

吊橋（平戸大橋）の非線形地震応答特性に関する研究

Study on nonlinear seismic characteristics of a suspension bridge (Hirado Bridge)

呉慶雄*, 犬束洋志**, 高橋和雄***, 中村聖三****

Qingxiong Wu, Hiroshi Inutsuka, Kazuo Takahashi, Shozo Nakamura

* Ph.D., 長崎大学助手, 工学部社会開発工学科 (〒852-8521 長崎市文教町 1 番 14 号)

** 工学士 三菱重工業(株), 鉄構建設事業本部 (〒850-0861 長崎市江戸町 9 番 5 号)

*** 工博, 長崎大学教授, 工学部社会開発工学科 (〒852-8521 長崎市文教町 1 番 14 号)

**** 博(工), 長崎大学助教授, 工学部社会開発工学科 (〒852-8521 長崎市文教町 1 番 14 号)

Evaluation of seismic safety of suspension bridges using the dynamic method is specified in the Design Specifications for Highway Bridges since the dynamic behaviors of suspension bridges subjected to strong ground motions are complicated. In this paper, the seismic properties of Hirado Bridge, which has single span of 465.4m, are discussed in detail. First, the analysis considering the loosening of main cables and hangers is carried out and the possibility of loosening in this suspension bridge is discussed. Then, the effect of the loosening on the responses of the girder, towers, main cables and hangers is evaluated. Finally, the seismic performance of Hirado Bridge under Level 2 earthquake is estimated using the mean values for three seismic waves.

Key Words: Suspension bridge, Hirado Bridge, earthquake, cable loosening, seismic safety

キーワード: 吊橋, 平戸大橋, 地震, ケーブルの緩み, 耐震安全性

1. まえがき

一般に, 多様な構造形式を持つ吊橋上部構造¹⁾²⁾は長周期構造物のため, 耐震設計によって断面が決められることはほとんどない³⁾が, 設計時において動的照査法による地震応答評価を行うことが規定されている⁴⁾. 既設の吊橋についても, その重要性からレベル2地震動に対する耐震性能の確保が求められており, 大地震時の挙動を評価し, 判明した課題点に対して速やかに対処する必要があると規定されている.

吊橋の動的解析については, Abdel-Ghaffar はハンガーを伸びない部材と仮定して, 補剛桁, ケーブルの剛性マトリクスおよび質量マトリクスを誘導し, 主塔の変形を無視した固有振動解析および動的応答解析を行った⁵⁾⁶⁾. この手法を用いて, Golden Gate Bridge の動的応答を検討した⁷⁾. 大塚らは非線形動的解析法を用いて, 試設計した 1,100m 鋼吊橋を対象として, 補剛桁, 主塔, ケーブルおよびハンガーを考慮し, 地震時の挙動を正確に評価するための幾何学的非線形性や初期剛性などの影響を評価して, 耐震性向上策の効果について検討した⁸⁾. さらに, 大塚らは橋長 2,500m の 2 径間非対称長大吊橋を対象として, 入力地震動の影響やステイクケーブルの耐震性の効果について検討した⁹⁾. このように, 兵庫県南部地震以降, 非線形動的解析が耐震設計に適用されるようになったが, 吊橋の実橋を

対象とした非線形動的解析の研究は少ないのが現状である.

そこで, 本論文では長崎県の平戸島と松浦半島を結ぶ平戸大橋を対象にして非線形地震応答特性を評価する. 平戸大橋は交通量が少ない離島架橋のため, 2 車線の車道 7.5m と両側の歩道 1.5m×2 で構成され, 幅員が狭い. このため, 中央径間長 465.4m と主構間隔 14.5m の比が約 32 となるきわめて細長い吊橋である¹⁰⁾. このため, 面外方向の剛性が小さく, 面外地震動を受ける場合の地震応答が大きくなることが予想される.

本論文では, 先ず, 補剛トラスのすべての部材をはり要素で評価する解析モデルを用いて固有振動解析を行い, 補剛トラスを橋軸方向の 1 本のはりに置き換えた解析モデルの計算結果と比較することで, 解析モデルの妥当性を確認する. 次に, 吊橋の応答に伴うケーブルの緩みを考慮した複合非線形地震応答解析を行い, メインケーブルおよびハンガーに緩みが発生する可能性および緩みが補剛桁, 主塔, メインケーブルおよびハンガーの地震応答に与える影響について検討する. 最後に, レベル 2 地震動が橋軸直角方向あるいは橋軸方向に加震時の部材の降伏および吊橋の変形等の耐震安全性を評価する.

