

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

松田 泰治¹・崔 準祐²・鶴野 禎史³・
朝倉 康信⁴・小南 雄一郎⁵・秋永 裕貴⁶

¹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

²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

³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

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

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

⁶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:125d8802@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は多くの構造物に甚大な被害を与えた。このとき、東北地方および関東地方の広域で被害が生じ、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、地震時水平力分散型ゴム支承（以下、ゴム支承と称す）の破断が生じた。ゴム支承が地震により破断に至った例はこれまで皆無である。既往の橋梁設計時にはゴム支承はバネ要素により等価線形でモデル化されており、ゴム支承の材料の特性に基づくハードニングおよびゴム支承の破断といった現象は考慮されていない。本研究では、ゴム支承のハードニングおよび破断といった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評価法について検討を行った。

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

1. はじめに

これまで、既往の道路橋の多くで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箇所固定支承を設置し、その1箇所の固定支承で地震時の上部工の慣性力の負担する構造である。平成7年に発生した兵庫県南部地震では、固定支承に慣性力が集中し、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時の上部工の慣性力を分散させる地震時水平力分散構造方式の採用が増加し¹⁾、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と鋼板を交互に重ね接着し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なり、水平方向に対する剛性は柔らかく、地震時に上部工の慣性力を分散させる役割を果たしている。

平成23年3月11日に東北地方太平洋沖地震が発生し、多くの構造物に甚大な被害を与えた。その際、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およ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基および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基および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基およびPC4径間連続中空床版のP26支点上2基の計3基が破断した。さらに4月7日の余震で、P29、P30L、P30R、P31上の8基が破断した²⁾。

これまでに新耐震設計で設けられたゴム支承が地震時

に破断した例はない。従来の設計では解析時にゴム支承の破断は想定されておらず、ゴム支承はバネ要素により等価線形でモデル化されている。また、ゴム支承はゴム材料のハードニングが生じ、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。このようなゴム支承を用いた道路橋の地震時挙動を評価するためには、ゴム支承のハードニングおよび破断といった終局状態を考慮することが重要と考えられる。

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の数およ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実施し、ゴム支承のハードニングおよ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。

2. ゴム支承の概要および対象橋梁

(1) ゴム支承の概要

図-1に積層ゴム支承の構造を示す。積層ゴム支承はゴムシートと鋼板が互層となって接着されている。鉛直荷重に対しては、接着された上下面の鋼板のため、ゴムの膨張は制限され、圧縮方向のみかけの縦弾性係数が増大する。そのため、鉛直剛性が高く上部構造の荷重を支えることができる。また、中間鋼板はゴムの水平方向の変



図-1 積層ゴム支承の構造

形を拘束することはなく、積層ゴム支承のせん断弾性係数はゴム材料の特性で定まる。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は式(1)で表されている³⁾。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。

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

ここで、 $G(\gamma)$ ：ゴム材質野せん断弾性係数

A_e ：ゴム支承のせん断面積

t_e ：ゴム支承の総厚

(2) 対象橋梁

対象橋梁は図-3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。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および水平方向に対

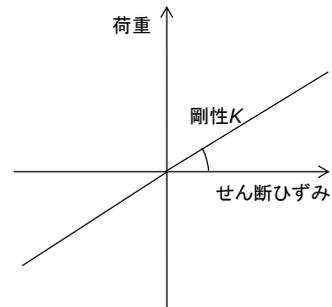


図-2 積層ゴム支承の等価線形モデル

表-1 各橋脚のゴム支承のゴム総厚、寸法およびばね定数（1基あたり）

	P5 橋脚	P6 橋脚	P7 橋脚	P8 橋脚
ゴム総厚 (mm)	120	112	112	120
寸法 (mm ²)	500×700	700×900	700×900	500×700
ばね定数 (kN/m)	3500	6750	6750	3500

