

熊本地震により被災した歩道橋の地震時挙動の推定

剣持 崇平¹・松崎 裕²・運上 茂樹³

¹学生会員 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻
(〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06)

²正会員 博（工） 東北大学助教 大学院工学研究科土木工学専攻（同上）

³正会員 博（工） 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻（同上）

1. はじめに

平成28年4月に熊本県熊本地方においてマグニチュードM6.5の地震（前震）、M7.3の地震（本震）が発生し、その後も余震が続いた。これら一連の熊本地震の前震と本震により、多数の橋が被害を受けた。ゴム支承の被害に着目すると、破断が3橋、その他ゴム支承に残留変形が生じたもの等を合わせると計9橋で被害が報告されている¹⁾。この中には、車道橋と歩道橋の2橋が隣接している橋がある。車道橋では支承部に一部の損傷のみで大きな被害が発生しなかったが、歩道橋では、積層ゴム支承4基全てが破断し、橋軸直角方向に約50cmの残留変位が生じた。このように、ほぼ同一の地震動が作用したであろう隣接する2橋で状況が大きく異なった被害が報告されている。

被害を受けた歩道橋においては、橋軸直角方向に大きな残留変位が生じていたため、ゴム支承の耐力を超える橋軸直角方向の慣性力により、ゴム支承が破断した可能性が考えられる。また、本歩道橋は桁幅に対して桁高が高い構造であり、橋軸直角方向の慣性力により桁に橋軸周りの回転が発生し、それによって作用した鉛直上向きの引張力がゴム支承の破断に影響したことも考えられる。

積層ゴム支承のせん断方向と鉛直方向の変形の連成に関する研究は少なく、この耐力特性に関しては十分に明らかにされていない。大塚らは、鉛プラグ入り積層ゴム支承に対し、せん断ひずみを与えた状態で、単調引張試験を実施している²⁾。鉛プラグ入り積層ゴム支承が引張破断に至るまで、載荷を行っており、せん断ひずみが大きくなると、より小さい引張ひずみで引張破断が生じることが報告されて

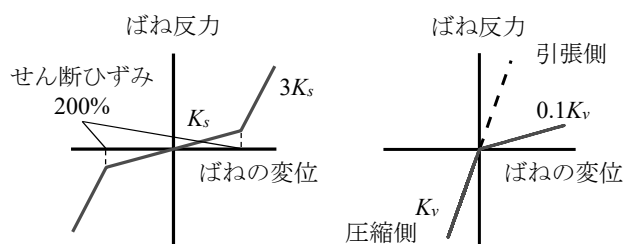
いる。

本論では、地震によりゴム支承が破断した際の歩道橋の挙動を推定することを目的とする。対象橋を骨組構造としてモデル化し、対象橋近傍の観測点における加速度波形を入力地震動とする動的解析により地震時挙動の再現解析を行う。地震時の橋軸直角方向の応答とともに、ゴム支承に作用する鉛直上向きの引張力が破断に及ぼす影響について検討する。

2. 解析対象橋と被害状況

本検討で対象とした歩道橋は、文献1)で報告されている平成15年に竣工した単純鋼鈑桁の歩道橋（橋長40.8m、桁高2.0m、幅員3.0m、両端に橋台を有し、基礎は杭基礎）である。支承は1つの橋台に2基ずつ、計4基の積層ゴム支承が設置されている。積層ゴム支承の諸元は、有効寸法180mm×180mm、ゴム総厚24mm（1層8mm×3層）である。適用基準は平成8年道路橋示方書³⁾である。

対象橋は平成28年4月に発生した熊本地震により被災した。両端橋台において4基のゴム支承が全て破断し、主桁が橋軸直角方向に約50cm移動した。この他、路面の段差が約20～30cm、落橋防止ケーブルの破断（4箇所中1箇所）、桁端部のバラペット上部への衝突等が報告されている¹⁾。なお、ゴム支承の破断については、4月14日に発生した前震により片側橋台のゴム支承2基が破断し、4月16日に発生した本震でもう一方の橋台のゴム支承2基が破断したとの報告もある。



