

【論文】

獅子島架橋の振動特性とダンパー設置効果について

DYNAMIC CHARACTERISTICS AND DAMPER INSTALLATION EFFECTS OF SHISHIJIMA BRIDGE

越智 崇太郎*1, 水田 洋司*2, 橋本 晃*3
Shutaro OCHI, Yoji MIZUTA, Akira HASHIMOTO

Abstract : Three span continuous steel cable-stayed bridge with a bridge length of 900 m is under consideration for the Shishijima bridge construction. We proposed a two-steel pipe edge beam structure using an open grating slab which can reduce the weight of the girder. We examined the static characteristics and earthquake resistance of the bridge structure. As an important result, it was proven that the base of the main tower cannot satisfy the earthquake resistance performance against level 2 seismic motion type I. As a countermeasure, we proposed to install displacement dampers in the direction of the bridge axis and we examined the earthquake resistance of this bridge.

Keywords : Cable-stayed bridge, Seismic response analysis, Displacement damper
斜張橋, 地震応答解析, 変位ダンパー

1. はじめに

獅子島は、鹿児島県長島町を構成する島の一つである。長島町 4 つの有人島のうち 3 島は橋を介して連結されており、獅子島のみが離島となっている。すでに橋で連結された 3 島は、水産業、農業、防災、福祉など様々な面で整備効果が出ている。獅子島も架橋により結ばれることが強く望まれている。

現在、獅子島架橋整備計画では橋長 900m の鋼 3 径間斜張橋案が検討されている(図 1)。離島架橋実現のため、建設コスト削減可能な橋梁構造を見出す取り組みが進められている。原田¹⁾は、オープングレーチング床版を有する 2 鋼管断面エッジビーム構造形式の吊床版道路橋を提案した。この主桁形式の特徴は、桁重量が同規模の補剛箱桁吊橋のそれと比べて約半分と軽いことである。一般的に、桁重量が軽いメリットとして、下部工の負担軽減や耐震性に優れることが挙げられる。また吊形式橋梁は塔と桁を繋ぐケーブル張力が軽減されるので、その断面積を小さくでき、ケーブル本数を少なくできる。また、フラッターに対する本構造形式の耐風安定性は、風洞実験および 3 次元骨組数値解析により確認されている¹⁾。吊形式橋梁は中央支間長の増加とともに固有振動数が低下することから、フラッターの発現振動数を高めることは重要なことである。よって、上記の桁自重が軽い構造を斜張橋に適用できれば使用材料や下部工の負担軽減の

面から経済的に有利であり、また固有振動数が高くなるため、フラッター発現振動数を高めることが可能である。

本研究は、上記主桁形式を採用した斜張橋の耐震性について検討することが目的である。まず、本橋の試設計を行い、静特性について検討した。次に、平成 29 年の道路橋示方書 V 耐震設計編・同解説(以下、道示と略称)²⁾で示される設計地震動に対する時刻歴応答解析から本橋の耐震性について検討し、応答特性の把握と照査を行った。照査基準を満足できなかった部分に対しては制震ダンパーの設置により応答値の低減を図る案を提案している。最後に、平成 28 年 4 月 16 日に発生した熊本地震(本震)の地震波を作用させ、本橋がどのような応答を示すかについて検討した。

2. 試設計

本研究では主桁、斜張ケーブルおよび主塔の試設計を行った。主桁、斜張ケーブルについては死・活荷重の組合せにおける最大値および最小値の断面力によって設計を行った。本橋では設計活荷重として低活荷重を採用した。この断面について静特性の検討を行い、最終的に採

