

熊本地震による積層ゴム支承の破壊形態の分析

鈴木 慎也¹・西田 秀明¹・星隈 順一²

¹正会員 修(工) 国土技術政策総合研究所 熊本地震復旧対策研究室（〒869-1404 熊本県阿蘇郡南阿蘇村河陽 3574）

²正会員 博(工) 国土技術政策総合研究所 熊本地震復旧対策研究室（〒869-1404 熊本県阿蘇郡南阿蘇村河陽 3574）

1. はじめに

平成28年熊本地震では、地震動の影響に加え地盤変状に伴う下部構造自身の移動の影響も加わり、積層ゴム支承本体の破断や逸脱等の支承部の損傷が生じた橋が確認された¹⁾。地震により生じる地盤変状に伴う下部構造の移動量を解析等により評価することは難しく、仮に評価はできたとしてもその不確実性大きい。このような不確実性の高い作用効果に対しては、橋に生じる損傷モードを設計で制御し、復旧に要する期間を短くする損傷に誘導するダメージコントロールの考え方を設計に導入することが有効である²⁾。

上部構造や下部構造に損傷を生じさせずに支承部に破壊を確実に誘導する観点からは、支承部を構成する部材の耐力階層化を明確にすることが重要である³⁾。しかし、耐力階層化による支承部の損傷制御に関する知見はまだ少ない。

積層ゴム支承の破壊形態の分析に関する既往の研究として中尾らによる研究がある⁴⁾⁵⁾。中尾らは東北地方太平洋沖地震で発生した津波の影響を受けた橋梁を対象として、積層ゴム支承を構成する部材の作用力方向別の終局耐力と破壊形態とを比較することにより、最も小さい終局耐力となる部材が損傷箇所と一致する傾向にあることを示している。中尾らによる分析は津波の影響を受けた橋梁が対象であるが、熊本地震により地盤変状の影響を受けた橋梁の支承部においても同様な傾向にあるのかについては検証しておく必要がある。

そこで本研究では、熊本地震によりゴム支承本体や鋼材部に破断が生じていた積層ゴム支承を対象として、支承部を構成する部材の耐力を地震力の作用方向別に整理し、それらと熊本地震による実際の破壊形態を比較した。

2. 検討対象とした積層ゴム支承

本研究では、熊本地震により地震動に加え地盤変状の影響も受けて損傷したことが報告されている橋梁¹⁾のうち、積層ゴム支承を構成する部材に破断や逸脱等が生じて破壊形態が明確となった大切畑大橋及び俵山大橋の積層ゴム支承を対象とした。大切畑大橋は平成8年道示を適用して設計されており、6支承線にそれぞれ5基の積層ゴム支承（矩形型）が設置されている。熊本地震によりP2の5基を除く25基に破壊が生じた。俵山大橋は平成8年道示を適用して設計されており、4支承線にそれぞれ4基の積層ゴム支承（矩形型）が設置されている。熊本地震によりP2とA2の積層ゴム支承8基に破壊が生じた。検討対象とした積層ゴム支承の諸元は表1に示すとおりである。

3. 積層ゴム支承を構成する部材の耐力評価

(1) 積層ゴム支承を構成する部材

積層ゴム支承の構造を構成する部材の模式図と本文における呼称を図1に示す。ここで、本研究で耐力評価をおこなう部材を図中で着色している。耐力評価の対象とした部材は、熊本地震で破断が生じたゴム支承本体、ゴム支承本体取り付けボルト、下査取付けボルトの3つの部材と、上部構造から上査に荷重を伝達するけた取付けボルト、けた取付けボルトやゴム支承本体取付けボルトに作用する水平力を分担する可能性があるせん断キーとした。なお、大切畑大橋において下査とベースプレートの接合を担っている下査溶接部についても耐力評価の対象とした。これは、下査溶接部に破断が生じた事例はなかったものの、下査溶接部の荷重伝達機能が下査取付け