2. 平戸大橋の概要

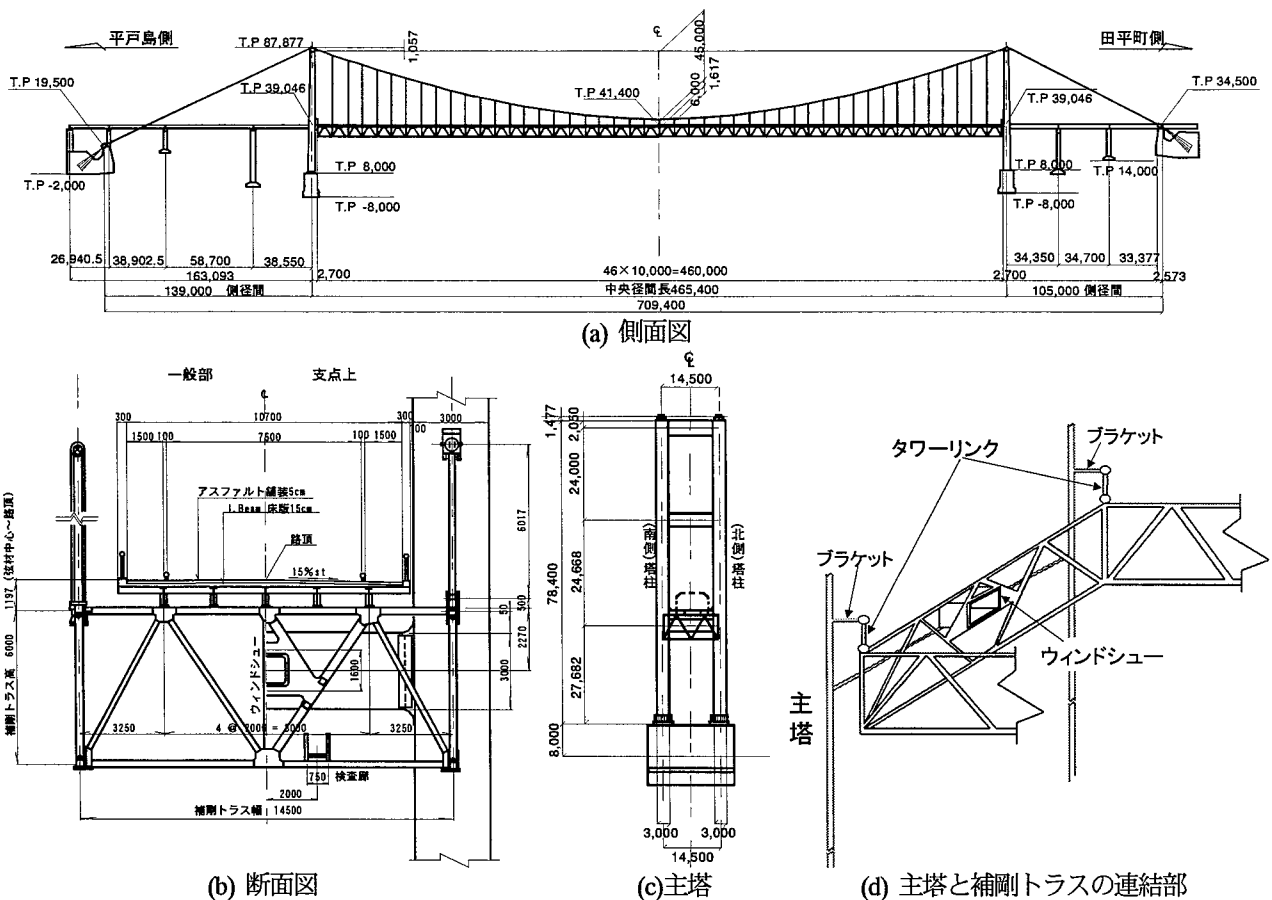


図-1 平戸大橋の一般図 (単位: mm)

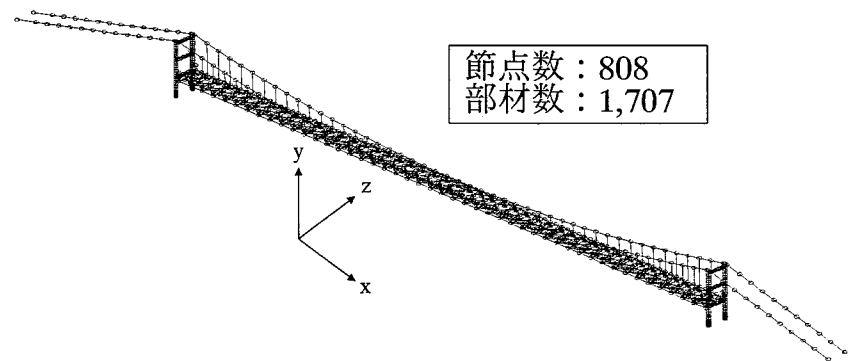


図-2 平戸大橋の解析モデル

平戸大橋は、建設当時国内最大級の吊橋として昭和 52 年 3 月に長崎県の田平と平戸を結ぶ雷の瀬戸に架設された¹³⁾。橋梁形式は 2 ヒンジ単純吊橋であり、橋長 709.4m、中央径間長 465.4m である。補剛トラスは中路式で、補剛トラス間隔 14.5m、補剛トラス高 6.0m である。平戸大橋の側面図を図-1(a)、断面図を図-1(b)に示す。

主塔は、図-1(c)に示すように、フレキシブル形式の鋼構造 3 層ラーメン形式が採用され、高さ 78.4m の 2 本の柱とこれをつなぐ 3 本の水平材で構成されている。ケーブルは、塔頂部のサドルで支持されている。補剛トラスと主塔との連結部を図-1(d)に示す。メインケーブルは左右 2 本で、ケーブルのサグは 45m である。1 ケーブルは 19 ストランド (1 ストランドは径 5.0mm の素線 228 本) で構成されている。ハンガーロープは、ウオリントンシール型

CFRCφ52mm が 1 箇所あたり 2 本使用されている。

3. 解析モデル

補剛トラスのモデル化では通常、吊橋の補剛トラスを橋軸方向の 1 本のはりに置き換えて、補剛トラスの曲げ剛性および断面回転中心を補剛トラスの図心とするねじれ剛性を計算する¹⁴⁾。しかし、本研究では補剛トラスの各部材をはり要素としてモデル化して、全体の剛性の評価を行う。平戸大橋の 3 次元骨組 FEM モデルを図-2 に示す。このモデルでは、補剛トラスの上弦材、下弦材、斜材および垂直材をはりとして評価する。補剛トラスの上弦材、下弦材、斜材および垂直材の断面構成を図-3(a)に示す。補剛トラスの重量は 93.00kN/m である¹³⁾。なお、本研究では床版の

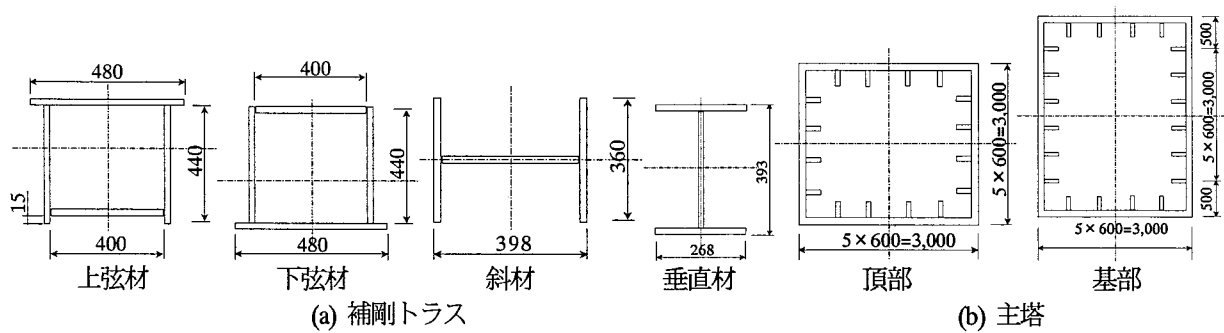


図-3 断面構成 (単位: mm)

表-1 平戸大橋の固有振動数の比較

振動モード		固有振動数 (Hz)		①/②
		①本解析	②FEM 解析	
鉛直 たわみ振動	逆対称 1 次	0.246	0.233	1.06
	対称 1 次	0.308	0.314	0.98
	対称 2 次	0.454	0.469	0.97
	逆対称 2 次	0.693	0.737	0.94
ねじれ振動	対称 1 次	0.758	0.807	0.94
	逆対称 1 次	1.032	1.320	0.78
		①本解析	②Galerkin 法	
面外振動	対称 1 次	0.125	0.127	0.98
	逆対称 1 次	0.399	0.431	0.92
	対称 2 次	0.527	0.516	1.02
	逆対称 2 次	0.550	0.571	0.96

