

道路橋の振動使用性評価に関する研究

木村 真也

道路橋の振動使用性評価に関する研究

第1章 序論

1.1.研究背景	1
1.1.1 技術基準の性能規定化と道路橋設計への要求の変化	1
1.1.2 道路橋の振動使用性評価の実態と課題	1
1.2.低周波音問題の実態と評価方法	3
1.2.1 低周波音の定義と低周波音問題の実態	3
1.2.2 道路橋における低周波音問題	5
1.2.3 低周波音の評価方法	6
1.2.4 道路橋から放射される低周波音に関する従来の研究	8
1.2.5 低周波音対応への課題	8
1.3.走行快適性評価の課題	9
1.3.1 走行快適性評価の着眼点	9
1.3.2 斜張橋を対象とした走行快適性に関する従来の研究	9
1.3.3 走行快適性評価の実態と課題	11
1.3.4 設計合理化の観点での動的増幅率評価	12
1.4.研究目的	14
1.4.1 振動使用性評価としての着眼点	14
1.4.2 低周波音評価と低周波音の可視化	14
1.4.3 走行快適性としての乗り心地評価	14
1.5.本論文の内容および構成	16

第2章 橋梁交通振動のシミュレーション解析手法および低周波音の理論解析手法

2.1.はじめに	21
2.2.橋梁交通振動解析	23
2.2.1 マトリックス法による橋梁動的解析	23
2.2.2 固有値解析	28
2.2.3 走行荷重と橋梁の連成振動方程式	29
2.3.境界要素法による低周波音の理論解析	33
2.3.1 基礎式	33
2.3.2 境界積分方程式	33
2.3.3 法線微分型境界積分方程式	35
2.3.4 境界条件	37
2.3.5 特異点の処理	39
2.3.6 境界積分方程式の離散化	40
2.4.結言	23

第3章 道路橋における低周波音理論解析

3.1.はじめに	44
3.2.鋼箱桁橋における低周波音の評価	45
3.2.1 はじめに	45
3.2.2 解析モデル	45
3.2.3 交通振動解析および低周波音解析結果	50
3.3.PCT 桁橋における低周波音の評価	58
3.3.1 はじめに	58
3.3.2 解析モデル	58
3.3.3 モデル分割数による影響検討	62
3.3.4 交通振動解析および低周波音解析結果	65
3.4.橋梁形式の違いによる低周波音の評価	72
3.4.1 はじめに	72
3.4.2 解析モデル	72
3.4.3 交通振動解析結果	73
3.4.4 低周波音解析結果	76
3.5.結言	80

第4章 低周波音の可視化検討

4.1.はじめに	84
4.2.音の可視化に関する既往の研究	84
4.3.逆フーリエ変換による低周波音の過渡音解析手法	85
4.4.過渡音解析結果	87
4.4.1 鋼箱桁橋の過渡音解析結果	87
4.4.2 PCT 桁橋の過渡音解析結果	93
4.5.結言	96

第5章 連続斜張橋への交通振動シミュレーション解析手法の適用

5.1.はじめに	98
5.2.対象橋梁	99
5.3.試験車両走行実験概要	100
5.4.交通振動解析モデル	102
5.5.交通振動計測結果を用いた解析妥当性の検証	104
5.5.1 固有値解析結果	104
5.5.2 交通振動解析結果と計測値の対比	105

第6章 連続斜張橋における走行快適性としての乗り心地評価

6.1.はじめに	116
6.2.連続斜張橋の交通振動解析	117
6.2.1 対象橋梁	117
6.2.2 解析モデル	118
6.2.3 検討ケース	121
6.2.4 橋梁交通振動解析結果	123
6.3.乗り心地の評価	129
6.3.1 乗り心地評価手法	129
6.3.2 実橋の乗り心地評価	130
6.3.3 連続斜張橋の乗り心地評価	131
6.3.4 渋滞時の乗り心地評価	133
6.4.動的増幅影響の検討	134
6.4.1 衝撃係数の定義および検討方法	134
6.4.2 連続斜張橋の衝撃係数検討	136
6.4.3 実測値による衝撃係数検討	139
6.5.結言	142

第7章 結論

7.1.研究成果の総括	144
7.2.今後の課題と展望	148

第1章 序論

1.1. 研究背景

1.1.1 技術基準の性能規定化と道路橋設計への要求の変化

社会資本が充実している今、社会資本整備に対する関心は「より多く・より早く」から「より良く・安く」へ完全に移行し、整備水準に関する公共構造物管理者の国民への説明性の向上やコスト削減を目指した多様な技術活用が求められるようになってきた。構造物がおかれる状況や利用状況を鑑み目標性能の設定など様々な社会要請に対して画一的な仕様規定では対応しにくくなり、設計基準は、このような社会的な要請の変化に合わせて、度々更新され性能規定化が図られてきた。周知のとおり、1995年のWTO/TBT協定以降、工業製品を中心とした性能を規定することで、製品採用の自由度が高まった。土木構造物の設計においても設計の自由度を高めようとする通商上の側面や、耐震設計における地震時の危険度と性能レベルの関係を多段階的に明確にしようとしてきた側面があり、欧州や米国において土木・建築分野の設計技術が発達してきた。わが国では、戦後の道路のインフラ整備需要が増大されるなか、円滑なインフラ整備を進めるためにその一部を民間の技術者へ委託するようになってから、標準的な設計の考え方が仕様規定として提示された。昭和55年には、道路橋設計の基本となっている道路橋示方書が現在の元となる形に整えられた。その後、地震や降雨等の自然災害の多いわが国において、災害や構造物の不具合が生じるたびに基準は更新されてきたが、道路橋の分野では長らく仕様規定が用いられてきた。しかし、国際的な潮流や社会変化の影響を受け、現在、わが国の道路橋における各種基準も仕様規定から性能規定へ移行されている。性能規定設計では、橋に対する要求性能をどのように保証するか、また検証するのかという過程を明らかにすることが求められるようになっており、実務における設計行為に対する要求も緻密なものになってきている。そして、これは新設構造物の設計に限られるものではない。わが国の道路橋の既存ストックは、高度成長期以降急ピッチで整備された結果、1950年から70年間で建設後50年を経過する橋が全体の40%程度にのぼり、10年後には65%程度となる見込みである¹⁾。社会資本の老朽化が急速に進み、さらに少子高齢化・人口減少の煽りを受けて財政の健全化が困難となる現在において、必要とされる社会資本整備がより厳選されていく時代へと変わってくる。新設橋・既設橋問わず道路橋の設計においても、量や大きさではなく質や機能、コストをより一層重要視したものが求められている。

1.1.2 道路橋の振動使用性評価の実態と課題

道路橋示方書²⁾では、橋の設計にあたって「使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、維持管理の確実性および容易さ、施工品質の確保、環境との調和、経済性」を考慮することが規定されており、橋の耐荷性能・耐久性能・使用目的との適合性の観点での性能に対する検証が必要とされている。使用目的の適合性は、橋を使用する期間中、計画どおりに交通に利用できる機能のことであるが、これには広域な意味があり、「通行者が安全かつ快適に橋を使用するために必要な性能」や「騒音振動等橋の存在が周辺環境に与える影響に係る性能」、「たわみ等橋の剛性に関わる設計」等が含まれる。これらは橋の耐荷性能や耐久性能とも関連するが、完全にこれらの分類に位置付けるには難しく、定量的に性能を評価する方法が明確でないものとされ、本研究のテーマである振動使用性の評価は主にはこれに該当する。

道路橋の振動使用性には、橋本体の機能に関わるもの、橋を使用する利用者に関わるもの、橋

が建設される場所の周囲への環境影響に関わるものがある。それぞれへの対応方法は、対象とする目的に応じて異なる。例えば、橋本体の機能に関わるもので、桁のたわみ照査や疲労照査があげられる。これらは耐荷性能や耐久性能にも直結し、構造物本体に与える影響に対する評価項目のひとつである。利用者に対しては、走行車両の走行安全性や乗り心地照査、歩行者への振動影響照査など、利用者の快適性に関する照査があげられる。また、対環境問題として、騒音や空気振動、地盤振動など周辺の住居環境の快適性に関する照査が考えられる。現在の道路橋に関する技術基準において、桁のたわみ照査や疲労照査については明確な規定が適用範囲の中で示されているが、特に後者の対利用者や対環境への評価は、重要な照査項目のひとつであるにもかかわらず、その定量評価が難しい現状からいまだ明確な制限値や評価手法・照査方法が提示されていないのが実状である。

耐荷性能や耐久性能などの構造物の安全性に直結するような事象に対する照査と比べると、橋の機能や利用者の快適性に関する評価は直ちに橋の倒壊につながらないこともあり、どうしても二次的な照査の扱いになっている。しかし、利用者へ不快感を与えることや周辺環境の悪化につながるような道路橋の建設は当然避けなければならない。橋が使用される期間中に使用目的への適合性に対して十分な機能が担保できるよう設計することは重要事項のひとつとなる。これまで、耐震設計の分野においては、地震の発現確立や大きさの頻度に応じて要求性能の多段化を行う等、社会的要求への対応やコスト縮減を促進するための設計技術の革新が進められ性能規定化が進展してきた。同じく、このような視点は、振動使用性評価に対しても展開すべき課題である。本研究では、道路橋の振動使用性評価において、定量的に性能を評価する方法がいまだ明確でないものが多い環境問題への対応として、橋周辺の住居環境の快適性および橋梁利用者の快適性に着目する。

1.2. 低周波音問題の実態と評価方法

1.2.1 低周波音の定義と低周波音問題の実態

橋梁に関する代表的な騒音問題のひとつとして、交通振動に伴う低周波音問題があげられる。日本において低周波音は、国内の低周波音に対する苦情の実態を踏まえて 100Hz までの音として定義されており^{3),4)}、その中でも 1~20Hz の音は超低周波音と呼ばれている。一般に人間の可聴領域は 20Hz~20kHz とされていることから、人間が音として通常聞こえない 20Hz 以下の空気振動も低周波音に含まれている。国際的には、1973 年パリで行われた Infrasonid のコロキウム⁵⁾では、低周波音を 0.1~20Hz の周波数範囲と位置づけられているが、1980 年のデンマークでの国際会議では、周波数 100Hz 以下の音とされている。日本では、前述のとおり低い音に関する苦情の周波数帯が必ずしも 20Hz 以下とは限らないこともあり 100Hz 以下の音を低周波音として定義されている。そこで、本研究で対象とする「低周波音」もわが国における社会的認識の推移を踏まえて 100Hz 以下の音と定義する。

図 1.2.1 に環境省が実施した騒音規制法等施行状況調査結果⁶⁾より、騒音全般に対する苦情件数の推移を示す。一般的な騒音に対しては、苦情の度に対策が施され、その結果として苦情件数は減少傾向にある。図 1.2.2 には同じく騒音規制法等施行状況調査結果より、低周波音に対する苦情件数の推移を示す。低周波音は、社会問題化し始めた 1970 年代では「低周波空気振動」として振動問題の一つとして扱われていた^{7),8)}。その後、低周波音に対する調査・研究が進み対策が講じられるようになったことから、平成 12 年頃までは苦情件数が年々減少する傾向にあったが、その後年々増加傾向にある。低周波音の苦情内容を大別すると表 1.2.1 のとおり、建具のがたつき等の物的苦情、睡眠妨害やいらいら等の心理的苦情、頭痛や吐き気等の生理的苦情と 3 つに区分される。過去の調査結果と比較すると、図 1.2.3 のとおりその苦情の内容も物的苦情から心身にかかる心理的・生理的苦情へと移行している。最近の調査結果では心身にかかる苦情が最も多く 47%で、複合的なものも含めると全体の 71%を占めている¹²⁾。このような苦情件数の増加と苦情内容の変化を受けて、平成 14 年には日本騒音制御工学会に低周波音対策検討委員会が立ち上げられ、低周波音問題の対応にあたっての目安値が検討されてきた。また、最近ではヨーロッパを中心に低周波音に関する指針等¹³⁾も作成されつつあるが、心理的・生理的影響は受ける側の個人差が大きく、同一家庭内においても影響を訴える人とそうでない人がいる事実など、心理的影響を考慮した環境評価作りを困難にしている原因の一つである。

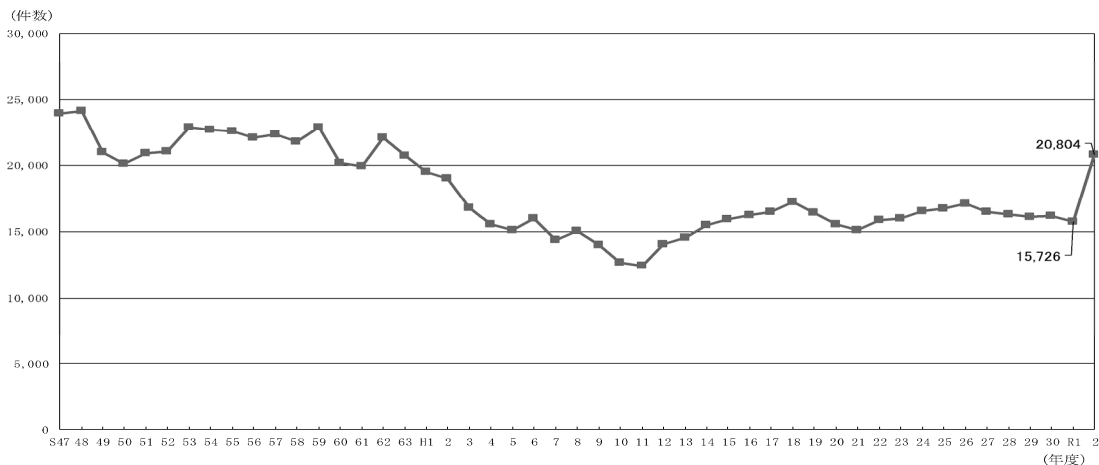


図 1.2.1 騒音に対する苦情件数の推移⁶⁾

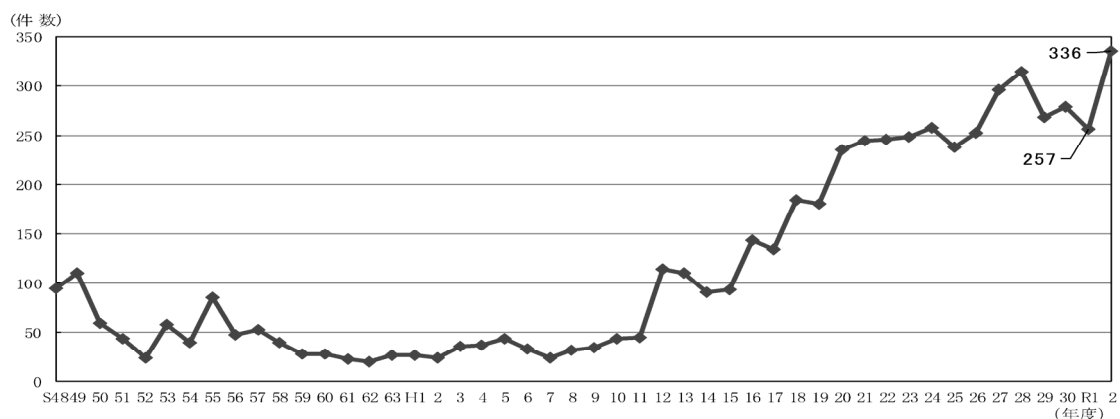


図 1.2.2 低周波音に係る苦情件数の推移⁶⁾

表 1.2.1 低周波音に対する苦情内容

種類	内容
物理的影響	<ul style="list-style-type: none"> 音を直接感じ取ることはないが、住宅の窓や戸などの建具ががたがた振動する。 苦情の多くはその振動する際の 2 次的な発生音によるものであるが、中には直接置物移動する被害もある。 物理苦情とされる場合は 20Hz 以下の場合が多く、それ以上の周波数でも発生しているケースはあるがその殆どが心理的・生理的影響に移行することとなり、また、実際には空気振動によるがたつきではなく、低周期の地盤振動による可能性があることに注意が必要である。
心理的影響	<ul style="list-style-type: none"> いらいらする、考えごとの邪魔になる、睡眠が妨害される、胸や腹を圧迫されるといった影響があることが知られている。 睡眠に対する影響として、過去の実験結果⁹⁾から睡眠深度と低周波音の音圧レベルの関係は、睡眠に影響が現れ始める目安値が 10Hz で 100dB 以上、20Hz で 95dB 以上と考えられている。 不快を感じる感覚として音圧が大きくなると低周波音を受けたときの感覚実験¹⁰⁾から、圧迫感・振動感があることが明らかになっている。
生理的影響	<ul style="list-style-type: none"> 鼻血が出る、頭痛がする、吐き気がする、血圧が上がる、耳鳴りがするなどの影響がある。 これまで低周波音による人体への影響として自律神経系に関するものが多く、内分泌系や神経系、循環器系への影響が議論されている。 生理的影響指標としてよく目にするものの 1 つに、Johnson の提案基準¹¹⁾がある。ここでは 10Hz～20Hz 程度の低周波音では 120dB の音圧で影響が出始めるとされている。

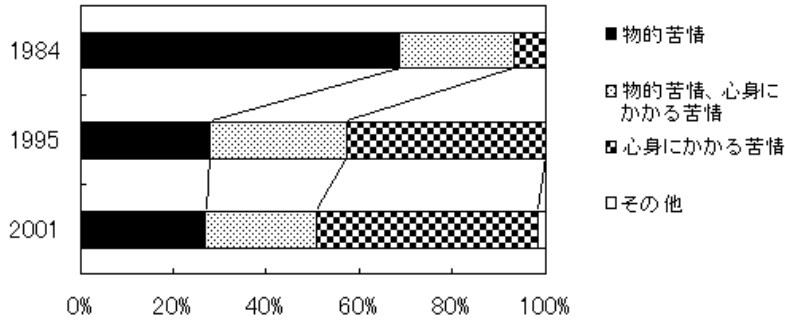


図 1.2.3 苦情内容の推移¹³⁾

1.2.2 道路橋における低周波音問題

低周波音の発生機構は以下のように分類することができる。

- ① 平板の振動によるもの：大型振動ふるい，溢水ダムの水流，道路橋
- ② 気流の脈動によるもの：空気圧縮機，真空ポンプ等の圧縮膨張による容積変動
- ③ 気体の非定常励振によるもの：大型送風機の翼の旋回失速やサージング，振動燃焼
- ④ 空気の急激な圧縮によるもの：発破や鉄道トンネルの列車突入

これまでに苦情として寄せられている低周波音の発生源は，工場や事業場に使用されている機械，また鉄道やダムの水流，道路橋がある．昭和 59 年以前は工場からの苦情が多かったが，工場からの低周波音の発生メカニズムが検討され，発生要因が明確なものに対しては，発生機構構造の改良や消音器，遮音器等により対策が進められてきた⁴⁾．本研究の対象とする道路橋から放出される低周波音は，橋梁上を車両が走行する際の橋体の振動に伴い発生するものである．一般的な車両のエンジン音やタイヤ音と異なり，車両の通過および車両振動に起因する橋梁上部構造の振動により，橋体から放出される空気振動である．周波数が低いその特性から，前述したように周辺住居に対して建具が振動する等の物理的影響や，圧迫感や頭痛・吐き気をもたらされる心理的・生理的影響等の様々な問題を引き起こす^{4),10)}．近年では，車両の大型化や重車両交通量の増加および桁橋の単純化，軽量化等の影響により，橋梁振動に起因する低周波音が発生する機会が多くなってきている．また，都市内においては用地取得における制約条件や住居環境の利便性の観点から，住居地域に近接して高架橋が建設されることもあり，これも低周波音問題が生じる要因のひとつとなっている．高周波領域のわかりやすい車両のエンジン音やタイヤ音に対しては，遮音壁設置や低騒音舗装設置等により対策が進んでいることで，低周波音の問題がより顕在化してきているといえる．

現在知られている橋梁から放射される低周波音は，図 1.2.4 のように大きく分けてジョイント音とスパン音の 2 つに分類できる⁴⁾．ジョイント音は，床版端部や桁の局部的な振動により発生する音のことである．車両がジョイント部を通過して橋梁に進入した際，床版へはタイヤから衝撃的なエネルギーが加わる．これによる床版の振動によって音が発生し，その振動が桁に伝播し，腹板の面外方向振動により音が放射される．特に，鋼橋は支間の大きい床版や薄板構造を有するためジョイント音が発生しやすい構造である．また，鋼橋に限らず，最近では，より高い耐震性能を確保するために免震支承や分散支承を有する橋が増えてきている．特に免震支承は，支承部のエネルギー吸収により橋脚躯体や基礎の部材の損傷を限定的に抑えた設計をすることから，支

承部で大きな変位を許容する．これに応じて上部構造の桁端部で支承の変形を拘束しないよう必要な遊間を確保することとなり，その遊間は一般的な桁橋であっても 500mm 程度と相当広くなることが多い．当然，確保する遊間量に応じた伸縮装置を設計するものの，ジョイント音は段差等の伸縮装置の構造に大きく依存することから，耐震性能を向上させた反面，ジョイント音の問題が顕在化することもある．加えて，建設コスト縮減の観点から，少数桁構造となる合理化桁を採用する機会も増えてきており，よりジョイント音への影響が懸念されている．そして，このジョイント音の振動範囲は 10Hz から 100Hz までの間であることが殆どで，人間の最小可聴周波数 20Hz より高い比較的高周波数の音となり，日常生活でも音として感じ取る機会が多い．次に，スパン音は，車両が橋梁を通過する際，車両自重および車両の振動に誘起された橋梁のたわみ振動により橋梁全体から発生する音であり，振動範囲は桁の 1 次，2 次振動となる 2Hz から 10Hz までの低い周波数帯の音となる．大型車のばね上振動数が 3.5Hz 程度とこの振動数に近いことから，橋と車両の連成作用により揺れが大きくなるケースがあり，橋の支間長や橋梁上の路面凹凸状況がスパン音の発生程度に大きく影響する．

住居環境の快適性への要求が高まるにつれて，橋梁の交通振動に伴い放射される低周波音は，環境問題の一つとして高い関心が寄せられている．一方で，橋梁交通振動そのものが橋梁形式やジョイントの構造，路面凹凸，車両速度や走行形態，重量等により一様ではなく，加えて橋梁形式も上部構造の種類やスパン割，橋梁幅等多種多様に及ぶため，周辺の音場を容易に推定することが難しく，それに伴い対策が遅れているのが実状である．

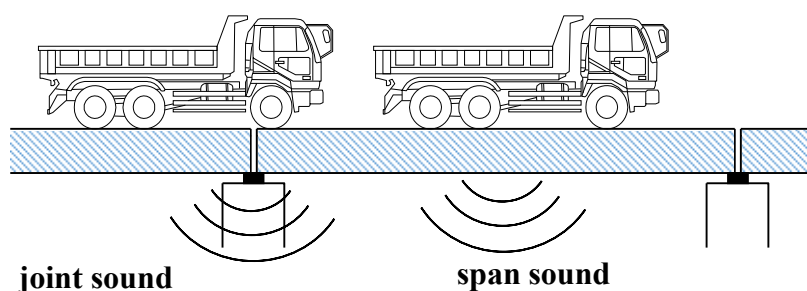


図 1.2.4 橋梁から放出される低周波音

1.2.3 低周波音の評価方法

2004 年 6 月環境省より低周波音問題対応の手引書³⁾が公表されたが，ここに示される評価指針は環境保全のための目標値ではなく，苦情申し出があった際に低周波音によるものかを判断する目安値である．手引き書に示されている物的影響に関する参照値および心身に係る苦情に関する参照値を表 1.2.2 に示す．物的苦情の参照値としては，建具等のがたつき閾値が適用され，心身に係わる参照値は実験によって得られた大半の被験者が許容できる音圧レベルが採用されている．また，超低周波音に対する影響評価として G 特性音圧レベル L_G が 92dB 以上あれば，苦情の対象が超低周波音である可能性が高いことが同手引書に付け加えられている．国際的にみても超低周波音については，ISO7196¹⁴⁾として G 特性の統一的な基準が制定されているものの，可聴音も含めた低周波音の基準は定まっていない．ヨーロッパを中心に各国で推奨基準^{13),15),16)}が示されているが，国の風土，住宅環境，また測定機材の違いなどから各国様々である．

道路環境における騒音予測としては、日本音響学会が1975年にASJ Model-1975の予測式を発表して以降、ASJ Model-1993により道路周辺環境に柔軟に対応できるようになり、ASJ Model-1998では一般道路や道路特殊部も含めて殆どの道路で対応できるものとなった。これには、高架構造物音の予測手法も含まれ、その後、必要な計算要素を最新の知見に基づいてASJ RTN-Model 2013にて更新されている。本研究の対象とする低周波音は、ASJ Model-1998で導入された高架構造物音があてはまる。音響学会式ASJ Modelは、道路上を1台の自動車が走行したときの予測地点における騒音の時刻変化及びその時間積分値を求めることで周辺騒音を算出することができる。具体には、式1.2.1により、音源の音響パワーレベルを算出し、求めたパワーレベルから式1.2.2により各点音源から予測点へ伝播するA特性音圧レベルを求める方法である。橋梁構造物音はあくまで経験式であり、また、騒音予測の観点からA特性音圧レベルによる評価をしている。このため、橋梁構造の多様化や低周波音問題として人体あるいは周辺建物への影響を把握する観点からは、別途精緻化された音場解析を実施しなければ適切な評価と対策は行われないといえる。

表 1.2.2 低周波音の参考値

(a) 物的苦情

1/3 オクターブバンド 中心周波数(Hz)	5	6.3	8	10	12.5	16	20	25	31.5	40	50
1/3 オクターブバンド 音圧レベル(dB)	70	71	72	73	75	77	80	83	87	93	99

(b) 心身に係る苦情

1/3 オクターブバンド 中心周波数(Hz)	10	12.5	16	20	25	31.5	40	50	63	80
1/3 オクターブバンド 音圧レベル(dB)	92	88	83	76	70	64	57	52	47	41

$$L_{WA, str}(V) = a + 30 \log_{10} V \quad \text{式 1.2.1}$$

$$L_{A, str} = L_{WA, str}(V) - 8 - 20 \log_{10} r \quad \text{式 1.2.2}$$

表 1.2.3 橋種毎の補正值

橋 種		α	
鋼 橋	鋼床版鋼箱桁橋	40.5 (2.0)	
	コンクリート床版鋼箱桁橋	36.9 (3.9)	34.6 (2.7)
	コンクリート床版鋼鈹桁橋		38.6 (3.8)
コンクリート橋	I 桁	33.5 (3.4)	30.9 (3.1)
	I 桁以外		34.9 (2.8)

()内の数値はデータのばらつきを示す標準偏差(dB)

1.2.4 道路橋から放射される低周波音に関する従来の研究

道路橋の低周波音公害が社会問題となった 1980 年代以降，橋梁から放射される低周波音に関する研究が本格的に行われるようになった。

理論的に橋梁からの低周波音放射が初めて手がけられたのは，今市ら¹⁷⁾によるもので，平板から放射される空気振動を板表面に分布する音響湧点，音響二重湧点から表現し，放射音を評価している．長田ら^{18),19)}は，橋梁の正弦波的な振動モードおよび振動速度を仮定し，板からの放射音場に対して境界積分方程式を用いて評価し，その音場は模型実験および実道路橋における実測値とよく一致することを確認している．さらに，より実際の現象に近づけるため，大島ら^{20),21)}による路面凹凸を考慮した連成振動解析結果から平面音波式を用いて最大音圧レベルを求める計算式の提案，五郎丸ら²²⁾によるジョイント音を対象とした床版の加速度応答から OA 値の放射音圧レベルとスペクトルを推定する方法が提案されている．近年では，五郎丸ら²³⁾による境界要素法による評価や山口ら²⁴⁾によって地形を考慮した 1 次モードの橋梁振動による波動伝播特性が明らかにされている．精度よく実現象を評価するためには，交通振動解析と音場解析の両方の精度を高める必要があり，川谷・金ら^{25)~31)}は，既往研究を踏まえて，境界要素法による橋梁周辺の低周波音解析を実施している．球面波動方程式に基づく無限バツフル面からの放射音を扱う簡易法や，橋梁周辺の放射音場について，反射回折の影響を含む音場解析を行う等，実道路橋を対象に車両が走行する際の振動応答を連成振動解析により再現し，その結果から境界要素法による音場解析により実測結果に近い音圧レベルが推測できることを確認している．本研究における橋梁交通振動のシミュレーション解析手法および低周波音の理論解析手法は，その解析精度が桁橋を中心に検証されている川谷・金ら^{25)~31)}の提案理論を基に実施する．

1.2.5 低周波音対応への課題

道路橋における騒音振動対策としては，道路交通騒音の予測モデルを用いた推定や計測結果等を踏まえて遮音壁を設置したり，路面の段差に配慮した伸縮装置や舗装を設置したりすることがその容易さからよく行われてきた．一方，車両走行に伴い橋体から放出される低周波音に対しては，昭和 50 年前後より環境問題の一つとして顕在化してきているが，その評価手法や対応策，対策に対する効果等，明確な方法が体系立てて決まっていないため，現段階では事例毎に測定・解析・対策を繰り返し，その事例の積み重ねから判断していくしか手段はない．加えて，低周波音は 20Hz 以下の人間の非可聴域の周波数を含み，一般的な騒音の“うるささ”のみでなく，個人差のある心理的・生理的影響が大きく関連することから，定量的に評価し規制することが困難であり，よりその対応が難しいものとなっている．

1.3. 快適走行性評価の課題

1.3.1 快適走行性評価の着眼点

本研究では、現在建設が予定されている鋼7径間連続斜張橋（図 1.3.1 参照）の振動使用性に着目して、走行快適性としての乗り心地評価を行う。一般に橋の設計では、耐荷性能や耐久性能のほか、使用目的との適合性を満足させるための性能について検討のうえ、橋全体として所要の性能が満たされるよう照査する必要がある^{2),32)}。斜張橋や吊橋のような支間長が長い吊構造を有する長大橋の場合、全体的に挙動が大きくなることから振動使用性に対する問題が懸念される。例えば、橋全体としての剛性が低いと活荷重による主桁のたわみが非常に大きくなることから、二次応力による鋼部材や床版の疲労等の予期せぬ損傷が生じたり、過大なたわみや振動によって利用者にとって不快感につながる振動が生じたりする可能性がある。また、橋桁の振動に伴う騒音振動による周辺環境への影響も懸念される等、振動使用性の評価にあたっては一般的な桁橋に比べて留意すべき点が多い。このような事象に対して、道路橋示方書・同解説³²⁾では、上部構造のたわみ量の制限値として、斜張橋形式で支間長 $L/400(m)$ 、吊橋形式で支間長 $L/350(m)$ が規定されている。この値を超えないことで、計算では容易に見込めない車両の通行や風などの繰返し変動に伴い生じる橋の振動に及ぼす影響が、橋を供用する上で問題がない範囲内に留まるよう、橋全体としての必要な剛性を確保している。一方で、道路橋示方書・同解説の適用範囲外となる支間長 $200m$ を超える橋に対して、たわみの規定値を確保することは必ずしも合理的ではなく、既往の吊構造を有する長大橋の設計においてもたわみの規定値を設けていない事例は多い。このような場合、過大なたわみによる二次応力による疲労損傷影響や、車両の走行安全性への影響等への懸念に対して、橋毎に個別の検証が必要となる。前者の二次応力による疲労損傷影響に関して、最大活荷重による過大なたわみが発生する頻度シミュレーション結果によると、道路橋示方書・同解説³²⁾で規定される $L/400$ に相当するたわみは 10 年に 1 度と発生頻度が非常に低い。このため、過大なたわみによる疲労影響は確率統計的観点において小さいと想定されるが、後者の車両の走行は日常的な事象であることから、車両の走行快適性の把握は発生頻度の高さから重要な検討項目であるといえる。

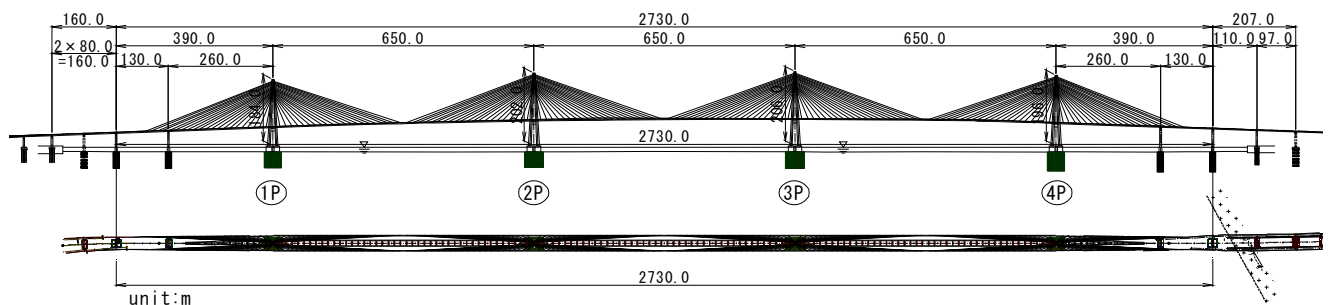


図 1.3.1 連続斜張橋全体概要図

本研究は、以降に示すように走行快適性としての乗り心地評価に着目するが、斜張橋ではこの他、耐震・耐風構造への対応も重要なポイントである。これらについてはこれまでの斜張橋の設計事例において、理論解析や風洞実験、架橋後の振動実験による妥当性検証など、実橋レベルで様々な研究が行われており、例えば、桁とケーブルの風による連成振動検証³³⁾や減衰特性評価^{34),35)}、耐震性能評価^{36),37),38)}がある。耐震・耐風については、ある程度系統立てた検証がこれまでも多く実施されてきていることから、ここでは議論の対象としていない。

1.3.2 斜張橋を対象とした走行快適性に関する従来の研究

斜張橋は、1980年代以降、構造解析技術の進歩や耐風設計の確立、合理的で精度の高い架設技術の発展とともに建設数は増加し、益々規模も長大化してきた。図 1.3.2 に代表的な斜張橋の実績を示す。斜張橋の実績のうち PC 斜張橋では、殆どは支間長が 100m~200m 程度の中規模なものが多く、鋼斜張橋では 100~500m 程度と規模は大きくなる。日本において最大支間長となるのは、多々羅大橋の 890m である。いずれも主塔が 1 本から 2 本の 1 連か 2 連の斜張橋であり、後述する本研究で対象とする 4 連主塔の 7 径間連続斜張橋はこれまで国内での実績がない規模となる。

斜張橋は、桁橋に比べて柔軟に挙動し、かつ多くの部材で構成されることから振動性状が複雑なものとなる。このため、建設と同時に様々な研究が実施され、斜張橋に関して多くの理論的研究成果が報告されてきた。研究成果の内容としては、実橋に対する振動実験や数値解析が多い。例えば、斜張橋の振動特性を把握することを目的とした解析的検証として、安治川橋梁³⁹⁾や川谷ら⁴⁰⁾によるものがあげられる。前者は、安治川橋梁の建設にあたって、ケーブルでつながれた桁の車両走行時の挙動や走行速度・走行台数・速度・車両間隔による動的増幅率変化、斜張橋の形式別動的性状の相違を検討したものである。当時の解析としては、車両荷重は 1 自由度系、橋梁は平面の 2 次元モデルとなっている。また、後者は、路面凹凸影響や車両のモデル化が動的応答に与える影響について検証がなされており、車両モデルは、1 自由度系より 2 自由度系のほうが橋の応答振幅は小さく車両のモデル化による差異が橋の応答に影響することや路面凹凸影響が低次の振動モード影響を受ける部材よりも高次影響を受ける部材のほうが大きいこと等を明らかにしている。

また、特に建設後の振動特性の検証のための振動実験は多くの実績があり、尾道大橋⁴¹⁾やかもめ大橋⁴²⁾、大和川橋梁⁴³⁾、鶴見つばさ大橋⁴⁴⁾、櫃石島橋^{45),46)}、首都高荒川橋⁴⁷⁾、豊里大橋⁴⁸⁾、六甲大橋⁴⁹⁾、かつしかハープ橋⁵⁰⁾などがあげられる。本研究でも対象としている天保山大橋⁵¹⁾でも供用開始前の実橋実験が実施されており、微振動影響把握や耐風安定性に関する固有振動特性の把握に関して検証されている。これらは全て鋼斜張橋を対象としたものであるが、PC 斜張橋においても呼子大橋⁵²⁾や甕大明神橋⁵³⁾などがある。鋼橋ほどの事例はないが、甕大明神橋の事例では、車両走行振動実験による振動性状把握や解析による振幅増幅率検討等が実施されており、このときの解析モデルとしては車両は 2 次元の 3 軸 5 自由度系となっている。これらは、主に動的振動特性の把握を目的としたものであるが、同時に動的増幅率として、設計で想定した衝撃係数の妥当性を確認した事例^{42),44),51),53)}もある。衝撃係数は、桁橋等に対して多く検討^{54)~60)}されてきたが、その考え方を斜張橋へ応用したものである。このように、衝撃係数は、橋梁の走行荷重にともなう動的応答解析を行い設計活荷重に対する衝撃効果が検討されてきたが、斜張橋のよう

な特殊橋ともなれば解析的な検討に加えて、実橋レベルでの振動実験により設計想定値の妥当性確認まで実施されるのが一般的な検証の流れとなっている。

斜張橋において、これらはいずれも車両通行作用に伴う振動特性を検証したものであるが、走行する車両の乗り心地に着目した検討事例は確認できない。快適性全般をみれば、歩道橋を通行する歩行者への振動影響を検証したもの^{61)~66)}は過去に多く実際されている。これは、最近では歩道橋においても、従来の歩道橋よりも長スパンの橋や構造的に複雑な形式、また新しい素材を使用した橋が増えてきており、通行する歩行者の快適性に着目した調査や解析が実施されていることによる。欧州の事例では、例えば Eurocode-Basis of structural design⁶⁷⁾において、歩道橋を利用する歩行者の快適性評価の基準としてデッキ部の最大許容加速度を規定している基準もある。このように、橋本体の振動レベルを一定に抑えることで、間接的に利用者への影響のないものとなるような設計が行われている。利用者が乗り物に乗っている際の乗り心地のように、人を対象とする場合、前節の低周波音問題でも触れたとおり人の感覚には個人差があり、画一的に制限値を設けることは難しい。人体に対する振動影響に関しては 1930 年頃から研究が開始されており、当時の Meister ら^{68),69)}の実験は、現在の人体の振動感覚に関する基礎となっている。1950 年代には、鉄道や船舶の振動に対して乗り心地を観点とした研究⁷⁰⁾へ進展し、その成果は ISO の中にも組み込まれている。これまで乗り物の乗り心地評価として船舶や鉄道業界、自動車業界で使用され、船舶^{例えば 71)}や鉄道^{例えば 72),73)}、道路を通行する車を対象としてもものとしては、道路の路面管理基準として舗装面の路面凹凸と乗車する人の心拍数影響を検討⁷⁴⁾した事例がある。

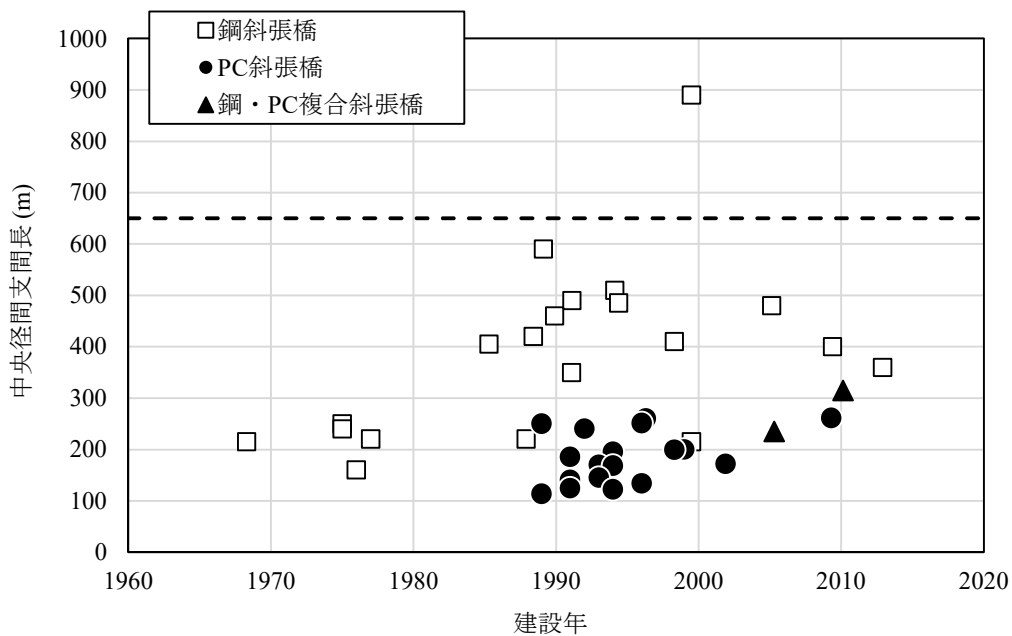


図 1.3.2 斜張橋の国内実績

1.3.3 走行快適性評価の実態と課題

人体に影響を及ぼす橋の振動問題としては、空気振動（低周波音）や地盤振動といった間接的な振動影響と、利用者自身の直接的な振動影響がある。本研究では、利用者自身の振動影響である走行快適性の観点として、乗り心地評価に着目する。前述のとおり、これまで橋の振動特性評価については多くの研究がなされてきたが、主として車両等の外力が作用したときの構造物の疲労影響や塑性変形影響等、動的振動が構造物そのものに及ぼす影響を検証するものが殆どであった。なかには対象を通行者としたものもあるが、橋上を走行する車両の乗り心地に着目したものはない。これまで建設されてきた道路橋としての斜張橋や吊り橋の実績において、乗り心地が大きな問題となったケースが報告されていないことから、このような検証が経験的に実施されていないものと想像される。しかし、鉄道分野においては、乗り心地と橋のたわみ量は大きく関連しているとの指摘もされており、これまでに前例のない規模・構造の橋を建設する際に大きなたわみを許容するのであれば、これまでと同様に問題が発生しないと保障されるものではない。このため、どのように評価するかその方法論も含めて乗り心地を検証することが課題となる。

1.3.4 設計合理化の観点での動的増幅率評価

交通振動に関連する設計合理化の観点として活荷重の衝撃係数がある。衝撃係数は、設計活荷重による最大たわみに対する動的な増幅影響の割り増しを与えたものである。そもそも衝撃係数は、鉄道橋を対象とした研究にはじまり、道路の整備や交通量と自動車荷重の増大に伴い道路橋としての衝撃係数検討の必要性から、現在の設計で用いる算定式 $i=20/(50+L)$ (L は支間長(m)) が構築され、本式は昭和 14 年に改訂されて以来ずっと同じ式が用いられている。本研究の対象とする斜張橋に対して、道路橋示方書・同解説²⁾では、ケーブルによって弾性支持されている点も橋台・橋脚上の剛支点と同等に扱い、多径間連続桁に準じて衝撃係数を算定することが記載されており、前述の支間長 L にはケーブル支点間距離を用いることとなる。これは、斜張橋は主桁をケーブルにより補剛した形式であるとみなしていることによるが、ケーブル定着点は実質主桁に対して弾性支承となっていることから、簡単のため主桁を連続桁と考えて取り扱ってきたものである。ただし、多ケーブル形式や長支間の斜張橋では、主桁の鉛直変位をケーブル取付点で拘束すると仮定した支間長のとりかたでは、車両の走行によって生じる振動の性状が実際と大きく異なり、衝撃係数が過大に評価されることがあることから、影響線の形状等を参考にして別途検討することが望ましいと解説されている。吊橋や斜張橋の実績が多い本州四国連絡橋においては、斜張橋の衝撃係数は、ケーブル支点を無視して橋台および橋脚を支点とする支間長にて算定する方法と走行荷重を仮定して動的解析にて動的増幅率を求め衝撃係数を設定する方法のいずれかで求めることが示されている。これは、算定式を使用する場合においても既往の実測値評価等の検討実績を踏まえて、橋脚・橋台を支点とする支間長で評価してよいとしているものである。例えば、中央径間長 350m の 3 径間連続鋼斜張橋である天保山大橋では、衝撃係数の考え方として、「ケーブル定着点を剛支点とする多径間連続桁」や「ケーブルを無視した 3 径間連続桁」、或いは「ケーブルを付加的な弾性支承として持つ 3 径間連続桁」として算定式にて求めた値と解析値や実測値と対比した結果、解析値や実測値はどちらかといえば「ケーブルを無視した 3 径間連続桁」として算定式にて求めた値に近いこと、かつどのような走行条件においてもその値は算定式にて

