

斜張併用吊橋 “なぎさ・ブリッジ” の構造特性と実橋振動試験

Structural characteristics and vibration test
of the Nagisa-bridge(Cable-stayed Suspension Bridge)

鈴木 拓也*, 工藤 浩**, 長谷川 明***, 塩井 幸武****

Takuya Suzuki, Hiroshi Kudo, Akira Hasegawa and Yukitake Shioi

* 八戸工業大学大学院 土木工学専攻 (〒031-8501 青森県八戸市大字妙字大開 88-1)

** (株) 長大 国際事業部 (〒305-0812 茨城県つくば市東平塚 730)

*** 八戸工業大学大学院 (〒031-8501 青森県八戸市大字妙字大開 88-1)

**** 八戸工業大学大学院 (〒031-8501 青森県八戸市大字妙字大開 88-1)

In December 2002, A pedestrian bridge as Cable-stayed Suspension Bridge was constructed at Aomori prefecture. This bridge has two hybrid systems. The cable system was consisted as hybrid structures of suspension bridge and cable stayed bridge. The girder system was also consisted of steel girder and prestressed concrete girder. Such a structure is the first type in the world. So that vibration experiment was enforced to clear the dynamic structural characteristics of this bridge. The paper reports the outline of the experiment and the analysis on the dynamic structural characteristics.

Key Words: Nagisa-Bridge, Cable-stayed Suspension Bridge, suspension bridge, vibration

キーワード: なぎさ・ブリッジ, 斜張併用吊橋, 吊橋, 振動

1. はじめに

現在, 橋梁の長支間化や耐震性などの観点から異種橋梁を組み合わせた新しいタイプの橋梁が考えられている。そのタイプの一つとして斜張橋部分と吊橋部分から成る橋梁形式の斜張併用吊橋がある。斜張併用吊橋は, 耐風性, 経済性に優れており, 数多くの論文も提出されている¹⁾²⁾³⁾⁴⁾。斜張併用形式を採用する目的は大きく2つに分けられる。1つは, DISCHINGER により提案されたように, 吊橋の鉛直剛性(鉛直方向の荷重と変位の相関係数)を高め, 活荷重載荷時のたわみを低減させる目的である。これは振動数を高め, 耐風安定性の向上や橋梁全体の剛性を高めるという目的とも共通する。もう一つは, 超長支間に対して, 鉛直吊り区間を限定し, メインケーブルの見かけ上の支間長を短くすることで, 長大支間の経済性を高める¹⁾²⁾⁴⁾目的である。

一方, 斜張併用吊橋の問題点となるケースとしては, 剛性を高める, 耐風性を高めるといった目的にふさわしい地形条件を選定していないために, 吊橋と比較して顕著な効果が得られないと判断されるケースがある。もう一つは, 斜張橋と吊橋という異

なる荷重負担能力の構造を接合することによる接合位置での力学的特性の不連続性が問題となるケースである。

筆者らは, 1300m 級の長大吊橋を対象に数値解析を行い, 斜張併用吊橋がどのような地形条件で有利となるか明らかにしてきた⁵⁾⁶⁾。また, 長大吊橋となぎさ・ブリッジの比較により, 長大吊橋で鉛直剛性の向上に有利と判断された条件が, なぎさ・ブリッジで生かされていることを確認した。

本研究は, 数値解析で得られた斜張併用吊橋の振動特性, 接合位置での不連続性の影響を確認する目的で, 実橋の振動試験を行うものである。また, 試験において, 様々な加振方法を試行した。得られた計測結果を今後の類似の振動試験の資料として報告する。

2. なぎさ・ブリッジの斜張併用吊橋としての特徴

なぎさ・ブリッジは⁷⁾, 平成 14 年 12 月に青森県西津軽郡鰺ヶ沢町に完成した斜張併用吊橋である。概略図を図-1に示す。本橋は, 斜張橋部に PC 桁, 吊橋部に鋼箱桁を有する。斜張併用吊橋で, 複合桁

を有する唯一の事例である。なぎさ・ブリッジにおいて複合斜張併用形式が採用された理由は、以下の点にある。①河川内に橋脚が設けられないため100mを超えるスパンとなった。②計画路面高と計画高水位の差が小さく、桁高を抑える必要があった。このため、補剛桁の桁高の低い吊形式を採用するとともに、断面剛性を確保するために、端部をPC桁とする複合構造が選定された。本橋においては両者の間の接合は図-2に示す剛結構造としている。

斜張併用吊橋における複合形式は、長大支間吊橋を想定した場合には、斜張橋部の補剛桁に軸力が入るため、桁の一部をPC桁とすることが有利で鋼桁と比べて経済的にも有利となる可能性が高い。本橋では、温度変化による鋼桁の軸力変動を避けるために、一端をすべりゴム支承としている。また、補剛桁の剛性は橋梁のねじり剛性を高めるために有効であることから、耐風安定性に対しても有利となる形式である⁹⁾。一方、なぎさ・ブリッジでは、このような斜張併用吊橋に共通した特性の他に、両主塔が非対称であり、近接した振動モードが生じること、吊橋区間と斜吊り区間の鉛直剛性の差が大きいことが特徴としてあげられる。実橋試験では、これらの点に着目し、振動特性、及び接合部の斜めステイと鉛直ステイの張力差を計測し、なぎさ・ブリッジの斜張併用吊橋としての構造特性を確認する。