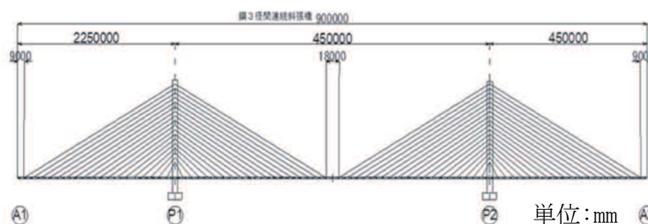


図 1 斜張橋の一般図

*1 九州産業大学大学院工学研究科産業技術デザイン専攻

*2 九州産業大学建築都市工学部都市デザイン工学科

*3 技術士事務所 A.Hashimoto

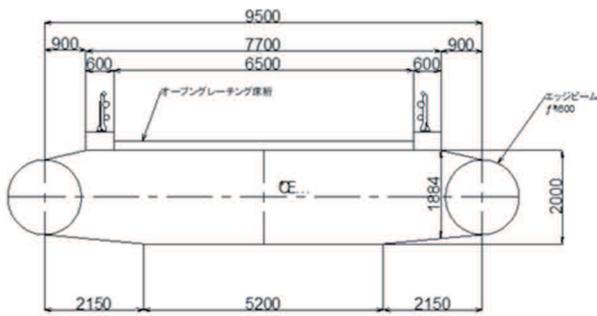


図2 主桁断面 単位:mm

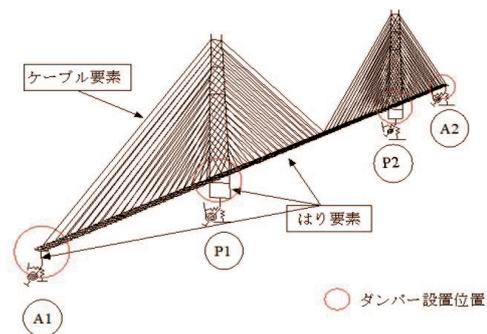


図3 主桁断面(ダンパー設置位置も併記)

用した主桁断面を図2に示す。主塔については死荷重と震度法によって求めた断面力により必要断面等を検討した。

3. 動的解析手法と解析モデル

3.1 解析手法

動的解析は、材料非線形を考慮した時刻歴応答解析とした。本解析に用いたソフトウェアと解析手法の概要を表1に示す。材料非線形は、はりモデルの応力-ひずみ関係により考慮した。時刻歴応答解析における逐次積分法には、Newmark β 法($\beta=0.25$)を用い、時間間隔を0.01秒とした。

3.2 解析モデル

解析モデルを図3に示す。主桁の要素にはパイリニアモデルを使用した。その2次勾配 E_p は1次勾配の1/100とした。斜張ケーブルはケーブル要素でモデル化し、材料特性は線形弾性とした。ケーブル要素は引張のみに抵抗し、ケーブルには初期張力を導入した。支承部の拘束条件を表2に示しており、水平支承、主桁から主塔へ鉛直力を伝達するためのタワーリンクの固定条件には剛性の大きなバネ要素を用いた。基礎-地盤の要素には線形バネ要素を用いた。材料特性は線形弾性で、P1、P2のフーチングは剛体としてモデル化し、フーチング底面にバネを設定した。A1、A2橋台は主桁端部下面に剛体でモデル化し、橋台底面にはバネ要素を設定した。後述する変位ダンパーは橋軸方向に設置し、図3に併せて示している。

表1 解析手法の概要

解析ソフトウェア	TDAPⅢ ((綽)アーク情報システム)
使用要素	主桁, 主塔, 橋台 はり要素 ケーブル ケーブル要素 基礎-地盤 バネ要素
材料特性	主桁, 橋台, ケーブル パイリニア移動硬化則 ($E_p=E/100$) 基礎-地盤 線形弾性
逐次積分法	Newmark β 法 ($\beta=0.25$)
時間間隔	0.01s
減衰	Rayleigh型減衰

表2 支承部の拘束条件

支持方向	橋軸	橋軸直角	鉛直	橋軸回り	橋軸直角回り	鉛直回り
水平支承(A1, A2)	自由	固定	固定	自由	自由	自由
タワーリンク(P1, P2)	自由	自由	固定	自由	自由	自由
ダンパー(A1, A2, P1, P2)	○					

