

交通振動下にある高架橋付属構造物の 振動測定と疲労耐久性の評価

小塩達也¹・山田健太郎²・森田俊樹³・李 相勲⁴

¹正会員 工修 名古屋大学助手 環境学研究科 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)
E-mail:ojio@civil.nagoya-u.ac.jp

²正会員 Ph.D. 名古屋大学教授 環境学研究科 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

³正会員 工修 トピー工業(株) (〒441-8510 豊橋市明海町)【前 名古屋大学大学院】

⁴正会員 工博 名古屋大学助手 工学研究科(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)【前 名古屋大学大学院】

橋梁上に設置された付属構造物が交通振動により疲労損傷を生じるメカニズムや繰返し応力と交通量の関係などを検討するため、高架橋上に設置された標識板門型柱、情報板門型柱、照明柱、F型標識柱の振動測定と応力頻度測定を行った。対象とした高架橋では、ゴム沓化、桁連続化による耐震補強工事が行われ、工事の各段階での橋梁構造の変化が橋梁付属構造物の疲労耐久性にどのような影響を与えるかを調査した。振動計測の結果、門型柱で2.9~4.6Hz、F型柱で3.6Hz、照明柱で1.5Hzおよび4.9Hzのモードが卓越した。鋼支承からゴム支承化、3径間連続化にともない、主桁の固有振動数が3.89Hz、3.78Hz、3.58Hzと低下し、主桁と付属構造物の固有振動数が近い場合に、疲労寿命が短くなることが明らかになった。

Key Words: sign structure, lighting pole, traffic-induced vibration, fatigue

1. はじめに

道路上の標識、照明等の施設は、通行者に対してサービスを提供する重要な施設である。これらの施設を支持する構造物、すなわち、標識柱、照明柱(以下、付属構造物とする)は、風荷重や地震時荷重に対して設計される。しかしながら、橋梁上に設置された付属構造物では、自動車走行時に生じる橋梁の振動によって常時基部が加振されることになる。近年、橋梁振動によって付属構造物に大きな振動が生じて繰返し荷重となり、溶接部分に疲労き裂が生じた例が報告されている¹⁾²⁾。したがって、橋梁上に設置する付属構造物については、地上部に設置する場合とは別に、設計段階での(橋梁を介した)振動加振に対する配慮、維持管理段階での振動状態や疲労き裂の点検などが必要であり、たとえば、米国には橋梁点検のマニュアル³⁾とは別に、標識構造物の点検マニュアル⁴⁾も存在するほか、わが国でも検討が行われている。

筆者らは、高架橋に設置された標識柱において振動測定および疲労耐久性評価を行い、大型車両の走行により、車両の固有振動数に近い橋梁の固有振動モードが励起され、その結果、付属構造物が加振されることを示した²⁾。

本研究では、都市内高架橋に設置された標識柱、照明柱などの付属構造物について、一般供用下での振動測定、応力頻度測定を行い、これらの振動特性を把握し、橋梁の振動特性が付属構造物の疲労に与える影響について調査した。

2. 都市内高架橋における振動測定

(1) 測定対象橋梁と付属構造物

測定対象とする高架橋と径間の概要を図-1に示す。対象橋梁は名古屋高速道路公社高速3号大高線の通称「呼続カーブ」周辺の連続高架橋である。橋梁は上下線分離構造となっており、支間は32~33m、幅員9.5m、4主桁の鋼単純合成钣桁である。

測定対象とする下り線には、図-2に示す非常駐車帯を示す単柱形式の標識構造物(以下F型柱)、図-3に示す照明柱、図-4の外照式標識板を支持する門型構造物(以下、標識板門型柱)、図-5の可変情報板を支持する門型構造物(以下、情報板門型柱)が設置されている。いずれも鋼管によって構成される構造物であり、鉄筋コンクリー

ト製壁高欄上にアンカーボルトで固定されている。

この連続高架橋に対し、耐震性の向上、道路平坦性の向上を目的とした桁連続化、ゴム支承化の工事が行われた。連続化工事の各段階で、既存の鋼製支承による単純桁、ゴム支承による単径間支持、3径間連続桁と構造が変化する。そこで、橋梁上に設置された付属構造物を対象とし、工事のそれぞれの段階で、振動測定、応力頻度測定を行い、橋梁の振動特性の変化、付属構造物が受ける影響について考察した。

また、標識板門型柱については、連続化工事後に更新工事が行われた。新しく標識を支持する門型柱（以下、新型門型柱とする）の概要を図-6に示す。

この構造物は、①標識板大型化に対応した、風荷重面積の増加(従来型：1.4m×梁幅の1/2→新型2.2m×梁幅)、②振動を考慮し1G相当の水平荷重を上部に載荷、という条件で設計され、旧型に対してリブプレートが増

設が行われた他、疲労に配慮してリブプレートすみ肉溶接止端部がグラインダー仕上げされている。

(2) センサー等の設置箇所

振動加速度計、変位計、ひずみゲージの設置位置を図-7~9に示す。標識板門型柱、情報板門型柱で上端部に3方向、F型柱では水平2方向の加速度計を設置した。また、標識板門型柱基部で4点の鉛直方向、水平方向2成分、情報板門型柱基部で1点の鉛直加速度を測定した。

各構造物基部のリブプレート上端のまわしすみ肉溶接部からの疲労き裂の報告が多いことから、この点で疲労耐久性を評価することを目的に、リブプレート上端のすみ肉溶接部止端位置より15mm離れた位置で鋼管軸方向のひずみを測定した。図-10に門型柱、F型柱、照明柱の基部におけるひずみゲージの貼付位置の例を示す。