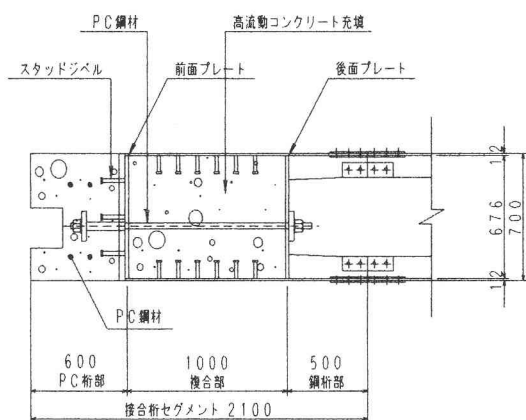


図-2 接合部断面図

3. なぎさ・ブリッジの静的特性

3.1 解析モデル

3次元解析モデルの作成は、施工手順^{7,8)}に従い、補剛桁閉合時を初期状態として作成し、閉合時のモデルに橋面工荷重を載荷することで完成状態とした。鋼桁架設中は中央径間と側径間のメインケーブルの水平張力が釣り合うようにアンカレイジ部で張力調整を行っているが、閉合後は張力調整を行わないため、完成時の橋面工重量によるメインケーブルの水平張力の一部は、サドル、主塔を介して斜張橋アンカーケーブルに伝達されている。また、桁端部の支持条件は、左側主塔では剛結、右側主塔では直角、鉛直方向が支持されている。

3.2 静的特性の計測

静的載荷試験は、斜張橋部と吊橋部の接合部における鉛直剛性の違いを確認するために、最上段斜めステイと隣接する鉛直ハンガーの振動数を計測した(写真-1)。載荷ケースは初期張力時と車両による荷重載荷時について計測した。載荷パターンとして、斜張橋区間と吊橋区間に載荷した2ケースを計測した(図-3)。載荷重量を表-1に示す。張力は計測した振動数から、両端固定とした振動方程式より張力を求めた⁹⁾。サンプリング周波数200Hzである。

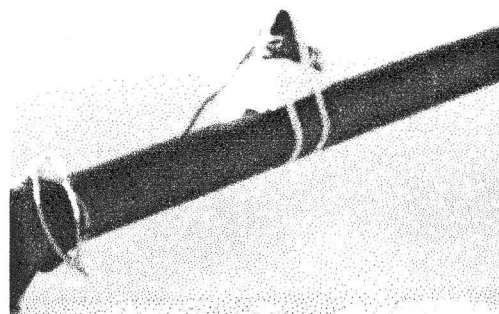


写真-1 速度計設置状況(斜めステイ)

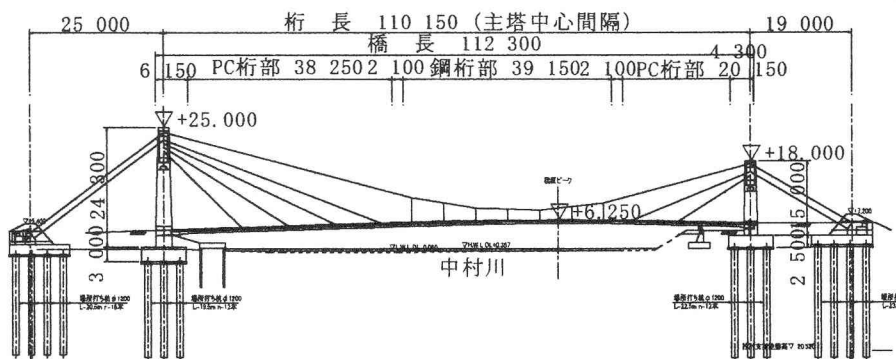
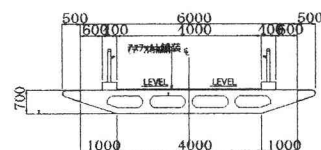


図-1 なぎさ・ブリッジの概略図



(2) コンクリート桁標準部

また、本橋のケーブルは斜ケーブルにシース管が設置され、主塔側も浸水防止のブーツが設置されているので正確な固定間距離は明確でない。今回の計測の目的は、橋梁の完成系の張力の精度を証明するのではなく、活荷重載荷時の張力の変動を求めることが目的であるため、解析の初期張力に振動試験の初期張力が合うように固定間距離を調整した。このキャリブレーションの結果、斜ケーブルは実際の固定間距離は2.9m、吊ケーブルは1.0mと仮定した。この調整長は実際の拘束状態からも妥当な長さと思われる。

3.3 静的載荷試験結果と考察

鉛直吊り区間と、斜吊り区間に載荷したときの斜ケーブルおよびハンガー張力の増分を図-4に示す。斜吊り区間に配置したケース(図-4上)では、斜ケーブルのみ張力が増加しており、鉛直ハンガーへの桁の剛性による荷重分配はほとんど見られない。一方、鉛直吊り区間に載荷したケース(図-4下)では、載荷区間の鉛直ハンガーにはほとんど張力が導入されず、斜ケーブルが鉛直荷重を負担している様子がわかる。これは、鉛直剛性が剛な斜張橋と柔な吊橋の構造的な不連続性から生じるものである。また、今回計測対象としていないが、接合位置に大きな曲げモーメントが生じていることはケーブル張力分布から容易に想像出来る。

3次元解析と静的載荷試験によるステイ、ハンガー張力を表-2に示す。初期張力はキャリブレーションしており、当然一致するが、荷重載荷による変動張力についても試験結果と解析結果で極めてよく一致している。この結果から、側径間がアンカーされた斜張併用吊橋では、斜ケーブルが斜張併用吊橋全体の鉛直剛性の向上に有効に効いており、接合位置でケーブルシステムによる鉛直剛性の相違が確認された。

表-1 活荷重重量

軸重(KN)	A車		B車		C車		D車		7名	Total
(前:後輪)	5.3	8.43	9.32	10	4.71	6.67	6.67	9.61	4.3	64.98

表-2 静的載荷試験結果

ケース1	振動数(Hz)	初期(KN)	載荷後(KN)		変動量(KN)	変動率(%)
			実験	解析		
斜ケーブル	3.05	1019	1036	1036	16.51	1.62
吊ケーブル	18.42	78	79	79	1.00	1.29

