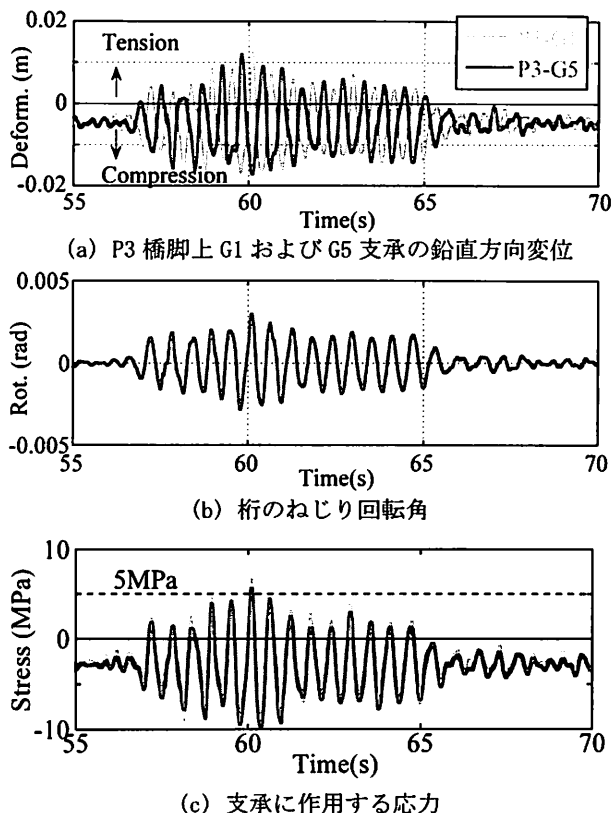


図-9 桁のねじり回転変形と支承の鉛直方向の地震時応答

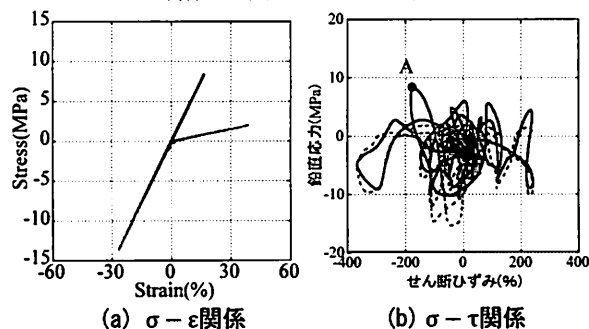


図-10 支承に生じる軸ひずみと軸応力およびせん断ひずみの履歴

じく周期的な応答が発生しており、橋軸直角方向の振動により桁のねじり回転変形が生じていることが分かる。なお、同図の(c)には G1 支承および G5 支承に作用する鉛直方向の応力度を示す。時刻 60 秒付近で最大 5 MP の引張応力が生じており、破断に至る事を示している。

図-10(a)には G1 支承ゴム部に生じる鉛直方向ひずみと応力の履歴を示す。同図には後述するゴムの鉛直方向の非線形性を考慮した場合の結果を実線で示す。破断応力 5MPa を超える 8.4MPa の引張応力が作用している。同図(b)には、橋軸方向せん断ひずみと鉛直方向応力の履歴を示すが、前述した最大引張応力が生じる(図中の A 点)時、引張応力とともに 180%ものせん断ひずみが生じる。

これは、ゴムの破断とともに桁が橋軸方向に支承台座から滑り落ち落橋することを示唆している。ただし、ゴム支承は圧縮側と引張側で異なる履歴特性を有することから、この影響を考慮すると同図の破線で示した応答となる。剛性の低下により鉛直ひずみは増加するが、最大引張応力は 2.0MPa に低下し、ゴム支承が破断する危険性は無くなる。

5. まとめ

本研究では、弾性支承によって支持された上部構造の地震時挙動がゴム支承の損傷に及ぼす影響を検討することを目的に地震時応答解析を行った以下に結論を記す。

- 1) 橋脚間の橋軸直角方向の応答変位の差によって桁のねじりが生じる。本研究で対象とした橋梁が等橋脚で支持されている構造であるため、不等橋脚で支持される橋梁などではこの影響が顕著となる。
- 2) 標準的な橋梁構造物でも桁のねじり挙動によって、支承に鉛直方向変形が生じ、5MPaを超える引張応力が発生することから、破断する可能性があることが分かった。
- 3) しかし、ゴム支承の鉛直方向の履歴性状の非対称性を考慮すると、破断に至るようなことはなくなることが分かった。

参考文献

- 1) 川島一彦, 西岡勉, 高橋良和, 秋山充良, 渡邊学歩, 古賀裕久, 松崎裕: 土木学会東日本大震災被害調査団緊急地震被害調査報告書, 第9章 橋梁の被害, 土木学会, 2011.
<http://committees.jsce.or.jp/report/node/43>
- 2) 高橋良和, 地震被害からの教訓と免震・制震構造に関する研究動向, 橋梁の免震設計に関する講習会, (財)土木研究センター, 2011.
http://www.pwrc.or.jp/koen_siryou011206.htm
- 3) 山田金喜, 曾田信雄, 木水隆夫, 広瀬剛, 名古屋和史, 鈴木基行: 東北地方太平洋沖地震により被災した東部高架橋のゴム支承に関する解析的検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 59A, pp. 527-539, 2013. 3.
- 4) 道路橋の耐震設計に関する資料, 日本道路協会, 1997. 3.