表 1 積層ゴム支承の諸元

		平面寸法	層厚	弾性係数G	1次形状 係数S1	2次形状 係数S2	圧縮ばね Kv(tf/cm)	せん断ばね Ks(tf/cm)
大切畑大橋	A 1	450×450	12mm×10層	1	9.4	3.8	981	1.688
	P 1	650×650	15mm×10層	1	10.8	4.3	2184	2.817
	P 3	650×650	17mm×5層	1	9.6	7.7	3003	4.971
	P 4	650×650	14mm×10層	1	11.6	4.6	2684	3.018
	A 2	500×500	15mm×8層	1	10.4	4.2	1494	2.083
依山大橋	P 2	750×750	36mm×3層	1.2	5.2	6.9	1134	6.25
	A 2	450×450	13mm×11層	0.8	8.7	3.2	562	1.133

表 3 鉄鋼材料の降伏強度

		降伏強度 (N/mm ²)	備考
鋼材	SS400	245	厚さに応じて降伏強度が変化
	SM490A	325	厚さに応じて降伏強度が変化
鋼棒	SC35CN	305	
	SD345	345	
ボルト	強度区分8.8	660	
	強度区分10.9	940	

表 2 本研究における部材の耐力評価項目

設計標準での照査項目	耐力算定時のタイトル	荷重方向	ゴム支承本体 取付けボルト	せん断キー	けた取付け ボルト	下査取付け ボルト	下査溶接部
曲げによる引張応力度	曲げによる引張応力	水平	●		●	●	●
せん断応力度	せん断耐力	水平	●	●	●	●	●
合成応力度	合成耐力	水平	●		●	●	●
支圧応力度	支圧耐力	水平		●			
鉛直力による引張応力度	引張耐力	鉛直	●		●	●	●

ボルトと同じためである。

本研究に用いた積層ゴム支承を構成する部材の耐力評価の方法について、次節以降にゴム支承本体と鋼部材とに分けてそれぞれ示す。なお、ここに示す既存の部材耐力の評価の考え方は、想定している限界状態、評価式に安全余裕が含まれているのかどうか、含まれている場合はどの程度の安全余裕が含まれているのかについての考え方が統一的でなく、また、評価式に対する試験値のばらつきも様々である。このため、本研究では部材間の相対的な大小関係の傾向と実際の破壊形態を概略で比較するという視点で考察している。損傷制御の確実性を高めるには、耐力評価式のばらつきを含めた検討が必要であり、その研究の進展に応じて被害分析のさらなる精査は必要である。

(2) ゴム支承本体

ゴム支承本体の破断ひずみと寸法の間関係を調べた実験から、2次形状係数が4を超える場合には破断せん断ひずみが概ね300%～450%に分布していることが報告されており⁶⁾、水平方向の耐力のばらつきは大きい。また、引張破断応力度についても概ね3N/mm²～9N/mm²に分布することが報告されており⁷⁾、鉛直方向(引張)の耐力もばらつきが大きい。このため設計値などからゴム支承本体の破断に関する耐力評価を統一に行うことは困難である。本研究では、ゴム支承本体の耐力は品質確保により確実に確保されていると考えられる耐力の下限值により評価することとし、文献7)の設計許容値を用いて算出した。具体的には地震時の許容せん断ひずみであるせん断ひずみ250%がゴム支承本体に生じるときの水平力をゴム支承本体の水平耐力とした。また鉛直方向(引張)の耐力に