(a) せん断方向ばねモデル (b) 鉛直方向ばねモデル

図-1 ゴム支承のばねモデル

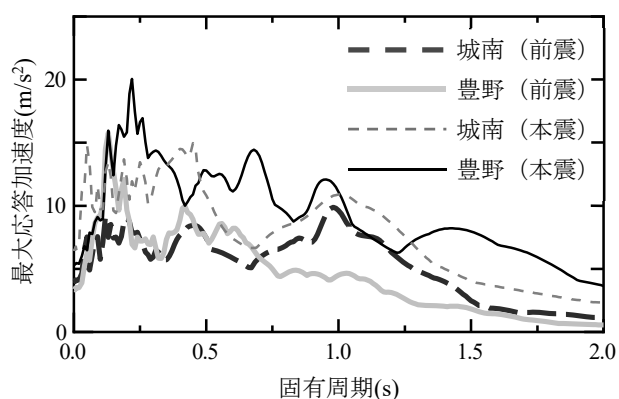


図-3 観測地震動橋軸直角方向成分の
加速度応答スペクトル

3. 解析モデル及び解析概要

対象橋の桁及び橋台躯体には損傷や変形が報告されていなかったりことから線形梁要素とし、杭基礎は水平、鉛直、回転ばねとしてモデル化した。パラペット上部への桁端部の衝突が生じていたため、桁端部には橋台と同等の剛性を有する衝突ばねを設け、橋軸方向に対する拘束の影響をモデル化した。桁端部とパラペット間の遊間は10cmである。

積層ゴム支承のばねモデルを図-1に示す。ゴム材料は一般的に設計に用いられているG10とした。せん断方向には図-1(a)のようにハードニングを考慮したバイリニア型モデルとし、せん断ひずみ200%でハードニングし始め、300%で破断するモデルとした。ハードニング後の剛性は初期剛性の3倍⁴⁾とした。植田ら⁵⁾の実験等によると、ゴム支承の鉛直方向の引張剛性は圧縮剛性の10～15%であるとされており、ここでは図-1(b)のように鉛直方向の引張剛性は圧縮剛性の10%としてモデル化した。減衰定数は、桁とゴム支承は3%、橋台は10%、杭基礎は20%とした。

解析モデル全体系を図-2に示す。橋台をA1, A2としそれぞれの橋台上のゴム支承をA1-1, A1-2, A2-1, A2-2とする。ここで、A1-1, A2-1は橋軸直角方向のせん断ひずみが負（上沓が z 軸の負の方向に変

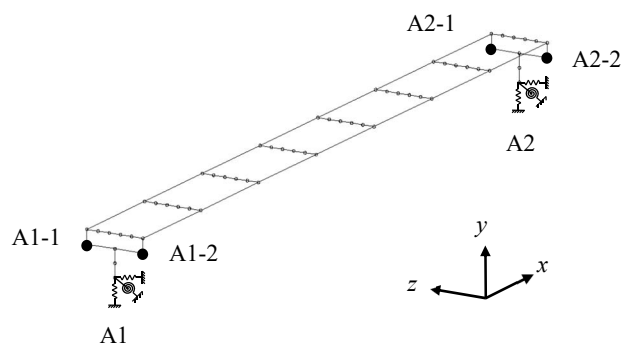


図-2 解析モデル（黒丸は支承位置）

位）の時に鉛直上向きの引張力を受ける箇所のゴム支承である。一方、A1-2, A2-2はせん断ひずみが正（上沓が z 軸の正の方向に変位）の時に鉛直上向きの引張力を受ける箇所のゴム支承である。実際には前震でA2-1, A2-2, 本震でA1-1, A1-2の位置に設置されていたゴム支承が破断したとの報告もある。