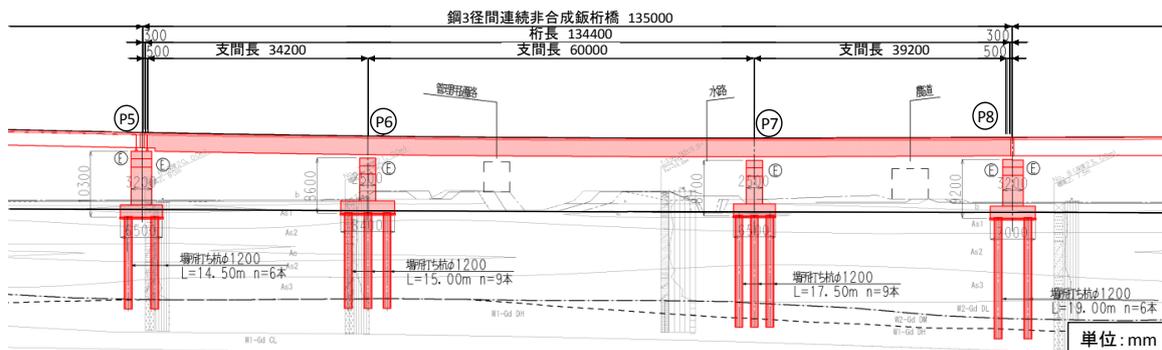


図-3 対象橋梁（鋼3径間連続非合成鈹桁橋）

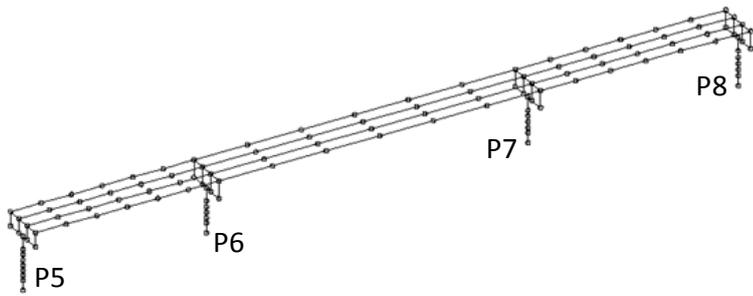


図-4 解析モデル

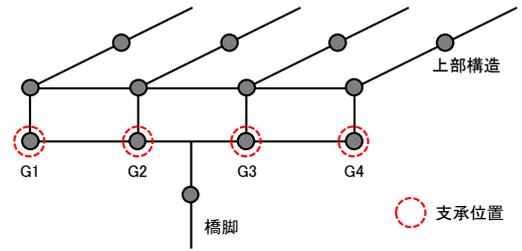


図-5 各橋脚の支承部の位置

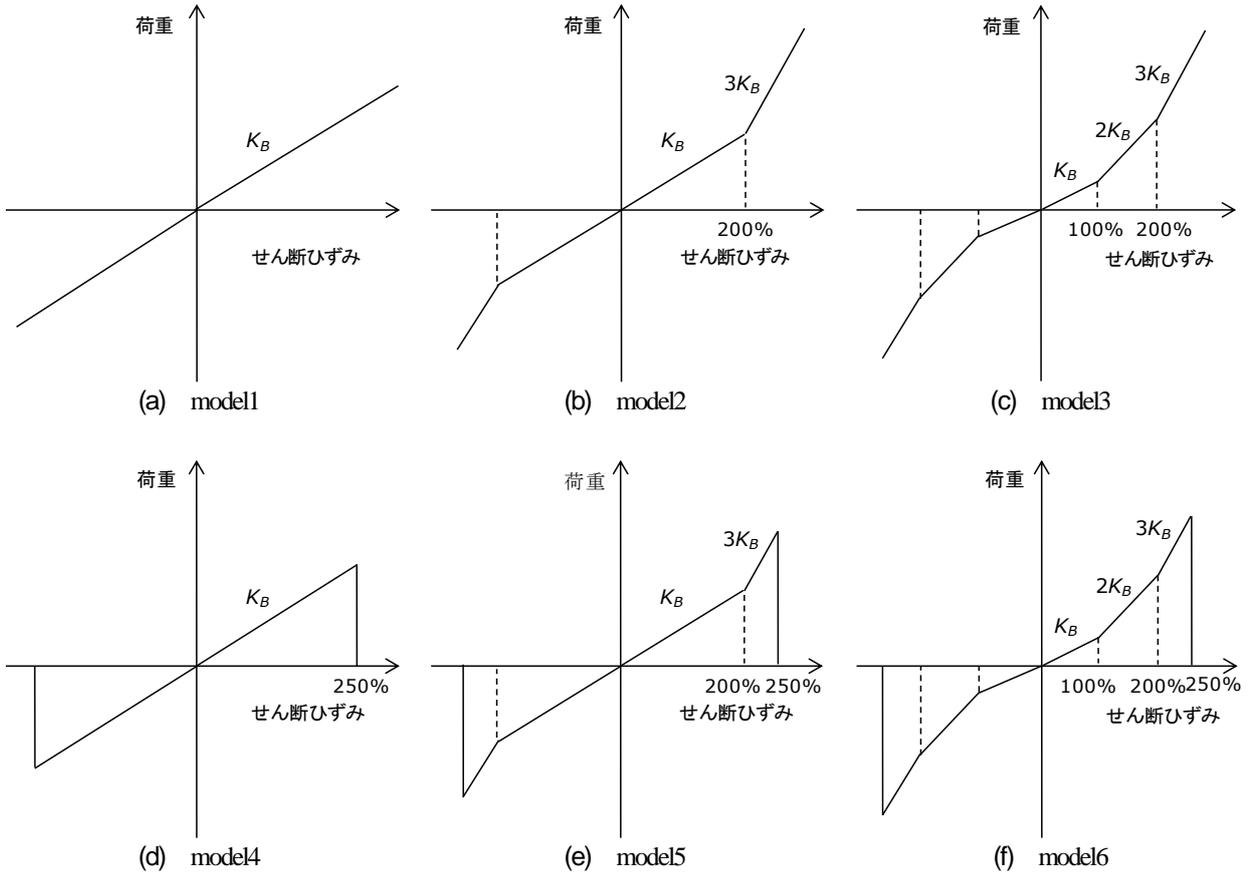


図-6 ゴム支承の履歴特性

するばね定数（初期剛性）を表-1に示す。P5、P8橋脚は架け違い部となるためゴム支承の形状はP6、P7支承と異なる。ゴム支承部間隔は（主桁間隔）は2.7mである。

3. 解析モデルおよび解析概要

(1) 解析モデル

解析モデルは、図-3に示した対象橋梁である鋼3径間連続非合成鉄桁橋に基づく骨組み解析モデルである。解析モデルを図-4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⁴⁾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。各部材の減衰定数は桁を2%、橋脚を5%、基礎を20%とした。また、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装置が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-4に示す解析モデル中の各橋脚にそれぞれ4基、全16基のゴム支承を用いた。図-5に各橋脚でのゴム支承の設置位置を示す。

また、ゴム支承はバネ要素によりモデル化されており、図-6(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-6(a)に示す model1はハードニン

グおよび破断を考慮しない等価線形型の履歴特性である。図-6(b), (c)に示すmodel2および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%で剛性が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-6(d), (e), (f)に示すmodel4, model5およびmodel6はゴム支承の破断を考慮した履歴特性である。model4, model5およびmodel6はそれぞれmodel1, model2および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、荷重がゼロ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。これらの図-6(a)~(f)各履歴特性は各支承の水平方向のばねに用いるものとし、他方向のばね要素の履歴特性は全て線形でモデル化している。

(3) 解析概要

時刻歴応答解析における解析方法は Newmark β 法 ($\beta=0.25$) による直接積分を適用し、時間刻みは 0.01 秒とした。入力地震動は、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震で仙台観測点（観測点コード：MYG013）の NS 方向において観測され、防災科学技術研究所により整備・運用されている K-NET が提供する地震動を 2 倍に引き延ばしたものをを用いる。最大加速度は 3018gal であり、入力方向は橋軸方向および橋軸直角方向とする。図-7(a), (b)に入力地震動の加速度時刻歴および加速度応答スペクトルを示す。

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⁵⁾。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。また、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。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直角一次モードのモード減衰である 10.4% とした。なお、本研究には、汎用構造解析プログラム TDAPIII[®]を使用した。

(4) 解析ケース

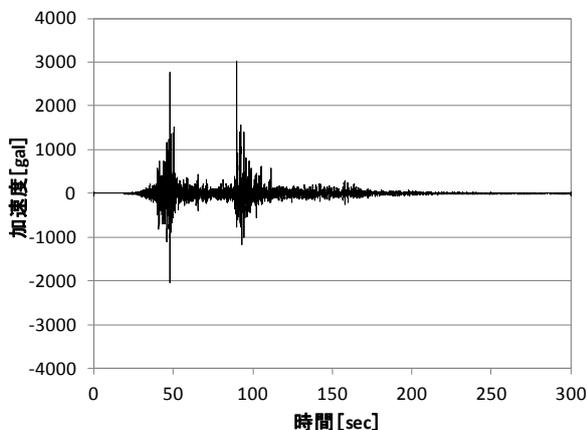
本研究では地震波を橋軸方向に入力するとき、表-2に示すような破断を考慮するゴム支承の位置およびゴム支承の履歴特性の異なる case1-1L~case3-1L の計 9 ケースで解析を行った。case1-1L~case1-3L では各橋脚の 4 基

