

# ゴム支承を有する道路橋の 終局挙動評価に関する研究

松田 泰治<sup>1</sup>・崔 準祐<sup>2</sup>・鶴野 禎史<sup>3</sup>・  
朝倉 康信<sup>4</sup>・小南 雄一郎<sup>5</sup>・中原 優章<sup>6</sup>

<sup>1</sup>正会員 熊本大学大学院自然科学研究科 (〒860-8555 熊本県熊本市中央区黒髪2丁目39番1号)  
E-mail:mazda@kumamoto-u.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 九州大学大学院工学研究院 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744番地)  
E-mail:choi@doc.kyushu-u.ac.jp

<sup>3</sup>正会員 (一社) 日本支承協会 (〒104-0031 東京都中央区京橋1丁目1番1号 八重洲ダイビル3階)  
E-mail:uno@kawakinkk.co.jp

<sup>4</sup>正会員 (一社) 日本支承協会 (同上)  
E-mail:asakura@nipponchuzo.co.jp

<sup>5</sup>正会員 (一社) 日本支承協会 (同上)  
E-mail:kominami@oiles.co.jp

<sup>6</sup>学生会員 熊本大学大学院自然科学研究科 (〒860-8555 熊本県熊本市中央区黒髪2丁目39番1号)  
E-mail:145d8822@st.kumamoto-u.ac.jp

平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震により、平成8年道路橋示方書に基づき設計された高架橋の一部において、地震時水平力分散構造型ゴム支承(以下、ゴム支承)の破断が生じた。このようにゴム支承が同時に多数破断した事例は非常に少ない。従来の橋梁設計時にはゴム支承は等価線形モデルを用いており、ゴム支承の材料特性であるハードニング及び破断といった現象は考慮されていない。そこで本研究では、ゴム支承の終局状態を考慮した地震応答解析を実施し、道路橋の地震時挙動について検討を行った。また入力地震動は、既往研究では観測波を用いていたが、本研究では平成24年に改正された道路橋示方書に記載されている地震波を用いて解析を行った。また、支承部のハードニング現象の考慮は橋脚基部に影響を及ぼすと考え、橋脚基部の損傷状況についてもあわせて検討を行った。

**Key Words :** *dynamic response analysis, fracture, hardening, highway bridge, rubber bearing*

## 1. はじめに

従来、多くの道路橋の支承部には一点固定方式が採用されていた。この方式は、下部構造の1箇所の固定支承で地震の慣性力を負担する構造方式である。平成7年に発生した兵庫県南部地震では、固定支承で負担する慣性力が過大となり、多くの道路橋に甚大な被害を与えた。この地震を契機に、下部構造に地震の慣性力を分散させる地震時水平力分散方式の採用が増加し<sup>1)</sup>、それに伴い支承部には鋼製支承に代わって積層ゴム支承の導入が進んだ。積層ゴム支承はゴムシートと鋼板を交互に重ね合わせた構造となっている。そのため、鉛直方向に対する剛性は高く、水平方向に対する剛性は低くなり、地震時に大きな耐震性能を発揮する。

しかし、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、このゴム支承を導入した道路橋に対しても甚大な被害を与えた。仙台市東部の太平洋沿いを南北に縦断している仙台東部道路の東部高架橋及び仙台北部道路の利府高架橋で平成8年道路橋示方書の地震時保有水平耐力法に基づき設計された積層ゴム支承が破断する事例が発生した。東部高架橋では3月11日の本震により、上部工型式が鋼4径間連続箱桁である、P52~P56間のP52支点上全8基及びP54の1基が破断し、それに続く鋼2径間連続板桁のP56~P58間のP56支点上全8基及びP58の1基、計18基が破断した。利府高架橋では3月11日の本震により、PC5径間連続中空床版のP21の1基及びPC4径間連続中空床版のP26支点上2基、計3基が破断した。さらに4月7日の余震で、P29、P30L、

P30R, P31 上の計 8 基が破断した<sup>2)</sup>。

これまでに新耐震設計法で設計されたゴム支承が地震時に多数破断した例は無いため、設計時、ゴム支承の破断は想定されておらず、等価線形でモデル化されている。しかし、ゴム支承はゴム材料のひずみの増加に伴いハードニング現象が生じ、水平剛性が初期剛性の 3 倍にまで達することが知られている。そのため、ゴム支承を用いた道路橋の地震時挙動を評価するには、ゴム支承のハードニング現象及び破断といった終局状態を考慮することが重要である。

本研究では、鋼 3 径間連続非合成鈹桁橋を対象に各橋脚で破断を考慮するゴム支承割合及びゴム支承の履歴特性をパラメータとして地震応答解析を行い、ゴム支承のハードニング現象及び破断が道路橋の地震時挙動に与える影響について検討を行った。入力地震動は、既往研究<sup>3)</sup>では観測波を用いていたが、本研究では平成 24 年に改訂された道路橋示方書に記載されている地震波を用いた。また、支承部のハードニング現象の考慮は橋脚基部に影響を及ぼすと考え、橋脚基部の損傷状況についてもあわせて検討を行った。

## 2. ゴム支承の概要及び対象橋梁

### (1) ゴム支承の概要

積層ゴム支承の構造を図-1に示す。積層ゴム支承はゴムシートと鋼板が互層となっている。まず鉛直荷重に対して、ゴムシートは鋼板上下面を挟まれているため、ゴムの膨張は制限され圧縮方向のみかけの圧縮弾性が増



図-1 積層ゴム支承の構造

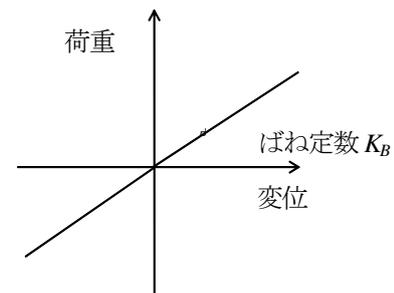


図-2 積層ゴム支承の等価線形モデル

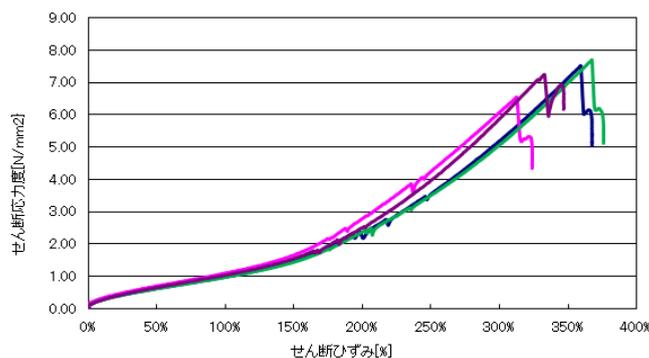


図-3 ゴム支承の性能試験結果

大する。その結果、鉛直剛性が強く上部構造の重量に耐えることができる。次に水平方向に対して、ゴムシートは鋼板による水平方向の変形の拘束はなく、積層ゴム支承のせん断弾性係数はゴム材料の値となる。そのため、水平方向に十分に柔らかく、地震時の上部構造の周期を長周期化する。積層ゴム支承の水平方向のばね定数 $K_B$ は式(1)で表されている<sup>4)</sup>。また、橋梁設計などの解析の際の積層ゴム支承は等価線形でモデル化されることが多く、積層ゴム支承の等価線形モデルを図-2に示す。