ケース2	振動数	初期	載荷後	3D解析	変動量	変動率
斜ケーブル	3.06	1019	1044	1043	24.80	2.43
吊ケーブル	18.49	78	80	80	1.63	2.09

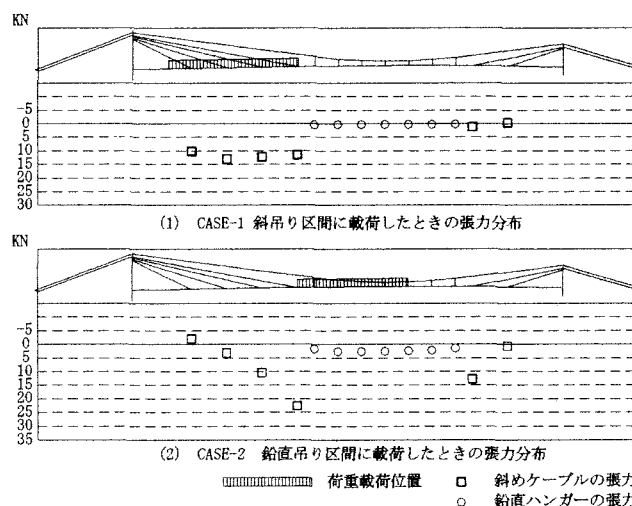


図-4 静的載荷時の張力分布

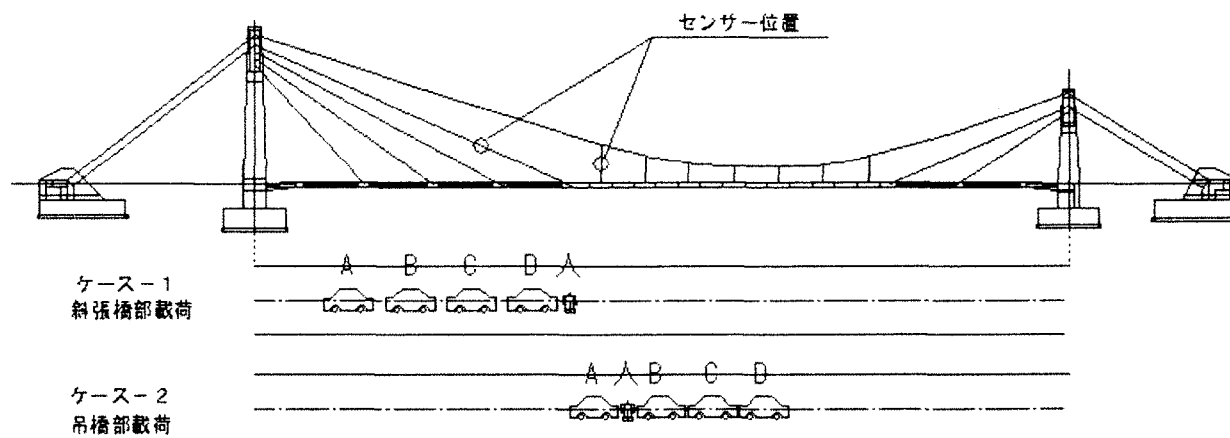


図-3 荷重載荷、及び速度計位置

4. なぎさ・ブリッジの動的特性

4.1 動的特性の計測

動的载荷試験では速度計を図－5に示すように、斜張橋部（CH1）、吊橋斜張橋接合部（CH2）、吊橋中央部（CH3）に設置した。加振方法を以下に示し、各载荷ケースの測定条件を表－3、実験車両の詳細を表－4に示す。計測はサンプリング周波数 200Hz で2分間測定した。スペクトル解析に用いたデータ数は $2^{14}=16384$ 個である。スペクトルの精度が良いとされるのは、理論上得られる振動数(0～100Hz)の半分の 50Hz 程度とされるが¹⁰⁾、本橋の振動数範囲は 30 次モードで 4Hz、ケーブルの振動数は鉛直ケーブルで 20Hz 程度であり、十分な精度であると考えられる。

(1) 鉛直加振

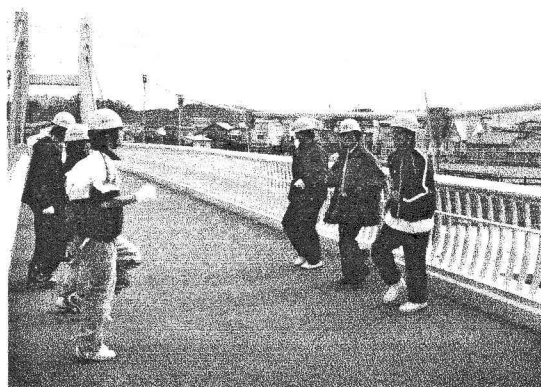
鉛直加振は吊橋中央の鋼桁部分で行い、人による加振は1人及び6人でのジャンプ、車両による場合は高さ 10cm のスロープから後輪を落下させることで鉛直加振を行った（写真－2）。また、P2側からP1側への歩行による加振も行った。