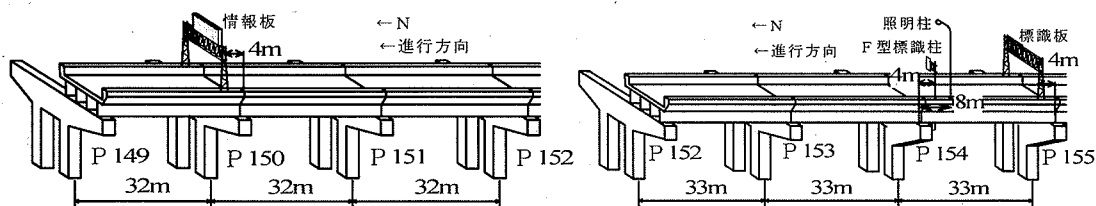


図-1 測定対象区間の概要

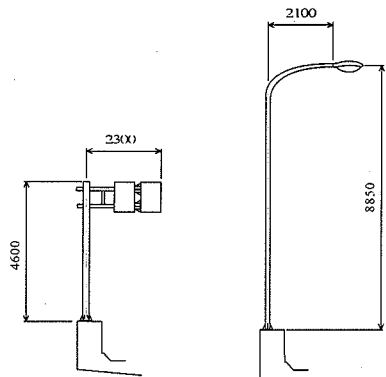


図-2 F型柱

図-3 照明柱

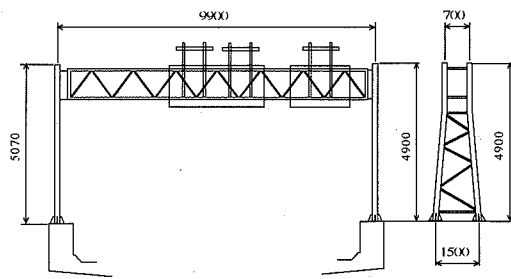


図-4 標識板門型柱

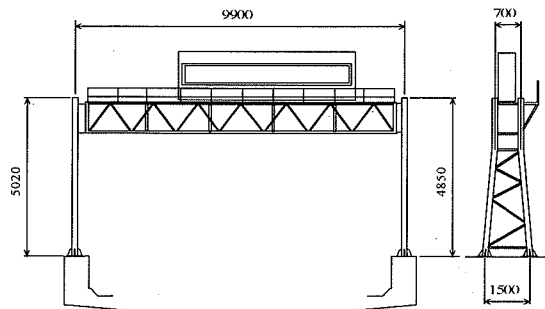


図-5 情報板門型柱

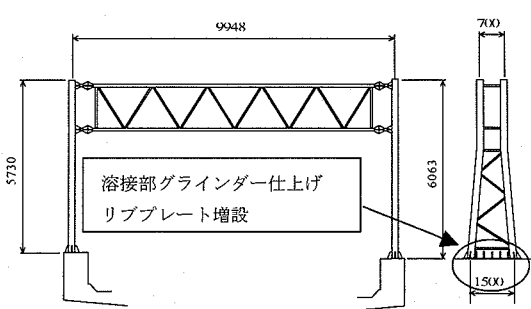


図-6 新型門型柱

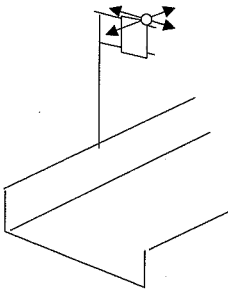


図-7 加速度測定位置：F型柱

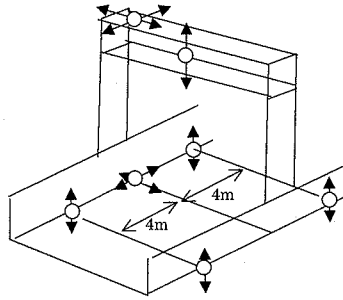


図-8 加速度測定位置：標識板

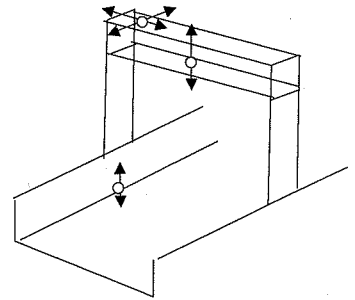


図-9 加速度測定位置：情報板

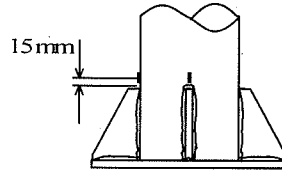


図-10 基部リブプレート上端部のひずみゲージ貼付位置

3. 測定方法

本研究では、付属構造物と橋梁の振動特性、付属構造物の疲労耐久性を調査するため、以下の3種類の測定を行った。

1) 荷重車走行による振動測定

名古屋高速道路公社所有の散水車を土曜日の深夜に走行させ、応答波形の測定を行った。散水車は、総重量が194kN、最速軸距が5.32mの3軸車両である。追い越し車線、走行車線を60km/h(法定速度)、80km/h(実勢速度)で各2回ずつ走行させた。サンプリング間隔は0.005秒とした。

2) 一般車走行時の振動測定

一般車が多数走行する際の応答波形を平日昼間に測定した。

3) 24時間応力頻度測定

構造物の基部のリブプレート上端に貼付したひずみゲージを対象として、24時間の応力頻度を測定した。交通量のデータとの比較のため、1時間ごとに頻度分布を作成した。

連続化工事の各段階にあわせて、以下の4つのケースで測定を行った。

第1期 鋼製支承、単純桁

単純桁、鋼製支承の状態で、標識板門型柱、情報板門型柱、F型柱、照明柱を対象とした。

第2期 ゴム支承、単純桁

ゴム支承化工事の後、連続化される前に、門型標識柱、F型柱、照明柱を対象とした。

第3期 ゴム支承、3径間連続桁

3径間が連続化されたのち、第1期と同様に、標識板門型柱、情報板門型柱、F型柱、照明柱を対象とした。

第4期 新型門型柱

新たに設置される新型門型柱を対象として測定を行った。この測定では前述の測定位置のほか、大型車両の振動特性を把握するため、荷重車の前輪、後輪シャーシ部、ばね下のディファレンシャルキャリア部に設置し、ばね上振動、ばね下振動を測定し、荷重車の振動特性を把握した。

4. 振動測定結果

(1) 付属構造物の振動特性

付属構造物は、基部が常に橋梁振動によって加振されているため、付属構造物の自由振動波形を得ることは困難である。本研究では、荷重車および一般車走行時の応答波形に対してRD法⁹⁾による波形処理を行った。測定したすべての波形から正の極大値を先頭とする部分を抜き出し、8000データ(40秒)を1単位として重ね合わせ、自由振動成分を抽出した。RD法によって処理した波形(以下、“RD波形”とする)の例を図-11に示す。

a) 標識板門型柱

標識板門型柱では図-12のように門型柱の上部が橋軸直角方向に水平変位する“面内せん断型”の振動モードが卓越した。橋軸直角方向加速度のRD波形から計算したパワースペクトルを図-13に示す。

面内せん断型の固有振動数は、第1期で4.40Hz、第2

期 4.39Hz, 第3期 4.25Hz と若干低くなる傾向がある。これは、基部の橋梁構造が変化したことによる影響と考えられる。

橋軸方向、梁部鉛直方向加速度の RD 波形のパワースペクトルを図-14, 図-15 に示す。鉛直方向の変化が少ないが、橋軸方向では各期に共通する2つの卓越振動数のうち、15~20Hzに見られるピークが第3期で移動している。

b) 情報板門型柱

橋軸直角方向加速度の RD 波形から計算したパワースペクトルを図-16 に示す。標識板門型柱と同様に、橋軸直角方向にせん断型のモードが卓越し、固有振動数は 2.90Hz となった。第1期と第3期での違いは見受けられない。

情報板、標識板門型柱の剛性は投影面積から算定する風荷重をもとに設計されている。2つの構造物の高さ、幅、投影面積は極めて似通っており、支持構造の剛性も近いと考えられるが、標識板に対して情報板の質量が2倍以上と大きいので、情報板門型柱の固有振動数がより低くなっていると考えられる。

c) F型柱

F型柱の頂部に設置した橋軸方向加速度のパワースペクトルを図-17 に示す。F型柱は柱の軸線上に重心がくることから、面内、面外の2つのモードが近接して存在し、橋軸(面外)方向で 3.63Hz, 橋軸直角(面内)方向で 3.68Hz であった。1~3期を通じて卓越振動数やパワースペクトル形状に変化は見られなかった。

d) 照明柱

照明柱では加速度は測定していないが、基部のひずみゲージから固有振動数を推定した。1期におけるひずみゲージ L-1~L-3 の RD 波形のパワースペクトルを図-18 に示す。1.53Hz, 4.88Hz, 11.9Hz にピークがあり、それぞれ1~3次の曲げ振動モードであると考えられる。

e) 新型門型柱

他の門型柱構造物と同じく、橋軸直角方向にせん断型の変形をするモードが卓越した。橋軸直角方向加速度のパワースペクトルを旧型の第3期のスペクトルとともに図-19 に示す。固有振動数は 4.58Hz となり、旧型の標識板門型柱よりもやや高めの振動数となっている。形状や大きさは旧型のものとはほぼ同じであるが、振動を考慮して設計を見直した結果、固有振動数が高くなったと考えられる。

f) 付属構造物の減衰定数

RD法によって比較的良好な自由振動波形が得られた構造物について、極大値の包絡線を指数近似することで減衰定数を求めた。表-1 にそれぞれの構造物の固有振動数と減衰定数を示す。加速度とひずみを測定している門型柱、F型柱については、基部のひずみ、上部の橋軸直角方向加速度の双方から計算した。照明柱については、基部のひずみの RD 波形をバンドパスフィルターで処理し、3つのモードについて計算した。