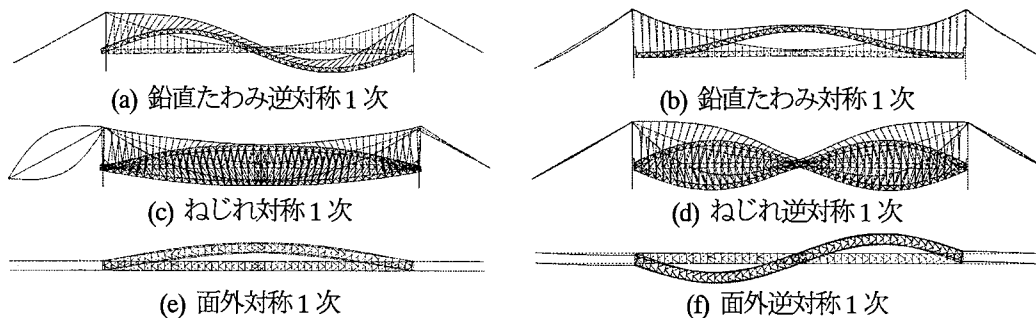


図-4 平戸大橋の固有振動モード

重量は考慮するが、床版の剛性は無視する。主塔に対して 3次元はり要素を用い、部材を細分割し地震応答を評価する。主塔の頂部および基部の断面構成を図-3(b)に示す。主塔の総重量は 5,529kN である¹³⁾。

メインケーブルおよびハンガーは、著者らが開発した 3次元ケーブル要素プログラムを用いてモデル化を行う¹⁵⁾。この場合の剛性マトリクスは、文献 16) の剛性マトリクスから自重の項を除いた式と一致する。この 3次元ケーブル要素は、係数励振振動を含めた非線形振動挙動を考慮することができる。ケーブルの重量は 1 面あたり 7.52kN/m である¹³⁾。

タワーリンクのモデル化について、その両端 (補剛トラスとの連結端および主塔との連結端) の鉛直方向の回転角および橋軸直角方向の回転角をフリーとする。また、橋軸直角方向のウィンドシューを線形バネ要素を用いてモデ

ル化する。

境界条件は、主塔の基部およびケーブルのアンカレイジを完全固定とする。

4. 固有振動特性

幾何学的非線形を考慮した固有振動解析を行い、得られた鉛直たわみ振動、ねじれ振動および面外振動の主要な固有振動数および振動モードを表-1 および図-4 に示す。また、補剛トラスを橋軸方向の 1 本のほりに置き換えたモデルを用いて、3次元骨組 FEM モデルによる鉛直たわみ振動とねじれ振動¹⁹⁾および Galerkin 法によって求めた面外振動の固有振動数¹⁷⁾を表-1 に示す。

本解析モデルによる鉛直たわみ振動の固有振動数は、補剛トラスを橋軸方向の 1 本のほりに置き換えたモデルに

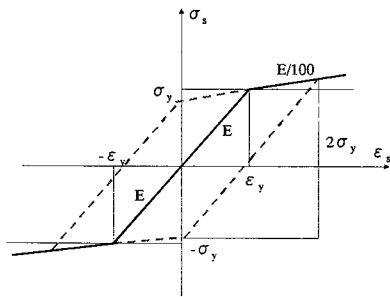
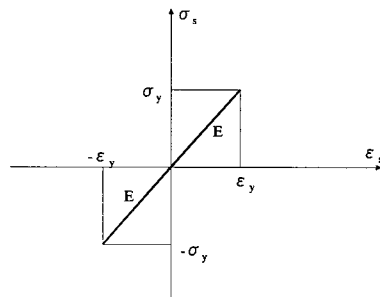
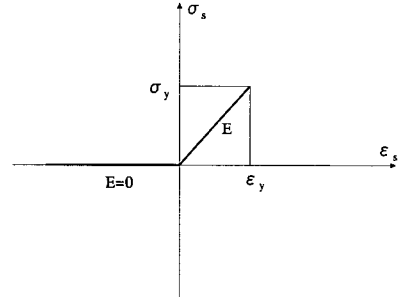


図-5 鋼材の応力-ひずみ曲線



(a) 線形ケーブルモデル



(b) 非線形ケーブルモデル

図-6 メインケーブルおよびハンガーの応力-ひずみ曲線

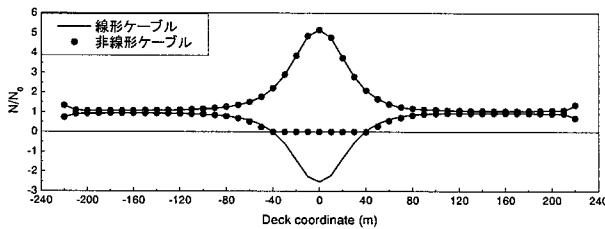


図-7 ハンガーの最大軸力

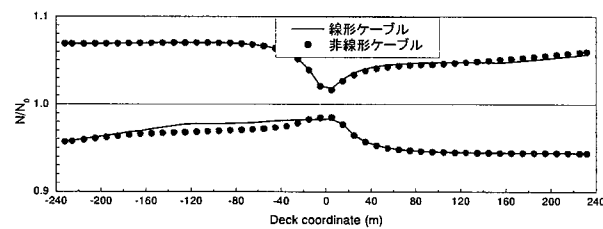


図-8 メインケーブルの最大軸力

よる解析結果とよく一致しており、面外方向の固有振動数は Galerkin 法によって得られた面外方向の固有振動数とよく一致していることから、解析モデルの結果は正しいと考えられる。ただし、ねじれ振動に対して、本解析で得られたねじれ固有振動数は、補剛トラスを橋軸方向の 1 本のはりに置き換えたモデルによる解析結果と比べて小さい。これは、ねじれ振動のときに補剛トラスの回転中心がモードによって変化することを示すもので、吊橋のねじれ振動に対して 1 本のはりに置き換えて解析するには無理がある。