表-2 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

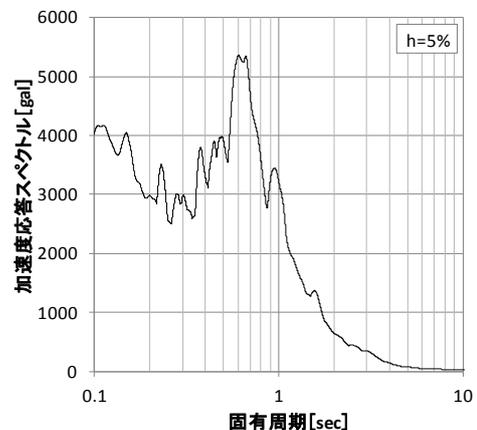
	G1 支承	G2 支承	G3 支承	G4 支承
case1-1L	model4	model1	model1	model1
case1-2L	model5	model2	model2	model2
case1-3L	model6	model3	model3	model3
case2-1L	model4	model4	model1	model1
case2-2L	model5	model5	model2	model2
case2-3L	model6	model6	model3	model3
case3-1L	model4	model4	model4	model1
case3-2L	model5	model5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

表-3 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



(a) 加速度波形



(b) 加速度応答スペクトル

図-7 入力地震波概要

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 支承のみとし、全支承のうち 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-6(a)に示す model1 としてその他の支承は図-6(d)に示す model4 の組み合わせとしている。case1-2L は図-6(b)に示す model2 と図-6(e)に示す model5 の組み合わせとしており、case1-3L では図-6(c)に示す model3 と図-6(f)に示す model6 の組み合わせとしている。また、case2-1～case2-3 では支承の破断による剛性の低下を考慮する支承を G1 支承および 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。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 支承および 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、case1-1T～case3-3T の計 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およびゴム支承の履歴特性は表-2 と同様にしてしている。

4. 橋軸方向地震波入力時の道路橋の地震時挙動

(1) ゴム支承の履歴

図-8(a)～(c)に各解析ケースでの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数ごとに示

す。また、図-9(a)～(c)には各解析ケースでのP7橋脚G1支承の荷重-変位関係を同様に示す。図-8より、case1-1L～case3-3Lの全解析ケースのP5橋脚G1支承において破断が確認される。しかし、図-9に示すP7橋脚G1支承においてはcase1-3、case2-3およびcase3-3ではゴム支承の破断は確認されない。このとき、P7橋脚G1支承のみではなく、P7橋脚において破断を考慮している全てのゴム支承で破断は確認されなかった。case1-3、case2-3およびcase3-3での各ゴム支承の履歴特性は図-6に示すゴム支承の履歴特性のうち、model3とmodel6のトリリニア型の履歴特性の組み合わせである。このことより、各橋脚で破断を考慮するゴム支承数に関わらず、各ゴム支承の履歴特性をトリリニア型の組み合わせとした解析ケースでは仙台NS地震波の2倍程度の地震動を入力地震動とした場合、P7橋脚のゴム支承は破断まで至らないことが確認された。

(2) ゴム支承の最大応答変位

図-10(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ゴム支承数ごとに示し、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-10(a)より、各橋脚で破断を考慮する支承が1基のとき、G1支承の橋軸方向最大応答変位が最大となるのはcase1-1LでのP8橋脚承で0.565m、最小と