表3 固有振動数, 刺激係数および有効質量比

固有モード	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数			有効質量比 (%)			モード次数
			X(橋軸)	Y(鉛直)	Z(橋軸直角方向)	X(橋軸)	Y(鉛直)	Z(橋軸直角方向)	
鉛直方向	0.758	1.32	0	38	0	0	1	0	1
	1.101	0.99	0	-3	0	0	1	0	2
	1.235	0.81	0	35	0	0	1	0	3
	1.527	0.07	0	-40	0	0	1	0	4
	1.686	0.59	0	-32	0	0	1	0	5
	1.890	0.53	0	-63	0	0	2	0	6
	2.056	0.49	0	27	0	0	1	0	7
	2.096	0.48	0	133	0	0	10	0	8
	2.201	0.45	0	359	0	0	76	0	9
	2.373	0.42	0	-81	0	0	4	0	10
橋軸方向	0.189	5.30	137	0	0	11	0	0	1
	0.271	3.70	248	0	0	36	0	0	2
	0.741	1.35	-284	0	0	48	0	0	3
橋軸直角方向	0.123	8.16	0	0	63	0	0	2	1
	0.272	3.68	0	0	30	0	0	1	2
	0.309	3.24	0	0	-37	0	0	1	3
	0.398	2.52	0	0	-251	0	0	37	4
	0.790	1.27	0	0	311	0	0	57	5
累計						95	98	98	

4. 固有値解析

地震応答解析に先立ち、本橋解析モデルの固有値解析を実施し、固有振動数、固有モード、刺激係数および有効質量比を求めた。固有モードの方向は刺激係数と固有モードから分類した。固有振動数と刺激係数および有効質量比を表3に、主な固有モードと振動数を図4～図5に示している。各方向の固有振動数を比較すると鉛直方向の1次モードの固有振動数は橋軸方向および橋軸直角方向より大きいことがわかる。また、有効質量の大きな固有振動数は高次モードであることから、本橋に対する鉛直方向振動の影響は小さいといえる。橋軸方向および橋軸直角方向に関しては、有効質量の大きな固有振動数が低次モードで現れており、耐震設計上注意が必要である。

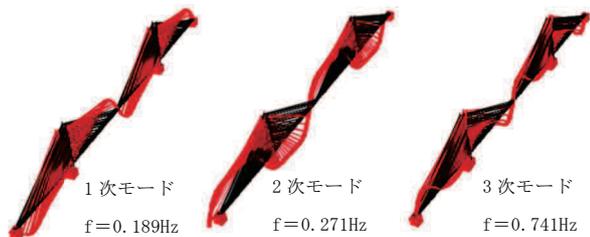


図4 橋軸方向の主な固有モードと固有振動数

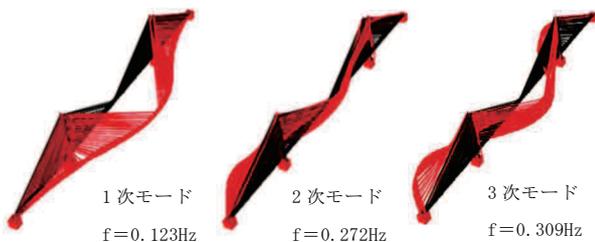


図5 橋軸直角方向の主な固有モードと固有振動数

5. 地震応答解析

道示で規定されている設計地震動を用いて本橋の振動特性の把握及び耐震性能の照査を行った。橋の耐震設計においては、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動(以下「レベル1地震動」と略称)と橋の供用期間中に発生する確率は低い大きな強度をもつ地震動(以下「レベル2地震動」と略称)の2段階の地震動を考慮すると規定されている²⁾。またレベル2地震動としては、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプI地震動および内陸直下型地震を想定したタイプII地震動の2種類を考慮すると規定されている。一般の橋梁における耐震設計では、橋軸方向と橋軸直角方向について、それぞれ独立に照査を行っている。本橋の耐震性能の照査でもそれに倣っている。表4に設計地震動として用いた地震動を示す。ここでは図6～図7にレベル2地震動タイプIとタイプIIの加速度波形とそのパワースペクトルを1波形ずつ示している。