図-4 より、面内方向では鉛直たわみ逆対称 1 次モードであり、面外方向では面外対称 1 次モードが基本振動モードとして現れたことがわかる。

5. 非線形地震応答特性

5.1 解析条件

非線形地震応答解析には、はり要素の P- Δ 効果を含む幾何学的剛性およびメインケーブル・ハンガーの幾何学的剛性を用いることで幾何学的非線形を考慮する¹⁸⁾。軸力と両軸の曲げモーメントの相関を同時に評価できるファイバーモデルを用いて材料非線形を計算する。鋼材の非線形復元力特性は図-5 に示すバイリニアモデルを採用し、鋼材の硬化則は移動硬化とする。

ケーブルおよびハンガーの緩みの影響を評価するため、図-6 に示す二つのモデルを用いる。図-6(a)は通常の緩みを無視した応力-ひずみ関係である。ケーブルは非抗圧縮性を示す部材であるため、ケーブルの応力が零より小さい時にヤング係数は零と考える。この特性を考慮した応力-ひずみ関係を図-6(b)に示す。また、降伏した後に除荷する場合のケーブルの履歴は、元のスケルトンカーブに従って戻るものと仮定する(非線形弾性)¹⁹⁾。平戸大橋工事

報告書¹³⁾より、メインケーブルおよびハンガーロープの切断力(切断応力 σ_y) は 58,077 kN (679,258 kN/m²) および 3,371 kN (589,371 kN/m²) とする。

本論文では、メインケーブルおよびハンガーの緩みを考慮するモデルを非線形ケーブルモデルと呼び、その緩みを考慮しない計算モデルを線形ケーブルモデルと呼ぶ。

入力地震波は、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編⁶⁾に規定されているレベル 2 地震動の II 種地盤のタイプ I 標準地震波 (T121, T122, T123) およびタイプ II の標準地震波 (T221, T222, T223) を使用する。入力地震波は地域別補正係数(長崎県: $C_z=0.7$)で振幅補正し、橋軸方向あるいは橋軸直角方向にそれぞれ入力する。

減衰の設定について、補剛トラスおよび主塔の要素減衰定数を 0.02⁹⁾、ケーブルおよびハンガーの要素減衰定数を 0.01 にする²⁾。減衰マトリクス[C]は、次に示すように各要素の要素減衰定数を評価した剛性比例型減衰を用いる²⁰⁾。

$$[C] = \sum_{j=1}^N 2h_j K_j / 2\pi f_1 \quad (1)$$

ここに、 h_j は要素減衰定数、 K_j は要素剛性マトリクス、 f_1 は基準振動数、 N は要素数である。本論文では、橋軸方向加震の場合は基準振動数 f_1 を 0.246Hz (面内逆対称 1 次振動)、橋軸直角方向加震の場合は基準振動数 f_1 を 0.127Hz (面外対称 1 次振動) とする。

解析方法は Newmark の β 法 ($\beta=1/4$) を使用し、非線形反復法として Newton 法を用いる。積分の時間間隔を 0.0025sec、継続時間を 50sec と設定する。なお、地震動が作用する前の初期断面力は死荷重状態としている。