(2) 水平加振

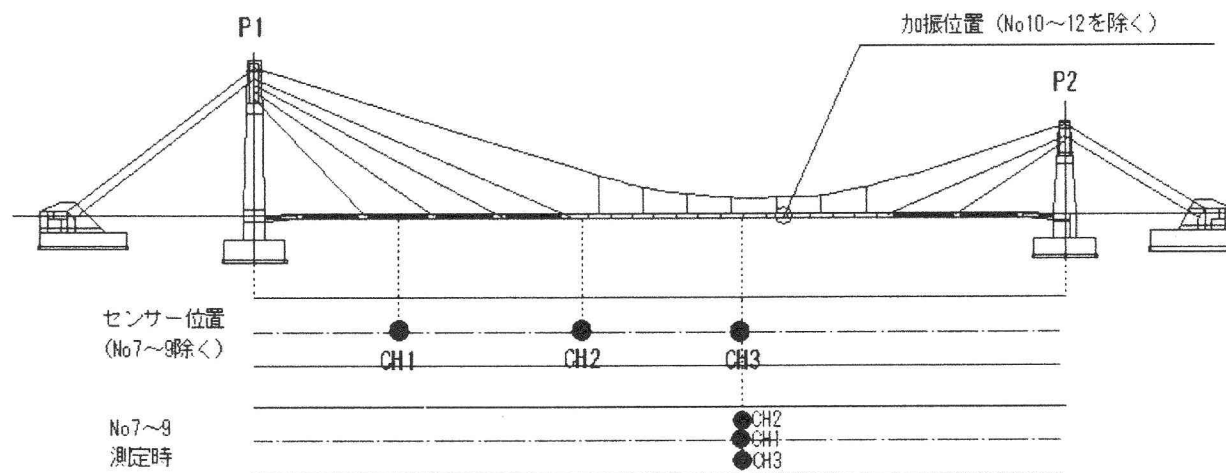
水平方向への加振は、人力による共振をねらった横揺れ、車両の横押しによる加振を行い、いずれのケースでも良好な振動波形、スペクトルが得られた。



写真－2 スロープによる車両落下



写真－3 バタ足での加振



図－5 測定条件、及び速度計位置

表－3 測定条件

No	モード	荷重	No	モード	荷重
1	鉛直	1人	7	ねじれ	1人
2		6人	8		車両
3		車両	9		7人
4	水平	1人	10	鉛直 (歩行)	1人
5		6人	11		11人 合歩
6		車両	12		11人 乱歩

表－4 車両詳細

総重量	16268N
軸重（前）	9604N
軸重（後）	6664N
長さ	4.58m
車幅	1.77m
高さ	1.69m
固有振動数	1.35Hz

(3) ねじれ加振

ねじれ加振は、水平方向と同様に、ねじり振動数と共振させるような人力加振、車両落下加振を試行したが、低次の鉛直モードが卓越し、ねじり振動のような高次モードの読み取りが困難であった。このため、写真－3に示すように橋軸直角方向の両端部で人によるバタ足で加振した。この方法は、低次の振動モードを卓越させないために有効であった。

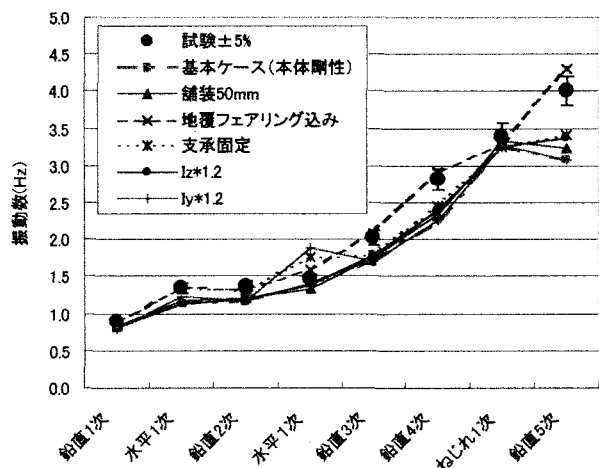
4.2 固有振動特性

(1) スペクトル解析結果

各加振方法によるスペクトル解析結果を図－6～8に示す。図－7の歩行時の鉛直振動と、図－6の鉛直加振時のスペクトルを比較すると、歩行時には歩行振動数に近い2.02秒のモードが卓越することがわかる。歩行振動数2.02Hzのモードは接合部位置(CH2)の値が小さく節になっていることから、鉛直対称2次モードであると推測される。また、バタ足加振時のスペクトル(図－8)では、高次モードのピークが明瞭であることがわかる。

(2) 固有値解析結果との比較

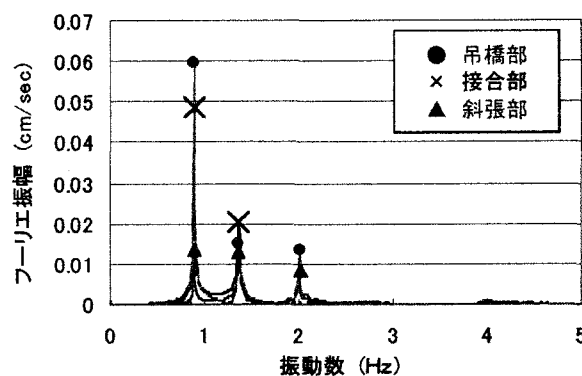
固有値解析結果と振動試験による振動数の比較を図－9、及び表－5に示す。補剛桁の本体構造のみを考慮した振動数は振動試験結果より20%小さいケースが見られる。既往の振動実験結果⁷⁾によると、振幅の小さい範囲では、支承が固定に近い条件となることや地覆、高欄等が連続していることが考えられることから、これらの影響を補剛桁の剛性に反映した数ケースを試算した。この結果、フェアリングと地覆を補剛桁剛性に考慮した振動数が、実験で得られた振動数とよく一致した。