図8に各設計地震動を橋軸方向に入力した場合の主塔基部面内曲げモーメントを、図9に各設計地震動を橋軸直角方向に入力した場合の主塔基部面外曲げモーメントを示す。図中に道示の各限界状態時の曲げモーメントを実線で表している。一般に、主塔の復旧工事は困難なことから、本研究では、レベル2地震動に対する主塔応力が初降伏限界状態以内に収まることを目標とし、最も断面力が大きくなる主塔基部に着目した。照査の結果、レベル2地震動タイプIを橋軸方向に入力した場合の主塔基部面内曲げモーメントは初降伏限界状態を34%超える値を示した。また、橋軸直角方向に入力した場合の主塔基部面外曲げモーメントは、全ての設計地震動に対して、初降伏限界状態以内に収まっていることがわかった。

図10に各設計地震動に対する橋台-主桁および主桁-主塔の最大相対変位を示す。縦軸の主桁変位は、橋軸方向に入力した場合は橋軸方向の変位、橋軸直角方向に入力した場合は橋軸直角方向の変位を表している。橋軸直角方向に入力した場合の主桁-橋台相対変位は支承の条件が固定になっているので省略している。全体的にレベル2地震動タイプIに対する変位が大きいのがわかる。2種類の地震動による提案橋への影響を調べるために、主桁変位の時刻歴波形に対してスペクトル解析を施した。図6～図7を橋軸方向に入力した場合の主桁L/8点に対する結果を図11に示している。図に見るように、それぞれ橋軸方向の固有モードが支配的であることがわかる。ここで、レベル2地震動タイプIIに対する主桁変位の時刻歴のピーク振動数は橋軸方向1次振動数の0.189Hzのみであるが、タイプIに対する主桁変位の時刻歴のピーク振動数は橋軸方向2次振動数にもピークが見られる。以上の結果から、提案橋では、タイプI地震動よりもタイプII地震動の方が応答に与える影響が大きいと考えられる。

表4 設計地震動

レベル1地震動		
呼び名	地盤種別	振幅調整のもととなった強震記録の地震名と記録場所及び成分
1-I	I種地盤	昭和53年宮城県沖地震 關北橋周辺地盤上LG成分
レベル2地震動(タイプI)		
呼び名	地盤種別	振幅調整のもととなった強震記録の地震名と記録場所及び成分
2-I-I-1	I種地盤	平成15年十勝沖地震 清水道路維持出張所構内地盤上EW成分
2-I-I-2	I種地盤	平成23年東北地方太平洋沖地震 關北橋周辺地盤上EW成分
2-I-I-3	I種地盤	新晩翠橋周辺地盤上NS成分
レベル2地震動(タイプII)		
呼び名	地盤種別	振幅調整のもととなった強震記録の地震名と記録場所及び成分
2-II-I-1	I種地盤	神戸海洋気象台地盤上NS成分
2-II-I-2	I種地盤	平成7年兵庫県南部地震 神戸海洋気象台地盤上EW成分
2-II-I-3	I種地盤	猪名川架橋予定地点周辺地盤上NS成分

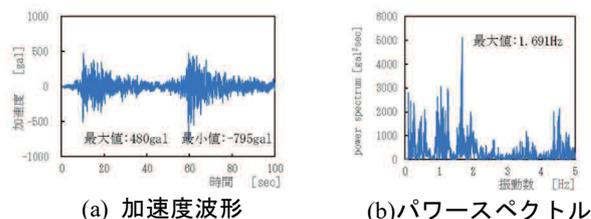


図6 平成23年東北地方太平洋沖地震(2-I-I-2)

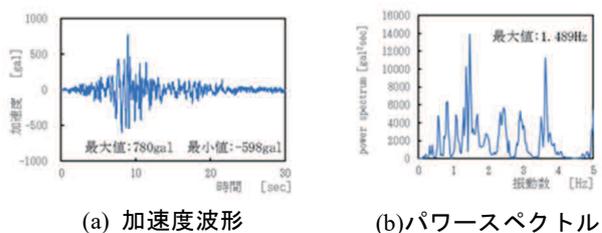


図7 平成7年兵庫南部地震波形(2-II-I-3)