求めた値を超えなかったことを明らかにしている^{39),40)}。主塔については、道示では規定がないものの主塔の衝撃係数は解析をすると大きめに算定されるが、一般に活荷重時では断面が決定されていないことも踏まえて主桁と同じとされていることが多い。例に挙げた天保山大橋の実設計では、主桁と主塔を 1.1、ケーブルは 1.2 と疲労影響を考慮し主桁や主塔より大きめに設定されている。図 1.3.3 に衝撃係数に着目した既往設計実績や検討実績と算定式にて求めた値の関係を示す。算定式にて求めた値は、斜張橋の橋脚間距離を支間長として求めた値とケーブル支間を 15m と仮定して 15m 支間長として求めた値を併せて示す。実際に実測により求めた衝撃係数は、橋脚間距離を支間長として算定式により求めた値よりも小さいが、設計実務上は設計実績等を踏まえて相当安全側に決定される場合が多いようである。これまで吊橋や斜張橋においては、橋が建設される度に橋毎に検討され、ある程度その検討実績も蓄積されつつある。しかし、動的な衝撃影響は、路面凹凸や走行車両の速度、ばね効果、走行形態、橋の構造形式など様々な要因を評価する必要があり、本来は実在する橋梁で振動計測して設定することが望まれる。動的な衝撃影響は曲げの一次モードで現れるため、現在の算定式のとおり支間長をパラメータとすることで十分安全側に評価できているといえるが、斜張橋のような複雑な構造では簡易的な算定式での評価には限度があり使用する値によっては著しく不合理な設計となる。橋と車両の連成振動において、動的増幅率に影響を及ぼす共振程度は、車両と橋の固有振動数の関係が大きく影響する。その上で、車両の速度や台数等の走行モード影響や路面凹凸影響が複合的に合わさって衝撃影響の大小が評価される。実現象を再現可能な交通振動解析手法にて動的増幅率を事前に評価できれば、合理的な設計を実施するための重要な工学的判断材料となる。

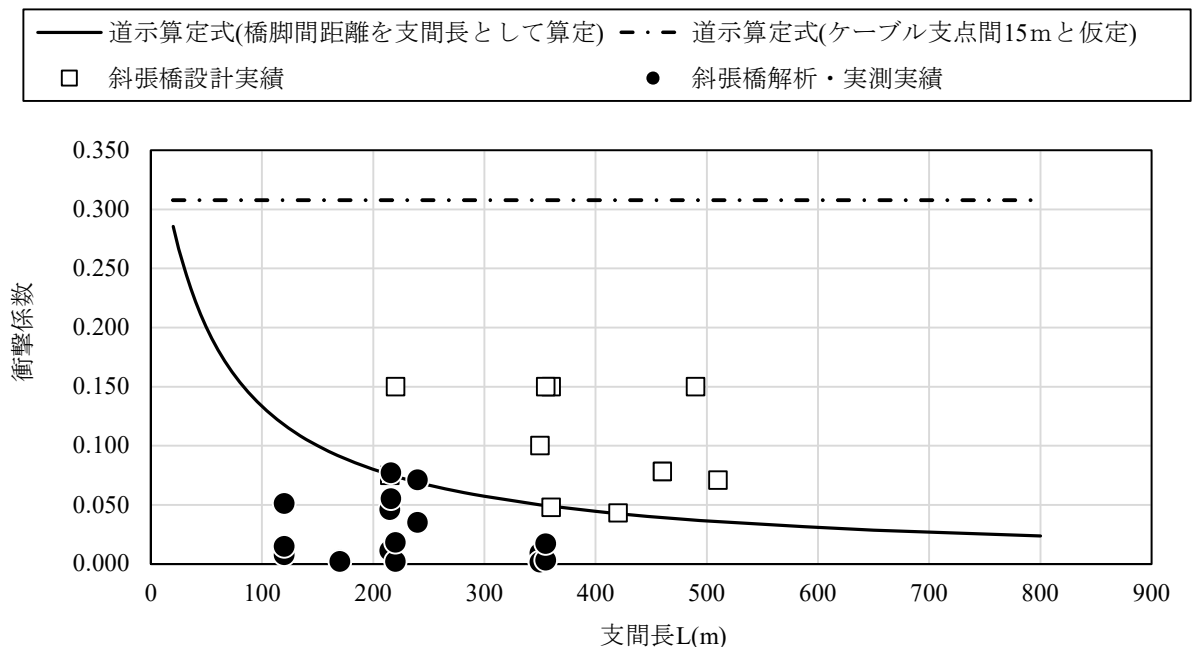


図 1.3.3 衝撃係数の設計実績・検討実績

1.4. 研究目的

1.4.1 振動使用性評価としての着眼点

現行の道路橋の設計・照査において、耐荷性、耐久性、耐震性等、構造物本体の安全性に直結するような事象に対してはこれまで様々な研究が行われ、その成果が設計・照査手法として設計基準へ反映されてきた。前述のとおり振動使用性に対してはあいまいにされている部分が多く、設計実務においても殆ど配慮されていないのが実態である。性能規定化の流れにおいて、様々な変化する社会要請に対して定量的な説明が求められるなか、画一的な定量評価が困難な事象に対して、その影響や傾向を把握し評価手法や評価指標を提示できれば、合理的な道路橋計画を進めるためにも非常に有効であり、研究事例の蓄積という観点でも有用である。そこで本研究では、橋梁交通振動に伴う振動使用性に対する評価手法の構築につなげるために、いまだ定量的な評価が明確にされていない環境影響評価（低周波音評価）と利用者の快適性評価（橋上を走行する車両の乗り心地評価）に着目し、実橋を対象として解析的・実験的アプローチする。

なお、低周波音問題は、通常の桁橋でもその形式や桁配置等の構造条件に加えて、維持管理環境や走行車両の状況によって、民家が周囲に存在すればあらゆる場所で起こり得るより身近な問題・課題である。一方、斜張橋のように特殊な形式の橋梁が架橋される環境下では、実際に問題となるような低周波音が生じていたとしても、住環境内に大規模な特殊橋が架橋されることは殆どなく、架橋環境から問題視されることはないと思われる。対して、走行快適性に関する問題は、一般的な桁橋で問題となることはこれまでの実績も踏まえると想像し難く、設計基準の適用を外れる特殊な長大橋でたわみが大きくなるようなときに生じる可能性のほうが高いと考える。そこで、本研究において、低周波音評価は一般的な桁橋に着目し、走行快適性評価は大規模橋梁として今後建設が予定されている鋼連続斜張橋に着目する。

1.4.2 低周波音評価と低周波音の可視化

橋梁交通振動に伴う低周波音問題に関して、住居環境の快適性への要求が高まるにつれて、橋梁の交通振動に伴い放射される低周波音は、環境問題の一つとして高い関心が寄せられている。一方で、橋梁交通振動そのものが橋梁形式やジョイントの構造、路面凹凸、車両速度や走行形態、重量等により一様ではなく、加えて橋梁形式も上部構造の種類やスパン割、橋梁幅等多種多様に及ぶため、周辺の音場を容易に推定することが難しく、それに伴い対策が遅れているのが実状である。

本研究では、車両の大型化や重車両交通量の増加および桁橋の単純化、軽量化等の影響により、橋梁振動に起因する低周波音が発生する機会が多くなってきていることを踏まえ、主桁および床版の鉛直振動影響に加え、面外方向の剛性が低いことによる主桁のねじり等の面外振動の影響を受けやすい構造として合理化された橋等に着目し、路面状況や車両条件が低周波音の放射特性に及ぼす影響を検証する。また、低周波音問題に対する世間の認知度が低い要因として、低周波音放射状況の表現方法のわかりづらさがあると考えられる。そこで、従来の周波数領域での評価に加え、3次元空間における時系列の音圧レベルを整理することで、低周波音の放射状況を時間領域で分かり易く伝える方法を検討する。

1.4.3 走行快適性としての乗り心地評価

斜張橋や吊橋は、桁橋に比べて柔軟に挙動し、かつ多くの部材で構成されることから振動性状が複雑なものとなる。前述したとおり、これまで、支間長が非常に長く活荷重たわみが大きい吊橋構造形式の橋に対して、振動特性を把握することを目的とした実験や研究は多く行われてきたが、利用者の乗り心地を評価するための系統的な研究はなされていない。そこで、本研究では、大きな活荷重たわみが見込まれる最大支間長 650m を有する 7 径間連続斜張橋を対象とし、解析により橋および車両の振動特性を把握したうえで、橋としての振動使用性を評価する。具体的には、実橋における車両走行実験を行い、実験により得られる計測値と橋梁と車両の連成振動や路面凹凸影響を考慮したモード法による 3 次元動的応答解析から求めた解析値との対比を行い、斜張橋に対する解析の再現性を検証する。そのうえで、妥当性を確認した解析モデルにより、評価対象となる連続斜張橋の交通振動解析を行い、全身振動暴露評価の国際規格 ISO2613-1⁶⁾を参考に、解析で得られた車両応答振動を用いて利用者の乗り心地を評価する。また、併せて動的増幅影響についても検証し、設計にて使用する衝撃係数を算定する。

本研究で対象とする 7 径間連続斜張橋は、国内に実績のない規模の斜張橋である。これまで桁橋を対象にその再現性が十分確認されてきた交通振動シミュレーション解析手法^{8)~14)}を前例のない規模の斜張橋に応用することは初めての試みであり、連続斜張橋の動的振動特性の把握に加えて乗り心地評価を行うことは、今後の長大橋の合理的な設計方法の確立のための一評価として有用な成果となると考える。

1.5. 本論文の内容および構成

本研究は、道路橋設計における指標のひとつである振動使用性に着目し、交通振動に伴う道路橋の低周波音影響と走行快適性としての橋上を走行する車両の乗り心地を評価するものである。

第1章は序論であり、道路橋の振動使用性評価に関する現状と課題を踏まえて、研究の背景、目的を明らかにするとともに、低周波音問題の実態やその評価方法、また橋梁から放射される低周波音に関する既往の研究を概観する。さらに、斜張橋の振動特性評価に関する既往の研究をレビューしたうえで、乗り心地評価に対する課題と着眼点を整理する。

第2章では、本研究の振動使用性評価に用いる橋梁交通振動のシミュレーション解析手法および低周波音の理論解析手法を示す。これまで桁橋を中心に実際の橋梁振動現象を精度よく再現できることが検証されている、3次元の車両-橋梁連成振動解析手法^{76)~82)}、および音場解析手法^{25)~31)}について提示する。音場解析手法は、より精度の高い手法とされる境界要素法を用いた音場解析手法について提示する。

第3章では、これから建設が予定されている様々な条件を有する橋梁を対象に、交通振動解析と低周波音解析を実施し、路面状況や車両条件、構造条件の違いが低周波音の放射特性に及ぼす影響を検討する。なお、本章で対象とする橋梁の形式は、一般的に採用事例が多い形式として、鋼6径間連続細幅箱桁橋、PC3径連結ポステンT桁橋、2径間連続鋼箱桁橋、3径間連続鉄桁橋とする。

第4章では、低周波音の放射状況を時間領域で分かり易く伝える方法を提案する。低周波音問題に対する世間の認知度が低い要因として、低周波音放射状況の表現方法のわかりづらさがあることから、従来の周波数領域での評価に替えて、3次元空間における時系列の音圧レベルを整理することで、低周波音の放射状況を時間領域で分かり易く表現する方法を検討する。

第5章では、これまで桁橋を対象にその再現性が十分確認されてきた交通振動シミュレーション解析手法^{76)~82)}を前例のない規模の斜張橋に応用するにあたって、実橋における車両走行実験を行い、実験により得られる計測値と橋梁と車両の連成振動や路面凹凸影響を考慮したモード法による3次元動的応答解析から求めた解析値との対比を行い、解析の再現性を検証する。

第6章では、今後、建設が予定されている鋼7径間連続斜張橋を対象に交通振動解析を行い、全身振動暴露評価の国際規格ISO2613-1⁷⁵⁾を参考に、解析で得られた車両応答振動を用いて利用者の乗り心地を評価する。加えて、走行車両の動的な衝撃影響として連続斜張橋の設計で用いる衝撃係数を確認する。

第7章では、以上の各章における検討結果を総括し、本研究のまとめとする。

【参考文献】

- 1) 国土交通白書 2020
<https://www.mlit.go.jp/hakusyo/mlit/r01/hakusho/r02/html/n1321000.html>
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，2017.11
- 3) 環境省環境庁大気保全局低周波音の測定方法に関するマニュアル（平成 12 年 10 月）
<https://www.env.go.jp/content/900405756.pdf>
- 4) 環境省水・大気環境局大気生活環境室低周波音防止対策事例集
<https://www.env.go.jp/air/teishuha/jirei/index.html>
- 5) Colloque International sur les INFRA-SONS：1973.9.
- 6) 環境省令和 2 年度騒音規制法等施行状況調査の結果について
<https://www.env.go.jp/content/900518655.pdf>
- 7) 足立義男：低周波空気振動の知見，土木技術資料 22-1，pp.26～31，1980.
- 8) 時田保夫：低周波音公害問題をめぐって，日本音響学会誌，35 巻 7 号，pp.395～401，1979.
- 9) 山崎和秀，時田保夫：低周波音領域音波の睡眠に対する影響，日本音響学会論文集，pp.423～424，1982.
- 10) 中村俊一，時田保夫，織田 厚：低周波音に対する感覚と評価に関する基礎研究，昭和 55 年度文部省科学研究費「環境科学」特別研究，1979.
- 11) D.L.Johnson：Auditory and physiological effect of infrasound, Proceedings of Inter-noise75, pp.475～482, 1975.
- 12) 2002 年 06 月 27 日大気環境低周波音全国状況調査結果について
<https://www.env.go.jp/press/3438.html>
- 13) 落合博明：第 9 回低周波音と振動の国際会議報告，騒音制御，Vol.25, No.1, pp.28～30, 2001.
- 14) ISO1976：Frequency weighting characteristics for infrasound measurements.
- 15) 山田信志：低周波音問題の現状と諸外国の動向，騒音制御，Vol.23, No.5, pp.297～300, 1999.
- 16) 日本騒音制御工学会：低周波音の現状と対策，測定方法，技術講習会(第 52 回)資料，2001.
- 17) 今市憲作，辻本良信，高島 伸，北川晃一：道路橋の振動に伴う音響放射の理論解析，日本機械学会論文集 C 編 巻 408 号，pp.904-912，1980.
- 18) 長田晃一：境界積分方程式による放射音場の計算について（道路橋からの低周波放射音の計算例），日本音響学会騒音研究会資料 N84-12-4，1984.12.
- 19) 長田晃一：道路橋からの低周波放射，日本音響学会・日本建築学会環境工学委員会・音環境小委員会，建築音響研究委員会資料 AA87-05，1987.2.
- 20) 大島俊之，能町純雄：走行車両により橋梁から放射される低周波空気振動の解析，日本音響学会誌，Vol.39, No.1, pp.11-18，1983.
- 21) 大島俊之，能町純雄，月田良博，三上修一：はり理論による低周波空気振動の放射音圧レベルの解析，土木学会論文集，No.356/I-3, pp.527-536，1985.4.
- 22) 五郎丸英博，白石捷夫，原 公，小森武：中小支間道路橋における低周波空気振動の放射音圧レベルとスペクトルの推定，土木学会論文集，No.403/IV-10, pp.137-145，1989.3.

- 23) 五郎丸英博, 近藤正伸, 小森 武, 箱崎雄治: 2主桁橋の振動に伴う低周波騒音の放射特性, 土木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集, I-561, 2002.9.
- 24) 山口宏樹, 松本泰尚, 加藤誠之: 地形を考慮した道路橋の低周波音伝播解析に関する基礎研究, 土木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集, I-565, 2002.9.
- 25) 川谷充郎, 河田直樹, 十名正和, 金 哲佑: 道路橋の交通振動により放射される低周波音の理論解析とそれに起因する低周波音, 橋梁振動コロキウム'03 論文集, pp.311-318, 2003.9.
- 26) 河田直樹, 川谷充郎, 金 哲佑, 十名正和: 道路橋交通振動に起因する低周波音の理論解析, 土木学会論文集 No.794/I-72, pp.203-212, 2005.7
- 27) 河田直樹, 川谷充郎: 境界要素法による道路橋交通振動に起因する低周波音の理論解析, 土木学会論文集 A Vol62 No.3, pp.702-712, 2006.9.
- 28) 河田直樹, 川谷充郎, 金 哲佑, 高見洋平: 実供用荷重下における橋梁交通振動とそれに起因する低周波音, 橋梁振動コロキウム 2011 論文集, pp.171-178, 2011.9.
- 29) Kawatani, M., Kim, C.W., Kawada, N. and Koga, S.: Assessment of Traffic-induced low Frequency Noise Radiated from Steel Box Girder Bridge”, Steel Structures 8, pp.305-314, 2008.
- 30) Kawatani, M., Kim, C.W. and Nishitani, K.: Assessment of traffic-induced low frequency sound radiated from a viaduct by field experiment, Interaction and Multiscale Mechanics Vol.3, No.4, pp.373-387, 2010.
- 31) Kawatani, M., Kim, C.W., Nishitani, K. and Kawada, N.: Low Frequency Sound due to Vibrations of a Bridge under Normal Traffic, Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EURODDYN 2011, pp.754-761, 2011.
- 32) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋・鋼部材編, 2017.11
- 33) 前田研一, 米田昌弘: マルチケーブル形式斜張橋の構造減衰特性に及ぼすケーブルダンパーの効果, 土木学会論文 I, 404/I-11, pp 451-454, 1989. 4.
- 34) 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, 626 巻, I-48 号, pp147-161, 1999. 7.
- 35) 斜張橋の耐震性に関する研究 その 2 (地震応答に及ぼす減衰定数の影響): 建設省土木研究所第 2489 号
- 36) 山本 泰幹, 半野 久光, 藤野 陽三, 矢部 正明: 横浜ベイブリッジの耐震補強設計における鋼上部構造を対象とした性能照査, 土木学会論文集 A, 66 巻, pp13-30, 2010
- 37) 北沢正彦, 石崎 浩, 江見 晋, 西森孝三: 基本構造系をオールフリーとした長周期斜張橋(東神戸大橋)の地震応答特性と耐震設計, 土木学会論文集 I, 422/I-14 号, pp343-352, 1990.10.
- 38) 庄司 学, 渋井 拓也: 長周期地震動に対する PC 斜張橋の地震応答特性とその制震対策, 土木学会論文集 A1, 65 巻, pp291-305, 2009
- 39) 斜張橋の衝撃係数と鋼床版の応力分布に関する研究, 昭和 50 年 3 月, 災害科学研究所
- 40) 川谷充郎, 本田義人: 斜張橋の走行荷重下の動的応答と衝撃係数について, 構造工学論文集 Vol.36A 1990.3.
- 41) 尾道大橋の走行荷重による動的応答について, 牛尾 正之, 日立造船技報 30 (2), 92-97, 1969-05
- 42) 小松定夫, 川谷充郎: 斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究, 土木学会論文集, 第 275 号, pp.13-28, 1978.

- 43) 福岡悟, 林秀侃, 西岡敬治: 大和川橋梁振動実験, 阪神高速道路株式会社技報 第 3 号,1984,p.121-131
- 44) 山口 宏樹,高野 晴夫,小笠原 政文,下里 哲弘,加藤 真志,加藤 久人: 斜張橋振動減衰のエネルギー的評価法と鶴見つばさ橋への適用,土木学会論文集 I,543/I-36 号 ,pp.217-227,1996.7.
- 45) 岡内 功,宮田 利雄,辰巳 正明,佐々木 伸幸:大振幅加振による長大斜張橋の実橋振動実験, 土木学会論文集 I, 455/I-21 号,pp75-84, 1992.10.
- 46) 大田亨, 勝地弘: 櫃石島橋実橋振動実験, 本四技報,vol.13,No.48,p12-21,1988.10.
- 47) 矢作枢, 大野惣平, 柴田定昭: 首都高荒川斜張橋の振動実験, 土木学会第 26 回年次学術講演会講演概要集, I-235,p691-694,1971.10.
- 48) 小松定夫, 小林紘士: 豊里大橋の振動特性について, 土木学会第 25 回年次学術講演会講演概要集, I-171,p497-498,1970.11.
- 49) 小松定夫, 岡田重豊, 川谷充郎: 六甲大橋の現地振動実験,橋梁と基礎,vol.13,No.5,p20-27,1979.5.
- 50) 佐野信一郎, 森本千秋, 大垣賀津雄: かつしかハープ橋の実橋振動実験, 川崎重工技報,No.100,p121-129,1988.8
- 51) 江原武, 森喜仁: 天保山大橋の実橋振動実験, 阪神高速道路株式会社技報第 12 号,1993,p67-74
- 52) 久我尚弘, 竹田哲夫, 徳山清治, 日紫喜剛啓: 呼子大橋の動的諸実験, 橋梁と基礎,vol.23,No.9,p31-36,1989.9
- 53) 2 径間連続 PC 斜張橋の車両走行時の振動特性と動的増幅率, 深田・梶川・角本, 土木学会論文集 No.605/I-45, 37-47, 1998.10
- 54) 川谷充郎, 小松定夫, 佐々木孝: 走行自動車荷重を受けるプレートガーダー橋の動的応答特性に関する研究,土木学会論文集,No.392/I-9,p351-358,1988.4.
- 55) 内谷保: 車両間連成を考慮した定常ランダム応答解析に基づく道路橋の衝撃係数,土木学会論文報告集,No.320,p169-172,1982.4.
- 56) 岡村隆敏, 山口実浩:連行車両による道路橋の二乗平均応答解析, 土木学会論文集,No.334,p1-11,1983.6.
- 57) 川谷充郎, 島田玲志, 田邊裕之: 桁橋の走行車両による不規則応答に基づく衝撃係数の評価方法,構造工学論文集,vol.35A,p741-748,1989.3.
- 58) 自動車走行モードと道路橋の衝撃係数, 土木学会論文集 I 巻: -巻 号: 422/I-14 号 頁: 391-394 頁 年: 1990 年 月: 10 月 著者(和): 横山功一, 井上純三
- 59) 林, 渡辺: I-4 - 吊橋の衝撃係数について - 土木学会 北海道支部 論文報告集 S58
- 60) 江見晋,北沢正彦,堀江佳平:阪神高速道路における設計活荷重と衝撃荷重の考え方,阪神高速道路株式会社「技報」 第 6 号/p.38~50, 1987.3.
- 61) 米田昌弘:歩行者による連続桁形式歩道橋の振動使用性評価法, 土木学会論文集 VI ,693 巻,53 号,pp145-159, 2001. 12.
- 62) 角本周, 梶川康男:PC 吊床版橋の減衰定数の評価と振動使用性照査における影響, 1999 巻 612 ,pp337-348,1999
- 63) 梶川康男:振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察, 土木学会論文報告集第 325 号,1982.9.
- 64) 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

- 65) 川谷 充郎,小林 義和,今枝 拓也:道路橋における歩行者の振動感覚に関する使用性の確率論的考察, 土木学会論文集 I, 661 巻, I-53 号,pp 243-250, 2000. 10.
- 66) 梶川康男, 小間井孝吉, 河島良秀, 沢田寛幸:斜張橋形式歩道橋「雪吊橋」の振動実験, 橋梁と基礎,vol.20,No.9,p8-p14,1986.9.
- 67) Eurocode—Basis of structural design
- 68) F. Reiher & F.J.Meister : Forsch Gebiete Ingenieurw,Voi.3(1932)
- 69) 環境保全のための防振設計
- 70) 三輪俊輔,米川善晴:日本音響学会誌,Vol.27(1971)
- 71) 船舶の乗り心地評価に関する研究, 有馬,正和, 平井,達之, 細田,龍介出版者日本造船学会
- 72) 鉄道分野の振動乗り心地評価研究とその活用, バイオメカニズム学会誌, Vol. 41, No.1 (2017) 中川千鶴
- 73) 鉄道橋の評価に用いる乗り心地基準に関する検討, 土木学会第 59 回年次学術講演会(平成 16 年 9 月) 長谷川淳史 曾我部正道 古川敦 松本信之
- 74) 路面凹凸がユーザーの乗り心地評価に及ぼす影響
- 75) ISO 2631-1:1997. Mechanical vibration and shock – Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 1: General requirements.
- 76) 川谷充郎, 小林義和, 高森和恵:曲げとねじりを考慮した単純桁橋の走行荷重による非定常連成不規則振動解析, 土木学会論文集, No.570/I-40, pp.231-238, 1997.7.
- 77) 川谷充郎, 山田靖則, 嶽下裕一:三次元車両モデルによる桁橋の動的応答解析, 土木学会論文集, No.584/I-42, pp.79-86, 1998.1.
- 78) 川谷充郎, 山田靖則, 金 哲佑, 川木秀昭:道路橋交通振動の三次元解析による床版応答の評価, 構造工学論文集, No.44A, pp.827-834, 1998.3.
- 79) M. Kawatani, C.W. Kim and N. Kawada: Three-Dimensional Finite Element Analysis for Traffic-Induced Vibration of a Two-Girder Steel Bridge with Elastomeric Bearings, Transportation Research Record; Journal of the Transportation Research Board, CD11-S, pp.225-233, 2005 (6th International Bridge Engineering Conference, Boston, USA, July 17- 20, 2005).
- 80) M.Kawatani, N.Kawada and T.Kamizono : dynamic response analysis of simple girder with very short span length moving vehicle, Proc. of the 6th Japan-Korea Joint Seminar on Steel Bridges(JSSB-JK6), pp.109-114, Aug. 2-3, Tokyo, Japan, 2001.
- 81) 川谷充郎, 河田直樹, 神菌卓海:超短支間桁の走行自動車による動的応答解析, 土木学会 橋梁振動コロキウム'01 論文集, pp.87-90, 2001.10.
- 82) Chul-Woo Kim, Mitsuo Kawatani, Naoki Kawada and Tomoki Sakata: Effect of vehicle model and initial condition on traffic-induced vibration of short-span girder bridges, Construction and Maintenance, pp.313-322(CD-ROM), Kuala Lumpur, Malaysia, 10-11 October 2005.

第2章 橋梁交通振動のシミュレーション解析手法および低周波音の理論解析手法

2.1. はじめに

本研究の目的は、橋の振動使用性を解析的に検証することである。振動使用性を適切に評価するためには、その基となる交通振動解析に精度の高い再現性が求められる。ここでは、まず本研究で用いる交通振動解析手法について示す。

車両が橋上を走行する際に生じる橋の動的応答は、静的に作用した場合に比べて大きくなる。交通振動解析が行われるようになった当時、交通振動解析による研究は動的増幅率や衝撃係数に着目したものが主であった^{1)~7)}。このとき、橋梁モデルは2次元、車両モデルは1自由度系モデルや前後輪を考慮した2自由度系モデルとされていた。近年では、疲労損傷などを評価する観点から、橋梁はねじれ振動や局部的なたわみ応答を評価できる3次元モデル、車両は8自由度系を用いたより実際の振動現象に近い精緻化された解析が行われるようになっている^{8)~11)}。また、川谷ら^{12)~14)}は、橋梁の動的応答は橋梁や車両の振動特性や路面凹凸、車両速度、車頭間隔の影響が大きいことが明らかにされていることや、車両が橋梁に進入する際の車両振動初期条件によっても橋梁応答が大きく変化することも確認している。近年ではこのような橋梁交通振動解析の振動問題への応用が望まれている。本研究における橋梁交通振動のシミュレーション解析手法は、これまで桁橋を対象として交通振動の再現性が検証された解析手法^{8)~14)}を用い、振動使用性を評価する。

また、橋梁交通振動解析結果を用いた橋梁周辺の音場をシミュレーションする手法の概要についても併せてここに示す。音場解析の方法は大きく幾何音響学に基づく手法と波動論に基づく手法の2つの手法に分類される¹⁵⁾。幾何学的手法は主に室内音響解析で用いる方法で、特定の音源の境界面における反射を繰り返し計算によって求めることにより音線経路を求める手法である。計算量が少ないのが特徴であるが、波動性の取扱いが困難で、周辺構造物の音の回折現象が近似的な扱いとなること、また、反射面の寸法に比較し低周波音のような波長が長い場合は誤差が大きくなることなど、精度の面で課題がある。波動論に基づく手法は、空間内の音場を表す支配方程式を与えた境界条件の下で、音場の解析範囲や境界形状、精度を総合的に勘案し、適切な数値解析手法により解く方法である。一般に音場波動解析で用いられている数値解析手法は、差分法 (Finite-Difference Method, FDM)、有限要素法 (Finite Element Method, FEM)、境界要素法 (Boundary Element Method, BEM) がある。このうち差分法は最も歴史が古く、流れの解析など適用範囲の広い手法である。この手法は、境界を含む対象領域全体を規則正しい格子状に差分化し、支配方程式および境界条件の微分演算子に差分近似を導入することで格点の状態を計算する手法である。しかし、格子点と境界点が一致しない場合には誤差が大きくなり、複雑な境界形状の場合は適用に難がある。また、有限要素法は FEM として一般的な手法の一つで、変分法に基づく微分方程式の数値解析法である。最近では流体や音響問題、また、構造物の非線形問題でも多く用いられている。この方法は、対象とする領域全体を細かな要素に分割し、要素上の節点の状態量を未知数として定式化を行うため、差分法に比べ複雑な境界条件や、領域内で物性値が不均一な場合の問題を取り扱うことができる。ただし、無限領域を対象とする問題においても有限領域を対象とせざるを得なく、無限放射を扱う波動の問題では、仮想境界において波の反射

などが生じないよう特別な処理が必要となる。また、領域内を全て要素分割することから、特に3次元問題や広い空間を取り扱う場合解くべき未知量が非常に多くなり、対象とする問題によっては解析時間が非常に長くなる。一方、境界要素法¹⁶⁾は、対象とする領域の問題から導かれる境界に関する積分方程式を導き、境界積分方程式を有限個の境界要素に関して離散的に数値解析を行う手法である。すなわち、対象問題が境界のみの方程式となるため、差分法や有限要素法の全領域法に比較し解くべき未知数を少なくできる。有限要素法に対する有利な点を以下に示す。

- 1) 領域全てではなく、境界のみを要素分割すればよい。
- 2) 2次元問題では境界が線、3次元問題では境界が面となることから方程式の次元数を1つ少なくできる。
- 3) 無限領域を扱う外部問題では、無限遠方への波動伝播問題の処理が容易となる。

ただし、境界積分方程式を導くにあたって現象の基本解が必要になり、また、数学的処理の拘束が大きく応用範囲に制限があるなどの欠点もある。音響解析の分野では支配方程式である波動方程式の基本解が明らかとなっており、数学的処理方法の研究も数多く進められている背景から、特に外部問題を扱う場合には広く採用されている。これまで、様々な桁橋を対象として、波動論的に解析を行うために境界要素法を取り入れた手法を用いた検証が行われ^{17)~22)}、その再現性が確認されている。本研究における音場解析手法は、この手法を用いる。

2.2.交通振動解析手法

動的応答解析には，一般的に連立微分方程式を直接積分する直接積分法や固有モードの直交性を利用したモード解析法が用いられる．橋梁の交通振動は微小振動であることから線形領域と考えてよいこと，また車両重量は橋梁重量に比較し小さいことから，本研究ではモード解析法を適用する．

2.2.1 マトリックス法による橋梁動的解析

(1) 要素剛性マトリックス

はり部材要素の3次元空間における要素座標系を図 2.2.1 に示す．はりの要素剛性マトリックスは，軸力，せん断力とそれによる曲げモーメント，およびねじりを受ける部材の各剛性マトリックスを組み合わせて得られる．各部材要素についてそれぞれ伸び，曲げとねじりを考慮して，剛性方程式を表すと式 2.2.1 のようになる．ここに， \mathbf{K}_e ， \mathbf{f}_e ， \mathbf{w}_e はそれぞれ要素座標系におけるはり部材の要素剛性マトリックス，節点力ベクトル，節点変位ベクトルである．

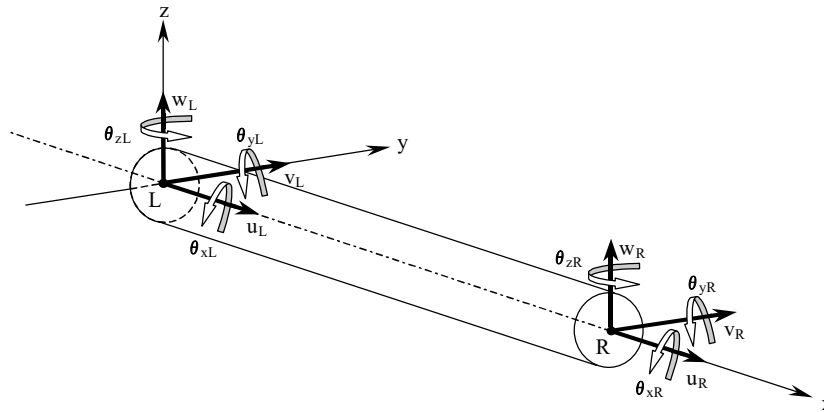


図 2.2.1 はり要素モデル

$$\mathbf{f}_e = \mathbf{K}_e \cdot \mathbf{w}_e \quad \text{式 2.2.1}$$

$$\mathbf{f}_e = \{F_{xL}, F_{yL}, F_{zL}, M_{xL}, M_{yL}, M_{zL}, F_{xR}, F_{yR}, F_{zR}, M_{xR}, M_{yR}, M_{zR}\}$$

$$\mathbf{w}_e = \{u_L, v_L, w_L, \theta_{xL}, \theta_{yL}, \theta_{zL}, u_R, v_R, w_R, \theta_{xR}, \theta_{yR}, \theta_{zR}\}$$

$$\mathbf{M}_{i,e} = \frac{\gamma AL}{2g} \begin{bmatrix} 1 & & & & & & & & & & & & \\ 0 & 1 & & & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & 1 & & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & I_{\theta}/A & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & & & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & I_{\theta}/A & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad \text{式 2.2.2}$$

ここに,

A : 要素断面積

L : 要素部材長

γ : 部材の単位体積重量

g : 重力加速度

I_{θ} : 断面極 2 次モーメント

(3) 二重節点の導入

二つの剛節点 i および j がピンで結合されている場合 (図 2.2.2 (a)), ピン部における外力は, $\mathbf{p} = (p_x, p_y, p_z)$, m_i , m_j であり, m_i および m_j は剛節点に作用するモーメント荷重である. 構造全体として釣り合いから, 未知力 $\mathbf{q} = (q_x, q_y, q_z)$ が剛節点 i, j に作用しているとして (図 2.2.2 (b)), 釣り合いの式をピン部について書くと, 式 2.2.3 を得る.

$$\begin{bmatrix} \vdots \\ p_i + q \\ m_i \\ -q \\ m_j \\ \vdots \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & K_{11} & K_{12} & 0 & 0 & \vdots \\ \vdots & K_{21} & K_{22} & 0 & 0 & \vdots \\ \vdots & 0 & 0 & K_{33} & K_{34} & \vdots \\ \vdots & 0 & 0 & K_{43} & K_{44} & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \vdots \\ w_i \\ \theta_i \\ w_j \\ \theta_j \\ \vdots \end{bmatrix} \quad \text{式 2.2.3}$$

未知力 \mathbf{q} を消去し, 変位の適合条件 $w_i = w_j$ を導入すれば, 剛性マトリックスは式 2.2.4 となる.

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & K_{11} + K_{33} & K_{12} & 0 & K_{34} & \vdots \\ \vdots & K_{21} & K_{22} & 0 & 0 & \vdots \\ \vdots & 0 & 0 & 1 & 0 & \vdots \\ \vdots & K_{43} & 0 & 0 & K_{44} & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} \quad \text{式 2.2.4}$$

ただし、 j 節点変位の未知力に関する行と列は本来意味のないもので、消去すべきだが、対角に 1 を入れ残している。

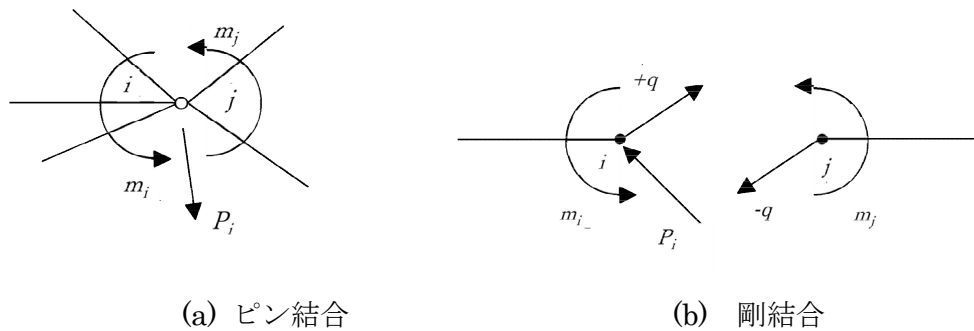


図 2.2.2 二重節点

(4) 弾性結合²³⁾

二つの剛節点 i および j がばね（例えばゴム支承）で結合されている場合、各方向のばね定数 $k(\text{tf/m})$ 、各軸回りのばね定数 $k_\theta(\text{tf}\cdot\text{m/rad})$ とすると、結合部の釣り合い方程式に以下のように加えればよい。

$$\begin{Bmatrix} \vdots \\ f_i \\ m_i \\ f_j \\ m_j \\ \vdots \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & +k & 0 & -k & 0 & \vdots \\ \vdots & 0 & +k_\theta & 0 & -k_\theta & \vdots \\ \vdots & -k & 0 & +k & 0 & \vdots \\ \vdots & 0 & -k_\theta & 0 & +k_\theta & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \vdots \\ w_i \\ \theta_i \\ w_j \\ \theta_j \\ \vdots \end{Bmatrix} \quad \text{式 2.2.5}$$

(5) 全体剛性マトリックスの縮合

すべての部材要素について重ねあわせ、全体系の剛性方程式を作成すれば、式 2.2.6 を得る²⁾。

$$f = K \cdot w \quad \text{式 2.2.6}$$

ここに、
 f : 構造全体の節点外力ベクトル
 K : 構造全体の剛性マトリックス
 w : 構造全体の節点変位ベクトル

拘束される節点変位、回転変位は 0 であるので、それに従い f, K, w の配列を換えると、式 2.2.7 を得る。

$$\begin{Bmatrix} f \\ M \\ f_R \\ M_R \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & K_{24} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & K_{34} \\ K_{41} & K_{42} & K_{43} & K_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w \\ \theta \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \text{式 2.2.7}$$

$$\text{ここに, } f = \begin{Bmatrix} f_x \\ f_y \\ f_z \end{Bmatrix}, \quad M = \begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_z \end{Bmatrix}, \quad f_R = \begin{Bmatrix} f_{Rx} \\ f_{Ry} \\ f_{Rz} \end{Bmatrix}, \quad M_R = \begin{Bmatrix} M_{Rx} \\ M_{Ry} \\ M_{Rz} \end{Bmatrix}, \quad w = \begin{Bmatrix} w_x \\ w_y \\ w_z \end{Bmatrix}, \quad \theta = \begin{Bmatrix} \theta_x \\ \theta_y \\ \theta_z \end{Bmatrix}$$

w : 各軸方向の節点変位ベクトル

θ : 各軸方向の節点回転変位ベクトル

f : 各軸方向の節点外力ベクトル

M : 各軸まわりの節点モーメント外力ベクトル

f_R : 各軸方向支点反力ベクトル

M_R : 各軸まわりの支点反モーメントベクトル

モーメント外力を考慮していないので, $M=0$ とすれば, 式 2.2.8 となる.

$$K_{21}w + K_{22}\theta = 0 \quad \text{式 2.2.8}$$

よって, 各軸方向の節点回転変位ベクトルは式 2.2.9 となる.

$$\theta = -K_{22}^{-1}K_{21}w \quad \text{式 2.2.9}$$

これを用いれば, 式 2.2.10 を得る.

$$f = (K_{11} - K_{12}K_{22}^{-1}K_{21})w \quad \text{式 2.2.10}$$

すなわち, 各軸方向の節点外力ベクトルは式 2.2.11 で表される.

$$f = K_b \cdot w \quad \text{式 2.2.11}$$

ここに,

$$K_b = K_{11} - K_{12}K_{22}^{-1}K_{21}$$

同様に, 構造全体の質量マトリックス配列を換え, M_b で表す. 次に, 式 2.2.12 となるので, 式 2.2.10 からの式 2.2.12 を用いて, 式 2.2.13 は式 2.2.14 となり, K_R を影響値マトリックスと設定する.

$$f_R = (K_{31} - K_{32}K_{22}^{-1}K_{21})w \quad \text{式 2.2.12}$$

$$w = (K_{11} - K_{12}K_{22}^{-1}K_{21})^{-1}f \quad \text{式 2.2.13}$$

$$f_R = (K_{31} - K_{32}K_{22}^{-1}K_{21})(K_{11} - K_{12}K_{22}^{-1}K_{21})^{-1}f = K_R f \quad \text{式 2.2.14}$$

2.2.2 固有値解析

減衰を無視した自由振動の方程式は、 M_b 、 K_b を用いれば、式 2.2.15 となる。

$$M_b \ddot{w}_b + K_b w_b = 0 \quad \text{式 2.2.15}$$

ここに \cdot は時間に対する偏微分を表わす。

ここで、 $w_b = e^{jnt}y$ とすれば、式 2.2.16 となり、これらを式 2.2.15 に代入し、整理すれば、式 2.2.17 とできる。

$$\ddot{w}_b = -n^2 e^{jnt}y \quad \text{式 2.2.16}$$

$$(K_b - n^2 M_b)y = 0 \quad \text{式 2.2.17}$$

よって、 $|K_b - n^2 M_b| = 0$ なる n を求めれば、 i 次の固有振動数 n_i および、固有振動モード y_i を求めることができる。ここでは、QR 法に基づいて固有値解析を行っている。QR 法の概略は以下のようなものである。特異点を持たない非対称行列に対して有効な方法で、行列 A を直行行列と上三角行列に分解し、相似変換によって求める。すなわち、行列 A をユニタリ行列 $Q^{(s)}$ と上三角行列 $R^{(s)}$ の積に分解し、次式をつくる。

$$A^{(s+1)} = R^{(s)} \cdot Q^{(s)} \quad \text{式 2.2.18}$$

その際、行列が密であると QR 法の演算量は多くなり、これを避けるために三重対角行列や Hessenberg 行列に変換して適用することが多い。固有値が近接すると収束は速くなり、特異点を持たない小規模の密行列に対して適している。しかし、問題点として、収束性、分解の一意性、加速の方法論等について改善すべき点がある。

2.2.3 走行荷重と橋梁の連成振動方程式

(1) 橋梁の連成振動方程式

橋梁振動は橋梁上を走行する車両からの外力（走行荷重）による強制振動であるが、その外力は鉛直方向のみを有効と仮定する。これは橋梁の振動使用性の検討において鉛直方向の応答が最も影響を及ぼす要因となるからである。また、剛性マトリックスの縮合は各軸回転方向に対して行い、橋梁の質量は集中質量系モデルとして各節点に与える。減衰マトリックスは剛性と質量それぞれのマトリックスの線形結合で与えられるものとする。このような条件でモデル化した橋梁の走行荷重による強制振動方程式は式 2.2.19 で表される。

$$\mathbf{M}_b \ddot{\mathbf{w}}_b + \mathbf{C}_b \dot{\mathbf{w}}_b + \mathbf{K}_b \mathbf{w}_b = \mathbf{f}_b \quad \text{式 2.2.19}$$

\mathbf{w}_b は基準座標と固有振動モードを用いて式 2.2.20 で表されるものとする。

$$\mathbf{w}_b = \sum_i \varphi_i \mathbf{y}_i = \Phi \mathbf{y} \quad \text{式 2.2.20}$$

式 2.2.19 の右辺の外力項は車両の走行と振動を考慮して、式 2.2.21 とする。

$$\mathbf{f} = \sum_{m=1}^3 \sum_{u=1}^2 \Psi_{mu}(t) \mathbf{P}_{mu}(t) \quad \text{式 2.2.21}$$

ここに、 $\mathbf{P}_{mu}(t)$ は前・後軸の接地力であり、 $\Psi_{mu}(t)$ は路面上の接地力を荷重分配のための仮想要素の4節点に割り振る荷重分配係数ベクトルであり、次式で示される。

$$\Psi_{mu}(t) = \{0; \bullet \bullet \bullet \bullet; 0; \psi_{k,mu}; \psi_{k+1,mu}; \psi_{k+2,mu}; \psi_{k+3,mu}; 0; \bullet \bullet \bullet \bullet; 0\} \quad \text{式 2.2.22}$$

接地力は三次元車両モデルの定式化により与えられる。 m, n は次節に示す。また、減衰マトリックス \mathbf{C}_b は次式で表せると仮定する²⁴⁾。

$$\mathbf{C}_b = p_1 \mathbf{M}_b + p_2 \mathbf{K}_b \quad \text{式 2.2.23}$$

ここに、 p_1, p_2 は比例定数である。この仮定により、高次モードでの減衰定数は、1次振動モードおよび2次振動モードで仮定した値よりも大きく設定していることになる。

(2) 走行車両の振動方程式

図 2.2.3 に示す 8 自由度系の車両モデルに対して，運動方程式を以下のように定式化する．

■ 車両本体に関する振動方程式

$$m_{11}\ddot{z}_{11} + \sum_{s=1}^2 \sum_{u=1}^2 v_{s1u}(t) = 0 \quad \text{式 2.2.24}$$

$$m_{11}\lambda_{x1}\lambda_{x2}\ddot{\theta}_{y11} - \sum_{s=1}^2 \sum_{u=1}^2 (-1)^s \lambda_{xs} v_{s1u}(t) = 0 \quad \text{式 2.2.25}$$

$$m_{11}\lambda_{y1}^2 \ddot{\theta}_{x11} + \sum_{s=1}^2 \sum_{u=1}^2 (-1)^u \lambda_{ys} v_{s1u}(t) = 0 \quad \text{式 2.2.26}$$

■ 前輪ばね下質量に関する振動方程式

$$m_{12}\ddot{z}_{12} - \sum_{u=1}^2 v_{11u}(t) + \sum_{u=1}^2 v_{12u}(t) = 0 \quad \text{式 2.2.27}$$

$$m_{12}\lambda_{y1}^2 \ddot{\theta}_{x12} - \sum_{u=1}^2 (-1)^u \lambda_{y1} v_{11u}(t) + \sum_{u=1}^2 (-1)^u \lambda_{y1} v_{12u}(t) = 0 \quad \text{式 2.2.28}$$

■ 後輪ばね下質量に関する振動方程式

$$m_{22}\ddot{z}_{22} - \sum_{u=1}^2 v_{21u}(t) + \sum_{m=2}^3 \sum_{u=1}^2 v_{m2u}(t) = 0 \quad \text{式 2.2.29}$$

$$m_{22}\lambda_{x3}^2 \ddot{\theta}_{y22} + \sum_{m=2}^3 \sum_{u=1}^2 (-1)^m \lambda_{y2} v_{m1u}(t) = 0 \quad \text{式 2.2.30}$$

$$m_{22}\lambda_{y2}^2 \ddot{\theta}_{x22} - \sum_{u=1}^2 (-1)^u \lambda_{y2} v_{21u}(t) + \sum_{m=2}^3 \sum_{u=1}^2 (-1)^u \lambda_{y2} v_{m2u}(t) = 0 \quad \text{式 2.2.31}$$

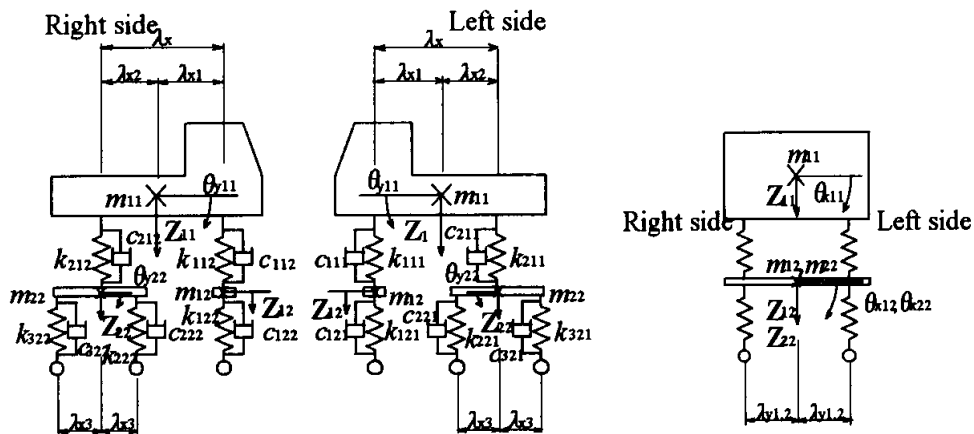


図 2.2.3 3次元 8 自由度系の車両モデル

ここに、 $v_{slu}(t)$ は車振動のうち k と c に関係するもので、式 2.2.32 で表される。ただし、サフィックス s はばね上振動に関し 1:前軸, 2:後軸を、サフィックス u は左右輪に関し 1:左側, 2:右側を示す。

$$v_{slu}(t) = k_{s11} \{ z_{11} - (-1)^s \lambda_{xs} \theta_{y11} + (-1)^u \lambda_{ys} \theta_{x11} - z_{s2} - (-1)^u \lambda_{ys} \theta_{xs2} \} \\ + c_{s11} \{ \dot{z}_{11} - (-1)^s \lambda_{xs} \dot{\theta}_{y11} + (-1)^u \lambda_{ys} \dot{\theta}_{x11} - \dot{z}_{s2} - (-1)^u \lambda_{ys} \dot{\theta}_{xs2} \} \quad \text{式 2.2.32}$$

$v_{12u}(t)$, $v_{m2u}(t)$ はそれぞれ前輪ばね下質量および後輪ばね下質量の振動のうち k と c に関係するもので式 2.2.33 と式 2.2.34 で表される。ただし、サフィックス m は後軸の前後輪に関し 2:前輪, 3:後輪を示す。

$$v_{12u}(t) = k_{s21} \{ z_{12} + (-1)^u \lambda_{y1} \theta_{x12} - w_{1u} \} + c_{s21} \{ \dot{z}_{12} + (-1)^u \lambda_{y1} \dot{\theta}_{x12} - \dot{w}_{1u} \} \quad \text{式 2.2.33}$$

$$v_{m2u}(t) = k_{m2u} \{ z_{22} + (-1)^m \lambda_{x3} \theta_{y22} + (-1)^u \lambda_{y2} \theta_{x22} - w_{mu} \} + c_{m2u} \{ \dot{z}_{22} \\ + (-1)^m \lambda_{x3} \dot{\theta}_{y22} + (-1)^u \lambda_{y2} \dot{\theta}_{x22} - \dot{w}_{mu} \} \quad \text{式 2.2.34}$$

式 2.2.33 と式 2.2.34 中の車輪接地点の変位 w_{mu} は次式で表される。

$$w_{mu} = w(t, x_{mu}) - z_0(x_{mu}) \quad \text{式 2.2.35}$$

$$w(t, x_{mu}) = \Psi_{mu}(t) y_b \quad \text{式 2.2.36}$$

荷重としての前輪, 後輪の左右輪の接地力は、式 2.2.37 および式 2.2.38 となる。

$$P_{mu}(t) = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\lambda_{x1}}{\lambda_x} \right) m_{11} g + \frac{1}{2} m_{12} g + v_{12u}(t) \quad (m=1) \quad \text{式 2.2.37}$$

$$P_{mu}(t) = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\lambda_{x2}}{\lambda_x} \right) m_{11} g + \frac{1}{2} m_{22} g + v_{m2u}(t) \quad (m=2,3) \quad \text{式 2.2.38}$$

ここに、 g は重力加速度である。

式 2.2.33 と式 2.2.34 を式 2.2.37 と式 2.2.38 に代入すると各左右輪の接地力が求められる。さらに車両接地力と式 2.2.14 で求めた影響値マトリックスを用いて次式で反力を表す。

$$R(t) = \sum_k (P_{vkst} + P_{vkdv})\eta_k + \sum P_{sdy}\eta \quad \text{式 2.2.39}$$

ここに,

P_{vkst} : 車両接地力の静的成分

P_{vkdv} : 車両接地力の動的成分

P_{sdy} : 橋梁自重の慣性力

η, η_k : 着目支点反力の影響値

式 2.2.24～式 2.2.31 と式 2.2.19 を連立させることにより, 路面凹凸を有する橋梁と車両の連成振動方程式を誘導することができる.