5.2 メインケーブルおよびハンガーの緩みが出現する可能性の検討

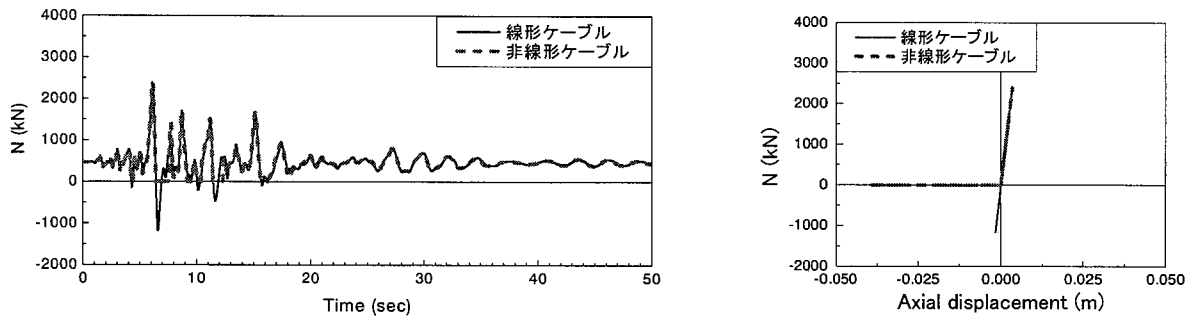


図-9 中央ハンガー (E7023) の軸力時刻歴応答

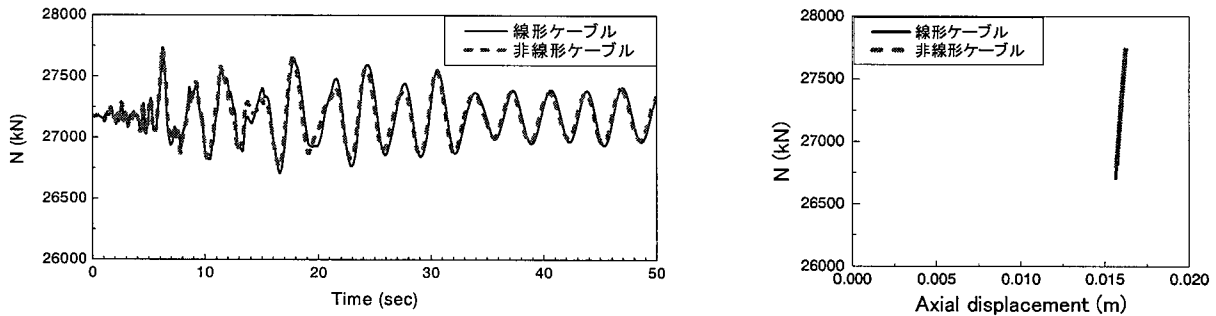


図-10 メインケーブルの中央部 (E2023) の軸力時刻歴応答

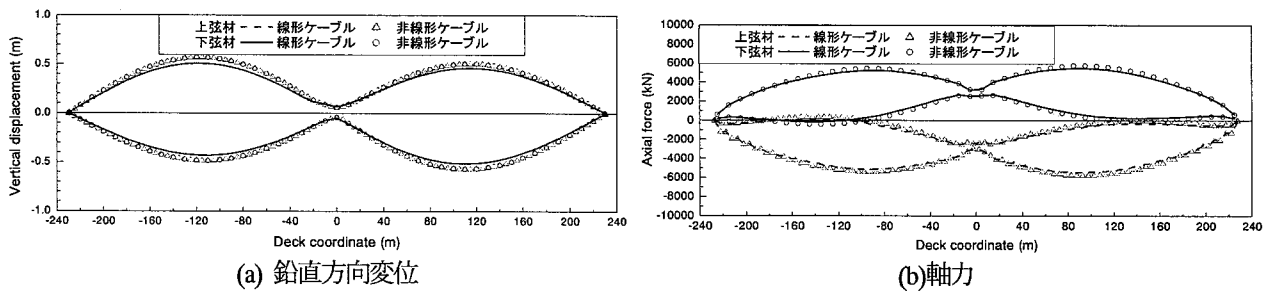


図-11 補剛トラスの上・下弦材の最大応答

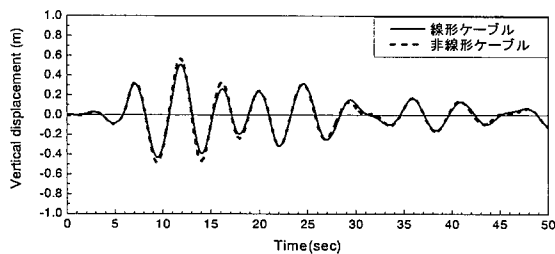


図-12 下弦材の1/4L点 (N4026) の変位時刻歴応答

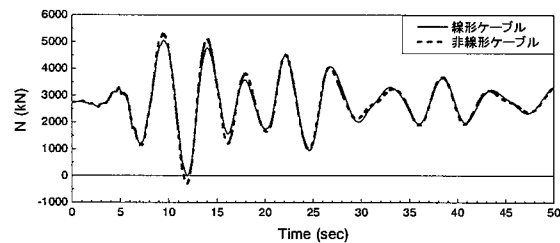


図-13 下弦材の1/4L点の部材 (E4012) の軸力時刻歴応答

橋軸方向にタイプⅡの標準地震波 T221 を入力する場合の平戸大橋の地震応答結果から、メインケーブルおよびハンガーの緩みが発生する可能性を検討する。

ハンガーの最大軸力を図-7に示す。横軸は橋軸方向の座標、縦軸は無次元最大軸力である。無次元最大軸力とは、ハンガーに発生する最大軸力(部材方向) N を初期軸力 N_0 で除した値である。図-7より、中央部付近のハンガーの軸力が零より小さくなり、張力抜けが生じている。図-9は中央ハンガーの軸力の時刻歴である。張力抜けが発生しているため、緩みを考慮するとハンガーの軸変位は大きくなる。

メインケーブルの最大軸力を図-8に示している。メイ

ンケーブルの中央部ではほとんど軸力は変動せず、端部にいくほど変動は大きくなるが、張力抜けは生じていない。しかし、中央部付近のハンガーに張力抜けが発生するため、非抗圧縮性がメインケーブルの軸力に影響を及ぼしているといえる。図-10はメインケーブルの中央部の軸力時刻歴である。メインケーブルの初期軸力が大きいので、ハンガーの非抗圧縮性がメインケーブルに及ぼす影響は小さい。

補剛トラスの上・下弦材の最大変位および最大軸力を図-11に示す。橋軸方向加振の場合、補剛トラスの逆対称モードが加振されるため、最大応答は中央部で小さくなっている。ハンガーの緩みを考慮すると、補剛トラスの上・