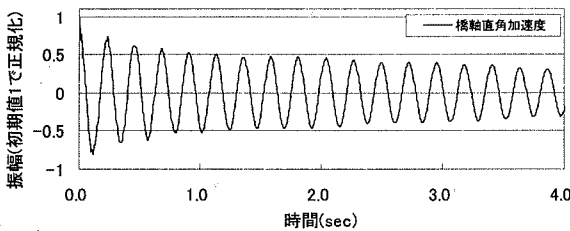


図-11 RD 波形の例

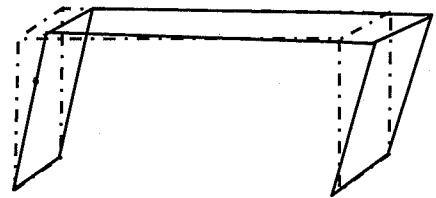


図-12 門型柱に見られる“面内せん断型”振動モード

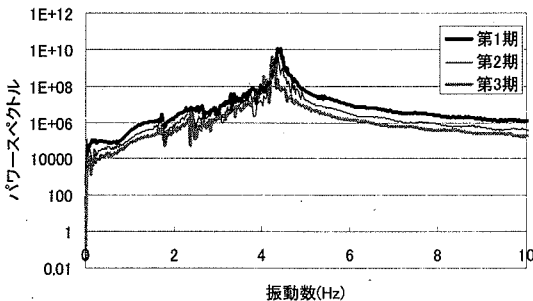


図-13 標識板門型柱、橋軸直角方向加速度のパワースペクトル

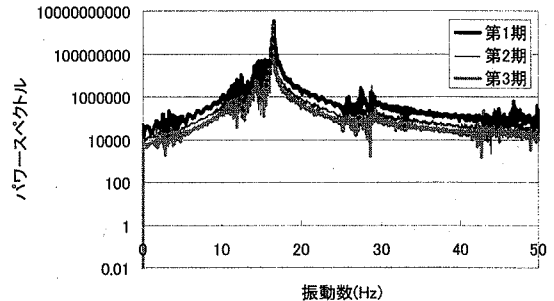


図-14 標識板門型柱、鉛直方向加速度のパワースペクトル

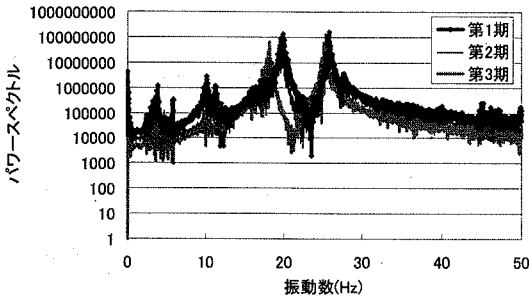


図-15 標識板門型柱, 橋軸方向加速度のパワースペクトル

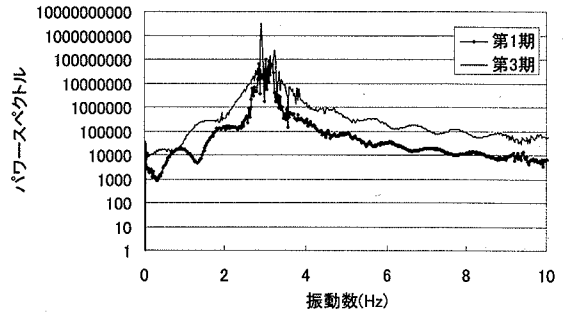


図-16 情報板門型柱, 橋軸直角方向加速度のパワースペクトル

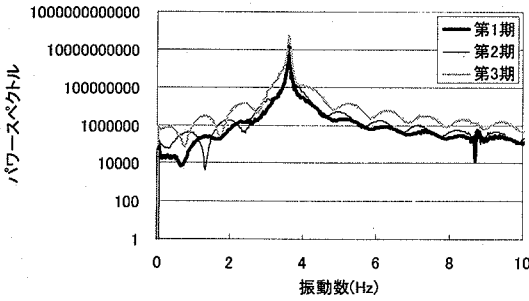


図-17 F型柱, 橋軸方向加速度のパワースペクトル

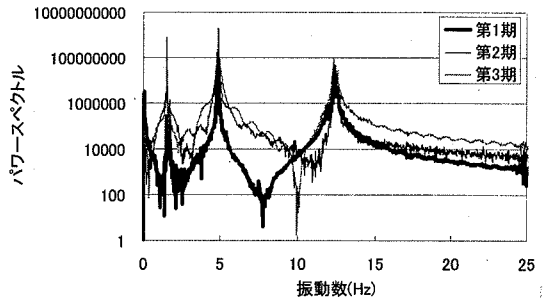


図-18 照明柱, 基部ひずみゲージ(橋軸直角方向リブ)のパワースペクトル

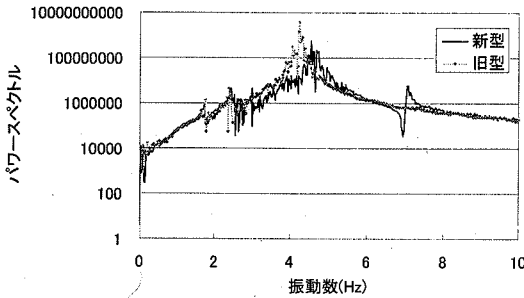


図-19 新型門型柱, 橋軸直角方向加速度のパワースペクトル

表-1 付属構造物の固有振動数と減衰定数

種類	固有振動数 (Hz)	減衰定数	橋梁の条件等
標識板門型柱	4.40	0.0057	鋼支承
	4.39	0.0101	ゴム支承
	4.25	0.0156	連続化
新型標識板門型柱	4.58	0.0287	連続化, 基部改良
F型柱	3.63	0.0024	鋼支承
	3.64	0.0064	ゴム支承
	3.67	0.0036	連続化
照明柱 面内1次	1.53	0.0038	1期~3期の平均
照明柱 面内2次	4.88	0.0017	
照明柱 面内3次	11.90	0.0034	

表-1に示すように、減衰定数はおおむね0.002~0.02となった。減衰定数は1%以下の結果が多く、付属構造物は橋梁等と比較して減衰の少ない構造物であるといえる。標識板門型柱では、第1期から第3期にかけて、減衰が高くなっている。また、設計荷重の増加によって基部の剛性が高くなった新型では減衰が高くなっており、基部まわりの構造がこれらの構造物の減衰に与える影響があることが予想される。

(2) 橋梁の振動特性

今回の実験では、第3期においてのみ、主桁中央に加速度計が設置可能であった。他のケースについては、標識板門型柱まわりの4点の鉛直加速度と直下の水平加速度(橋軸、橋軸直角)を測定した。標識板門型柱の基部付近に設置した加速度計から得られた応答波形について、橋梁構造の変化が、門型柱への入力特性がどのように影響するかを考察する。

一般車走行時の応答波形について、北西位置の鉛直加速度(径間1/4点)を基準点とし、基準点でRD法による

処理を行った。複数点での位相差を統一するため、基準点で行ったのと同じ時刻でのRD処理(波形切り出し・重ね合わせ処理)を他の鉛直加速度の測定点3点について行い、位相差を考慮した自由振動波形を抽出した。

橋梁の応答値が小さく、ノイズの影響も考えられたため、橋梁の卓越振動数を考慮した上で、すべての波形について10Hz以下を濾過するローパスフィルターで処理した上で上述の処理を行った。

a) 第1期(鋼製支承・単純支持)

橋梁支間1/4点となる、標識板門型柱の北東、北西の基部鉛直加速度のパワースペクトルを図-20に示す。最大のピークは、北西の3.29Hzに位置するが、複数あるピークのうち、クロススペクトルでの位相差が0、スペクトルの振幅がほぼ等しくなるピークを考慮すると、3.89Hz付近のピークが桁の1次固有振動数を示していると考えられる。2番目のピークの5.41Hzでは東西の測定点で同振幅、逆位相を示しており、ねじり振動を示していると考えられる。

