

ハイブリッド吊床版道路橋の地震応答特性

Seismic response characteristics of a hybrid stress-ribbon vehicle bridge

原田健彦*, 水田洋司**, 吉村健**, 森田正一*, 田中孝久***

Takehiko Harada, Yoji Mizuta, Takeshi Yoshimura, Shoichi Morita and Takahisa Tanaka

*九州産業大学大学院, 工学研究科 (〒813-8503 福岡市東区松香台 2-3-1)

**工博, 九州産業大学教授, 工学部都市基盤デザイン工学科 (〒813-8503 福岡市東区松香台 2-3-1)

***博(工), 九州産業大学助手, 工学部都市基盤デザイン工学科 (〒813-8503 福岡市東区松香台 2-3-1)

The seismic response of a hybrid stress-ribbon vehicle bridge with a span-length of 400 m was numerically analyzed in the time domain. The adjusted acceleration wave record of the Hyogoken-Nanbu Earthquake was input into the model. In this model, a bilinear stress-strain curve was assumed. The findings revealed that the maximum normal stress in the upper and lower cables was in the range of the elastic region and that the maximum stress of combined bending moment and normal force in the edge girders was also in the range of elastic region except for several segments close to the abutments where the elasto-plastic stress was induced. Also, the maximum acceleration on the deck in the direction along the bridge axis was about 1.4 times larger than that of the input motion.

Key Words: hybrid stress-ribbon vehicle bridge, seismic response, nonlinear time-history response, check of seismic performance

キーワード: ハイブリッド吊床版道路橋, 地震応答, 非線形時刻歴応答, 耐震性能照査

1. まえがき

一般に, V 字谷, 小島が点在するリアス式海岸やフィヨルドなどでは, 迂回しなければならないことが多々ある. またこれらの場所では, 橋脚や主塔の施工において難工事が予想される. 更に, 離島や山村であるが故に日交通量が少ないことや近年の経済情勢などの理由から, そこでは廉価な新型の簡易形式橋梁の開発が望まれている. そこで著者らは, 単径間で橋脚の施工が不要な吊床版橋をベースにしたハイブリッド吊床版橋を提案し, 日韓の産学連携研究・開発を行ってきた.

著者らは, 第一段階として, 道路橋への適用を視野に入れた歩道橋を提案し, 橋長 $L=123\text{m}$ を有する単径間構造の上部構造について種々検討を重ねてきた^{1), 2)}. また第二段階では, 先に提案された歩道橋に関する検討結果を踏まえて $L=200, 400$ および 600m の道路橋を試設計し, 各々の構造の完成系・架設系に関する静力学特性についてこれまでに検討してきた^{3)~7)}.

本論文では, 残された重要課題のひとつである提案橋梁の地震応答特性について検討した. より具体的には,

本橋の固有振動特性を数値解析によりまず調べ, 次に, レベル 1 およびレベル 2 地震動に対する線形および非線形動的解析をそれぞれ行い, 上部構造の地震時の挙動について検討した. そして, それらの結果を踏まえて各主要部材の耐震性能を照査した. その結果を本文中に記す. なお本論文では, 橋長が異なる上記 3 種の道路橋のうち, 基本系である $L=400\text{m}$ の道路橋のみを検討対象とした.

2. ハイブリッド吊床版道路橋^{3)~6)}

図-1 に示すように, 橋長 400m を有する本橋の上部構造は, RC 製の塔, その塔に支持されたサグ比 10% の上ケーブルおよびバックステイクケーブル, グラウンドアンカー型橋台に定着されたサグ比 2% の下ケーブルおよび主桁から構成されている. 図の(b)と(c)に示すように, 2 車線 1 歩道を有する総幅 13m の主桁は, 直径 70cm の円形断面を有する 2 鋼管エッジビーム, オープングレーディング床版, 鋼 I 形変断面床桁, 桁の上下 2 面に設置された上・下横構および傾斜横構から構成されており, 鉛直吊材を介した上ケーブルおよび下ケーブルで支持され