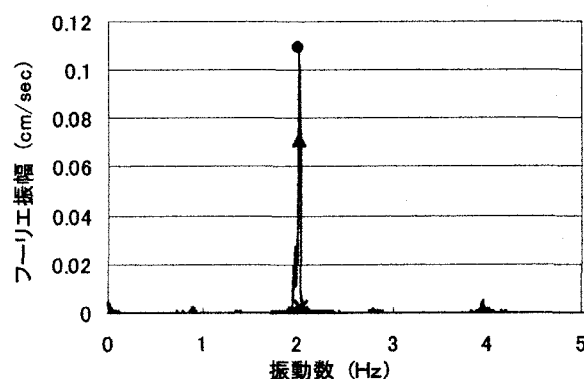
図－9 数値解析と試験による振動数の比較

(3) 橋梁の非対称性について

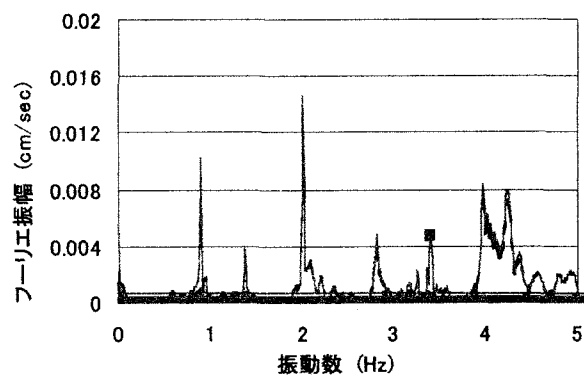
本橋では、主塔高さが異なるために、水平振動、ねじり振動について、卓越振動数が非常に近接した異なる振動が得られる。この振動は実橋振動試験に



図－6 鉛直振動数



図－7 一人歩行による鉛直振動数



図－8 バタ足加振時のねじれ振動数

表－5 なぎさ・ブリッジの固有振動数

	試験結果 (Hz)	解析結果(Hz)	
		剛性は本体のみ	剛性に地覆フェアリング含む
1 鉛直対称1次	0.89	0.799	0.864 (0.97)
2 水平対称1次	1.34	1.136	1.350 (1.01)
3 鉛直非対称1次	1.46	1.379	1.591 (1.09)
4 鉛直対称2次	1.37	1.169	1.333 (0.97)
5 鉛直非対称2次	2.02	1.713	2.075 (1.03)
6 鉛直対称3次	2.82	2.270	2.911 (1.03)
7 ねじれ対称1次	3.40	3.247	3.293 (0.97)
8 ねじれ非対称1次		3.374	
9 鉛直対称4次	4.00	3.079	4.300 (1.08)

()内は試験結果に対する比率

においても水平振動で確認され、図－10に示すような“うなり”が観測された。

本橋における水平振動数 $f_1(1.340\text{Hz})$ と $f_2(1.463\text{Hz})$ の振動が合成するとき、それぞれの単振動を、

$$y_1 = a \cdot \sin(2\pi f_1 t) \quad \dots (1)$$

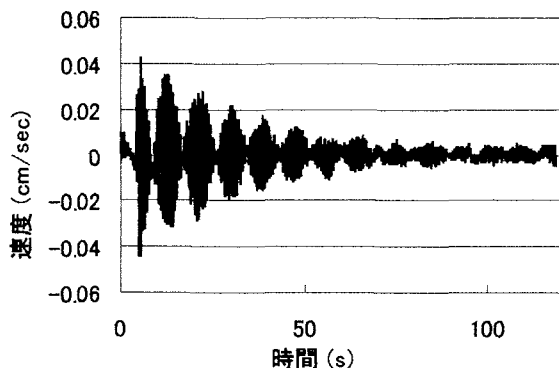
$$y_2 = a \cdot \sin(2\pi f_2 t) \quad \dots (2)$$

とすると、合成振動 y は

$$\begin{aligned} y &= a \{ \sin(2\pi f_1 t) + \sin(2\pi f_2 t) \} \\ &= 2a \{ \cos 2\pi \left(\frac{f_1 - f_2}{2} \right) t \cdot \sin 2\pi \left(\frac{f_1 + f_2}{2} \right) t \} \quad \dots (3) \end{aligned}$$

となる。

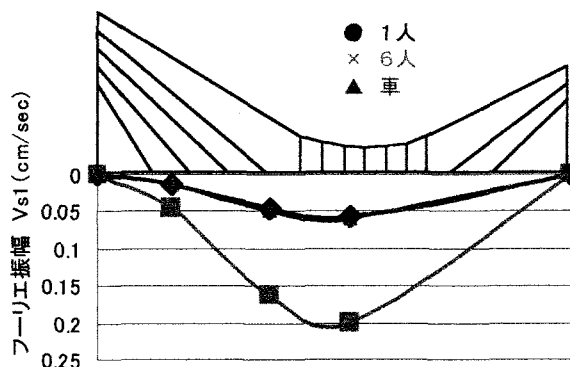
上式は $\cos 2\pi \left(\frac{f_1 - f_2}{2} \right) t$ と $\sin 2\pi \left(\frac{f_1 + f_2}{2} \right) t$ の 2 つの波形の積となっており、 $\cos 2\pi \left(\frac{f_1 - f_2}{2} \right) t$ の部分が周期の長いうなりの振動を表している。これを本橋の計測結果にあてはめると、山から山の振動数は、 $f = |f_1 - f_2| = 1.340 - 1.463 = 0.123\text{Hz}$: $T = 8.13\text{sec}$ となり、観測されたうなりの周期 8sec と一致する。うなりに関しては通常の道路橋・歩道橋の使用性の照査では長くても 1 秒程度の振動を対象としているため、8 秒程度の低周波については照査の必要性はないと考える。更に、8 秒程度の振動が生じた場合、振幅が大きい場合には船酔いに似た不快感を与える可能性があるが、計測された水平加振時の振動速度の実効値は最大で 0.11cm/sec と非常に小さく、歩行者がうなりを感じることはないと考えられる。