$$K_B = \frac{G(\gamma)A_e}{\sum t_e} \quad (1)$$

ここで、 $G(\gamma)$ : ゴムのせん断弾性係数

$A_e$ : ゴム支承のせん断断面積

$t_e$ : ゴム支承の総厚

ゴム支承は、ゴム材料のひずみ硬化により水平剛性が増加するハードニング現象が生じることが知られている。ハードニング現象により、高ひずみ領域では水平剛性が増加するため、よりゴム支承部の変位が抑制される。図-3に、ゴム支承の性能試験結果を示す。せん断ひずみ 150% 付近でハードニング現象が始まり、せん断ひずみの増加につれて徐々に剛性が増加し、ゴム支承の剛性はせん断ひずみ約 250% では初期剛性の約 3 倍にまで達している。また、せん断ひずみ 300% 以上ではゴム支承の破断が生じている。このゴム支承の性能試験結果より、ハードニング現象による剛性増加、せん断ひずみが 300% を超えるとゴム支承が破断することが分かる。

ハードニング現象についての研究<sup>5)</sup>は行われているが、ゴム支承の製造会社によりその特性は異なるので、一般的に定義することは難しいとされている。

## (2) 対象橋梁

対象橋梁は図4に示す鋼3径間連続非合成鈹桁橋(橋長135m, RC単柱橋脚)である。平成23年に発生した東北地方太平洋沖地震において、実際に破断が確認された東部高架橋及び利府高架橋の詳細な構造データは入手困難であったため、本研究では一般的な高架橋として鋼3径間連続非合成鈹桁橋を対象橋梁として用いた。

支承には橋軸直角方向に変位制限装置を有する水平力分散型ゴム支承を用い、P5~P8橋脚の各橋脚に4基のゴム支承が設置されている。各橋脚におけるゴム支承総厚と寸法及び水平方向に対するばね定数を表-1に示す。P5, P8橋脚のゴム支承の形状は架け違い部となるため、P6, P7橋脚のゴム支承の形状とは異なる。ゴム支承部間隔(主桁間隔)は2.7mである。

## 3. 解析モデル及び解析概要

### (1) 解析モデル

解析モデルは図4に示した対象橋梁である鋼3径間連

続非合成鈹桁橋に基づく骨組み解析モデルである。解析モデルを図5に示す。桁は線形梁要素、橋脚は非線形梁要素でモデル化し、復元力特性は武田モデルを用いた。基礎は道路橋示方書<sup>9)</sup>に基づき、水平、鉛直、回転及び水平と回転の連成ばねでモデル化した。各部材の減衰定数は桁を2%、橋脚を2%、基礎を20%とした。対象橋梁の支承部には橋軸直角方向に変位制限装置が用いられているが、本研究で考慮するような大規模地震時には破壊されると想定し、解析上考慮していない。

### (2) ゴム支承のモデル化

本研究では、図5に示す解析モデルの中の各橋脚にそれぞれ4基、全16基のゴム支承を導入した。図6に各橋脚でのゴム支承の位置を示す。また、ゴム支承はばね要素によりモデル化されており図7(a)~(f)に本研究で用いたゴム支承の履歴特性 model1~model6を示す。図7(a)に示す model1 はハードニング現象及び破断を考慮しない等価線形型の履歴特性である。図7(b), (c)に示す model2, model3は model1に加えてハードニングによる剛性の増加を考慮した履歴特性である。model2はせん断ひ

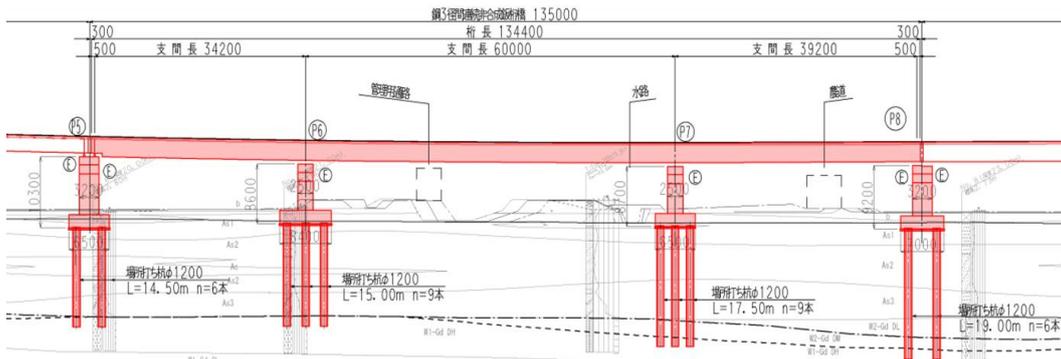


図4 鋼3径間連続非合成鈹桁橋 (mm)

表-1 各橋脚におけるゴム支承のゴム総厚、寸法及びばね定数(1基あたり)

|                       | P5                 | P6                 | P7                 | P8                 |
|-----------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| ゴム総厚 (mm)             | 120<br>(1層24mm×5層) | 112<br>(1層28mm×4層) | 112<br>(1層28mm×4層) | 120<br>(1層24mm×5層) |
| 寸法 (mm <sup>2</sup> ) | 500×700            | 700×900            | 700×900            | 500×700            |
| ばね定数 (kN/m)           | 3500               | 6750               | 6750               | 3500               |

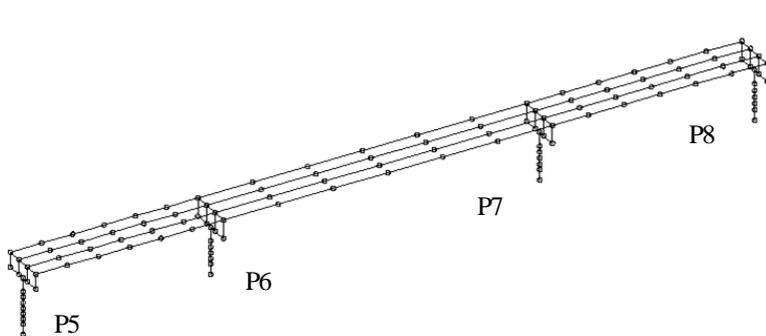


図5 解析モデル

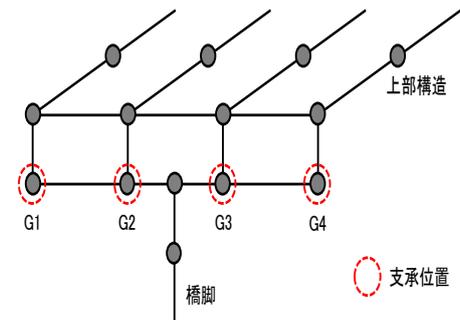


図6 各橋脚の支承位置

ずみ 200%で剛性が 3 倍に増加するバイリニア型の履歴特性であり、model3 はせん断ひずみ 100%で剛性 2 倍、200%で 3 倍に増加するトリリニア型の履歴特性である。次に、図-7(d)-(f)に示す model4-6 はゴム支承の破断を考慮したモデルである。model4、model5 及び model6 はそれぞれ model1、model2 及び model3 においてせん断ひずみが 250%に達するとゴム支承の破断が生じて、荷重が 0 となる履歴特性となっている。なお、初期剛性  $K_B$  は表-1 に示すばね定数を用いる。