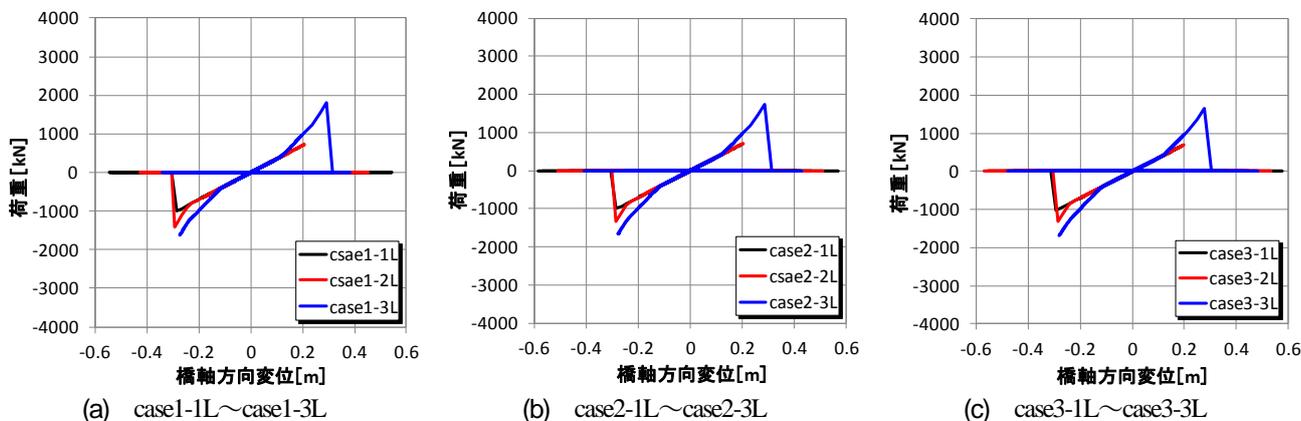


図-8 P5橋脚G1支承の荷重-変位関係

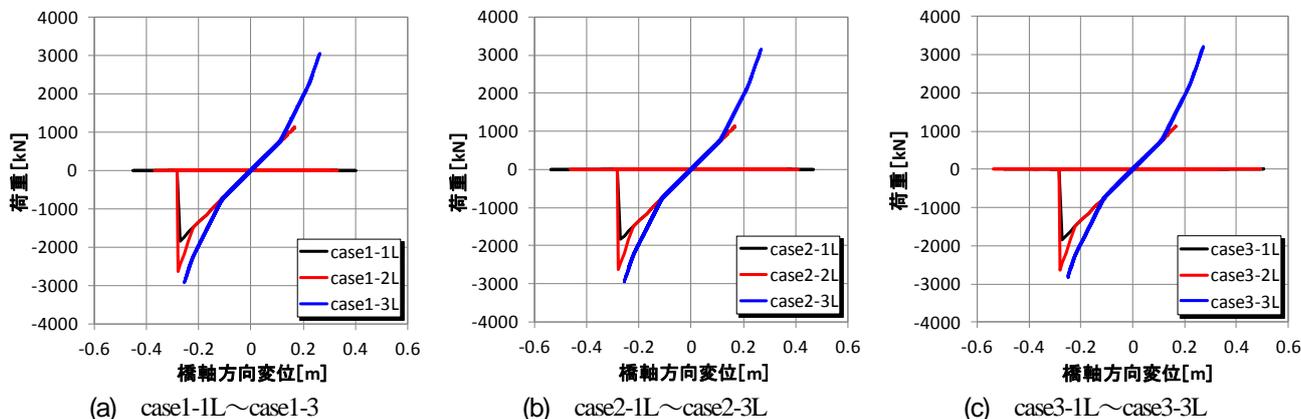


図-9 P7橋脚G1支承の荷重-変位関係

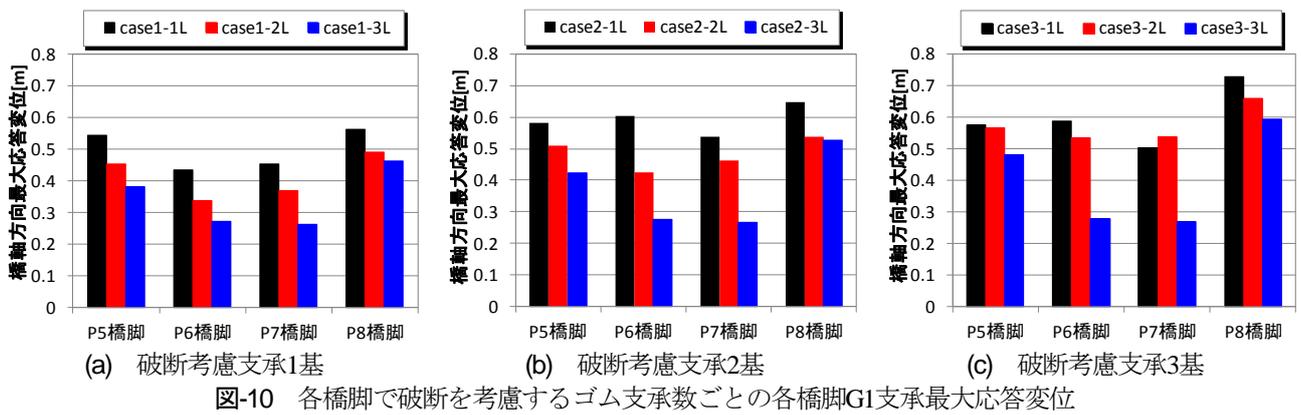


図-10 各橋脚で破断を考慮するゴム支承数ごとの各橋脚G1支承最大応答変位

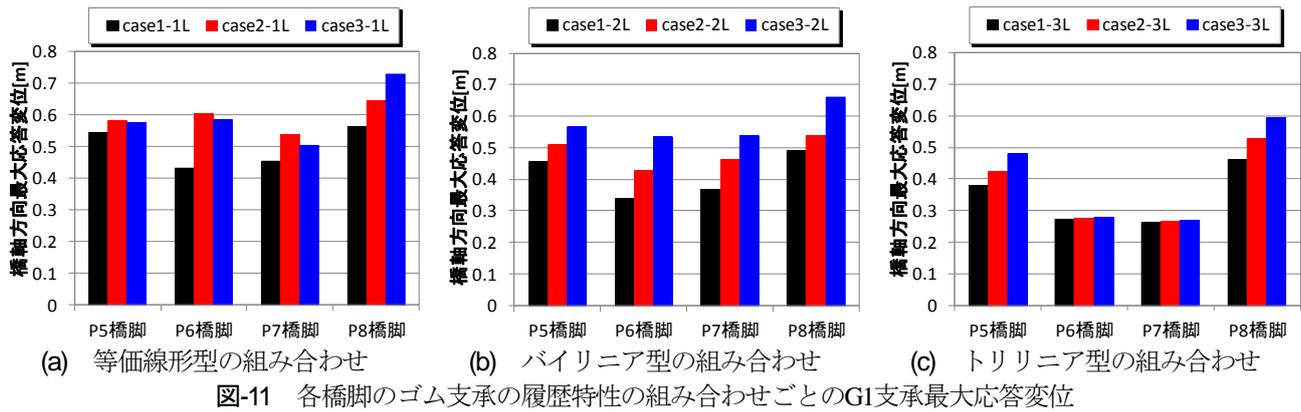


図-11 各橋脚のゴム支承の履歴特性の組み合わせごとのG1支承最大応答変位

なるのはcase1-3LでのP7橋脚で0.263mである。また、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る。次に図10-(b)より、各橋脚で破断を考慮する支承が2基のとき、G1支承の橋軸方向最大応答変位が最大となるのはcase2-1LのP8橋脚での0.646m、最小となるのはcase2-3のP7橋脚での0.267mである。また、図-10(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支承の橋軸方向最大応答変位が小さくなることが確認された。さらに図-10(c)より、各橋脚で破断を考慮する支承が3基のとき、G1支承の橋軸方向最大応答変位が最大となるのはcase3-1のP8橋脚での0.728m、最小となるのはcase3-2のP7橋脚での0.270mである。また、P7橋脚G1支承を除いて、図-10(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概ね確認された。また、図-10(a)~(c)のいずれの図においても、橋軸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。

図-11(a)~(c)に各橋脚G1支承の橋軸方向最大応答変位を各橋脚のゴム支承の履歴特性の組み合わせごとに示し、各橋脚で破断を考慮するゴム支承数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-11(a)より、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のP8橋脚での0.728m、最小となるのはcase1-1LのP6橋脚での0.434mである。P5橋脚、P6橋脚およびP7橋脚では各橋脚で破断を考慮する支承数が1基、3基、2基となるのに従ってG1支承の橋軸方向最大応答変位が大きくなることが確認される。しかし、P8橋脚では破断を考慮する支承数が1基、2基、3基と増えるのに従ってG1支承の橋軸方向最大応答変位が大きくなる。次に図-11(b)より、各橋脚のゴム支承の履歴特性がバイリニア型の組み合わせのとき、G1支承の橋軸方向最大応答変位が最大となるのはcase3-2LのP6橋脚での0.659m、最小となるのはcase1-2LのP6橋脚での0.338mである。また、図-10(a)と異なり、破断を考慮する支承数が1基、2基、3基と増えるのに従ってG1支承の橋軸方向最大応答変位が大きくなることが全橋脚で確認される。さらに、図-11(c)より、各橋脚のゴム支承の履歴特性がトリリニア型の組み合わせのとき、G1支承の橋軸方向最大応答変

位が最大となるのはcase3-3LのP8橋脚での0.593m, 最小となるのはcase1-3LのP7橋脚での0.263mである. また, 図-11(b)と同様に破断を考慮する支承数が1基, 2基, 3基と増えるのに従ってG1支承の橋軸方向最大応答変位が大きくなるのが全橋脚で確認される. このとき, P6橋脚およびP7橋脚においても破断を考慮する支承数が増えるのに従って橋軸方向最大応答変位は大きくなるが, 他の橋脚に比べて橋軸方向最大応答変位の増加幅は大きくない. 図-11(a)~(c)より, 図-11(b), (c)の全橋脚および図-11(a)のP8橋脚では破断を考慮する支承数が1基, 2基, 3基と増えるのに従ってG1支承の橋軸方向最大応答変位が大きくなることが確認された.