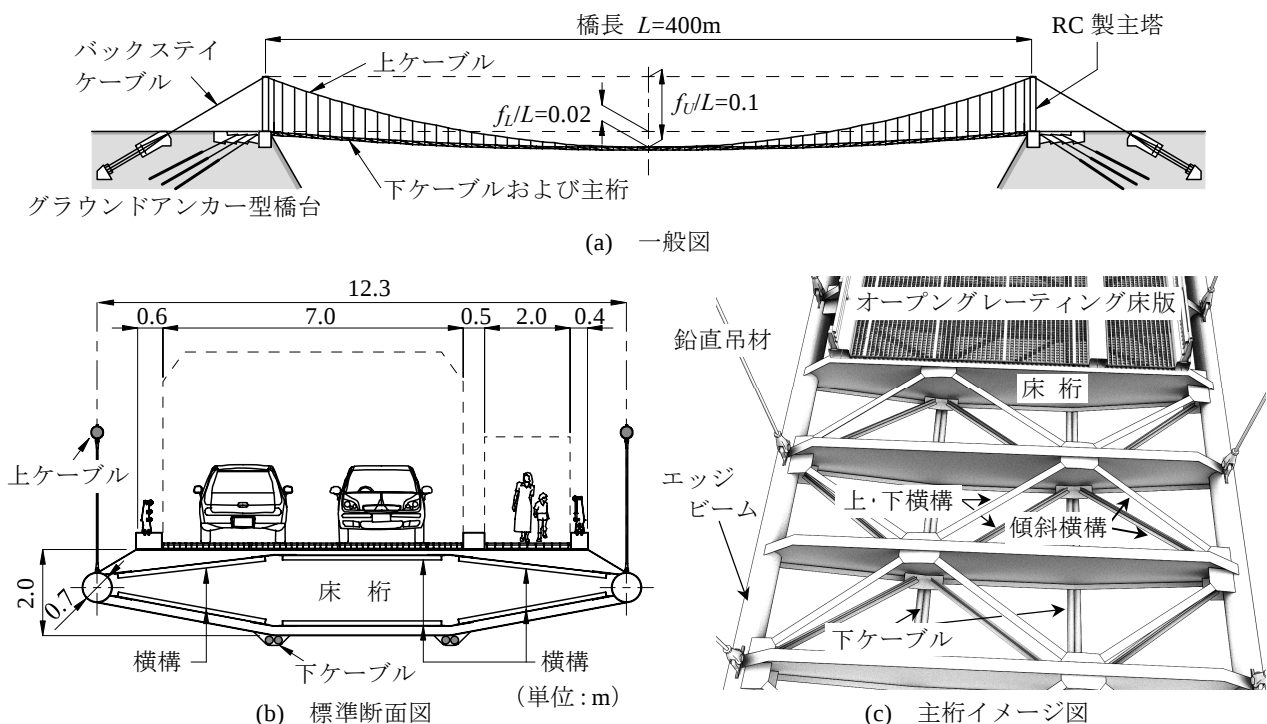


図-1 先に提案したハイブリッド吊床版道路橋

表-1 主な試設計条件

道路規格	第3種第4級
設計速度	50km/h
幅員構成	車道：7m（2車線） 歩道：2m
設計荷重	補剛桁・ケーブル：L荷重（A活荷重） 床組・床版：T荷重（A活荷重）
地盤種別	II種地盤（地域区分A, $C_z=1.0$ ）
適用示方書	道路橋示方書・同解説 I, II, V（平成14年3月）

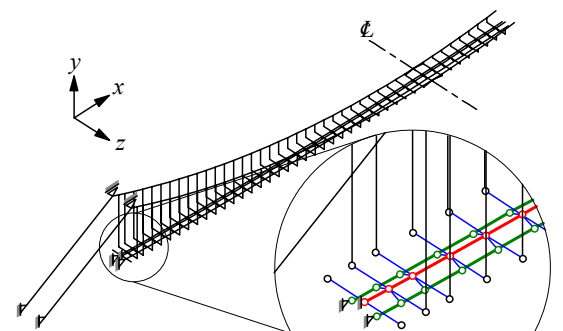


図-2 解析に使用した3次元骨組(Fish-bone)モデル

ている。エッジビームはその両端が橋台に固定されており、活荷重による軸方向引張力にも抵抗して‘吊床版’の一役も担う。また、桁の上下2面に設置した横構と傾斜横構で準閉断面を構成している。かつ、床桁高を適宜増加させることによって準閉断面部分の面積を増し、所要のねじり剛性を確保できるようにした。

本橋の主な試設計条件を表-1に示す。試設計の結果、①本橋の橋面積当り主桁重量は、例えば、鋼流線形箱桁を有する(仮称)豊島大橋^{*1}の桁重量の約半分となること、②上・下ケーブル各1本を単一ケーブルに換算した直径は40cm程度であり、決して大きくないことなどがわかった。より詳細については、文献3)~6)を参照されたい。

3. 固有振動特性

地震応答解析に先立ち、固有値解析を行って本橋の固有振動特性を調べた。解析には、「TDAPIII（株）アーク

情報システム社製）」を使用し、図-2に示す3次元骨組（Fish-bone：魚の骨状）モデルを用いた。各ケーブルと主桁要素にはそれぞれ軸力部材とはり部材を用い、横構は図中青線で示す剛なはりでモデル化した。主桁要素の剛性にはエッジビームのみを考慮し、2本のエッジビームを図中赤線で示す1本のはりに置換した。また、上・下ケーブル、バックステイクケーブルおよび鉛直吊材には、それ自体の死荷重ならびに主桁死荷重による初期張力がそれぞれ発生するので、各ケーブル要素にはその初期張力による幾何剛性を考慮した。ただし、本解析ソフトでは、軸力部材の非抗圧縮性は考慮できなかった。なお基礎研究のため、主塔要素は省略し、かつ、塔頂を水平ローラーで拘束した単純化した系を用いた^{*2}。

解析結果の代表例として、主な固有モードと振動数を取りまとめて図-3に示す。最低次の固有振動モードは面

^{*2} 実際には、本解析モデルに主塔の剛性を加えることにより、面内方向の各応答値は小さくなる。ここでは、安全側の結果が得られること、ならびに解析の煩雑さを無くす目的で主塔のモデル化を省略した。

^{*1} 単径間吊橋、スパン長540m、広島県に現在施工中。

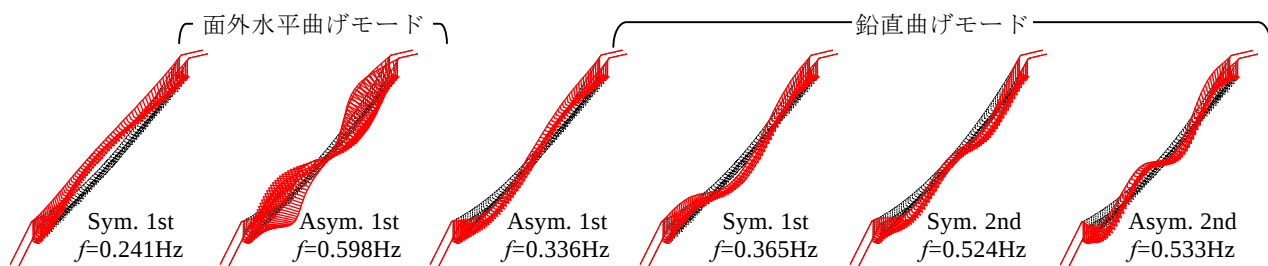
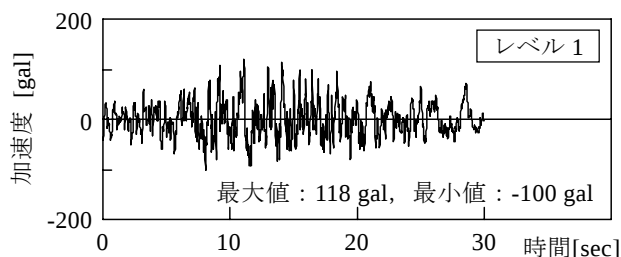