入力地震動は、対象橋から半径5km付近以内で観測された前震と本震の加速度波形とした。対象橋近傍にはK-NETや地方公共団体により地震観測点が4箇所に設置されていることを確認した。しかし、これらの地震観測点のボーリング調査結果は入手できなかった。ここでは、防災科学技術研究所が開設している地震ハザードステーション内のJ-SHIS Map⁶⁾に示されている微地形区分を調査した。その中で熊本南区域南町（3.4km）、宇城市豊野町（5.3km）の2観測点（括弧内は対象橋梁からの直線距離）と、対象橋付近の微地形区分は、いずれもローム台地と示されている。そのため、この2観測点で観測された加速度波形を入力地震動として用いることとした。解析では、両観測点で観測された加速度波形のUD成分を鉛直方向に、NS, EW成分を対象橋の橋軸方向、橋軸直角方向にそれぞれ変換して作用させた。本検討では、前震と本震を入力した場合の挙動を見るために前震と本震で観測された地震動をそれぞれ独立に入力した。

変換後の橋軸直角方向の加速度波形の加速度応答スペクトルを図-3に示す。前震、本震ともに1.0s以下で10m/s²程度以上のピーク応答を生じていることが分かる。なお、対象橋の橋軸直角方向の固有周期は0.61sであり、橋軸方向の衝突ばねを考慮しない場合（桁端部とパラペットの接触前まで）の橋軸方向の固有周期は0.59sである。

解析ソフトは、汎用構造解析プログラムTDAPIIIを使用し、時刻歴応答解析を実施した。時刻歴応答解析における解析方法はNewmark β 法（ $\beta=1/4$ ）を用い、時間刻みは0.0001sとした。

4. 解析結果

(1) 橋軸直角方向のみに正弦波を入力した場合

対象橋は歩道橋であるため、前述のように、軽量でまた桁高に対して桁幅が狭い特徴がある。このことを考慮すると、橋軸直角方向の慣性力により橋軸周りに桁が回転し、積層ゴム支承に鉛直上向きの引張力が生じた可能性も考えられる。この回転作用による鉛直上向きの引張力を受けた状態でせん断変形が生じ、破断に影響を及ぼしたことも考えられる。

そこで、橋軸直角方向の慣性力を受けた場合に鉛直上向きの引張ひずみが生じ得るかを確認するために、まずは正弦波を橋軸直角方向のみに入力した解析を行った。入力した正弦波の周期は対象橋の橋軸直角方向の固有周期である0.61sとし、振幅となる最大加速度はゴム支承が破断し得るせん断ひずみ300%程度の応答が生じるように3.0m/s²とした。

図-4は、正弦波を入力した場合のゴム支承のせん断ひずみと鉛直方向ひずみの時刻歴応答を示したものである。せん断ひずみがピークに達する時刻で鉛直方向ひずみもピークに達していること、また、両者がほぼ同位相でピークが発生していることが確認できる。なお、初めの3周期目までにせん断ひずみ、鉛直方向ひずみともに振幅が大きく生じているのは初期の過渡応答によるものと考えられる。

この結果から、対象橋では、橋軸直角方向の慣性

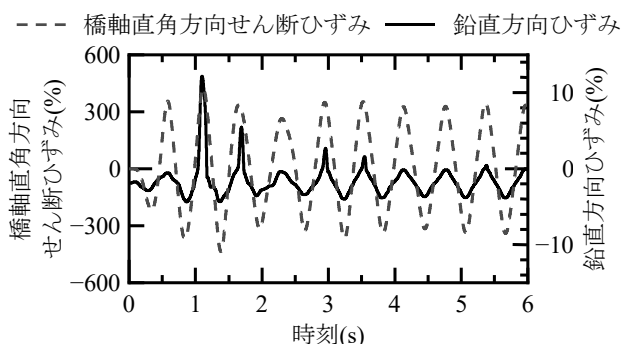


図-4 正弦波を入力した場合のゴム支承の時刻歴応答
(支承位置：A2-2)