### (3) 解析概要

解析ソフトは、汎用構造解析プログラムTDAPIII<sup>7)</sup>を使用した。時刻歴応答解析における解析方法はNewmark

β法(β=0.25)による直接積分を適用し、時間刻みは0.01sとした。また、減衰タイプはRayleigh減衰とし、地震波を橋軸方向に入力するとき、第一基準振動数は固有値解析において橋軸一次モードを示した0.872Hzとした。第二基準振動数は橋脚基部において過大な粘性減衰を示さないように50Hzとした<sup>8)</sup>。減衰定数はともに橋軸一次モードのモード減衰定数である9.5%とした。地震波を橋軸直角方向に入力するとき、第一基準振動数は固有値解析において橋軸直角一次モードを示した0.836Hzとした。橋軸方向と同様に、第二基準振動数は橋脚基部において過大な粘性減衰を示さないように50Hzとした。減衰定数はともに橋軸一次モードのモード減衰定数である10.4%とした。地盤種別はII種地盤で、入力地震動は道路橋示

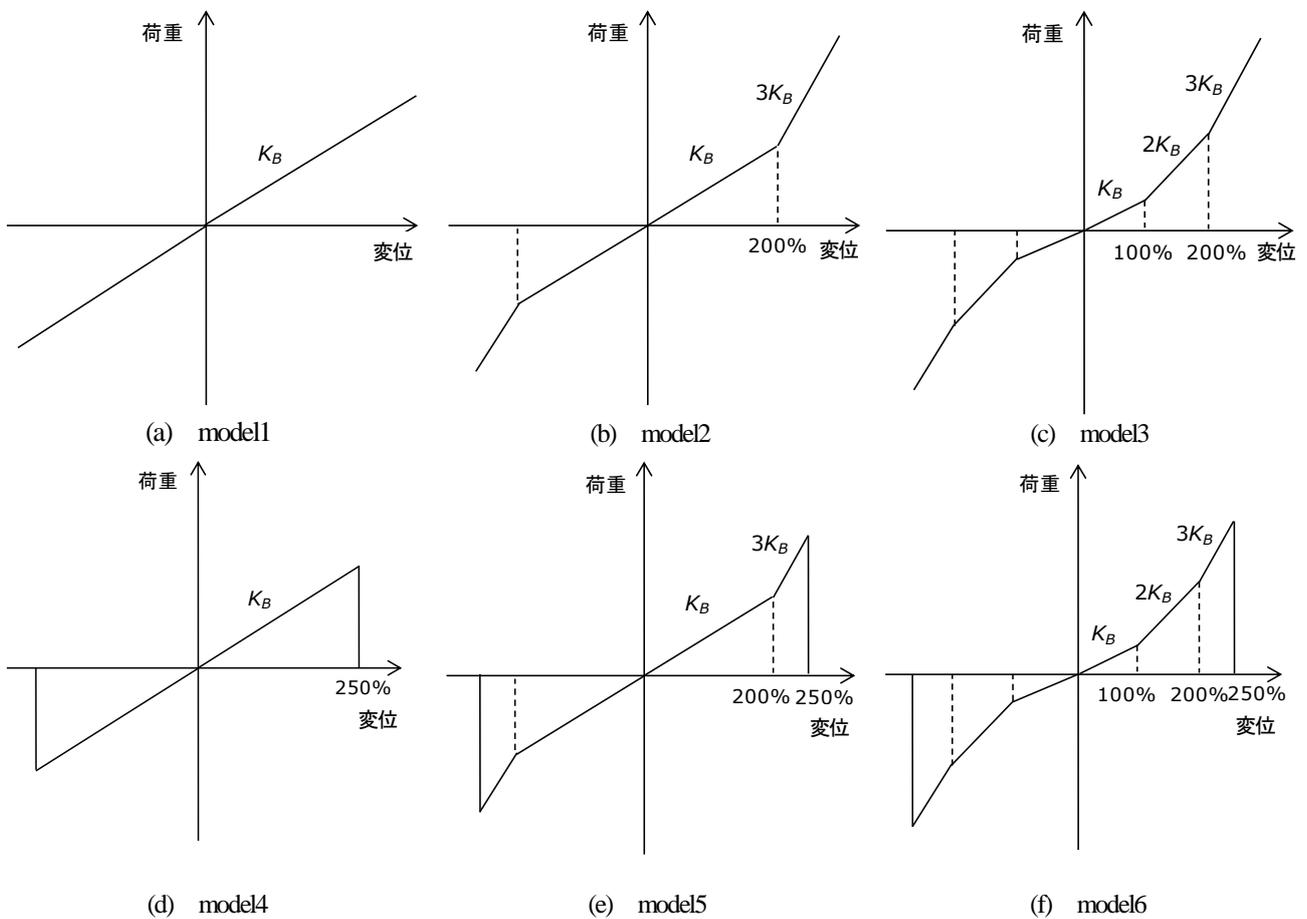


図-7 ゴム支承の履歴特性

表-2 入力地震動

| 地震動               | 地盤種別  | No.         | 地震名        | 記録場所        | 成分          |
|-------------------|-------|-------------|------------|-------------|-------------|
| レベル 2<br>(TypeI)  | II種地盤 | TypeI-II-1  | H15 十勝沖地震  | 直別観測点       | EW          |
|                   |       | TypeI-II-2  | H23 東北地方   | 仙台河川国道事務所構内 | EW          |
|                   |       | TypeI-II-3  | 太平洋沖地震     | 阿武隈大堰管理所構内  | NS          |
| レベル 2<br>(TypeII) |       | TypeII-II-1 | H7 兵庫県南部地震 | JR 西日本鷹取駅構内 | NS          |
|                   |       | TypeII-II-2 |            |             | EW          |
|                   |       | TypeII-II-3 |            |             | 大阪ガス葺合供給所構内 |

方書よりレベル2地震動のタイプI, タイプIIからそれぞれ3波, 計6波を使用した. その6波の概要を表-2に, タイプI, タイプIIそれぞれの加速度応答スペクトルは, 図-8及び図-9に示す.