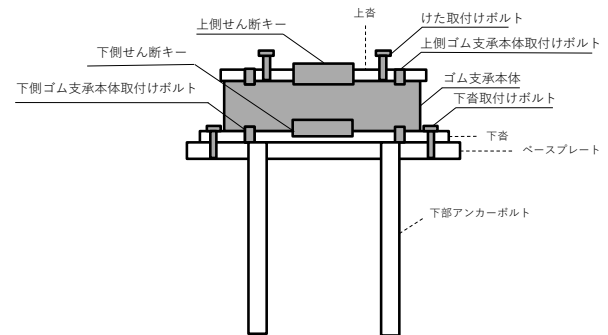


図 1 検討対象とする積層ゴム支承の構造

ついては、地震時の許容引張応力度である2N/mm²がゴム支承本体に引張りとして作用するときの鉛直力をゴム支承本体の鉛直耐力とした。

(3) 鋼部材

鋼部材の耐力は、橋軸方向と橋軸直角方向及び鉛直方向ごとに、地震時の照査を満たす最大の作用力と材料強度から求まる耐力のうちいずれか小さい方の値とした。対象橋梁が設計された当時は、レベル2地震動に対するゴム支承を構成する鋼部材の詳細な設計は文献8)が参考にされていた。その後の設計では、文献8)を踏まえ実務設計用の文献9)も参考にされていることから、本研究では文献8)及び9)に基づき耐力評価を行うこととした。表2には文献8)及び文献9)に基づく耐力評価項目を示す。ここで、表中の合成耐力とは部材に生じる合成応力度が制限値に達する時の地震時水平力である。地震時水平力を求める計算が収束しない場合には、収束する最大の作用力とした。

また、耐力評価において鋼部材の材料強度には降伏強

度を用いた。文献9)及び10)の値を参考に設定した鋼材の降伏強度を表3に示す。ボルトの降伏点強度のように幅を持つ場合にはその下限値を用いた。

以下には文献8)及び文献9)に基づく耐力評価の概要を示す。ただし、ゴム支承本体取付けボルト、けた取付けボルト、下査取付けボルト及び下査溶接部の耐力評価は概ね同じ方法であることから、ここではゴム支承本体取付けボルトの耐力評価の方法を代表で示している。

a) セン断キーの耐力評価

せん断キーの降伏支圧耐力は式(1)で評価する。

$$H_b = \gamma \times \sigma_{ba} \times D \times (h_s - \Delta) \times m \quad (1)$$

ここに、

γ : 割増係数(1.7)

σ_{ba} : 許容支圧応力度 (N/mm²)

D : セン断キーの直径 (mm)

h_s : セン断キーの有効高さ (mm)

Δ : セン断キーの面取り高さ (mm)

m : セン断キーの個数

せん断キーの降伏せん断耐力は式(2)で評価する。

$$H = \gamma \times \tau_a \times A_s \times m \quad (2)$$

ここに、

τ_a : 許容せん断応力度 (N/mm²)

A_s : セン断キーの断面積 (mm²)

b) ゴム支承本体取付けボルトの耐力評価

ゴム支承本体取付けボルトの降伏せん断耐力は式(3)で評価する。

$$H = \tau_y \times A_s \times m \quad (3)$$

ここに、

τ_y : ボルトの降伏せん断強度 (N/mm²)

A_s : ボルトの1本あたりの谷径断面積 (mm²)

m : ボルトの総本数

ゴム支承本体取付けボルトの降伏鉛直耐力は式(4)で評価する。

$$H_t = \sigma_y \times A_s \times m \quad (4)$$

ここに、

σ_y : ボルトの降伏強度 (N/mm²)

合成耐力は式(5)に示す合成応力度の照査を満たす最大の地震時水平力とし、橋軸方向及び橋軸直角方向ごとに評価する。

$$U = \left(\frac{\sigma_t}{\sigma_y} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_y} \right)^2 \leq 1.2 \quad (5)$$

ここに、

σ_t : 地震時に生じる引張応力度 (N/mm²)

τ : 地震時に生じるせん断応力度 (N/mm²)