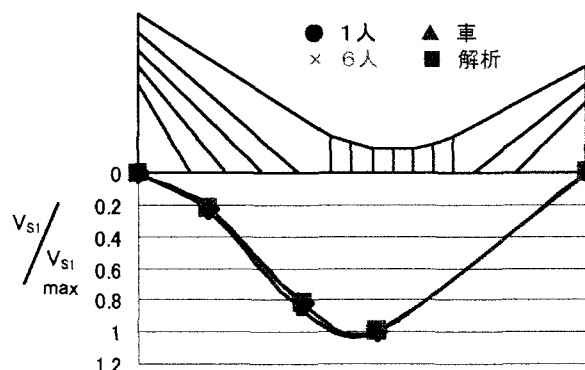
図－1 0 水平加振時の原波形

4.3 振動モード

計算したスペクトル解析結果(図－6)を用いて、鉛直方向の 1 次固有振動数 0.89Hz の時の CH1 から CH3 までのフーリエ振幅の最大値を、加振方法別に描いたものが図－1 1 である。同図において、6 人でジャンプをした方が車両での加振よりも大きい値を示しているが、図－1 2 はそれぞれの測定値の最大値(吊橋部分)を 1 とし、比率で示した結果、どの測定パターンでも加振方法によらず、振動モードは一致した。また、数値解析結果とも、ほぼ一致する。



図－1 1 鉛直 1 次 (0.89Hz) 振動モード



図－1 2 鉛直 1 次振動モード 調整

4.4 減衰特性

(1) 対数減衰率

本橋は、歩道橋でありながら構造形式にケーブル系を用いている。死荷重の小さい歩道橋は振動速度も大きくなると考えられるので、減衰、振動速度を確認することも重要である。本橋の代表的なケースにおける対数減衰率は表－6 のようになった。減衰の読み取りは、着目振動付近にバンドパスフィルターを掛け、自由減衰波形を抽出し、ピーク値の減少から、対数減衰率を求めた。鉛直成分における対数減衰率は $2.8\% \sim 3.6\%$ であり既往の PC の吊構造の事例¹¹⁾と同程度であった。水平振動における対数減衰率については、主塔高さの異なる非対称吊橋であるため、水平モードに近接する 2 つのモードが存在する。このため、振動波形にはうなりが生じ、各々のモードの波形を特定し、減衰を求めることは困難であった。なお、ハーフパワー法により減衰を求めたが、今回の振動数分解能 0.012Hz では、ピークが明瞭ではなく、精度は低いものであった(図－1 3)。

表－6 対数減衰率

	加振	振動数 Hz	対数減衰率
V1次	1人	0.89Hz	0.0285
V3次	1人歩行	2.02Hz	0.0286
V4次	11人乱歩	4.00Hz	0.0362

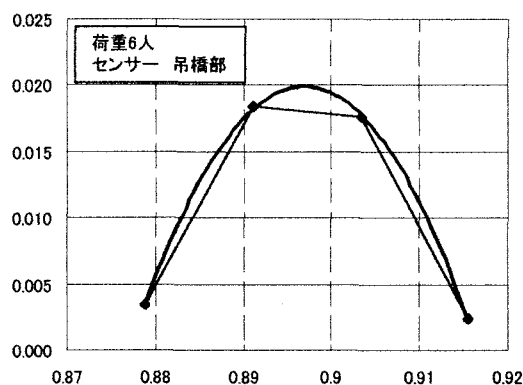


図-13 ピーク付近を拡大したスペクトル分布

(2) ランニングスペクトル

本橋の減衰状況を対数減衰率のような数値とは他に、時系列での変化を確認するためランニングスペクトルを用いて調査した。図-14で加振初期Initialから1秒ずつ解析に用いる速度データをずらして100秒後まで行った。100回の解析で得られるスペクトル図を1枚に重ねたものが図-15である。この図をもとに時系列でフーリエ振幅の変化、振動数での違いを読み取ることができる。また、本試験では速度計を斜張橋部、斜張橋吊橋接合部、吊橋部と異なる区間に配置しているため、センサー（桁材）別の比較を行うことができる。

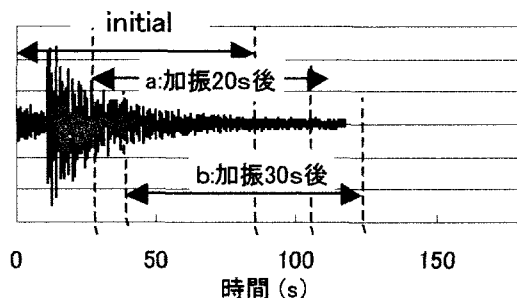


図-14 ランニングスペクトル

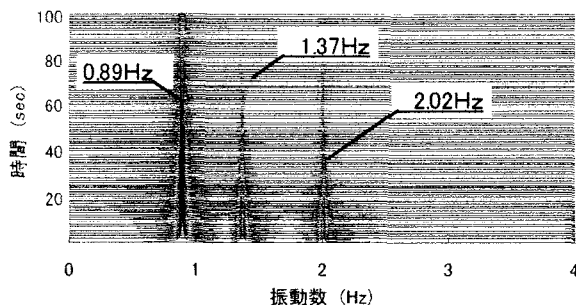


図-15 鉛直加振 車両（吊橋部）

(3) ランニングスペクトル結果

①鉛直方向

車両による加振時（吊橋部）の結果を図-15に示す。図から鉛直2次1.37Hz、3次2.02Hz、1次0.89Hzの順で減衰していくことわかる。また、速度計位置ではどの振動数も、フーリエ振幅の最大値に対し、測定後60秒で、斜張部は42%、接合部は43%、吊橋部は43%に減少という結果となり、差はなかった。また、鉛直2次モードにおいては、車両での加振の場合、他の場合よりも早く減衰することがわかった。車両の固有振動数1.35Hzに対して鉛直2次モード1.37Hzと近いことから車両がダンパーとして効いている可能性があるのではないかと考える。