鉛直加速度成分とは別に単独でRD処理した橋軸直角方向のパワースペクトルを図-21に示す。壁高欄上1点のみの測定であるため、モード形状等を推定することは困難であるが、1.70Hz、2.46Hz、3.36Hz、3.89Hz、にピークが認められた。このうち、3.89Hzについては、鉛直加速度から予想される主桁の固有振動数と一致している。

b) 第2期(ゴム支承化)

第2期のRD波形のパワースペクトルを図-22に示す。卓越振動数は、3.78Hz、4.73Hzであり、それぞれ、桁の曲げ1次モード、ねじり振動モードを示していると考えられる。ゴム支承化により桁の基本固有振動数はやや低周期化していると考えられ、スペクトルの最大ピーク値の位置は第1期の3.29に比べ、やや高くなる結果となった。図-23に橋軸直角方向のパワースペクトルを

示す。1.70Hzに見られるピークは、1期の鉛直、水平成分と一致していることから、ゴム支承化の影響のない鋼製橋脚を含むモードであると考えられる。一方、2.31Hz、3.00Hz、3.78Hzのピークは、ゴム支承化の影響により第1期に見られる2.46Hz、3.36Hz、3.89Hzのそれぞれのモードが変化したものであると考えられる。

c) 第3期(ゴム支承+3径間連続化)

標識柱基部の鉛直方向のパワースペクトル、橋軸直角方向のパワースペクトルをそれぞれ図-24、図-25に、3期のみ設置した主桁支間中央下フランジの鉛直加速度のパワースペクトルを図-26に示す。図-24と図-26を比較すると、壁高欄上で測定した鉛直加速度のスペクトルに比べ、主桁下フランジのスペクトルは滑らかであり、壁高欄上に、主桁の固有振動成分以外の振動モードが複数生じていることが予想される。鉛直方向では、3.58Hzが曲げ1次、4.44Hzがねじれ1次振動数を示していると考えられる。これらの値はゴム支承のみの場合に比べてやや低くなった。

橋軸直角方向のスペクトルのピークは1.73Hz、2.39Hz、3.00Hz、3.51Hzを示しているが、第1期、第2期に比べ2Hz以上の成分は小さくなっており、連続化されることによって橋軸直角方向の桁の振動が抑えられていると考えられる。

(3) 大型車の振動特性

荷重車(車両総重量196kNの散水車)の前後輪、ばね上(フレーム)、ばね下(アクスル)に設置した加速度計の波形に対しRD処理を行い、自由振動成分を抽出した。前後輪のばね上、ばね下加速度のRD波形によるパワースペクトルを図-27、図-28に示す。本研究で使用した荷重車は前輪ばね上で2.00Hz、後輪で3.00Hzが卓越している。ばね下振動は前後輪の差が少なく、前輪で12.1Hz、後輪で12.0Hzが卓越した。

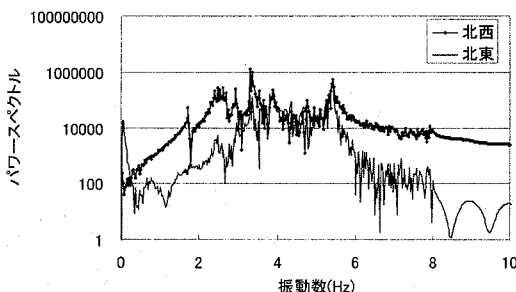


図-20 標識柱基部鉛直加速度のパワースペクトル(第1期)

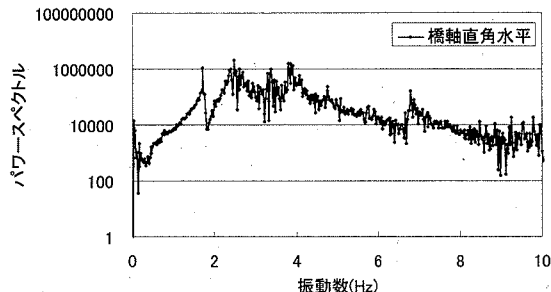


図-21 標識柱基部橋軸直角加速度のパワースペクトル(第1期)

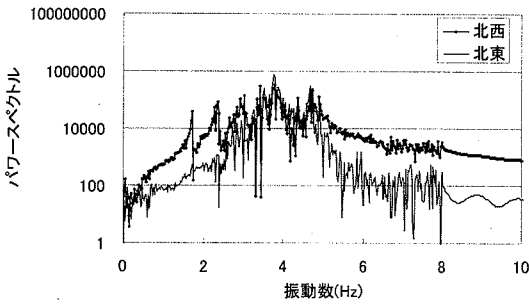


図-22 標識柱基部鉛直加速度のパワースペクトル(第2期)

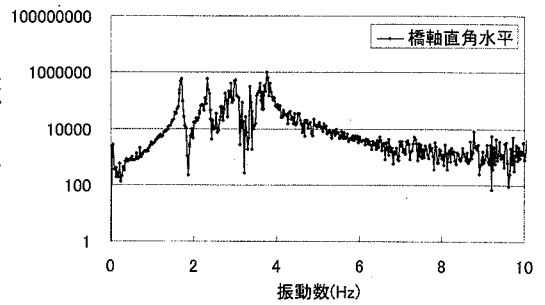


図-23 標識柱基部橋軸直角加速度のパワースペクトル(第2期)

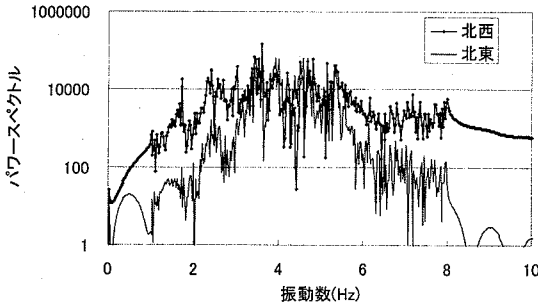


図-24 標識柱基部鉛直加速度のパワースペクトル(第3期)

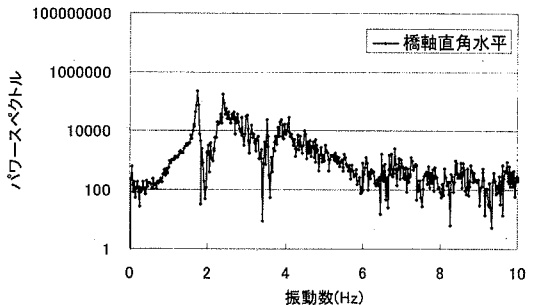


図-25 標識柱基部橋軸直角加速度のパワースペクトル(第3期)

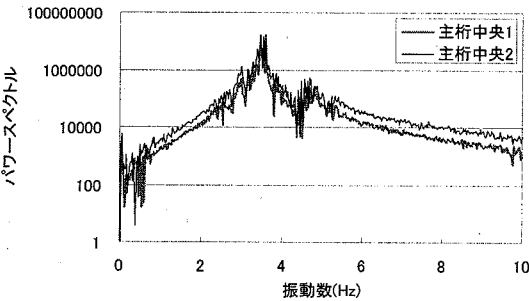


図-26 主桁中央の鉛直加速度のパワースペクトル(第3期)