合成応力度における σ_t は地震時の曲げにより生じる引張応力度であり式(6)で評価する。

$$\sigma_t = \sigma_{bmax} \times n \times \frac{d - x}{x} \quad (6)$$

ここに、

σ_{bmax} : 接触面の最大支圧応力度 (N/mm²)

n : ゴム支承上下鋼板との接触面の弾性係数比

d : ゴム支承本体の上下鋼板縁端から最外列のボルト中心までの距離 (mm)

x : 中立軸位置 (mm)

合成応力度におけるせん断応力度 τ は式(7)で評価する。

$$\tau = \frac{R_{Heq}}{A_s \times m} \quad (7)$$

ここに、

R_{Heq} : 地震時水平力 (N)

曲げによる引張力として合成応力度の σ_t が降伏強度に達しないことを照査する。また、地震時のせん断耐力として τ が降伏せん断強度に達しないことを照査する。

4. 破壊形態と支承部の部材耐力の階層関係

熊本地震により生じた支承部における破断状況の写真と前章に従って評価した部材耐力を図2～図8に示す。ここで、部材耐力はゴム支承本体の耐力との比、及びゴム支承本体の耐力以外で最小となる耐力(以下、最小耐力)との比を示している。

(1) 大切畑大橋A1及びA2橋台

図2及び図3は、それぞれ大切畑大橋のA1橋台及びA2橋台における支承部の破壊の状況と部材耐力との比較を示したものである。

大切畑大橋A1及びA2では、どちらも1支承線のすべてのゴム支承本体に破断が生じていた。水平力の耐力を見ると、単独で破壊には至らないせん断キーの支圧耐力を除いて、ゴム支承本体の耐力が最も小さい。また、鉛直方向(引張)の耐力についてもゴム支承本体の耐力が最も小さい。これらは、ゴム支承本体に破断が生じた破壊形態と一致する。

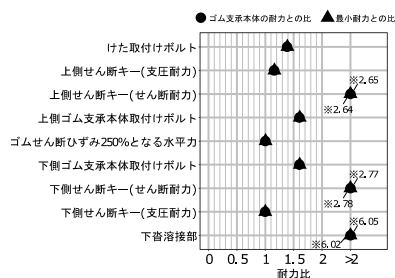
A1において、ゴム支承本体の耐力と、ボルトの中で最も耐力が小さいけた取付けボルトとの耐力比は、水平方向で1.3～1.4、鉛直方向で3.1程度である。本研究にお



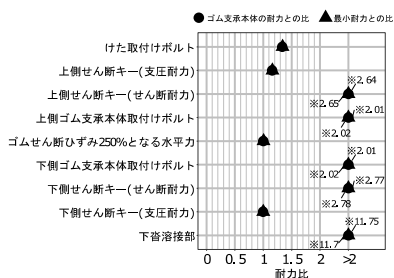
(a) G2



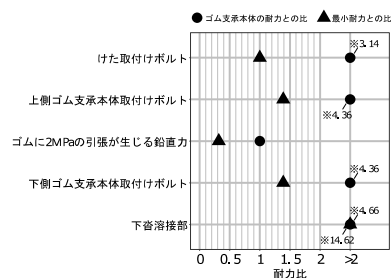
(b) G2



(c) 橋軸方向



(d) 橋軸直角方向



(e) 鉛直方向(引張)

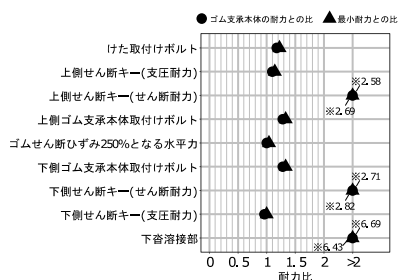
図 2 大切畑大橋 A1 における支承部の破断の状況と部材耐力



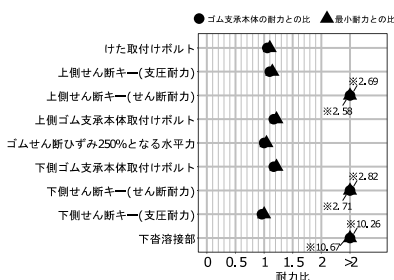
(a) G3



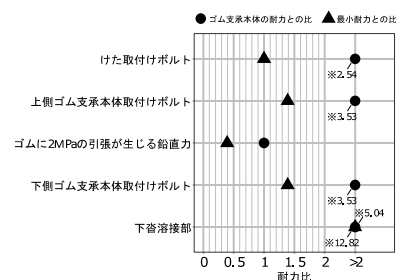
(b) G3



(c) 橋軸方向



(d) 橋軸直角方向



(e) 鉛直方向(引張)