②水平方向

測定ケースNo.4～No.6の全てにおいて図-16に示すように近接する1.34Hzと1.46Hzの振動のうち、1.34Hzのほうが早く減衰する結果となった。ここで、10secから30secのランニングスペクトルの比率から、対数減衰率 δ を求めたところ、1.34Hzで $\delta=2.6\%$ の値が得られた。ランニングスペクトルを用いた減衰の推定は、スペクトルを分析した区間の平均的な値の減衰と考えられるが、本橋のように振動数が近接し、自由振動波形が得られにくい場合に、有効な手法であると考えられる。

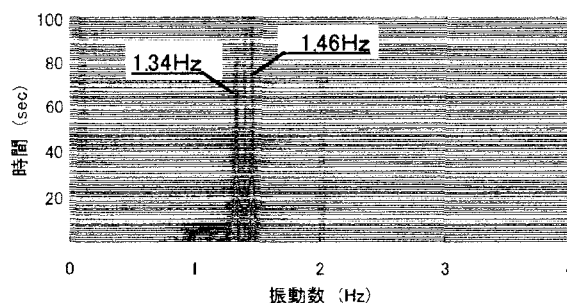


図-16 水平加振 6人（吊橋部）

③歩行時において

1人歩行時の結果について、図-17で吊橋部分、図-18で斜張橋部分を示す。図から、歩行時の卓越振動数2.02Hzにおいて、斜張橋部分の方が吊橋部よりも早く減衰すること、発生しているフーリエ振幅からは、吊橋部分よりも斜張橋部分の剛性が優れていることがわかる。歩行人数による違いでは、図-19に示した11人での歩行の場合、①卓越振動数2.02Hz付近で1人より多くの振動成分が発生した。②この他、鉛直1次0.89Hz、5次4.00Hz、の振動が大きく現われ、2次1.37Hzが小さく発生し、それぞれのフーリエ振幅が1人より大きい値を示した。

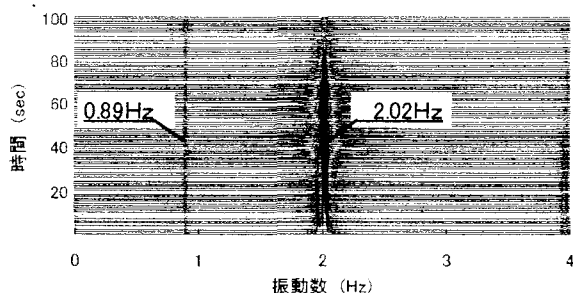


図-17 1人歩行（吊橋部）

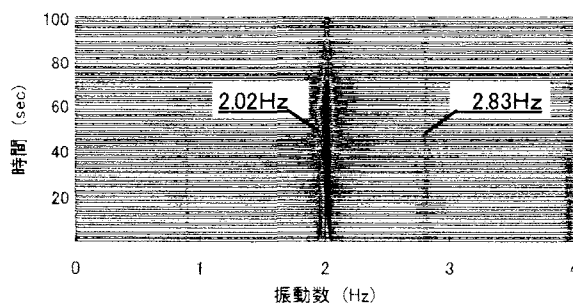


図-18 1人歩行（斜張橋部）

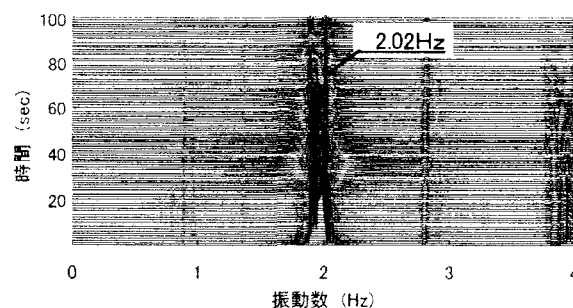


図-19 11人歩行（斜張橋部）

4.5 振動次数による減衰特性の相違

上記で記述したように、ランニングスペクトルによれば、振動次数によって異なる減衰特性を持っていると考えられる。つまり、次数によって異なる減衰定数 h_i を使って振動波形 y を (4) 式のようにとらえる必要がある。

$$y = \sum_{i=1}^{\infty} C_i \cdot e^{-h_i \omega_i t} \sin(\sqrt{1-h_i^2} \omega_i t + \phi_i) \cdots (4)$$

ここで、 i : 振動次数, C : 初期振幅 (cm/sec), ω_i : 角振動数 (rad/sec), t : 時間(sec), Φ : 位相差 (rad),

今後、このランニングスペクトルから振動次数によって異なる減衰定数 h_i を検討する必要がある。これは、単一振動をしない複雑な構造系にとっては重要な事項と考える。

4.6 振動使用性の評価

小堀・梶川による振動限度¹²⁾¹³⁾を用いて、本橋の振動使用性を評価する。表-7に本橋の速度の実効値を示す。提案された評価手法では、速度の実効値が 0.42cm/sec 以上で歩行中に揺れを少し感じ、1.70cm/sec 以上の時に少し歩きにくいと定義されている。今回の歩行時の測定では、11 人による周期を合わせた歩行 (No11) が少し歩きにくい揺れとなるが、その他、試行した歩行状態ではいずれも 0.4cm/sec 以下であり、揺れを感じる事が非常に少ない橋梁である。この結果は、既存の調査結果¹⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾¹⁷⁾と比較した場合、低い値となっている。したがって本橋は桁高が低く ($h/L=1/157$)、長支間であるにもかかわらず、吊構造としては鉛直剛性が高く、PC 斜張橋のように揺れにくい構造であることが確認された。

表-7 振動速度の実効値

Mode	データNo.	最大速度 Vmax(cm/sec)	速度の実効値 Ve(cm/sec)
鉛直	1	0.67	0.47
	2	1.90	1.35
	3	0.53	0.37
水平	4	0.16	0.12
	5	0.10	0.07
	6	0.20	0.14
ねじれ	7	0.48	0.34
	8	0.50	0.36
	9	0.42	0.30
鉛直(歩行)	10	0.53	0.37
	11	1.75	1.23
	12	0.57	0.40