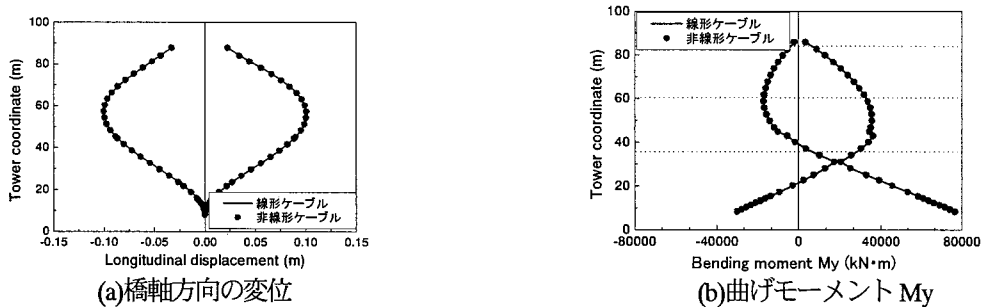


図-14 主塔の最大応答

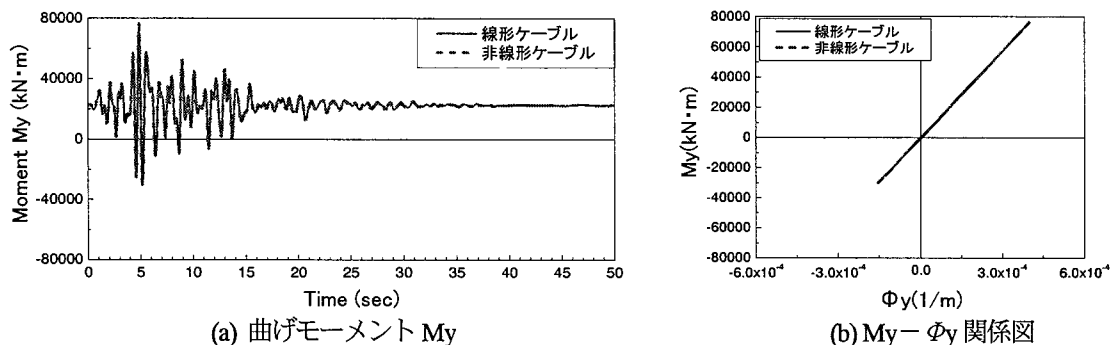


図-15 主塔基部 (E5033) の時刻歴応答

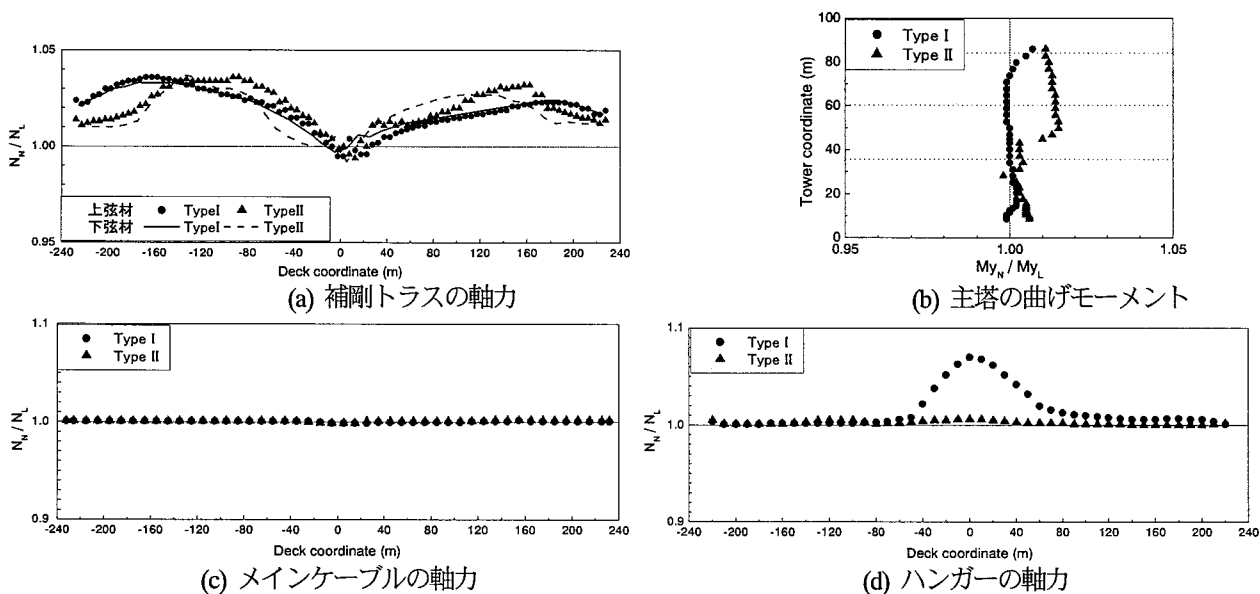


図-16 非抗圧縮性の影響 (橋軸方向加震)

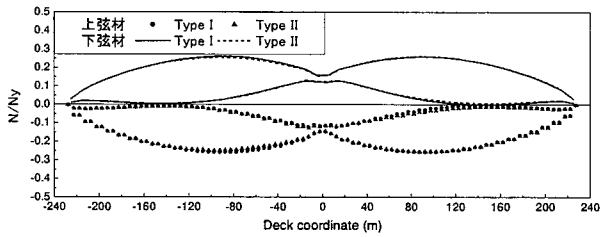
下弦材の最大変位および最大軸力は大きくなる。図-12は1/4点における鉛直方向の変位を示す。また、図-13には1/4点の軸力時刻歴を示す。ハンガーの緩みを考慮すると補剛トラスの応答が大きくなるが、応答の周期は変わらない。

主塔の最大変位および最大面内曲げモーメント M_y を図-14、主塔基部の時刻歴を図-15に示す。主塔の基部は降伏していない。ハンガーの非抗圧縮性が主塔の応答に及ぼす影響は小さいといえる。

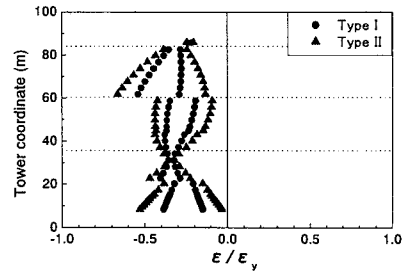
5.3 メインケーブルおよびハンガーの緩みが上部構造に及ぼす影響

道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編)⁶⁾ に準じて3波形の入力地震動に対する動的解析結果の平均値を用いてケーブルの緩みの影響を評価する。用いる地震波は、タイプIのII種地盤の標準地震波およびタイプIIのII種地盤の標準地震波それぞれ3波である。加震方向は橋軸方向および橋軸直角方向とする。

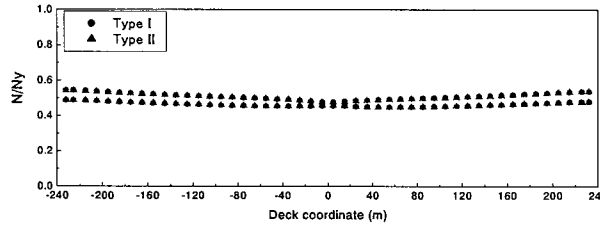
図-16は橋軸方向加震時の補剛トラスの最大軸力、主塔の最大曲げモーメント、メインケーブルの最大軸力およびハンガーの最大軸力について、緩みを考慮した解析結果と緩みを考慮しない解析結果の比で示している。ここに、 N_N および M_{yN} は緩みを考慮した軸力および曲げモーメント



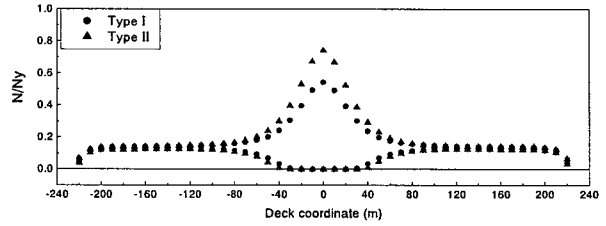
(a) 補剛トラスの無次元軸力



(b) 主塔の無次元ひずみ

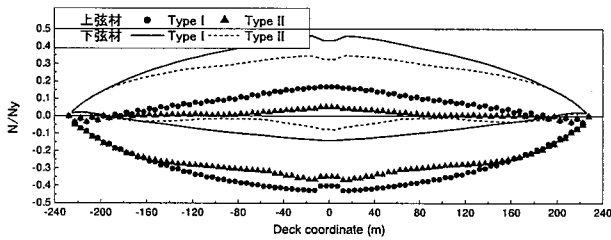


(c) メインケーブルの無次元軸力

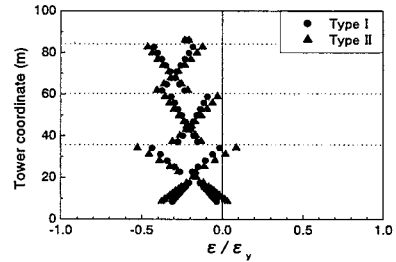


(d) ハンガーの無次元軸力

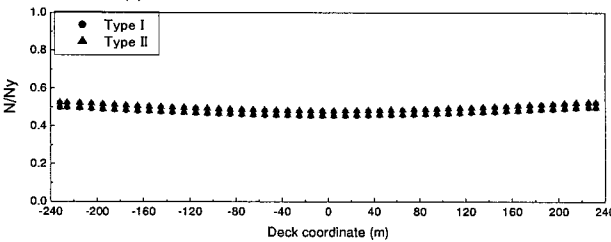
図-17 橋軸方向加震の場合の最大断面力および最大ひずみ



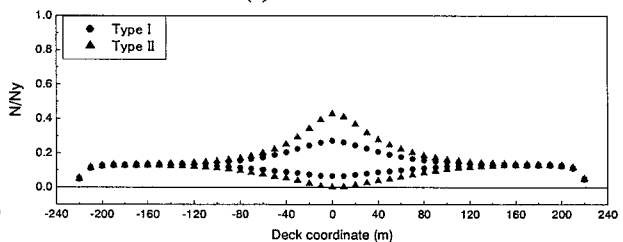
(a) 補剛トラスの無次元軸力



(b) 主塔の無次元ひずみ



(c) メインケーブルの無次元軸力



(d) ハンガーの無次元軸力

図-18 橋軸直角方向加震の場合の最大断面力および最大ひずみ

ト、 N_L および M_{yL} は緩みを考慮しない軸力および曲げモーメントである。

ハンガーの緩みを考慮すると補剛トラスの軸力は最大5%大きくなる。また、主塔およびメインケーブルに及ぼす影響は1%程度である。そして、ハンガーに張力抜けが現れるため、ハンガーの軸力は約10%大きくなる。