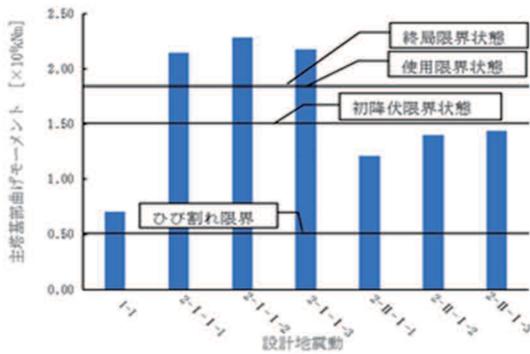


図8 橋軸方向入力

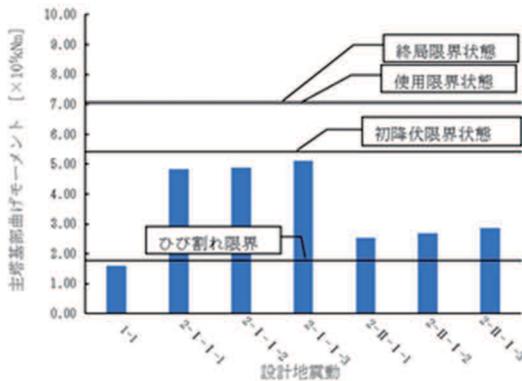


図9 橋軸直角方向入力

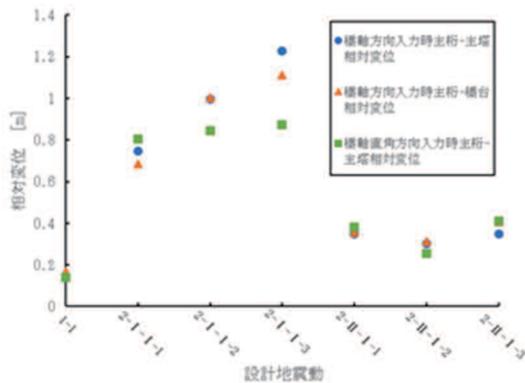


図10 相対変位

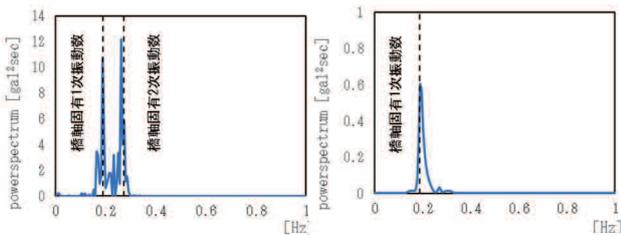


図11 主桁の変位の時刻歴波形のパワースペクトル

6. 耐震補強

本橋では耐震補強策として、変位ダンパーを設置することにした。地震時応答水平力や上下部工の相対変位を低減させることにより、橋主塔基部への負担を抑制することをコンセプトにした。本研究では、同じ性能の変位ダンパーを主桁-橋台間および主桁-主塔間の4箇所に手前側と奥側の合計8基を設置した(図3)。ダンパーの数値解析モデルには、履歴減衰によりエネルギーを吸収し、荷重と変位の関係で表せる変位依存型のバイリニアバネ要素としてモデル化できる変位ダンパーを使用した。ダンパーの必要性能把握のため、バネ定数が異なる数ケースのダンパーについてエネルギー吸収効果を比較した。入力地震動は図6に示した波形である。図12に変位ダンパーの復元力モデルを示す。1次勾配 K_1 をバネ定数とし、2次勾配は $K_2=K_1/1000$ とした。