(3) 橋桁回転角時刻歴

図-12(a)~(i)に各解析ケースでの橋桁回転角時刻歴を

示す. また図-13(a)~(c)には, 図-12に示す橋桁回転角時刻歴の最大値の上位3ケースのcase3-2L, case2-2Lおよびcsae2-1Lにおいて最初に破断する支承に作用する荷重時刻歴を示す. 図-12(a)~(i)より, 橋桁回転角が最大となるのはcase3-2Lで 0.0875° , 最小となるのはcase1-3Lで 0.0191° である. 図-13(a)には, 橋桁回転角最大値が最大となるcase3-2Lにおいて最初に破断するP7橋脚G1支承に作用する荷重時刻歴を示し, 最大値は2639kNとなる. また, 図-13(b)には, 橋桁回転角時刻歴最大値が2番目に大きいcase2-2Lにおいて最初に破断するP7橋脚G1支承に作用する荷重時刻歴を示し, 最大値は2639kNとなる. 図-13(c)には, 橋桁回転角時刻歴が3番目に大きいcase2-2Lにおいて最初に破断するP7橋脚G1支承に作用する荷重時刻歴を示し, 最大値は1845kNとなる. 各橋脚で破断を考慮する支承数が同一のケース中で, 各支承の履歴

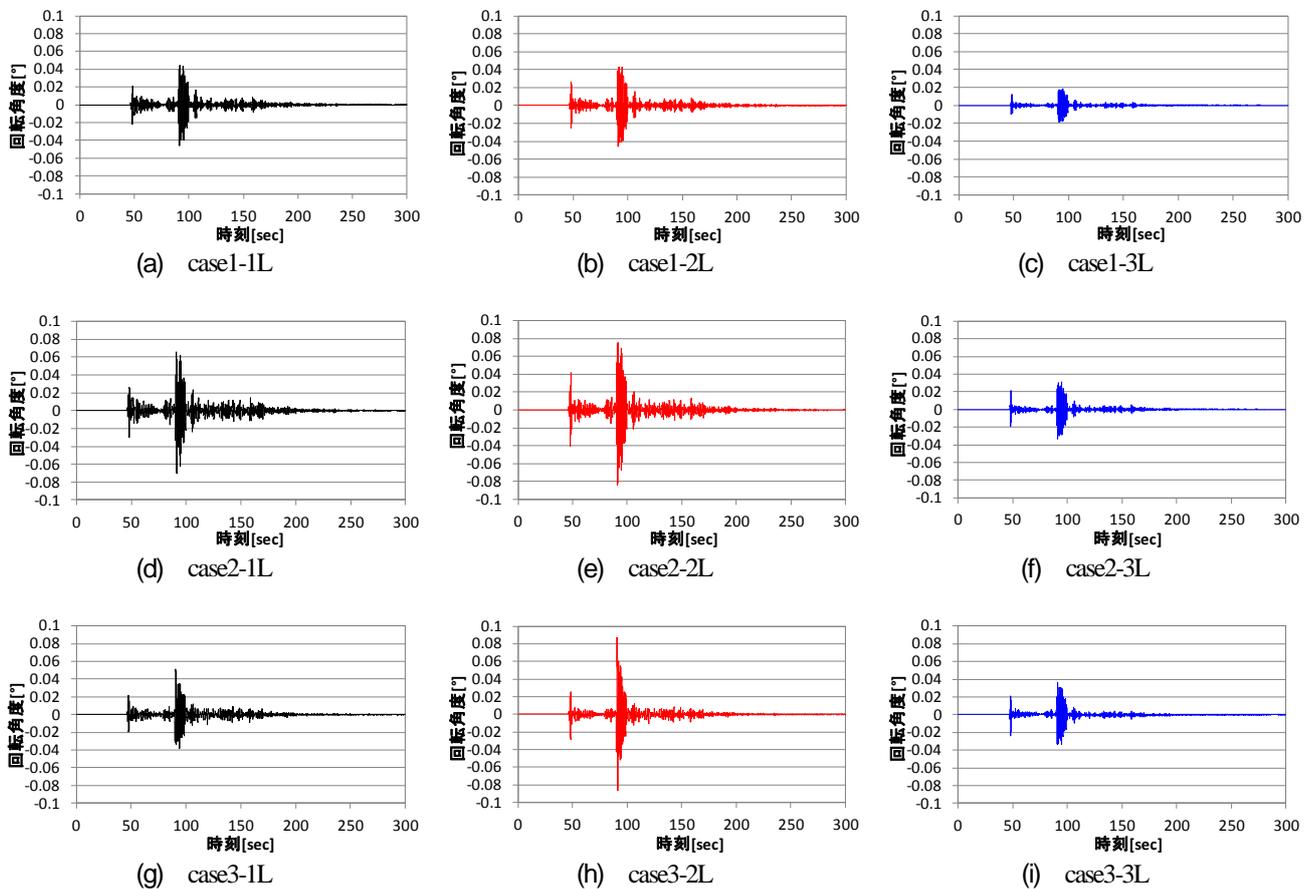


図-12 橋桁回転角時刻歴

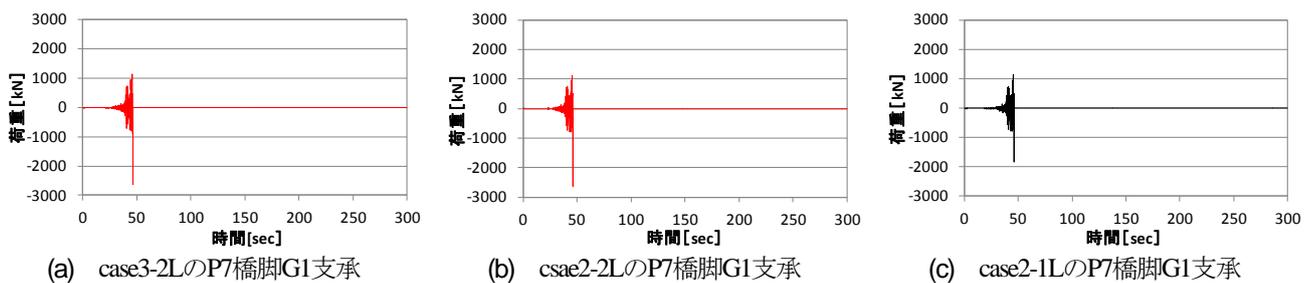


図-13 支承に作用する荷重時刻歴

特性がトリリニア型の組み合わせであるcase1-3L, case2-3Lおよびcase3-3Lが、それぞれ橋桁回転角の最大値が最小となった。case1-3L, case2-3Lおよびcase3-3Lは、P7橋脚およびP6橋脚のゴム支承は破断に至っておらず、橋桁回転角の小ささに影響してたと考えられる。また、図-13(a)~(c)と同ケースである図-12(h), (e)および(d)をそれぞれ比較すると、いずれも支承の破断により作用する荷重が低下した直後に橋桁回転角の増加が確認される。このことから、地震波を橋軸方向に入力したとき、橋桁の回転現象は支承の破断による作用する荷重の低下に起因していると考えられる。

5. 橋軸直角方向地震波入力時の道路橋の挙動

(1) ゴム支承の履歴

図-14(a)~(c)に橋軸直角方向に地震波を入力したときの各解析ケースでのP5橋脚G1支承の荷力-変位関係を示す。図-14より、全ケースでのP5橋脚G1支承においてゴム支承の破断が確認される。また図-15(a)~(c)には、P7橋脚G1支承の抵抗力-変位関係を示す。図-15(a)~(c)においても全ケースのP7橋脚G1支承においてゴム支承の破断が確認される。地震波を橋軸方向に入力した4章にお

