

交通荷重による標識柱の振動と疲労耐久性

Fatigue Durability of Sign Frames due to Traffic-Induced Vibration

小塩 達也*, 李 相勳**, 山田 健太郎***, 森 成顕****, 森下 宣明****

Tatsuya OJIO, Sanghun LEE, Kentaro YAMADA, Nariaki MORI, Nobuaki MORISHITA

* 工修 名古屋大学大学院工学研究科助手 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

** 名古屋大学大学院工学研究科博士課程前期課程 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

*** Ph.D. 名古屋大学大学院工学研究科教授 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

**** 名古屋高速道路公社工務部設計課 (〒460-0002 名古屋市中区丸の内 2-1-36)

Lighting poles and sign frames installed on highway bridges have been designed for wind force. However, recent fatigue damages of such structures suggested that they are also designed for traffic-induced vibration. Vibration measurements due to a test truck and traffics in service were carried out for a newly installed sign frame made of steel pipes, which was a replacement of fatigue-cracked one. Strains near the base of the sign frame were also measured to correlate fatigue life with traffic-induced vibration. Through the vibration analysis cause of the cracked sign frame was also estimated.

Key Words: traffic-induced vibration, sign frame, fatigue crack, vibration test, fatigue durability

キーワード: 交通荷重, 門型標識柱, 疲労き裂, 振動測定, 疲労耐久性

1. まえがき

1.1 研究の背景

道路標識や照明などの道路付属施設は、運転者へのサービスの提供という点で、橋梁、舗装などの構造物に劣らず重要な設備である。また、付属施設の維持管理が道路の維持管理業務に占める割合は大きく、点検、清掃から更新に至るコストは、維持管理費のうちで無視することの出来ない項目である。アメリカでは橋梁と同様に道路付属施設に関する点検マニュアルを設定している。^{1),2)}

橋梁上に設置される付属施設(以下、橋梁付属構造物とする)は、地上部と異なって振動の影響を受けるため、疲労損傷が生じる可能性があることは、従来から指摘されてきたが、振動に対応した設計方法などはこれまで余り論じられてこなかった。しかし、橋梁付属構造物の疲労損傷は、二次災害にもつながりかねないため、早急な対応が必要である。

標識柱・照明柱の損傷事例としては、何件かが報告されている。都市高速道路で、1980年代にY型標識柱のY型分岐部に疲労き裂が発生したことが報告された。また、1999年には、単柱型標識柱の基部補強リブ上端に疲労き裂が発生し、高架下の平面街路に落下し乗用車に衝突している。さらに、年を同じくして、一般国道に設置された道路照明柱が基部で折損し、高架橋下の工場へ落下するという事故が発生している。一方、これら損傷事例のような落下事故には至っていないが、疲労き裂の進

展が確認されている標識柱が数件あったことが報告されている。き裂が潜在的に存在し発見されない状況下でき裂進展が続いているとすれば、これが表面化し、多数の損傷が発見されてからの対応では、二次災害の危険性が大きくなる。したがって、橋梁の疲労の問題とともに、橋梁付属構造物の疲労耐久性に着目し、これらに生じる疲労の現象を把握し、疲労現象が顕在化する以前に何らかの対処、もしくは対処方針を策定しておく必要があると考えられる。

1.2 既往の研究

従来の設計では、照明柱、標識柱などの橋梁付属構造物は主に鉛直方向には死荷重と作業荷重で、水平方向には風荷重で設計されてきた。橋梁からの振動の影響や、構造物自身の動的性状については考慮しないのが通常である。

著者らは標識柱が風や交通振動による疲労耐久性評価を行うことを目的に、平成2年度に名古屋高速道路公社の標識柱基部の応力頻度測定を行った。また、標識柱基部をモデル化した供試体を用いて疲労試験を行い、基部補強リブ上端での疲労破壊の性状と、疲労強度について報告している^{3),4)}。また、平成9年度には同じく名古屋高速道路公社の2鋼管柱式の標識柱で応力頻度測定を行い、風との相関について調査している⁵⁾。さらに、近年、振動対策の技術として、橋梁付属構造物の振動問題に対してもTMD(Tuned Mass Damper)を導入する動きがあり、

例えば照明柱を対象として、いくつかのメーカーにより開発されている。

1.3 研究の概要

本研究では、疲労き裂が発生したために、設計変更されて取り替えられた門型標識柱（以下、新門型柱と表記する）とその基部付近の橋梁振動を対象に、荷重車を用いて振動測定を行い、周波数解析から振動特性を把握した。また、基部の補強リブ上端のひずみ、および門型柱の加速度に着目して応力頻度測定を行い、一般供用下でのひずみと振動状態の時間推移や、疲労寿命の推定等を行った。また、新門型柱と取り替える前の門型柱（以下、旧門型柱と表記する）に対して有限要素法を用いた固有用解析を行い、新門型柱と旧門型柱の振動特性に関して検討した。

2. 鋼製門型柱の振動および応力頻度測定

2.1 測定対象の門型柱

平成 11 年 7 月、名古屋高速道路に設置されている渋滞感知センサー用の鋼製門型柱の隅角部に、疲労き裂が発生しているのが点検で確認された（写真 1）。この損傷した門型柱は、すぐに撤去され、再設計により構造変更した門型柱が取り付けられた。

設置位置付近の橋梁一般図を図-1 に示す。門型柱が設置され

た橋梁は、入口ランプと本線の合流点にあるため、橋梁中心線と橋脚中心線が偏心した構造の 3 径間連続鋼床版ラーメン箱桁橋である。当該路線は平成 7 年の開通当時では一方通行の 2 主桁の構造であったが、その後の都市計画変更に伴い入口ランプが増設された。そのため桁が 1 つ増設され、幅員が拡幅されることになった。図-1 の橋脚の位置から分かるように、P13 と P14 には増設された桁に対応する橋脚が地形条件等により設置できず、進入車線の桁は本線部の構造に片持ち梁的に支持されている。