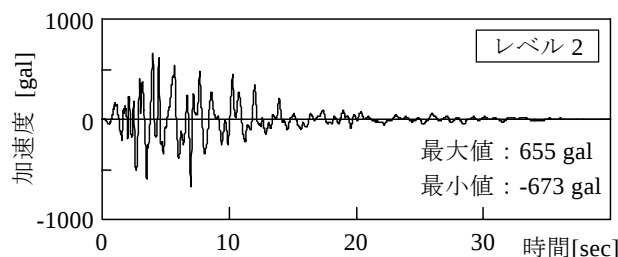
図-3 面外水平方向および鉛直方向の主な固有モードと振動数

表-2 主な固有モードの振動数，刺激係数および有効質量

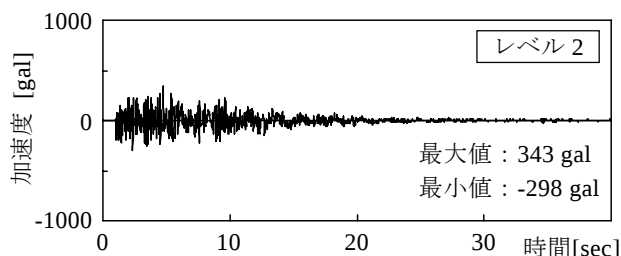
振動モード		固有周期	固有振動数	刺激係数			有効質量			次数
		[sec]	[Hz]	橋軸	鉛直	面外	橋軸	鉛直	面外	
面外水平曲げ	対称1次	4.15	0.241	0.00	0.00	38.2	0.00	0.00	1460	1
	逆対称1次	1.67	0.598	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10
	対称2次	0.813	1.23	0.00	0.00	-8.82	0.00	0.00	77.8	28
鉛直曲げ	逆対称1次	2.98	0.336	-5.82	0.00	0.00	33.8	0.00	0.00	2
	対称1次	2.74	0.365	0.00	12.7	0.00	0.00	160	0.00	3
	対称2次	1.91	0.524	0.00	36.7	0.00	0.00	1350	0.00	7
	逆対称2次	1.88	0.533	2.97	0.00	0.00	8.83	0.00	0.00	9
	対称3次	1.48	0.676	0.00	17.8	0.00	0.00	317	0.00	12



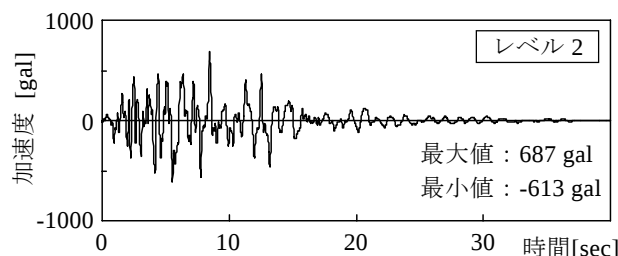
(a) 板島橋周辺地盤上(日向灘沖地震)



(b) JR 鷹取駅構内地盤上-EW 波(兵庫県南部地震)



(c) JR 鷹取駅構内地盤上-UD 波(兵庫県南部地震)



(d) JR 鷹取駅構内地盤上-NS 波(兵庫県南部地震)

図-4 日向灘沖地震で記録された地震波および兵庫県南部地震で記録された地震波

外水平曲げの対称モードであり，その固有振動数は 0.241Hz である．表-2 は，主な固有モードの振動数，刺激係数および有効質量をとりまとめたものである．面外水平曲げおよび鉛直曲げの主要モードは，それぞれ対称 1 次および対称 2 次であることが表よりわかる．

4. 地震応答解析

レベル 1 およびレベル 2 (タイプ II) 地震動に対して，それぞれ線形および非線形動的解析を行い，前節で述べた固有値解析結果を参考にして本橋の地震時の挙動についてまず調べた．次に，それらの結果を踏まえて本橋の

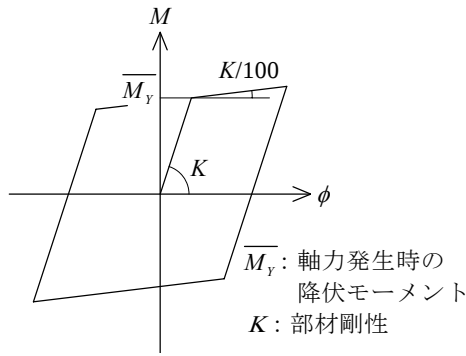
耐震性能を照査した．解析には，前節の固有値解析と同じ解析ソフト「TDAPIII」を用いた．

4.1 入力地震動

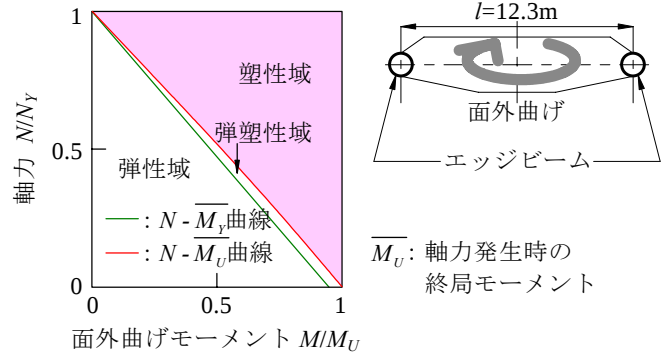
入力地震動には，道路橋示方書・同解説「V 耐震設計編」に基づき，図-4 に示す II 種地盤上において記録された波形を修正した標準波形を用いた．

レベル 1 地震動の照査では，図(a)に示す日向灘沖地震における板島橋周辺地盤 (II 種地盤) 上で記録された地震波を面外水平方向に等倍で入力した．

レベル 2 の入力地震動には，図の(b)~(d)に示す兵庫県南部地震における JR 西日本鷹取駅構内地盤 (II 種地盤)