#### (4) 解析ケース

本研究では地震波を橋軸方向に入力するとき, 表-3に示すような破断を考慮するゴム支承の位置及びゴム支承の履歴特性の異なるcase1-1L~case3-3Lの9ケースで解析を行った. case1-1L~case1-3Lでは各橋脚の4基の支承のうち, 破断による剛性の低下を考慮する支承をG1のみとし, 全支承中25%が破断すると仮定している. case1-1Lでの各支承の履歴特性は, G1支承のみ図-7(d)に示すmodel4としてその他の支承は図-7(a)に示すmodel1の組み合わせとしている. 同様にcase1-2L及びcase1-3Lでの各支承の履歴特性は, G1支承のみ図-7(e)に示すmodel5, 図-7(f)に示すmodel6とする. case1-2Lでのその他の支承は図-7(b)に示すmodel2, case1-3Lでのその他の支承は図-7(c)に示すmodel3の組み合わせとしている. また, case2-1L~case2-3Lでは支承の破断による剛性の低下を考慮する支承をG1支承

及びG2支承の2基とし, 全支承のうち50%が破断すると仮定している. 同様に, case3-1L~case3-3Lでは支承の破断による剛性の低下を考慮する支承をG1支承, G2支承及びG3支承の3基とし, 全支承のうち75%が破断すると仮定している. また, 地震波を橋軸直角方向に入力するとき, 表-4に示すようにcase1-1T~case3-3Tの9ケースで解析を行った. このとき, 破断を考慮するゴム支承の位置及びゴム支承の履歴特性は表-3と同様にしている.

## 4. 解析結果

### (1) 破断の有無に関する検討

まず, モデルである3径間連続橋にType I地震動及びType II地震動を橋軸方向に入力し動的解析を行った. それぞれの地震動における破断の有無を確認したところ, Type I地震動では破断が確認されず, Type II地震動では複数の破断が確認された. そこでType II地震動を橋軸直角方向に入力し動的解析を行い, 橋軸方向との比較を

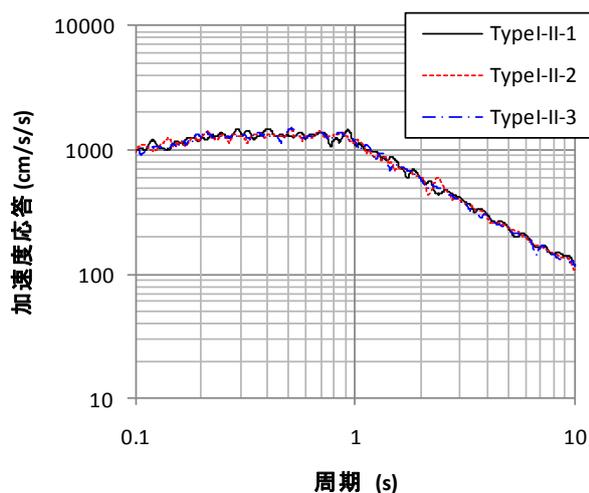


図-8 Type I地震動の加速度応答スペクトル

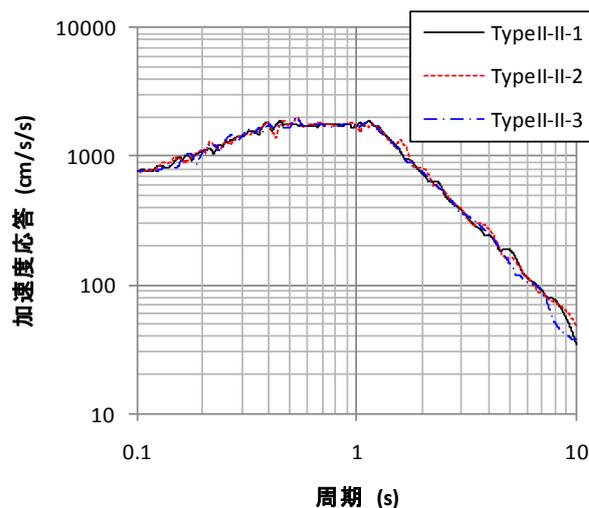


図-9 Type II地震動の加速度応答スペクトル

表-3 橋軸方向地震波入力時における解析ケースと各支承部の履歴特性の組み合わせ

|          | G1支承   | G2支承   | G3支承   | G4支承   |
|----------|--------|--------|--------|--------|
| case1-1L | model4 | model1 | model1 | model1 |
| case1-2L | model5 | model2 | model2 | model2 |
| case1-3L | model6 | model3 | model3 | model3 |
| case2-1L | model4 | model4 | model1 | model1 |
| case2-2L | model5 | model5 | model2 | model2 |
| case2-3L | model6 | model6 | model3 | model3 |
| case3-1L | model4 | model4 | model4 | model1 |
| case3-2L | model5 | model5 | model5 | model2 |
| case3-3L | model6 | model6 | model6 | model3 |

表-4 橋軸直角方向地震波入力時における解析ケースと各支承部の履歴特性の組み合わせ

|          | G1支承   | G2支承   | G3支承   | G4支承   |
|----------|--------|--------|--------|--------|
| case1-1T | model4 | model1 | model1 | model1 |
| case1-2T | model5 | model2 | model2 | model2 |
| case1-3T | model6 | model3 | model3 | model3 |
| case2-1T | model4 | model4 | model1 | model1 |
| case2-2T | model5 | model5 | model2 | model2 |
| case2-3T | model6 | model6 | model3 | model3 |
| case3-1T | model4 | model4 | model4 | model1 |
| case3-2T | model5 | model5 | model5 | model2 |
| case3-3T | model6 | model6 | model6 | model3 |

行った。代表例として特に破断が多く確認された TypeII-II-3 地震動入力時の破断の有無を以下に示す。橋軸方向入力時の結果を表-5、橋軸直角方向入力時の結果を表-6に示す。表-5より、P5~P7橋脚のバイリニア型(case1-2L, 2-2L, 3-2L)、トリリニア型(case1-3L, 2-3L, 3-3L)のケースでは破断に至らなかった。P5~P7橋脚の等価線形型及びP8橋脚の全ての解析ケースでは破断が確認された。ここで図-10(a), (b)に TypeII-II-3 地震動入力時の case1-2L における P6, P8 橋脚の橋脚頂部と橋桁の変位-時間関係を示す。また、同ケースの P6, P8 橋脚の G1 支承の時刻歴として図-11 にゴム変形量-時間関係、図-12 にばね反力-時間関係を示す。G1 支承の破断時における変位を確認するため横軸の時間は 0.00~7.00s とした。P8 橋脚の G1 支承が破断した時間である 4.49s をグラフ中の赤の破線で示している。図-10 を比較すると橋桁は P6 橋

脚と P8 橋脚で同じ挙動を示しているが、橋脚頂部は橋脚の断面や長さが違うため異なる挙動を示している。この挙動の違いにより、P8 橋脚で支承の変形が増大し破断が生じたと考えられる。P6 橋脚では図-11 から分かるように支承に大きな変形は生じていない。このような理由から、その他の橋脚では破断に至らなかったと考えられる。また、図-12 より、P8 橋脚 G1 支承では破断後ばね反力が 0 になることも確認できる。

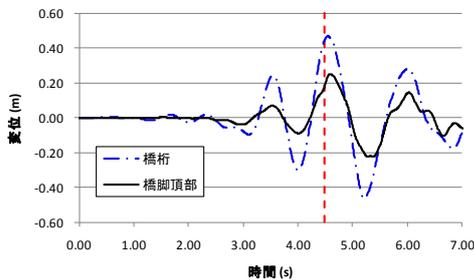
次に表-6 より、橋軸直角方向入力時は P7 橋脚の破断を考慮する支承割合が 50%及び 75%のときのトリリニア型の解析ケース(case2-3T, 3-3T)では破断に至らなかった。P5 橋脚、P6 橋脚及び P8 橋脚の全ての解析ケースと P7 橋脚の破断を考慮する支承割合が 50%及び 75%のときのトリリニア型の解析ケースを除いた全てのケースでは破断が確認された。