(3) 走行車両のジャンプの対応

路面上を走行する車両は通常ジャンプすることはないが, 路面凹凸によりジャンプを起こすことがある. そのとき, 式 2.2.37 と式 2.2.38 の車両接地力は負の値になる. そこで車両がジャンプを起こす場合, 収束計算過程で車両接地力を 0 に置き換え計算をし直す.

(4) Newmark- β 法による数値積分

連立 2 階微分方程式の解を数値解析によって求めるのに, 逐次積分法の一手法である Newmark- β 法を用いる. このとき, $\beta=1/4$ とし, 各時間間隔における収束判定は加速度について 1/1000 とする.

2.3.境界要素法による低周波音の理論解析

2.3.1 基礎式

空気中の小振幅の音波について、式 2.3.1 で表される D'Alembert の波動方程式が成立する。

$$\nabla^2 \phi(P, t) = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} \quad \text{式 2.3.1}$$

ϕ が Harmonic な関数、すなわち $\phi(P, t) = \phi(P)e^{i\omega t}$ とすると、受音点 P における速度ポテンシャル $\phi(P)$ は Helmholtz 方程式の解として表される。 k は波数である。

$$\nabla^2 \phi(P) + k^2 \phi(P) = 0 \quad (P \in \Omega) \quad \text{式 2.3.2}$$

ある空間中の 1 点の点音源 (Q) からの受音点 (P) に対する寄与を表す Green 関数を $G(P, Q)$ とするとき、この $G(P, Q)$ は基本解と呼ばれ、式 2.3.3 を満足する。

$$\nabla^2 G(P, Q) + k^2 G(P, Q) + \delta(Q - P) = 0 \quad \text{式 2.3.3}$$

$\delta(Q - P)$ は Dirac のデルタ関数である。また、 $|Q - P| = r$ とすると、Green 関数 $G(P, Q)$ は次式となることが知られている^{25)・27)}。

$$G(P, Q) = \frac{e^{ikr}}{4\pi r} \quad \text{式 2.3.4}$$

2.3.2 境界積分方程式

図 2.3.1 に示すように、音源を P_s 、受音点を P とし、その受音点を中心とした閉領域 Ω_0 、その領域内に表面 F を有するなめらかな物体 Ω_i を考える。 n は閉領域 Ω_0 への内向き法線単位ベクトルである。この領域 Ω_0 に対し Green の公式を適用すると、式 2.3.5 が得られる^{25)・27)}。

$$\iiint_{\Omega_0} \{ \phi(q) \nabla^2 G(P, q) - G(P, q) \nabla^2 \phi(q) \} dv = \iint_{\Sigma + \sigma_s + F} \left\{ \phi(q) \frac{\partial G(P, q)}{\partial n} - \frac{\partial \phi(q)}{\partial n} G(P, q) \right\} ds \quad \text{式 2.3.5}$$

左辺の体積積分は、Helmholtz 方程式および Dirac のデルタ関数の性質より $\phi(P)$ となる。なお、 P が Ω_i 内の場合には、 $\delta(q - P) = 0$ より左辺は 0 となる。

$$\iiint_{\Omega_0} \{ \phi(q) \nabla^2 G(p, q) - G(p, q) \nabla^2 \phi(q) \} dv = \iiint_{\Omega_0} \{ \phi(q) \nabla^2 G(p, q) + G(p, q) k^2 \phi(q) \} dv = \phi(P) \quad \text{式 2.3.6}$$

σ_s に対する積分は σ_s の半径 $\varepsilon \rightarrow 0$ とする極限值を考えると、直接波 $\lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \int ds = \phi_D(P_s, P)$ となり、

また境界 F , Σ 上の点では受音点 P の球 σ が領域 Ω_0 に含まれる割合がなめらかな境界を考える場合 $1/2$ となることから、点 P が Ω_0 内にある場合、境界上にある場合、 Ω_i 内にある場合それぞれに対し式 2.3.6 は下式に書き改めることができる。

$$\phi_D(P_s, P) + \iint_{\Sigma+F} \left\{ \phi(q) \frac{\partial G(P, q)}{\partial n_q} - \frac{\partial \phi(q)}{\partial n_q} G(P, q) \right\} ds = \begin{cases} \phi(P) & (P \in \Omega) \\ \frac{1}{2} \phi(P) & (P \in F, \Sigma) \\ 0 & (P \in \Omega_0) \end{cases} \quad \text{式 2.3.7}$$

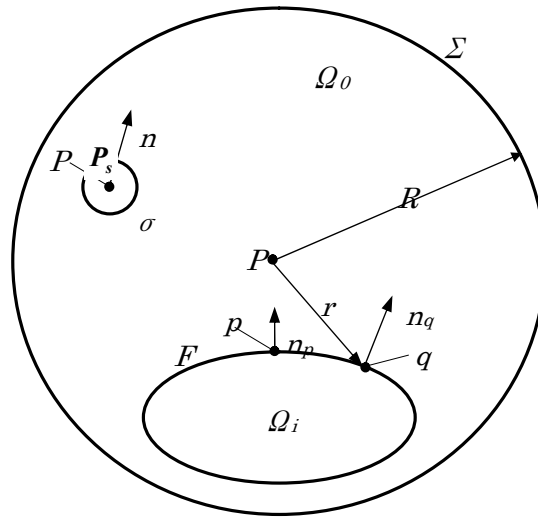


図 2.3.1 Geometry of the exterior-problem

空間内の P 点を物体上の面 p まで極限まで近づけた場合、式 2.3.7 は下式の境界積分方程式が得られる。一般に式 2.3.8 は BF(Basic Form)と呼ばれている²⁸⁾²⁹⁾。

$$\phi_D(P_s, p) + \iint_{\Sigma+F} \left\{ \phi(q) \frac{\partial G(p, q)}{\partial n_q} - \frac{\partial \phi(q)}{\partial n_q} G(p, q) \right\} ds = \frac{1}{2} \phi(p) \quad (P \in F, \Sigma) \quad \text{式 2.3.8}$$

なお、本研究での領域は橋梁から放射される音波の無限領域を扱う外部問題である。その場合領域 Ω_0 の半径 R を無限大とし、式 2.3.9 で示される Sommerfeld の放射条件³⁰⁾を適用し、無限縁からの寄与は考えない。よって、外部問題を扱う今回の積分範囲は領域内の物体 F のみとなり、以降では領域 Σ は考えないこととする。

$$\lim_{R \rightarrow \infty} \left[r \left\{ \frac{\partial \phi}{\partial r} - ik\phi \right\} \right] = 0 \quad \text{式 2.3.9}$$

2.3.3 法線微分型境界積分方程式

振動する物体からの放射音を求める場合、境界面の振動を $v = -\frac{\partial \phi}{\partial n}$ とすれば式 2.3.8 は未知数が ϕ のみの第 2 種積分方程式となり、離散化して連立 1 次方程式を解くことで境界面の速度ポテンシャルを知ることができる。また、得られる速度ポテンシャルから式 2.3.7 を用いて任意の空間内の速度ポテンシャルを求めることが可能である。

ただしこの方法では、波長に比較し要素の厚さが非常に薄い場合において、背中合わせの要素どうしの評価において距離が非常に近くなることから、 $\frac{1}{r}$ や $\frac{1}{r^2}$ の特異性が強くなり正確な解が得られない場合がある²⁸⁾²⁹⁾。そのような場合、以降に示す法線微分型境界積分方程式が有効であるとされ、それを応用した厚さ 0 の板からの放射音解析手法が考案されている。本研究では、床版や主桁など薄い部材の振動を扱うことから、この法線微分型境界積分方程式を用いる境界要素法を採用することとする。式 2.3.8 を点 p で法線方向 n_p に微分すると、以下のように表される。

$$\frac{\phi_D(P_s, p)}{n_p} + \iint_F \left\{ \phi(q) \frac{\partial^2 G(p, q)}{\partial n_p \partial n_q} - \frac{\partial \phi(q)}{\partial n_q} \frac{\partial G(p, q)}{\partial n_p} \right\} ds = \frac{1}{2} \frac{\partial \phi(p)}{\partial n_p} \quad (P \in F) \quad \text{式 2.3.10}$$

一般に式 2.3.10 は式 2.3.8 の BF に対し、NDF(Normal Derivative Form)と呼ばれる法線微分型境界積分方程式である。この NDF を利用して自由空間中の厚さ 0 の板の振動による放射音場を考える。図 2.3.2 に示す物体の表面を F_1 、裏面を F_1 と逆向きの F_2 とし、それぞれの面における速度ポテンシャル、法線方向微分を ϕ_1 、 $\frac{\partial \phi_1}{\partial n_{q1}}$ および ϕ_2 、 $\frac{\partial \phi_2}{\partial n_{q2}}$ とすると、式 2.3.8 の BF および式 2.3.10 の NDF から式 2.3.11、式 2.3.12 が得られる。ここで、橋梁の振動による放射音場を取り扱う今回の研究においては、要素を構成する橋梁の振動以外の音源はないものとする。

$$\iint_F \left[\left\{ \phi_1(q) \frac{\partial G(p, q)}{\partial n_{q_1}} + \phi_2(q) \frac{\partial G(p, q)}{\partial n_{q_2}} \right\} - \left\{ \frac{\partial \phi_1(q)}{\partial n_{q_1}} G(p, q) + \frac{\partial \phi_2(q)}{\partial n_{q_2}} G(p, q) \right\} \right] ds$$

$$= \frac{1}{2} \{ \phi_1(p) + \phi_2(p) \} \quad (P \in F)$$

式 2.3.11

$$\iint_F \left[\left\{ \phi_1(q) \frac{\partial^2 G(p, q)}{\partial n_p \partial n_{q_1}} + \phi_2(q) \frac{\partial^2 G(p, q)}{\partial n_p \partial n_{q_2}} \right\} - \left\{ \frac{\partial \phi_1(q)}{\partial n_{q_1}} \frac{\partial G(p, q)}{\partial n_p} + \frac{\partial \phi_2(q)}{\partial n_{q_2}} \frac{\partial G(p, q)}{\partial n_p} \right\} \right] ds$$

$$= \frac{1}{2} \left\{ \frac{\partial \phi_1(p)}{\partial n_p} + \frac{\partial \phi_2(p)}{\partial n_p} \right\} \quad (P \in F)$$

式 2.3.12

F_2 側法線は F_1 側とは逆向きであるため、 F_2 側の積分符号は逆向きとなる。これより F_1 , F_2 側の添え字を F と $\mathbf{n}_q (= \mathbf{n}_{q_1})$ で統一して示すと、式 2.3.11, 式 2.3.12 はそれぞれ次式となる。

$$\iint_F \left[\{ \phi_1(q) - \phi_2(q) \} \frac{\partial G(p, q)}{\partial n_q} - \left\{ \frac{\partial \phi_1(q)}{\partial n_q} - \frac{\partial \phi_2(q)}{\partial n_q} \right\} G(p, q) \right] ds$$

$$= \frac{1}{2} \{ \phi_1(p) + \phi_2(p) \} \quad (P \in F) \quad (\text{BF})$$

式 2.3.13

$$\iint_F \left[\{ \phi_1(q) - \phi_2(q) \} \frac{\partial^2 G(p, q)}{\partial n_p \partial n_q} - \left\{ \frac{\partial \phi_1(q)}{\partial n_q} - \frac{\partial \phi_2(q)}{\partial n_q} \right\} \frac{\partial G(p, q)}{\partial n_p} \right] ds$$

$$= \frac{1}{2} \left\{ \frac{\partial \phi_1(p)}{\partial n_p} + \frac{\partial \phi_2(p)}{\partial n_p} \right\} \quad (P \in F) \quad (\text{NDF})$$

式 2.3.14

同様に空間内の点における速度ポテンシャルは、式 2.3.8 より以下となる。

$$\iint_F \left[\{ \phi_1(q) - \phi_2(q) \} \frac{\partial G(P, q)}{\partial n_q} - \left\{ \frac{\partial \phi_1(q)}{\partial n_q} - \frac{\partial \phi_2(q)}{\partial n_q} \right\} G(P, q) \right] ds = \phi(P) \quad (P \in \Omega)$$

式 2.3.15

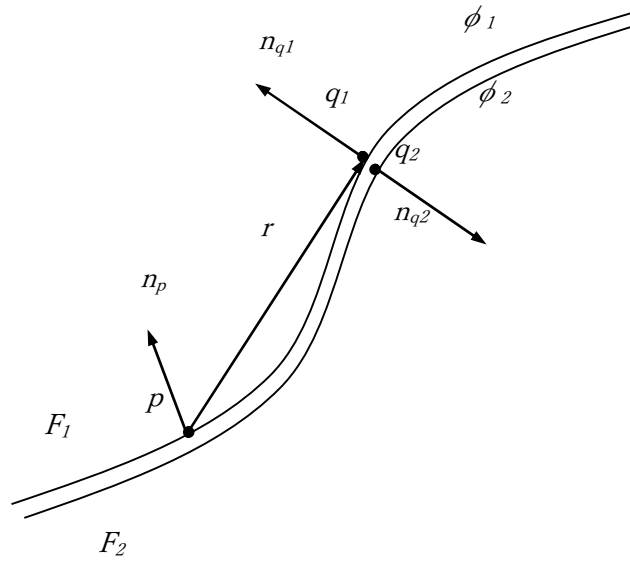


図 2.3.2 Geometry of the thin-body problem

2.3.4 境界条件

振動面での音の吸収や透過を無視すれば、式 2.3.14 における $\frac{\partial \phi}{\partial n}$ は Neumann 条件として境界面の振動速度 $v = -\frac{\partial \phi}{\partial n}$ となり^{31),32)}、薄板両面の速度ポテンシャルの差 $\{\phi_1(q) - \phi_2(q)\}$ はそれを未知数とする第 1 種積分方程式を解けば求まることになる。ここで、薄板の両面が一体振動する場合の振動面 F の境界条件は、式 2.3.16 となり、式 2.3.14 の積分第 2 項は 0 となることから、以下に書き改めることができる。

$$\frac{\partial \phi_1}{\partial n} = -v, \quad \frac{\partial \phi_2}{\partial n} = -v \quad (p \in F) \quad \text{式 2.3.16}$$

$$\iint_F \left[\{\phi_1(q) - \phi_2(q)\} \frac{\partial^2 G(p, q)}{\partial n_p \partial n_q} \right] ds = -v(p) \quad (P \in F) \quad \text{式 2.3.17}$$

振動面以外の境界面ではハード境界面として $\frac{\partial \phi}{\partial n} = 0$ とする。振動面を F_1 、薄板面を F_2 、剛な物体面を F_3 とし上式を統一して以下に示す。

$$\iint_F \Phi(q) \frac{\partial^2 G(p, q)}{\partial n_p \partial n_q} ds = -V(p) \quad (P \in F) \quad \text{式 2.3.18}$$

$$V(p) = \begin{cases} v(p) & p \in F_1 \\ 0 & p \in F_2 \\ 0 & p \in F_3 \end{cases}, \quad \Phi(q) = \begin{cases} \phi_{11}(q) - \phi_{21}(q) & p \in F_1 \\ \phi_{12}(q) - \phi_{22}(q) & p \in F_2 \\ \phi_{13}(q) & p \in F_3 \end{cases} \quad \text{式 2.3.19}$$

ここで、基本解の2階微分は下式となる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 G(p, q)}{\partial n_p \partial n_q} &= \frac{\partial^2}{\partial n_p \partial n_q} \frac{\exp(ikr)}{4\pi r} = \frac{\exp(ikr)}{4\pi r^3} [(1-ikr)\cos(n_q, n_p) \\ &+ \{3(ikr-1) + k^2 r^2\} \cos(r, n_q) \cos(r, n_p)] \end{aligned} \quad \text{式 2.3.20}$$

また、空間内任意点の速度ポテンシャルは、式 2.3.15 より式 2.3.18 の解 $\overline{\Phi(q)}$ を用いて、式 2.3.21 から求めることができる。

$$\iint_F \left[\overline{\Phi(q)} \frac{\partial G(P, q)}{\partial n_q} \right] ds = \phi(P) \quad (P \in \Omega) \quad \text{式 2.3.21}$$

なお、仮に振動板が呼吸的に振動する場合、表面・裏面が逆向きと同じ振動となることから、式 2.3.21 に示す境界値および $\phi_1(q) = \phi_2(q)$ より、式 2.3.15 は式 2.3.23 となる。

$$\frac{\partial \phi_1}{\partial n} = -v, \quad \frac{\partial \phi_2}{\partial n} = v \quad (p \in F) \quad \text{式 2.3.22}$$

$$\phi(P) = \iint_F \left(v \frac{e^{ikr}}{4\pi r} \right) ds \quad (p \in \Omega) \quad \text{式 2.3.23}$$

2.3.5 特異点の処理

式 2.3.20 の積分は $\frac{1}{r^3}$ を含むことから非常に特異性が強くなり、 $p=q$ となる点では特別な処理が必要である。この処理については寺井³³⁾が 3 次元における特異積分の評価を行っており、本解析においてもその方法を引用する。

図 2.3.3 に示すように、 p 点より法線上に ε 離れた点 P および要素上の点 q を考え、 $\overline{Pq}=r$ とすると、式 2.3.19 の $\cos(r, n_q) = \cos(r, n_p) = -\frac{\varepsilon}{r}$ 、 $\cos(n_q, n_p) = 1$ と表せ、式 2.3.18 の左辺は以下のように書くことができる。ここで、速度ポテンシャル ϕ は要素内で一定とする。

$$\iint \Phi(q) \frac{\partial^2 G(p, q)}{\partial n_p \partial n_q} ds = \frac{\Phi(p)}{4\pi} \int_0^{2\pi} d\theta \int_\varepsilon^{R(\theta)} \frac{\exp(ikr)}{r^3} \times \left[(1-ikr) + 3(ikr-1) + k^2 r^2 \left(\frac{\varepsilon}{r} \right)^2 \right] r dr \quad \text{式 2.3.24}$$

ここで、 $\varepsilon \rightarrow 0$ の極限をとれば、式 2.3.24 に示す要素縁辺に沿った線積分で評価できる。なお、 $R(\theta)$ は要素縁までの距離である。

$$\lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \iint \Phi(q) \frac{\partial^2 G(p, q)}{\partial n_p \partial n_q} ds = \Phi(p) \left\{ - \oint \frac{\exp\{ikR(\theta)\}}{4\pi R(\theta)} d\theta + \frac{ik}{2} \right\} \quad \text{式 2.3.25}$$

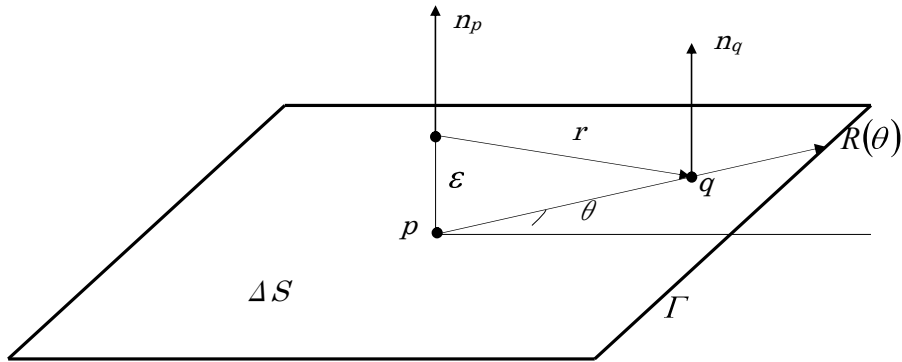


図 2.3.3 Geometry in three dimensions near a singular point

2.3.6 境界積分方程式の離散化

境界積分方程式を M 個の平面一定要素に分割し、要素上の積分を要素中心のポテンシャルおよびその微分と要素面積の積で近似して数値的に計算する。式 2.3.18 を離散化したマトリクス形式で書くと下式となる。

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{21} & \cdots & a_{2M} \\ a_{12} & a_{22} & \cdots & a_{1M} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{M1} & a_{M2} & \cdots & a_{MM} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Phi(p_1) \\ \Phi(p_2) \\ \vdots \\ \Phi(p_M) \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} V(p_1) \\ V(p_2) \\ \vdots \\ V(p_M) \end{Bmatrix} \quad \text{式 2.3.26}$$

$$a_{pq} = \begin{cases} \frac{\exp(ikr)}{4\pi r^3} [(1-ikr)\cos(n_q, n_p) + \{3(ikr-1) + k^2 r^2\}\cos(r, n_q)\cos(r, n_p)] \cdot \Delta s_q & (p \neq q) \\ - \oint \frac{\exp\{ikR(\theta)\}}{4\pi R(\theta)} d\theta + \frac{ik}{2} & (p = q) \end{cases} \quad \text{式 2.3.27}$$

また、空間内の速度ポテンシャルは式 2.3.20 より下式となる。

$$\{b_1 \quad b_2 \quad \cdots \quad b_M\} \begin{Bmatrix} \overline{\Phi(p_1)} \\ \overline{\Phi(p_2)} \\ \vdots \\ \overline{\Phi(p_M)} \end{Bmatrix} = \phi_i(P) \quad \text{式 2.3.28}$$

$$b_q = \frac{\partial G(P, q)}{\partial n_q} = \frac{1}{4\pi r} \left(-\frac{1}{r} + ik \right) \exp(ikr) \cos(r, n_q) \quad \text{式 2.3.29}$$

2.4. 結言

本章では、本研究の振動使用性評価に用いる橋梁交通振動のシミュレーション解析手法および低周波音の理論解析手法として、これまで桁橋を中心に実際の橋梁振動現象を精度よく再現できることが検証されている、3次元の車両-橋梁連成振動解析手法^{8)~14)}、および境界要素法による音場解析手法^{17)~22)}について提示した。

橋梁交通振動のシミュレーション解析では、橋梁を梁および板要素を用いた3次元モデル、車両を前輪1軸、後輪2軸を考慮した3次元8自由度系車両モデルを用いた場合の橋梁と車両の連成振動解析の定式化について示した。

境界要素法による音場解析では、橋梁交通振動応答より得られる速度応答を元に、周辺に放射される低周波音解析を行う。境界要素法は、音場解析など波動を理論的に取り扱うには有効な手段で、橋梁周辺の放射音場を任意形状物体による反射回折の影響を含む音場として統一的に扱うことのできる精度の高い解析手法である。

【参考文献】

- 1) 山田善一, 小堀為雄: 活荷重に対する道路橋の動的応答—衝撃係数—に関する考察, 土木学会論文集, 第 148 号, pp.40-50, 1967.12.
- 2) 成田信之, 桂樹正隆, 江本 勝: 路面凹凸を考慮した橋梁の衝撃係数, 土木技術資料, Vol.20, No.3, pp.27-32, 1978.3.
- 3) 小松定夫, 川谷充郎: 斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究, 土木学会論文報告集, No.275, pp.13-28, 1978.7.
- 4) 本田秀行, 小堀為雄, 山田善一: 多径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数に関する考察, 土木学会論文報告集, 第 331 号, pp.65-73, 1983.3.
- 5) 岡林隆敏, 山口実浩: 連行車両による道路橋の二乗平均応答解析, 土木学会論文報告集, 第 334 号, pp.1-11, 1983.6.
- 6) 川谷充郎, 嶋田玲志: 桁橋の自動車走行による不規則振動と衝撃係数, 土木学会論文集, 第 398 号/I-10, pp.303-309, 1988.10.
- 7) 川谷充郎: コンクリート道路橋の衝撃係数, 第 2 回橋梁振動に関するコロキウム論文報告集, pp.97-102, 1989.8.
- 8) 川谷充郎, 小林義和, 高森和恵: 曲げとねじりを考慮した単純桁橋の走行荷重による非定常連成不規則振動解析, 土木学会論文集, No.570/I-40, pp.231-238, 1997.7.
- 9) 川谷充郎, 山田靖則, 嶽下裕一: 三次元車両モデルによる桁橋の動的応答解析, 土木学会論文集, No.584/I-42, pp.79-86, 1998.1.
- 10) 川谷充郎, 山田靖則, 金 哲佑, 川木秀昭: 道路橋交通振動の三次元解析による床版応答の評価, 構造工学論文集, No.44A, pp.827-834, 1998.3.
- 11) M. Kawatani, C.W. Kim and N. Kawada: Three-Dimensional Finite Element Analysis for Traffic-Induced Vibration of a Two-Girder Steel Bridge with Elastomeric Bearings, Transportation Research Record; Journal of the Transportation Research Board, CD11-S, pp.225-233, 2005 (6th International Bridge Engineering Conference, Boston, USA, July 17- 20, 2005).
- 12) M.Kawatani, N.Kawada and T.Kamizono : dynamic response analysis of simple girder with very short span length moving vehicle, Proc. of the 6th Japan-Korea Joint Seminar on Steel Bridges(JSSB-JK6), pp.109-114, Aug. 2-3, Tokyo, Japan, 2001.
- 13) 川谷充郎, 河田直樹, 神菌卓海: 超短支間桁の走行自動車による動的応答解析, 土木学会 橋梁振動コロキウム'01 論文集, pp.87-90, 2001.10.
- 14) Chul-Woo Kim, Mitsuo Kawatani, Naoki Kawada and Tomoki Sakata: Effect of vehicle model and initial condition on traffic-induced vibration of short-span girder bridges, Construction and Maintenance, pp.313-322(CD-ROM), Kuala Lumpur, Malaysia, 10-11 October 2005.
- 15) 白木万博: 騒音防止設計とシミュレーション, ISS 産業科学システムズ, 応用技術出版, 1991.

- 16) 例えば 小林昭一：波動解析と境界要素法，京都大学学術出版会，2000.2.
- 17) Kawatani, M., Kim, C.W. and Nishitani, K.: Assessment of traffic-induced low frequency sound radiated from a viaduct by field experiment, *Interaction and Multiscale Mechanics* Vol.3, No.4, pp.373-387, 2010.
- 18) M. Kawatani, C.W. Kim, K. Nishitani, N. Kawada, Low frequency sound due to vibrations of a bridge under normal traffic, in: G. De Roeck, G. Degrande, G. Lombaert, G. Muller (eds.), *Proc. 8th Int. Conf. on Structural Dynamics (EURODYN2011)*, 2011, pp. 754-761.
- 19) M. Kawatani, C.W. Kim, N. Kawada and S. Koga, Assessment of traffic-induced low frequency noise radiated from steel box girder bridge, *Steel Structures* 8 (2008) 305-314.
- 20) 川谷充郎，河田直樹，十名正和，金 哲佑：道路橋の交通振動により放射される低周波音の理論解析とそれに起因する低周波音，*橋梁振動コロキウム'03 論文集*，pp.311-318,2003.9.
- 21) 河田直樹，川谷充郎，金 哲佑，十名正和：道路橋交通振動に起因する低周波音の理論解析，*土木学会論文集 No.794/I-72*，pp.203-212, 2005.7
- 22) 河田直樹，川谷充郎：境界要素法による道路橋交通振動に起因する低周波音の理論解析，*土木学会論文集 A*，Vol.62，No.3，pp.702-712, 2006.9.
- 23) 小堀為雄，久保雅邦：弾性節点・弾性支点を有する連続桁橋の汎用的な動的解析法，*土木学会論文集*，No.356/I-3，pp.395-403, 1985.4.
- 24) Agabain, M.E. : The Effect of Various Damping Assumptions on the Dynamic Response of Structure, *Bulletin of International Institute of Seismology and Earthquake Engineering*, Vol.8, pp217~236, 1971.
- 25) R.D.Cikawski, C.A.Brebbia : *Boundary Element Methods in Acoustics*, 1991.
- 26) C.A.Brebbia, I.Dominguez: *詳細境界要素法*，1993.1.
- 27) LC.Wrobel : *THE BOUNDARY ELEMENT METHOD VOLUME I Application in thermo- Fluida and Acoustics*
- 28) Y.Kawai and T.Terai: The application of integral equation methods to the calculation of sound attenuation by barriers : *Applied Acoustics*, Vol.31, pp.101-117, 1990.
- 29) 河井康人：境界要素法による音場解析，*関西大学工業技術研究所技術報告*，第 101 号，pp.25~33, 1999.12.
- 30) A.Somme@d: *Die Greensce Funktion der Schwin-gungsgleichung*, J.-Ber. Deutsch Math.-Verein, 21, pp.309-353, 1912.
- 31) 長田晃一：境界積分方程式による放射音場の計算について（道路橋からの低周波放射音の計算例），*(社) 日本音響学会騒音研究会資料 N84-12-4*，1984.12.
- 32) 長田晃一：道路橋からの低周波放射，*日本音響学会・日本建築学会環境工学委員会・音環境小委員会*，*建築音響研究委員会資料 AA87-05*，1987.2.
- 33) 寺井俊夫：音場予測のための積分方程式入門，*日本音響学会建築音響研究委員会資料研究会資料*，1987.2.

第3章 道路橋における低周波音理論解析

3.1. はじめに

近年、橋梁の交通振動に伴い放射される低周波音は、環境問題の一つとして高い関心が寄せられている。一般に道路環境における騒音問題として、車両のエンジン音やタイヤ転動音が認知されているが、低周波音は、橋梁上を車両が通行する際に、橋梁上部構造から空気振動として放射され、周波数が低いその特性から、建具が振動する等の物理的影響や、圧迫感や頭痛・吐き気をもたらされる心理的・生理的影響等の様々な問題を引き起こす^{1),2)}。橋梁交通振動による低周波音は、橋梁に車両が進入する衝撃により橋梁構造から発生するジョイント音および車両の走行により生じる桁のたわみ振動に伴うスパン音があり、これらに対して数値解析による評価が試みられている^{3)~6)}。これまでも川谷・金^{7)~16)}らは、実道路橋を対象に車両が走行する際の振動応答を連成振動解析により再現し、その結果から境界要素法による音場解析により実測結果に近い音圧レベルが推測できることを確認している。

一方で、低周波音は20Hz以下の人間の非可聴域の周波数を含むため¹⁷⁾、一般的な騒音の“うるささ”のみでなく、個人差のある心理的・生理的影響が大きく関連し定量的に評価し規制することが困難であること、加えて、未だ統一的な評価手法や規定値が定められていないこともあり、対策が遅れているのが実状である。このため、現段階では事例毎に測定・解析・対策を繰り返し、その事例の積み重ねから判断していく必要がある。車両の大型化や重車両交通量の増加および桁橋の単純化、軽量化等の影響により、橋梁振動に起因する低周波音が発生する機会が多くなってきていることを踏まえ、本研究では、様々な条件を有する橋梁に対して、路面状況や車両条件の違いが低周波音の放射特性に及ぼす影響を検討する。

3.2. 鋼箱桁橋における低周波音の評価

3.2.1 はじめに

本節では、主桁および床版の鉛直振動影響に加え、面外方向の剛性が低いことによる主桁のねじり等の面外振動の影響を受けやすい構造として合理化された鋼細幅箱桁橋に着目し、路面状況や車両条件が低周波音の放射特性に及ぼす影響を検討する。

3.2.2 解析モデル

(1) 対象橋梁

対象橋梁の側面図を図 3.2.1 に、受音点となる家屋を含む横断面図を図 3.2.2 に示す。対象橋梁は、橋長 352m、側径間長 56m、中央径間長 60m の鋼 6 径間連続細幅箱桁橋である。道路条件としては、設計速度 80km/h、上下線 2 車線対面通行の幅員 12.0m である。径間長は、中央径間長 60m に対して 48m(=60m/1.25)程度の側径間長とすることが構造的なバランスがよいとされるが、本橋は側径間長が 56m と比較的長いことから、側径間でのたわみが生じやすい構造である。スパン音による低周波音問題が生じることが懸念される 1 径間目のスパン中央あたりに集落が存在している。そのうち最も橋に近接する家屋を受音点と仮定する。受音点は、図 3.2.2 に示すとおり、地盤面から 1.5m、橋梁中心から横断方向に 15m の位置とする。

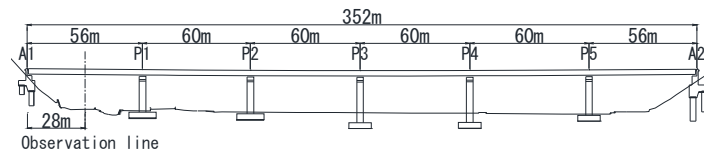


図 3.2.1 橋梁概要図

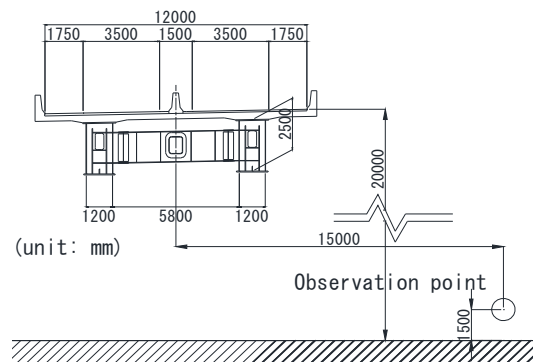


図 3.2.2 受音点を含む橋梁横断面図(A1 橋台から 28m)

(2) 交通振動解析条件

図 3.2.3 に解析モデルを示す。解析手法は、3 次元の有限要素法とし、主桁・横桁・壁高欄等の上部構造を構成する部材を 1 節点 6 自由度の梁要素で、床版は主桁剛性を考慮してモデル化する。支承はゴム支承として線形ばねでモデル化し、二重節点として橋台および橋脚天端に付加する。表 3.2.1 に解析に用いた支承ばね定数を示す。なお、本解析では主に上部構造の振動特性に起因した音に着目するため、下部構造について影響を考えないものとし、地盤ばねなどの詳細なモデル化は行わないこととする。

交通振動解析で用いる車両モデルを図 3.2.4 に、車両諸元を表 3.2.2 に示す。車両モデルは、前軸 1 軸、後軸 2 軸を考慮した 8 自由度系モデルで定式化¹³⁾したものであり、左右輪位置での横断勾配差や路面凹凸の差に伴う車両の 3 次元挙動を考慮し、前後・左右の車輪接地力を評価できる立体モデルとする。表中に示す車両条件は、実際に使用されている 20t ダンプの自由振動測定結果を踏まえて設定した。また、図 3.2.5 に解析に考慮した路面凹凸の PSD 曲線と ISO 評価基準¹⁸⁾を示す。今回対象とする橋梁の路面性状は明らかではないことから、名神高速道路の RC 床版を有する橋梁や阪神高速道路の実測データ¹⁹⁾を踏まえて、完成直後を想定したパラメータ($\alpha = 0.001(\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c}))$, $\beta = 0.05(\text{c}/\text{m})$, $n = 2.00$) を基本ケースとしてモンテカルロシミュレーションにより路面凹凸データを作成した。なお、ここに示す α は路面の平坦性を表す平滑度パラメータ、 β は路面周波数の小さい領域を実測密度に合わせるためのパラメータ、 n は周波数によるパワー分布を示す指標である。

走行車両は 1 台、車両走行速度は 80km/h を基本ケースとし、助走距離 10m を加えた 362m を左車線中央で走行させる。走行方向は、対象とする受音点位置を考えると、A2 側から走行させるほうが対象スパンに進入するまでの振動が累積することで低周波音の影響を大きく受ける可能性があるが、本研究では車両が橋梁進入時の段差の影響度を検討することもあり、A1 側から A2 に向けて走行させることとした。解析時間は 25s、積分時間間隔は 0.005s である。また、減衰はレイリー減衰を考慮し、橋梁の減衰定数は類似橋の既往実測実績²⁰⁾を踏まえて 0.02 としている。なお、橋桁の振動振幅がそれほど大きくない通常の走行車両による荷重条件の範囲において、構造減衰は振動次数に対して一定とみなして問題ないと考えられており²¹⁾、本解析においても一定としている。

節点分割について、横断方向は主桁の軸中心と幅員外縁に節点を設けた 3 分割、縦断方向は主に低周波の主桁のたわみ振動による影響に着目し、周波数 25Hz 程度までを表現できるよう 3m 間隔とする。このため、以降に示す解析結果では、周波数 25Hz を超える領域を検討の対象外とする。

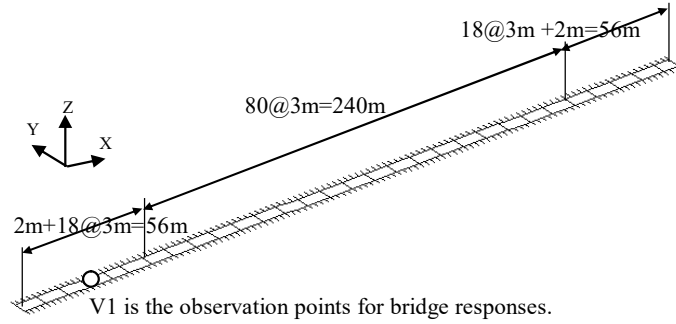


図 3.2.3 交通振動解析モデル図

表 3.2.1 支承ばね定数

k_x, k_y (kN/m)	2.63E+4
k_z (kN/m)	1.00E+8
θ_x (kN.m/rad)	1.00E+8
θ_y, θ_z (kN.m/rad)	0.00E+0

表 3.2.2 車両重量およびばね定数

Total weight (kN)	196.0
Axle weight(kN)	Front: 49.0, Rear: 147.9
Damping ratio	Front: 0.66 , Rear: 0.33
Natural frequency(Hz)	Suspension at front (bounce) ; 1.9, Suspension at Rear (bounce) ; 3.5 Tyre (bounce) ; 10~20
Damping coefficient of vehicle (kN .s/m)	suspension at front axle ; 11.76, suspension at rear axle ; 27.83 tyre at front axle ; 7.25, at rear axle ; 2 9.20
Spring constant of vehicle (kN /m)	suspension at front axle ; 668.36, suspension at rear axle ; 5328.3 tyre at front axle ; 2518.6, tyre at rear axle ; 10071.5