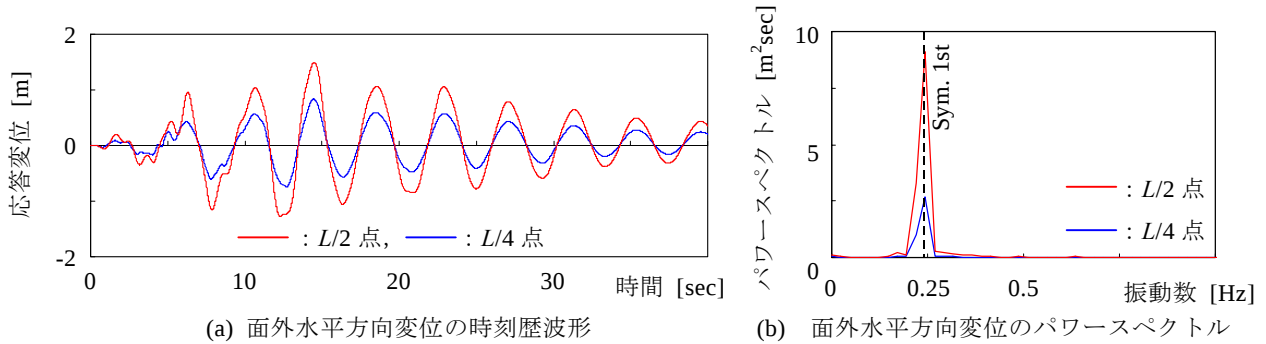


(a) M - ϕ (面外曲げモーメントー曲率) 関係



(b) M - N (面外曲げモーメントー軸力) 相関図

図-5 主桁要素の材料構成則



(a) 面外水平方向変位の時刻歴波形

(b) 面外水平方向変位のパワースペクトル

図-6 主桁の $L/2$ 点と $L/4$ 点における面外水平方向変位応答

上で記録された地震波を用いた。図(d)に示す最大加速度が一番大きいNS波を面外水平方向、図(b)と(c)に示すEW波ならびにUD波を橋軸と鉛直方向にそれぞれ等倍で3方向同時入力した。

4.2 解析モデルと解析条件

地震応答解析には、第3節で述べた固有値解析と同様の骨組モデル(図-2)を用いた。使用した減衰は、要素別減衰($\eta=2\%$ 、鋼材)である。

レベル2地震動入力時には、主桁要素のみ以下に述べる材料非線形性を考慮した。鋼材の応力度ーひずみ関係には、図-5(a)に示す2次勾配を $E/100$ としたバイリニアモデルを採用した。また既述のように、エッジビームはその両端が橋台に固定されており、吊床版の役も担う。このため、曲げモーメント M と軸力 N が同時に発生するので、以下の2式で示される両者の相関を考慮した^{*3}(図-5(b))。1対の鋼管のうち、いずれかの鋼管の縁応力度が最初に降伏に達するときの曲げモーメントは、降伏モーメント M_y と降伏軸力 N_y を用いて、次式で表される。

$$\frac{M}{M_y} + \frac{N}{N_y} = 1 \quad \dots (1)$$

また、終局時(全断面塑性時)の曲げモーメントは、終局モーメント M_u と N_y を用いて、次式で表される。

$$\frac{M}{M_u} + \frac{N}{N_y} - \pi \frac{r}{l} \sin\left(\pi \frac{N}{N_y}\right) = 1 \quad \dots (2)$$

^{*3} 解析ソフトの制限により面外方向の曲げのみ考慮。

ここに、 $r=0.344\text{m}$: 板厚中心での鋼管半径、

$l=12.3\text{m}$: エッジビームの中心間隔。

解析では、Newmarkの β 法($\beta=0.25$)による直接積分法を用いた。積分時間間隔は0.01秒とし、レベル1およびレベル2地震動に対してそれぞれ30秒間および40秒間の応答を計算した。

4.3 解析結果

レベル1地震動に対しては、全部材の応答が弾性範囲内であることがわかったので、ここでは、レベル2地震動に対する結果のみを述べる。

(a) 変位応答

図-6(a)は、主桁の面外水平方向応答変位の時刻歴波形である。図中赤線と青線は、 $L/2$ 点と $L/4$ 点に対する結果を代表例としてそれぞれ示したものである。 $L/2$ 点の応答変位が $L/4$ 点に比べて2倍弱大きいことが図に見てとれる。また図-6(b)は、それら2つの波形に対して波形処理を施し、それぞれ同色でパワースペクトル表示したものである。図に見るように、面外水平方向変位では、同方向の主要モードである対称1次(図中破線は、その固有振動数)が支配的な振動モードであることがわかる。面外水平方向入力地震波(NS波、図-4(d))の周波数成分には0.6~1Hzの間で複数のピークが認められる。しかし、表-2に示したように、同方向の対称1次と対称2次の固有振動数はそれぞれ0.241と1.23Hzであったので、結果的に、刺激係数が一番大きな値を示す対称1次が支配的な振動モードになったものと考えられる。

