

# 道路橋の支承構造の改良に基づく耐震性向上に関する研究

熊本大学 学生会員 ○許斐 ゆうき 熊本大学大学院 正会員 松田 泰治  
 九州大学大学院 正会員 崔 準ホ (一社)日本支承協会 正会員 鶴野 禎史  
 (一社)日本支承協 正会員 朝倉 康信 (一社)日本支承協会 正会員 小南 雄一郎

## 1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震において、仙台東部道路にある連続桁橋を支える荷重分散積層ゴム支承（以下分散ゴム支承とよぶ）が破断した<sup>1)</sup>。破断の状況は、地震力が橋軸直角方向に作用し、直角方向に想定外の変形が生じたことによりゴム支承の破断限界を超えたことによるもの推測される。そこで本研究では、レベル1地震動で設計された既設分散ゴム支承および動解により設計されていない分散ゴム支承が動解を行うことにより許容せん断ひずみを越える場合を対象として、水平変位を抑制する装置を別途設けることを検討する。ここでは、分散ゴム支承の破断を防止し、耐震補強を行う方法として、くさび型変位抑制装置を提案し、この装置の有効性を示すことを目的とする。

## 2. 検討対象橋梁と解析条件

### 2.1 検討対象橋梁

本研究では図-1に示す鋼3径間連続非合成鉄桁橋を検討対象橋梁とした。支間長が34.2m+60m+39.2mで、橋長は135mである。橋脚はRC単柱橋脚で、支承には橋軸直角方向ストッパー有りの水平力分散型ゴム支承を用いている。

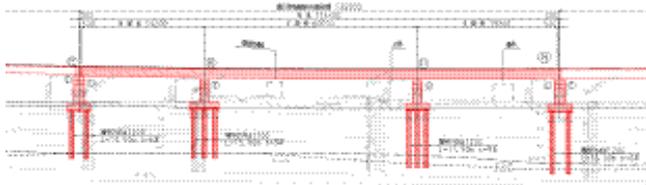


図-1 鋼3径間連続非合成鉄桁橋

### 2.2 解析モデル

解析モデルは上述の鋼3径間連続非合成鉄桁橋を三次元モデル化したもので、桁は線形梁要素とした。橋脚・橋台は非線形梁要素でこれらの復元力特性として武田モデルを用いた。

基礎は道路橋示方書に基づき、水平、鉛直、回転および水平と回転の連成ばねでモデル化した。部材の減衰定数は桁を2%、橋脚を5%、橋台を5%、基礎を2%とした。解析の全体モデル図を、図-2に示す。

また、1支承線上に4基のゴム支承があり、支承部間隔(主桁間隔)は2.7mとし、個々の支承部に対しバネ要素でモデル化を行った。対象橋梁のゴム支承は、橋軸直角方向

固定用のストッパーを有する水平力分散型ゴム支承としており、橋軸方向に対してのみゴム支承の剛性を与えることとした。支承部のモデル化のイメージを図-3に示し、ゴム支承の拘束条件を表-1に示す。

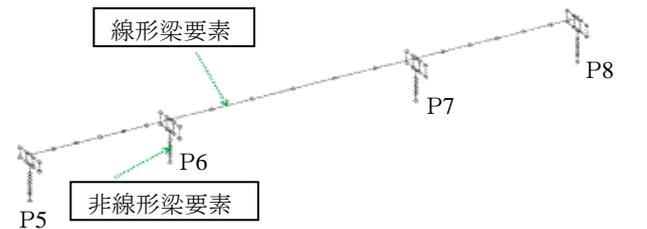


図-2 全体モデル図

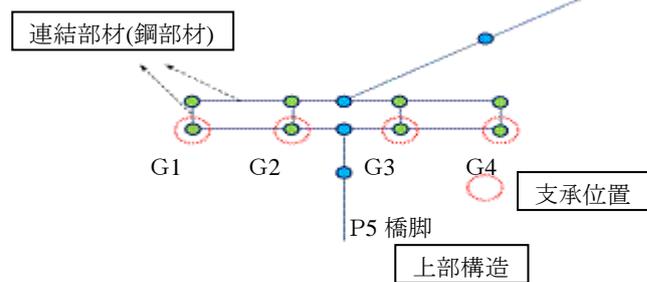


図-3 支承部のモデル化のイメージ

表-1 ゴム支承の拘束条件

橋軸	直角	鉛直	橋軸 回り	直角 回り	鉛直軸 回り
バネ	拘束	拘束	拘束	自由	自由

### 2.3 解析条件の概要

動的解析の方法は、Newmark  $\beta$  法 ( $\beta=0.25$ ) による直接積分法を適用し、積分時間間隔は0.002[sec]とした。また、減衰タイプはRayleigh減衰とし、第一基準振動数と第二基準振動数の組み合わせは、過大な粘性減衰を示さないよう1次の固有振動数と50Hzの組み合わせを採用した。地盤種別は、II種地盤で、入力地震動は、道路橋示方書より改正されたType II-II-3を使用した。

## 3. くさび型変位抑制装置の構造

くさび型変位抑制装置は、取付けプレートとくさびが、一帯となった上沓と、くさび側面を面接触により押さえつけるばね機構を有する下沓とで構成される。側面図と平面図を図-4に示す。