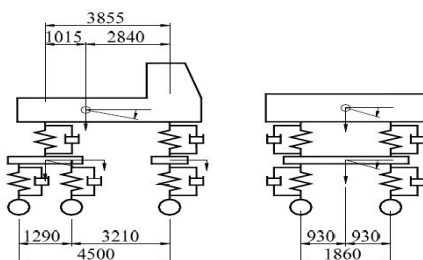


図 3.2.4 車両モデル図

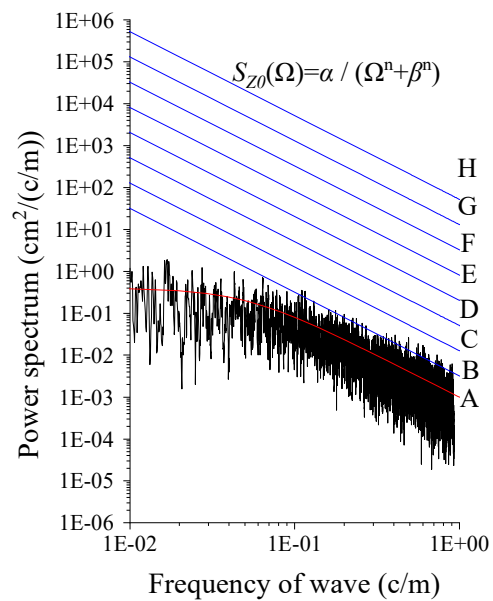


図 3.2.5 路面凹凸の PSD

(3) 低周波音解析条件

解析手法およびモデル化手法は、境界要素法に基づいた理論解析検証によりこれまで構築されてきた手法^{11)~16)}を用いる。図 3.2.6 に橋梁の境界要素モデルを示す。入力データは、交通振動解析で得た住宅地が近接する 1 径間目の各節点の速度応答を粒子速度とみなし、フーリエ変換した速度フーリエ振幅スペクトルを使用する。なお、速度フーリエ振幅スペクトルは、音源として境界要素モデルの床版要素の中央に配置し、各要素境界における速度応答は床版要素の中央の値を線形補間して求める¹³⁾。この際、床版と主桁は上下面一体振動するものとし、床版表面の空気粒子速度は床版振動速度と同じ条件で解析する。腹板は反射面として扱い、下フランジ面の音源は床版面の速度フーリエ振幅スペクトルの値を用いることとする。そのため、今回の解析では、主桁の局所的な振動による放射音は扱えないが、橋梁上を車両が通過する際の 25 Hz までのジョイント音とスパン音の振動特性を把握できると考えられる。また、地表面は縦横断方向にフラットな面を想定し、鏡像法により全反射すると仮定する^{11)~16)}。

(4) 解析ケース

表 3.2.3 に解析ケースを示す。本研究では、路面状況や車両条件の違いによる影響を検討することを目的として、車両台数・車両速度・路面凹凸パラメータ α 、起点側伸縮部の段差の有無をパラメータとする。路面凹凸パラメータ α は、前述のとおり路面の平坦性を表すパラメータであるが、新設路面を想定した Class A の $\alpha=0.001\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c})$ を標準とし、路面凹凸の振幅が大きい条件として α を 4 倍した $\alpha=0.004\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c})$ の 2 パターンとする。また、起点側の A1 橋台伸縮装置部に段差がある場合とない場合を想定し、段差がある場合は段差幅 300mm、段差高 30mm と仮定する。車両速度は、80・60・40km/h の 3 パターンとし、車両台数は 1 台および車頭間隔を橋体の静的なたわみモード形状を踏まえて 120m とした 3 台連行の 2 パターンとする。

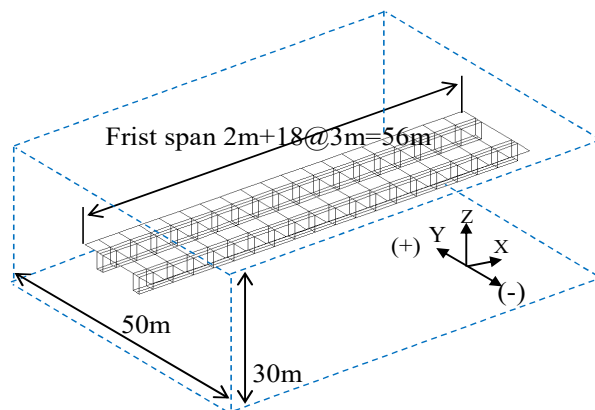


図 3.2.6 低周波音解析における BEM モデル

表 3.2.3 解析ケース

CaseNo.	車両台数	車両速度 km/h	路面凹凸パラメータ $\alpha(\text{cm}^2/(\text{m}/\text{e}))$	段差の有無
Case1	1台	80	$\alpha = 0.001$	—
Case2			$\alpha = 0.001$	有
Case3			$\alpha = 0.004$	—
Case4	1台	60	$\alpha = 0.001$	—
Case5			$\alpha = 0.001$	有
Case6			$\alpha = 0.004$	—
Case7	1台	40	$\alpha = 0.001$	—
Case8			$\alpha = 0.001$	有
Case9			$\alpha = 0.004$	—
Case10	3台	80	$\alpha = 0.001$	—

3.2.3 交通振動解析および低周波音解析結果

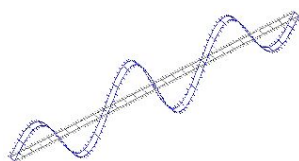
(1) 固有値解析

表 3.2.4 に 10 次までの固有振動数を示す。また代表的なモード形状を図 3.2.7 に示す。なお、固有値解析は QR 法を用いている。本橋は、固有振動数 1.4Hz 付近において各径間で半波の変形モードとなり、5.6Hz 付近で 1 波の変形モード、7.2Hz 付近でねじりモードが表れている。

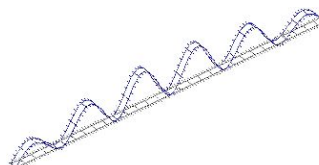
表 3.2.4 固有振動数

Mode	Frequency(Hz)	Mode	Frequency(Hz)
1 st	1.41	6 th	2.39
2 nd	1.57	7 th	2.62
3 rd	1.87	8 th	2.64
4 th	2.24	9 th	2.91
5 th	2.26	10 th	2.96

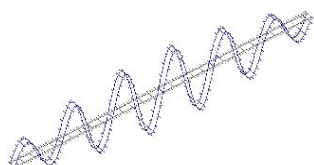
1st mode: 1.41Hz



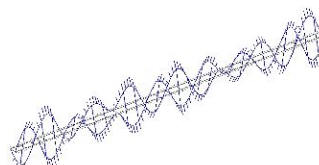
10th mode: 2.96Hz



13th mode: 5.60Hz



21st mode: 7.21Hz



50th mode: 22.5Hz

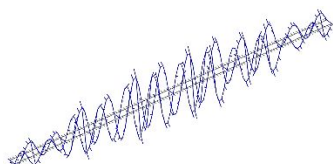


図 3.2.7 固有モード形状

(2) 車両速度と路面凹凸振幅の違いによる影響検討

車両速度と路面凹凸の違いに着目し、表 3.2.3 に示す case1,3,4,6,7,9 の交通振動解析結果について考察する。図 3.2.8 および図 3.2.9 に、受音点となる家屋に最も影響を与えると考えられる着目節点 V1(図 3.2.3 参照)における走行速度 80km/h の加速度応答および加速度応答のフーリエ振幅結果(case1, case3)を示す。加速度応答を見ると、車両が着目点を有する 1 径間に進入し、着目点を通過する 1.5s 付近で最大値を示していることが分かる。加速度応答のフーリエ振幅スペクトルを見ると、卓越部分として 1~3Hz 付近は車両前軸ばね上振動、3.5~4.0Hz 付近では車両後軸のばね上振動、10~20Hz 付近では車両ばね下振動の影響と考えられる。主桁の 1 次の曲げモードによる固有振動数は 1.4Hz で車両の固有振動数とは一致しないこともあり、橋桁の 1 次モ

ードによる振幅は小さい。また、case1 と case3 を比較すると路面凹凸の振幅が大きい case3 のほうが全体的に大きな応答値を示す。これは図 3.2.10 に示す鉛直変位も同様であり、路面凹凸の振幅が大きいことで、動的変位振幅が大きくなっている。

図 3.2.11 に受音点における 1/3 オクターブバンド分析の G 特性補正ありの低周波音解析結果を示す。低周波音解析は、車両が A2 を通過して橋梁を抜けるまでの全時間における速度応答を用いて音圧レベルを求める。図中には、低周波音による影響評価の目安²²⁾を示す。これは、低周波音に対する物的苦情および心身に係る苦情に基づき整理されたものであり、領域 I に含まれる場合は無害、領域 II では生理的苦痛、領域 III では物理的苦痛、領域 IV では生理的、物理的苦痛の両方を伴うことを表している。図より、速度 80km/h の両ケースや路面凹凸の振幅が大きいケースにおいて 3Hz 付近や 20Hz 付近で領域 III 或は IV となっていることが確認できる。路面条件が悪いほど、音源となる橋梁の応答値が大きくなるため、結果として受音点での音圧レベルが高くなっている。

図 3.2.12 に幅員断面における 1/3 オクターブ分析結果として、音圧レベルが卓越する周波数 3.15Hz および 20Hz での結果を示す。なお、図中に示す「★」は受音点(図 3.2.2 参照)を示し、縦軸 Z=0m の面が地盤面となる。図より、橋桁を中心として音が広がる様子が確認できるが、周波数 20Hz では、波長(音速 340(m/s)/20(Hz)/2=8.5m)と主桁-地盤面間距離との関係から、8.5m 間隔で主桁からの放射波と地盤面からの反射波が相互干渉し音圧が高くなり、その中間の高さにおいて打消し合いにより音圧が低くなっている。結果として、受音点付近では相互干渉の影響により音圧が高くなっている。一方、周波数 3.15Hz では、波長(53.9m)が長く地盤面からの反射の影響を受けないため、音源から離れるにつれて音圧は小さくなっている。図 3.2.12 に示した case1 および case3 の周波数 20Hz の音圧が卓越しているのは、この地盤面からの反射の影響であると言える。高い振動数領域は、波長が短いことから、音源となる主桁と反射面との位置関係に応じて反射の影響を大きく受ける場合があることがわかる。このように、音の波長が振動面に対して長くなる場合は、空気粒子が側方に逃げ有効な音圧の反射とはならないが、波長が短い場合は有効に音として反射され、主桁-地盤面間距離によってはより高い音圧となる可能性があることがわかった。地表面等の音の遮蔽物からの反射影響を再現できなければ音圧を適切に評価できないといえる。なお、図 3.2.11 より case4 以降のケースでは、音源となる橋桁の応答が case1~3 と比べて相対的に小さいことから、周波数 20Hz の音圧は case1 や case3 ほど卓越していない。いずれの周波数においても、路面凹凸の振幅が大きい case3 のほうが音圧は高いことが確認できる。

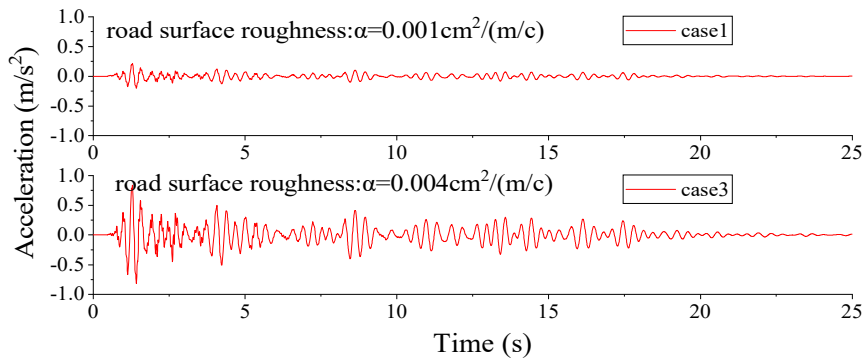


図 3.2.8 応答加速度時刻歴(V1 節点)

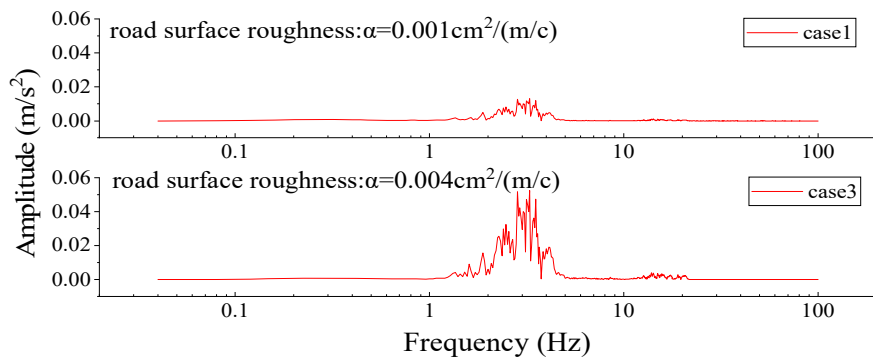


図 3.2.9 加速度応答のフーリエ振幅(V1 節点)

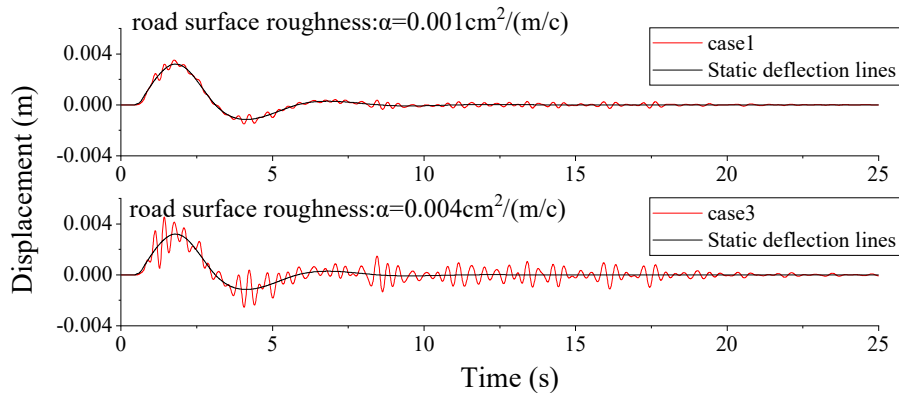


図 3.2.10 応答鉛直変位時刻歴(V1 節点)

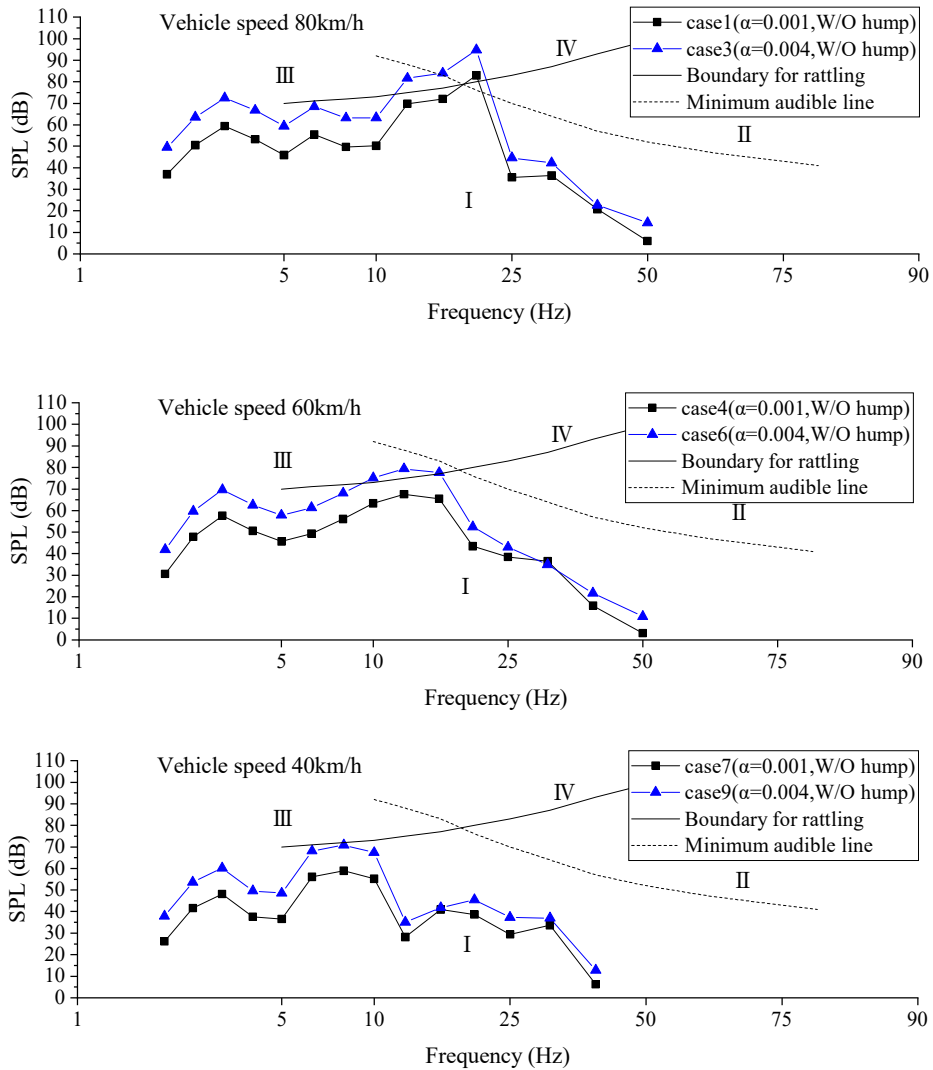


図 3.2.11 受音点における 1/3 オクターブバンド分析結果

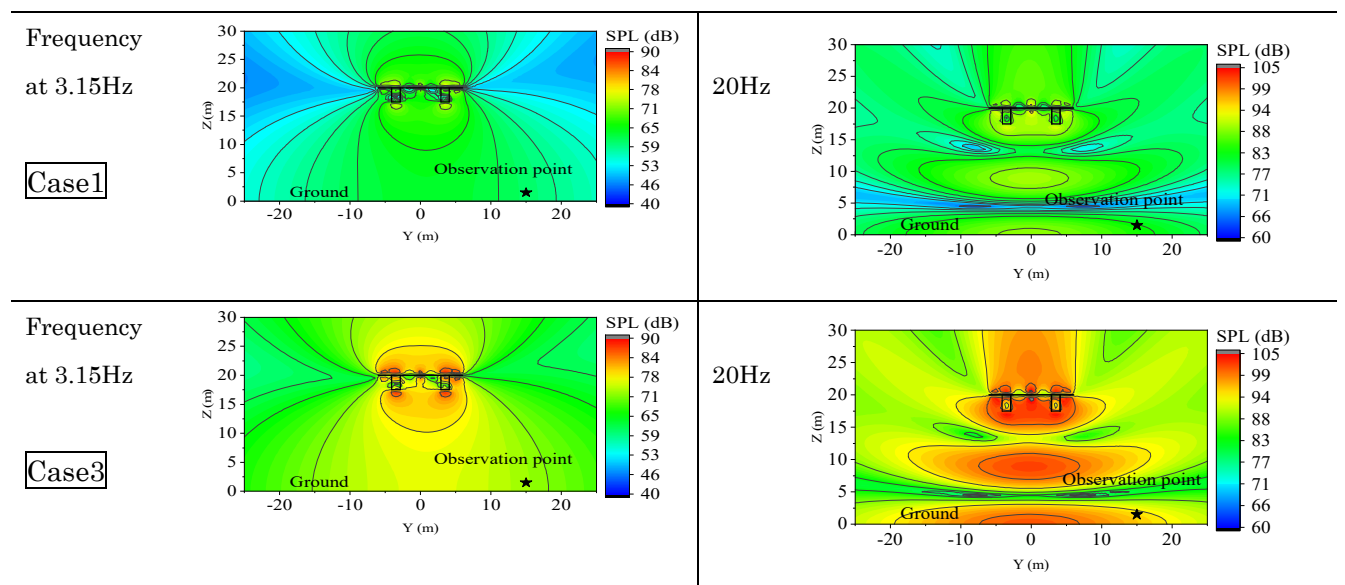


図 3.2.12 幅員断面における 1/3 オクターブ分析結果

(3) 路面段差の有無の影響検討

車両速度と路面段差の有無の違いに着目し、表 3.2.3 に示す case1,2,4,5,7,8 の交通振動解析結果について考察する。図 3.2.13 および図 3.2.14 に、節点 V1 における case1 と case2 の加速度応答および加速度応答のフーリエ振幅結果を重ねて示す。また、図 3.2.15 には鉛直変位の時刻歴を示す。いずれも車両が 1 径間目を通過する 3s までの間は段差の影響を受けて応答値が大きくなっている。図 3.2.16 には、車両が 1 径間目から 2 径間目までを通過したときの応答鉛直変位を各走行速度別に段差の有無を対比して示す。段差がある場合とない場合の動的成分を比べると、車両速度 40km/h のケースは 1 径間目の中央あたりまで違いがみられるが、車両速度 80km/h のケースは 2 径間目に進入した直後くらいまで違いがあることがわかる。これは、段差がある場合、段差通過時に生じる大きな車両の接地力が減衰するのに 5 秒程度要していると言える。

図 3.2.17 に、走行速度 80km/h における受音点の 1/3 オクターブバンド分析の低周波音解析結果を段差の有無を対比して示す。また、図 3.2.18 には段差がある場合の結果を走行速度別に示す。図 3.2.17 より、段差がある case2 のほうが全体的に音圧レベルは高くなっていることがわかる。特に、車両のバウンス振動と主桁のたわみモード(図 3.2.7 の 13th mode)の影響を受け周波数 3Hz ~5Hz 間が、また、当該構造が横断方向に剛性が小さい鋼細幅箱桁であり、段差に伴う車両の偏心荷重が局所的に床版に作用することで、ねじり 2 次(22.5Hz)モードと車両ばね下振動(10~20Hz)の影響を受けて周波数 20Hz 以降の音圧が高くなっている。これは、走行速度によらず概ね同等の傾向を示している。

図 3.2.19 には、幅員断面の結果として、段差の有無の違いが最も大きく表れた周波数 4Hz における段差ありの結果を走行速度別に示す。周波数 4Hz では波長が長く(音速 $340(\text{m/s})/4(\text{Hz})/2=42.5\text{m}$) 主桁-地盤面間距離との関係から地盤面の反射の影響を受けないため、主桁に近いほど音圧レベルが高く受音点に向かって低下していることがわかる。走行速度が高いほど、主桁付近の音圧レベルが高く、受音点までに減衰しきれずに結果として受音点でも高い音圧レベルとなっている。

段差の有無が橋に及ぼす影響の範囲として、過去には段差の高さの差が範囲に与える影響よりもそもそもの段差自体の有無により大きく影響すること、また走行速度が速いほど影響範囲は遠くまで及ぶことが明らかになっている²³⁾。このため、比較的短スパンの橋においては橋全体に伸縮部の段差による衝撃影響を受けることに留意が必要であると言われる。今回の検討において、スパンが 50m 程度と長いため段差の有無が橋全体へ影響するほどではなかったが、走行速度が速いほどその影響範囲は長くなっており、既往の検証と同様の傾向を示す。伸縮部の段差は、床版の局所的な振動影響のみならず、橋全体のたわみに伴うスパン音にも大きく影響しており、結果として低振動数領域も含めて全体的に音圧が大きくなることが明らかとなった。

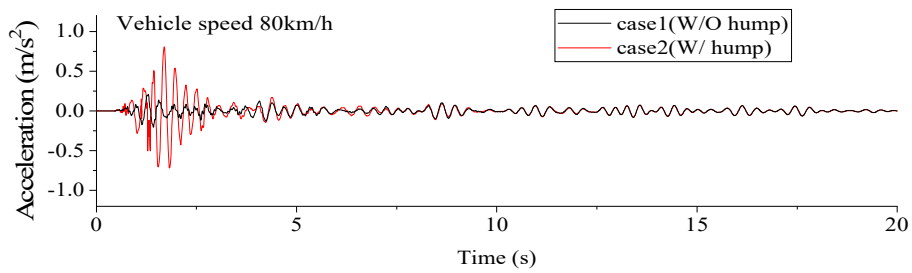


図 3.2.13 応答加速度時刻歴(V1 節点)

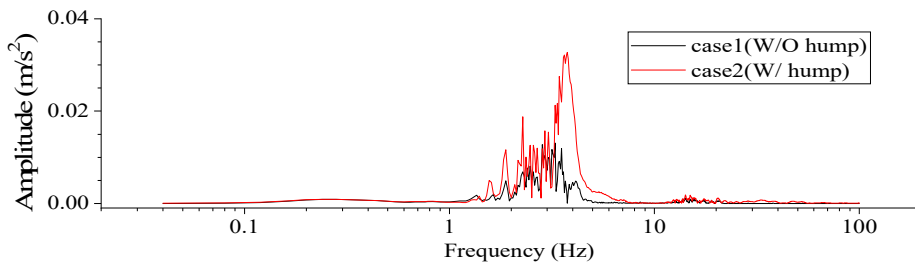


図 3.2.14 加速度応答のフーリエ振幅(V1 節点)

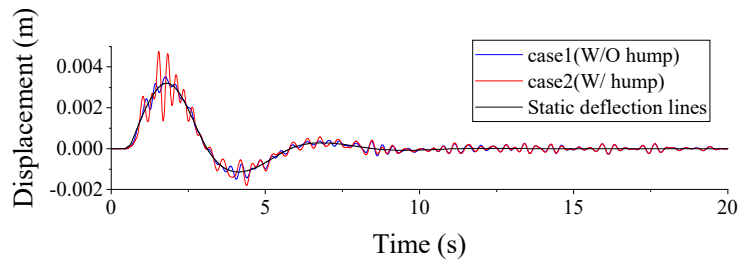


図 3.2.15 応答鉛直変位時刻歴(V1 節点)

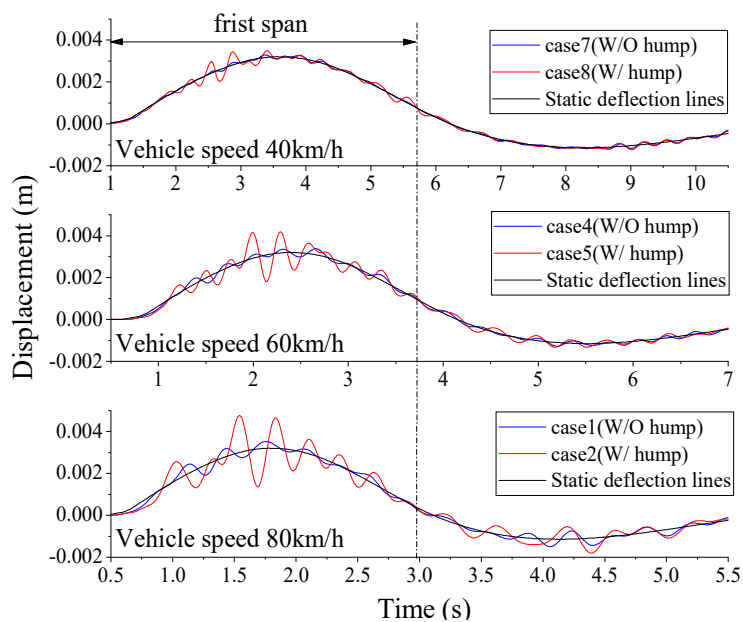


図 3.2.16 1~2 径間通過時の V1 点の応答鉛直変位時刻歴

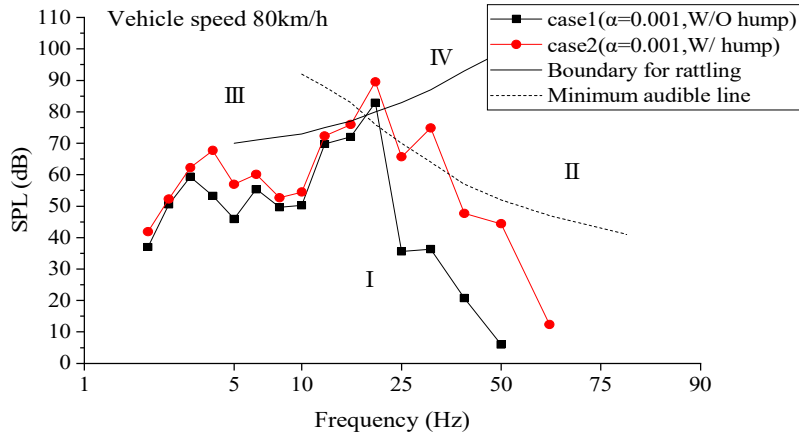


図 3.2.17 受音点における 1/3 オクターブバンド分析結果
(走行速度 80km/h における段差の有無の影響)

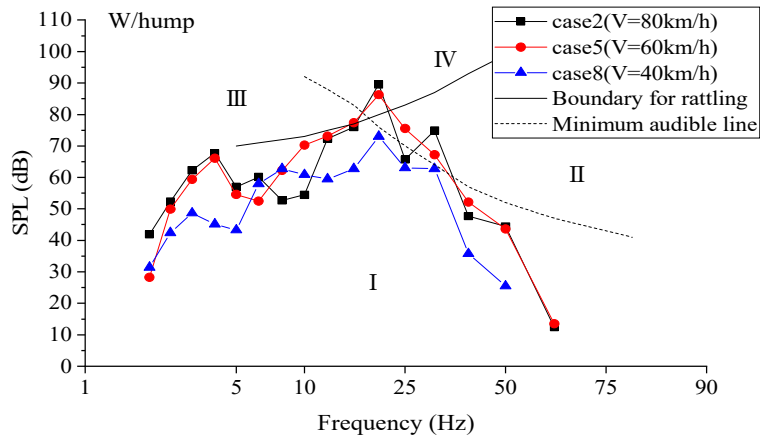


図 3.2.18 受音点における 1/3 オクターブバンド分析結果
(段差がある場合の走行速度の影響)

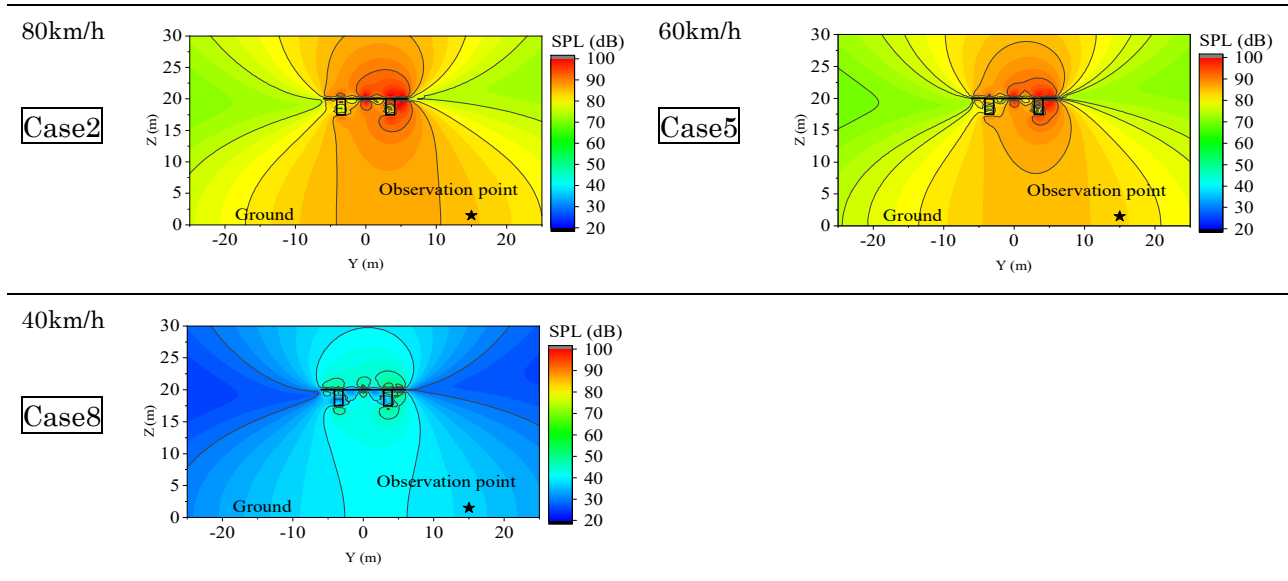


図 3.2.19 幅員断面における 1/3 オクターブ分析結果

(4) 車両台数の違いによる影響検討

車両台数の違いに着目し、表 3.2.3 に示す case1 と case10 の解析結果について考察する。共振車頭間隔は、理論上は 15m 程度(=走行速度 22.22(m/s)/1 次モードの振動数 1.41(Hz))となるが、80km/h の車両が 15m の車頭間隔で走行することは現実的ではないことから、橋体の静的なたわみモード形状を踏まえて、主桁の振動に最も影響を与えるよう 120m 間隔としている。図 3.2.20 および図 3.2.21 に、節点 V1 における加速度応答および加速度応答のフーリエ振幅結果を示す。加速度応答を見ると、複数台の走行に伴い 1 台目が 1 径間目を通過した後も 2 台目以降の車両が節点 V1 を通過するたびに最大値を示すことがわかる。これにより、case10 は橋体の卓越振動や車両振動の影響を受ける 1Hz~5Hz の間も含め全体的に加速度振幅が高くなっている。

図 3.2.22 に、受音点における 1/3 オクターブバンド分析結果を示す。複数台走行に伴い、全体的に case10 の音圧が 5dB~10dB 程度高くなっている。この音圧レベルの差は、前述した段差条件の違い(図 3.2.17)と同程度であるものの、図 3.2.17 は段差による局所的な影響を受けたものであるのに対して、図 3.2.22 は複数車両走行に伴う継続的な振動が累積したもので事象は異なる。

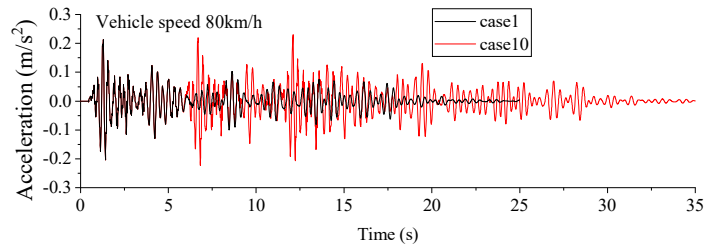


図 3.2.20 応答加速度時刻歴(V1 節点)

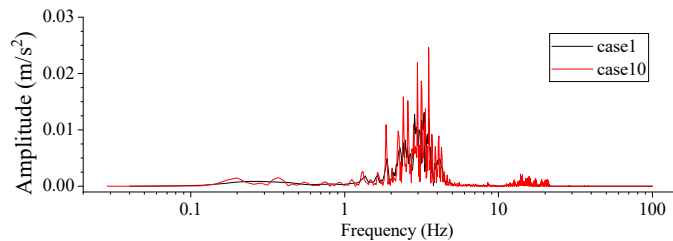


図 3.2.21 加速度応答のフーリエ振幅(V1 節点)

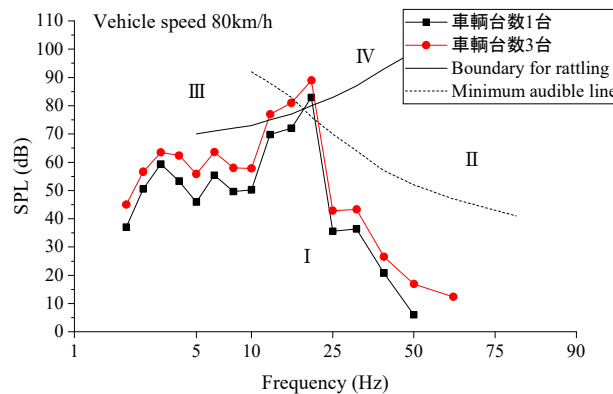


図 3.2.22 受音点における 1/3 オクターブバンド分析結果 (車両台数の影響)

3.3. PCT 桁橋における低周波音の評価

3.3.1 はじめに

本節では、合理化された鋼桁に比べると剛性が高いPC橋に着目し、前節に示した鋼橋と同じ観点で、路面状況や車両条件が低周波音の放射特性に及ぼす影響を検討する。また、併せて交通振動解析におけるモデル節点分割数の影響を検討する。

3.3.2 解析モデル

(1) 対象橋梁

対象橋梁の側面図を図 3.3.1 に、受音点となる家屋を含む横断面図を図 3.3.2 に示す。対象橋梁は、橋長 129.6m、側径間長 40.5m と 48.2m、中央径間長 40.9m の PC3 径連結ポステン T 桁橋である。本橋はランプ橋であり、道路条件としては設計速度 40km/h、一方向 1 車線の幅員 5.27m である。径間長は、P2-A2 間の径間長が 48.2m と長く側径間でわたわみが生じやすい構造である。スパン音による低周波音問題が生じることが懸念される 3 径間目のスパン中央あたりに集落が存在している。そのうち最も橋に近接する家屋を受音点と仮定する。受音点は、図 3.3.2 に示すとおり、地盤面から 1.5m、橋梁中心から横断方向に 7m の位置とする。

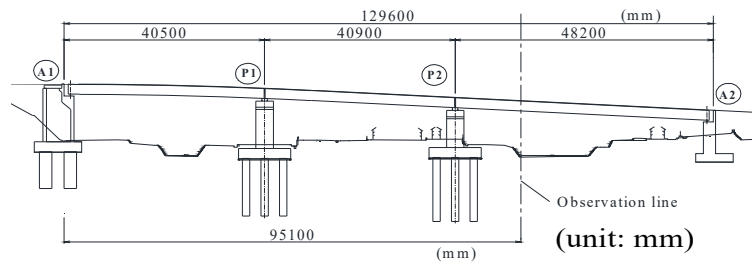


図 3.3.1 橋梁概要図

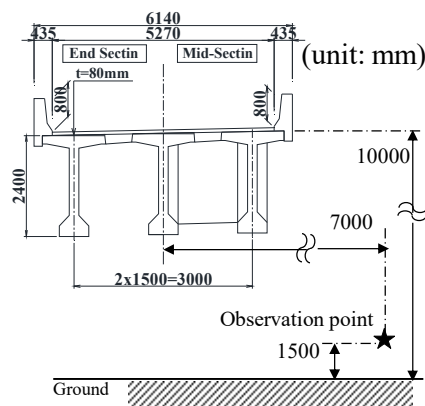


図 3.3.2 受音点を含む橋梁横断面図(A1 橋台から 95.1m)

(2) 交通振動解析条件

図 3.3.3 に解析モデルを示す。解析手法は、3 次元の有限要素法とし、主桁・横桁・壁高欄等の上部構造を構成する部材を 1 節点 6 自由度の梁要素で、床版は主桁剛性を考慮してモデル化する。支承はゴム支承として線形ばねでモデル化し、二重節点として橋台および橋脚天端に付加する。表 3.3.1 に解析に用いた支承ばね定数を示す。なお、本解析では主に上部構造の振動特性に起因した音に着目するため、下部構造について影響を考えないものとし、地盤ばねなどの詳細なモデル化は行わないこととする。

交通振動解析で用いる車両モデルは、前節と同じく前軸 1 軸、後軸 2 軸を考慮した 8 自由度系モデルで定式化¹³⁾した立体モデルとする。また、図 3.3.4 に解析に考慮した路面凹凸の PSD 曲線と ISO 評価基準¹⁸⁾を示す。前節と同じく名神高速道路の RC 床版を有する橋梁や阪神高速道路の実測データ¹⁹⁾を踏まえてパラメータを設定するが、本検討では路面凹凸振幅の違いによる影響を検討するために classA ($\alpha=0.001, 0.003(\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c}))$), $\beta=0.05(\text{c}/\text{m})$, $n=2.00$) および classB ($\alpha=0.006(\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c}))$), $\beta=0.05(\text{c}/\text{m})$, $n=2.00$) を対象としてモンテカルロシミュレーションにより路面凹凸データを作成した。なお、ここに示す α は路面の平坦性を表す平滑度パラメータ、 β は路面周波数の小さい領域を実測密度に合わせるためのパラメータ、 n は周波数によるパワー分布を示す指標である。

走行車両は 1 台、車両走行速度は 40km/h を基本ケースとし、助走距離 10m を加えた 139.6m を車線中央で走行させる。走行方向は、対象とする受音点位置を考え A1 側から A2 に向けて走行させることとした。解析時間は 25s、積分時間間隔は 0.005s である。また、減衰はレイリー減衰を考慮し、橋梁の減衰定数は 0.02 としている。節点分割について、横断方向は主桁の軸中心と幅員外縁に節点を設けた 3 分割、縦断方向は主に低周波の主桁のたわみ振動による影響に着目し、周波数 50Hz 程度までを表現できるよう 1m 間隔を基本とする。以降に示す解析結果では、周波数 50Hz を超える領域を検討の対象外とする。なお、本検討では、モデルの節点間隔の違いによる影響評価のために、節点間隔が 10 倍の 10m のモデルに対しても解析を実施する。

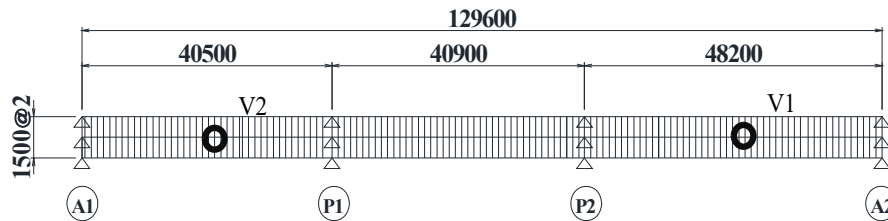


図 3.3.3 交通振動解析モデル図

表 3.3.1 支承ばね定数

	Prestressed concrete bridge	
	Abutment	Pier
$k_x(\text{kN}/\text{m})$	1.27E+4	2.55E+4
$k_y(\text{kN}/\text{m})$	1.27E+4	2.55E+4
$k_z(\text{kN}/\text{m})$	1.00E+8	1.00E+8
$\theta_x(\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad})$	1.00E+8	1.00E+8
$\theta_y(\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad})$	0.00E+0	0.00E+0
$\theta_z(\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad})$	0.00E+0	0.00E+0

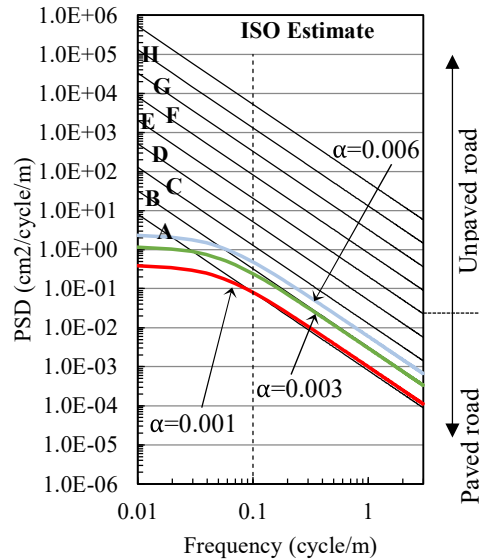


図 3.3.4 路面凹凸の PSD

(3) 低周波音解析条件

解析手法およびモデル化手法は、前節と同じく境界要素法に基づいた理論解析検証によりこれまで構築されてきた手法^{11)~16)}を用いる。図 3.3.5 に橋梁の境界要素モデルを示す。入力データは、交通振動解析で得た住宅地が近接する 3 径間目の各節点の速度応答を粒子速度とみなし、フーリエ変換した速度フーリエ振幅スペクトルを使用する。なお、速度フーリエ振幅スペクトルは、音源として境界要素モデルの床版要素の中央に配置し、各要素境界における速度応答は床版要素の中央の値を線形補間して求める¹³⁾。この際、床版と主桁は上下面一体振動するものとし、床版表面の空気粒子速度は床版振動速度と同じ条件で解析する。腹板は反射面として扱い、下フランジ面の音源は床版面の速度フーリエ振幅スペクトルの値を用いることとする。そのため、今回の解析では、主桁の局所的な振動による放射音は扱えないが、橋梁上を車両が通過する際の 50 Hz までのジョイント音とスパン音の振動特性を把握できると考えられる。また、地表面は縦横断方向にフラットな面を想定し、鏡像法により全反射すると仮定する^{11)~16)}。

(4) 解析ケース

表 3.3.2 に解析ケースを示す。本研究では、解析精度に大きく影響するものとしてモデル分割数の違いによる解析結果の差異を評価する。加えて、路面条件の違いによる影響を検討することを目的として、車両速度・路面凹凸パラメータ α 、起点側伸縮部の段差の有無をパラメータとする。(a)には、モデル分割数影響を検討するための解析ケースを示す。本橋に対して、5Hz 程度までの超低周波音を対象として約 10m 間隔で分割したモデル(以下、粗分割モデル)と 50Hz 程度までの低周波音を対象として約 1m 間隔で分割したモデル(以下、細分割モデル)の 2 ケースで解析を行う。また、(b)および(c)には、路面条件の違いによる影響を検討するための解析ケースを示す。路面凹凸パラメータ α は、前述のとおり路面の平坦性を表すパラメータであるが、前述に示したとおり、新設路面を想定した classA の $\alpha=0.001\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c})$ を標準とし、路面凹凸の振幅が大きい条件として α を 3 倍した $\alpha=0.003\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c})$ と classB 相当の $\alpha=0.006\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c})$ の 3 パターンとする。また、起点側の A1 橋台伸縮装置部に段差がある場合とない場合を想定し、段差がある場合

は段差幅 300mm, 段差高 30mm と仮定する. 車両速度は, 20・40・60km/h の 3 パターンとする. (d)は車両の積載状態の影響を確認するためのケースである. 車両台数は, 単独走行と 3 台連行の 2 ケースとし, このときの走行速度は 40km/h である. 共振車頭間隔は, 1 次モードの 2.10Hz より 30m($\cong n \cdot v \cdot T = 5 \cdot 11.11 \cdot (1/2.10)$)とした.