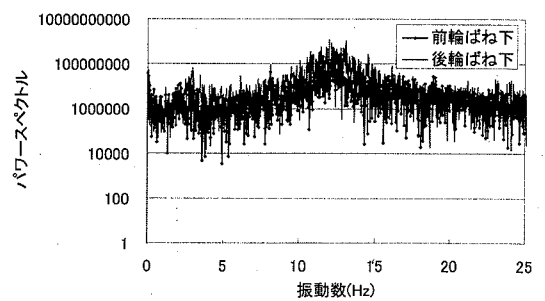


図-27 荷重車ばね下鉛直加速度のパワースペクトル

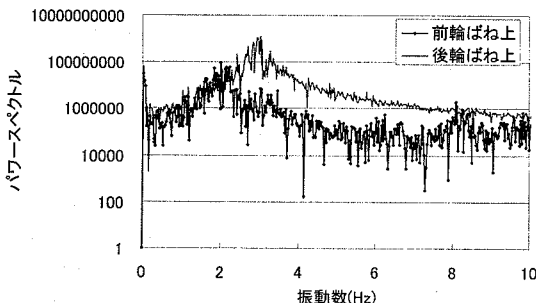


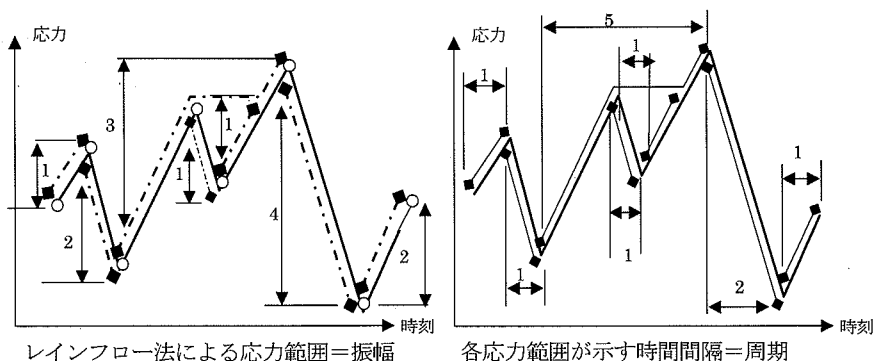
図-28 荷重車ばね上鉛直加速度のパワースペクトル

(4) 振幅・周期スペクトル

疲労損傷度を累積被害則を用いて計算する場合には、荷重の繰り返し履歴からレインフロー法を用いて応力範囲頻度分布を作成することが多い。しかしながら、従来

のレインフロー法では、極大・極小値間の値である“応力範囲”にのみ着目しており、極大値と極小値の時間間隔、すなわち荷重の“周期性”に関する情報は無視される。本研究では、レインフロー法で応力範囲をカウントする際に、図-29のように、測定波形からレインフロー法で応力範囲を計算した後、各々の応力範囲が開始・終了する時間間隔を「周期」として取得し、応力の「振幅」と「周期」に関する頻度分布を作成することとした。本論文では、このレインフロー法による振幅と周期の頻度分布を「振幅・周期スペクトル」と呼ぶことにする。

図から分かるように、計数を行う際に取得する時間間隔は、極大から極小までの「半周期」であり、応力範囲は極大から極小値の差、つまり、全振幅を取得することになる。



計数結果の例(2次元頻度分布)

振幅 周期	1	2	3	4	5
1	3	2	0	0	0
2	0	0	0	1	0
3	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0
5	0	0	1	0	0

図-29 振幅・周期スペクトルの概念

付属構造物基部のひずみゲージの測定波形について、振幅・周期スペクトルを、平日の日中、一般車走行時の30分間の測定波形から計算した。各期、構造物で測定日は異なるが、おおむね同じ時間帯、同じ交通状況での測定である。

a) 標識板門型柱基部および新型門型柱

標識板門型柱基部のリップのうち、もっとも大きな値を記録したひずみゲージの振幅・周期スペクトルを図-30に示す。固有振動数である4.3Hz付近で、ひずみ変動範囲0~200 μ にわたって頻度が卓越している。最大値を記録する振動数も固有振動数を示しており、基部からの加振によってこの構造物の4.3Hzのモードが励振され、基部に繰り返し荷重が生じていることが分かる。また、レインフロー法の特性により、卓越する固有振動数の2n+1倍の周期の波形を計数している。第1期(鋼支承)、第2期(ゴム支承)にはあまり変化が見られないが、第3期(連続化)で最大値がやや小さくなっている。

新型門型柱基部のひずみゲージによる振幅・周期スペクトルを図-31に示す。固有振動数である4.6Hz付近が卓越しているが、第3期の旧型のものに比べてひずみの最大値が半分以下となった。

b) 情報板門型柱

情報板門型柱の振幅・周期スペクトルを図-32に示す。固有振動数である3.0Hz付近が卓越し、標識板門型柱よりもひずみ変動範囲が大きい。また、第1期に対して第3期の方がややひずみ変動範囲が高くなっており、ひず

み変動範囲の最大値は第1期で470 μ 、第3期で660 μ であった。この理由として、第1期から第3期への構造変更によって、橋梁の振動数が情報板門型柱により近いためであると考えられる。

c) F型柱

F型柱基部ひずみゲージの振幅・周期スペクトルを図-33に示す。固有振動数を示す3.6Hzが卓越している。第1期~第3期で分布形状に大きな変化は見られないが、上述の2つの構造物と比べ、固有振動数以外の成分が少なく、3.6Hzとその3倍の周期を中心として卓越している。橋梁の卓越振動数と付属構造物の振動数が他の構造物に比べて極めて近いことを考慮すると、すべての期で共振に近い状態が生じていることを示しているものと考えられる。

d) 照明柱

照明柱基部のひずみゲージの振幅・周期スペクトルを図-34に示す。固有振動数を示すと考えられる4.4Hz、14.3Hzにピークがあるがいずれの振動数でも最大ひずみが同程度であり、他の構造物に比べて小さい。この原因として、照明柱の固有振動数と橋梁の卓越振動数が他の構造物に比較して離れており、単独のモードだけが卓越するのではなく、2つのモードが励振されていると考えられる。また、1次のモードはスペクトルからは1.53Hzとされているが、振動・周期スペクトルにおいては、むしろ橋梁全体で見られた1.7Hz付近の頻度が高くなった。

e) 主桁中央下フランジ

付属構造物と主桁の比較のため、第1期の主桁中央下フランジのひずみについて計算した振幅・周期スペクトルを図-35に示す。振動によって応力が生じている標識柱などと違い、主桁の曲げひずみの変動波形には、車両走行によって生じた桁の振動成分と移動荷重による影響線の成分が含まれている。図-35によれば、桁の固有振動数である3.8Hz付近の頻度が高く、最大応力範囲では固有周期よりも長い2~4秒の周期で生じている。頻度が高い部分は桁の固有振動による振幅を示し、最大応力範囲は主桁の影響線による成分であることが予想される。

a)~e)を比較すると、振動による変形によって繰り返し応力が生じている場合には、その周期を示す頻度が高くなり、特定モードが特に励振されている場合には、そのモードを示す頻度がより卓越する。一方、主桁の影響線成分のように振動よりも周期が不明瞭な事象で繰り返し応力が発生する場合、頻度分布はよりばらつきが大きいものとなる。

このように、振幅・周期スペクトルを長時間の応力波形から計算することで、疲労耐久性の評価に必要な応力頻度分布としての情報と、振動評価に必要な情報が得られ、どのような周期性を持つ振動モード、もしくは荷重の影響が大きいかを把握することができる。

(5) 各固有振動数における最大応答値

一般車走行時の応答波形から、加速度に関する振幅・周期スペクトルを計算し、各々の構造物の最大加速度を求めた。振幅・周期スペクトルによって最大値を求めることで、最大値が衝撃的な成分でなく、その固有振動における最大値であることを確認した。それぞれのケース