一方、図-7は図-6と同様に主桁の鉛直方向応答変位に

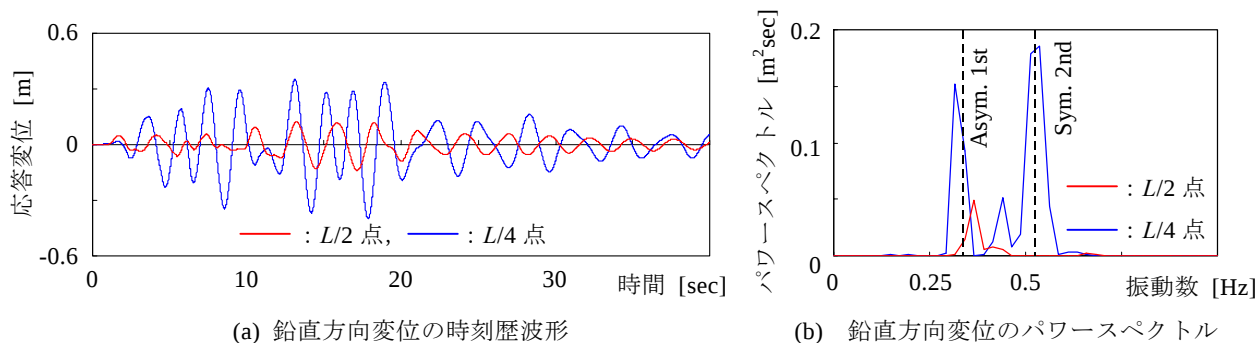


図-7 主桁の $L/2$ 点と $L/4$ 点における鉛直方向変位応答

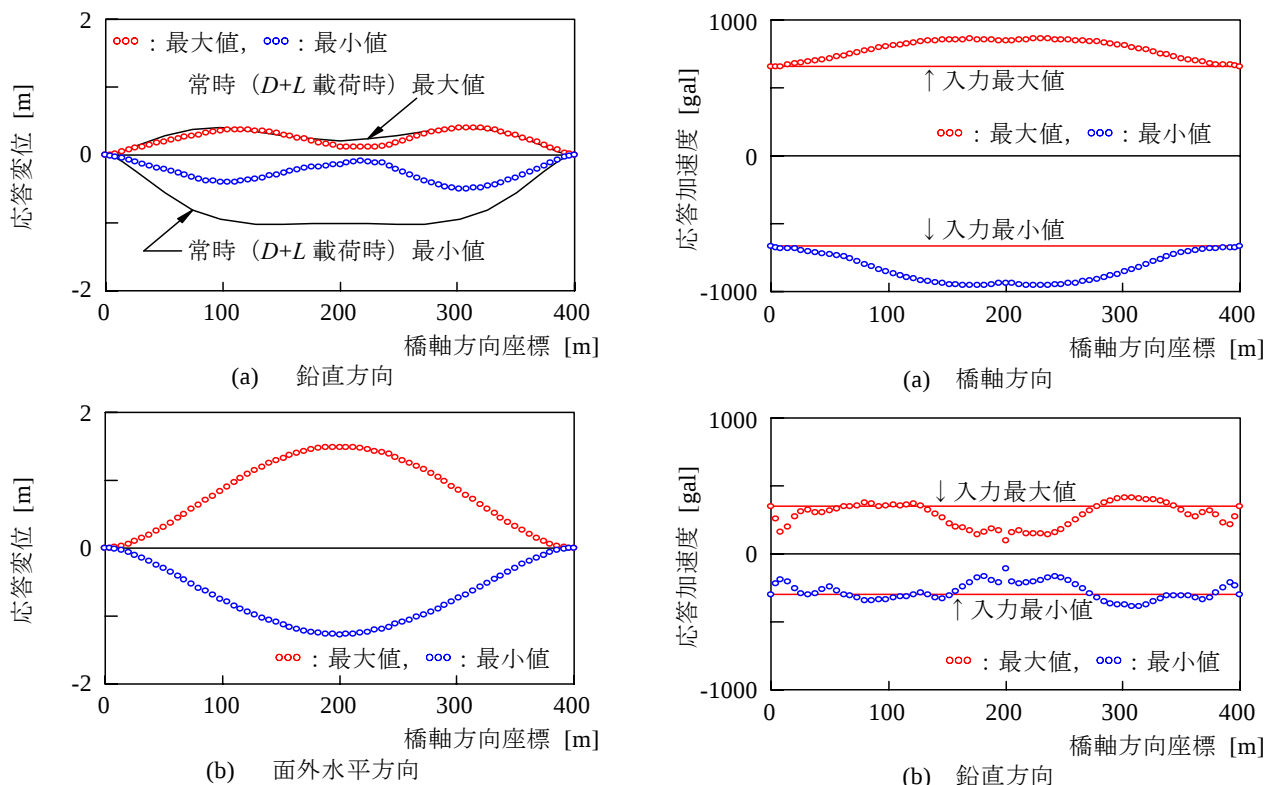


図-8 主桁の最大・最小応答変位

対する結果を示したもので、 $L/2$ 点（赤線）に比べて $L/4$ 点（青線）の応答が 3 倍弱大きいことが図の(a)よりわかる。また図(b)に示すように、鉛直方向変位では、同方向の主要モードである対称 2 次と橋軸方向の刺激係数が最も大きい逆対称 1 次が支配的な振動モードであることもわかる。鉛直方向と橋軸方向入力地震波（UD 波と EW 波、図-4(c)と(b))の周波数成分には、それぞれ 0.5Hz 付近と 0.3Hz 付近にピークが認められており、上記の結果はそれらに近い固有振動数を有する振動モードが誘起されたものと考えられる。

図-8 は、橋軸方向座標を横軸に取り、主桁の鉛直方向および面外水平方向変位の最大・最小応答値をそれぞれ図示したものである。図中赤丸と青丸は、それぞれ最大応答値と最小応答値を示している。図(a)に示す鉛直方向の最大・最小応答変位は、図中実線で示す常時（死荷重+活荷重載荷時）の最大・最小たわみを超えないことがわかる。一方、図(b)に示す面外水平方向の最大応答変位