いては、P5橋脚G1支承では全ケースで破断が確認され、P7橋脚G1支承ではcase1-3L, case2-3Lおよびcsae3-3Lのゴム支承の履歴特性がトリリニア型の組み合わせのケースのみ破断に至らなかった。このことより、地震波の入力方向が橋軸方向から橋軸直角方向へと変ったことで支承への荷重の伝わり方が変化したことでP7橋脚G1支承においても破断に至ったと考えられる。

(2) ゴム支承の最大応答変位

図-16(a)~(c)に、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数ごとに示し、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-16(a)より、各橋脚で破断を考慮する支承が1基のとき、G1支承の橋軸直角方向最大応答変位が最大となるのはcase1-3TのP5橋脚での0.595m、最小となるのはcase1-2TのP7橋脚での0.439mである。図-16(b)より、各橋脚で破断を考慮する支承が2基のとき、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のP5橋脚での0.650m、最小となるのはcase2-3TのP7橋脚での0.497mである。図-16(c)より、各橋脚で破断を考慮する支承が3基のとき、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のP5橋脚での0.800m、最小となるのはcase3-1TのP7橋脚での0.553mであ

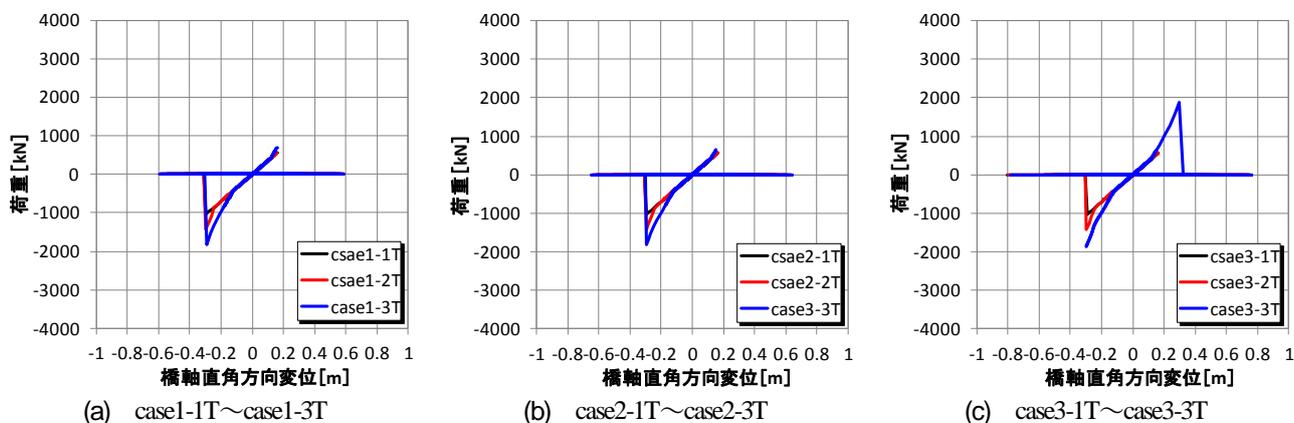


図-14 P5橋脚G1支承の荷重-変位関係

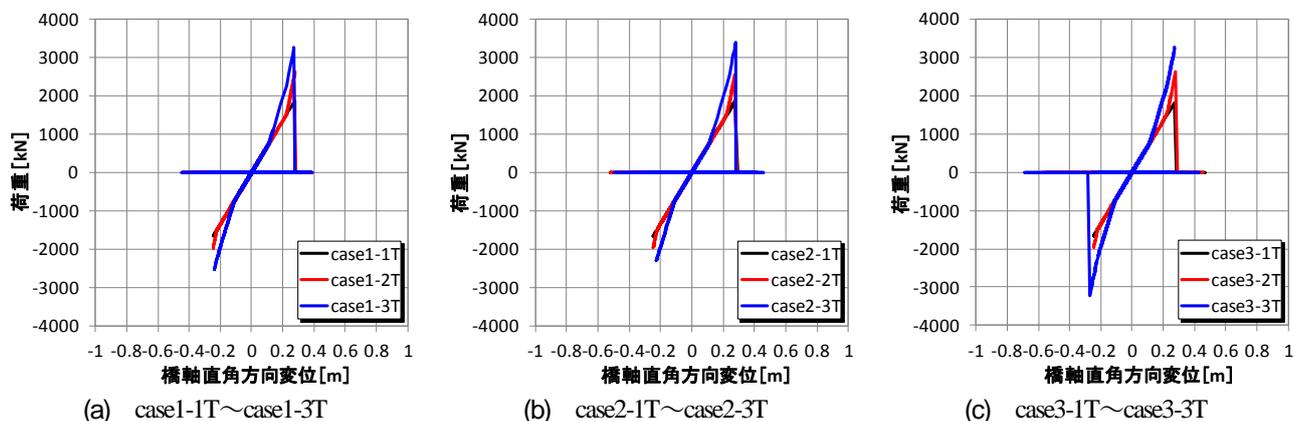


図-15 P7橋脚G1支承の荷重-変位関係

る。図-16(a)～(b)のいずれの図においてもG1支承の橋軸直角方向最大応答変位が最大となるのはP5橋脚で、最小となるのはP7橋脚となった。また、各橋脚においてゴム支承の履歴特性の組み合わせが変わっても橋軸直角方向最大応答変位に大きな差異が見られないことも確認された。

図-17(a)～(c)には、G1支承の橋軸直角方向最大応答変位をゴム支承の履歴特性の組み合わせごとに示し、各橋脚で破断を考慮するゴム支承数が橋軸直角方向応答変位に与える影響について検討を行う。図-17(a)より、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のP5橋脚での0.800m、最小となるのはcase2-1TのP7橋脚での0.450mである。P6橋脚を除いたP5橋脚、P7橋脚およびP8橋脚において、各橋脚で破断を考慮するゴム支承数が増えるのに従って橋軸直角方向最大応答変位が大きくなることが確認される。P6橋脚では、破断を考慮する支承数が1基、3基、2基の順で橋軸直角方向最大応答変位が大きくなる。次に図-17(b)より、各橋脚のゴム支承の履歴特性がバイリニア型の組み合わせのとき、G1支承の橋軸直角方向最大応答変位が最大となるのはcase3-2TのP5橋脚での0.797m、最小となるのはcase1-2TのP7橋脚での0.439mである。このとき、全橋脚において破断を考慮するゴム支承数が増えるのに従って橋軸直角方向最大応答変位が大きくなることが確認される。そして