表-1 前震で観測された地震動を入力した場合の各ゴム支承の応答の最大値

入力方向	項目	城南（前震）				豊野（前震）			
		A1-1	A1-2	A2-1	A2-2	A1-1	A1-2	A2-1	A2-2
3 方向	橋軸方向せん断ひずみ(%)	-257	-259	-265	-267	301	310	-282	-279
	橋軸直角方向せん断ひずみ(%)	302	302	306	306	-353	-353	-332	-332
	鉛直方向引張ひずみ(%)	-0.43	-0.60	0.02	0.66	11.0	10.9	14.8	22.7
	鉛直方向引張応力(N/mm ²)	-0.83	-1.15	0.00	0.13	2.12	2.09	2.84	4.37
橋軸直角 方向のみ	橋軸直角方向せん断ひずみ(%)	303	303	306	306	-355	-355	-331	-331
	鉛直方向引張ひずみ(%)	-0.67	-0.86	-0.34	-0.06	0.10	-0.06	5.27	14.0
	鉛直方向引張応力(N/mm ²)	-1.29	-1.65	-0.64	-0.12	0.02	-0.11	1.01	2.70

力により鉛直上向きの引張力が生じ得ることが確認される。

(2) 前震で観測された3方向の地震動成分を入力した場合

前震で観測された地震動を橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の3方向同時入力を行った結果を示す。表-1は、3方向同時入力した際のゴム支承の最大応答値を示している。ここには、後述する(3)の結果も示している。表-1に示すように、全てのゴム支承において、仮定した橋軸直角方向の破断ひずみ300%程度の応答が得られた。橋軸方向のせん断ひずみはパラペットに衝突する際のせん断ひずみ(417%)未満であり衝突していないことになる。この時の鉛直方向の最大引張ひずみは、0.66~22.7%（死荷重反力の0.03~1.20倍、以下死荷重反力を R_d とする）であった。

設計上の地震時の引張応力度の許容値は対象のゴム支承（ゴム材料G10）の場合、2.0N/mm²である⁷⁾。また、大塚ら²⁾の実験では鉛プラグ入り積層ゴム支承のせん断ひずみが350%の時に鉛直上向きの引張ひずみが最小で45.7%の時に破断、せん断ひずみが450%の時に鉛直上向きの引張ひずみが最小で26.7%の時に破断するとの結果が得られている。

図-5は橋軸直角方向せん断ひずみと鉛直方向ひずみの時刻歴応答を示したものである。ここには、後述する(3)の結果も示している。図ではせん断ひずみが最大値をとる時刻付近の5.0s間を示している。図-5(1)に示すように城南で観測された地震動を入力した場合には鉛直上向きの引張力が生じているが引張応力は最大で0.13N/mm²であり、設計上の許容値以内であった。また、豊野の地震動を入力した場合には最大引張応力が4.37N/mm²と設計上の許容値2.0N/mm²を超える。対象橋における正確な地震動は分からないため、あくまで推測となるが、ともにせん断ひずみは破断ひずみ程度の応答が生じており、豊野の地震動を入力した場合には鉛直方向の地震動

と桁の回転により生じた鉛直上向きの引張力が設計上の許容値を超え、その影響を受けた可能性も考えられる。

なお、前震で一方の橋台のゴム支承2基のみが破断したとの報告もある。その原因は厳密には分らないが、破断ひずみに近い応答値が生じた中での応答値の相違や支承間の破断特性の相違等が影響したことが考えられる。また、両橋台間でせん断ひずみの応答が異なるのは杭基礎のばね定数がA1, A2の両橋台間で異なるためであり、このような相違が影響した可能性も考えられる。

(3) 前震で観測された橋軸直角方向の地震動成分のみを入力した場合

橋軸直角方向の慣性力により桁の回転が発生したか否かを検証するために、鉛直地震動の影響を考慮せずに橋軸直角方向の地震動成分のみを入力した解析を行った。表-1と図-5に結果を示す。橋軸直角方向のせん断ひずみは破断ひずみと同等の応答を示していることが確認できる。一方、鉛直方向の最大引張ひずみは、 -0.06 (圧縮) $\sim 14.0\%$ (最大引張力 $-0.03 \sim 0.74R_d$) であり、豊野の地震動を入力した場合に最大引張応力が 2.7N/mm^2 となり、橋軸直角方向