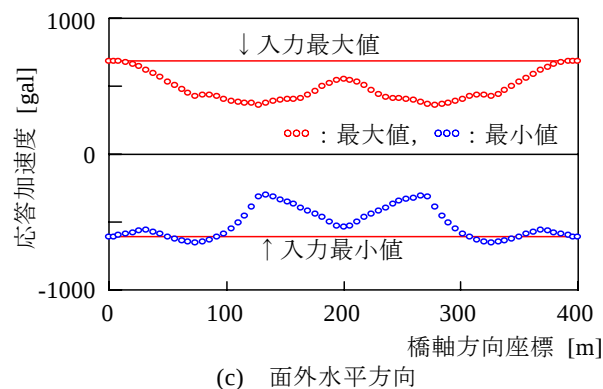
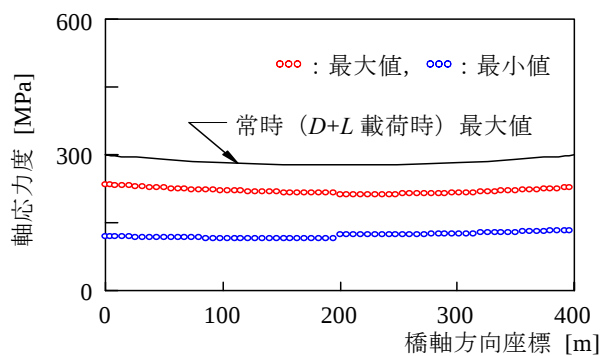


図-9 主桁の最大・最小応答加速度

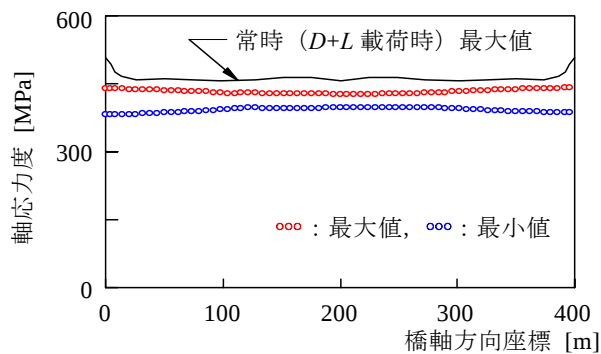
はスパン中央部で生じ、その値は約 1.5m であることがわかる。

(b) 加速度応答

図-9 は、主桁の橋軸方向、鉛直方向および面外水平方向の最大・最小応答加速度をそれぞれ図示したものである。図中赤線は、各方向の入力地震波の最大・最小値を



(a) 上ケーブル



(b) 下ケーブル

図-10 上・下ケーブルに生じる最大・最小応答軸応力度

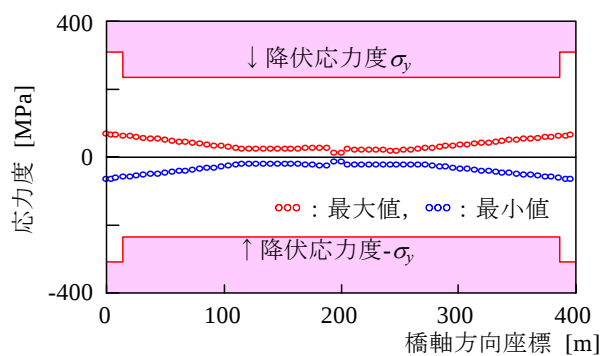
それぞれ示している。図の(b)と(c)に示すように、鉛直および面外水平方向の最大・最小応答加速度は、ともに入力地震波の最大・最小値と同程度となる。一方、図(a)に示す橋軸方向の応答加速度は入力地震波に対して増幅され、その増幅率が約 1.4 であることがわかる^{*4}。

(c) 上・下ケーブル軸力応答

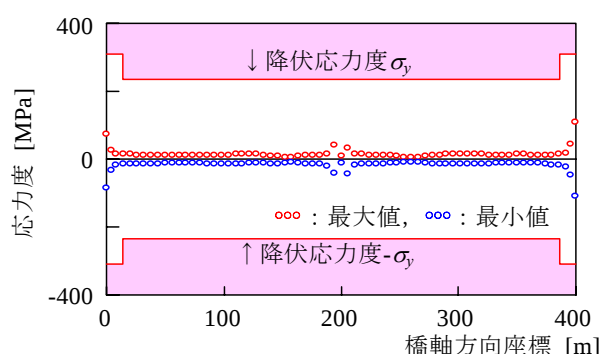
図-10 は、上・下ケーブルに生じる軸応力度の最大・最小応答値をそれぞれ図示したものである。図中実線は、常時（死荷重+活荷重載荷時）の最大軸応力度を示している。図に見るように、上・下ケーブルともにその最大応答軸応力度は、常時の最大軸応力度を超えておらず、いずれも弾性域内となる。また、最小応答軸応力度はスパン全体に渡って負値を示さず、いずれのケーブルにおいても圧縮力は発生しないこともわかる。

(d) エッジビーム断面力応答

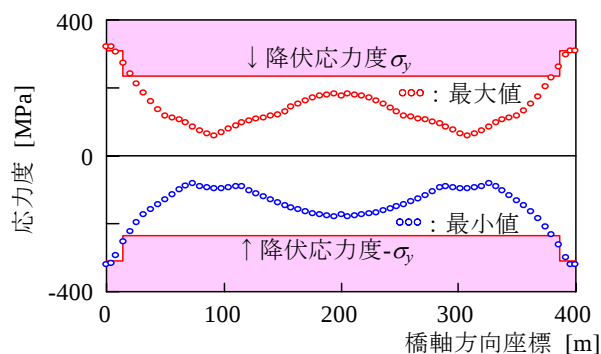
図-11 は、エッジビームに生じる軸応力度、面内曲げ応力度および面外曲げ応力度の最大・最小応答値をそれぞれ図示したものである。図中赤線は各断面力が独立して発生した場合の降伏応力度 σ_y を示しており、塗潰した部分は σ_y を超える領域を示している^{*5}。図の(a)と(b)に示す軸応力度と面内曲げ応力度の最大・最小応答値は、い