図 3 大切畑大橋 A2 における支承部の破断の状況と部材耐力

いてゴム支承本体の耐力は破断の目安ではないものの、水平方向の耐力比1.3~1.4はせん断ひずみ325%~350%に相当し、鉛直方向の耐力比3.1は引張応力度6.2N/mm²に相当する。また、二次形状数が3.8であり、文献7)に示されている基準よりもやや小さい。これらから A1 では、

せん断変形時の安定性が小さいことに加えて、ゴム支承本体の破断に至る作用力が、鋼部材の耐力よりも相対的に小さいことで、ゴム支承本体が破断に至ったと考えられる。

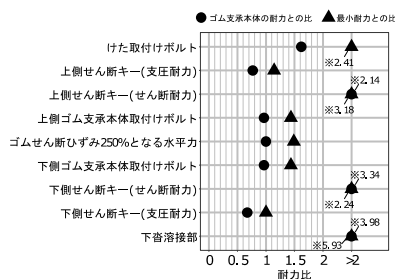
A 2 において、ゴム支承本体の耐力とボルトの中で最



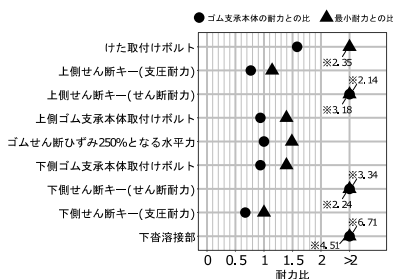
(a) G4



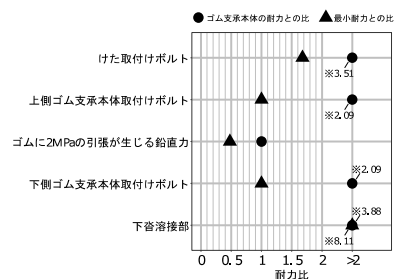
(b) G4



(c) 橋軸方向



(d) 橋軸直角方向



(e) 鉛直方向 (引張)

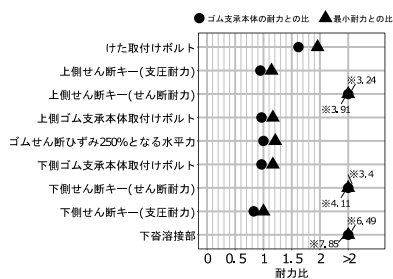
図 4 大切畑大橋P1における支承部の破断の状況と部材耐力



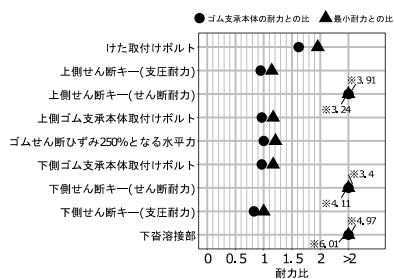
(a) G1



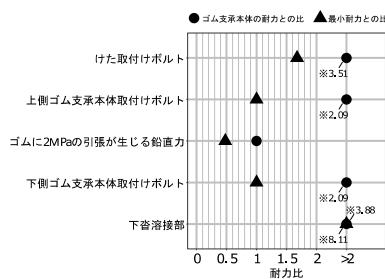
(b) G3



(c) 橋軸方向



(d) 橋軸直角方向



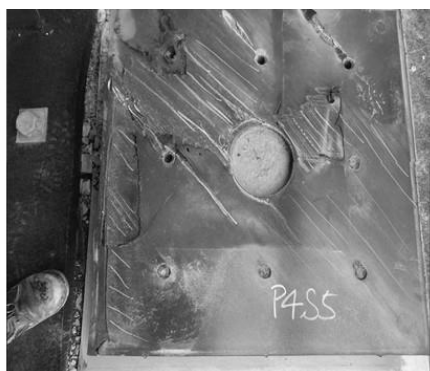
(e) 鉛直方向 (引張)