の地震動成分を入力しただけであっても、設計上の許容値 2.0N/mm^2 を超える。

(4) 本震で観測された3方向の地震動成分を入力した場合

次に、本震で観測された地震動を3方向同時入力した際のゴム支承の最大応答値の結果を表-2に示す。ここには、後述する(5)の結果も示している。全てのケースにおいてゴム支承の橋軸直角方向のせん断ひずみが仮定した破断ひずみ 300% を超えると同時に、橋軸方向のせん断ひずみはパラペットへの衝突も生じ、最大で 430% となった。鉛直方向の最大引張ひずみは、 $32.8 \sim 45.4\%$ (最大引張力 $1.72 \sim 2.39R_d$) となった。本震で観測された地震動では、橋軸直角方向のせん断ひずみは 300% を大きく超える応答が生じていることから、橋軸直角方向の地震動による応答でゴム支承が破断し、この方向に変位が残留した可能性があると推定される。鉛直方向の最大引張応力については城南で 6.29N/mm^2 、豊野で 8.71N/mm^2 と設計上の許容値 2.0N/mm^2 を大きく超える引張応力が生じた。

また、図-6は地震動を入力した際の橋軸直角方向せん断ひずみと鉛直方向ひずみの時刻歴応答を示

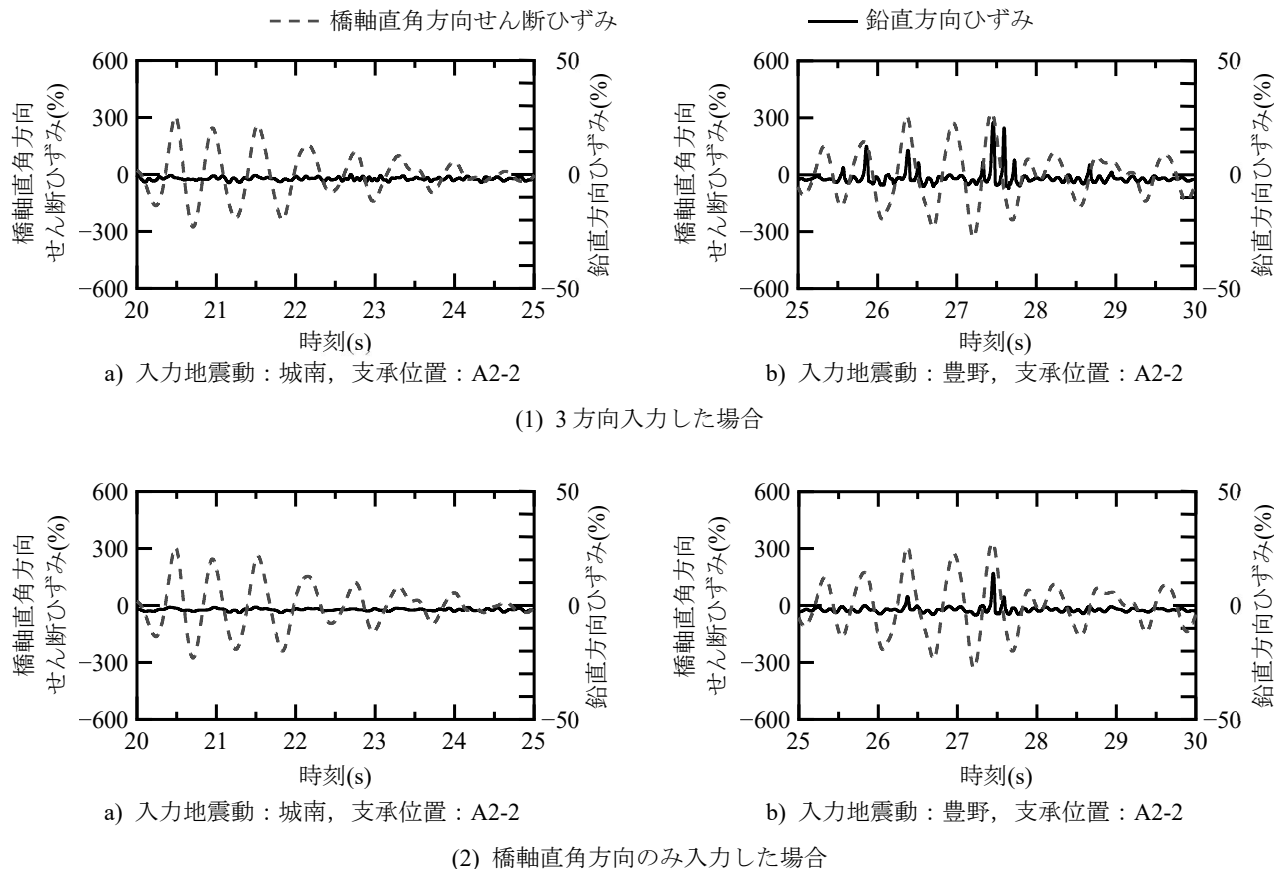


図-5 前震で観測された地震動を入力した場合のゴム支承の時刻歴応答

表-2 本震で観測された地震動を入力した場合の各ゴム支承の応答の最大値

入力方向	項目	城南（本震）				豊野（本震）			
		A1-1	A1-2	A2-1	A2-2	A1-1	A1-2	A2-1	A2-2
3 方向	橋軸方向せん断ひずみ(%)	-299	-313	-302	-316	383	368	430	409
	橋軸直角方向せん断ひずみ(%)	-471	-471	-406	-407	514	514	448	448
	鉛直方向引張ひずみ(%)	11.9	32.8	31.1	23.8	18.9	25.0	25.6	45.4
	鉛直方向引張応力(N/mm ²)	2.28	6.29	5.97	4.56	3.63	4.80	4.91	8.71
橋軸直角 方向のみ	橋軸直角方向せん断ひずみ(%)	-471	-471	-405	-405	518	518	450	450
	鉛直方向引張ひずみ(%)	11.9	13.6	23.6	14.1	11.2	13.2	27.6	29.6
	鉛直方向引張応力(N/mm ²)	2.28	2.61	4.52	2.71	2.16	2.54	5.31	5.67