また、橋軸直角方向加震時において、ハンガーに張力抜けはほとんど出現しないため、非抗圧縮性が本橋に及ぼす影響は小さいといえる。

6. 耐震安全性

以上の検討の結果から、レベル2地震動に対して、ハンガーに張力抜けが発生する可能性があり、ハンガーおよびケーブルの緩みを考慮した解析が必要である。したがって、平戸大橋の耐震安全性の評価にあたって、緩みを考慮した複合非線形地震応答解析を行う。また、3波形の入力地震

動に対する動的解析結果の平均値を用いて平戸大橋の耐震安全性を評価する。

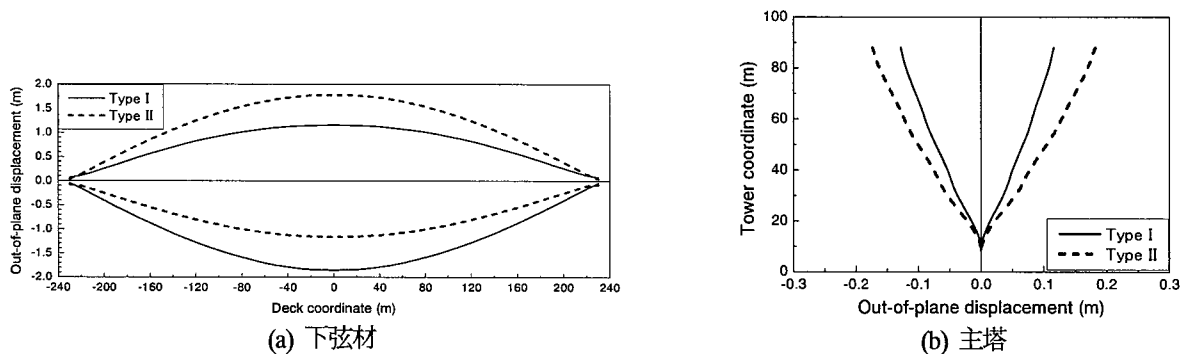
6.1 断面力

図-17 および図-18 に橋軸方向加震時および橋軸直角方向加震時の補剛トラス、主塔、メインケーブルおよびハンガーの最大断面力を示す。

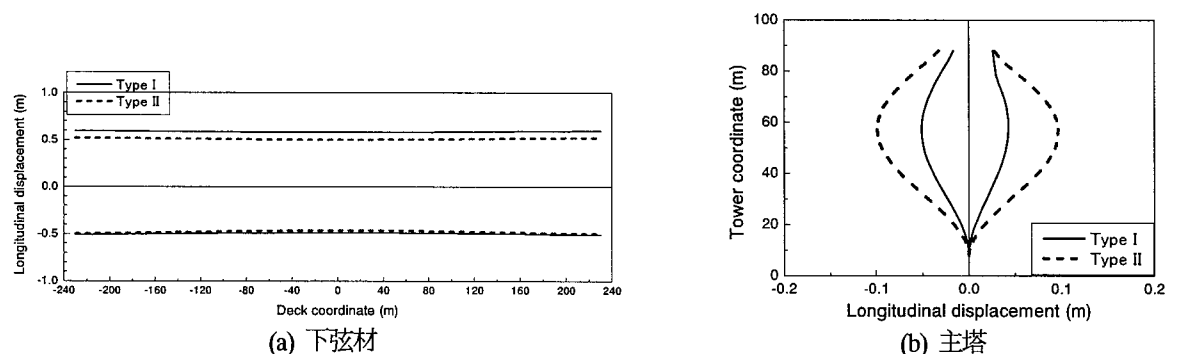
橋軸方向加震時の補剛トラスの最大軸力を図-17(a)に示す。縦軸は最大軸力を降伏軸力で除して無次元化した軸力、横軸は橋軸方向の座標である。この図より、地震波による応答の変化は見られず、最大軸力は降伏軸力の30%程度であり、降伏していない。主塔の応答について、図-17(b)に主塔断面の最外縁の無次元ひずみを示す。横軸は、最大ひずみ ϵ と降伏ひずみ ϵ_y の比をとった主塔の無次元ひずみである。主塔の最外縁の最大ひずみは降伏ひずみの0.7倍程度であり、降伏していない。メインケーブルの無次元

表-2 タワーリンクの最大軸力 (単位: kN)

入力地震波	橋軸方向加震		橋軸直角方向加震		降伏軸力
	最大値	最小値	最大値	最小値	
Type I	1177	692	1105	812	3930
Type II	1191	685	1186	740	



(a) 下弦材 (b) 主塔
図-19 橋軸直角方向加震時の最大橋軸直角方向変位



(a) 下弦材 (b) 主塔
図-20 橋軸方向加震時の最大橋軸方向変位

軸力を図-17(c)に示す。この図の縦軸は、軸力を切断力で除して無次元化した軸力である。地震波の違いによる差は小さく、地震によるメインケーブルの軸力の変動は小さい。また、メインケーブルの最大軸力は切断力の約55%であり、メインケーブルは強震時に切断していない。ハンガーの無次元軸力を図-17(d)に示す。この図の縦軸は、軸力を切断力で除して無次元化した軸力である。橋梁中央部付近において軸力の変動が大きくなり、圧縮力が出現することがわかる。タイプII地震動によるハンガーの軸力変動はタイプIより大きい。最大軸力は切断力の80%程度で発生しているため、ハンガーは安全であると考えられる。

橋軸直角方向加震時の補剛トラス(図-18(a))について、タイプIIよりもタイプIによる応答が大きく、最大軸力は降伏軸力の約0.4倍となっている。図-18(b)から、主塔の35m付近(水平梁のところ)で最大となり、降伏軸力の50%程度である。メインケーブルの軸力の変動は小さい(図-18(c))。ハンガー(図-18(d))について、橋梁中央で軸力が最大となり、タイプIIについて最大軸力は切断力の約50%となっている。また、橋軸直角方向加震時に緩みが出現するハンガー数は橋軸方向加震時より少なく、補剛トラス、主塔およびメインケーブルに及ぼす緩みの影響も小さいといえる。