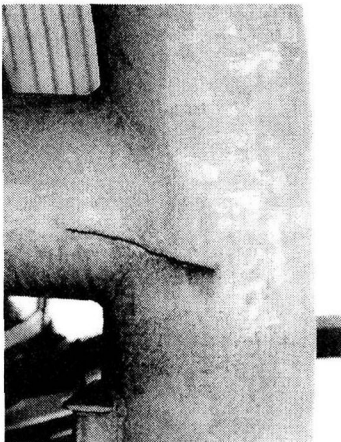


写真-1 標識柱隅角部のき裂形状

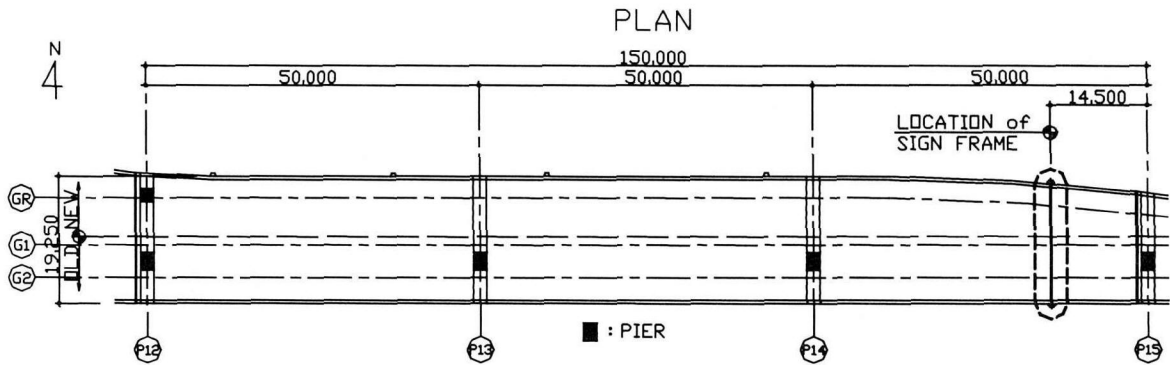


図-1 橋梁一般図

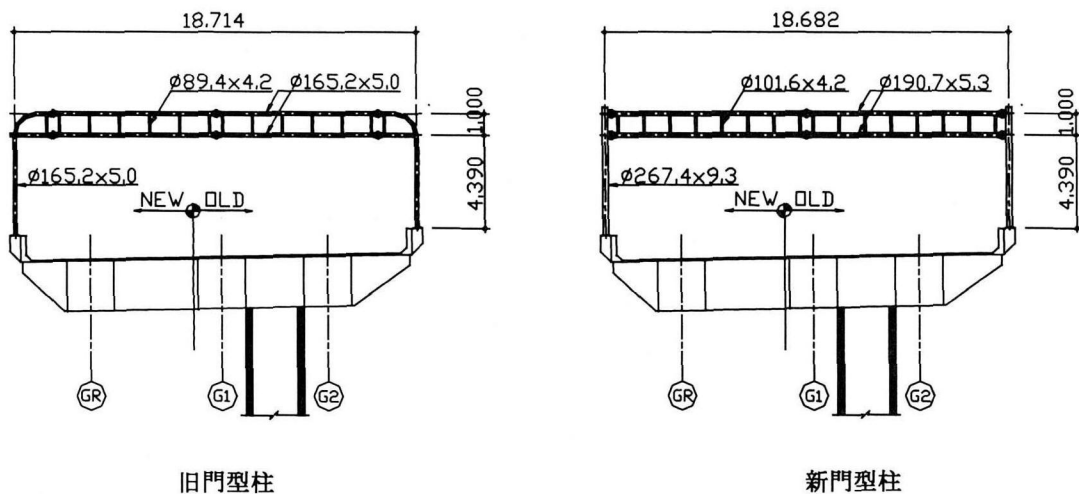


図-2 旧門型柱と新門型柱の一般図

門型柱は桁拡幅前に2車線分の検知器を有する高さ5.5m、幅9.6mのものであった。桁拡幅工事の際に門型柱も拡幅され、供用開始から用いられてきた南側部分をそのまま使用し、北側部分を延長して、幅18.7mとして3車線化に対応した。この門型柱は高さ1.15mの壁高欄にアンカーボルトで固定されている。

しかし、入口ランプ増設に伴う門型柱拡幅後6箇月を経て、門型柱の南側隅角部の溶接部分にき裂が発生しているのが、増設ランプ供用前の点検中に発見された。き裂を生じた門型柱は速やかに撤去され、疲労破面の調査などが行われた。梁と柱の取り付け部に生じたき裂は、鋼管表面部の溶接止端部と鋼管のガス切断部からのき裂であることが確認された。

この門型柱が撤去された後、平成11年9月に、新しく設計された門型柱が設置された。撤去された門型柱と新しく設置された門型柱を図2に示す。新しい設計では、隅角部の構造変更と部材の剛性の向上、リブ端のすみ肉溶接止端部の仕上げが行われた。本研究では新しく設置された門型柱に対して振動測定、応力頻度測定を行った。

2.2 振動および応力頻度測定の方法

1) 測定点

振動測定にはひずみゲージ式振動加速度計を用いた。加速度計の設置位置を図3に示す。まず、門型柱が設置された位置での橋梁の振動性状を調べるため、2つの基部を囲むように4点で鉛直加速度(1-Z, 2-Z, 8-Z, 9-Z)を、また、橋軸方向に水平加速度(10-X)を測定した。以下、基部付近の橋梁の振動を基部振動と呼ぶ。門型柱には、隅角部2点で橋軸方向(3-X, 7-X)を、梁部中央付近に3成分(鉛直、橋軸、橋軸直角方向、4-X, 5-Y, 6-Z)を測定した。基部付近の加速度計は、鉄筋コンクリート製の壁高欄の天端に接着した。

門型柱や標識柱で疲労き裂が発生しやすい点として、基部にある補強リブ上端が考えられる。そこで、図4に示すように、補強リブの溶接止端より15mmの位置で補強リブの間の鋼管部に、鉛直方向にひずみゲージを貼付した。補強リブの間にひずみゲージを貼付したのは、疲労強度を設定する際に公称応力として扱いが可能になるようにするためである。

2) 測定システム

測定システムの概念図を図5に示す。振動測定では、動ひずみ測定器として東京測器研究所のDRA101Cを用い、GPIBインタフェースを介してノート型パソコンで制御した。サンプリング間隔は0.005秒(サンプリング周波数200Hz)とした。応力頻度測定には東京測器研究所のHR908Aを用い、GPIBインタフェース、ノート型パソコンを用いて制御、記録を行った。