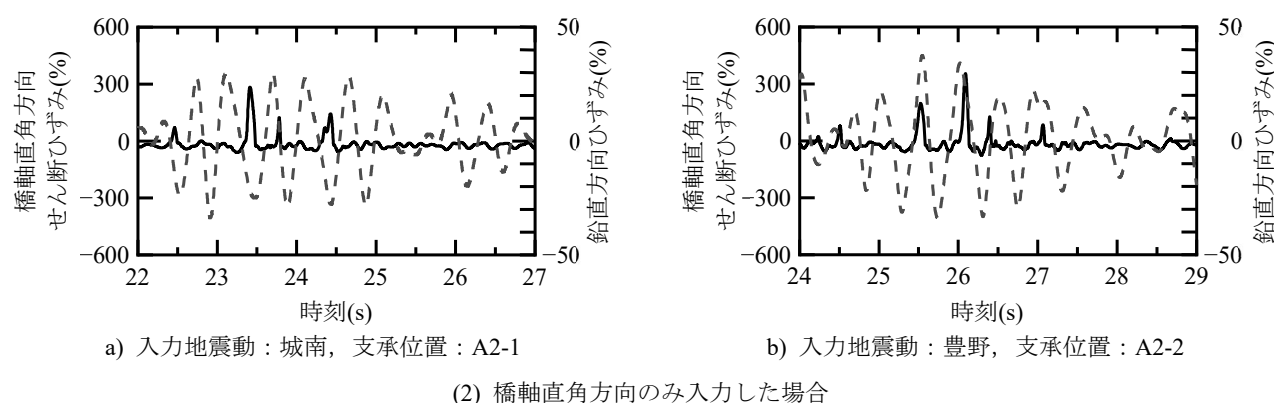
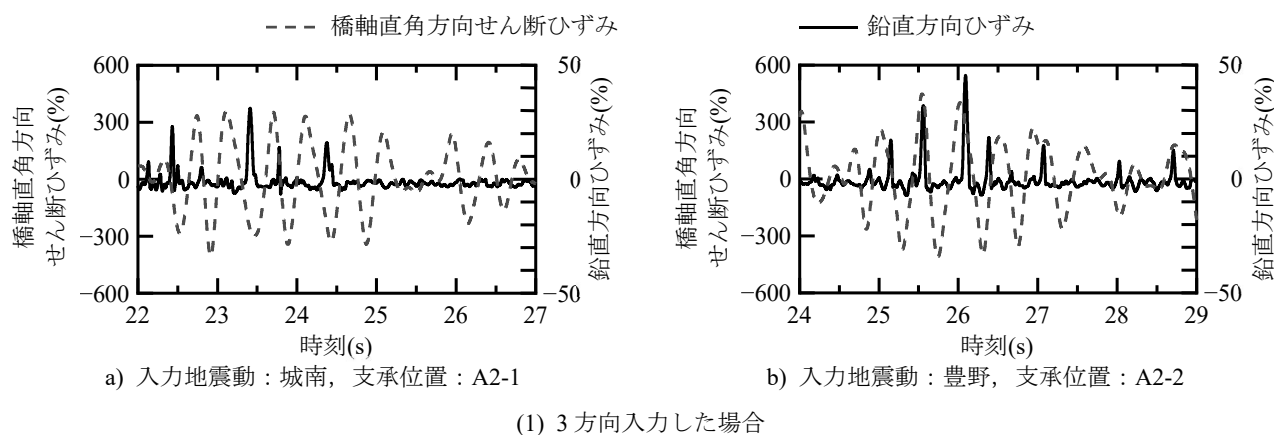


図-6 本震で観測された地震動を入力した場合のゴム支承の時刻歴応答

したものである。ここには、後述する(5)の結果も示している。図-6(1)を見るとせん断ひずみが400%を超える応答が生じた際に鉛直上向きの引張ひずみが30%を超える時刻が確認され、大塚ら³⁾の実験で破断に至った実験値の条件に近い。大塚らの実験では鉛プラグ入り積層ゴム支承を使用しており、今回対象とした積層ゴム支承とは異なるため単純に比較はできないが、破断に影響する程度の鉛直方向の応答が本震時にゴム支承に生じた可能性があることが推定される。

図-6(1)b)は支承位置がA2-2でせん断ひずみが正側になると鉛直上向きの引張力が生じる箇所のゴム支承であるが、例えば時刻28.0sではせん断ひずみが

負の場合にも引張ひずみが生じていることが確認できる。これは鉛直地震動の影響によるものと考えられる。

なお、本震時にA2橋台上のゴム支承2基は既に破断していたとすると、実際とは異なる条件となるが、本検討では本震で観測された地震動を入力した場合におけるゴム支承の水平方向と鉛直方向の変形挙動を推定することを目的としている。このため、本震で観測された地震動に対する解析においても全てのゴム支承は破断していないモデルとしている。

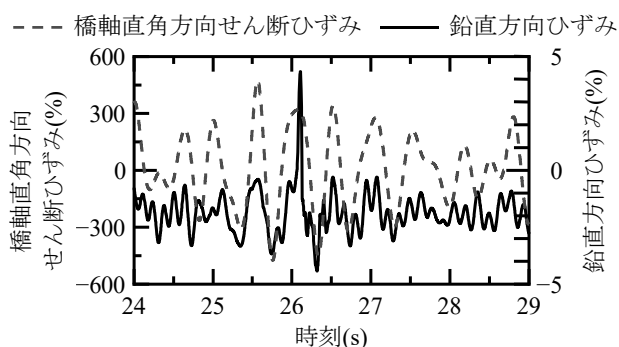


図-7 豊野の地震動を橋軸直角方向のみに入力した場合
(両端橋台の基礎のばね定数が等しい、支承位置：A2-2)