表-5 TypeII-II-3地震動橋軸方向入力時の破断の有無 (破断無:○ 破断有:×)

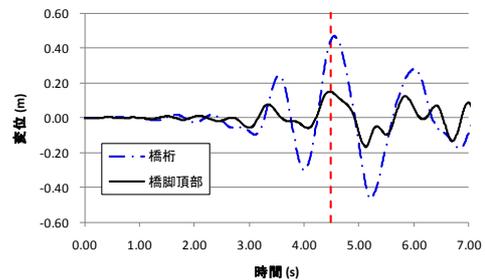
|          | P5橋脚 | P6橋脚 | P7橋脚 | P8橋脚 |
|----------|------|------|------|------|
| case1-1L | ×    | ×    | ×    | ×    |
| case1-2L | ○    | ○    | ○    | ×    |
| case1-3L | ○    | ○    | ○    | ×    |
| case2-1L | ×    | ×    | ×    | ×    |
| case2-2L | ○    | ○    | ○    | ×    |
| case2-3L | ○    | ○    | ○    | ×    |
| case3-1L | ×    | ×    | ×    | ×    |
| case3-2L | ○    | ○    | ○    | ×    |
| case3-3L | ○    | ○    | ○    | ×    |

表-6 TypeII-II-3地震動橋軸直角方向入力時の破断の有無 (破断無:○ 破断有:×)

|          | P5橋脚 | P6橋脚 | P7橋脚 | P8橋脚 |
|----------|------|------|------|------|
| case1-1T | ×    | ×    | ×    | ×    |
| case1-2T | ×    | ×    | ×    | ×    |
| case1-3T | ×    | ×    | ×    | ×    |
| case2-1T | ×    | ×    | ×    | ×    |
| case2-2T | ×    | ×    | ×    | ×    |
| case2-3T | ×    | ×    | ○    | ×    |
| case3-1T | ×    | ×    | ×    | ×    |
| case3-2T | ×    | ×    | ×    | ×    |
| case3-3T | ×    | ×    | ○    | ×    |

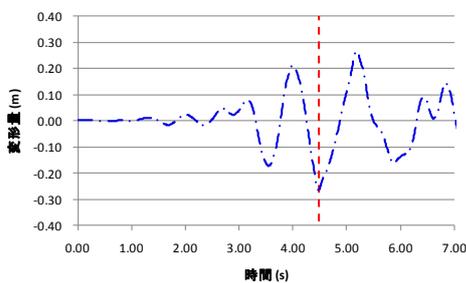


(a) P6橋脚

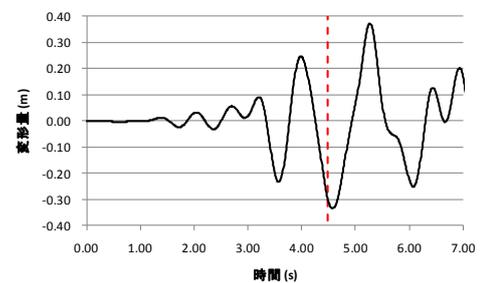


(b) P8橋脚

図-10 変位-時間関係(TypeII-II-3入力時のcase1-2L)

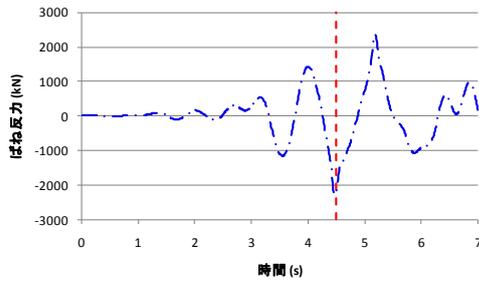


(a) P6橋脚

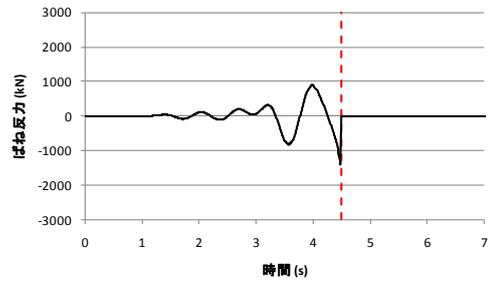


(b) P8橋脚

図-11 G1支承ゴム変形量-時間関係(TypeII-II-3入力時のcase1-2L)

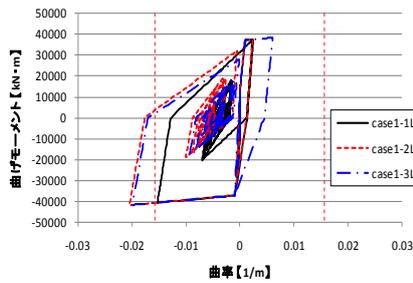


(a) P6橋脚

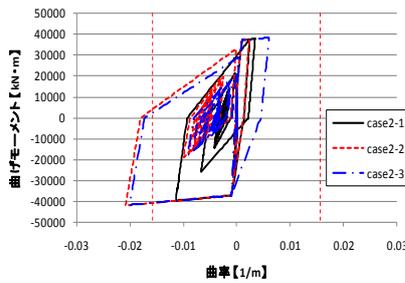


(b) P8橋脚

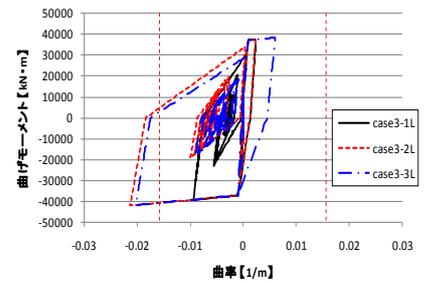
図-12 G1 支承ばね反力-時間関係(TypeII-II-3入力時のcase1-2L)



(a) case1-1L~case1-3L

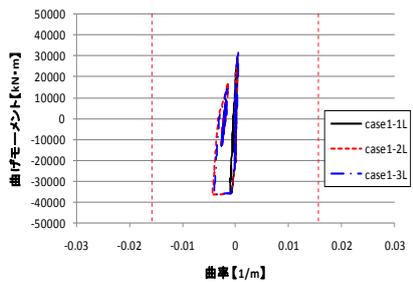


(b) case2-1L~case2-3L

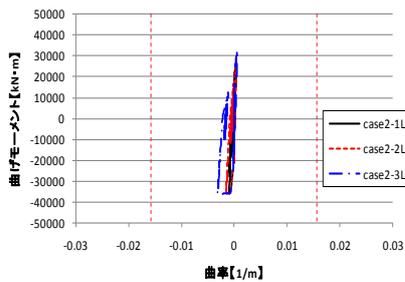


(c) case3-1L~case3-3L

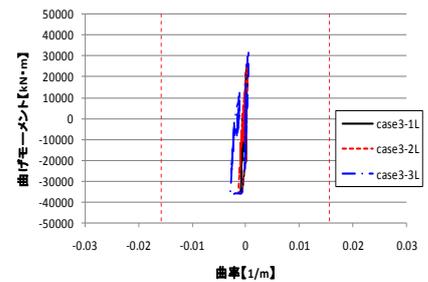
図-13 P6橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係(TypeII-II-3入力時)