図13には降伏変位を2.5mmとし、バネ定数を変化させた場合のダンパー最大変位を示している。最大変位はダンパーのバネ定数 K_1 を増加させるとともに低減していることがわかる。図14にはダンパーのバネ定数 K_1 と主塔基部最大曲げモーメントを示している。いずれのダンパーにおいてもダンパーを設置しない場合と比較して、主塔基部曲げモーメントは低減している。また、主塔基部曲げモーメントはバネ定数 K_1 が $1.6 \times 10^6 \text{ kN/m}$ の場合に最小となり、それ以降は大きくなっていることが分かる。このことは、3種類の変位ダンパーの履歴吸収エネルギーを示している図15から理解できる。以上の事より、本研究では、最大変位が低減する範囲内でエネルギー吸収が最大となるバネ定数 K_1 が $1.6 \times 10^6 \text{ kN/m}$ のダンパーを採用した。このダンパーを用いた場合の応答は、図6に示した地震動に対して22.4%低減させることができた。

その他の設計地震動に対しても設置前後で効果が得られるのか確認した。図16には橋軸方向に入力した場合の面内曲げモーメントを、図17には橋軸直角方向に入力した場合の面外曲げモーメントを示している。橋軸方向に入力した場合に関しては全ての設計地震動に対して効果があるが、その効果にバラツキがあること、またダンパーを設置してもレベル2地震動タイプIに対する耐震性能を満足できないことがわかった。効果のバラツキに関しては変位ダンパーの設置により全体の剛性が大きくなったことで振動特性が変化した可能性がある。橋軸直角方向に入力した場合の曲げモーメントに大きな変化は見られなかった。

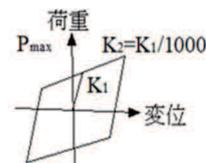


図12 変位ダンパーの設置モデル

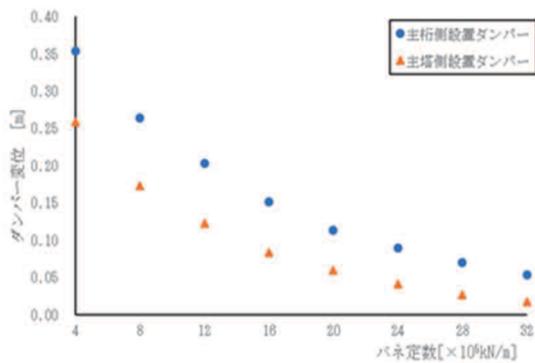


図 13 バネ定数と変位ダンパー

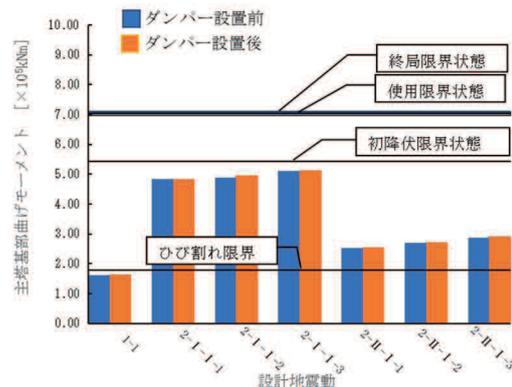


図 17 橋軸直角方向入力

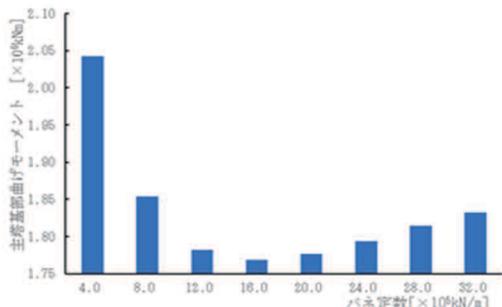
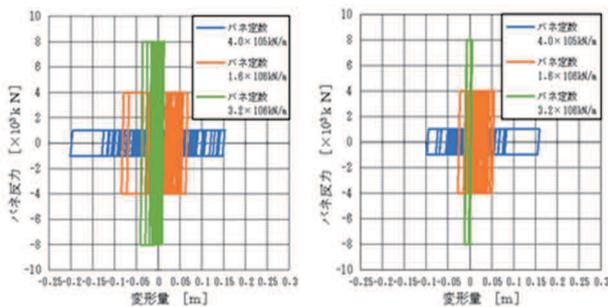