(5) 本震で観測された橋軸直角方向の地震動成分のみを入力した場合

図-6 (2) a)は城南で観測された地震動を橋軸直角方向のみに入力した場合のA2-1、図-6 (2) b)は豊野で観測された地震動を入力した場合のA2-2におけるせん断ひずみと鉛直方向ひずみの各入力地震動に対する時刻歴応答を示したものである。せん断ひずみの応答が大きくなるに連れて、桁の回転に伴って鉛直上向きの引張力が生じていることが確認できる。表-2に示したように、鉛直方向の最大引張ひずみは、23.6～29.6%（最大引張力1.24～1.56 R_d ）と入力地震動により差があるものの、橋軸直角方向の慣性力による鉛直上向きの引張力で許容値2.0N/mm²を大きく超える引張応力が作用したことが推定される。

なお、橋軸直角方向のせん断ひずみが大きく生じている時刻で鉛直上向きの引張ひずみが生じていない時刻がある。これは、橋台の杭基礎のばね定数が異なることにより橋台間で応答にずれが生じることが影響していると考えられる。これを確認するために、両端橋台の杭基礎のばね定数を同一とした解析を行った結果が図-7である。これによれば、鉛直剛性に対応する短周期の位相の影響を考慮すると、せん断ひずみと鉛直方向ひずみのピーク応答の位相がほぼ一致することが確認できる。

5. まとめ

熊本地震により被災した歩道橋を骨組構造としてモデル化し、動的解析により地震時挙動の再現解析を行った。対象橋近傍の観測点における加速度波形を入力地震動とし、前震と本震で観測された地震動をそれぞれ独立に入力した。本検討により得られた

結論を以下にまとめる。

- (1) 前震で観測された地震動を3方向同時に入力した場合、橋軸直角方向の応答で仮定した破断ひずみ300%程度の応答が得られた。また、鉛直方向の応答は鉛直地震動と橋軸直角方向の慣性力によりゴム支承に許容引張応力を超える鉛直上向きの引張力が生じ、破断に影響した可能性も考えられる。
- (2) 本震で観測された地震動を3方向同時に入力した場合、橋軸直角方向の応答は破断ひずみを大きく超える400%以上の応答が生じ、鉛直方向の応答はせん断ひずみと連成して破断に至る程度の鉛直上向きの引張ひずみとなる32.8～45.4%の応答が生じたことが推定される。
- (3) 桁幅が狭く桁高が高いという構造特性から橋軸周りの桁の回転が影響した可能性もあることから、橋軸直角方向の地震動成分のみを入力した解析を行った。対象橋では、橋軸直角方向の慣性力のみによってもせん断方向の破断に影響する程度の鉛直上向きの引張力が発生し得る結果が得られた。

謝辞：対象橋の解析モデルの作成に際しては、文献1)に示される諸元を参考にさせて頂いた。また、地方公共団体により観測された強震記録を使用させて頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所，（国研）土木研究所：平成28年（2016年）熊本地震土木施設被害調査報告，2017。
- 2) 大塚久哲，栗木茂幸，池永雅良：引張力を受ける鉛プラグ入り積層ゴムの限界特性に関する実験，構造工学論文集，Vol.48A，pp.843-850，2002。
- 3) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1996。
- 4) 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。
- 5) 植田健介，星隈順一，岡田太賀雄，堺淳一：鉛プラグ入り積層ゴムの引張方向の特性に関する実験，土木学会第65回年次学術講演会講演概要集，pp.65-66，2010。
- 6) （国研）防災科学技術研究所：J-SHIS Map，<http://www.j-shis.bosai.go.jp/map/>（2018年6月6日閲覧）
- 7) （社）日本道路協会：道路橋支承便覧，2004。