図 5 大切畑大橋P3における支承部の破断の状況と部材耐力

も耐力が小さいけた取付けボルトとの耐力比は、水平方向で 1.1~1.2、鉛直方向で 2.5 程度である。ゴム支承本体の耐力は水平方向、鉛直方向ともにばらつきが大きいことを踏まえると、ゴム支承本体と、最小耐力であったけた取付けボルトとは明確な耐力差はなかったと考えられる。

(2) 大切畑大橋P 1, P 3 及びP 4 橋脚

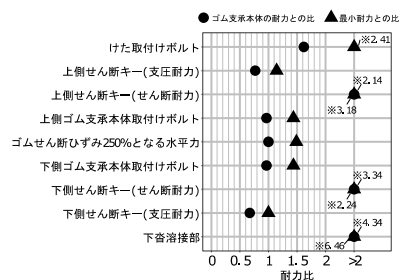
図4~図6はそれぞれ大切畑大橋のP 1 橋脚, P 3 橋脚, P 4 橋脚における支承部の破断の状況と部材耐力の比較を示したものである。いずれの支承部においてもゴム支承本体取付けボルトに抜けと破断が生じていた。水平方向の耐力を見ると、単独で破壊に至らないせん断キーの支圧耐力を除けば、最小耐力はゴム支承本体取付けボルト



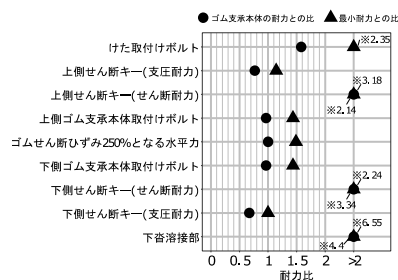
(a) G5



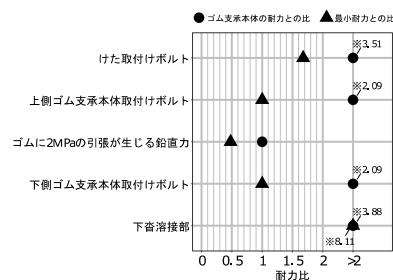
(b) G5



(c) 橋軸方向



(d) 橋軸直角方向



(e) 鉛直方向(引張)

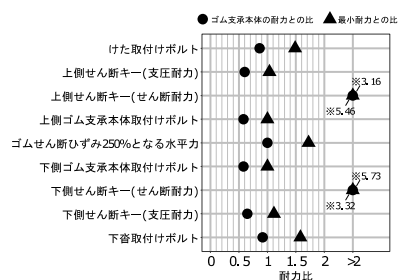
図 6 大畑大橋P4 における支承部の破断の状況と部材耐力



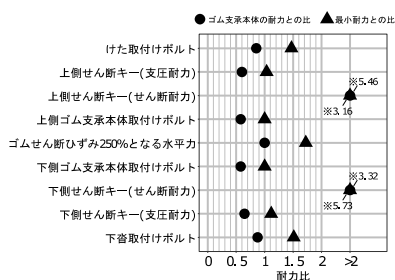
(a) G1



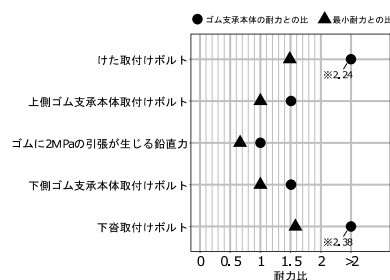
(b) G4



(c) 橋軸方向



(d) 橋軸直角方向



(e) 鉛直方向(引張)