での分析対象とした波形は、平日の日中、交通量もほぼ同じ条件での測定結果である。

それぞれの固有振動数と最大加速度の関係を表-2に示す。F型柱はX,Y方向がともに応答値が大きいため、水平2成分を記載した。

最大値を示す時の周期はおおむねその構造物の固有振動数を示しており、そのモードが大きく励振された時に最大値を記録していると考えられる。

橋梁の固有振動数に最も近いF型柱の橋軸直角方向(Y)の最大加速度がすべてのケースで他の付属構造物を上回っている。また、主桁の固有振動数がそれぞれの付属構造物の固有振動数に近くなると最大加速度が増大する傾向がある。

最大加速度で正弦波の変位波形を示していると仮定し、固有振動数と最大加速度から振動変位を推定すると、振動変位(片振幅)は、標識板門型柱で3~4mm、情報板門型柱で7~9mm、F型柱の橋軸直角方向で8~10mmとなった。

(6) 車両、橋梁、標識柱の振動特性について

一般的には車両構造と積載貨物によって変化があると考えられるが、大型車両が走行する際に生じる振動数はばね上で2~4Hz程度、ばね下で10~12Hz程度であるとされる。今回測定した橋梁の主桁の曲げ1次固有振動数は、ちょうど大型車両のばね上振動数の範囲に属することになる。したがって、前述した付属構造物、橋梁、車両(荷重車)の振動特性や振動・周期スペクトル等から考えるならば、大型車両が走行する際に生じるばね上振動がその卓越振動数に近い橋梁の固有モードを励振し、さらにそのモードに近い振動数を持つ付属構造物が励振されていると考えられる。

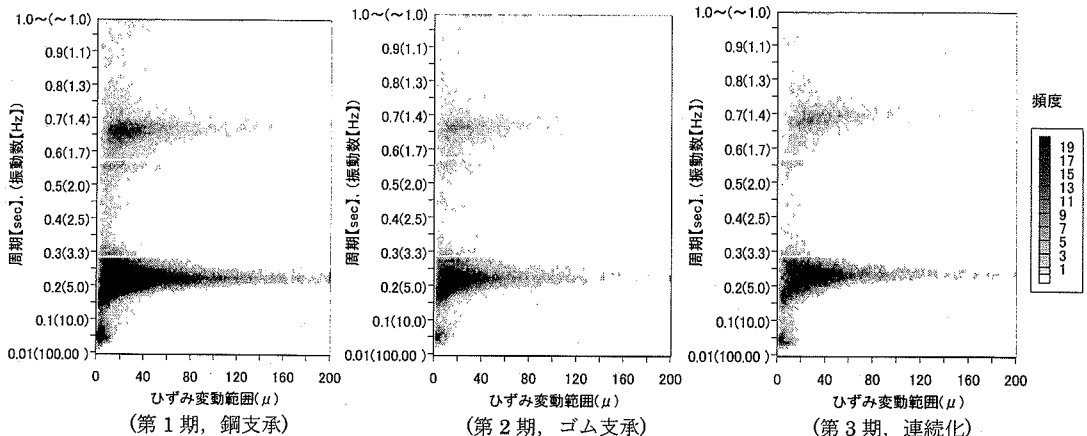
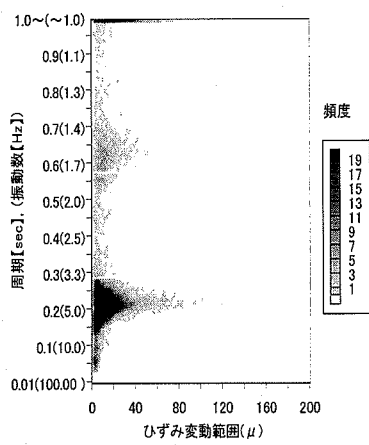
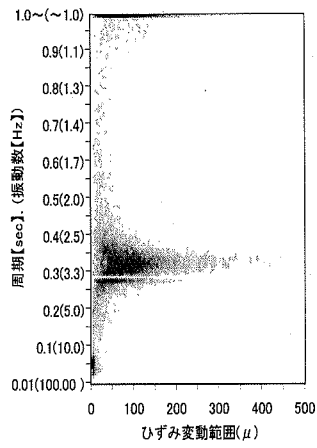


図-30 標識板門型柱基部の振幅・周期スペクトル

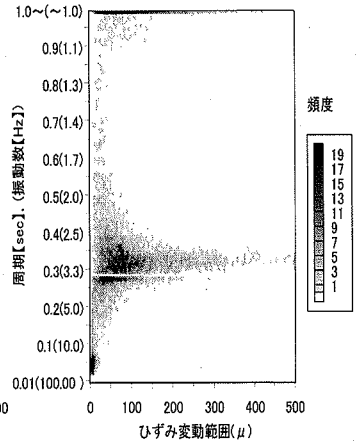


(第4期, 連続化)

図-31 新型門型柱の振幅・周期スペクトル

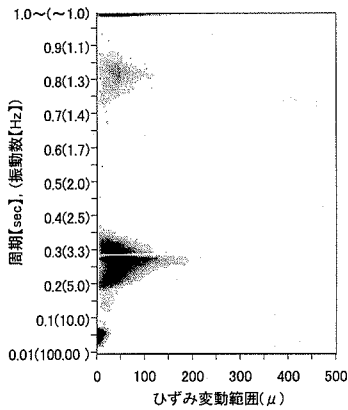


(第1期, 鋼支承)

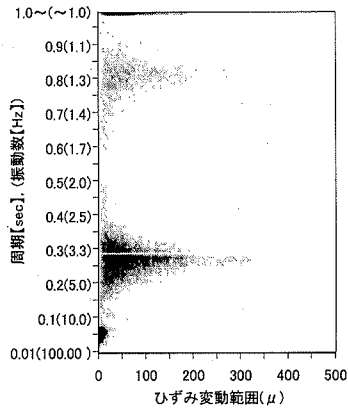


(第3期, 連続化)

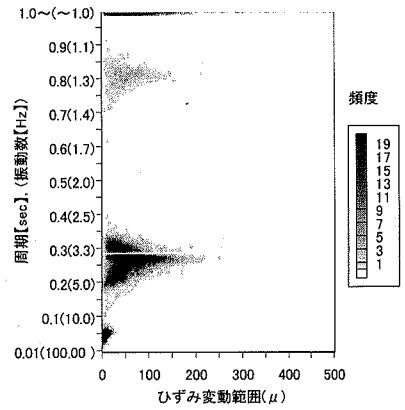
図-32 情報板門型柱の振幅・周期スペクトル



(第1期, 鋼支承)

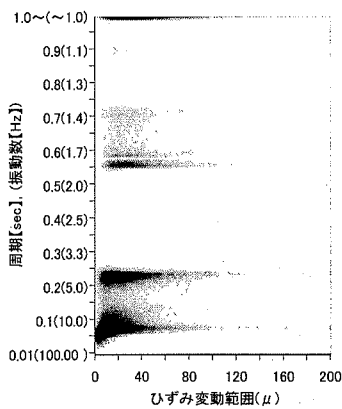


(第2期, ゴム支承)

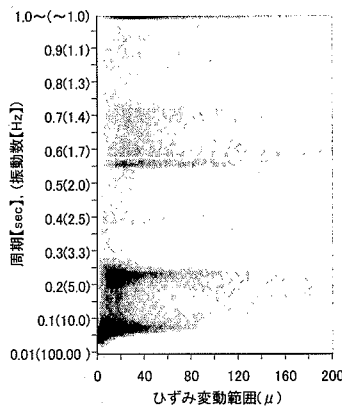


(第3期, 連続化)