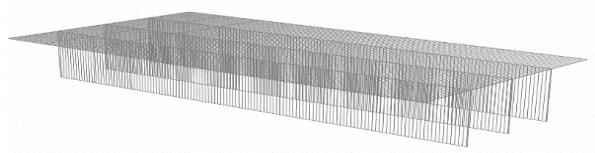


図 3.3.5 低周波音解析における BEM モデル

表 3.3.2 解析ケース

(a) モデル分割数影響

CASE.No	D-CASE1 Coarse mesh model	D-CASE2 Fine mesh model
Node spacing/ Number of nodes	10m / 45	1m / 411
Target area of low frequency sound	5Hz	50Hz

(b) 路面凹凸振幅影響(伸縮装置部の段差はなし)

Road surface roughness	Class:A-1	Class:A-2	Class:B
Vehicle speed 20km/h	R-20-1	R-20-2	R-20-3
Vehicle speed 40km/h	R-40-1	R-40-2	R-40-3
Vehicle speed 60km/h	R-60-1	R-60-2	R-60-3

(c) 伸縮装置部の段差影響(路面凹凸は classA-1)

Roadway conditions	W/O hump at EJ (classA-1)	W/ hump at EJ (classA-1)
Vehicle speed 10km/h	H-10-1	H-10-2
Vehicle speed 40km/h	H-40-1	H-40-2
Vehicle speed 80km/h	H-80-1	H-80-2

(d) 車両台数影響(伸縮装置部の段差はなし, 路面凹凸は classA-1)

Traffic scenario	V-CASE1:Single vehicle running	V-CASE2:Three vehicles running
Number of vehicles	1	3
Vehicle speed	40km/h	40km/h
Headway	—	30m

3.3.3 モデル分割数による影響検討

(1) 解析条件

音源となる橋梁モデルのメッシュサイズが低周波音の放射に与える影響を確認する。図 3.3.6 および図 3.3.7 に粗分割モデルの交通振動解析と BEM 解析モデルをそれぞれ示す。細分割モデルの D-CASE2 のモデルは 411 節点と 418 ビーム要素で構成（図 3.3.3, 図 3.3.5）しているのに対して、粗分割モデルの D-CASE1 の FE モデルは 45 節点と 52 ビーム要素で構成される。図中に示す V1 は橋梁応答の観測点である。

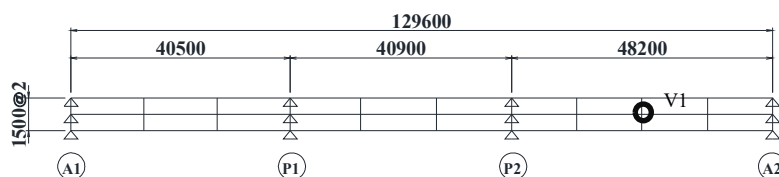


図 3.3.6 モデル分割を 10m とした場合の交通振動解析モデル図

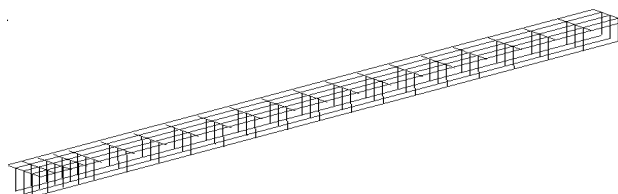


図 3.3.7 モデル分割を 10m とした場合の低周波音解析における BEM モデル

(2) 交通振動解析結果

図 3.3.8 に、固有値解析より得られる代表的な固有モード図を示す。固有値解析は QR 法を用いている。両ケースとも橋梁全体の面外曲げモードが 3 次モード (2.02Hz, 2.10Hz) に見られる。振動数は、車両のバウンス運動に似ており、低周波音の発生源の 1 つと予想される。D-CASE1 の 10 次モード (3.35 Hz) と D-CASE2 の 12 次モード (3.47 Hz) は、橋梁上部構造のねじりモードに対応する。固有振動数 20 Hz 付近では、D-CASE1 が 1 波の変形モードであるのに対し、D-CASE2 は 2 波の変形モードとなり、これらのモード形状の違いが橋梁の交通振動に影響を与えることに留意が必要である。

図 3.3.9 には、観測点 V1 での鉛直加速度応答を示す。両モデル間で最大加速度と RMS 値に大きな違いはない。図 3.3.9 に示す加速度応答のフーリエ スペクトルを図 3.3.10 に示す。2.0 Hz 付近の主な周波数は、上部構造の 1 次曲げモードの影響（図 3.3.8 を参照）であり、3Hz 付近では、車両後軸のバウンス運動 (3.2Hz) の影響と考える。D-CASE2 モデルの振幅スペクトルは、D-CASE1 モデルよりも D-CASE2 モデルのメッシュの方が細かいため、特に 20 Hz と 50 Hz の間で D-CASE1 よりも大きい。これらの支配的な周波数は、周波数帯域に関して SPL にも影響する。

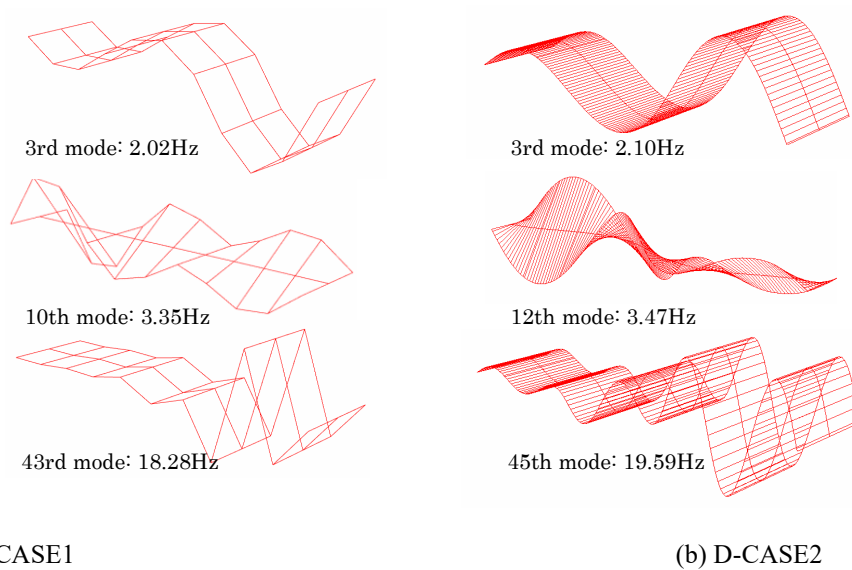


図 3.3.8 固有モード形状

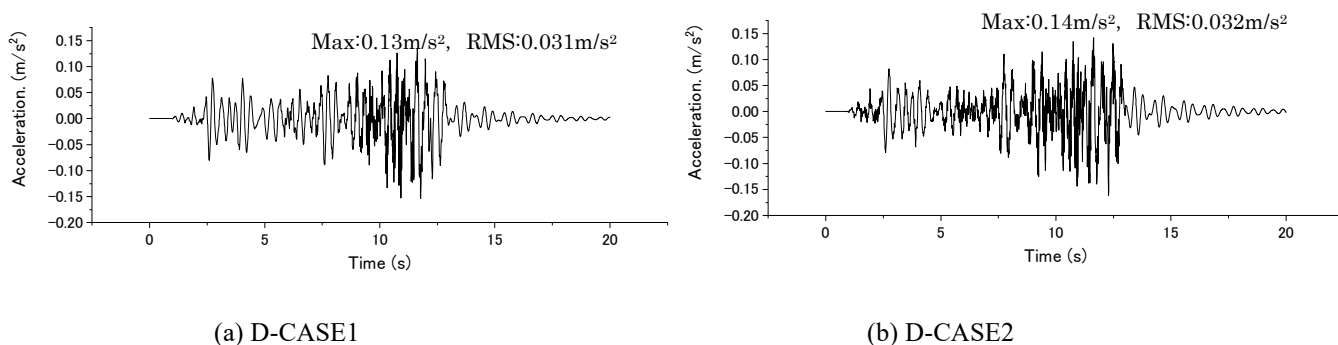


図 3.3.9 応答加速度時刻歴(V1 節点)

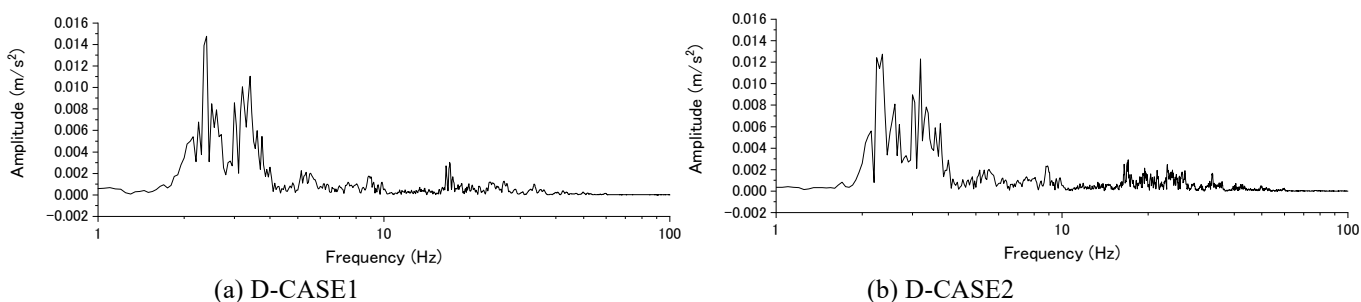


図 3.3.10 加速度応答のフーリエ振幅(V1 節点)

(3) 低周波音解析結果

図 3.3.11 に受音点における 1/3 オクターブバンド分析の G 特性補正ありの低周波音解析結果を示す。低周波音解析では、車両が第 3 径間目に進入し抜けるまでの全時間における速度応答を用い、音圧レベルを求めた。図中には、低周波音による影響評価の目安²²⁾を示す。前述のとおり、低周波音に対する物的苦情および心身に係る苦情に基づき整理されたものであり、領域 I に含ま

れる場合は無害，領域Ⅱでは生理的苦痛，領域Ⅲでは物理的苦痛，領域Ⅳでは生理的，物理的苦痛の両方を伴うことを表している．図より，1/3 オクターブバンド周波数の 3Hz, 10Hz, 25Hz での SPL が支配的であることがわかる．全体として粗分割の D-CASE2 の SPL は細分割の D-CASE1 よりも大きい．また，30Hz から 40Hz の周波数でのピーク SPL がカテゴリⅡに達することも確認できる．図 3.3.12 に幅員断面における 1/3 オクターブ分析結果として，音圧レベルが卓越する周波数 8Hz および 25Hz での結果を示す．D-CASE2 の音圧のほうが D-CASE1 より高いことがわかる．精度よく音場解析を実施するためには，検討したい周波数帯に着目してモデル分割数を適切に設定する必要がある．今回の橋梁モデルのように 50Hz 付近までの音圧が大きくなる場合においては，少なくとも 1m 程度の分割モデルとする必要があり，モデル化によっては 10dB 程度以上の解析誤差が十分生じ得ることを確認した．

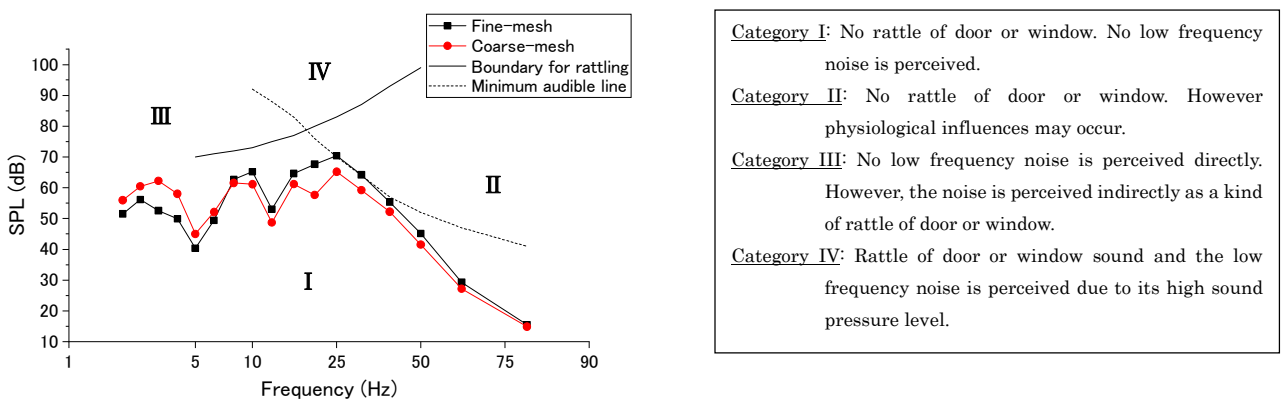


図 3.3.11 受音点における 1/3 オクターブバンド分析結果

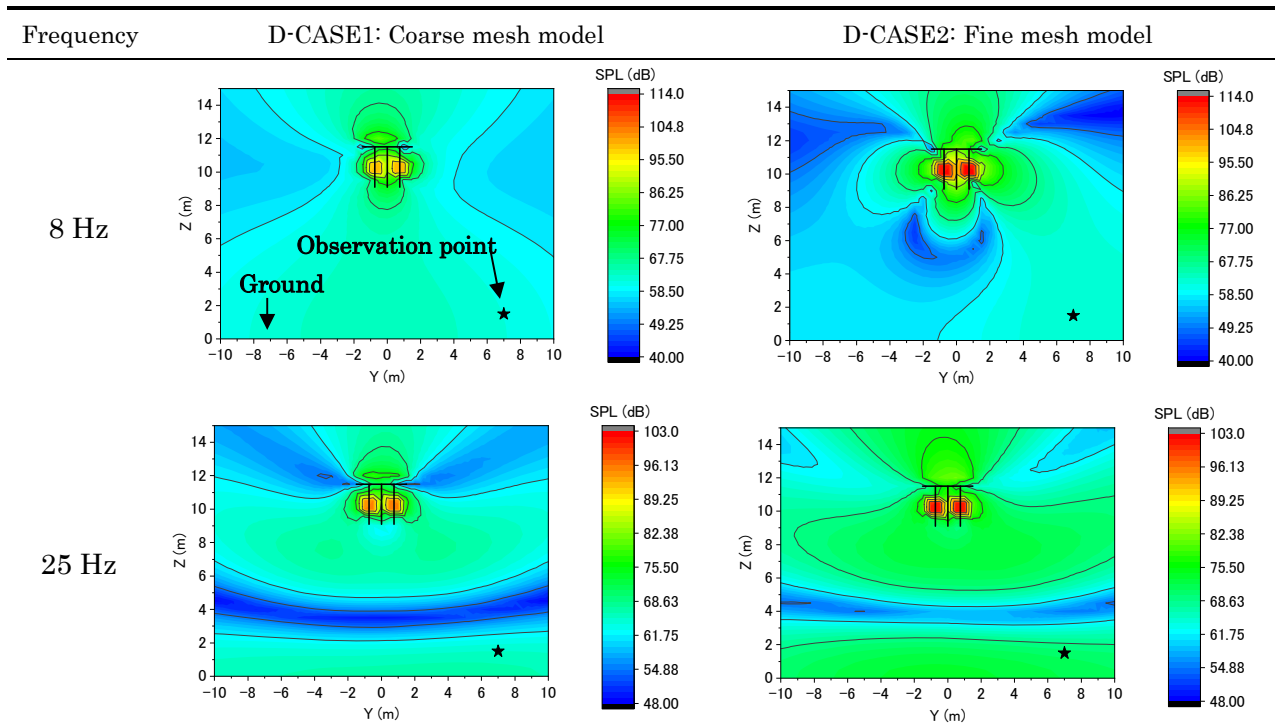


図 3.3.12 幅員断面における 1/3 オクターブ分析結果

3.3.4 交通振動解析および低周波音解析結果

(1) 路面凹凸振幅の違いによる影響検討

図 3.3.13 は、観測点 V1 での鉛直加速度応答を示す。図 3.3.13 に示した加速度応答のフーリエスペクトルを図 3.3.14 に示す。2.0Hz 付近の支配的な周波数は、上部構造の 1 次曲げモードの影響(図 3.3.8 を参照)、3Hz 付近は車両後軸のバウンス運動 (3.2Hz) の影響と考える。R-40-3 の最大加速度と振幅スペクトルは、路面状態が悪いため全体として他のケースよりも大きい。図 3.3.15 に観測点 V1 における鉛直変位応答と影響線を示す。路面の凹凸に応じて動変位の振幅が大きくなっていることが確認できる。

図 3.3.16 および図 3.3.17 に受音点における 1/3 オクターブバンド分析の低周波音解析結果を路面凹凸振幅と車両速度にそれぞれ着目して示す。観測点が第 3 径間付近に位置することから、第 3 径間を走行する間の橋梁振動を考慮した。図 3.3.16 より、全体的に R-40-3 の SPL が他のケースより大きくなっている。また、R-40-2 と R-40-3 の 30Hz から 40Hz までの周波数でのピーク SPL が領域 II に達することが確認できる。図 3.3.17 から、車速 20 km/h で最低 SPL が観測され、車速 60 km/h よりも車速 40 km/h で最高 SPL が観測される。しかし、上部構造の 1 次曲げモードの影響を受ける 2.0Hz 付近の SPL は、車速の影響を受けない。図 3.3.18 に幅員断面における 1/3 オクターブ分析結果として、音圧レベルが卓越する周波数 25Hz での結果を示す。なお、図中に示す「★」は受音点(図 3.3.2 参照)を示し、縦軸 Z=0m の面が地盤面となる。これらより、R-40-3 は、他のケースよりも高い SPL となることが確認できる。

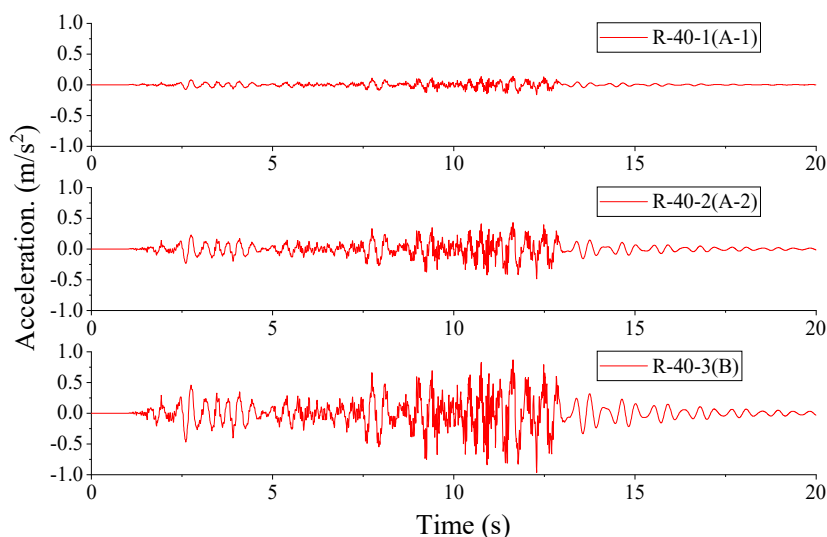


図 3.3.13 応答加速度時刻歴

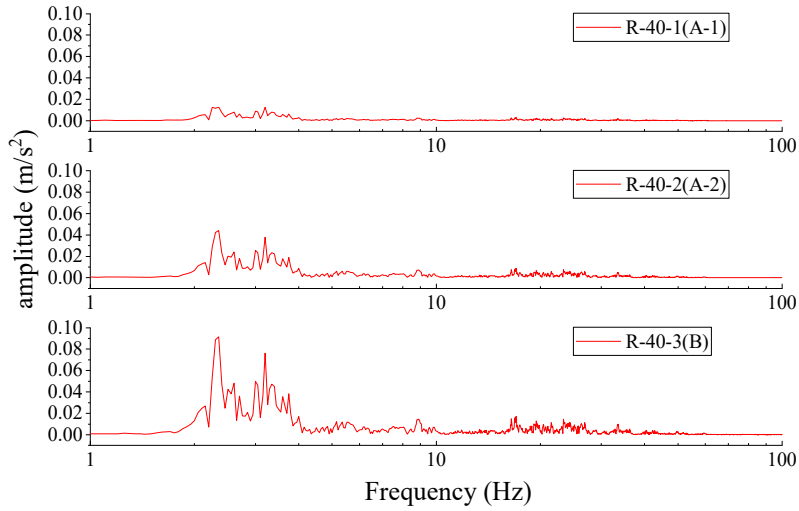


図 3.3.14 加速度応答のフーリエ振幅

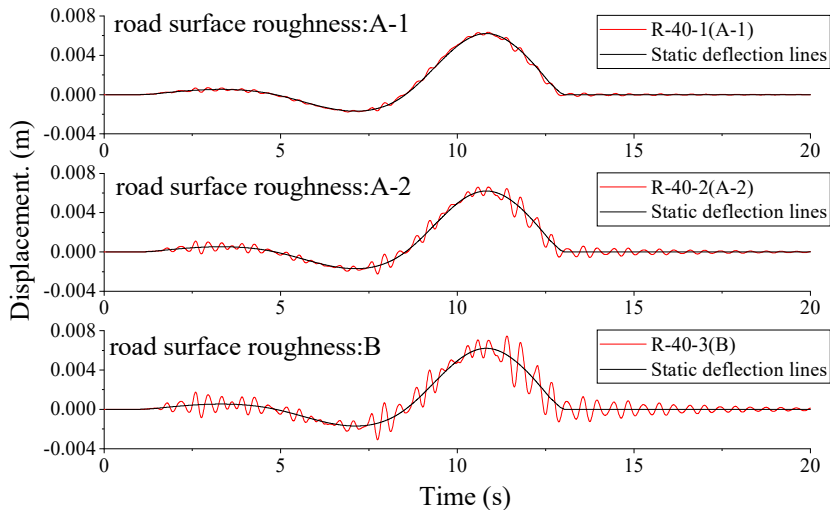


図 3.3.15 応答鉛直変位時刻歴

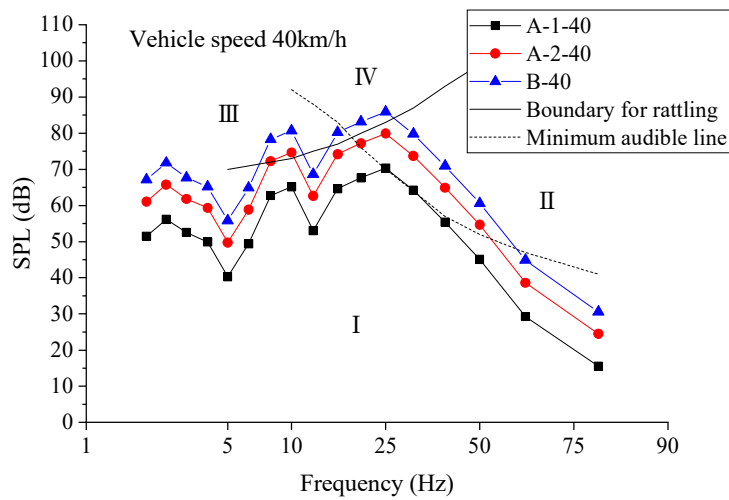


図 3.3.16 受音点における 1/3 オクターブバンド分析結果 (Vehicle speed 40km/h).

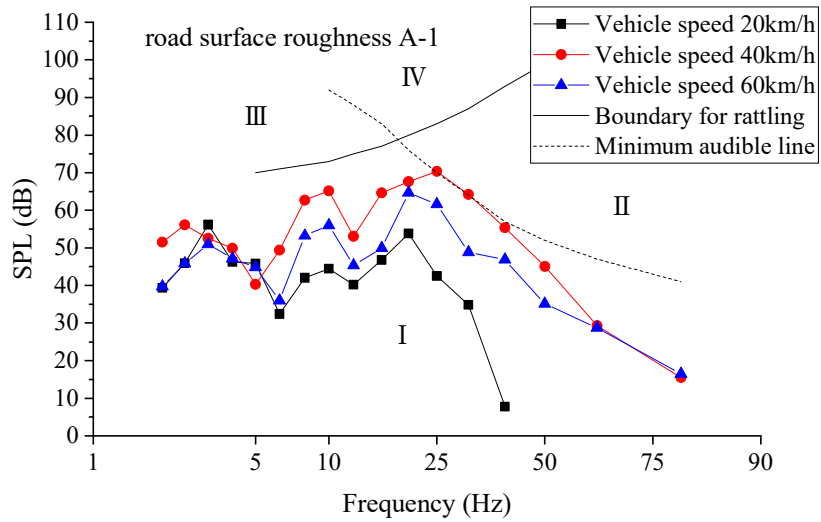


図 3.3.17 受音点における 1/3 オクターブバンド分析結果
(Road surface roughness of CLASS: A-1).

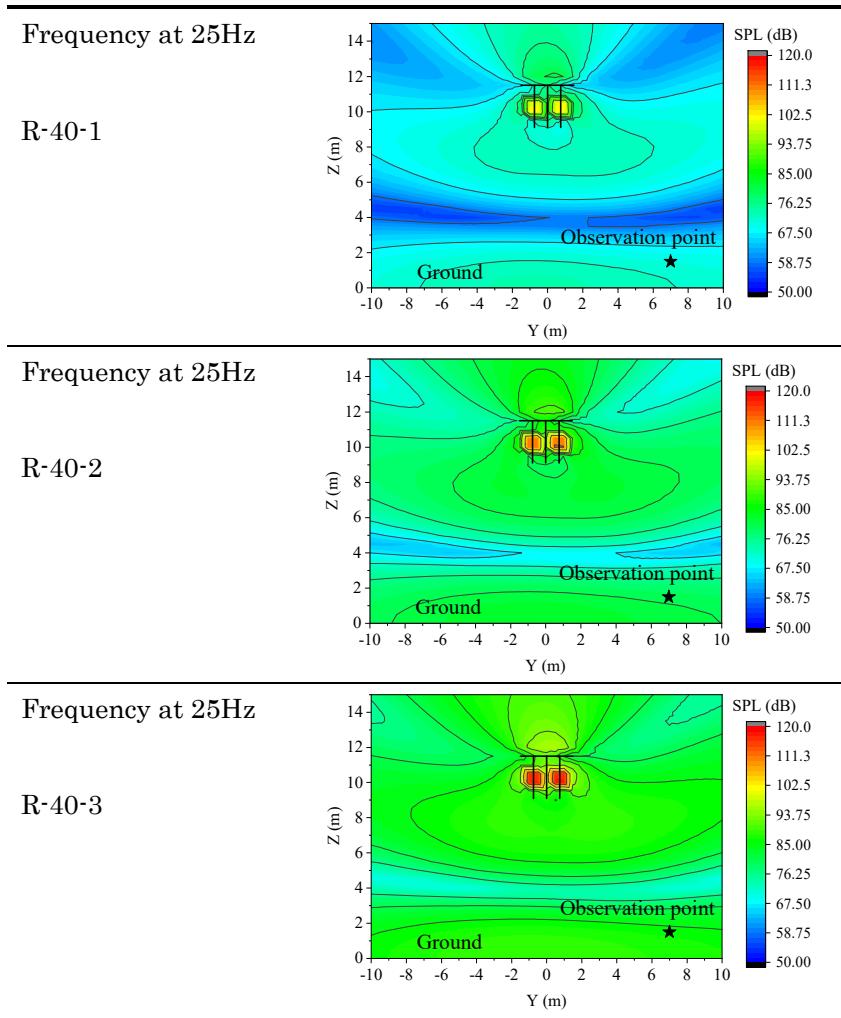


図 3.3.18 幅員断面における 1/3 オクターブ分析結果

(2) 路面段差の有無の影響検討

図 3.3.19 には、観測点 V2 (図 3.3.3 に示す第一支間の支間中央) における鉛直変位応答を、図 3.3.20 に観測点 V2 での加速度応答を示す。また、図 3.3.20 に示した加速度応答のフーリエスペクトルを図 3.3.21 に示す。フーリエスペクトルへのジョイント部の段差影響は大きく、特に橋の固有振動数が支配する周波数範囲で違いが明らかであった。図 3.3.22 に観測点における第 1 支間中央の鉛直変位応答を車両速度毎に示す。段差がある場合とない場合の動的成分を比べると、車両速度 10km/h や 40km/h のケースは 1 径間目の中央あたりまで違いがみられるが、車両速度 80km/h のケースは 2 径間目に進入した直後くらいまで違いがあることがわかる。これは、段差がある場合、段差通過時に生じる大きな車両の接地力が減衰するのに 2 秒程度要していると言える。この結果より、車速が速いほど段差の影響が大きくなることがわかる。

図 3.3.23 に、走行速度毎に受音点の 1/3 オクターブバンド分析の低周波音解析結果を段差の有無を対比して示す。特に、車両のバウンス振動と主桁のたわみモードの影響を受ける周波数 3Hz ~5Hz 間と、車両ばね下振動(10~20Hz)の影響を受ける周波数 20Hz 以降の音圧が段差の影響で高くなっている。これは、走行速度によらず概ね同等の傾向を示している。図 3.3.24 には、幅員断面の結果として、段差の有無の違いが最も大きく表れた周波数 3.15Hz における段差ありの結果を走行速度別に示す。周波数 3.15Hz では波長が長く(音速 340(m/s)/4(Hz)/2=54m)、主桁-地盤面間距離との関係から地盤面の反射の影響を受けないため、主桁に近いほど音圧レベルが高く受音点に向かって低下していることがわかる。全体的に段差ありのケースのほうが音圧が高いことが確認できる。

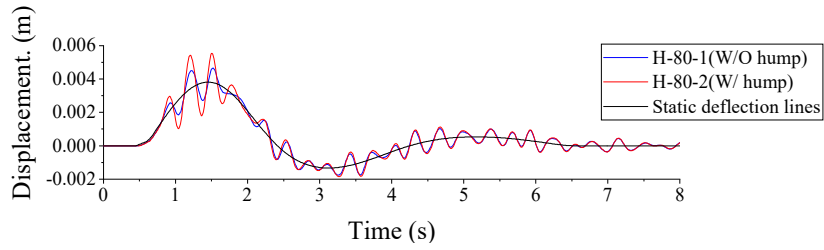


図 3.3.19 応答鉛直変位時刻歴

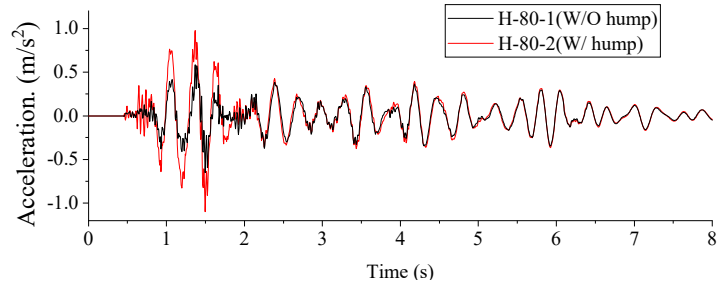


図 3.3.20 応答加速度時刻歴

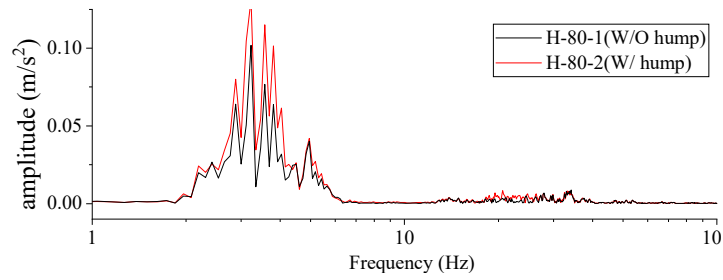


図 3.3.21 加速度応答のフーリエ振幅

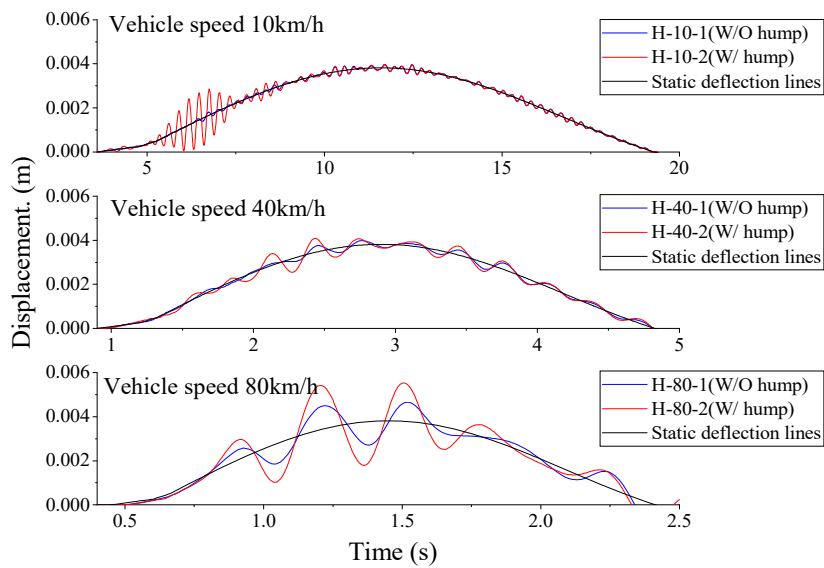


図 3.3.22 第 1 支間の応答鉛直変位時刻歴

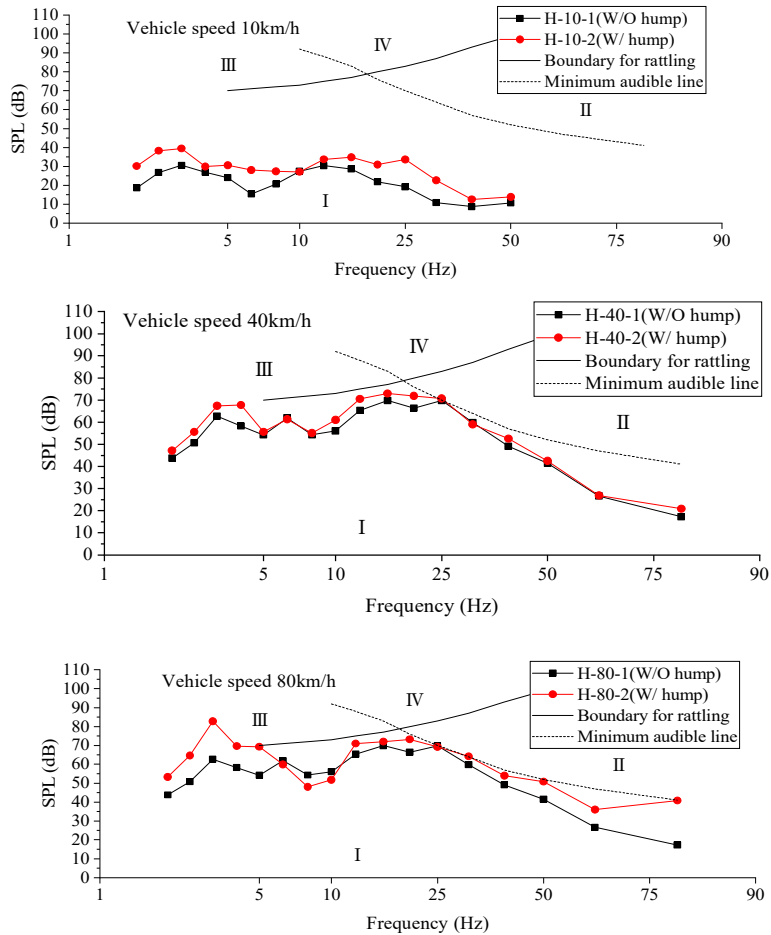


図 3.3.23 受音点における 1/3 オクターブバンド分析結果 (第 1 径間中央付近)

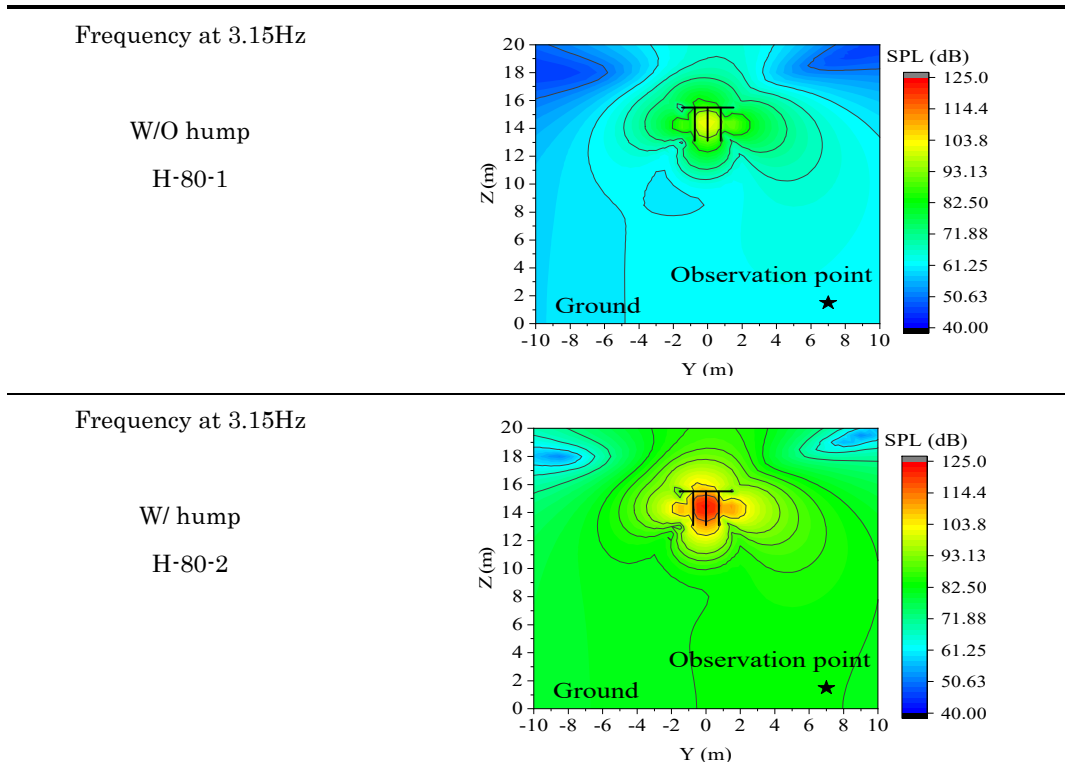


図 3.3.24 幅員断面における 1/3 オクターブ分析結果 (第 1 径間中央付近)

(3) 車両台数影響

図 3.3.25 に受音点の 1/3 オクターブバンド分析の低周波音解析結果を, 図 3.3.26 に周波数 5Hz および 16Hz の幅員断面の分析結果を示す. 車両台数が多いほど最大加速度と加速度の RMS も大きくなり, 全体として振幅が大きくなることから, 結果として音圧も V-CASE2 のほうが大きくなっている.

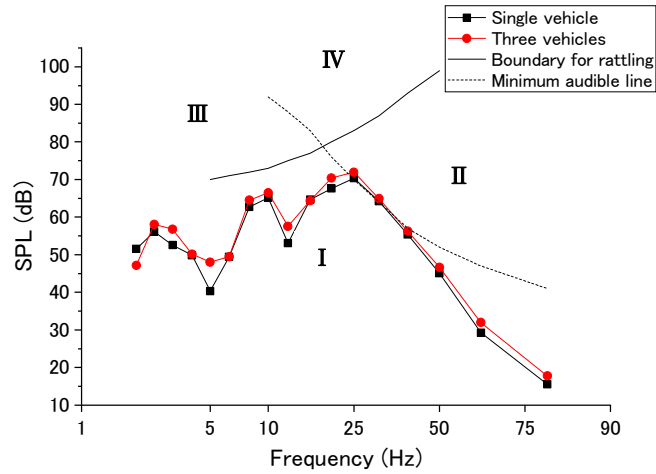


図 3.3.25 受音点における 1/3 オクターブバンド分析結果

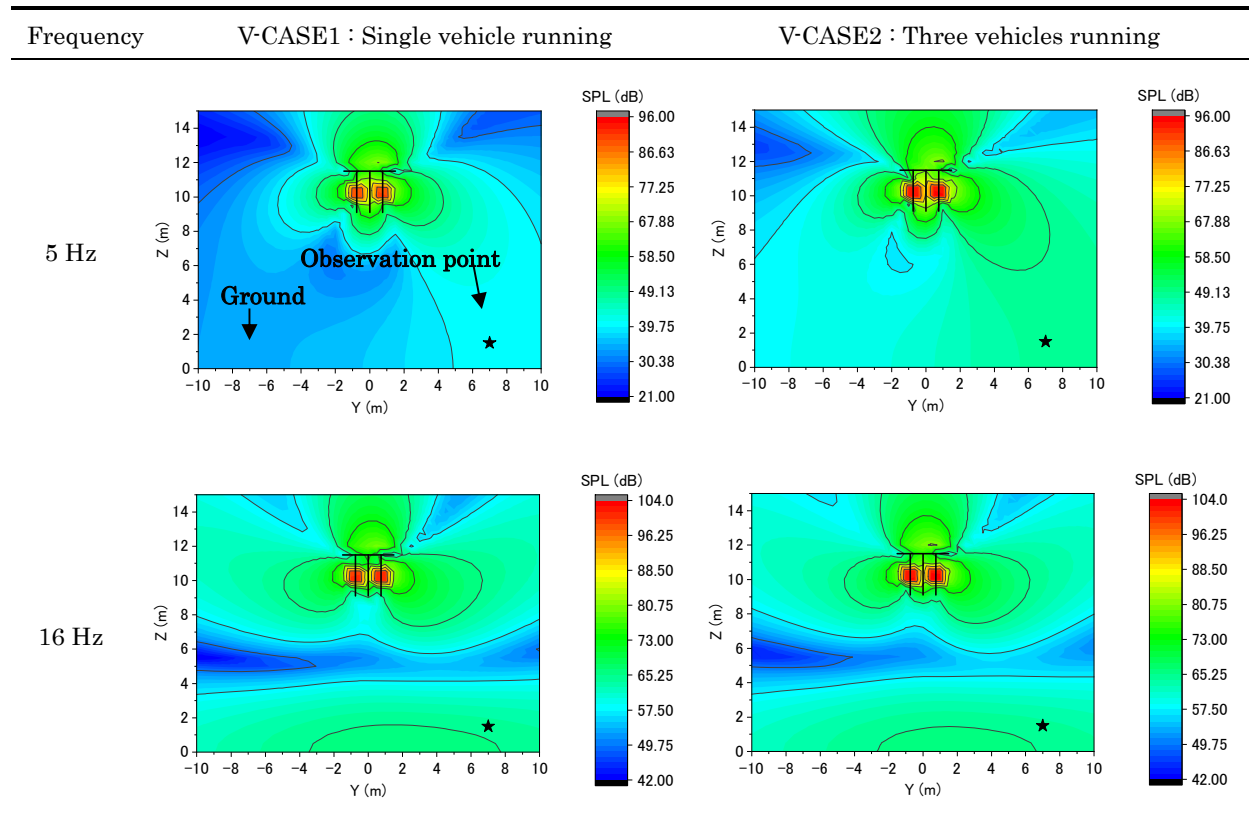


図 3.3.26 幅員断面における 1/3 オクターブ分析結果

3.4. 橋梁形式の違いによる低周波音の評価

3.4.1 はじめに

本節では、環境影響評価の一環として、建設が予定されている自動車専用道路のうち、低周波音による影響が懸念される橋梁に対して低周波音解析を行い、橋梁形式を決定する上での参考指標として評価すると共に、橋梁形式の違いが低周波音の放射特性に与える影響を検討するものである。

3.4.2 解析モデル

(1) 対象橋梁

対象橋梁を図 3.4.1 に示す。対象橋梁は、当該架橋条件を踏まえたときに考えられる、2 径間連続鋼箱桁橋および 3 径間連続鋼鈹桁橋、3 径間連結 PC ポステン T 桁橋の 3 種類の橋梁形式である。橋長は 129.6m、幅員は 6.15m、支間長は 2 径間が 64.8+64.8m、3 径間が 40.5+ 40.9+ 48.2m である。なお、3 径間連結 PC ポステン T 桁橋は、前節 3.3 で示したものと同一である。

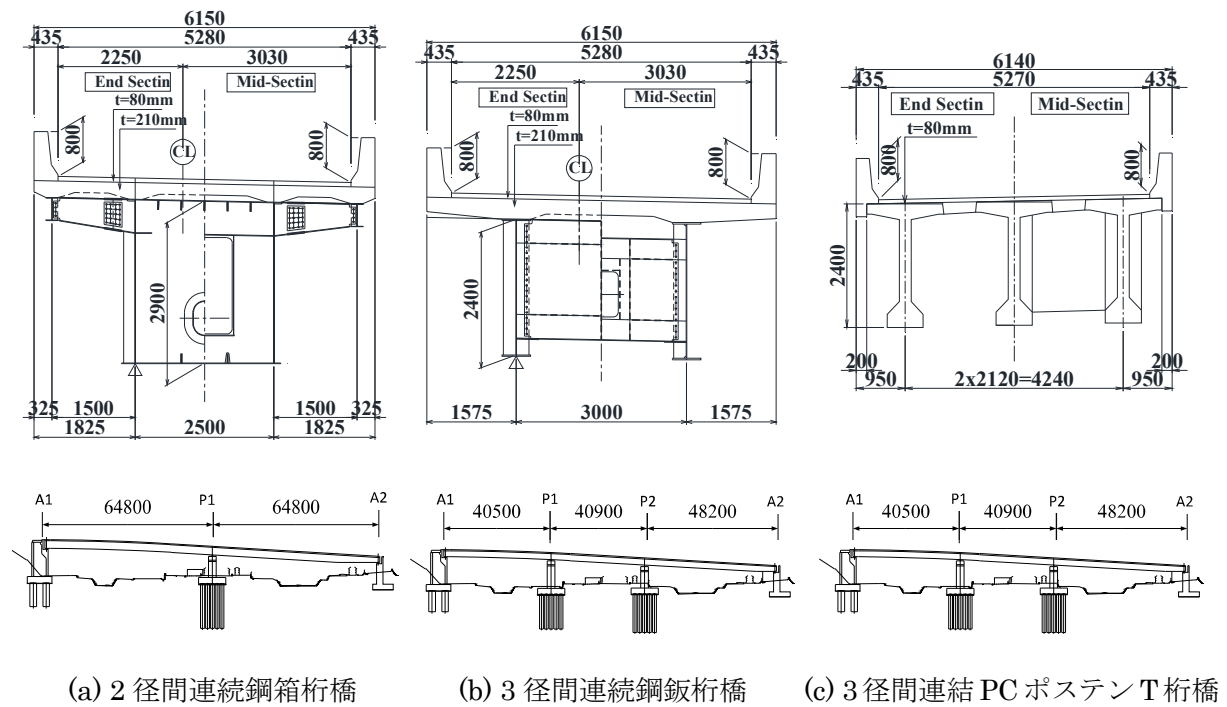


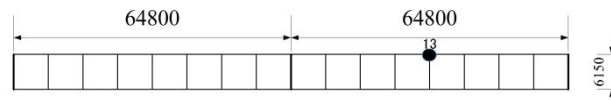
図 3.4.1 橋梁概要断面図および側面図 (unit: mm)