3) 荷重車走行による振動測定

未明の一般車両の少ない時間帯に、規制なしの供用状態で橋梁上に荷重車を走行させ、振動加速度を測定した。

車両総重量196kN(20tonf)の散水車を荷重車として測定を行った。荷重車の走行中は、橋面上の交通規制は行っていないが、

現地の交通量が少ないため、橋梁上では、ほぼ荷重車が単独で走行することとなった。走行回数は8回とし、追越車線および走行車線を50km/h、80km/hの速度で走行させた。走行時の橋面の交通状況は、橋面に設置したビデオカメラによって記録した。また、荷重車の橋梁上の通過時間をストップウォッチにより測定し、平均通過速度を測定した。また、荷重車の測定橋梁への進入から退出後10秒間程度の波形を測定した。

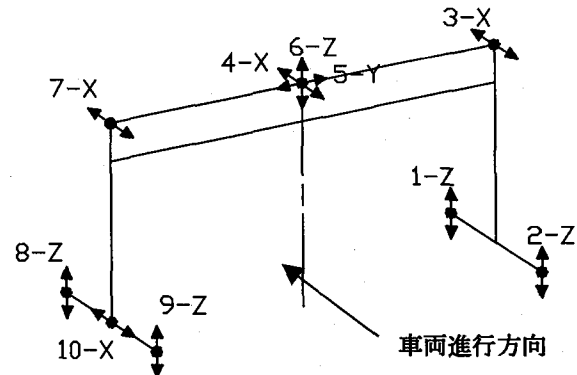


図3 加速度計の設置位置、測定方向

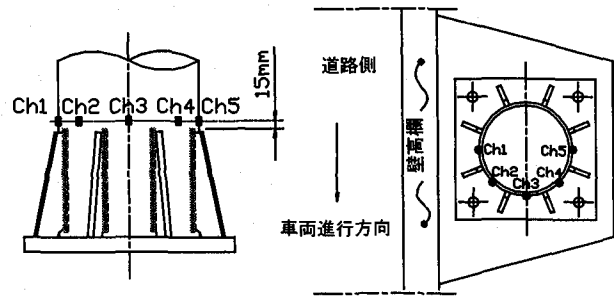


図4 ひずみゲージの貼付位置

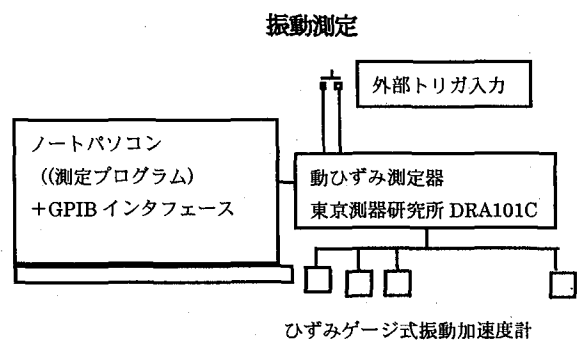


図5 振動と応力頻度の測定システム

4) 一般車走行時の振動測定

一般車両が多く走行する状態での振動性状を把握するため、荷重車測定終了後、一般供用下で連続トリガを用いた自動測定を行った。連続トリガとは、あるチャンネルの測定値がトリガ条件を満たすと測定を開始し、トリガ条件が解除されるまで任意の長さの波形を測定するものである。トリガ条件は荷重車走行時の値に基づいて、各チャンネルのうち1つの加速度が 200cm/s^2 を超える場合に測定を行うようにした。

5) 応力頻度測定

一般車振動測定の後、一般車両による振動の頻度、基部の応力繰返し数や、疲労耐久性を評価するために、ヒストグラムレコーダーによる24時間応力頻度測定を行った。頻度計数方法はレインフロー法とピークバレー法を併用し、1時間ごとの応力（加速度）頻度分布が得られるように設定した。基部に貼付したひずみゲージで予備測定を行ったところ、ひずみゲージ Ch1 に絶縁不良が原因と考えられるノイズの混入が見られたため、測定点はそれを除いて（対称点の Ch5 と絶対値はほぼ同じであると考えられる。）、ひずみゲージ Ch2~5 と、加速度計 5-Y（梁中央橋軸直角）、6-Z（梁中央鉛直）、8-X（門型柱隅角部 X）の8点とした。加速度計はフルスケール 1000μ （約 950cm/s^2 ）、ひずみゲージは 500μ とし、ひずみレンジの離散化はレインフロー法で100スライス、ピークバレー法で ± 50 スライスにした。また、同日のランプ付近の交通量センサーによる時間交通量のデータを入手し、頻度測定結果と比較した。

2.3 固有値解析

測定結果より得られる振動モードからモード形状を特定するため、有限要素法による構造解析により、旧型門型柱と新型門型柱に対して、固有値解析を行った。解析プログラムは MARC（㈱日本マーク社）を用いた。要素には3次元梁要素を用い、全要素数70、節点数54である。鋼管自身の質量のほかに、速度標識、車両感知器、接合部の質量を対応する節点に集中質量として与えた。境界条件は基部を全自由度拘束とした。

2.4 荷重車走行時の振動特性

1) 最大加速度

最大加速度と走行速度の関係を図-6に示す。走行速度は 50km/h 、 80km/h を設定したが、 80km/h 走行時の方が全体的に加速度が大きくなる傾向がある。特に、梁中央の鉛直方向 Ch6 にこの傾向が強く、 50km/h 走行時で $90\sim 150\text{cm/s}^2$ であったものが 80km/h 走行時には $300\sim 440\text{cm/s}^2$ となっている。基部の最大加速度は 50km/h 走行に対して 80km/h では1.4~1.6倍、門型柱では1.5~3.1倍となった。