(a) case1-1L~case1-3L



(b) case2-1L~case2-3L



(c) case3-1L~case3-3L

図-14 P8橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係(TypeII-II-3入力時)

## (2) 橋脚基部の損傷状況

図-13(a)-(c)にTypeII-II-3地震動橋軸方向入力時の各解析ケースでのP6橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係を各橋脚で破断を考慮するゴム支承割合ごとに示す。TypeII地震動における橋脚基部の許容曲率は0.0157/mでありグラフ中に赤の破線で示している。各解析ケースの等価線形型は許容曲率を超えていないが、バイリニア型及びトリリニア型は許容曲率を超えていることが分かる。4.(1)の結果から等価線形型では破断に至り、非線形型では破断に至らなかった。この非線形型では、ハードニング現象によって剛性が高くなることで変位が抑制されるという特性によって破断に至らなかったと考えられる。以上より非線形型では支承部での荷重が大きくなるため、そのエネルギーが下部構造に影響を及ぼし許容曲率を超えたと考えられる。

図-14(a)-(c)に TypeII-II-3 地震動橋軸方向入力時の各解析ケースでの P8 橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係を各橋脚で破断を考慮するゴム支承割合ごとに示す。

TypeII 地震動における橋脚基部の許容曲率は 0.0157/m でありグラフ中に赤の破線で示している。こちらは対象橋梁の架け違い部であるため支承部も破断が生じやすい。そのため、破断後荷重は 0 となり下部構造に与える影響も少ない。よって図-14 に示すような全ての解析ケースにおいて許容曲率を超えないという結果が得られたと考えられる。

## (3) 橋軸方向地震波入力時の道路橋の地震波挙動

### a) ゴム支承の履歴

図-15(a)-(c)に TypeII-II-3 地震動橋軸方向入力時の各解析ケースでの P5 橋脚 G1 支承の荷重-変位関係を各橋脚で破断を考慮するゴム支承割合ごとに示す。図-15 より、等価線形型の履歴特性を持つ解析ケースでは破断を考慮する支承割合の相違に関係なくすべてのケースで破断が確認された。

一方で、バイリニア型及びトリリニア型の履歴特性を持つ解析ケースでは破断に至らず、剛性が高くなって

るのが確認された。ハードニング現象によるバイリニア型及びトリリニア型は剛性が高くなることで変位が抑制されるという特性によって破断に至らなかったと考えられる。

図-16(a)~(c)にTypeII-II-3地震動橋軸方向入力時の各解析ケースでのP7橋脚G1支承の荷重-変位関係を各橋脚で破断を考慮するゴム支承割合ごとに示す。図-16より、図-15と同様に等価線形型で破断が確認され、一方でバイリニア型及びトリリニア型では破断に至らなかった。この結果より、各橋脚で破断を考慮する支承割合に関わらず、各ゴム支承の履歴特性をハードニング現象を考慮したバイリニア型及びトリリニア型の組み合わせとしたケースではTypeII-II-3地震動を橋軸方向に入力した場合、P5橋脚及びP7橋脚は破断まで至らないことが確認された。また図-15及び図-16のcase1-1L, case2-1L及びcase3-1Lより、破断を考慮する支承割合を増大するとそれに伴い破断後の変位が増大していくことが確認された。

#### b) ゴム支承の最大応答変位

図-17(a)~(c)に各橋脚G1支承の橋軸方向最大応答変位を各橋脚で破断を考慮する支承割合ごとに示し、ゴム支承の履歴特性が橋軸方向最大応答変位に与える影響について検討する。図-17(a)より、各橋脚で破断を考慮する支承割合が25%のとき、G1支承の橋軸最大応答変位が最大となるのはcase1-1LでのP8橋脚で0.482m、最小となるのはcase1-3LでのP7橋脚で0.214mである。また、各橋脚のゴム支承の組み合わせが等価線形型からバイリニア型、トリリニア型となるのに従って各橋脚G1支承の橋軸方向最大応答変位が小さくなることが確認された。

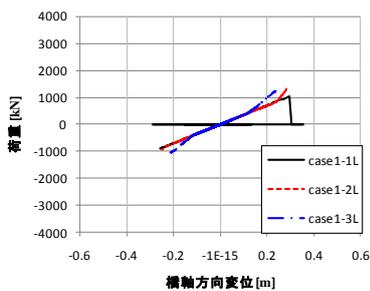
次に図-17(b)より、各橋脚で破断を考慮する支承割合が50%のとき、G1支承の橋軸方向最大応答変位が最大となるのはcase2-1LでのP8橋脚で0.547m、最小となるのはcase2-3LでのP7橋脚で0.214mである。また、図-17(a)と同様に各橋脚のゴム支承の履歴特性の組み合わせが等価線形型からバイリニア型、トリリニア型となるのに従って各橋脚G1支承の橋軸最大応答変位が小さくなることが確認された。

さらに図-17(c)より、各橋脚で破断を考慮する支承割合が75%のとき、G1支承の橋軸方向最大応答変位が最大となるのはcase3-1LでのP8橋脚で0.663m、最小となるのはcase3-3LでのP7橋脚で0.214mである。また、図-17(a), (b)と同様に各橋脚のゴム支承の履歴特性の組み合わせが等価線形型からバイリニア型、トリリニア型となるのに従って各橋脚G1支承の橋軸方向最大応答変位が小さくなることが確認された。

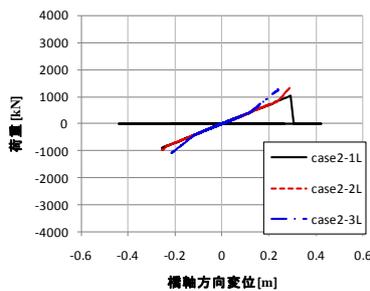
#### (4) 橋軸直角方向地震波入力時の道路橋の挙動

##### a) ゴム支承の履歴

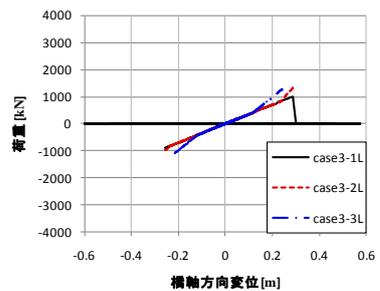
図-18(a)~(c)にTypeII-II-3地震動橋軸直角方向入力時の各解析ケースでのP5橋脚G1支承の荷重-変位関係を各橋脚で破断を考慮するゴム支承割合ごとに示す。また、図-19(a)~(c)にTypeII-II-3地震動橋軸直角方向入力時の各解析ケースでのP7橋脚G1支承の荷重-変位関係を各橋脚で破断を考慮するゴム支承割合ごとに示す。図-18(a)~(c)より、全ケースでのP5橋脚G1支承の破断が確認された。次に図-19(a)~(c)より、破断を考慮する支承割合を50%及び75%とし、履歴特性がトリリニア型の組み