図 7 俵山大橋P2 における支承部の破断の状況と部材耐力

トである。鉛直方向(引張) ではゴム支承本体の耐力が最小となっており、耐力の相対差と破壊部位の関係は一致していない。ただし、ゴム支承本体取付けボルトの耐力はゴム支承本体の2倍程度であり、ゴム支承の引張破断強度のばらつきの大きさを踏まえると、実際の破壊がゴ

ム支承本体取付けボルトで先行することはあり得ると考えられる。

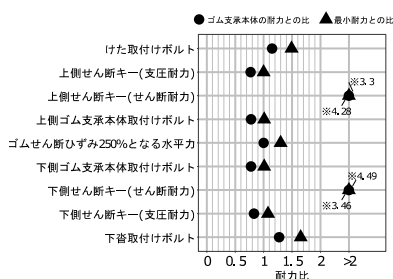
(3) 俵山大橋P2橋脚及びA2橋台



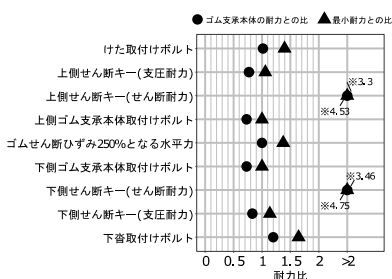
(a) G1



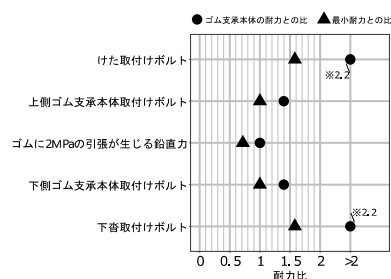
(b) G4



(c) 橋軸方向



(d) 橋軸直角方向



(e) 鉛直方向(引張)

図 8 俵山大橋A2 における支承部の破断の状況と部材耐力

図 7 及び図 8 は、それぞれ俵山大橋の P 2 橋脚及び A 2 橋台における支承部の破断の状況と部材耐力の比較を示したものである。P 2 橋脚では G 1 及び G 2 で下査取付けボルトが破断、G 3 でゴム支承本体取付けボルトが破断、G 4 でゴム支承本体取付けボルトと下査取付けボルトが破断している。A 2 橋台では G 1 及び G 2 で下側のゴム本体取付けボルトが破断、G 3 で上側のゴム支承本体取付けボルトが破断、G 4 では上側のゴム支承本体取付けボルトと下査取付けボルトが破断している。水平方向の耐力を見ると、単独で破壊に至らないせん断キーの支圧耐力を除けば、最小耐力はゴム支承本体取付けボルトである。鉛直方向の耐力を見ると、今回の手法に基づく評価上はゴム支承本体の耐力が最小となっているが、ゴム支承本体取付けボルトの耐力はゴム支承本体の 1.4~1.5 倍程度であり、ゴム支承本体の引張破断強度のばらつきが大きいために、大切畑大橋の橋脚と同様に実際の損傷はゴム支承本体取付けボルトで先行する場合も生じたと考えられる。

一方、下査取付けボルトについては、ゴム支承本体取付けボルトのさらに 1.6 倍程度の耐力を水平方向、鉛直方向ともに有しているという評価となっているものの、実際にはこの部位で破断が生じている支承もあった。これは、ゴム支承に水平力が作用した際、ゴム支承本体取付けボルト又はけた取付けボルトが抵抗するだけでなく、実際にはせん断キーも抵抗に寄与するためと考えられる。すなわち、水平力に対するゴム支承の損傷制御において