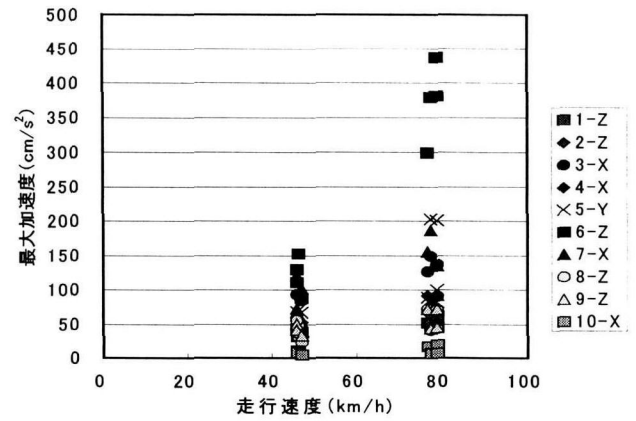


図-6 荷重車走行時の最大加速度と走行速度

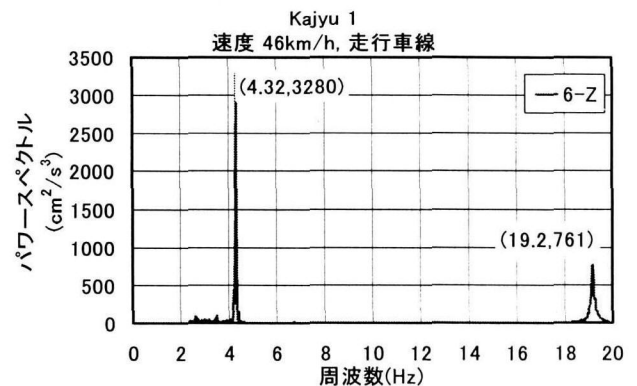
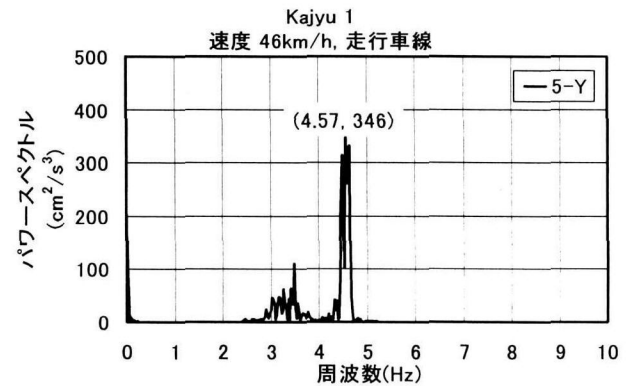
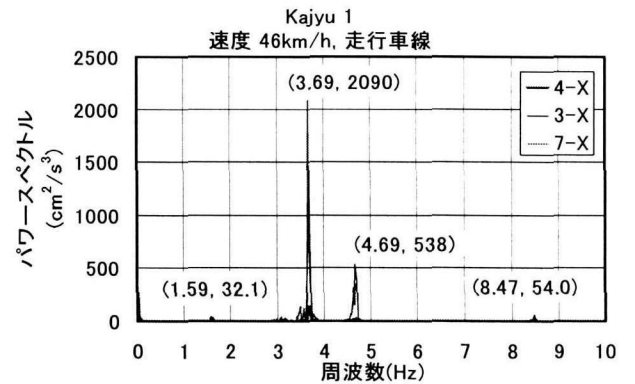


図-7 荷重車走行時の門型柱のパワースペクトル
(196kN 散水車、走行車線を 46km/h で走行)

2) 門型柱の卓越振動数と振動モード、減衰定数

測定された波形に対し、FFT（高速フーリエ変換）を用いて離散フーリエ変換を行い、パワースペクトルを求めた。ケースkajyu 1（196kN 散水車、走行車線を46km/hで走行）から得られた門型柱のスペクトルを図-7に示す。2点間のクロススペクトルから位相差を算出し、パワースペクトルのピーク値の平方根と位相差から、卓越振動数での振動モードを求め、固有値解析から得られる固有モードと比較した。

固有値解析によるモード図を図-8に示す。1.59Hzで梁の弱軸（水平方向）1次曲げモード、3.69Hzで門型柱全体の面外ねじり振動、4.32Hzで梁部の鉛直1次曲げモード、4.69Hzで梁の弱軸2次曲げモード、4.57Hzで門型柱の面内せん断型のモード、8.47Hzで梁部の弱軸方向3次曲げモードとなっている。また、

固有値解析結果では、11.5、14.4Hzにそれぞれ固有振動数が存在したが、実測では確認されなかった。これは、加速度計を貼付した点の振幅が、これらの振動モードでは節となるためと考えられる。このほかの高次のモードでは、梁の鉛直3次曲げモードが19.2Hzで確認された。

固有値解析結果と比較すると、振動数に若干の違いがあるものの、両者の振動数と振動モードはおおよそ一致している。振動数の違いの要因としては、梁・柱の取り付け部の剛性や、基部の固定条件、また装着された標識板や速度感知器の梁との連結部剛性の違い、あるいは質量の偏心などによるものであると考えられる。パワースペクトル曲線にHalf Power法を適用して求めた減衰定数はモードによって異なるが、概ね0.3～1.1%であった。