(a) 軸応力度



(b) 面内曲げ応力度



(c) 面外曲げ応力度

図-11 エッジビームに生じる最大・最小応答断面力

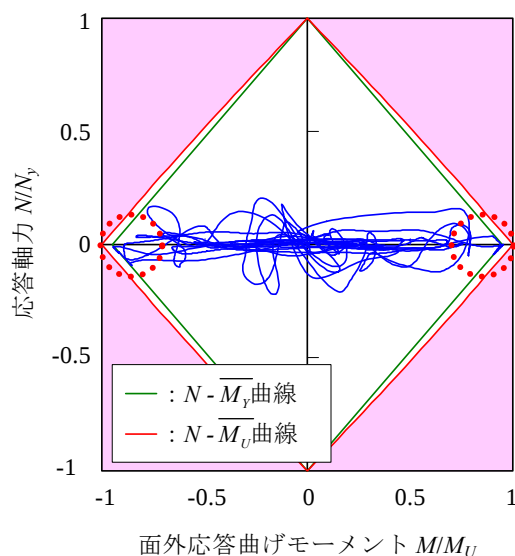


図-12 エッジビーム固定端部の N-M 履歴曲線

^{*4} 本橋では、一般の吊橋と同様に、スパン中央部にセンタースティを設置している。そのため、スパン中央部で各応答値が不連続となる(図-10 および 11 も同様)。

^{*5} エッジビームには橋台付近を除く全ての部材に STK 400($\sigma_y=235\text{MPa}$, SS400 相当)を採用しており、橋台付近のみ STK490($\sigma_y=315\text{MPa}$, SS490 相当)を用いた³⁾⁻⁵⁾。

表-3 目標性能水準と各部材に対する健全度レベルの組み合わせ

レベル1地震動			
目標性能水準		性能水準1	
部材	上・下ケーブル	健全度レベル1	全部材が弾性範囲内とする.
	エッジビーム		
レベル2地震動			
目標性能水準		性能水準2	
部材	上・下ケーブル	健全度レベル1	復旧が困難なことから弾性範囲内とする.
	エッジビーム	健全度レベル2	復旧が可能であり、固定端付近の一部の部材は降伏を許容する.

表-4 橋台付近エッジビームの耐震性能照査結果

要素番号	橋軸方向 座標 [m]	弾性域・ 弾塑性域の別	最大応答曲率 $\phi_{\max} [\times 10^{-4}/\text{m}]$	降伏点 $\sigma_y [\text{MPa}]$	許容ひずみ $\varepsilon_a/\varepsilon_y$	限界値 $\phi_a [\times 10^{-4}/\text{m}]$	照査結果 $\gamma_i \phi_{\max} / \phi_a$
1	0-4	弾塑性域	4.42	315	9	21.81	0.20
2	4-8	弾塑性域	2.88	315	9	21.81	0.13
4	14-20	弾塑性域	3.56	235	12	21.69	0.16
5	20-26	弾塑性域	1.75	235	12	21.69	0.08

ずれもスパン全体に渡って σ_y を大幅に下回る結果となった。一方、図(c)に示す面外曲げ応力度の最大・最小応答値は、ほぼスパン全体に渡って弾性域内となるものの、橋台付近のいくつかの部材では σ_y を超えている。

図-12 は、エッジビームの $M-N$ (面外曲げモーメント一軸力) 履歴曲線を示したものであり、代表例として固定端の部材に対する結果を示している。図中緑線および赤線は、それぞれ $N-\overline{M}_y$ 曲線および $N-\overline{M}_x$ 曲線を示している。面外曲げモーメントは、図中緑線で示す $N-\overline{M}_y$ 曲線を超えて非線形域に入ることがわかる。

4.4 耐震性能の照査

(a) 目標耐震性能

道路橋示方書「V 耐震設計編」に基づいて耐震性能の照査を行った。レベル1およびレベル2地震動に対する目標性能水準と健全度レベル⁸⁾の組み合わせを表-3に示す。表中に示すように、レベル1とレベル2地震動に対してそれぞれ性能水準1と性能水準2を目標とした。

具体的には、①レベル1地震動に対しては、全部材の応答が弾性域内であること②レベル2地震動に対しては上・下ケーブルの応力度が弾性域内であること、ならびにエッジビームの変形量が所定の限界値を超えないことをそれぞれ照査するものとした。限界値には、道路橋示方書により示された円形断面を有する鋼製橋脚に対する許容ひずみ ε_a を用いた。 ε_a は、次式で表される。

$$\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_y} = 20 - 140R_t \quad \dots (3)$$

ここに、 ε_y ：鋼材の降伏ひずみ、

R_t ：式(2)で表される径厚比パラメータ。

$$R_t = \frac{r}{t} \cdot \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\nu^2)} \quad \dots (4)$$

ここに、 r ：板厚中心での半径[mm]、 t ：板厚[mm]、

σ_y ：鋼材の基準降伏点[MPa]、

E ：弾性係数[MPa]、 ν ：ポアソン比。

式(3)と(4)を用いれば、本検討に用いる限界値 ϕ_a/ϕ_i ($=\varepsilon_a/\varepsilon_y$)は、エッジビームの固定端付近および一般部でそれぞれ9および12となる(p.6, 脚注*5参照)。

(b) 照査結果

既述のように、レベル1地震動に対しては、全部材が弾性域の応答を示しており、健全度レベル1を満足する結果となった。

レベル2地震動に対しては、上・下ケーブル軸力の最大応答値はいずれも弾性域であり、健全度レベル1を満足する。また、エッジビームの面外曲げ応力度は、橋台付近を除きほぼスパン全体に渡って弾性域である。なお、橋台付近のエッジビームに対しては、各部材の最大応答曲率 $\phi_{\max}$ と限界値 ϕ_a を用いて次式により評価した。

$$\gamma_i \cdot \phi_{\max} / \phi_a \leq 1.0 \quad \dots (1)$$

ここに、 γ_i ：構造物係数(=1.0)

非線形域に入るエッジビーム4部材(固定端より0~26mの範囲)に対する照査結果をとりまとめて表-4に示す。表中の「照査結果」欄に見るように、いずれの部材においてもその最大応答曲率 $\phi_{\max}$ は限界値 ϕ_a を大きく下回っており、健全度レベル2を満足することがわかった。