は、せん断キーの効果も適切に考慮する必要があることを示唆している。

なお、俵山大橋では桁とパラペットが衝突しており、A 2 では他の下部構造よりも沈下量大きい¹⁾。さらに、図 8(b)から A 2 G 4 ではサイドブロックが破断していないことがわかる。このような状態であった事実関係を踏まえると、俵山大橋 A 2 G 4 では支承部に鉛直力(引張)が作用し、ゴム支承本体取付けボルトに破断が生じたことも考えられる。

5. まとめ

本研究では熊本地震により地盤変状の影響を受けた橋梁を対象にして、積層ゴム支承を構成する部材の耐力を作用力方向別に評価し、実際の破壊形態と比較した。地盤変状の影響を受けた橋梁の支承部に作用する力は複雑であり、また、各部材の耐力評価式のばらつきを踏まえてさらなる精査は必要であるが、概略検討により得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- [1] ゴム支承本体の耐力はばらつきが大きい、ゴム支承本体に実際に破断が生じた事例では、いずれも各作用方向でゴム支承本体の耐力が相対的に他の部材よりも耐力が小さく評価されていた。
- [2] ゴム支承本体取付けボルトに破断や抜けが生じていた事例では、いずれも、水平方向に対してはゴム支

承本体取付けボルトの耐力が相対的に他の部材の耐力よりも小さくなっていた。一方、ゴム支承本体取付けボルトの鉛直方向の耐力は、ゴム支承本体の鉛直方向の耐力の1.4～2.1倍程度であった。ゴム支承本体の鉛直方向の耐力もばらつきが大きいことから、破壊形態の確実性を高めるためには、ばらつきを適切に考慮して耐力の階層化を図る必要がある。

- [3] ゴム支承本体取付けボルトの耐力が相対的に最小と評価された積層ゴム支承において、実際には下査取付けボルトが破断している事例があった。このような乖離が生じる原因として、積層ゴム支承に水平力が作用した時、ゴム支承本体取付けボルトはせん断キーと協働で抵抗する構造となっている点が挙げられる。したがって、積層ゴム支承の耐力階層化にあたっては、実際の抵抗機構に照らした耐力評価を行う必要がある。

参考文献

- 1) 大住道生, 星隈順一: 熊本地震により被害を受けた道路橋の損傷痕に基づく要因分析, 第20回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2017.7
- 2) 玉越隆史, 青木康素, 原田英明, 藤本圭太郎: 地震時のダメージコントロールを目的とした鋼桁端部の挙動の評価, 土木技術資料, 59-11, pp.28-31, 2017.11
- 3) 中尾尚史, 森屋佳浩, 大住道生, 星隈順一: 津波の影響を受ける橋の機能回復力向上のための技術開発, 土木技術資料, 59-6, pp.40-43, 2017.6
- 4) 中尾尚史, 炭村透, 森屋佳浩, 星隈順一: 津波の影響を受ける既設橋における支承の評価技術に関する研究, 土木学会論文集 A1, Vol.73, No.2, pp.413-417, 2017
- 5) 中尾尚史, 森屋佳浩, 井上崇雅, 星隈順一: 支承およびダンパーの損傷跡に基づく気仙大橋の津波による挙動の推定, 土木学会論文集 A1, Vol.72, No.4, pp.129-139, 2016
- 6) 篠原聖二, 榎本武雄, 井上崇雅, 星隈順一, 岡田慎哉, 西弘明, 高橋良和: ゴム支承のせん断特性の評価手法に関する研究, 構造工学論文集, Vol.62A, 2016.3
- 7) 社団法人 日本道路協会: 道路橋支承便覧 (改訂版), 2004.4
- 8) 社団法人 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.3
- 9) (社)日本支承協会・ゴム支承協会: ゴム支承の鋼材部の設計標準 (案), 2005.10
- 10) 社団法人 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 2012.3

謝辞: 本研究の実施にあたり国土交通省九州地方整備局熊本復興事務所から資料を提供いただきました。ここに記して感謝の意を示します。