(2) 解析条件

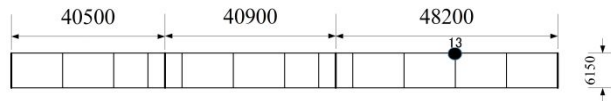
図 3.4.2 に 3 橋の解析モデルを示す。解析手法は、有限要素法とし、構造モデルは、主桁・横桁・壁高欄等の上部構造を構成する部材を 1 節点 6 自由度の梁要素とし、床版を主桁剛性に考慮してモデル化する。支承はゴム支承として線形ばねでモデル化し、二重節点として橋台および橋脚に付加する。表 3.4.1 に解析に用いた支承ばね定数を示す。なお、本解析では主に橋梁の「スパン音」と呼ばれるたわみ特性に起因した音を対象とするため、下部構造について影響を考えないものとし、地盤ばねなどの詳細なモデル化は行わないこととする。車両モデルおよび路面凹凸モデル($\alpha=0.001(\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c}))$, $\beta=0.05(\text{c}/\text{m})$, $n=2.00$)は、これまでの検討で用いたものと同じものとする。走行車両は 1 台、車両走行速度は 40km/h で助走距離を 10m とし、解析時間は 15s、積分時間間隔は 0.005s である。走行車両は幅員断面中央から、橋軸方向へ走行する。減衰はレイリー減衰を考慮し、橋梁 1 次、2 次の曲げモードの減衰定数はそれぞれ 0.02 としている。

表 3.4.1 支承ばね定数

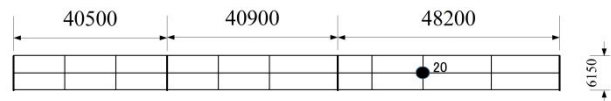
	Steel bridges		Prestressed concrete bridge	
	Abutment	Pier	Abutment	Pier
$k_x(\text{kN}/\text{m})$	1.85E+4	3.62E+4	1.27E+4	2.55E+4
$k_y(\text{kN}/\text{m})$	1.85E+4	3.62E+4	1.27E+4	2.55E+4
$k_z(\text{kN}/\text{m})$	1.00E+8	1.00E+8	1.00E+8	1.00E+8
$\theta_x(\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad})$	1.00E+8	1.00E+8	1.00E+8	1.00E+8
$\theta_y(\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad})$	0.00E+0	0.00E+0	0.00E+0	0.00E+0
$\theta_z(\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad})$	0.00E+0	0.00E+0	0.00E+0	0.00E+0



(a) Two-span continuous steel box girder



(b) Three-span continuous steel plate girder



(c) Three-span continuous PC concrete T-girder

図 3.4.2 FEM モデル

3.4.3 交通振動解析結果

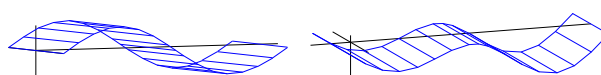
表 3.4.2 に 10 次までの固有振動数を示す。また代表的なモード形状を図 3.4.3 に示す。なお、固有値解析は QR 法を用いている。相対的にスパン長の長い 2 径間連続鋼箱桁橋において 1 次曲げモードの固有振動数が他の 3 径間連続橋より小さいことが分かる。また 3 径間連続鋼板桁橋と、3 径間連続 PC ポステン T 桁橋について比較すると、曲げ剛性が相対的に大きい 3 径間連続 PC ポステン T 桁橋の 1 次曲げモードの固有振動数の方が大きくなっている。

図 3.4.4 に加速度応答結果および加速度応答のフーリエ振幅結果を示す。受信点(先に示す図 3.4.7 参照)における橋梁全体の応答を把握する目的から、着目点は、第 2 径間中央部および第 3 径間中央部としており、各橋の着目点は 2 径間連続鋼箱桁橋、3 径間連続鋼板桁橋、3 径間連続 PC ポステン T 桁橋のそれぞれ図 3.4.2 に示す節点番号 13, 13, 20 である。加速度応答を見ると、車両が着目点を有する径間に進入し、車両の後軸が着目点を通過する 7s から 12s の間に最大値を示していることが分かる。加速度応答のフーリエ振幅スペクトルを見ると、他の 2 つの 3 径間連続橋梁と比べ、2 径間連続鋼箱桁橋の加速度応答のフーリエ振幅が相対的に小さく、橋梁の支間長の違いによる明らかな差異が見られる。また卓越部分として 2Hz 付近は、1 次曲げモード、3Hz 付近では車両の後軸のバウンス振動 (3.2Hz) の影響と考えられる。さらに図 3.4.5 に加速度応答の RMS 値と Peak 値を示す。RMS 値と Peak 値ともに、3 径間連続 PC ポステン T 桁橋、3 径間連続鋼板桁橋、2 径間連続鋼箱桁橋の順に大きくなっていることが分かる。

以上の橋梁交通振動解析による対象 3 橋の加速度応答からは、3 径間連続鋼板桁橋に最も大きい振動が発生していることが分かる。一方で、2 径間連続鋼箱桁橋の振動は 3 橋の中で最も低いレベルである。これは、3 径間の 2 橋は 1 次の曲げモードが 2Hz 程度と 2 径間の橋に比べると、車両の後軸のバウンス振動数に近いことによると思われる。

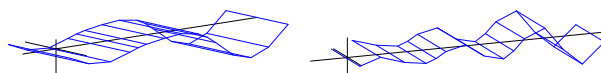
表 3.4.2 各橋の固有振動数 (Hz).

Mode	2-span continuous steel box girder bridge	3-span continuous steel plate girder bridge	3-span continuous prestressed concrete T-girder bridge
1 st	1.30	1.73	1.76
2 nd	1.52	1.79	1.98
3 rd	1.62	1.92	2.02
4 th	1.71	2.25	2.38
5 th	2.15	2.58	2.38
6 th	2.77	3.19	2.41
7 th	4.36	3.56	2.39
8 th	5.20	4.25	3.25
9 th	6.71	4.69	3.34
10 th	7.52	4.91	3.35



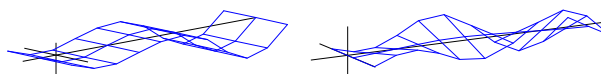
1st mode: 1.30Hz (1st bending) 3rd mode: 1.62Hz (2nd bending)

(a) Two-span continuous steel box girder bridge



2nd mode: 1.79Hz (1st bending) 4th mode: 2.25Hz (2nd bending)

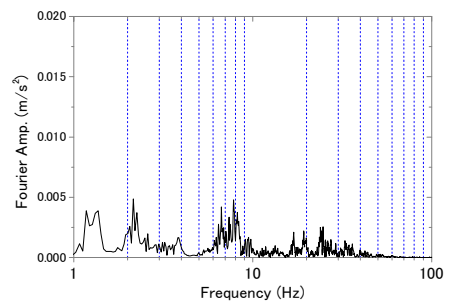
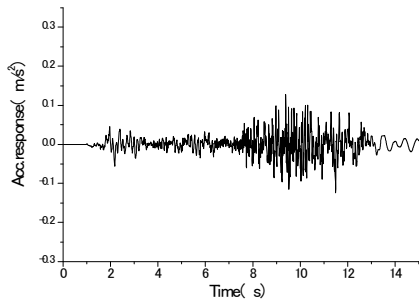
(b) Three-span continuous steel plate girder bridge



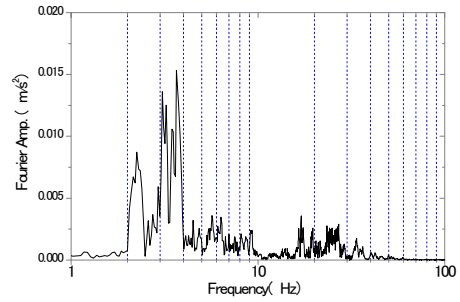
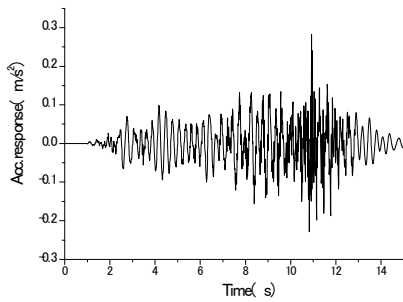
3rd mode: 2.02Hz (1st bending) 5th mode: 2.38Hz (1st torsion)

(c) Three-span continuous PC T-girder bridge

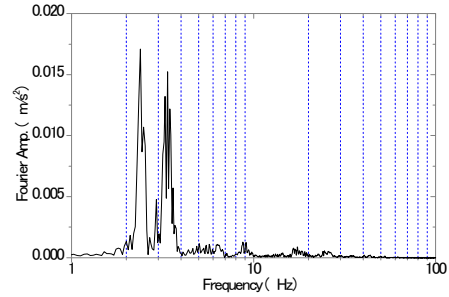
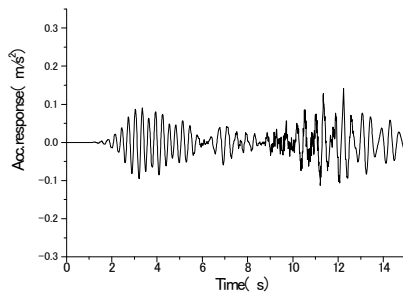
図 3.4.3 各橋の固有モード形状



(a) Two-span continuous steel box girder bridge



(b) Three-span continuous steel plate girder bridge



(c) Three-span continuous PC T-girder bridge

図 3.4.4 各橋の応答加速度時刻歴および加速度応答のフーリエ振幅

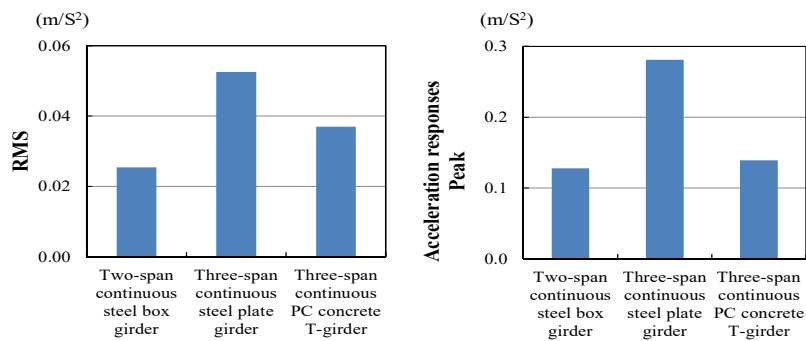


図 3.4.5 応答加速度の RMS 値

3.4.4 低周波音解析結果

(1) 解析条件

解析手法およびモデル化手法は、前述と同じ手法^{11)~16)}を用いる。図 3.4.6 に橋梁の境界要素モデルを示す。入力データは、前節の交通振動解析で得た住宅地が近接する径間の各節点の速度応答を粒子速度とみなし、フーリエ変換した速度フーリエ振幅スペクトルを使用する。なお、速度フーリエ振幅スペクトルは、線形補間し、音源として境界要素モデルの床版中心に配置する¹³⁾。この際、床版と主桁は上下面一体振動するものとし、床版表面の空気粒子速度は床版振動速度と同じ条件で解析する。腹板は反射面として扱い、下フランジ面の音源は床版面の速度フーリエ振幅スペクトルの値を用いることとする。そのため、今回の解析では、局所的な振動による放射音は扱えないが、橋梁上を車両が通過する際の橋梁全体の振動性状を把握でき、主に低次のスパン音についてはその傾向を確認できると考えられる。また、地表面では鏡像法を用い、全反射すると仮定する^{11)~16)}。なお、解析時間は車両が着目径間進入から退出までの 5.12s とし、サンプリング周波数 200Hz とする。

低周波音評価を行う受音点の概要を図 3.4.7 に示す。受音点は、橋梁建設に伴い、最も低周波騒音による影響が大きいと想定される住宅地とし、その音圧レベルを確認する。

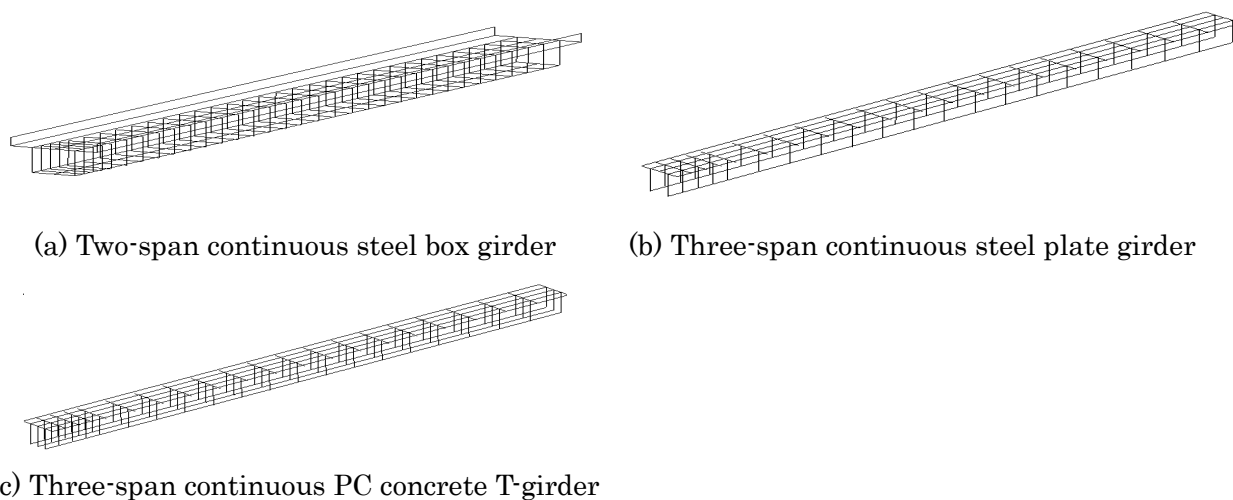


図 3.4.6 各橋の低周波音解析における BEM モデル

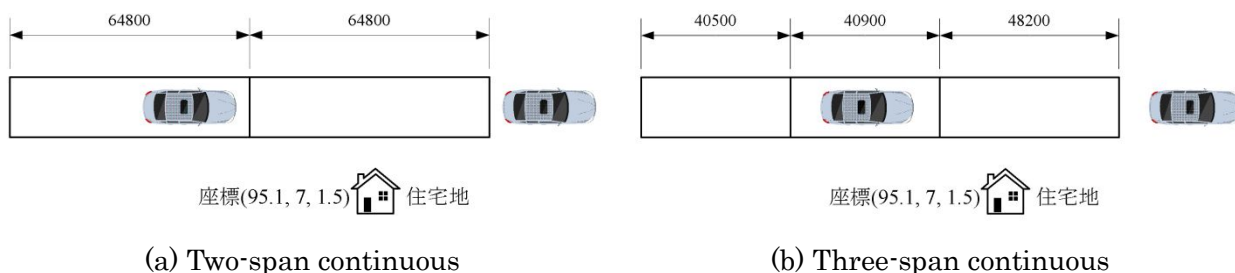


図 3.4.7 受音点位置図

(2) 受音点における 1/3 オクターブ分析

図 3.4.8 に受音点における 1/3 オクターブバンド分析の G 特性補正なしの低周波音解析結果を示す。また、図 3.4.8 には、低周波音による影響評価の目安²²⁾を示す。これは、低周波音に対する物的苦情および心身に係る苦情に基づき整理されたものであり、領域 I に含まれる場合は無害、領域 II では生理的苦痛、領域 III では物理的苦痛、領域 IV では生理的、物理的苦痛の両方を伴うことを表している。さらに、参考値として、橋梁建設前の受音点箇所にて実際に現地で低周波音計測を実測した結果も併せて示す。実測値は、晴天時の昼間の暗騒音であり、計測時間 10s とし、3 回計測した値の平均値として整理している。

図 3.4.8 より 2 径間連続鋼箱桁橋は、全体的に音圧レベルが小さく、領域 I に収まっていることから、低周波騒音による苦情の可能性は極めて低い。また、交通振動解析結果から低周波音の影響が懸念された 3 径間連続橋も、10Hz 以下の卓越成分は確認できるものの音圧レベルは領域 I に収まっており、影響は小さいことが分かった。ただし、3 径間連続橋では 25Hz, 31.5Hz での音圧レベルが僅かであるが領域 II に含まれる結果となっている。なお、同じ 3 径間連続橋の鈹桁橋と PC ポステン T 桁橋において、25Hz, 31.5Hz での音圧レベルに大きな差が見られないのは、本検討ではスパン音に着目しており床版と主桁が一体で挙動しているものと仮定して解析を行ったため、床版と主桁腹板の局部的なたわみ挙動を考慮していないことによると考えられる。このため、橋梁形式の違いによる差異を厳密に検討するには、主桁腹板も含めたモデル化により交通振動解析を行い、腹板と床版による局部的な挙動の再現が必要である。

橋梁建設前の実測値と解析値を比べると、3 径間連続橋では、8Hz から 40Hz の範囲において解析値が実測値を上回っており、橋梁建設に伴う低周波音による影響が大きいことが予想される。

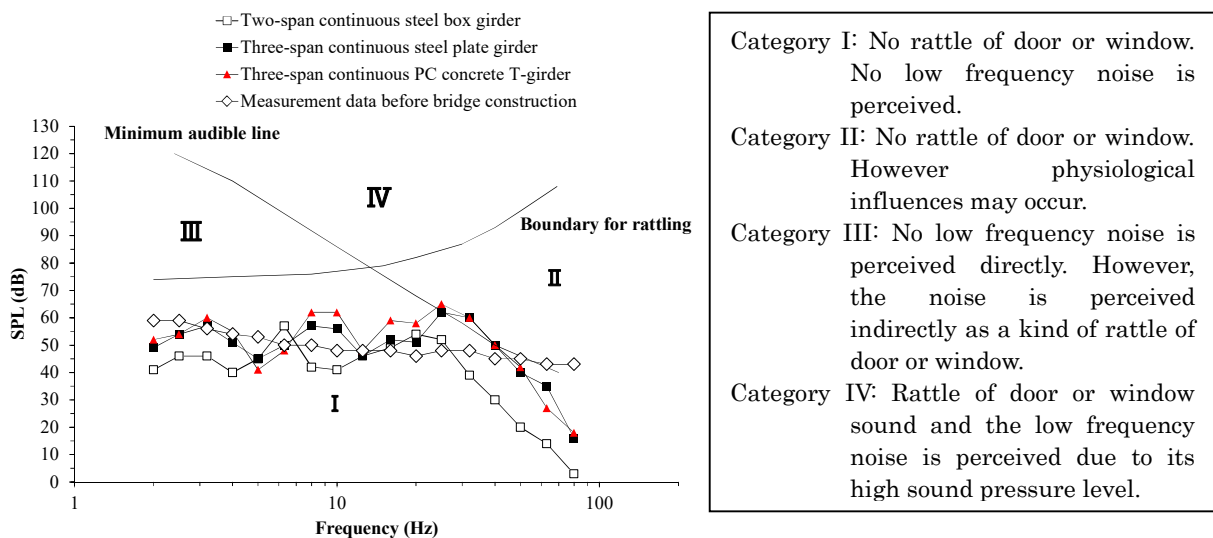


図 3.4.8 受音点における 1/3 オクターブバンド分析結果

(3) 幅員断面における 1/3 オクターブ分析

各橋の音圧レベルが卓越する周波数での音圧の広がりを検討する。そのために、受音点を含む幅員断面における音圧レベルのコンター図を確認する。2 径間連続鋼箱桁橋, 3 径間連続鋼板桁橋, 3 径間連結 PC ポステン T 桁橋の卓越振動数のコンター図を図 3.4.9 に示す。ここにコンター図の縦軸の単位は dB であり, 幅員断面の右下に示している「●」は受音点 (図 3.4.7 参照) を示す。

図 3.4.9(a)の 2 径間連続鋼箱桁橋の卓越音圧レベルが見られる 6.3Hz と相対的に低い音圧レベルの 8Hz と 10Hz を見ると, 鋼箱桁の中で大きな音圧が発生していること, また橋梁を中心に音圧が広がっていることが分かる。特に 6.3Hz の音圧レベルのコンター図を見ると等高線の数が 8Hz と 10Hz に比べて少なく, 受音点まで比較的高い音圧レベルを維持していることが分かる。すなわち, 2 径間連続鋼箱桁橋の 6.3Hz の音圧は, 発生音圧レベルが 8Hz と 10Hz に比べて高く, それに加えて距離減衰が相対的に少ないため受音点で音圧レベルが 8Hz と 10Hz に比べて高かったと考える。

図 3.4.9(b)の 3 径間連続鋼板桁橋の音圧レベルのコンター図を見ると, 卓越が確認できる 8Hz, 10Hz と相対的に音圧レベルが低い 6.3Hz を比較すると, 等高線の量に僅かながら差異が見られるが周波数帯による距離減衰の差は明確ではなく, 主に最大音圧レベルの差によって, 8Hz と 10Hz の音圧レベルが卓越したと考えられる。また領域Ⅱの感覚閾値 (精神的苦痛) を少し上回った 25Hz と 31.5Hz に着目すると, 橋梁下方向に広く音が広がっており, 特に地面付近では音源からの距離が遠くなっているにも関わらず, 音圧レベルが大きくなっていることが分かる。これは, 地面からの音の反射の影響だと考えられる。なお, 地盤面での音は, 鏡像法を用い境界面で全反射するものと仮定して計算している。3 径間連結 PC ポステン T 桁橋の音圧レベルのコンター図も 3 径間連続鋼板桁橋と同様の傾向が見られる (図 3.4.9 (c))。

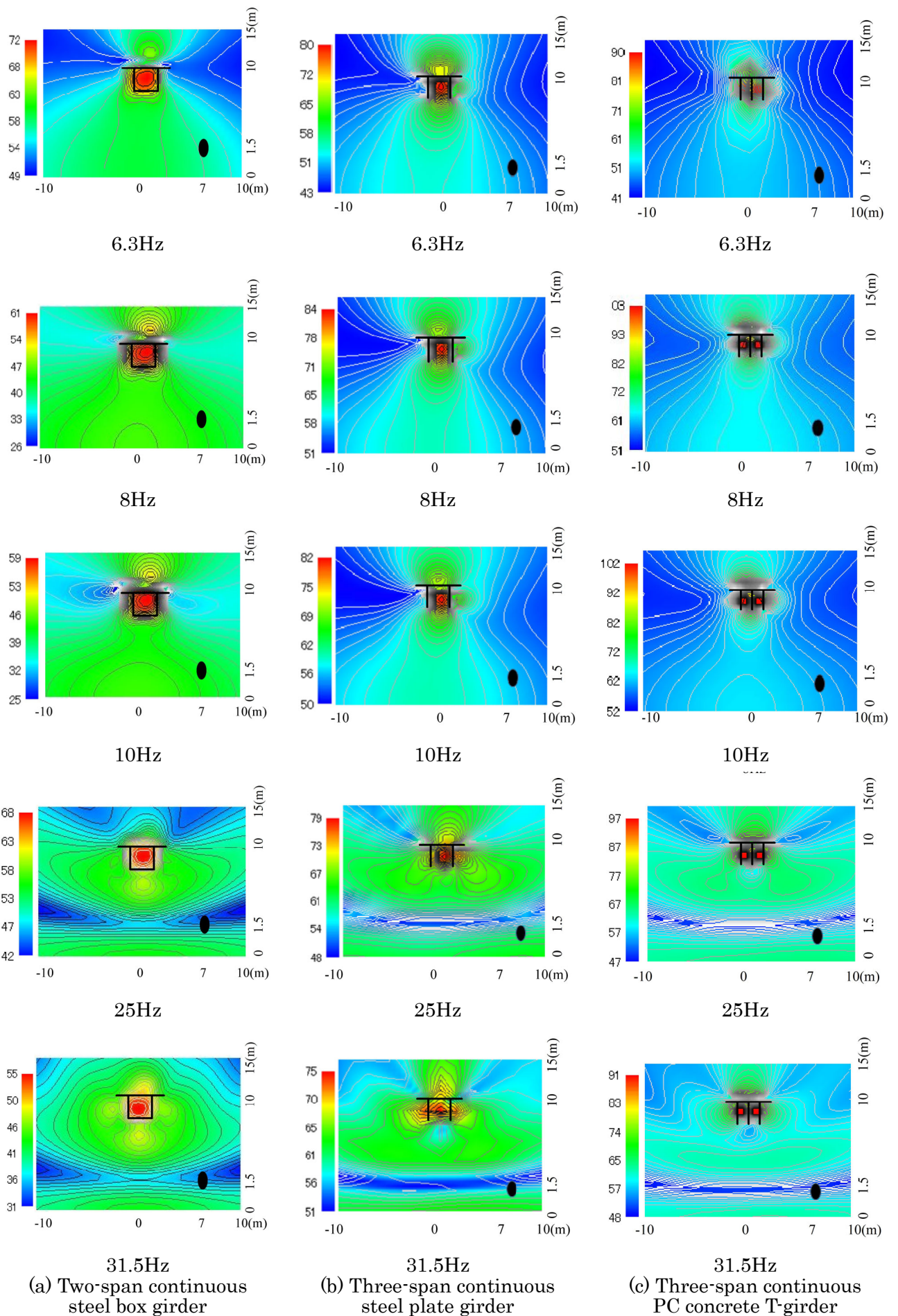


図 3.4.9 幅員断面における 1/3 オクターブ分析結果

3.5. 結言

(1) 鋼箱桁橋における低周波音の評価

鋼 6 径間連続細幅箱桁橋に対して低周波音解析を行い、路面条件や車両条件の違いが低周波音の放射特性に与える影響を検討した。車両台数・車両速度・路面凹凸パラメータ α 、起点側伸縮部の段差の有無をパラメータとしてそれらの影響度を評価した結果、路面凹凸の振幅が大きいケースとそうでないケースでは、1Hz から 20Hz の周波数領域において 10dB 程度、A1 橋台伸縮部に段差があるケースとないケースでは、5Hz から 10Hz の周波数領域において 5~10dB 程度、20Hz 以降の周波数領域で 10~30dB 程度の音圧レベル差が生じることを確認した。段差の有無による音圧差が高い周波数領域で大きくなったのは、当該構造が横断方向に剛性が小さい鋼細幅箱桁であり、段差に伴う車両の偏心荷重が局所的に床版に作用することで、ねじり 2 次(22.5Hz)モードと車両ばね下振動(10~20Hz)の影響を受けたものと考えられる。結果として、条件によっては 20Hz 以降の周波数領域で低周波音の影響評価の目安値を超えるところがあり、構造としては横桁の剛性を高くすることや横桁の設置間隔を密にすること等の対応が求められるところである。このように、路面状況の違いは、低周波音圧レベルに与える影響が非常に大きいと言える。また、複数台の車両が一定間隔で走行することで、橋梁本体が継続的に振動し、それに伴い音圧レベルが高くなることを確認した。以上より、低周波音の評価や対策を講じる場合には、対象とする周波数領域により音圧が高くなる要因が異なるため、実際に起こり得る車両条件や路面状況を適切に設定することが重要であると言える。

(2) PCT 桁橋における低周波音の評価

PC3 径間連結 T 桁橋に対して低周波音解析を行い、路面条件や車両条件の違いが低周波音の放射特性に与える影響を検討した。鋼橋での検討結果と同様に、路面凹凸の振幅が大きいモデルは、路面凹凸の振幅が小さいモデルよりも約 20dB 以上の高い音圧をもたらすこと確認された。また、伸縮継手部の段差影響についても、車両の走行速度が速いほど段差の影響が大きく、かつ橋の遠くまで影響が及ぶことが確認された。また、解析モデルの節点分割について、今回の橋梁モデルのように 50Hz 付近までの音圧が大きくなる場合においては、少なくとも 1m 程度の分割モデルとする必要があり、モデル化によっては 10dB 程度以上の解析誤差が十分生じ得ることを確認した。音の干渉や音圧レベル分布をより正確に評価するためには点音源間隔を波長の 1/5~1/6 程度とすることが望ましく、検討対象となる周波数領域に応じて細分化することが重要である。

(3) 橋梁形式の違いによる低周波音の評価

異なる橋梁形式である 2 径間連続鋼箱桁橋、3 径間連続鋼鈑桁橋、3 径間連結 PC ポステン T 桁橋に対して低周波音解析を行い、橋梁形式を決定する上での参考指標として評価すると共に、橋梁形式の違いが低周波音の放射特性に与える影響を確認した。その結果、2 径間連続鋼箱桁橋から発生する低周波音の音圧レベルは、3 径間連続鋼鈑桁橋と 3 径間連結 PC ポステン T 桁橋に比べ相対的に小さく、低周波騒音の発生可能性は低いと考えられる。各橋梁形式でやや影響程度が異なる結果となったのは、橋の 1 次曲げモードの固有振動数と車両の振動数の関係も大きく影響する。また、3 径間連続鋼鈑桁橋と 3 径間連結 PC ポステン T 桁橋においては、25Hz, 31.5Hz での音圧レベルが低周波騒音の評価指標の領域 II の感覚閾値を若干超える結果となった。

(4) 低周波音影響の評価

様々な橋梁形式に対して低周波音解析を行った結果、適切な低周波音評価を実施するために重要となる事項を以下にまとめる。

- 1) 解析モデル作成において、節点分割数は、音の干渉や音圧レベル分布をより正確に評価するために点音源間隔を波長の $1/5 \sim 1/6$ 程度以下とすることが望ましい。モデル化によっては 10dB 程度以上の解析誤差が十分生じ得ることから、検討対象となる周波数領域に応じて細分化することが重要である。
- 2) 高い振動数領域は、波長が短いことから、音源となる主桁と反射面との位置関係に応じて反射の影響を大きく受ける場合がある。このように、音の波長が振動面に対して長くなる場合は、空気粒子が側方に逃げ有効な音圧の反射とはならないが、波長が短い場合は有効に音として反射され、主桁－地盤面間距離によってはより高い音圧となる可能性がある。地表面等の音の遮蔽物からの反射影響を適切に評価するために、橋梁以外の地形や構造物も音場解析のモデルに考慮することが重要である。
- 3) 低周波音は、橋梁条件に加えて、路面凹凸形状や伸縮部の段差の有無といった路面条件や車両台数・車両速度・車間距離といった車両条件の違いが放射特性に大きく影響を及ぼす。特に、橋の固有振動数と車両の振動数が近い場合、これらの影響をより大きく受けるため注意が必要である。
- 4) 低周波音の評価や対策を講じる場合には、対象とする周波数領域により音圧が高くなる要因が異なるため、実際に起こり得る車両条件や路面状況を適切に設定することが重要である。
- 5) 低周波音の放射特性は、橋梁形式のみならず、架橋地条件やその他の様々な要因が複雑に関係し決まることから、構造寸法や橋梁形式からの一義的な推測は困難である。しかし、今回の条件を様々に変化させた検証により、その放射特性の傾向把握に対する一定の成果を得た。今後、さらに検証事例が蓄積されれば容易な推定が困難であったものに対しても、簡易的に影響の要否を仕分けする評価方法を構築するなど、効率的な建設事業の展開にも大きく貢献できる。

【参考文献】

- 1) 環境省環境管理局大気生活環境室：低周波音防止対策事例集，2002.
- 2) 中村俊一，時田保夫，織田厚：低周波音に対する感覚と評価に関する基礎的研究，昭和55年度文部省科学研究費「環境科学」特別研究，1979.
- 3) 杉山俊幸，小林俊哉，清水顕誠：鋼橋およびコンクリート橋から放射される低周波音の特性の比較と鋼橋の防音対策に関する一考察，構造工学論文集，Vol.45A，pp.671-681，1999.
- 4) Canpheng, T.: Application of radiation modes to the problem of low-frequency noise from a highway bridge, *Applied Acoustics* 65, pp.109-123, 2004.
- 5) Wu, D., Xie, X. and Yamashita, M.: Study on low-frequency noise radiated from steel multi-box girder bridge induced by traffic vibration, *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2011*, pp.785-790, 2011.
- 6) 大竹省吾，中村一史，長船寿一，大蔵崇，鳥部智之，平栗昌明：高架橋の伸縮装置前後の路面凹凸の特徴と低周波音への影響に関する研究，構造工学論文集，Vol.63A，2017.
- 7) M. Kawatani, C.W. Kim and N. Kawada: Three-Dimensional Finite Element Analysis for Traffic-Induced Vibration of a Two-Girder Steel Bridge with Elastomeric Bearings, *Transportation Research Record; Journal of the Transportation Research Board*, CD11-S, pp.225-233, 2005 (6th International Bridge Engineering Conference, Boston, USA, July 17- 20, 2005).
- 8) M.Kawatani, N.Kawada and T.Kamizono : dynamic response analysis of simple girder with very short span length moving vehicle, *Proc. of the 6th Japan-Korea Joint Seminar on Steel Bridges(JSSB-JK6)*, pp.109-114, Aug. 2-3, Tokyo, Japan, 2001.
- 9) 川谷充郎，河田直樹，神菌卓海：超短支間桁の走行自動車による動的応答解析，土木学会 橋梁振動コロキウム'01 論文集，pp.87-90, 2001.10.
- 10) Chul-Woo Kim, Mitsuo Kawatani, Naoki Kawada and Tomoki Sakata: Effect of vehicle model and initial condition on traffic-induced vibration of short-span girder bridges, *Construction and Maintenance*, pp.313-322(CD-ROM), Kuala Lumpur, Malaysia, 10-11 October 2005.
- 11) Kawatani, M., Kim, C.W. and Nishitani, K.: Assessment of traffic-induced low frequency sound radiated from a viaduct by field experiment, *Interaction and Multiscale Mechanics* Vol.3, No.4, pp.373-387, 2010.
- 12) M. Kawatani, C.W. Kim, K. Nishitani, N. Kawada, Low frequency sound due to vibrations of a bridge under normal traffic, in: G. De Roeck, G. Degrande, G. Lombaert, G. Muller (eds.), *Proc. 8th Int. Conf. on Structural Dynamics (EURODYN2011)*, 2011, pp. 754-761.
- 13) M. Kawatani, C.W. Kim, N. Kawada and S. Koga, Assessment of traffic-induced low frequency noise radiated from steel box girder bridge, *Steel Structures* 8 (2008) 305-314.
- 14) 川谷充郎，河田直樹，十名正和，金 哲佑：道路橋の交通振動により放射される低周波音の理論解析とそれに起因する低周波音，橋梁振動コロキウム'03 論文集，pp.311-318,2003.9.

- 15) 河田直樹, 川谷充郎, 金 哲佑, 十名正和 : 道路橋交通振動に起因する低周波音の理論解析, 土木学会論文集 No.794/I-72, pp.203-212, 2005.7
- 16) 河田直樹, 川谷充郎 : 境界要素法による道路橋交通振動に起因する低周波音の理論解析, 土木学会論文集 A, Vol.62, No.3, pp.702-712, 2006.9.
- 17) ISO 7196: Frequency weighting characteristics for infrasound measurements, ISO, 1995.
- 18) ISO 8608.Mechanical Vibration – Road Surface Profiles – Reporting of Measured Data. ISO; 1995.
- 19) 橋梁振動研究会 : 橋梁振動の計測と解析, 技報堂出版
- 20) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2017.11 [Japan Road Association V. 2017. Specification for highway bridges]
- 21) 加藤雅史, 島田静雄 : 橋梁実測振動特性の統計解析, 土木学会論文報告集, No.311,p49-58,1981.7.
- 22) 環境省低周波音問題対応の手引書平成 16 年,
<http://www.env.go.jp/air/teishuha/tebiki/>(2017.8.20 閲覧)
- 23) 建設省土木研究所構造研究室 : 橋梁の設計荷重に関する試験調査報告, VII-1985,土木研究所資料,No.2258,1985.12.

第4章 低周波音の可視化検討

4.1. はじめに

低周波音問題に対する世間の認知度が低い要因として、低周波音放射状況の表現方法のわかりづらさがあると考えられる。低周波音解析結果は、周波数領域で整理することが一般的である。この場合、低周波音による影響を及ぼす周波数領域を把握することは容易であるが、低周波音の放射状況を時系列でイメージすることは難しい。そこで、時間領域で空間全体の音の伝播状況を分かり易く把握する方法を提案する。これまで、発電所や工場、空調設備等に対する低周波音対策や測定器・映像化装置開発の観点からの可視化については研究がなされており、これらは主に現存する物体に対する検討に主眼が置かれている。本研究は、低周波音の可視化と実橋を対象とした事前予測のための交通振動解析と組合せていることに有用性があると考えられる。この表現手法を構築することは、橋梁建設に先立って実施される事前予測評価時において、対策の必要性の判断や対策工法検討のためのひとつの指標となり、関係者（施主・施工者・近隣住民）に対する理解や事前対策実施の促進に貢献できることが期待される。

そこで、従来の周波数領域での評価に加え、3次元空間における時系列の音圧レベルを整理することで、低周波音の放射状況を時間領域で分かり易く伝える方法を提案する。ここでは、第3章に示した鋼箱桁橋（3.2節）およびPCT桁橋（3.3節）を対象に低周波音の可視化検討を行う。

4.2. 音の可視化に関する既往の研究

音の可視化技術は、航空機、鉄道車両、自動車、電子機器、家電製品などの機械製品分野や音楽施設内の音響把握のための音響分野で研究されてきた。可視化可能な計測器の開発^{例え、1)}や計測機器を使用した実測可視化検証の事例^{2)~4)}、各分野での騒音抑制のために可視化技術を研究した事例などがあげられる。可視化の検証事例としては、シミュレーション解析した結果を可視化するものや、マイクロホン等の計測器を使って現実の音場空間を計測した結果を可視化するものがある。例えば、リアルタイムで可視化可能な計測器の検証事例としては、iPad Proのカメラの映像に重ねて表示されるアプリケーションを用いて音圧測定を行い、可視化領域が閾値を超えないか確認した事例³⁾や、近年発展・普及の著しいVirtual Reality技術を用いて、視覚情報と聴覚情報を同時に提示し体験者に臨場感のある疑似体験が可能な鉄道騒音評価システムの構築事例⁴⁾など、VR空間で現地確認するための技術も研究されている。分野別では、機械系や鉄道、音楽施設等が可視化技術を活用しようとする動きが大きい。機械の小型化、軽量化で製品開発の際に低騒音なものとなるよう音響特性を把握するための手段として可視化技術を用いた事例⁵⁾やホール等の室内音場を解析し室内音場の音響を時系列で可視化した事例⁶⁾などがある。土木では、鉄道分野でその音源特定のために可視化技術が研究されている。騒音を効果的に下げる、或いは効果的な対策を検討するにあたって音源の特定を最重要と考えられており、計測や予測解析を合わせた音源可視化技術の研究が行われている^{7,8)}。このように、これまでの事例としては機械や製品の騒音制御や建築音響に係るものが多く、土木構造物振動に起因する騒音問題を対象に音の可視化技術を検討されたものはない。

4.3. 逆フーリエ変換による低周波音の過渡音解析手法

図 4.3.1 に可視化のための過渡音解析手順，図 4.3.2 にモデルの例を示す．まず，交通振動解析および低周波音解析を実施する．このとき，精度よく可視化するために，前節で示してきたように交通振動解析におけるモデル分割数に留意する．また，低周波音解析でも波長や障害物からの反射影響を考慮して，対象とする空間内の受音点分割間隔にも留意する．低周波音解析により求めた速度ポテンシャルを用いて，図 4.3.2 に示したモデル空間内における全ての節点(●印箇所)で周波数領域の複素音圧を式(4.3.1)より求める．複素音圧は，受音点の速度ポテンシャルが音源の速度ポテンシャルと空間内物体表面上の積分値より導出できる^{9)~14)}ことを踏まえると，式(4.3.2)にて表すことができる．節点間隔は，橋梁横断方向，縦断方向ともに 3~4m 程度とする．また，音場解析に用いる速度応答は，10m 助走を含めて橋を通過する間のものであるが，図 4.3.2 のとおり受音点を含む径間部を取り出したモデルとしている．なお，空間内全ての音圧レベルの厳密解を求めるためには膨大な情報を処理する必要があることの課題があるが，今回は低周波音の放射状況を分かり易く表現する手法を提案することが主目的であり，各ケースの相対的な違いを表現できる範囲内での空間内節点間隔にて解析を行う．式(4.3.2)より求める受音点(節点)における複素音圧の周波数特性が，音源位置とその受音点間の周波数応答関数とみなし¹⁵⁾，基本式(4.3.2)により逆フーリエ変換にて橋梁周辺の音圧の実効値を算定する．この際，例えば鋼箱桁橋モデルにおける計算周波数間隔 Δf は，積分間隔 $\Delta t=0.005$ (s)と解析時間 20.48(s)の関係からサンプリング個数 N を $4096=2^{12}$ とした関係で， 0.049 (Hz) $=200$ (Hz)/ 4096 (個)としている．ここで求めた実効値を用い，式(4.3.3)により音圧レベルに換算することで時間領域での音圧レベルを算定する．空間内全体の可視化にあたって，低周波音解析での節点間隔を図 4.3.2 に示すモデル図のとおり，橋梁横断方向，縦断方向ともに 3~4m 程度としている．このため，節点間の音圧は，モデル空間内各節点で求めた音圧レベルを 3 次元空間内で線形補間することで，細分化した音圧レベルの等値面を形成し，3 次元コンターの時刻歴として表現する．

$$P_i(f) = j\omega\rho\varphi_i(f) \quad (4.3.1)$$

ここに， $P_i(f)$ ：節点番号 i ，周波数 f の複素音圧(Pa)， ω ：角周波数(rad/s)， j ：単位法線ベクトル， ρ ：空気密度(kg/m³)， $\varphi_i(f)$ ：速度ポテンシャル(m²/s)， f ：周波数(Hz)である．

$$h_i(n) = \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} H_i(k) e^{j\frac{2\pi}{N}kn} \quad (4.3.2)$$

ここに， $h_i(n)$ ：音圧の実効値(Pa)， n ：離散時間番号， k ：離散周波数番号， $H_i(k)$ ： i 点の周波数応答関数(Pa)， $H_i(k) = P_i(f) = P_i(k \Delta f)$ ， $k=0,1,2,\dots,N/2$ ， $H_i(k) = H_i^*(N-k)$ ， $k=N/2+1, N/2+2,\dots,N-1$ ， Δf ：計算周波数間隔(Hz)， $N \Delta f$ ：サンプリング周波数(Hz)， $*$ ：複素共役である．

$$L_p(n) = 10 \cdot \log_{10} \left(\frac{h_i(n)^2}{P_0^2} \right) \quad (4.3.3)$$

ここに， L_p ：音圧レベル(dB)， P_0 ：音圧実効値の基準値($=2.0 \times 10^{-5}$ (N/m²))， $n = n \Delta t$ ：サンプリング時間(s)， Δt ：サンプリング時間間隔($=0.005$ (s))である．