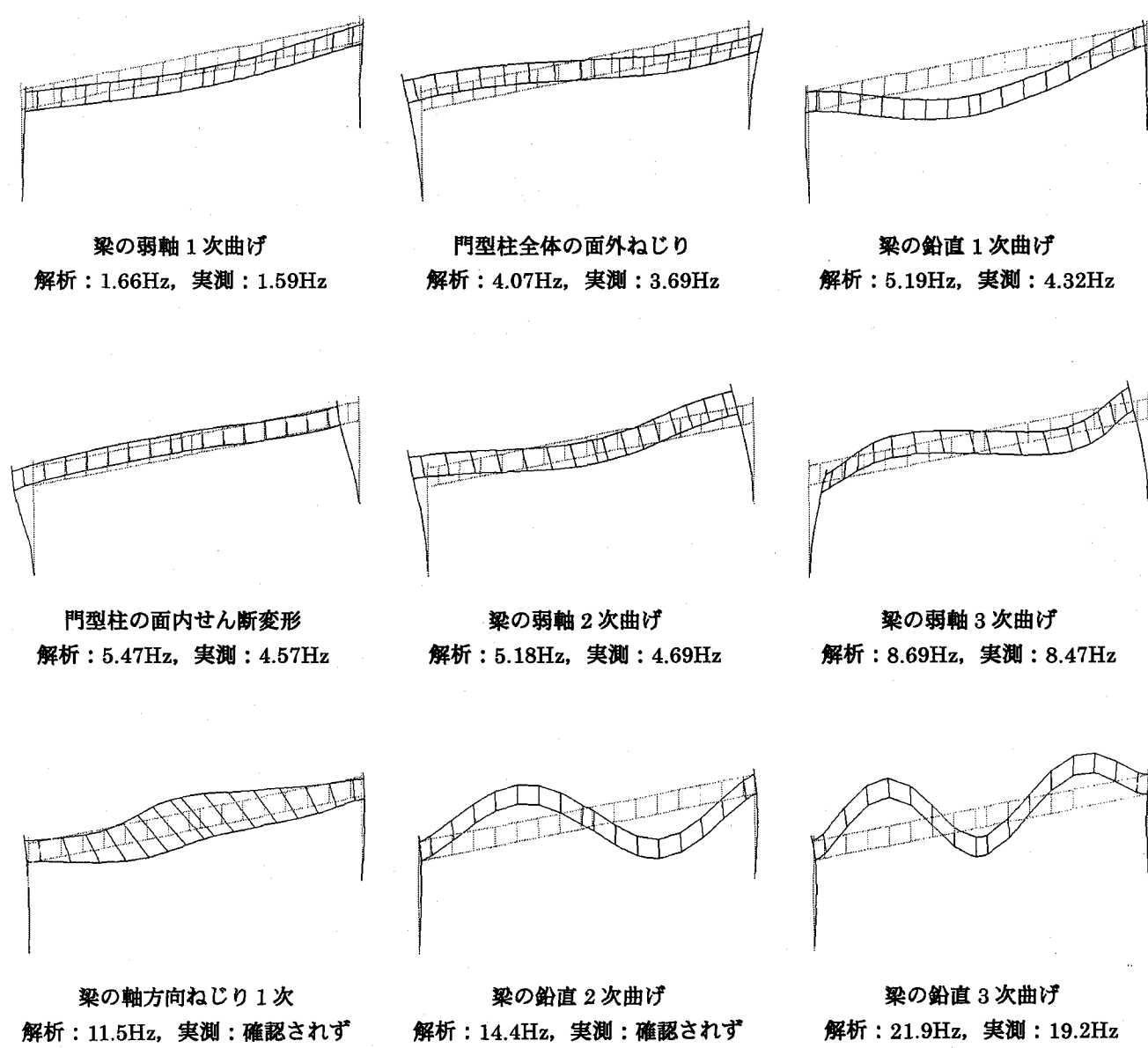


図-8 門型柱の固有振動数と固有モード

3) 基部の振動特性

基部の鉛直加速度 1-Z, 2-Z, 8-Z, 9-Z のパワースペクトルを図-9に示す。基部振動のスペクトルは2Hz から4Hz にわたって卓越振動数が見られる。大型車両のばね上の固有振動数は約3Hz であると言われており^④、橋梁の固有振動数の内、3Hz 付近を中心とした固有モードが励振される結果、このような結果が生じていると考えられる。

図-9の卓越振動数のうち、北側8-Z, 9-Zでは2.5~3.0Hzの帯域が卓越するのに対し、南側の1-Z, 2-Zでは3.0~3.5Hz程度と、南側の卓越振動数の方がやや低くなっている。卓越振動数のピークからクロススペクトルを用いて計算した振動モードを図-10に示す。基部の4点だけを取り出したこのスケッチからは、2.61Hzは主として桁のたわみによるモード、3.08Hzは橋脚付近を中心とした桁のねじれによるモードであると考えられる。また、3.17, 3.49Hzのモードは追越車線側の振幅が大きくなるねじれのモードである。この3つのモードは、門型柱の位置が支点位置に近いため、桁のたわみ角が小さくない位置であること、偏心によりねじれが生じやすい構造であるために生じているものと考えられる。

以上から、門型柱で見られた4.32Hzの梁の鉛直1次曲げ振動と3.69Hzの全体の面外ねじり振動は、橋梁の3Hz付近の鉛直たわみ振動モードと橋軸方向ねじりモードにより、励振されていると考えられる。

2.5 一般車走行時の振動測定結果

荷重車走行試験の終了後、一般供用下で朝の9時30分より約3時間、振動加速度測定を行った。トリガ条件を満たす測定件数は34回、測定時間の合計は約127分であった。いずれのケースも交通流は安定しており、普通車、大型車両が連行していた。

測定波形の例を図-11に示す。各ケースにおける加速度の最大応答値を図-12、図-13に示す。一般車両の走行時には6-Zの梁中央部の鉛直加速度がもっとも大きく、最大で600cm/s²程度を示し、平均で400cm/s²程度の最大応答値が生じている。また、その他の門型柱の加速度では4-Xの梁部橋軸方向加速度が平均で100cm/s²程度、3-X, 7-Xの隅角部橋軸方向と、5-Yの梁中央部橋軸直角方向加速度が平均で150cm/s²程度の最大応答値を示している。基部の最大応答値は1-Z, 2-Z, 8-Z, 9-Zの鉛直加速度が平均で70cm/s²程度であり、10-Xの橋軸方向が20cm/s²程度であった。

測定された全ケース中の最大加速度について、「大型車両が走行する(連行も含めた)際の一般的な振動加速度の最大値」として、各ケースごとの最大値を考え、これらを平均した値の比を計算して表-1に示す。各ケースごとの最大加速度を平均した値の比は、基部で1.2~1.8、門型柱で1.3~1.7となり、双方近い値となった。

さらに、朝7時ごろ橋面上が渋滞し、交通の流れが悪い時に1, 2分間程度の測定を2ケース行った。測定時の交通状況は、普通

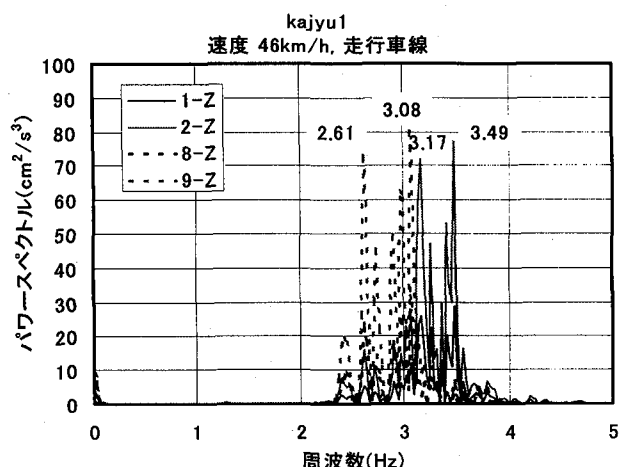


図-9 門型柱基部の鉛直加速度のパワースペクトル
(196kN 散水車, 走行車線を46km/hで走行)