(a) case1-1L~case1-3L

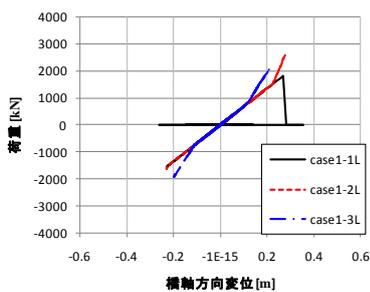


(b) case2-1L~case2-3L

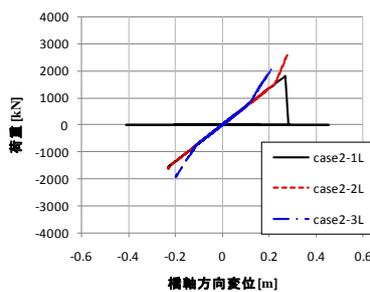


(c) case3-1L~case3-3L

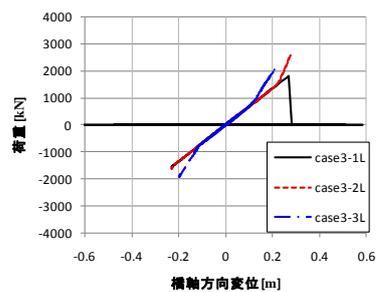
図-15 P5橋脚G1支承の荷重-変位関係



(a) case1-1L~case1-3L



(b) case2-1L~case2-3L



(c) case3-1L~case3-3L

図-16 P7橋脚G1支承の荷重-変位関係

合わせのときを除いた全ての解析ケースで破断が確認された。TypeII-3地震動を橋軸方向に入力した場合、各ゴム支承の履歴特性をハードニング現象を考慮したバイリニア型及びトリリニア型の組み合わせとしたケースでは、P5橋脚及びP7橋脚は破断まで至らないことが確認された。このことから、地震波の入力方向を橋軸方向から橋軸直角方向に変化させると荷重の伝わり方が変化しハードニング現象を考慮したバイリニア型及びトリリニア型にも多大な影響が与えられると考えられる。従って、橋軸方向に比べて橋軸直角方向では破断に至る解析ケースがより多いと考えられる。

b) ゴム支承の最大応答変位

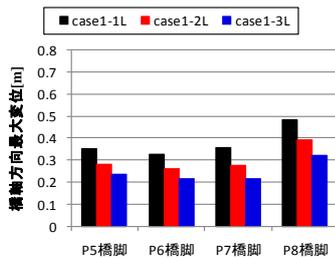
図-20(a)-(c)には各橋脚G1支承の橋軸直角方向最大応答変位を各橋脚で破断を考慮する支承割合ごとに示し、ゴム支承の履歴特性が橋軸直角方向最大応答変位に与える影響について検討する。

図-20(a)より、各橋脚で破断を考慮する支承割合が25%のとき、G1支承の橋軸直角最大応答変位が最大となる

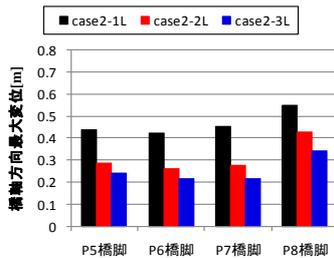
のはcase1-1TでのP8橋脚で0.479m、最小となるのはcase1-3TでのP7橋脚で0.390mである。また、各橋脚のゴム支承の組み合わせが等価線形型からバイリニア型、トリリニア型となるのに従って各橋脚G1支承の橋軸直角方向最大応答変位がわずかながら小さくなることを確認された。

次に図-20(b)より、各橋脚で破断を考慮する支承割合が50%のとき、G1支承の橋軸直角方向最大応答変位が最大となるのはcase2-1TでのP8橋脚で0.572m、最小となるのはcase2-3TでのP7橋脚で0.276mである。また、図-20(a)と同様に各橋脚のゴム支承の履歴特性の組み合わせが等価線形型からバイリニア型、トリリニア型となるのに従って各橋脚G1支承の橋軸直角最大応答変位が小さくなることを確認された。

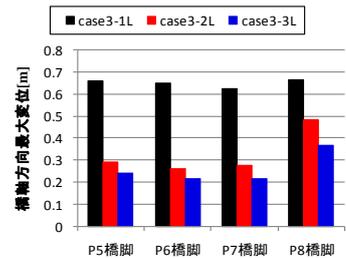
さらに図-20(c)より、各橋脚で破断を考慮する支承割合が75%のとき、G1支承の橋軸直角方向最大応答変位が最大となるのはcase3-1TでのP8橋脚で0.743m、最小となるのはcase3-3TでのP7橋脚で0.274mである。また、図-