図 14 バネ定数と主塔基部曲げモーメント



(a) 主桁側設置ダンパー (b) 主塔側設置ダンパー

図 15 変形量とバネ反力

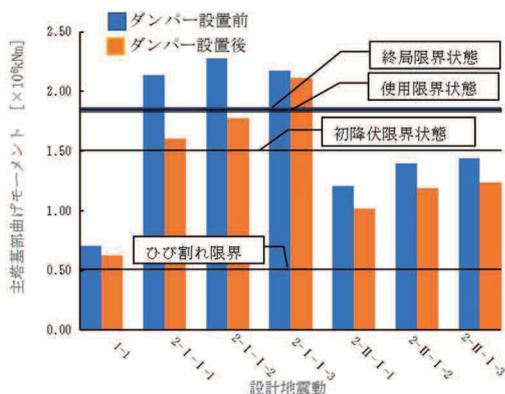


図 16 橋軸方向入力

7. 熊本地震波による応答

本橋の架橋地点で予想される最大規模の地震動に対して本橋の耐震性能照査を行った。実際の系により近い応答を求める目的で、3方向同時加振した場合について解析を行った。入力地震動には熊本地震時に天草市龍ヶ岳で観測された地震動のN-S成分、E-W成分およびU-D成分のそれぞれの絶対最大加速度が益城で観測された地震動の絶対最大加速度と同じになるように振幅調整した波形を用いた(図18～図20)。地震動の入力方向は表5に示すように、N-S成分とE-W成分を橋軸方向と橋軸直角方向にそれぞれ入力し、ダンパー設置前後の応答を求めて耐震性能を照査した。

図21には、各CASE地震動を入力した場合の支承部相対変位を示している。ダンパー設置前モデルに関しては、CASE2を入力した場合の相対変位が大きく、0.35mが記録された。CASE2の橋軸方向に入力した地震動の振動数成分を示した図19(b)よりE-W成分の1Hz以下の振動数は大きく含まれていることがわかるので、提案橋の固有振動数に近い固有モードが励起されたものと考えられる。また、CASE2の相対変位は、設計地震動で用いたレベル2地震動タイプIIの3波形の平均値0.38mとほぼ同じであることがわかった。ダンパー設置後のモデルに対しては、各CASEの地震動による応答に、ダンパー設置の効果が見られた。

図22には各CASEの地震動を入力した場合の主塔基部の曲げモーメントを示している。相対変位と同様にCASE1よりCASE2の応答が大きいことがわかる。いずれの地震動に対しても初降伏曲げモーメント以下で収まっていることが確認でき、耐震性を満足していることが理解できる。しかし、ダンパー設置後の曲げモーメントはダンパー設置前より大きい応答を示した。図23に示した変位ダンパーの履歴吸収エネルギーを比較すると、主桁側ダンパーはエネルギー吸収をできているが、主塔側ダンパーはエネルギー吸収が小さいことを確認できる。このことは、変位ダンパーの設置により全体の剛性が大