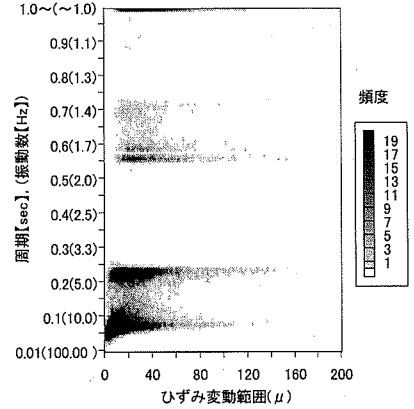
図-33 F型柱の振幅・周期スペクトル



(第1期, 鋼支承)



(第2期, ゴム支承)



(第3期, 連続化)

図-34 照明柱の振幅・周期スペクトル

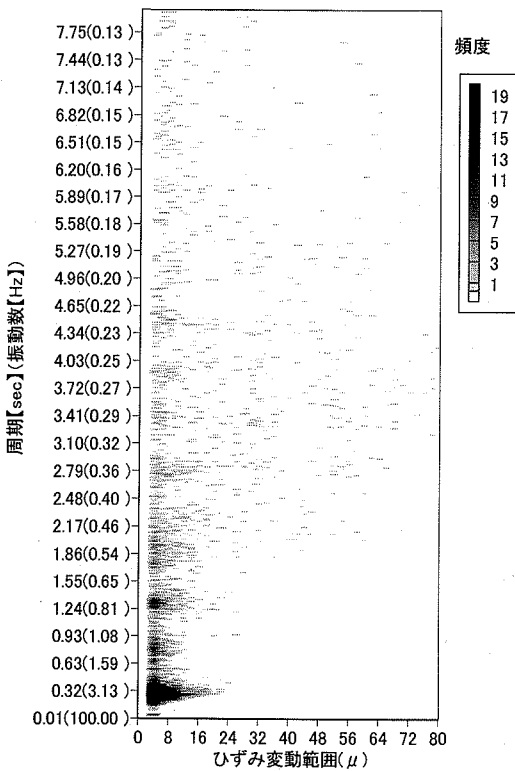


図-35 主桁中央下フランジの振幅・周期スペクトル

5. 応力頻度測定結果

(1) 交通量と繰り返し数

計測橋梁に近いトラフィックカウンタによる交通量と同時刻に測定した応力頻度分布によるF型柱基部ひずみの時間あたり総繰り返し数の関係を図-36に示す。3期を通じて交通量、繰り返し数がそれぞれ同じ値を示している。測定橋梁は通勤する自家用車の多い都市内高架橋であるため、朝夕に普通乗用車が多く、夜間の交通量は少ない。交通量が極めて少ない時間帯でも繰り返し数は1時間に7500~10000回程度であり、それ以上は交通量が増えるにしたがって増加し、朝~夕方までの時間あたりの繰り返し数は、交通量の変動によらず13000回程度とほぼ一定値を示している。F型柱の固有振動数3.67Hzで1時間振動した場合の繰り返し数は、約13000サイクルであり、交通量の多い時間帯の1時間の総繰り返し数と規模的に一致している。このことから、F型柱のように橋梁の卓越振動数に近い固有振動数を持つ付属構造物の場合、交通量の多い時間帯では、その固有モード・振動数で常時振動していることが予想される。情報板門型柱、標識板門型柱についても同様の傾向であった。

(2) 疲労損傷度の算出方法

付属構造物の疲労耐久性を比較するため、基部のひずみゲージの応力頻度分布を基に疲労寿命を計算した。計算方法は「日本鋼構造協会 鋼構造物の疲労設計指針」^⑥（以下JSSC疲労設計指針）に従う。標識構造物の基部の疲労強度については、これまでの実験や解析^{7,8)}によれば、JSSC疲労設計指針のF等級(200万回疲労強度:65MPa)程度であり、設計時の安全側の配慮として、同指針のG等級(200万回疲労強度:50MPa)が妥当であるとされている。本研究では、相対比較という点からF等級、G等級の双方で疲労寿命の計算を行った。なお、変動応力範囲の打ち切り限界を考慮している。

図-10に示したように、疲労寿命評価に用いるひずみゲージは、基部リブプレート上端付近に貼付されている。既往の研究では、リブ自体がもつ構造的応力集中のため、リブ近傍では既存の疲労試験結果で用いられる公称応力より2倍程度大きくなることが明らかになっている^⑧。このため、ひずみゲージ貼付位置では安全側の評価となることが考えられるが、ここでは、各構造物の疲労寿命を相対比較することを目的とし、補正等は行っていない。

(3) 疲労寿命計算結果

疲労寿命の計算結果を標識板門型柱、情報板門型柱、F型柱、照明柱の疲労寿命を表-3に示す。複数の測定点のうち、最短の寿命を示した。

寿命が短い構造物として、情報板門型柱、F型柱があり、これらは、固有振動数が2.90Hz、3.67Hzと固有振動数が橋梁上の卓越振動数に近い。この種類の構造物は、過去に都市内高架橋に設置されたものが疲労破壊を生じた例や、地上部に設置された情報板が風荷重により疲労破壊を生じた例^⑨が報告されており、比較的重量の小さい外照式の標識板を支持する標識門型柱や、照明柱に比べ、質量が上部の積載物に集中する構造であることも共通している。また、F型柱は、基部の鉛直動が重心に対し偏心して加振力として作用し、柱部にモーメントを生じて曲げ振動が発生しやすく、“揺れやすい”構造であると考えられる。

主桁の固有振動数による違いを見ると、主桁の固有振動数が付属構造物の固有振動数に近くなったケースで寿命が短くなっている場合が多く、橋梁と付属構造物の固有振動数が離れている場合には、より寿命が長くなっている。

従来型の標識板門型柱に対して設計の見直しを行った新型門型柱は、従来型に比べて大幅に寿命が伸びている。

この理由としては、a)基部周りのディテール変更によるリブ上端部の応力の低減、b)ディテール変更が結果的に橋軸直角方向の剛性を向上させ、固有振動数が高くなったことによる応答値の現象が考えられる。

表-2 付属構造物の最大加速度(gal)と固有振動数

橋梁構造, 固有振動数 (橋軸直角:卓越振動数)	第1期 鋼支承, 単純桁 曲げ 3.89 Hz ねじれ 5.41Hz 橋軸直角 2.46Hz	第2期 ゴム支承, 単純桁 曲げ 3.78 Hz ねじれ 4.73Hz 橋軸直角 2.31Hz	第3(4)期 ゴム支承, 3径間連続化 曲げ 3.58 Hz ねじれ 4.44Hz 橋軸直角 2.39Hz	加速度方向
情報板門型柱 2.90Hz	230		315	橋軸直角
F型柱 3.63~3.67 Hz	230	255	225	橋軸
	410	480	500	橋軸直角
標識板門型柱 4.25~4.40 Hz	300	315	240	橋軸直角
新型門型柱 4.58 Hz			215	橋軸直角

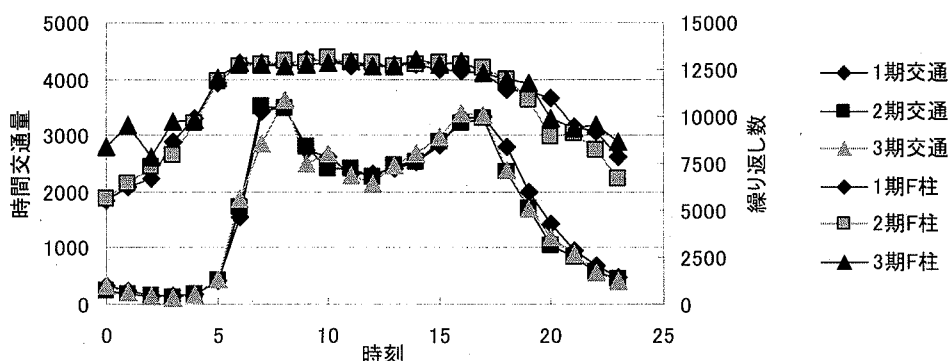


図-36 交通量と時間あたりの総繰り返し数

表-3 付属構造物の疲労寿命(年)と固有振動数 (F等級【G等級】による計算)