(a) 破断考慮支承割合 25%

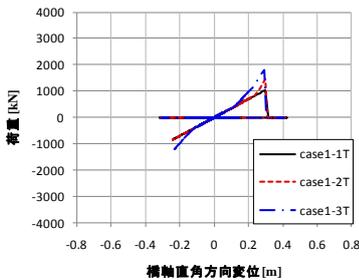


(b) 破断考慮支承割合 50%

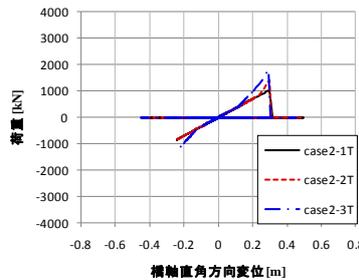


(c) 破断考慮支承割合 75%

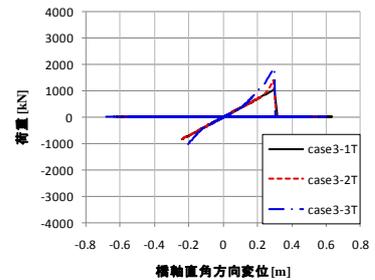
図-17 各橋脚で破断を考慮する支承割合ごとの各橋脚 G1 支承最大応答変位



(a) case1-1T~case1-3T

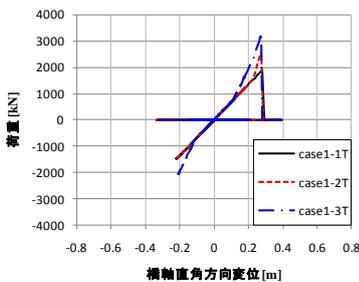


(b) case2-1T~case2-3T

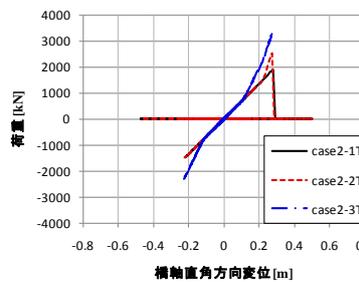


(c) case3-1T~case3-3T

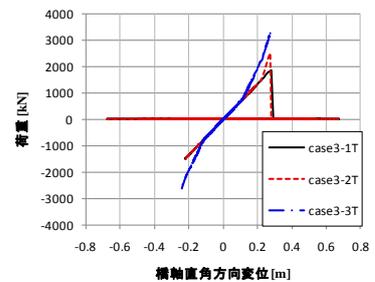
図-18 P5 橋脚 G1 支承の荷重-変位関係



(a) case1-1T~case1-3T



(b) case2-1T~case2-3T



(c) case3-1T~case3-3T

図-19 P7 橋脚 G1 支承の荷重-変位関係

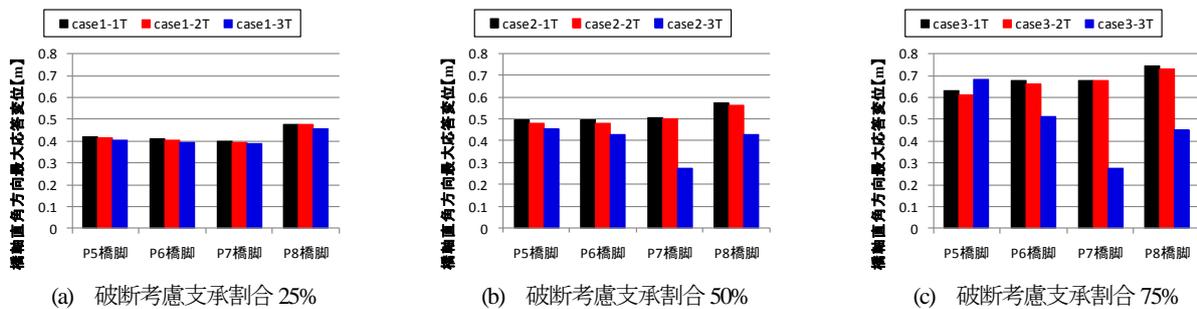


図-20 各橋脚で破断を考慮する支承割合ごとの各橋脚 G1 支承最大応答変位

20(a), (b)と同様にP6橋脚, P7橋脚及びP8橋脚のゴム支承の履歴特性の組み合わせが等価線形型からバイリニア型, トリリニア型となるのに従って各橋脚G1支承の橋軸方向最大応答変位が小さくなることが確認された. しかしP5橋脚はゴム支承の履歴特性の組み合わせがトリリニア型から等価線形型, バイリニア型となるのに従って橋軸直角方向最大応答変位が小さくなることが確認された.

図-20(a)-(c)を通して, 概ね各橋脚のゴム支承の履歴特性の組み合わせが等価線形型からバイリニア型, トリリニア型となるのに従って各橋脚G1支承の橋軸直角方向最大応答変位が小さくなることが確認された. また, 概ね橋軸直角方向最大応答変位が最大となるのは, 各橋脚のゴム支承の履歴特性が等価線形型の組み合わせの解析ケースでのP8橋脚G1支承であり, 最小となるのはトリリニア型の組み合わせの解析ケースでのP7橋脚ということも確認された.

以上より, G1支承の橋軸直角方向最大応答変位が最大となるパラメータの組み合わせは, P8橋脚で破断を考慮する支承割合が3基でゴム支承の履歴特性が等価線形型のときであり, 最小となるパラメータの組み合わせは, P7橋脚で破断考慮支承割合が75%でゴム支承の履歴特性がトリリニア型のときである. また, P7橋脚の解析ケースが破断支承割合が50%及び75%でトリリニア型のときG1支承橋軸直角方向最大応答変位が他の解析ケースに比べて小さいのは破断に至らなかったからであると考えられる.

なお, Type II地震動の残りの2波においても荷重-変位関係及び最大応答変位についてのグラフを作成したところ, 同様の傾向が確認された.

## 5. 結論

本研究では, 鋼 3 径間連続非合成鈹桁橋を対象に, 各橋脚において破断を考慮する支承割合及び支承の履歴特性をパラメータとして地震応答解析を行った. その結果より, ゴム支承の破断及びハードニング現象が道路橋の地震時挙動に与える影響について検討を行った. 本研究で得られた主な成果をまとめると以下ようになる.

- (1) ゴム支承のハードニング現象及び破断を考慮した 6 ケースの解析モデルの提案を行った.
- (2) ゴム支承の非線形型のモデル化に伴い, 支承の変形は抑制されるが, 逆に復元力の増大により橋脚基部には大きな負荷がかかる. その結果, 非線形型で最大応答曲率が許容応答曲率を超え, 塑性化が進展することが明らかとなった.
- (3) 地震波の入力方向に関わらず支承の最大変位は, ゴム支承の履歴特性が等価線形型からバイリニア型, トリリニア型となるのに従って小さくなることが確認され, 破断を考慮する支承割合が増えるに従って大きくなることが明らかになった.

## 参考文献

- 1) 曾田信雄, 山田金善, 木水隆夫, 広瀬剛, 鈴木基行: 東北地方太平洋地震により破断した積層ゴム支承の性能試験, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.516-526, 2013.
- 2) (社)日本道路協会: 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料, 1995.
- 3) 松田泰治, 崔準祐, 鶴野禎史, 朝倉康信, 小南 雄一郎, 秋永裕貴: ゴム支承の破断を考慮した道路橋の地震時挙動評価に関する研究, 土木学会論文集 A1, vol70, No.4, pp.796-809, 2014.
- 4) (社)日本道路協会: 道路橋支承便覧, pp.96, 2004.
- 5) 鶴野禎史, 森重行雄, 今井隆, 竹之内勇: 天然ゴム系ゴム支承のせん断変形性能, 第 2 回免震・制震コロキウム講演論文集, pp.143-148, 2000.
- 6) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.
- 7) 株式会社アーク情報システム: TDAPIII理論説明書 バージョン 3.04, 2012.
- 8) 宇野州彦, 松田泰治, 大塚久哲: ゴム支承を用いた反力分散構造の減衰評価に関する一考察, 第8回地震保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.61-68, 2005.

# RESEARCH ON ULTIMATE BEHAVIOR OF HIGHWAY BRIDGE WITH RUBBER BEARING

Taiji MAZDA, CHOI Joon-Ho, Yoshifumi UNO, Yasunobu ASAKURA,  
Yuichiro KOMINAMI and Yuta NAKAHARA

The 2011 earthquake of the Pacific coast of Tohoku occurred on March 11<sup>th</sup>. Several natural rubber bearings of the viaduct in Tohoku district were fractured due to this earthquake. This type of damage was the first experienced in Japan. In this research, a three span continuous plate girder bridge with reinforced concrete piers was selected as a structure for examination. Natural rubber bearings were set up on the top of each pier. A fracture model of the natural rubber bearing was proposed in this research. Dynamic response analysis of the highway bridge considering the hardening and the fracture of the natural rubber bearing was conducted using T-DAP III. The observed record of the nearest point to the damaged highway bridge in Sendai was selected as seismic input motion. From the results of the dynamic analysis of the highway bridge, an increase of relative displacement in the natural rubber bearing, depending on the fractured bearing was confirmed in longitudinal direction. The possibility of a fracture progress of the natural rubber bearings was verified. And transversal direction, the rotational motion of the girder occurred after the fracture of natural rubber bearings. From these results, the response of the highway bridge considering hardening and fracture of natural rubber bearing was made clear.