くさびが地震動により水平(軸方向)に移動すると、側面の押さえ金具がそれに伴い軸直角方向に移動する。この時、

ばねの効果により橋軸方向に分力としての抵抗力が生じる。これにより、既設分散ゴム支承の抵抗力と協働し、地震力に抵抗することとなる。

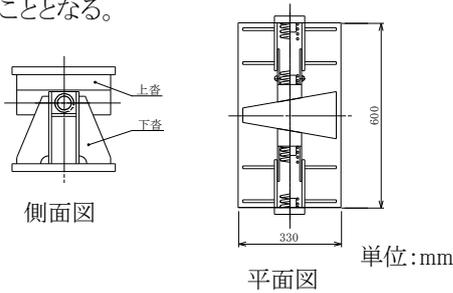


図-4 くさび形変位抑制装置の図

#### 4. 支承の設定

ゴム支承には支承のせん断ひずみが 100%~200%の間では剛性が初期剛性  $K_b$  の 2 倍になり、200%を超えると剛性が 3 倍になるトリニアモデル (図-5)を用いた。くさび形変位抑制装置を並列に設置した、変位制限機能を有する支承のモデルは、支承のせん断ひずみが 100%を超えると、剛性は $(2+\beta) K_b$ 、200%を超えると、剛性が $(3+\beta) K_b$ となるよう設定した  $\beta$  が装置による剛性の寄与分である。その履歴特性を図-6 に示す。

装置により抑制する目標の最大水平変位を、本研究では支承のせん断ひずみで、200%相当としている。装置は、P5~P8 橋脚全ての支承に適用している。

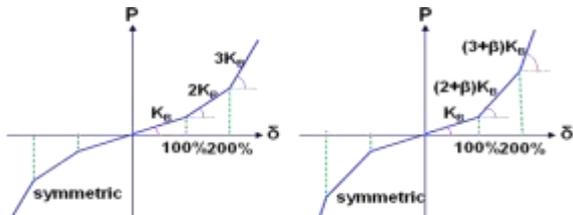


図-5 トリニアモデル 図-6 変位制限機能を有する支承のモデル

#### 5. 解析結果と考察

図-7 は、装置がない (剛性を付加していない)状態での P7 橋脚の G9 支承の荷重-変位関係である。ゴム総厚が小さい方が先に破断すると考えられ、解析した結果 P6 橋脚よりも P7 橋脚の支承の変形量が大きかったためその結果を載せている。変形量が-0.112mを超えると、剛性が 2 倍に、-0.224mを超えると、剛性が 3 倍になり最大で-0.241mまで変位した。

この結果をもとに、最大変位を-0.224m(200%)以内にするよう検討した結果、剛性を初期剛性の 0.65 倍だけ付加( $\beta=0.65$ )すると最大応答変位を-0.223mに制限することができた。その比較したグラフを図-8 に示す。その時のバネ反力と、変形量の時刻歴を図-9、図-10 に示す。

剛性を付加したことにより、橋脚基部の塑性化が進展していないかを確認するため、P7 橋脚基部の非線形はり要素の曲率と曲げモーメントの関係をグラフ化した。それを図-11 に示す。弾性挙動となることが確認されたため、付加した  $\beta$  の値は、妥当だと言える。

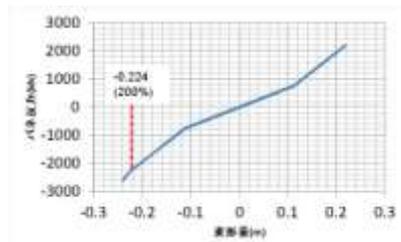


図-7 P7 橋脚G9 支承の荷重-変位関係

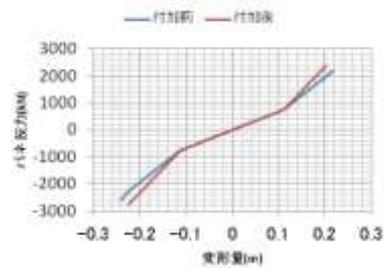


図-8 P7 橋脚G9 支承の荷重-変位関係(比較)

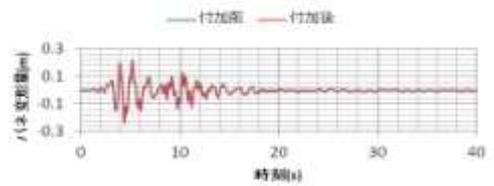


図-9 バネ反力の時刻歴

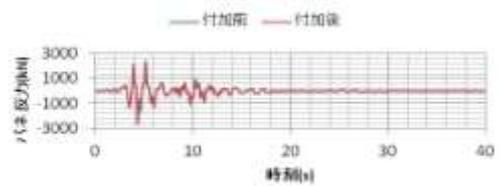


図-10 バネ変形量の時刻歴

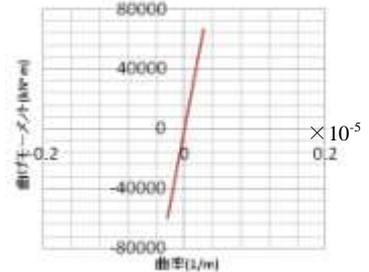


図-11 非線形はり要素の曲率と曲げモーメントの関係

#### 6. おわりに

本研究では水平変位を抑制する装置を別途設けることにより付加される剛性の値を定め、変位の抑制効果を検討した。その結果、所定の抑制効果を発揮することを確認した。また剛性を付加したことにより橋脚基部の塑性化が進展していないことも確認した。

本研究は(一社)日本支承協会からの委託により(一社)九州橋梁・構造工学研究会の橋梁支承の改善と補強に関する研究分科会(主査:九州大学 大塚久哲)において検討した成果の一部である。

#### 参考文献

- 1)土木学会、構造工学委員会調査団(仙台東部道路)報告書、平成 23 年 4 月 1 日