橋梁構造, 固有振動数 (橋軸直角は卓越振動数)	第1期 鋼支承, 単純桁 曲げ 3.89 Hz ねじれ 5.41Hz 橋軸直角 2.46Hz	第2期 ゴム支承, 単純桁 曲げ 3.78 Hz ねじれ 4.73Hz 橋軸直角 2.31Hz	第3(4)期 ゴム支承, 3径間連続化 曲げ 3.58 Hz ねじれ 4.44Hz 橋軸直角 2.39Hz
情報板門型柱 2.90Hz	11.8 【4.23】		3.27 【1.33】
F型柱 3.63~3.67 Hz	32.9 【7.78】	13.3 【4.11】	* 【10.7】
標識板門型柱 4.25~4.40 Hz	83.6 【23.2】	75.8 【20.9】	* 【32.9】
新型門型柱 4.58 Hz			3320 【1487】
照明柱 1次 1.53 Hz, 2次 4.88 Hz	* 【232】	* 【171】	* *

(変動応力範囲の打ち切り限界を考慮, *はすべての応力範囲が打ち切り限界以下)

6. まとめ

本研究では、橋梁構造の変化が橋梁付属物の疲労に与える影響を調査することを目的に、実橋梁において橋梁、付属構造物の振動測定、付属構造物の応力頻度測定、疲労耐久性の評価を行った。以下に本研究で得られた知見を示す。

- (1) 門型フレームを持つ標識板門型柱、情報板門型柱では、上端部が橋軸直角方向に変形する“せん断型”のモードが卓越し、標識板門型柱で 4.3Hz、情報板門型柱で 2.9Hz の固有振動数となった。
- (2) F 型柱では、上部の照明部分が橋軸、橋軸直角方向に振動する 2 つのモードが卓越し、橋軸方向で 3.6Hz、橋軸直角方向で 3.7Hz となった。
- (3) 照明柱は主に 1.53Hz と 4.88Hz のモードが卓越した。
- (4) RD 波形から算出した付属構造物の減衰定数は、0.002~0.02 程度であった。
- (5) 鋼単純桁が鋼製支承からゴム支承、3 径間連続化と変化することによって、桁の 1 次曲げ固有振動数が 3.89Hz から 3.78Hz、3.58Hz と低下した。
- (6) 標識板門型柱、情報板門型柱、F 型柱上部の最大加速度は 300~500gal となり、固有振動数での振動を仮定すると、上端部の水平変位が 3~10mm 程度となった。
- (7) 付属構造物の固有振動数との関係が変化したことにより、主桁の固有振動数に付属構造物の固有振動数が近くなる時に応答値が増加し、疲労寿命が短くなった。
- (8) 付属構造物の固有振動数に対して、橋梁の固有振動数が近い場合、交通量が多い日中では、付属構造物は、それ自身の固有振動数で常に振動していることが考えられる。
- (9) 基部の疲労を考慮して設計された新型門型柱は、固有振動数がそれまでの 4.3Hz(4.25~4.40Hz) から 4.58Hz に増加した結果、応答加速度、基部ひずみ値の減少と、疲労寿命の大幅な向上が見られた。

以上から、橋梁上に設置される付属構造物には、自動車の走行によって励振される橋梁の振動を入力として振動が生じ、加振力となる大型車両の振動数、橋梁の固有振動数と、付属構造物自身の振動数の 3 者の関係によっては著しい振動を生じることが予想される。特に、大型車の交通量が多い路線では常時振動を生じ、大きな繰返し数となるため、溶接部位での疲労き裂発生が懸念される。

一方で、振動によって疲労耐久性が問題となるのは大型車両によって励振される橋梁の固有モードの振動数と付属構造物の固有振動数が近い場合であることが予想さ

れる。橋梁のどのようなモードが励振されるかは橋梁形式により異なるが、橋梁を加振する振動数は大型車両のばね上振動数であるとすれば、どのような橋梁であっても 2~4Hz 程度の振動数のモードが励振されることが予想される。したがって、自動車による橋梁への“加振力”の振動数と付属構造物の固有振動数を離すことにより、振動しにくい構造とすることができると考えられる。一方、本研究で計測した新型門型柱のように励振されるモードを予想し、そのモード形状について剛性の確保や溶接ディテールの改良を行うことにより、疲労耐久性を向上することができると考えられる。

また、既設の付属構造物において、付属構造物と橋梁の振動数が近いような場合には、両振幅で 10mm 程度、つまり、点検中に目視確認できるほどの振動変位が発生していることが予想される。

さらに、既設の構造物で振動が問題となる場合には特定のモードが卓越し、減衰が比較的低いことが予想されるため、付加的な減衰装置を設けたり、上部構造の軽量化などによる振動数の変更などにより、振動振幅を小さくすることができると考えられる。

謝辞： この研究を進めるにあたり、名古屋高速道路公社 前野裕文氏、森 成顕氏には本研究の主旨に多大なるご理解をいただき、研究の全般にわたってご協力いただいた。現地計測作業においては(有)愛測エンジニアリングの、樽谷省三氏、美馬隆宏氏に甚大なるご協力をいただいた。また、測定方法などに関して金沢大学工学部梶川康男教授、深田宰史助手、株式会社フジエンジニアリング 松本正信氏、西星国博氏(現 オフィス・シリウス)に貴重なご助言をいただいた。さらに、現地作業や計測結果の分析に関して、名古屋大学大学院環境学研究所都市環境学専攻山田研究室の学生諸君には多大なるご協力をいただいた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：鋼橋の疲労，1997
- 2) 小塩達也，李相勳，山田健太郎，森成顕，森下宣明：交通荷重による標識柱の振動と疲労耐久性：構造工学論文集，Vol.47A，pp.1009-1017，2001.3
- 3) New York State Dept. of Transportation：Bridge inspection manual，1999.4
- 4) New York State Dept. of Transportation：Overhead sign structure - inventory and inspection manual，1999.4
- 5) 田村幸雄，佐々木淳，塚越治夫：RD 法による構造物のランダム振動時の減衰評価，日本建築学会構造系論文集，No.454，pp.29-38，1993.12
- 6) (社)日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針，技報堂出版，1993

7) 山田健太郎, 近藤明雅, 小林且典, 宮本伸治, 荒木準一: 鋼管柱基部の疲労強度, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.1045-1054, 1992.3

structures. I: Background Analysis, *Journal of structural engineering*, ASCE, pp.322-329, 2000.3

8) Gilani, A., Whittaker, A.: Fatigue-life evaluation of steel post

(2003. 9. 16 受付)

VIBRATION MEASUREMENT AND FATIGUE ASSESSMENT OF SERVICE STRUCTURES ON VIADUCTS UNDER TRAFFIC

Tatsuya OJIO, Kentaro YAMADA, Toshiki MORITA and Sanghung LEE

Service structures, such as sign structures and lighting poles installed on highway bridges, are often subjected to stress cycles due to traffic-induced vibration, and this causes fatigue problems. Vibration and stress measurements were carried out for frame structures on a viaduct. The viaduct was structurally modified from a simple girder to 3-span continuous girder to increase seismic resistance. The natural frequency of the first bending mode of the simple girder of 3.78Hz decreases to 3.58Hz with elastomeric bearing and 3.58Hz for 3-span continuous girders. Fatigue life calculated from stress range histogram was reduced, when the natural frequency of the viaduct was near to that of the service structures.