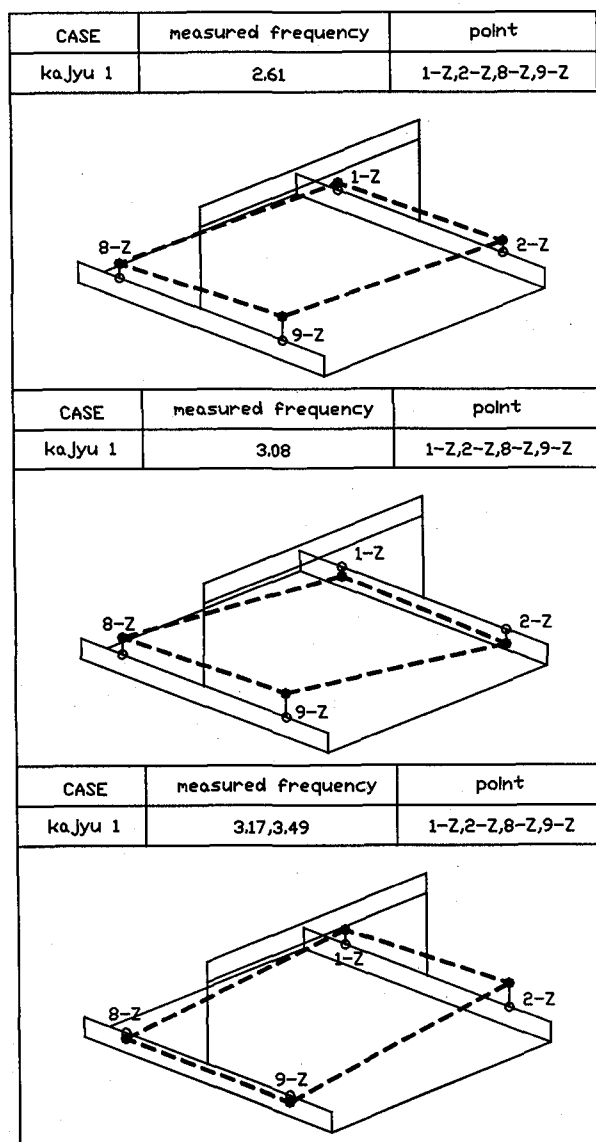


図-10 基部の卓越振動数と振動モード

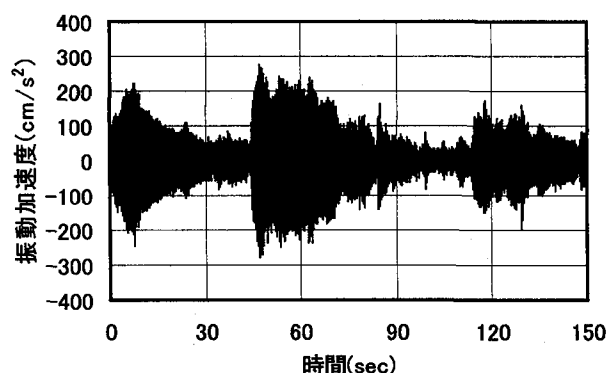


図-11 一般車走行時の応答波形の例（梁中央の鉛直加速度）

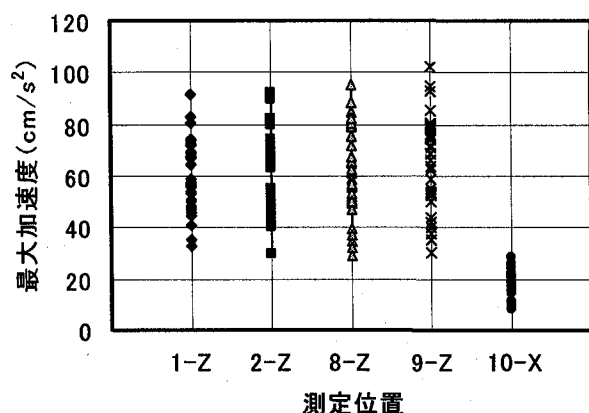


図-12 一般車走行時の各測定点の最大応答値（基部）

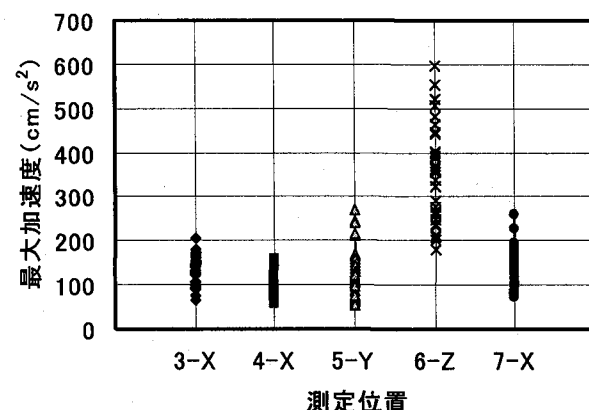


図-13 一般車走行時の各測定点の最大応答値（門型柱）

表-1 一般、荷重車測定における最大加速度の平均値(cm/s²)

	基部(橋梁)					門型柱				
	1-z	2-z	8-z	9-z	10-x	3-x	4-x	5-y	6-z	7-x
荷重車 (8ケース)	43	55	48	49	10	98	61	100	247	115
一般車 (34ケース)	58	63	63	66	18	130	105	136	349	150
一般/荷重	1.3	1.1	1.3	1.3	1.8	1.3	1.7	1.4	1.4	1.3

表-2 渋滞時、荷重車測定時における最大加速度(cm/s²)

	基部					門型柱				
	1-z	2-z	8-z	9-z	10-x	3-x	4-x	5-y	6-z	7-x
荷重車 (8ケース)	43	55	48	49	10	98	61	100	247	115
渋滞 (2ケース)	46	42	47	48	14	70	58	71	211	81
渋滞/荷重	1.1	0.8	1.0	1.0	1.4	0.7	1.0	0.7	0.9	0.7

また、一般車走行時のデータからFFTを用いてパワースペクトルを計算した結果、荷重車走行時と同じような卓越振動数を示すことが分かった。

2.6 応力頻度測定結果の分析

門型柱の加速度計 5-Y, 6-Z, 8-X の時間最大値と交通量の推移を図-14に示す。交通量が多い時間帯では、時間当たりの最大加速度が大きくなっている。24時間の最大値は5-Xで340cm/s²、6-Zで850cm/s²、7-Xで330cm/s²であった。交通量の多い時間帯ほど、大きな加速度が観測される確率が高いが、同じ交通量であっても、午前6時～12時の時間帯と15時～18時の時間帯では時間最大値にはやや差がある。時間当たりの最大値は、大型車両が走行する場合に発生すると考えられる。これに対し、交通量は一般車両を全て含んでいるため、交通量と最大加速度の関係には、午前と午後の大型車混入率の違いが影響していると考えられる。この傾向は最大応力範囲においても同じである。基部のひずみの時間あたり最大応力範囲を図-15に示す。Ch.2,3,4で概ね10～20MPaの応力が生じている。