5. むすび

先に提案・試設計した橋長400mを有するハイブリッド吊床版道路橋^{3)~5)}の地震応答特性について検討した。検討にあたっては、数値解析で提案橋梁の固有振動特性をまず調べた。その結果、以下の事柄が明らかになった。

- ① 最低次の固有振動モードは面外水平曲げの対称モードであり、その固有振動数は0.241Hzである。
- ② 面外水平曲げおよび鉛直曲げの主要モードは、それ

ぞれ対称 1 次および対称 2 次である。

次に、レベル 1 およびレベル 2 地震動に対してそれぞれ線形および非線形動的解析を行い、提案橋梁の地震時の挙動について検討した。その結果、レベル 1 地震動に対しては全部材の応答が弾性範囲であること、ならびにレベル 2 地震動に対しては以下の事柄が明らかになった。

- ③ 鉛直方向変位の最大・最小応答値は、ともに常時（死荷重+活荷重載荷時）の最大・最小たわみを超えない。
- ④ 面外水平方向変位の最大応答値はスパン中央部で生じ、その値は約 1.5m である。
- ⑤ 鉛直方向と面外水平方向の応答加速度は、入力地震波と同程度の最大・最小値を示す。一方、橋軸方向の応答加速度は、入力加速度に対して増幅され、その増幅率は約 1.4 である。
- ⑥ 上・下ケーブル軸力の最大応答値はともに常時（死荷重+活荷重載荷時）の最大値を超えない。また、その最小応答値は負値を示さず、上・下ケーブルに圧縮力は発生しない。
- ⑦ エッジビーム応力度は、ほぼスパン全体に渡り弾性域となる。ただし、橋台付近の比較的狭い範囲で非線形域となる。

上記検討結果を踏まえ、提案橋梁の主要部材である上・下ケーブルならびにエッジビームの耐震性能を照査した。レベル 1 とレベル 2 地震動に対して、それぞれ性能水準 1 と性能水準 2 の照査を行った。その結果、以下の事柄が明らかになった。

- ⑧ レベル 1 地震動では、全部材の応答が健全度レベル 1 を満足しており、性能水準 1 を満足する。
- ⑨ レベル 2 地震動に対しては、以下 2 項目の結果が示すように、性能水準 2 を満足する。
 - 上・下ケーブルの応答は弾性域に留まっており、健全度レベル 1 を満足する。
 - ⑧ で述べた弾塑性域に入る橋台付近エッジビームの最大応答曲率は限界値を下回っており、エッジビームは健全度レベル 2 を満足する。

以上のように、本論文では、提案橋梁の地震時の挙動について明らかにするとともに、本形式が道路橋に適用可能であることを示唆した。なお、本検討では鉛直吊材の非抗圧縮性を考慮できなかったため、鉛直吊材に小さい圧縮力が発生した（最大圧縮力は中央部の最短吊材で生じ、その値は常時許容応力度に対して約 5% の値）。今後の課題として、この鉛直吊材の抗圧縮性が応答に与える影響について検討する必要がある。また、面外水平方向変位については、各部材の応答曲率⁹⁾により照査した。その結果、全部材で目標耐震性能を満足したものの、全体系に見る面外水平方向変位の最大応答値は 1.5m であり、小さくない。今後、この面外水平変位に対しては更なる検討が必要であると懸念される。

謝辞

本研究を遂行するにあたり、貴重な助言と御協力をいただいた‘ハイブリッド吊床版橋の設計と施工に関する日韓ワークショップ’の共同研究者諸氏とデンマーク工科大学のギムスィング教授、ならびに実験と資料整理に御協力いただいた九州産業大学長大橋梁工学研究室諸氏には、この場を借りて厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) Tanaka, T., Yoshimura, T., Gimsing, N.J., Mizuta, Y., Kang, W.H., Sudo, M., Shinohara, T. and Harada, T.: A Study on Improving the Design of Hybrid Stress-Ribbon Bridges and Their Aerodynamic Stability, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 90, pp. 1995-2006, 2002.
- 2) 田中孝久：ハイブリッド吊床版歩道橋の提案とその力学特性に関する基礎的研究，九州産業大学学位論文，2004.
- 3) Harada, T., Yoshimura, T., Tanaka, T., Beppu, T., Mizuta, Y., Jo, H., Gimsing, N.J. and Kang, W.H.: Proposal for a Hybrid Stress-Ribbon Vehicle Bridge, *Proc. 3rd Int. Conf. on Advances in Structural Engineering and Mechanics*, pp. 1111-1119, 2004.
- 4) 原田健彦，吉村 健，姜 圓鎬，城 秀夫，別府琢磨：ハイブリッド吊床版道路橋の提案と試設計，構造工学論文集，Vol. 51A, pp. 69-77, 2005.
- 5) 原田健彦，吉村 健，田中孝久，別府琢磨，水田洋司，城 秀夫，N.J. ギムスィング，姜 圓鎬：Proposal for Hybrid Stress-Ribbon Vehicle Bridges, Part 1. Preliminary Design of Superstructure and Static Characteristics，九州産業大学工学部研究報告，第 42 号，pp. 227-234, 2005.
- 6) 原田健彦，吉村 健，田中孝久，別府琢磨，水田洋司，城 秀夫，N.J. ギムスィング，姜 圓鎬：Proposal for Hybrid Stress-Ribbon Vehicle Bridges, Part 2. Preliminary Design of Cables，九州産業大学工学部研究報告，第 42 号，pp. 235-242, 2005.
- 7) 原田健彦，吉村 健，井嶋克志，田中孝久，森田正一：ハイブリッド吊床版道路橋架設系の静力学特性，九州産業大学工学部研究報告，第 42 号，pp. 243-250, 2005.
- 8) 土木学会地震工学委員会：橋の動的耐震設計，社団法人土木学会，2003.

(2006 年 9 月 11 日受付)