図-17(c)より、各橋脚のゴム支承の履歴特性がトリリニア型の組み合わせのとき、橋軸直角方向最大応答変位が最大となるのはcase3-3TのP5橋脚での0.782m、最小となるのはcase1-3TのP6橋脚の0.450mである。この図においても、図-17(b)と同様に全橋脚で破断を考慮するゴム支承数が増えるのに従って橋軸直角方向最大応答変位が大きくなることが確認された。図-17(a)～(c)より、概ね各橋脚で破断を考慮するゴム支承数が増えるとG1支承の橋軸直角方向最大応答変位が大きくなるということがいずれの橋脚においても確認された。また、いずれの図においてもG1支承の橋軸直角方向最大応答変位が最大となるのは破断を考慮するゴム支承数を3基としたケースでのP5橋脚となり、最小となるのは破断を考慮する支承数が1基としたケースでのP7橋脚となった。

(3) 橋桁回転角時刻歴

図-18(a)～(j)に各ケースでの橋桁回転角時刻歴を示す。また図-19(a)～(c)には、図-18に示す橋桁回転角時刻歴の最大値の上位3ケースのcase3-3T、case3-2Tおよびcase3-1Tにおいて最初に破断する支承に作用する荷重時刻歴を示す。図-18(a)～(c)より、橋桁回転角が最大となるのはcase3-3Tで0.252°、最小となるのはcase2-2Tで0.0748°である。この値はそれぞれ、地震波を橋軸方向に入力したときよりも大きな値となっている。また、各橋脚で破断を考慮するゴム支承数が同数のケースにおいて、橋桁回