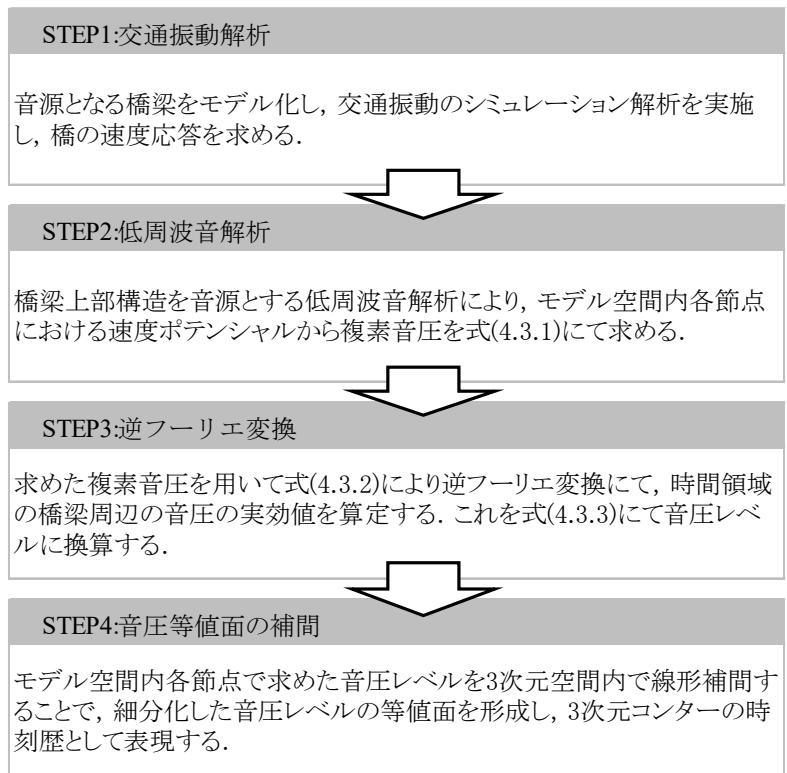


図 4.3.1 可視化のための過渡音解析手順

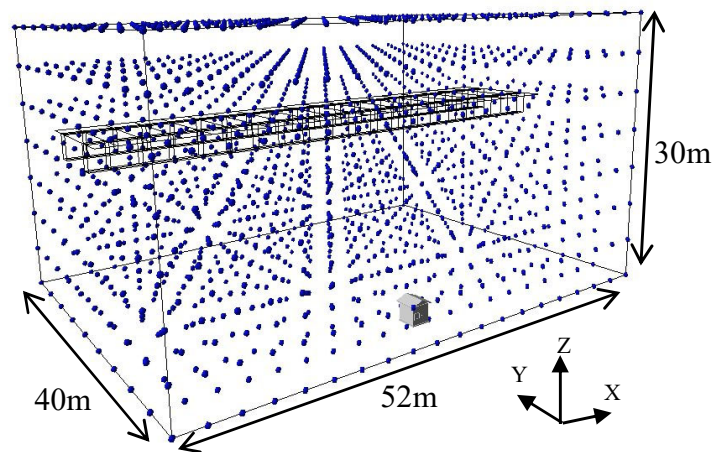


図 4.3.2 可視化のための過渡音解析モデル

4.4.過渡音解析結果

4.4.1 鋼箱桁橋の過渡音解析結果

ここには前述の 3.2 節に示した鋼 6 径間連続細幅箱桁橋を可視化した結果を示す。

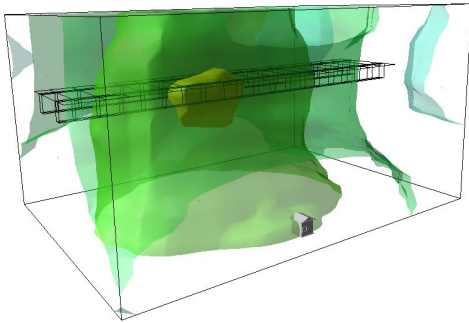
図 4.4.1 に、基本ケースとなる case1(3.2 節の caseNo.に同じ)の空間内における過渡音解析結果を時系列で示す。車両が橋梁へ進入した直後からその衝撃影響により低周波音の放射が始まり、1 径間目を通過する時点(0.55s~2.97s)で主桁を中心に周囲に音が広がる様子が確認できる。1 径間目通過時には、家屋まで橋梁振動の影響が及んでいることがわかる。また、1 径間目を通過後、P1 橋脚から P2 橋脚へと車両が受音点から遠ざかると音圧レベルが徐々に低くなっている。P1 橋脚および P2 橋脚通過時(2.97s, 5.40s)には、地盤面の反射の影響を受けて地盤高付近の音圧レベルが高くなっていることがわかる。P3 橋脚通過時(8.10s)には、音圧は小さく殆ど影響を受けていない。

図 4.4.2 には、段差がある case2 の結果を示す。図 4.4.1 に示した case1 の結果とは傾向が異なり、車両が橋梁に進入する際の段差の影響を受けて橋桁の支間中央ではなく、支間の $L/4$ 付近および $3L/4$ 付近の音圧が大きくなっている。音圧レベルの絶対値としても case1 よりも case2 のほうが全体的に大きいことも見てとれる。走行速度が 80km/h と早く段差による衝撃影響が橋の遠くまで及んでいることから、case1 では、P1 橋脚通過時点には音圧が低くなっている一方で、case2 では P1 橋脚通過後も相対的に音圧レベルが高くなっていることが確認できる。音の放射形状に違いあるのは、局所的な段差影響を受ける case2 は振動モード形状が異なるためコンター形状に違いがみられる。図 4.4.5 に固有値解析より得られた代表的な固有モードと図 4.4.6 に主桁支間中央部の加速度フーリエ振幅を再掲する。これより、case2 は、段差影響を受けて 3Hz~6Hz の振幅が大きくなっており、半波のたわみモードに加えて 1 波のたわみモード影響により支間の $L/4$ 付近および $3L/4$ 付近の音圧が大きくなっているものと推察される。

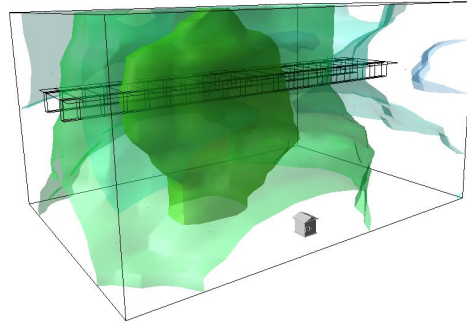
図 4.4.3 には、路面凹凸の振幅が大きい case3 の結果を示す。図 4.4.3 と同時刻の図 4.4.1 の結果を対比すると路面凹凸の振幅が大きい影響により、路面段差がある場合と同様に全体的に音圧レベルが高くなっていることがわかる。case1 では、P1 橋脚通過時点には音圧が低くなっているが、case3 では、路面凹凸の振幅が大きいため P1 橋脚通過時点でも相対的に音圧レベルが高くなっていることが確認できる。図 4.4.7 に case2 の主桁支間中央部の加速度フーリエ振幅を再掲する。路面凹凸影響により、全体的に case1 より振幅が大きくなっており、その分音圧が高くなっている。各時刻におけるコンター形状を見ると、路面凹凸影響のみのため case1 と case3 は比較的類似している。

図 4.4.4 には、3 台連行走行となる case10 の結果を示す。図 4.4.4 と同時刻の図 4.4.1 の結果を対比すると 3 台連行走行の影響により、音圧が下がる前に後続車両が橋梁へ進入することから全体的に音圧レベルが高い時間が長く続いていることがわかる。図 4.4.8 に case10 の主桁支間中央部の加速度フーリエ振幅を再掲する。車両連行走行により、全体的に case1 より振幅が大きくなっているが、卓越振動数は同じであるため、音圧のコンター形状は case1 と類似している。

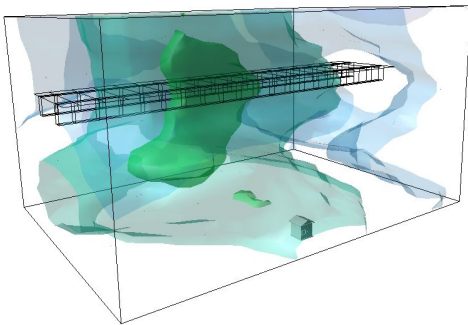
■0.55s : 橋梁進入後 1 秒時点



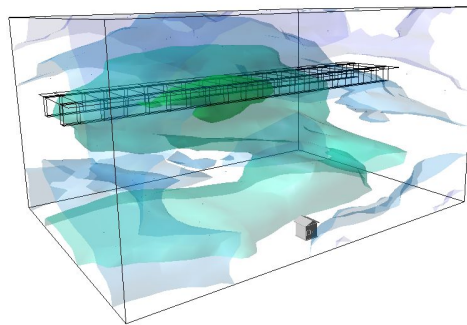
■1.08s : 1 径間支間 L/4 位置通過時



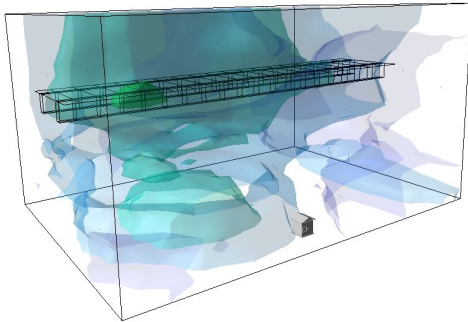
■1.71s : 1 径間支間中央通過時点



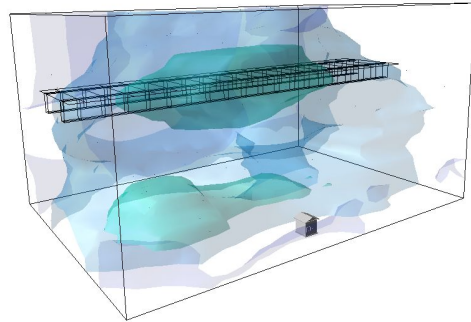
■2.34s : 1 径間支間 3L/4 位置通過



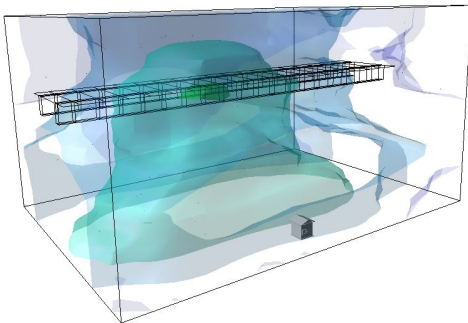
■2.97s : P1 橋脚通過時点



■4.32s : 2 径間支間中央通過時点



■5.40s : P2 橋脚通過時点



■8.10s : P3 橋脚通過時点

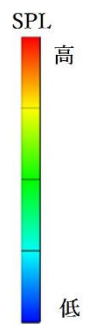
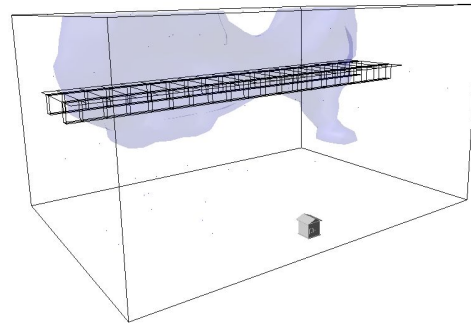
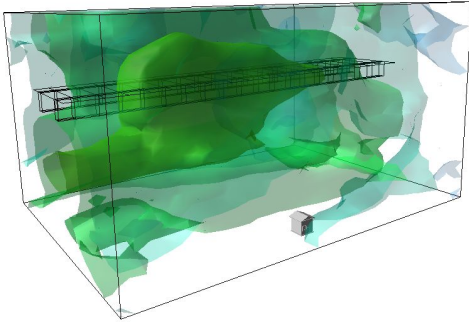
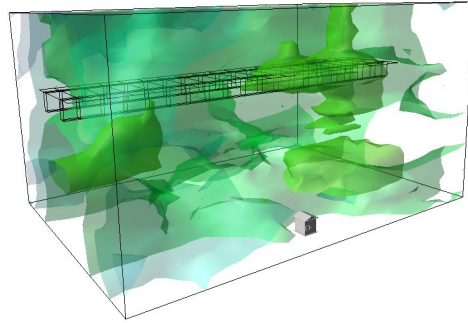


図 4.4.1 可視化解析結果(case1)

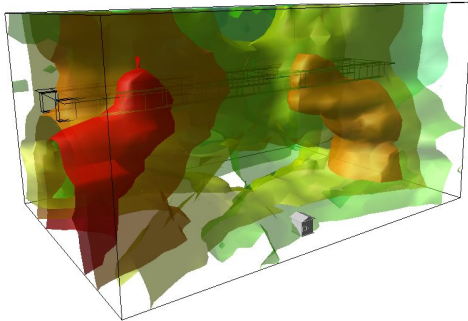
■0.55s : 橋梁進入後 1 秒時点



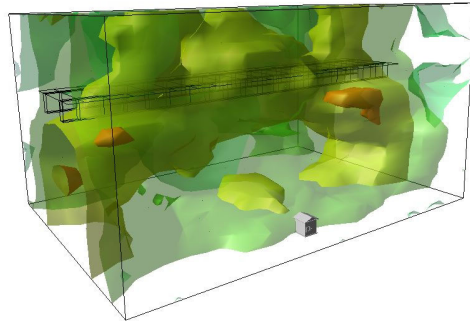
■1.08s : 1 径間支間 L/4 位置通過時



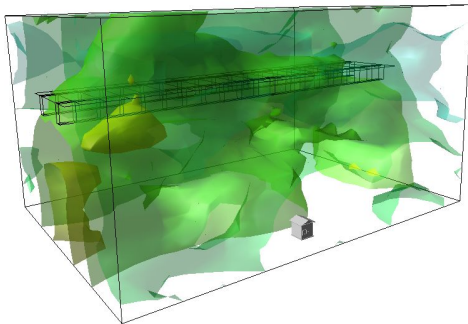
■1.71s : 1 径間支間中央通過時点



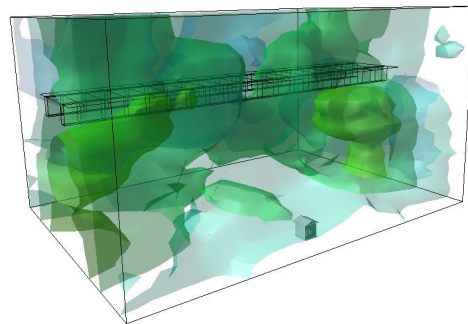
■2.34s : 1 径間支間 3L/4 位置通過



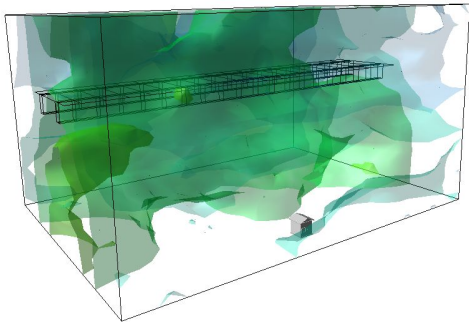
■2.97s : P1 橋脚通過時点



■4.32s : 2 径間支間中央通過時点



■5.40s : P2 橋脚通過時点



■8.10s : P3 橋脚通過時点

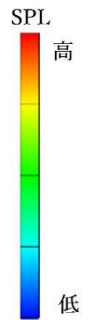
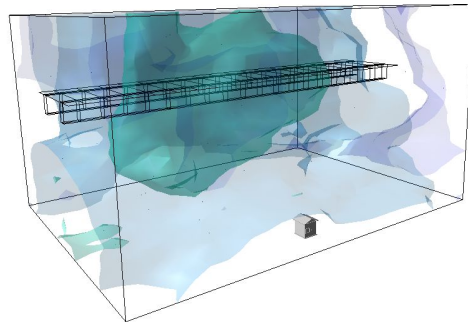
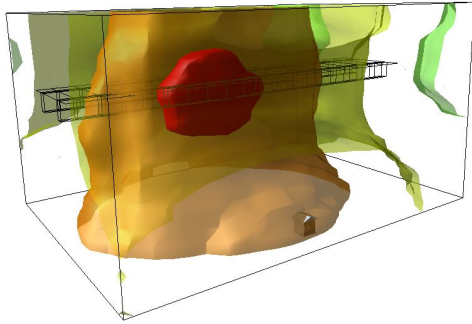
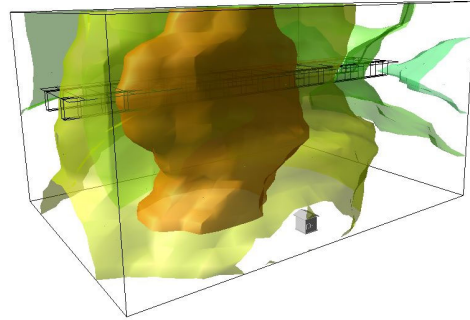


図 4.4.2 可視化解析結果(case2)

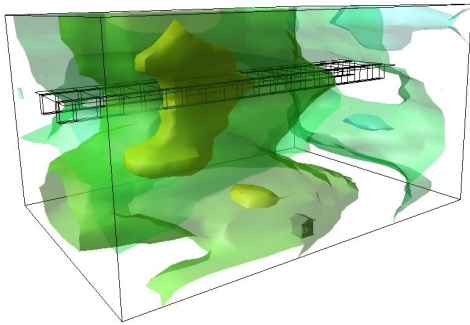
■0.55s : 橋梁進入後 1 秒時点



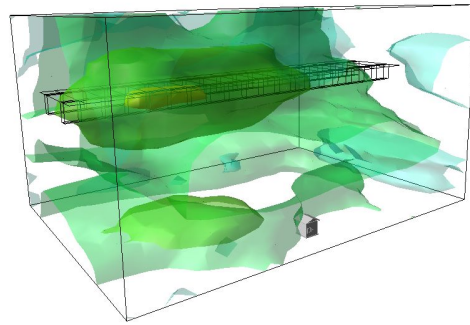
■1.08s : 1 径間支間 L/4 位置通過時



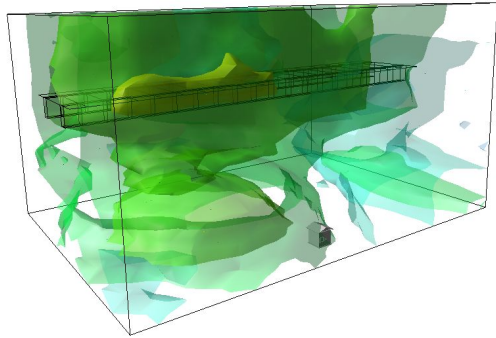
■1.71s : 1 径間支間中央通過時点



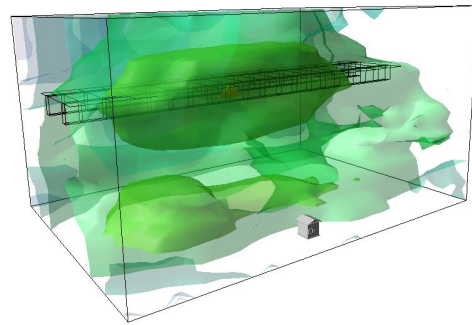
■2.34s : 1 径間支間 3L/4 位置通過



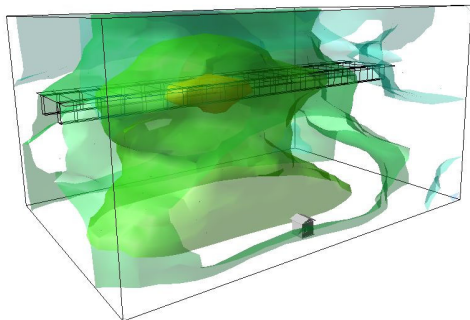
■2.97s : P1 橋脚通過時点



■4.32s : 2 径間支間中央通過時点



■5.40s : P2 橋脚通過時点



■8.10s : P3 橋脚通過時点

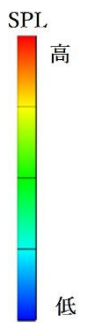
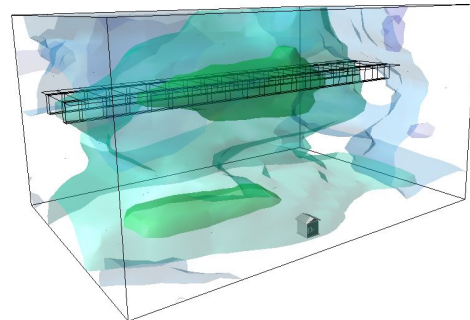
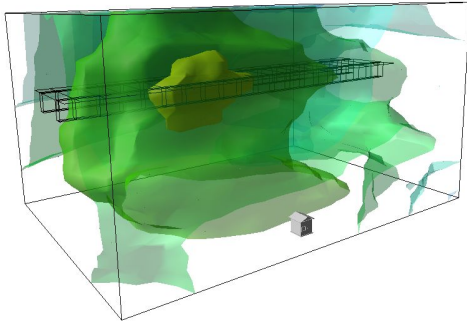
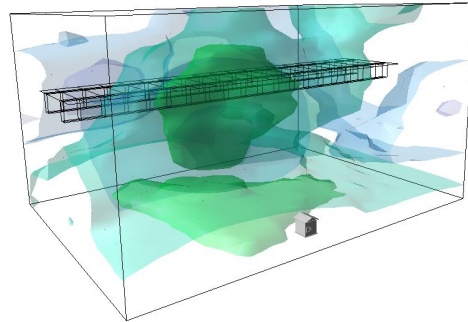


図 4.4.3 可視化解析結果(case3)

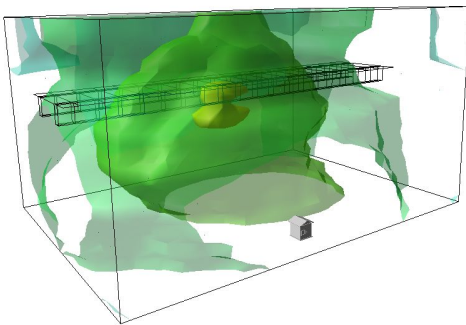
■0.55s : 先頭車両橋梁進入後



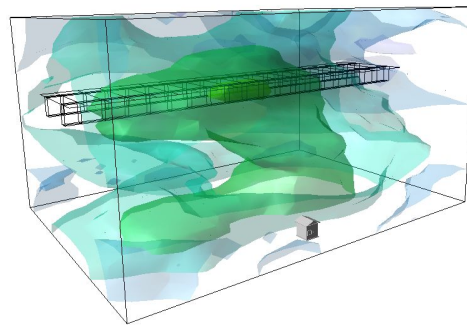
■1.08s : 先頭車両 1 径間支間 L/4 位置通過時



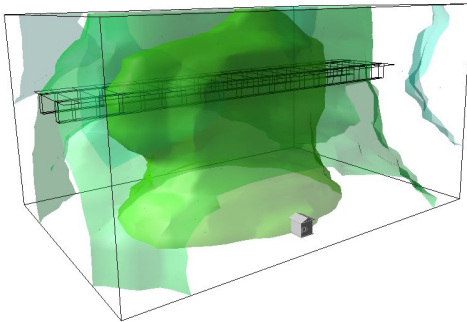
■1.71s : 先頭車両 1 径間支間中央通過時点



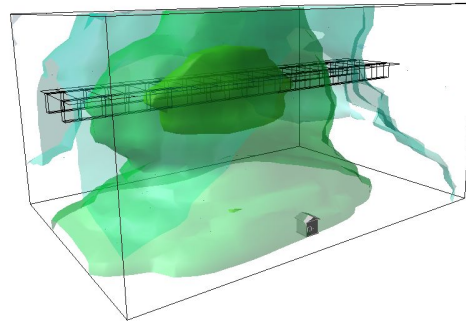
■2.34s : 先頭車両 1 径間支間 3L/4 位置通過



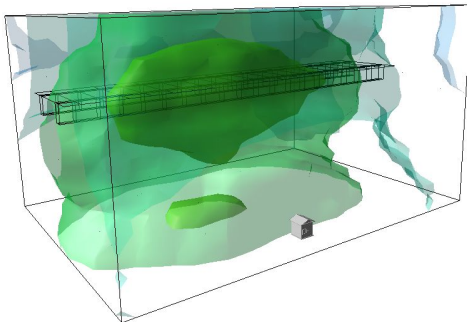
■2.97s : 先頭車両 P1 橋脚通過時点



■4.32s : 先頭車両 2 径間支間中央通過時点



■5.40s : 先頭車両 P2 橋脚通過時点



■8.10s : 先頭車両 P3 橋脚通過時点

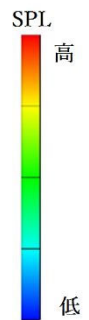
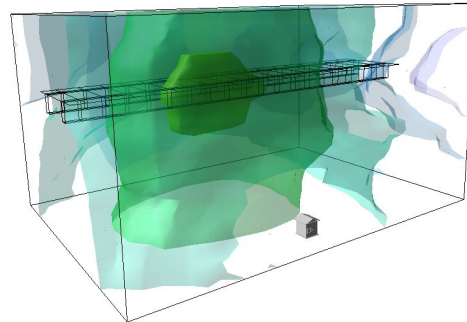
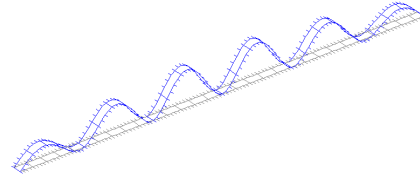
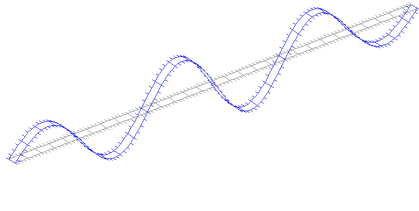


図 4.4.4 可視化解析結果(case10)

1st mode: 1.41Hz

10th mode: 2.96Hz



13th mode: 5.60Hz

14th mode: 6.03Hz

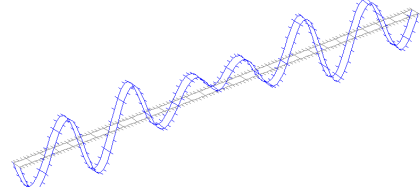
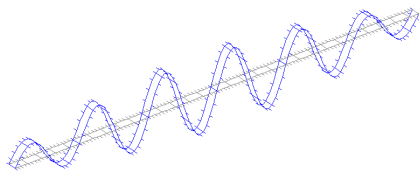


図 4.4.5 固有モード形状

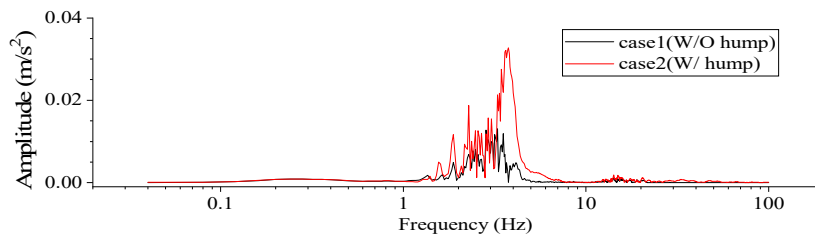


図 4.4.6 第1径間支間中央の主桁の加速度応答のフーリエ振幅 (case1 と case2)

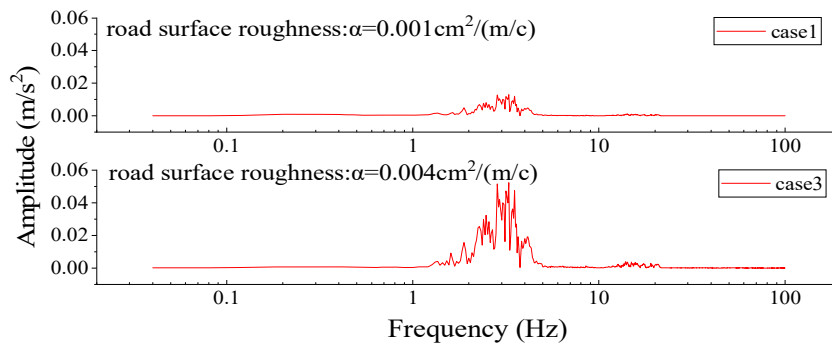


図 4.4.7 第1径間支間中央の主桁の加速度応答のフーリエ振幅 (case1 と case3)

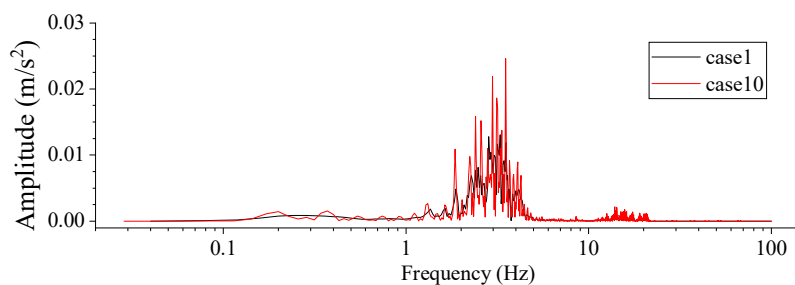


図 4.4.8 第1径間支間中央の主桁の加速度応答のフーリエ振幅 (case1 と case10)

4.4.2 PCT 桁橋の過渡音解析結果

ここには前述の 3.3 節に示した PC3 径間連結 T 桁橋を可視化した結果を示す。

図 4.4.9～図 4.4.12 に、基本ケースとなる D-case2(3.2 節の caseNo.に同じ)の空間内における過渡音解析結果を時系列で示す。車両が第 3 径間目へ進入した直後からその衝撃影響により低周波音の放射が大きくなりはじめ、3 径間目を通過する間に主桁を中心に周囲に音が広がる様子が確認できる。音圧が大きくなる箇所が橋桁の支間中央ではなく、支間の $L/4$ 付近および $3L/4$ 付近のとなっているのは、卓越するモード形状による。図 4.4.13 に固有値解析より得られた代表的な固有モードと図 4.4.14 に主桁支間中央部の加速度フーリエ振幅を再掲する。これより、本橋は、半波のたわみモードとなる 2Hz 付近以外にも、第 3 径間が 1 波のたわみモードとなる 5Hz, 8Hz, 20Hz 付近も振幅が大きくなる。特に、第 3 径間目は支間長が 48.2m と長いこともあり、1 波のたわみモードの影響を受けて支間の $L/4$ 付近および $3L/4$ 付近の音圧が大きくなっているものと推察される。

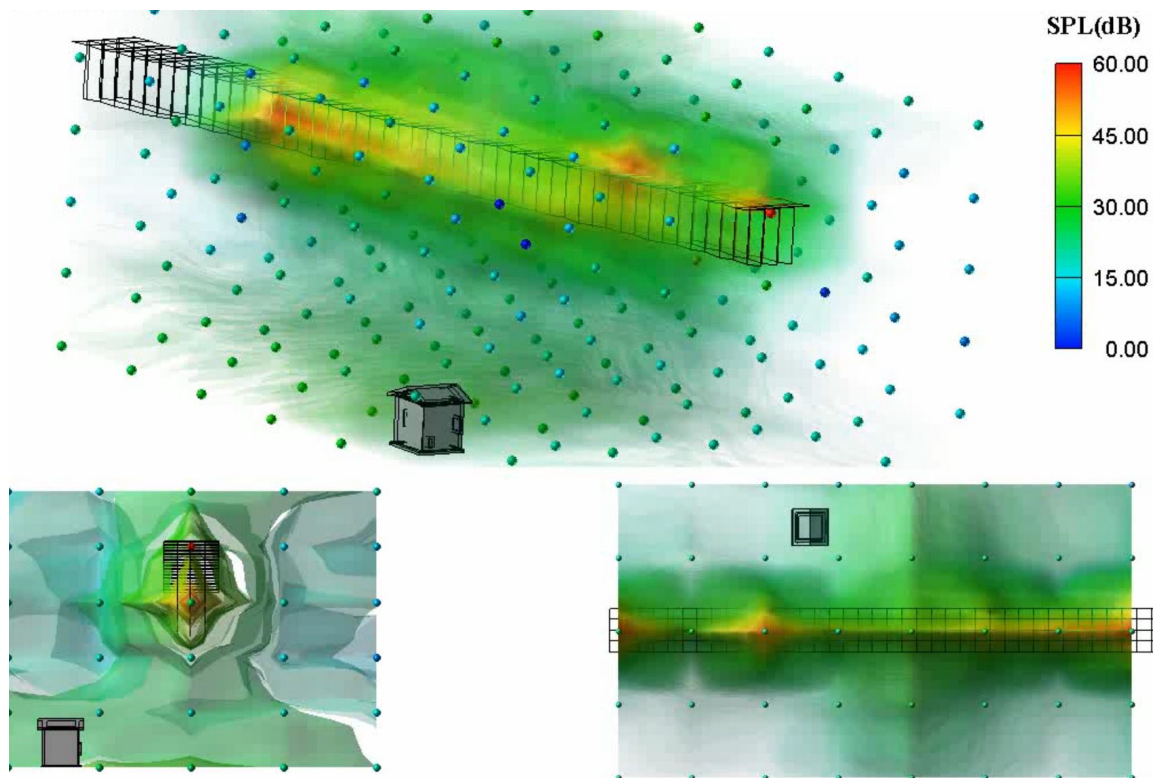


図 4.4.9 第3径間進入直後の可視化解析結果(8.2s)

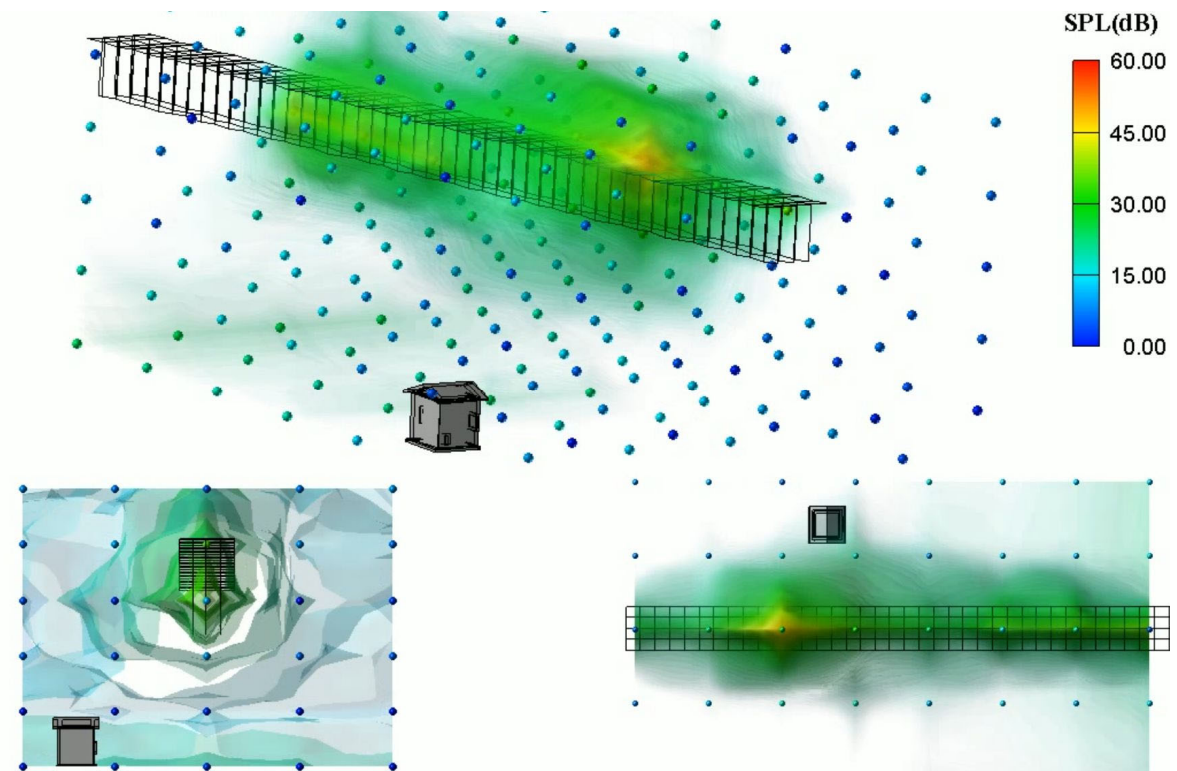


図 4.4.10 対象家屋通過時点の可視化解析結果(9.5s)

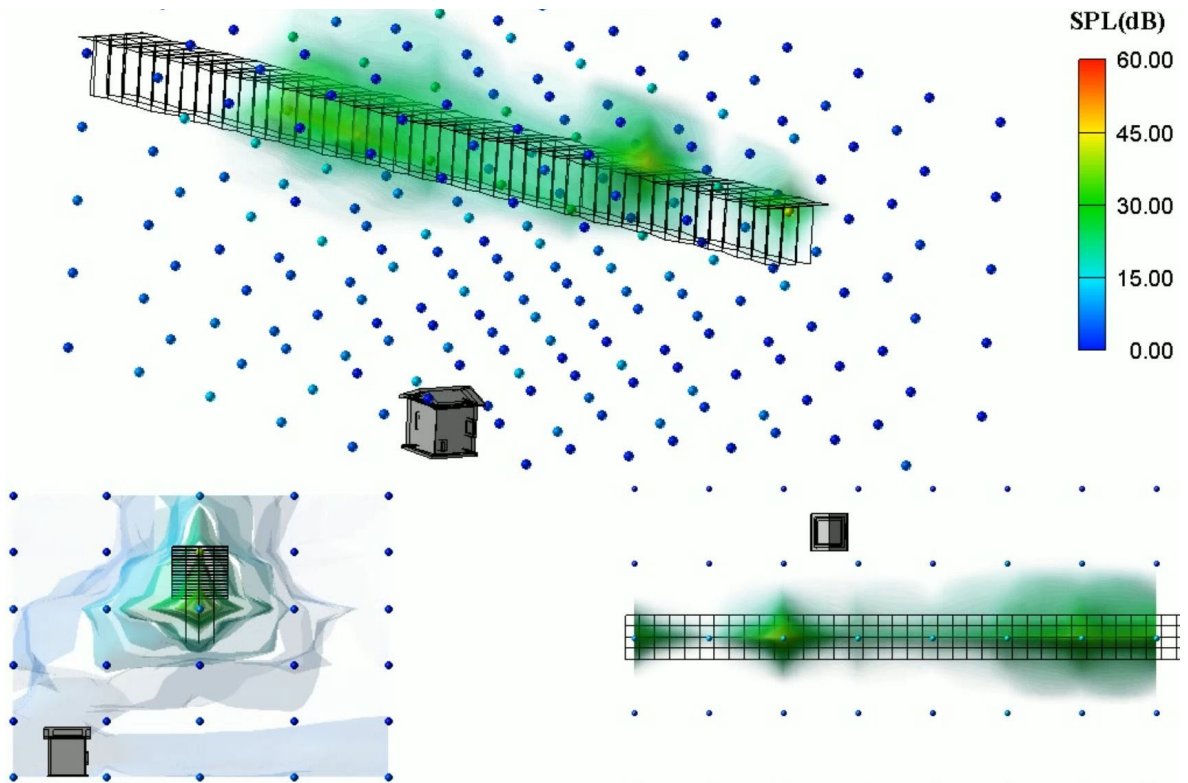


図 4.4.11 第3径間支間中央部通過時の可視化解析結果(10.4s)

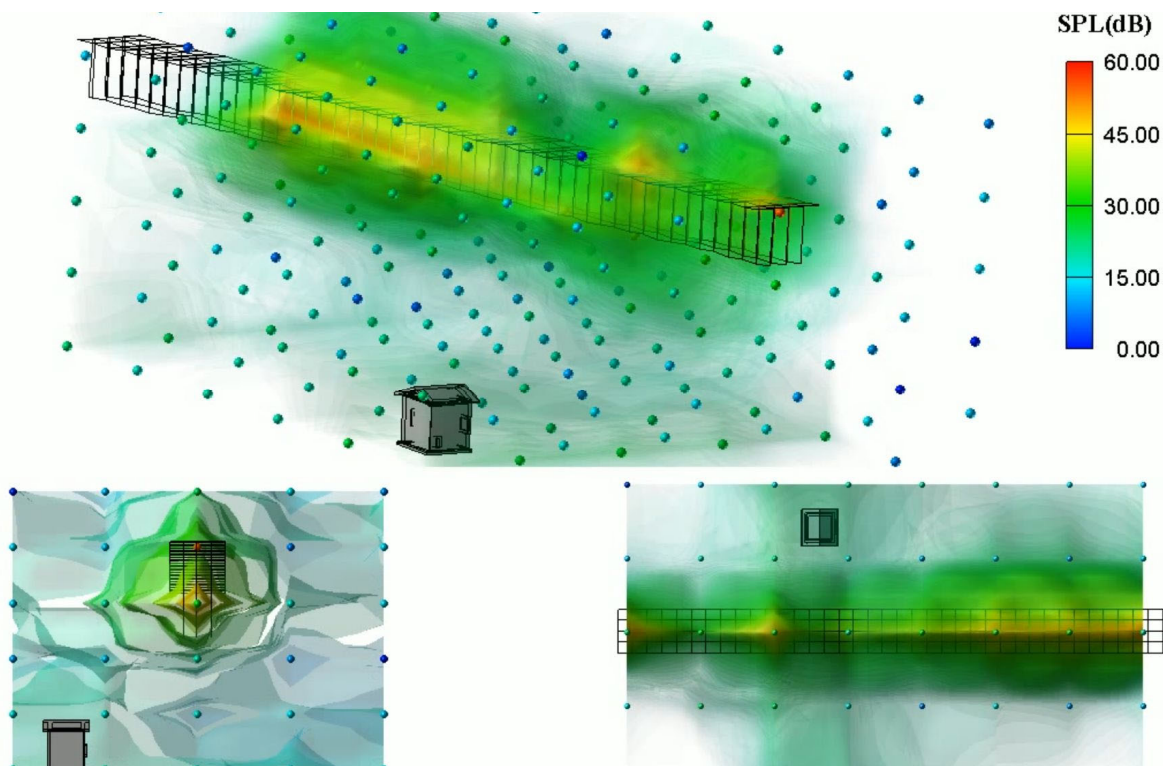


図 4.4.12 第3径間支間3L/4部通過時の可視化解析結果 (11.5s)

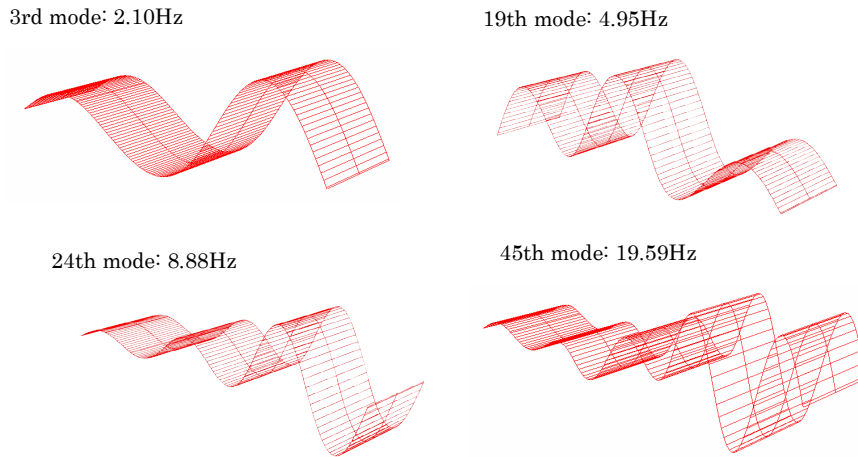


図 4.4.13 固有モード形状

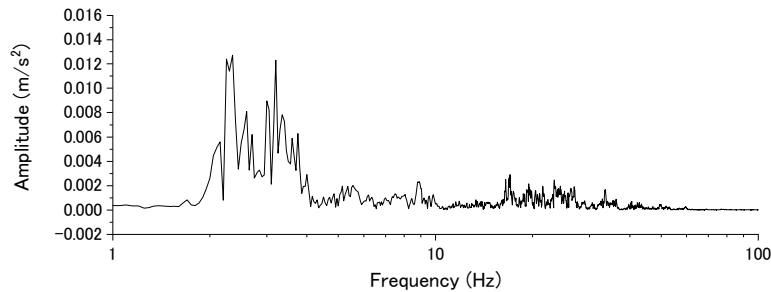


図 4.4.14 第 3 径間支間中央の主桁の加速度応答のフーリエ振幅 (D-case2)

4.5.結言

過渡音解析を用いた分析により、3次元空間における低周波音の伝播経路や伝播状況を時系列で可視化した。その結果、伸縮装置部に段差がある場合は、段差がない場合と比べ、スパン中央から放射される低周波音より桁端部付近の音圧が大きくなっており、そこから周辺に放射されることで受音点付近の音圧が高くなっている様子が確認できた。このように、段差の有無や路面凹凸振幅の大小といった路面条件や車両速度や車両台数といった車両条件の他、支間割や卓越するモード形状などの構造条件によっても音圧の放射状状況が異なる様子を視覚的に表現することができた。3次元空間での可視化により、低周波音による影響範囲の特定や問題の要因となる事象の特定を容易にすることで、関係者（施主・施工者・近隣住民）に対して、低周波音影響に関するより多くの情報を一度に分かりやすく伝えることが可能となる。これにより、今後の低周波音に対する理解の促進に貢献できることが期待される。

【参考文献】

- 1) 尾本章, 中原雅考, 高島和博; 音の可視化技術, 映像情報メディア学会誌 Vol.65, No.4, pp453-458, 2011
- 2) 及川靖広: 音場の可視化技術の可能性
<http://contents.acoust.ias.sci.waseda.ac.jp/publications/ASJ/2022/ai-oikawa-2022Feb.pdf>
- 3) 海野亮, 塚田学, 落合秀也, 江崎浩: 指向性のある音声の到達範囲を可視化する AR システム, Information Processing Society of Japan, 2019
- 4) 木下公二: 幾何音響理論に基づく鉄道騒音予測と VR 技術を用いた可視化・可聴, 2018 年度中央大学理工学研究科都市環境学専攻修士論文発表会要旨集, 2019.2.
- 5) 大西慶三, 西村正治, 中川敬三: 音響エネルギーを用いた放射音の可視化手法, 騒音制御, Vol.15, No.4, 1991.
- 6) 坂本慎一: ホール内音響伝搬のシミュレーション, 日本音響学会誌 67 巻 7 号, pp. 284-289, 2011
- 7) 山崎展博, 北川敏樹: 鉄道騒音の音源可視化, 可視化情報, Vol.27, No.104, 2007.1.
- 8) 笹倉実: 駆動装置から発生する騒音の可視化技術, RRR, Vol/77, No.5, 2020.5.
- 9) Kawatani, M., Kim, C.W. and Nishitani, K.: Assessment of traffic-induced low frequency sound radiated from a viaduct by field experiment, Interaction and Multiscale Mechanics Vol.3, No.4, pp.373-387, 2010.
- 10) M. Kawatani, C.W. Kim, K. Nishitani, N. Kawada, Low frequency sound due to vibrations of a bridge under normal traffic, in: G. De Roeck, G. Degrande, G. Lombaert, G. Muller (eds.), Proc. 8th Int. Conf. on Structural Dynamics (EURODYN2011), 2011, pp. 754-761.
- 11) M. Kawatani, C.W. Kim, N. Kawada and S. Koga, Assessment of traffic-induced low frequency noise radiated from steel box girder bridge, Steel Structures 8 (2008) 305-314.
- 12) 川谷充郎, 河田直樹, 十名正和, 金 哲佑: 道路橋の交通振動により放射される低周波音の理論解析とそれに起因する低周波音, 橋梁振動コロキウム' 03 論文集, pp.311-318, 2003.9.
- 13) 河田直樹, 川谷充郎, 金 哲佑, 十名正和: 道路橋交通振動に起因する低周波音の理論解析, 土木学会論文集 No.794/I-72, pp.203-212, 2005.7
- 14) 河田直樹, 川谷充郎: 境界要素法による道路橋交通振動に起因する低周波音の理論解析, 土木学会論文集 A, Vol.62, No.3, pp.702-712, 2006.9.
- 15) 崔錫柱, 橋秀樹: 有限要素法による室内音場のインパルス応答の数値計算, 日本音響学会誌 49 巻 5 号, 1993.