タワーリンクの最大軸力および降伏軸力を表-2に示す。

橋軸方向加震時のタワーリンクの軸力変動は、橋軸直角加震時の軸力変動より大きい。橋軸直角方向加震時および橋軸方向加震時いずれの場合においても、最大軸力が降伏軸力に達していないため、タワーリンクはレベル2地震動に対して安全であると評価できる。

以上のことから、タイプIおよびタイプIIの地震波を橋軸方向および橋軸直角方向に作用させる場合に生じる上部構造部材の断面力は、降伏応力あるいは切断力に達していないことがわかる。

6.2 変位

橋軸直角方向加震時および橋軸方向加震時の補剛トラスおよび主塔の最大変位を図-19および図-20に示す。

図-19より、レベル2の地震波を橋軸直角方向に作用させる場合、補剛トラスの橋軸直角方向の変位は1.8mと大きい。前述のように上部構造において降伏した部材がないことがわかる。

図-20より、レベル2の地震波を橋軸方向に作用させる場合、補剛トラスの橋軸方向の変位は最大0.60m程度である。一方、吊橋の主塔と補剛トラスの間の遊間は0.20mである。本橋は、1987年8月台風12号(風速64.0m/sec)の作用によって桁端の伸縮装置の損傷があったことが報

告されている²¹⁾。レベル2の地震動が作用する場合において、桁端の伸縮装置が損傷するおそれがあると考えられるので、詳細な検討が必要になる。

7. まとめ

本研究では、単径間鋼吊橋である平戸大橋を対象として、全体モデルを作成し、レベル2地震時におけるメインケーブルおよびハンガーの緩みが出現する可能性およびその影響を明らかにするとともに、耐震安全性について検討した。得られた結果を以下に示す。

- (1) 解析モデルによる固有振動数は、はり理論を用いた Galerkin 法による理論値とよく一致していることから、本研究の解析モデルは妥当であると考えられる。
- (2) レベル2地震動が橋軸方向に作用する場合に中央部付近のハンガーの緩みが出現した。ハンガーの緩みを考慮すると、ハンガーの圧縮側の剛性が零になるため、他のハンガーの軸力および軸変位が増加する。これに伴って、補剛トラス、メインケーブルおよび主塔の応答が大きくなる。
- (3) ハンガーの緩みが補剛トラス、主塔およびメインケーブルの動的応答に与える影響は、最大5%程度で小さい。ただし、ハンガーの軸力は10%大きくなる。このように、ハンガーの緩みが応答に及ぼす影響は小さく、緩みを無視した解析を行っても差しつかえない。
- (4) 橋軸直角方向加震時に緩みが出現するハンガー数は橋軸方向加震時より少なく、補剛トラス、主塔およびメインケーブルに及ぼす非抗圧縮性の影響も小さい。
- (5) タイプIおよびタイプIIの地震波を橋軸方向および橋軸直角方向にそれぞれ加震させたところ、降伏する補剛トラス、主塔、メインケーブルおよびハンガーは見受けられなかった。
- (6) レベル2地震動を橋軸方向に作用させる場合、補剛トラスの橋軸方向の変位は0.60m程度となり、桁端の伸縮装置が損傷するおそれがある。

本研究はレベル2地震動について平戸大橋の地震応答解析を行ったが、道路橋示方書以外の地震波に対して耐震性の検討を今後行う予定である。

謝辞

平戸大橋の設計図や計算書などの資料を提供して頂いた長崎県道路公社に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 川田忠樹：吊橋の設計と施工，理工図書，1965.11.
- 2) アメリカ合衆国商務省道路局編，猪瀬寧雄・高田孝信訳：吊橋の振動解析，森北出版，1971.6.

- 3) 日本鋼構造協会編：吊構造，コロナ社，1975.11.
- 4) 土木学会：ケーブル・スペース構造の基礎と応用，土木学会，1999.10.
- 5) 日本鋼構造協会：鋼橋の耐震性能設計の基本と応用，pp.213-216，2002.9.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，2002.3.
- 7) A.M. Abdel-Ghaffar: Free lateral vibrations of suspension bridges, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.104, No.ST3, pp.503-525, 1978.
- 8) A.M. Abdel-Ghaffar: Suspension bridge vibration: continuum formulation, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 108, No. EM6, pp.1215-1232, 1982.
- 9) A.M. Abdel-Ghaffar, Scanlan R.H.: Ambient vibration studies of Golden Gate Bridge: I suspended structure, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 111, No.4, pp.463-482, 1985.
- 10) 大塚久哲，楠田広和：吊橋の幾何学的非線形性を考慮した地震応答解析および耐震性向上策の検討，構造工学論文集，Vol.49A，pp.521-530，2003.3.
- 11) 大塚久哲，崔準祐，山平喜一郎：長大吊橋の地震応答特性に関する研究，地震工学論文集，Vol.27，pp.1-8，2003.12.
- 12) 九州橋梁・構造工学研究会編：ロマンを訪ねて～九州橋紀行，西日本新聞社，pp.74-75，1995.7.
- 13) 長崎県：平戸大橋工事報告書，1978.
- 14) 平井敦：鋼橋Ⅲ，技報堂，1957.9.
- 15) 高橋和雄，大淵隆司，呉慶雄，中村聖三：有限要素法によるケーブルの振動解析，長崎大学工学部研究報告，第33巻，第61号，pp.103-108，2003.7.
- 16) P. Broughton, P. Ndumbaro: The analysis of cable and catenary structures, London, Thomas Telford, 1994.
- 17) 高橋和雄，酒井邦男：有限要素法による吊橋の固有振動解析，長崎大学工学部研究報告，第13号，pp.69-78，1979.7.
- 18) 鷲津久一郎編：有限要素法ハンドブック，培風館，1981.9.
- 19) Q. Wu, K. Takahashi, S. Nakamura: The effect of cable loosening on seismic response of a prestressed concrete cable-stayed bridge, Journal of Sound and Vibration, Vol.268, pp.71-84, 2003.
- 20) 土木学会：実務の先輩たちが書いた土木構造物の耐震設計入門，2001.10.
- 21) 高橋和雄，犬東洋志：1987年台風12号による平戸大橋の被害と解析，土木構造・材料論文集，第6号，pp.41-49，1991.1.

(2004年9月17日受付)