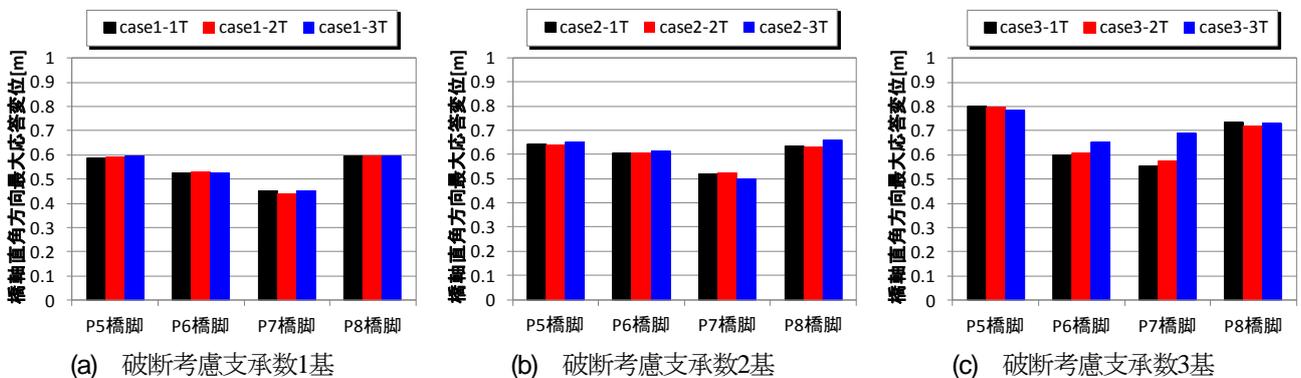


図-16 各橋脚で破断を考慮するゴム支承数ごとの各橋脚G1支承最大応答変位

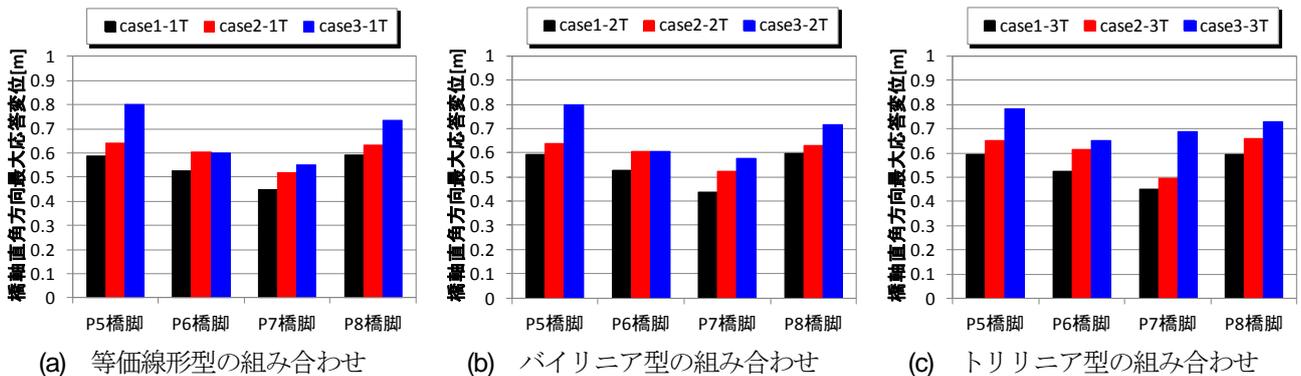


図-17 各橋脚のゴム支承の履歴特性の組み合わせごとのG1支承最大応答変位

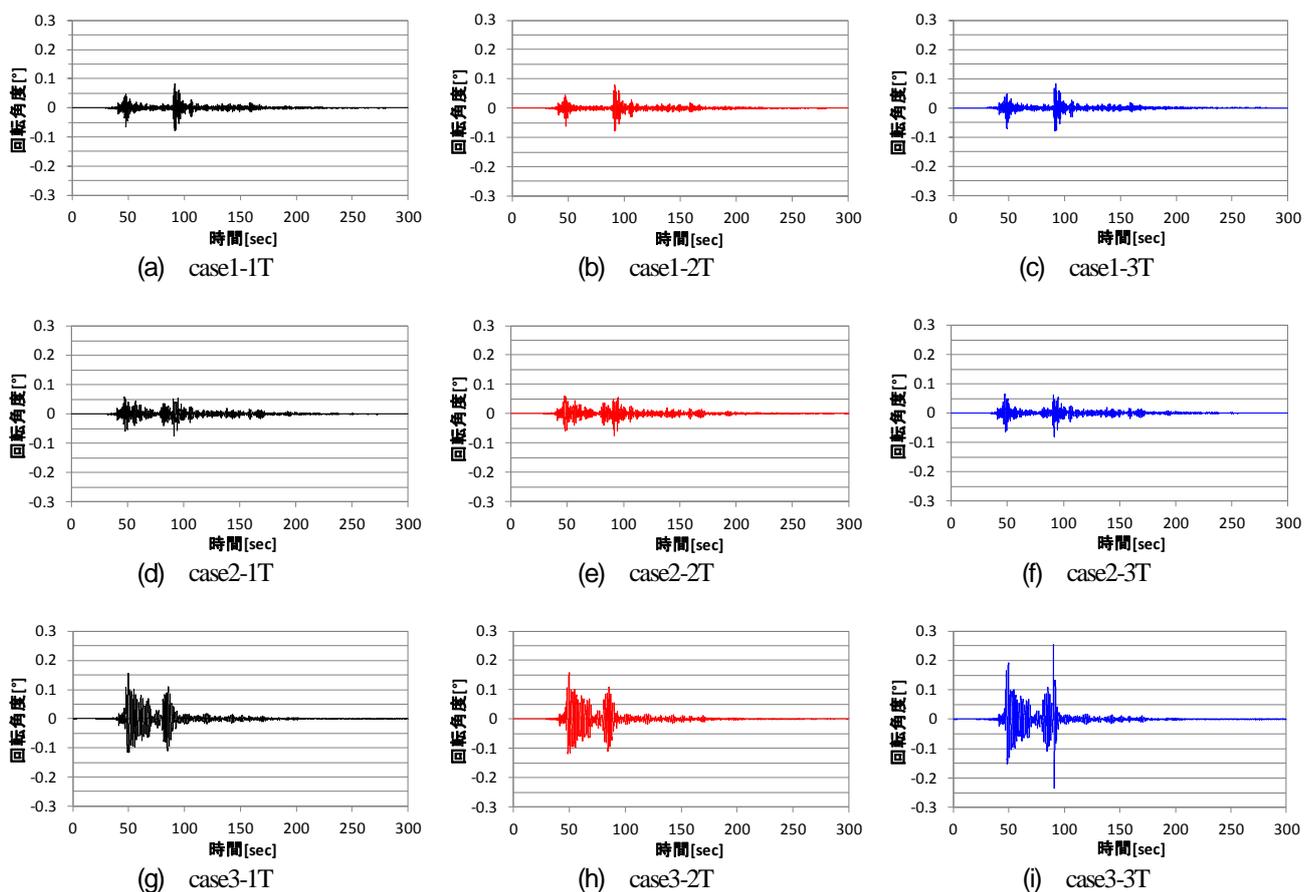


図-18 橋桁回転角時刻歴

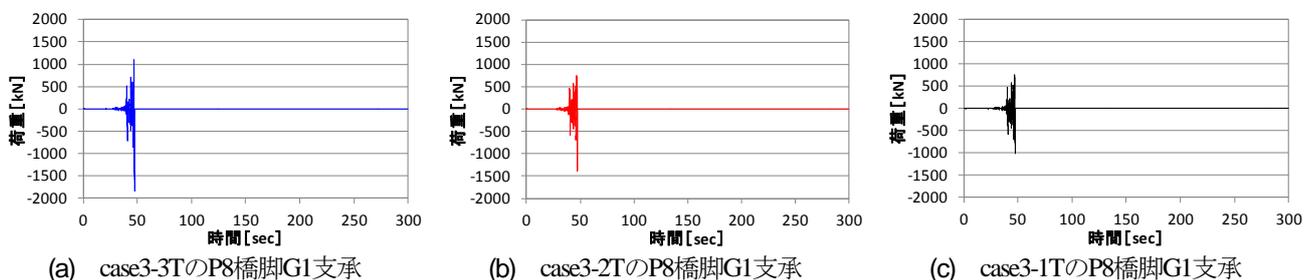


図-19 支承に作用する荷重時刻歴

転角時刻歴最大値が最大となるのは、ゴム支承の履歴特性がトリリニア型の組み合わせのケースとなることが確認される。図-19(a)には、橋桁回転角が最大となるcase3-3Tにおいて最初に破断するP8橋脚G1支承に作用する荷重時刻歴を示し、最大値は1021kNとなる。また図-19(b)には、橋桁回転角時刻歴が2番目に大きいcase3-2Tにおいて最初に破断するP8橋脚G1支承に作用する荷重時刻歴を示し、最大値は1393kNとなる。図-19(c)には、橋桁回転角が3番目に大きいcase3-1において最初に破断するP8橋脚G1支承に作用する荷重時刻歴を示し、最大値は1832kNとなる。地震波を橋軸方向に入力したときは、ゴム支承破断直後に橋桁回転角の増加が確認されたが、地震波を橋軸直角方向に入力したときには、ゴム支承が破断するわずかに以前から橋桁回転角の増加が始まっていることが確認される。

5. 結論

本研究では、鋼3径間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の数および支承の履歴特性をパラメータとして地震応答解析を実施した。その結果より、ゴム支承の破断のおよびハードニング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。以下に、本研究で得られた主な結論を示す。

- (1) ゴム支承のハードニングおよび破断を考慮した6ケースの解析モデルの提案を行った。
- (2) 橋軸方向に地震波を入力したとき、G1支承の橋軸方向最大変位は、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た。また、支承の破断によ

り橋桁の回転現象が発生するが、破断を考慮する支承数および支承の履歴特性との明瞭な相関は確認されなかった。

- (3) 地震波を橋軸直角方向に入力したとき、G1支承の橋軸直角方向最大応答変位はゴム支承の履歴特性が同じ場合、破断を考慮するゴム支承の数が増えるのに従って大きくなることが確認された。また、ゴム支承の履歴特性の違いによるG1支承の橋軸直角最大応答変位の大きな差異は確認されなかった。支承の履歴特性が同じ場合、橋桁回転角の最大値は破断を考慮する支承数が増えるのに従い大きくなることが概ね確認された。
- (4) 地震波の入力方向の違いにより、ゴム支承が破断に至る順序の違いが生じることが確認された。

参考文献

- 1) (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.
- 2) 曾田信雄，山田金喜，木水隆夫，広瀬剛，鈴木基行：東北地方太平洋沖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.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.
- 5) 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回地震時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.
- 6) 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.

EVALUATION ON SEISMIC PERFORMANCE OF HIGHWAY BRIDGE CONSIDERING FRACTURE OF RUBBER BEARINGS

Taiji MAZDA, CHOI Joon-Ho, Yoshifumi UNO, Yasunobu ASAKURA,
Yuichiro KOMINAMI and Hiroki AKINAGA

In Kobe earthquake, inertia force of upper structure induced by the earthquake was concentrated to the pier with fixed bearings. So the pier with fixed bearing had heavy damage. Based on the experience of this damage, adoption of natural rubber bearing for highway bridges to distribute inertia force of upper structure was increased. On the other hand, The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake was occurred on March 11th. Several natural rubber bearings of viaduct in Tohoku district were fractured due to this earthquake. This type of damage was the first experience in Japan. In this research, three spans continuous plate girder bridge with reinforce concrete piers was selected as structure for examination. Natural rubber bearings were set up on the top of each pier. Natural rubber bearing is modeled as linear stiffness in seismic design in Japan. But, from the result of past research, it was clear that the stiffness of natural rubber bearing had a dependency of shear strain. Hardening of horizontal stiffness was considered in analytical model of dynamic response analysis. And the fracture model of natural rubber bearing was proposed in this research. Observed record of nearest point to damaged highway bridge in Sendai was selected as seismic input motion. There are four natural rubber bearings on the top of each pier. Total of natural rubber bearings is sixteen. Fractured natural rubber bearings were assumed as 25%, 50% and 75% of total. From this analysis, response of the highway bridge considering hardening and fracture of natural rubber bearings was made clear.