1時間に計測された加速度とひずみの繰り返し数をすべて集計し、交通量の推移と比較したものを図-16(加速度)、図-17(ひずみ)に示す。この結果を見ると、車両1台あたり5～10回の振動繰り返し数が生じたことが分かる。また、時間当たりの繰り返し頻度は、加速度、ひずみともに交通量の推移と強い相関が見られ、門型柱の振動が交通振動により発生していることが分かる。しかし、最大加速度や最大応力範囲の場合との違いは、ここでは、時間当たりの繰り返し数を、振動、もしくはひずみレベルの大小にかかわらず計数し、結果的に普通乗用車と大型自動車での応答値の違いを無視するためと考えられる。

基部補強リブ上端部の疲労強度は、文献⁴の疲労試験によれ

車、大型車が時速30km/h程度の速度で渋滞していた。測定結果からの最大加速度を表-2に示す。渋滞時には、門型柱の振動加速度は減少し、荷重車走行時の最大加速度との比は0.7～1.0となった。走行速度を50km/hと80km/hとに変化させた荷重車測定結果によれば、走行速度が増加すると門型柱の振動加速度は増加する傾向にあり、この傾向と一致している。基部の加速度は荷重車走行時の0.8～1.4倍であった。

ば、(社)日本鋼構造協会の「鋼構造物の疲労設計指針」⁷⁾に示される強度等級 F (以下、JSSC-F と表記、200 万回疲労強度：65 MPa) 程度であり、設計時の安全側の配慮として、JSSC-G 等級 (200 万回疲労強度：50MPa) が妥当であるとしている。そこで、ひずみゲージ貼付位置で公称応力を測定したと仮定し、設計疲労曲線として、JSSC-F と G を採用し、基部の疲労寿命を推定した。JSSC 疲労設計指針ではマイナー則により累積疲労損傷度を計数する際、打ち切り限界が強度等級 F では 46MPa、強度等級 G では 32MPa であるが、図-15 からわかるようにすべての時刻で JSSC-F の打ち切り限界以下であった。そこで、ここでは安全側の照査として、打ち切り限界を用いない修正マイナー則を用いて疲労損傷度を計算した。

JSSC-F で計算した時間あたりの疲労損傷度と交通量の関係を図-18 に示す。損傷度と交通量の関係は、図-15 で示した時間最大ひずみと同じように、15 時～18 時と 6 時～12 時では交通量がほぼ同じであるのに対して、損傷度は 15 時～18 時の方が低い。すなわち、同じ交通量でも 6 時～12 時の方が 1 日の内に受ける疲労損傷への寄与率が高くなっていることが分かる。

測定日の応力頻度分布が 1 年すべてに連続すると仮定し、Ch2,3,4,5 の疲労寿命を計算した結果を表-3 に示す。最短の寿命のものは Ch3 で、JSSC-F で 110 年、JSSC-G で 50 年となった。この点は、面外ねじれモードにより基部の曲げモーメントが卓越する点である。この結果から、安全側の仮定等を考慮すると、基部補強リブ上端部については供用期間中にすぐに危険な状態となるような疲労荷重下にはなく、当面はき裂が発生する可能性は低いと考えられる。しかし、ある程度有限な値の疲労寿命が算出されたことは、橋梁付属構造物の交通振動による繰り返し荷重が、疲労強度上無視できないものであることを示している。

2.7 旧門型柱の振動特性について

疲労き裂を生じた旧門型柱について固有値解析を行い、固有振動数を求めた。代表的な振動モードについて、解析から求めた旧門型柱の固有振動数と、新門型柱の固有振動数との比較を表-4 に示す。すべてのモードで旧門型柱は固有振動数が低く、新門型柱に比べて剛性が低いことが分かる。新門型柱の実測値と解析値では解析の方が振動数を高く計算する傾向を考慮すると、旧門型柱の面外ねじりモードは 2Hz 程度、鉛直 1 次曲げモードは 3Hz 後半程度であると予想される。したがって、鉛直 1 次曲げモードの固有振動数は新門型柱よりも旧門型柱の方が基部の卓越振動数に接近しており、共振により大きな振動変形を生じていた可能性がある。一方、面外ねじりモードについては、旧門型柱では基部の卓越振動数よりやや低くなり、新門型柱と同程度かそれ以下の振動レベルになっていたことが予想される。以上から、旧門型柱では、梁部の鉛直 1 次曲げモードが設置位置の橋梁の卓越振動数に接近し、大きな振動変形を生じて隅角部に過大な応力が繰り返し作用し、溶接のディテールの問題と組み合わさって疲労き裂が生じたものと考えられる。

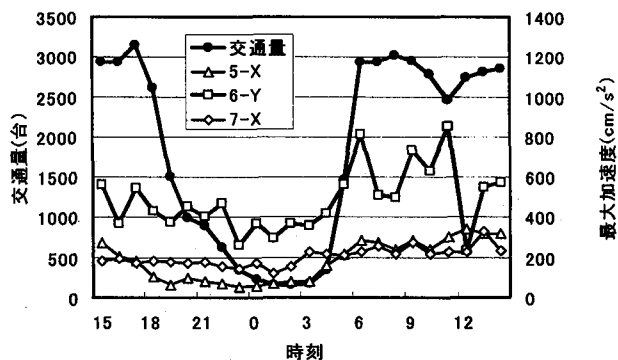


図-14 交通量と時間最大加速度

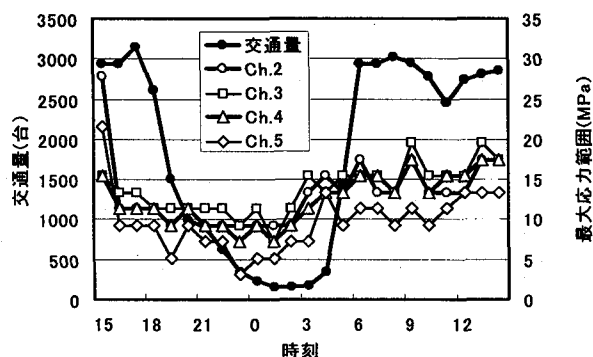


図-15 交通量と時間最大応力範囲

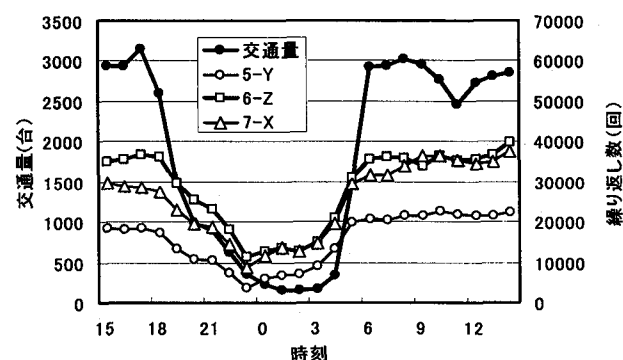


図-16 交通量と繰返し数 (加速度計)