5. 結論

本研究では、世界初の斜張併用吊橋である「なぎさ・ブリッジ」において静的载荷及び動的载荷試験を行い、本橋の基本的な構造力学的性質の評価を行った。結果、本研究より次のようなことが明らかになった。

- (1) 静的载荷試験において、なぎさ・ブリッジのような側径間が固定された斜張併用吊橋では、鉛直荷重に対して、吊橋部の鉛直ケーブルの張力増は小さく、斜めステイの張力増が大きいことが確認された。このことは、力学的特性が不連続となる吊橋、斜張橋の境界部において、斜めステイが鉛直剛性の向上に有効に働くことを示している。
- (2) 動的载荷試験結果は、フェアリング、地覆を剛性に考慮した解析結果とよく一致する。
- (3) ねじれ振動モードのような高次振動の計測には、低次モードを卓越させないような足踏み加振が有効であった。また、車両落下

による加振と人力による加振により生じる振幅の差は小さく、人力による加振でも計測に十分な振動が得られた。

- (4) 本橋は、主塔高さが異なるため、振動数の近接する2つの卓越した水平振動が発生する。水平加振により発生する“うなり”の周期は8sec程度であり、2つの固有振動数の差から得られる、うなり周期と一致していることを確認した。
- (5) 歩行時には、歩行振動数に近い2.02Hzの鉛直振動が生じるが、斜めステイ、PC桁による鉛直剛性が高く、振動限度との比較では、11人で周期を合わせた歩行をしたときに始めて不快を感じる値に近づく。通常歩行時には速度の実効値は振動限度0.4cm/sec以下であるので、吊橋構造としては揺れにくい橋梁といえることができる。
- (6) 本橋の対数減衰率は2.8%~3.6%で、一般的なPC斜張橋と同程度である。
- (7) ランニングスペクトル解析によれば、振動次数毎に異なる減衰特性を持っていると考えられ、次数によって異なる減衰定数を検討する必要がある。

以上のように、本試験によって斜張併用吊橋の振動特性と2つのケーブル構造の不連続性について、確認することができた。

最後に本研究が今後の橋梁技術の発展に活かされることを望み、結びとする。

謝辞

なぎさ・ブリッジの設計諸元、架設時の振動試験のデータの提供についてはピー・エス三菱の大浦隆氏、鈴木宣政氏に多大な協力を頂きました。また、実験では青森県西北漁業整備事務所の協力を得ました。ここに御礼申し上げます。

参考文献

- 1) Y.SHIOI, A.HASEGAWA, H.YOSHIKOSHI, H.TAKAHASHI : Tsugaru Strait Bridge, IABSE Symposium, Kobe, Japan, 1998.6.
- 2) Y.SHIOI, A.HASEGAWA, H.WANG : Case Study for Tsugaru Strait Bridge, Strait Crossings 2001, Bergen, Norway, 2001.9.
- 3) 神戸市企画局調査部 : 非常に大きな活荷重をうける吊橋, 調査月報 No.16, 1965.12

- 4) 成田信之, 前田研一, 野村國勝, 中崎俊三, 中村一史 : 超長大斜張吊橋の構造特性と実現可能性に関する基礎的研究, 鋼構造年次論文報告集, 第4巻, 1996.11.
- 5) 工藤 浩, 塩井 幸武, 長谷川 明 : なぎさ・ブリッジの構造特性と津軽海峡大橋への適用性, 本州北海道架橋を考える会, 2004.6
- 6) 工藤 浩, 塩井 幸武, 長谷川 明 : 斜張併用吊橋歩道橋 (なぎさ・ブリッジ) の構造特性と長支間吊橋への展開, 鋼構造論文集, Vol.11, No.42, 2000.6
- 7) 佐藤 譲, 諸橋 克俊, 佐々木 真一, 鈴木 宣政 : なぎさ・ブリッジの施工と実橋載荷試験, 橋梁と基礎, 2003.7
- 8) 鈴木宣政, 武村浩志, 佐々木真一, 佐藤譲 : ハイブリッドPC斜張橋とその適用 (なぎさ・ブリッジの設計・施工) 第12回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 2003.10.
- 9) 成瀬輝男, 森安宏, 原公, 島田忠幸, ケーブル構造物の張力測定と実施例, 橋梁と基礎, 1983.12
- 10) 橋梁振動研究会編 : 橋梁振動の計測と解析, 技報堂出版
- 11) 竹田哲夫, 山野辺慎一, 新原雄二 : 実測データに基づくPC斜張橋の減衰特性について, 土木学会論文集, No.626/I-48, 1999.7
- 12) 小堀・梶川 : 振動間隔を考慮した歩道橋の設計 橋梁と基礎 (1974.12)
- 13) 小堀・梶川 : 橋梁振動の人間工学的評価法 土木学会論文報告集 第230号 (1974.10)
- 14) 梶川康男, 津村直宣, 角本周 : PC吊床版歩道橋の振動とその使用性, 構造工学論文集, Vol.36A, 1990.3
- 15) 梶川康男, 中平進夫, 薄井玉尚 : 斜め吊材を有する自定式吊橋形式歩道橋の振動とその使用性, 構造工学論文集, Vol.40A, 1994.3
- 16) 梶川康男, 犬島秀治, 角本周, 大沼孝司, 堀達浩 : 自碇式上路PC吊橋の構造特性と振動使用性, 構造工学論文集, Vol.45A, 1999.3
- 17) 深田宰史, 吉川裕晃, 梶川康男 : 鋼歩道橋の動的特性と振動使用性の実態調査, 構造工学論文集, Vol.43A, 1997.3

(2004年9月17日受付)