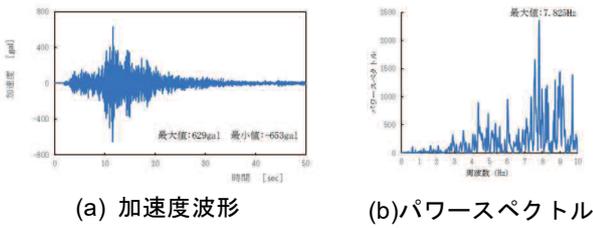


図 18 NS成分

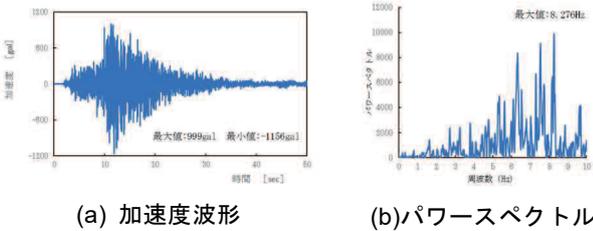


図 19 EW成分

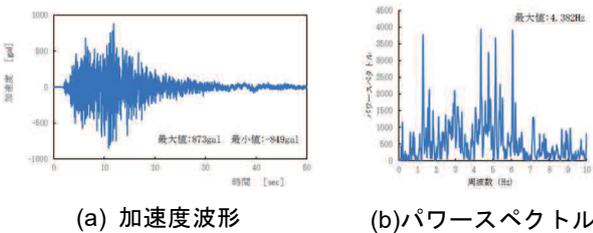


図 20 UD成分

表 5 地震動の組合せ

地震動	橋軸	橋軸直角	鉛直
CASE 1	N-S	E-W	U-D
CASE 2	E-W	N-S	U-D

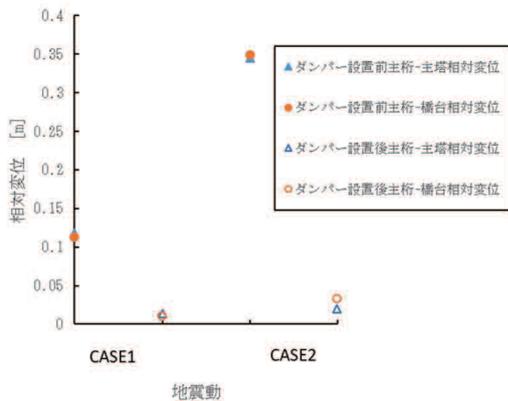


図 2 1 相対変位

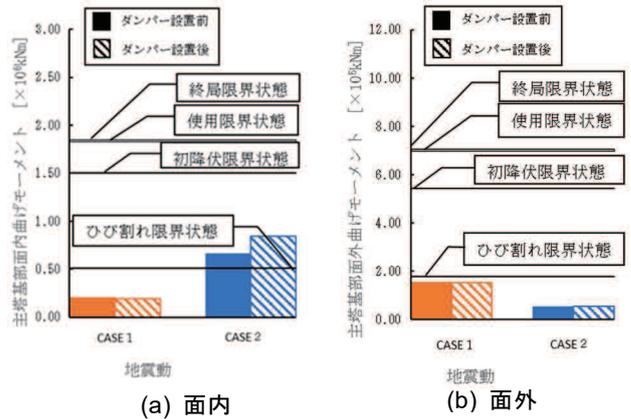


図 2 2 曲げモーメント

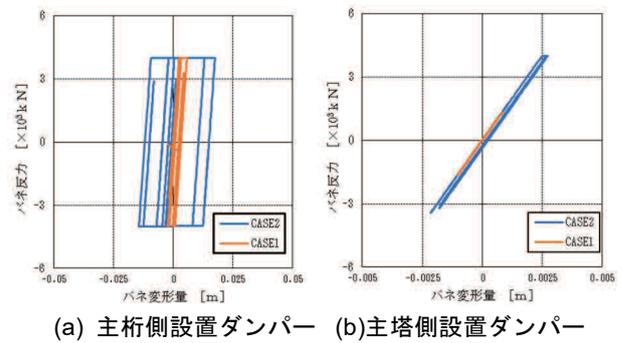


図 2 3 変形量とバネ反力

きくなったために、振動特性が変化した可能性が考えられる。

8. おわりに

本研究では以下のことが明らかになった。

- ①提案橋は静特性を満足する。
- ②提案橋はレベル 1 地震動，レベル 2 地震動タイプ II に対して耐震性能を満足する。
- ③レベル 2 地震動タイプ II に対して主塔基部の曲げモーメントが許容値を大幅に超える値を示す。
- ④橋軸方向のダンパーを設置してもレベル 2 地震動タイプ I に対して耐震性能を満足できない。
- ⑤熊本地震に対しては橋軸方向のダンパー設置で耐震性能を満足できる。

今後、ダンパーの設置場所や制震装置等条件を変えた場合についてさらに検討する必要がある。

参考文献

- 1) 原田健彦:ハイブリット吊床版道路橋の提案とその静・動力学特性に関する基礎的研究,九州産業大学博士学位論文,2006年。
- 2) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編,丸善出版,2017年。