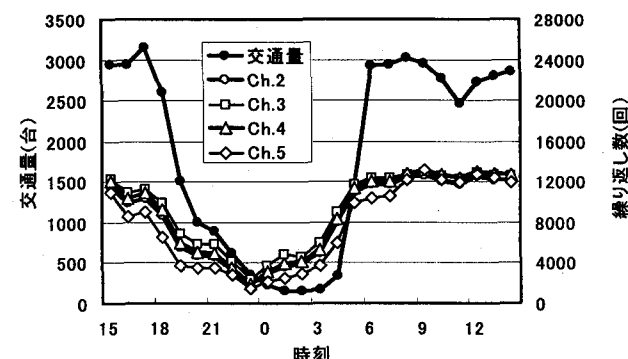


図-17 交通量と繰返し数 (基部ひずみゲージ)

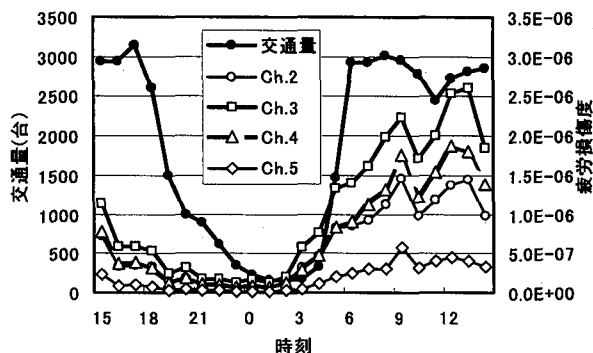


図-18 交通量と疲労損傷度 (JSSC-F)

表3 基部補強リブ部の疲労寿命

測定点	Ch2	Ch3	Ch4	Ch5
JSSC-F	188	110	159	625
JSSC-G	86	50	72	284

表4 旧型、新型の門型柱の固有振動数(Hz)

モード	解析値		実測値
	旧型	新型	新型
梁部面外たわみ	0.896	1.667	1.59
面外ねじり	2.374	4.093	3.69
梁部鉛直たわみ	4.579	5.209	4.32

3. まとめ

門型柱の振動測定、応力頻度測定から得られた所見を以下にまとめる。

1) 基部の振動特性

- ・測定位置基部では 2～4Hz 程度の振動数が卓越し、橋梁の鉛直たわみ振動モードと橋軸方向のねじり振動モードが観測された。
- ・荷重車 (196kN の散水車) の速度により振動加速度が大きくなる傾向があり、最大加速度が 50km/h 走行に対して 80km/h では 1.4～1.6 倍となった。
- ・一般車の通常走行時には、荷重車が走行した場合に対して、1.2～1.8 倍の最大加速度が生じた。また一般車の渋滞時には、荷重車の 0.8～1.4 倍となった。
- ・基部の橋軸方向の振動加速度は鉛直方向に対して小さく、一般車走行時に鉛直加速度の最大応答値が平均で 70cm/s² 程度に対して橋軸方向は 20cm/s² 程度であった。

2) 門型柱

- ・門型柱の固有振動モードの中で基部の卓越振動数に近いものが励振されており、3.67Hz の面外ねじりモードと 4.31Hz の梁

部鉛直たわみモードが卓越している。

- ・荷重車の速度により振動加速度が大きくなり、最大加速度が 50km/h 走行に対して 80km/h では 1.7～3.1 倍となった。
- ・一般車の通常走行時には 196kN の荷重車が走行した場合に対して、1.3～1.7 倍の最大加速度が生じる。また一般車の渋滞時には荷重車の 0.7～1.0 倍となった。
- ・車両 1 台あたり 5～10 回の振動繰り返し数が生じた。
- ・振動の繰り返し数の総和は交通量と相関があり、交通量の時間変化に応じて繰り返し数が変化している。
- ・時間当たりの最大加速度、最大応力、疲労損傷度の推移は、同じ交通量であっても、測定日の午前と午後で異なっていた。これは、大型車両の混入率の違いにより、振動レベルが異なるためであると考えられる。
- ・基部補強リブ部の疲労寿命は、最短で 50 年であり、当面の間は疲労き裂の発生する可能性は低いと考えられる。
- ・旧型の門型柱は梁部の鉛直たわみモードが新型のものよりも基部の卓越振動数に接近しており、基部の振動と梁部が共振することで大きな振動変形を生じ、疲労き裂が発生したものと考えられる。

謝 辞

この研究では、現地計測作業で (有) 愛測エンジニアリングの樽谷省三氏、美馬隆宏氏、山田研究室の学生諸君に協力していただいた。また、解析手法に関しては、金沢大学工学部梶川康男先生、深田幸史先生に貴重な助言をいただいた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Department of Transportation, State of New York : Bridge Inspection Manual, 1997
 - 2) Department of Transportation, State of New York : Overhead Sign Structure, Inventory and Inspection Manual, 1999
 - 3) 名古屋高速道路公社、名古屋大学工学部土木工学科：照明柱、標識柱の実働応力測定と疲労試験、報告書、1991
 - 4) 山田健太郎、近藤明雅、小林旦典、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
 - 5) 名古屋高速道路公社、名古屋大学大学院土木工学専攻：都市内高架橋に設置された門型標識柱の応力頻度測定と疲労耐久性評価、報告書、1998
 - 6) 橋梁振動研究会：橋梁振動の測定と解析、技報堂出版、1993-10
 - 7) (社) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針、1993
- (2000 年 9 月 14 日受付)