第5章 連続斜張橋への交通振動シミュレーション解析手法の適用

5.1. はじめに

一般に橋の設計では、耐荷性能や耐久性能のほか、使用目的との適合性を満足させるための性能等について検討のうえ、橋全体として所要の性能が満たされるよう照査する必要がある¹⁾。斜張橋や吊橋のような支間長が長い吊構造を有する長大橋の場合、活荷重による主桁のたわみが非常に大きくなることから、橋全体としての剛性が低いと二次応力による鋼部材や床版の疲労等の予期せぬ損傷が生じたり、過大なたわみや振動によって利用者にとって不快感につながる振動が生じたりする可能性が一般的な桁橋に比べて高く、使用性の評価については留意すべき点が多い。このような事象に対して、道路橋示方書・同解説²⁾では、上部構造のたわみ量の制限値として、斜張橋形式で支間長 $L/400(\text{m})$ 、吊橋形式で支間長 $L/350(\text{m})$ が規定されている。この値を超えないことで、計算では容易に見込めない車両の通行や風などの繰返し変動に伴い生じる橋の振動に及ぼす影響が、橋を供用する上で問題がない範囲内に留まるよう、橋全体としての必要な剛性を確保している。

一方で、道路橋示方書・同解説の適用範囲外となる支間長 200m を超える橋に対して、たわみの規定値を確保することは必ずしも合理的ではなく、既往の吊構造を有する長大橋の設計においてもたわみの規定値を設けていない事例は多い。このような場合、振動や騒音が発生する可能性や、過大なたわみによる車両の走行安全性への影響等への懸念に対して、多角的な検証が必要となる。斜張橋や吊橋は、桁橋に比べて柔軟に挙動し、かつ多くの部材で構成されることから振動性状が複雑なものとなる。これまで、支間長が非常に長く活荷重たわみが大きい吊構造形式の橋に対して、振動特性を把握することを目的とした実験や研究は多く行われている^{例えば 3)~15)}が、利用者の快適性を評価するための系統的な研究はなされていない。そこで、本研究では、大きな活荷重たわみが見込まれる最大支間長 650m を有する 7 径間連続斜張橋を対象とし、解析により橋および車両の振動特性を把握したうえで、橋としての振動使用性を評価する。

適切な評価の実施にあたっては、交通振動シミュレーション解析にて精度良く斜張橋の振動性状を把握する必要がある。本研究で用いる解析手法は、これまで桁橋を対象にその再現性が十分確認されてきた交通振動シミュレーション解析手法^{16)~22)}である。前例のない規模の斜張橋に応用するにあたって、実橋における車両走行実験を行い、実験により得られる計測値と橋梁と車両の連成振動や路面凹凸影響を考慮したモード法による 3 次元動的応答解析から求めた解析値との対比を行い、解析の再現性を検証する。

5.2.対象橋梁

連続斜張橋の使用性評価にあたって、実橋の斜張橋を対象とした車両走行時の振動計測を行い、計測結果と解析結果との対比により解析精度を確認する。前述したとおり、使用する交通振動のシミュレーション解析手法は、これまで桁橋を対象にその再現性が十分確認されてきた手法^{16)~22)}であり、前例のない規模の斜張橋に応用して検証するにあたって、斜張橋に対する解析精度の妥当性を確認する必要がある。実橋での交通振動計測は、阪神高速道路5号湾岸線で安治川河口部を横断する地点に架かる中央径間350mの鋼斜張橋である天保山大橋^{3),15)}にて実施した。図5.2.1に天保山大橋の全景図、図5.2.2に上部構造および橋脚の構造概要図を示す。完成年度は1998年で、橋梁形式は単独の鋼斜張橋、橋長640m、支間長120m+350m+170mである。主塔は橋軸直角方向にA型の鋼製主塔が2基、基礎は場所打ち杭基礎である。車線は片側3車線で全幅員27.25m、主桁は上下線で一体構造となっており、P9側はON・OFFランプとの接続の関係でP9-P10間で幅員が変化している。

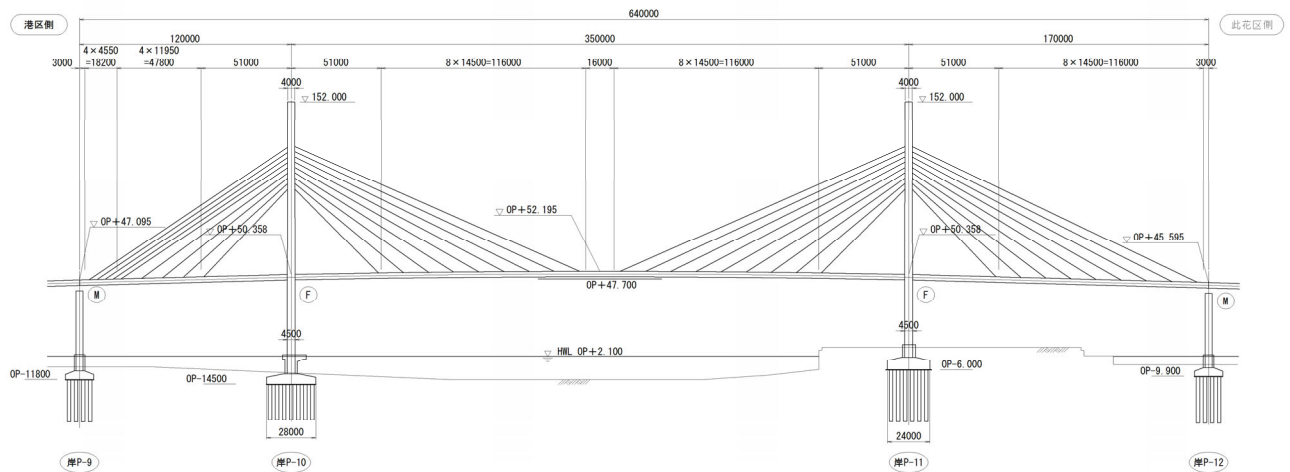


図 5.2.1 天保山大橋概要図(unit:mm)

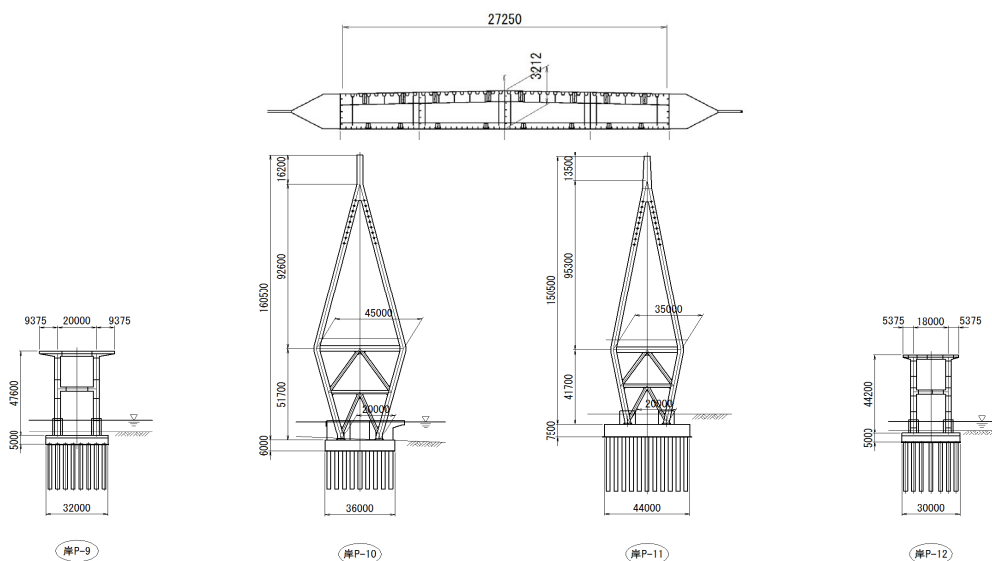


図 5.2.2 主桁・橋脚・主塔・基礎断面図(unit:mm)

5.3.試験車両走行実験概要

試験車両による走行実験は、2019年の冬期（2月）と夏期（9月）に同じ試験車両、かつ同じ走行条件にて風の影響が少なく晴天時の夜間に実施した。走行実験中の温度変化は、桁内においてデッキプレートおよび下フランジに温度計を設置し、走行試験実施中に計測を行った。冬期は開始時 11.4 度から終了時 8.2 度の変化量 3.2 度、夏期は開始時 31.7 度から終了時 29.7 度の変化量 2.0 度であり、計測値の整理において無視できる程度である。計測値は、冬期と夏期のいずれも計測時期の違いによる特徴的な相違がなかったことから、以降に示す解析精度の検討では、両計測結果のうち代表的な結果を用いている。

計測内容は、加速度計による橋梁本体および走行車両の振動計測と、レーザー変位計による主桁下面の変位計測である。図 5.3.1 に、計測箇所と対応する解析時の節点番号を示す。加速度は、主塔および桁の箱内部に加速度計を設置し、50Hz での振動データを取得した。加速度計の設置箇所は、主塔は最上段および中段の 3 点、主桁は中央径間（P10～P11 間）と側径間（P11～P12 間）の $L/4, L/2, 3L/4$ 位置を対象とした。なお、今回の計測では、天保山大橋の径間長を考慮すると、長周期の加速度が計測可能な加速度計を用いる必要があることから、加速度計に EPSON M-A550AC2x を用いた。変位は、現地状況から計測が可能な箇所として、側径間 P11～P12 間の $L/2$ 直下にレーザー変位計を設置し、試験車走行に伴う桁の鉛直変位を地上から計測した。

図 5.3.2 に、試験車両および加速度計設置箇所の概要を示す。試験車両は、軸重を各軸で計測し前軸 5.58tf、後軸 14.34tf、合計 19.9≒20tf に調整したダンプトラックである。加速度計は、前輪および後輪のばね上とばね下に車両の中心軸に極力近づけて設置した。図 5.3.3 に試験車両の自由振動実験結果を示す。試験に先立って試験車両の自由振動計測を行っており、前輪のばね上は振動数 1.5Hz、ばね下は 1.5Hz および 10Hz、また、後輪ばね上は 3.5Hz、ばね下は 3.5Hz および 10Hz 付近が卓越することを確認している。車両は、1 台または 2 台を 80km/h で走行させる。図 5.3.4 に車両の走行条件、表 5.3.1 に計測および解析ケースを示す。1 台で走行する場合は下り線の走行レーンを、2 台で走行する場合は下り線の走行レーンおよび追越レーンを並走する。

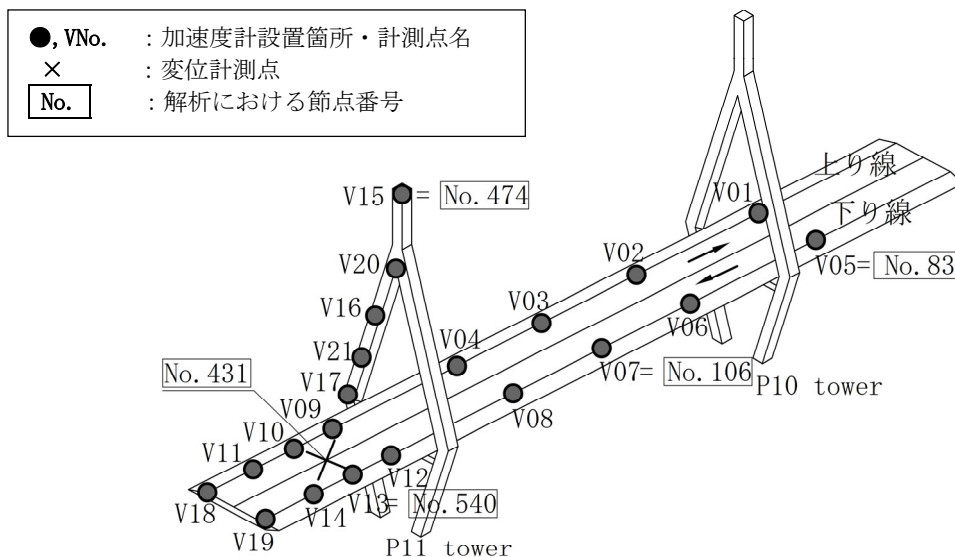


図 5.3.1 計測箇所および解析節点

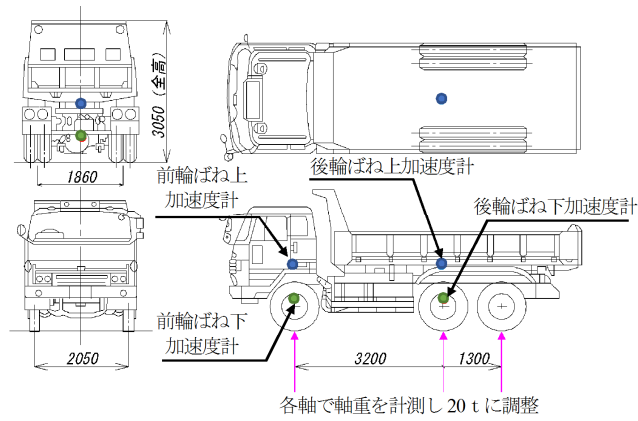


図 5.3.2 試験車両概要

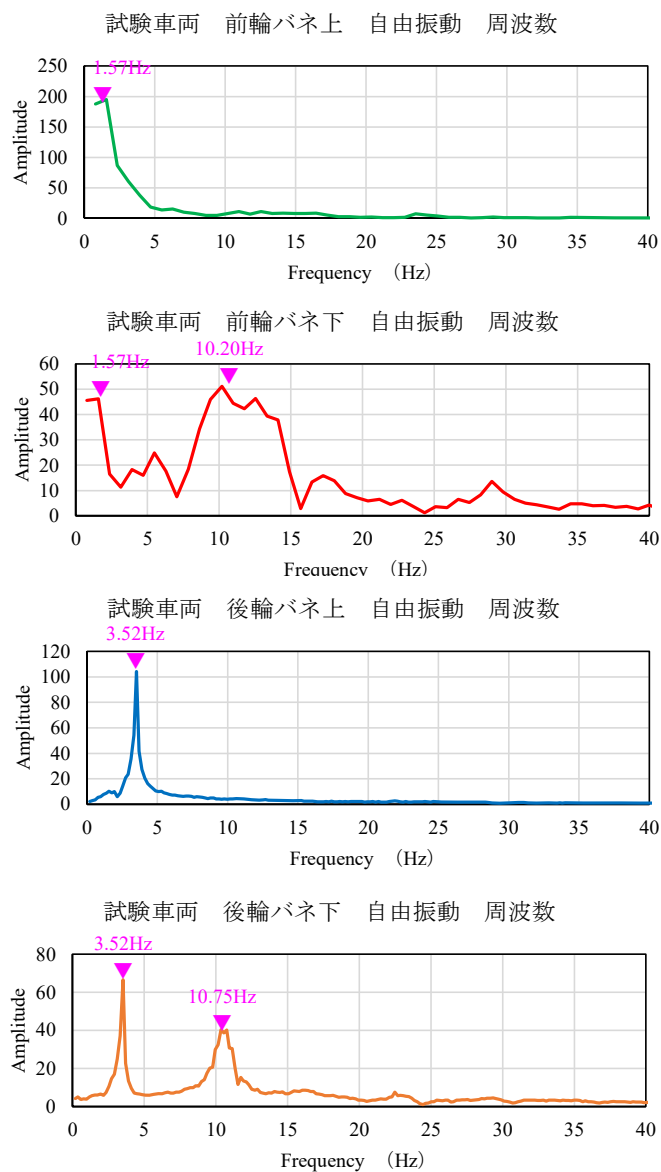


図 5.3.3 試験車自由振動実験結果

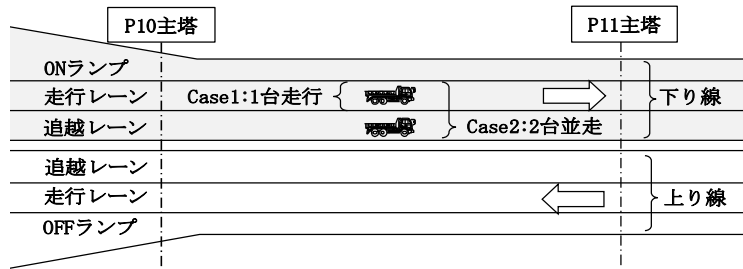


図 5.3.4 車両走行概要図

表 5.3.1 計測および解析ケース

	走行車線	走行台数	走行速度
Case1	下り/走行レーン	1	80km/h
Case2	下り/走行・追越レーン	2	80km/h

5.4.交通振動解析モデル

交通振動解析は、桁橋での交通振動の再現性が検証された橋梁と車両の連成振動および路面凹凸影響を考慮したモード法による動的応答解析とし^{16)~22)}、実橋計測と同じ条件にて解析する。図 5.4.1 に、解析モデル骨組図を示す。解析手法は、3次元有限要素法とし、主桁・床版および主塔・橋脚を構成する部材を1節点6自由度の梁要素で、ケーブルは軸力のみを伝達するトラス要素でモデル化する。支承条件は、表 5.4.1 のとおりである。支承はゴム支承として線形ばねでモデル化し、二重節点として主塔梁部およびアプローチ部橋脚天端に付加する。解析精度の検討では、主に中央径間のたわみに伴う主桁と主塔、車両の振動特性に着目することから、側径間の P9 および P12 橋脚は、支承下端を固定とし、下部構造はモデル化しないこととした。また、車両走行に伴う橋梁の振動は、弾性挙動であることから、実橋に設置されているダンパー等の免震構造はモデル化を行っていない。基礎は、基礎天端に集約した SR ばねとする。節点分割について、横断方向の要素は主桁の軸中心と幅員外縁に節点を設けた 2 分割、縦断方向は橋のたわみ振動による影響に着目し、主要モード形状と固有振動数の関係より交通振動解析に影響しない範囲として 5m~15m 程度の間隔とする。

交通振動解析で用いる車両モデルを図 5.4.2 に、車両諸元を表 5.4.2 に示す。車両モデルは、前軸 1 軸、後軸 2 軸を考慮した 8 自由度系モデルで定式化²³⁾したものであり、左右輪位置での横断勾配差や路面凹凸の差に伴う車両の 3 次元挙動を考慮し、前後・左右の車輪接地力を評価できる立体モデルとする。表中に示す車両条件は、試験に使用した 20tf ダンプの自由振動測定結果を踏まえて、固有振動数を一致させるように粘性係数やばね定数を設定したものである。図 5.4.3 に解析で考慮した路面凹凸の PSD 曲線と ISO 評価基準²⁴⁾を示す。路面性状が明らかではないことから、後述する計測値と解析値の対比結果を踏まえてパラメータ $\alpha = 0.003(\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c}))$ 、 $\beta = 0.05(\text{c}/\text{m})$ 、 $n = 2.00$ としてモンテカルロシミュレーションにより路面凹凸データを作成した。なお、 α は路面の平坦性を表すパラメータ、 β は路面周波数の小さい領域を実測密度に合わせるパラメータ、 n は周波数によるパワー分布指標である。また、減衰はレイリー減衰を考慮し、橋梁の減衰定数は、これまでの斜張橋の振動実験²⁵⁾や後述する天保山大橋における実橋計測を用いたモード同定結果を参考に 0.02 と設定した。また、橋桁の振動振幅がそれほど大きくない通常の

走行車両による荷重条件の範囲において、構造減衰は振動次数に対して一定とみなして問題ないと考えられており²⁶⁾、本解析においても一定としている。

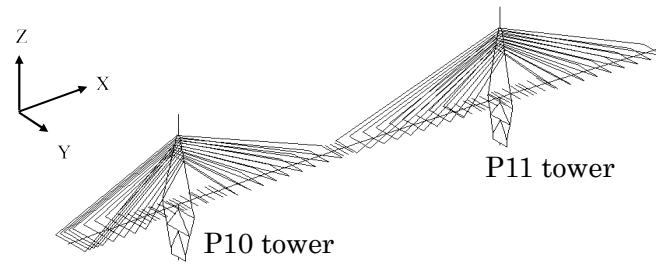


図 5.4.1 解析モデル骨組図

表 5.4.1 支承条件

	橋軸方向	橋軸直角方向
P9支点	Mov	Fix
P10支点	Fix	Fix
P11支点	Fix	Fix
P12支点	Mov	Fix

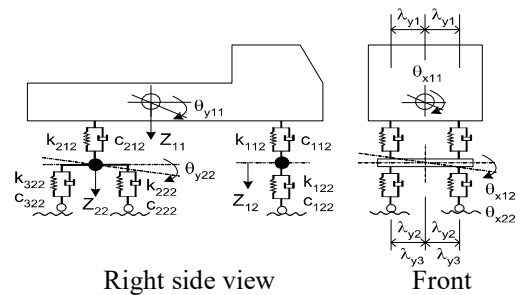


図 5.4.2 車両モデル図

表 5.4.2 車両重量およびばね定数

Total weight (kN)	196.0
Axle weight(kN)	Front:49.0, Rear: 147.9
Damping ratio	Front: 0.66 , Rear: 0.33
Natural frequency(Hz)	Suspension at front (bounce) : 1.5 , Suspension at Rear (bounce) : 3.5 Tyre (hop) : 10~20
Damping coefficient of vehicle (kN·s/m)	suspension at front axle : 11.76 , suspension at rear axle : 27.83 tyre at front axle : 7.25, at rear axle : 9.20
Spring constant of vehicle (kN /m)	suspension at front axle : 668.36 , suspension at rear axle : 5328.3 tyre at front axle : 2518.6 , tyre at rear axle : 10071.5

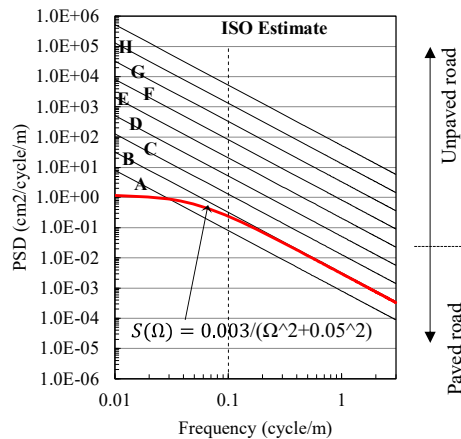


図 5.4.3 路面凹凸の PSD²⁶⁾

5.5.交通振動計測結果を用いた解析妥当性の検証

5.5.1 固有値解析結果

表 5.5.1 に解析より得られた各モードの振動数を、図 5.5.1 にモード形状を示す。1 次が半波のたわみモードとなっており、固有振動数としては 0.34Hz である。2 次 (0.53Hz) は 1 波のたわみモード、3 次 (1.09Hz) は 2 波のたわみモードとなる。0.83Hz は主塔が面外方向に位相差をもって橋軸直角水平方向に揺れるモードとなる。また、表 5.5.1 および図 5.5.2 には、加速度計測結果からモード同定した振動数とモード形状を示す。同じモード形状に対応する解析結果と比較すると固有振動数は概ね一致しており解析におけるモデル化は妥当であるといえる。

表 5.5.1 固有振動数

Mode	Analysis Frequency(Hz)	Measurement Frequency(Hz)
1 st bending	0.34	0.33
2 nd bending	0.53	0.49
torsional	0.83	0.85
3 rd bending	1.09	1.10

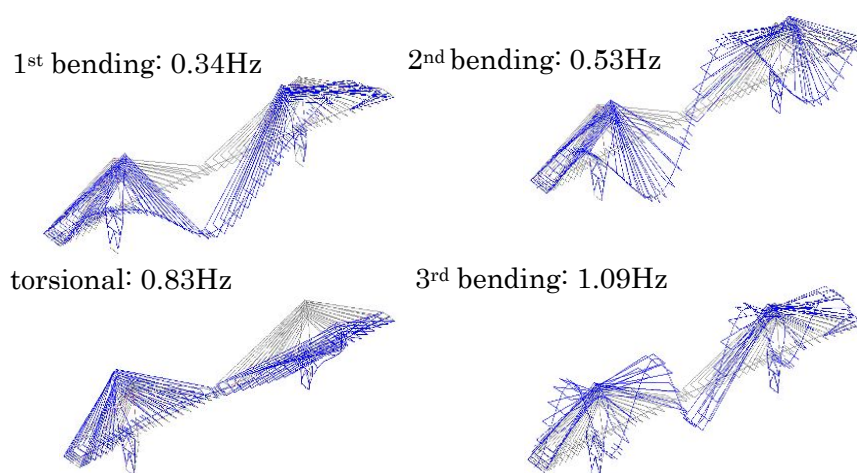


図 5.5.1 固有モード形状 (解析結果)

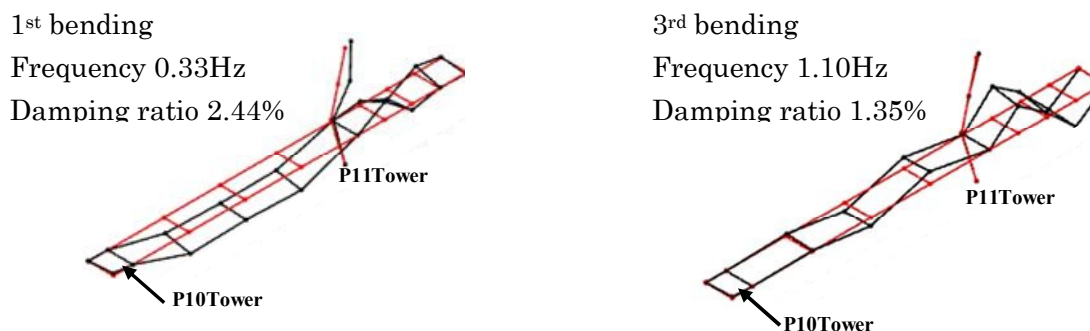


図 5.5.2 加速度計測結果から同定したモード形状

5.5.2 交通振動解析結果と計測値の対比

(1) 1台走行 Case1 の場合

図 5.5.3 に、レーザー変位計により計測した P11 主塔-P12 橋脚間の支間中央の鉛直方向変位と解析値の時刻歴を重ねて示す。解析値は、試験車両が P11 主塔を通過するタイミングを基準として計測結果と重ね合わせている。最大たわみ量は計測値と解析値は同程度となっており、挙動も概ね近似していることが確認できる。

図 5.5.4 および図 5.5.5 に、主桁支間中央および P11 主塔天端の応答加速度時刻歴を示す。加速度は、図 5.3.1 に示した主桁支間中央の V05, V07, V13 と主塔天端の V15 で計測した計測値と各計測点に対応した解析節点における解析値を対比している。加速度応答は、解析で考慮する路面凹凸の振幅に依存するが、メインスパンとなる中央径間の振動特性に着目し、図 5.5.4 の (b) に示す P9-P10 支間中央の主桁の加速度波形が近似するように $\alpha = 0.003 (\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c}))$ としている。図の (a) と (c) においても比較的近似しているが、一部、誤差があるのは、解析で用いた人工プロファイルと実際のプロファイルとの違いによるものと考えられる。図 5.5.6 に各計測箇所の応答加速度の実効値を示す。中央径間の主桁は 2gal 程度と計測値と解析値は概ね同程度の値となっている。その他の箇所は、想定する路面状況が異なることもあり、計測値と解析値は誤差がある。

図 5.5.7～図 5.5.10 に、図 5.5.4 および図 5.5.5 に示した応答加速度のフーリエ振幅を示す。図中の解析結果には、路面凹凸の振幅パラメータ α を $0.003 (\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c}))$ とした基本ケースに加えて、主桁や車両の計測値に近似する α を試行錯誤的に検討する目的で解析を行った $\alpha = 0.001 (\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c}))$ および $\alpha = 0.005 (\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c}))$ の結果についても、参考値として示す。P10-P11 支間中央の主桁の加速度のフーリエ振幅性状に着目すると、図 5.5.8 の (a) の解析値と (c) の計測値のとおり、 0.3Hz 付近と $3.5\sim 4.0\text{Hz}$ 付近で卓越していることが確認できる。 0.3Hz 付近は、半波のたわみモードの影響、 $3.5\sim 4.0\text{Hz}$ 付近は、車両後軸のばね上振動の影響である。図 5.5.10 の主塔においても $3.5\sim 4.0\text{Hz}$ 付近が最も卓越するが、これは主桁と同様に車両後軸のばね上振動の影響である。また、その他の卓越部分として、 $1\sim 3\text{Hz}$ 付近は車両前軸ばね上振動、 $10\sim 20\text{Hz}$ 付近では車両ばね下振動の影響と考えられる。1 次の鉛直たわみモードによる固有振動数は 0.34Hz で車両の固有振動数とは一致しないこともあり、橋桁の 1 次モードによる振幅は小さい。また、解析結果における路面凹凸の振幅パラメータ α の違いを比較すると、当然ながら路面凹凸の振幅が大きいほど加速度振幅は大きくなっており、図 5.5.8 に示す中央径間の主桁に着目すると、 $\alpha = 0.003 (\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c}))$ の結果が最も計測値に近似しているといえる。

図 5.5.11 に車両の応答加速度の時刻歴、図 5.5.12 にフーリエ振幅を示す。車両が橋梁を走行する際、波長の長い路面凹凸が原因で車両のバネ上が大きく加振され、さらに橋梁振動と連動して乗り心地に影響を及ぼす恐れがある。このため、車両振動は後輪のばね上に着目し、その結果を示している。計測結果と解析結果の加速度波形を比べると概ね近似している。また、表 5.5.2 に示すように、最大加速度および加速度実効値も同程度の値となっていることを確認した。

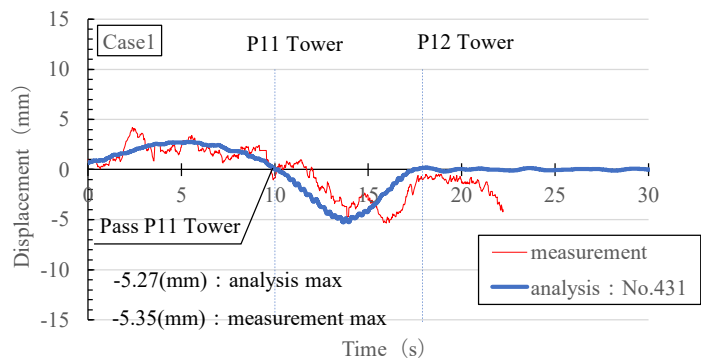
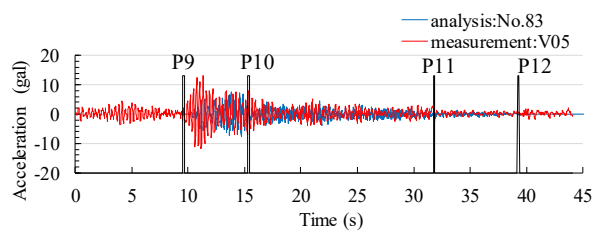
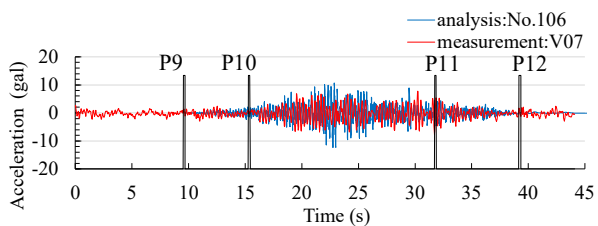


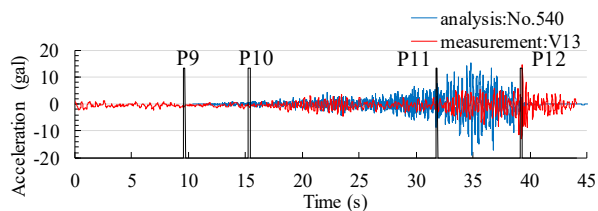
図 5.5.3 鉛直方向応答変位時刻歴 (Case1)



(a) 主桁 P9-P10 支間中央



(b) 主桁 P10-P11 支間中央



(c) 主桁 P11-P12 支間中央

図 5.5.4 主桁の応答加速度時刻歴 (Case1)

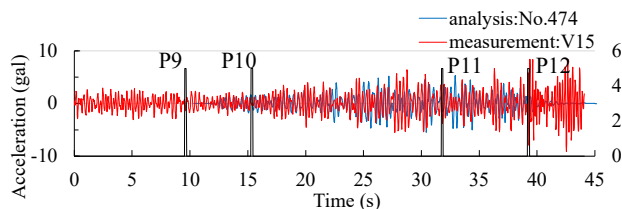


図 5.5.5 P11 主塔天端の応答加速度時刻歴 (Case1)

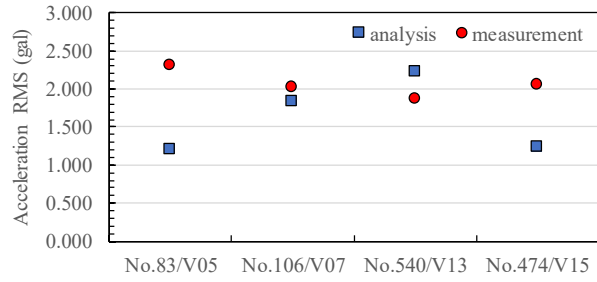


図 5.5.6 応答加速度実効値 (Case1)

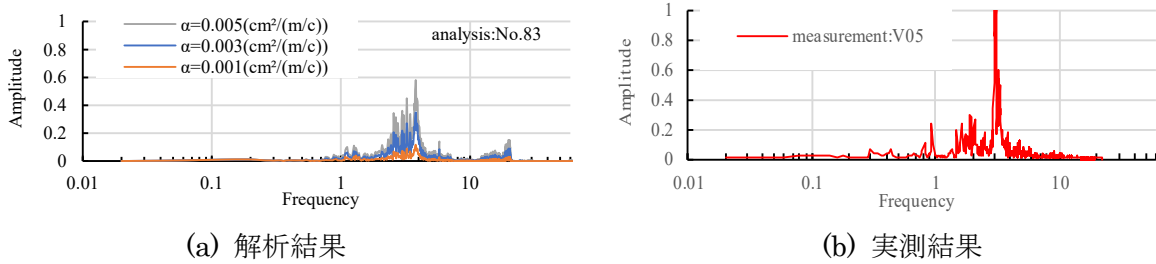
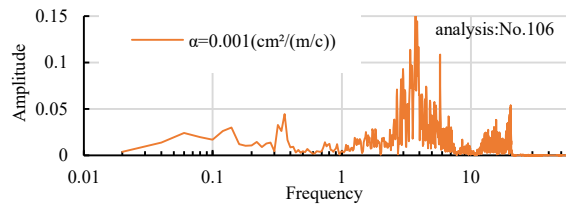
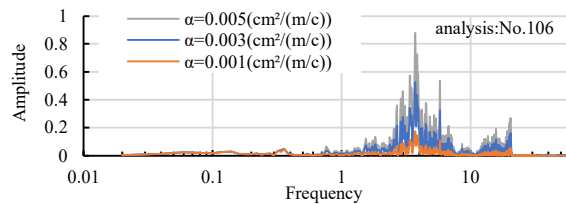


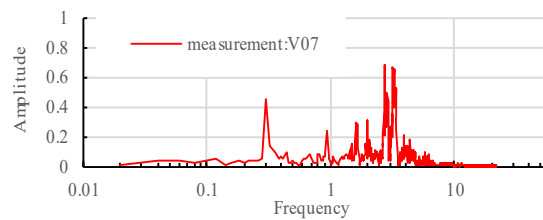
図 5.5.7 P9-P10 支間中央の主桁の加速度のフーリエ振幅 (Case1)



(a) $\alpha = 0.001(\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c}))$ の解析結果

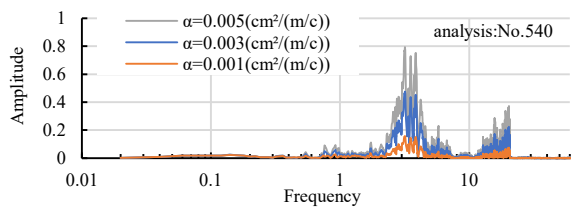


(b) $\alpha = 0.001, 0.003, 0.005(\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c}))$ の解析結果

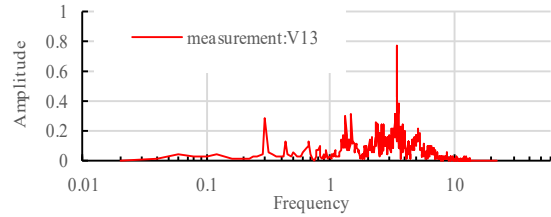


(c) 実測結果

図 5.5.8 P10-P11 支間中央の主桁の加速度のフーリエ振幅 (Case1)

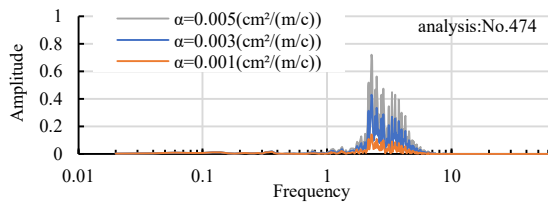


(a) 解析結果

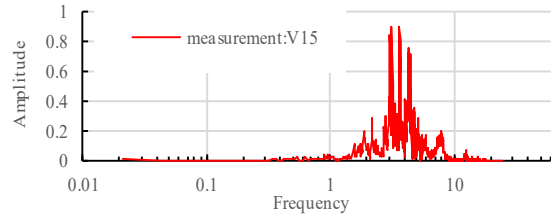


(b) 実測結果

図 5.5.9 P11-P12 支間中央の主桁の加速度のフーリエ振幅 (Case1)



(a) 解析結果



(b) 実測結果

図 5.5.10 P11 主塔天端の加速度のフーリエ振幅 (Case1)

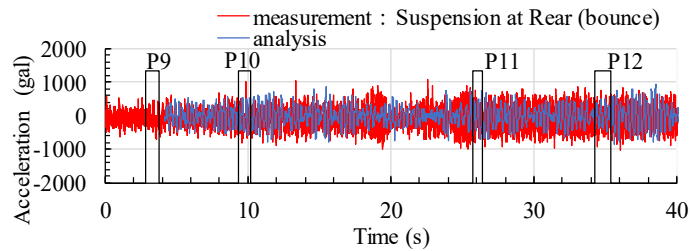


図 5.5.11 車両の応答加速度時刻歴 (Case1)

表 5.5.2 車両の応答加速度実効値 (Case1)

	analysis	measurement
RMS	288.6(gal)	297.4(gal)
MAX	973.0(gal)	1078.0(gal)

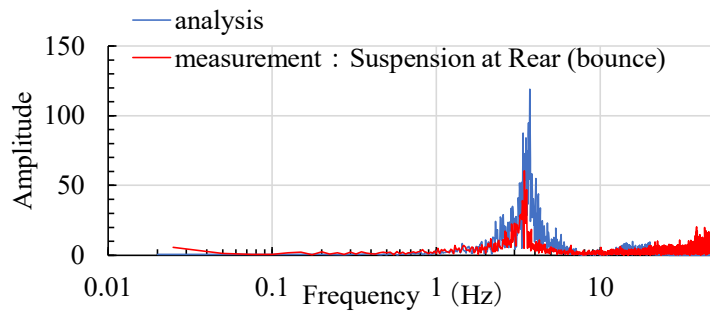


図 5.5.12 車両の加速度フーリエ振幅 (Case1)

(2) 2 台並走 Case2 の場合

図 5.5.13～図 5.5.22 には，Case1 と同様に 2 台並走の Case2 をまとめて示す。

図 5.5.13 に，レーザー変位計により計測した P11 主塔-P12 橋脚間の支間中央の鉛直方向変位と解析値の時刻歴を重ねて示す。Case1 と同様に最大たわみ量は計測値と解析値は同程度となっており，挙動も概ね近似していることが確認できる。

図 5.5.14 および図 5.5.15 は主桁支間中央および P11 主塔天端の応答加速度時刻歴，図 5.5.16 は各計測箇所の応答加速度の実効値である。これらの結果は，Case1 と同じく P9-P10 支間中央の主桁の加速度波形が近似するように $\alpha = 0.003(\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c}))$ としたものである。第 3 径間目は解析で用いた人工プロファイルと実際のプロファイルとの違いによりやや誤差があるが，全体的に近似していることがわかる。図 5.5.17～図 5.5.20 に示す応答加速度のフーリエ振幅においても，解析では概ねその性状を再現できているといえる。

図 5.5.21 に車両の応答加速度の時刻歴，図 5.5.22 にフーリエ振幅を示す。それぞれの結果は，Case1 と同じく解析では実現現象を概ね再現できていると考える。

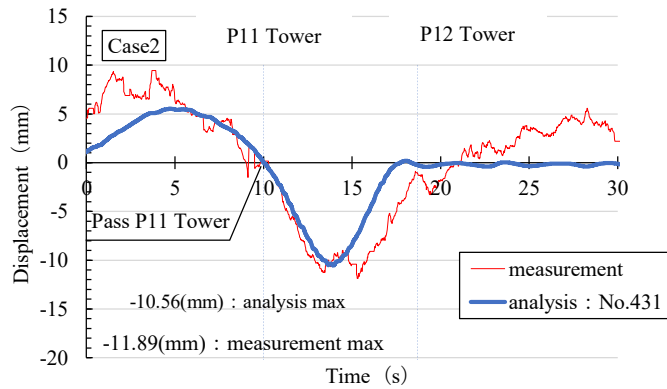
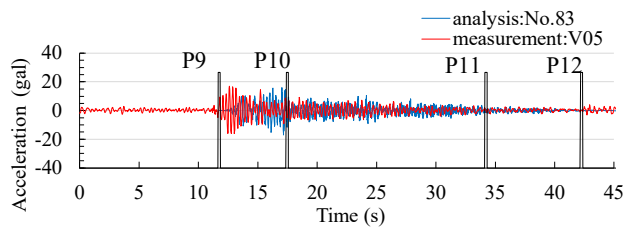
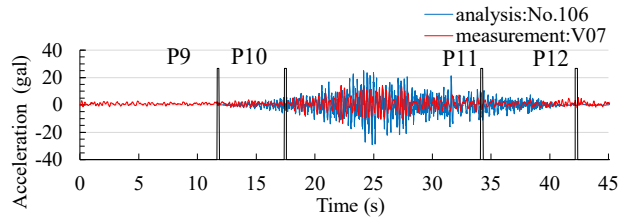


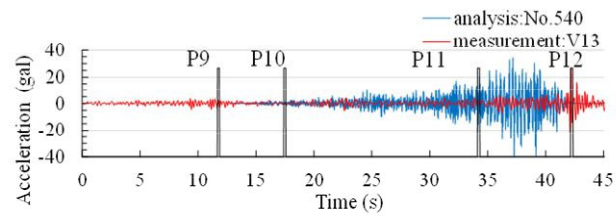
図 5.5.13 鉛直方向応答変位時刻歴 (Case2)



(a) 主桁 P9-P10 支間中央



(b) 主桁 P10-P11 支間中央



(c) 主桁 P11-P12 支間中央

図 5.5.14 主桁の応答加速度時刻歴 (Case2)

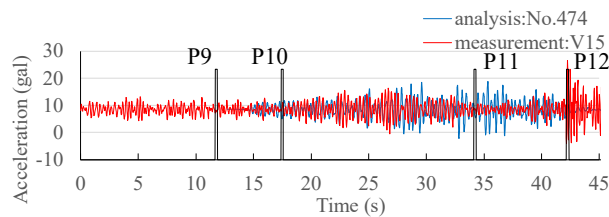


図 5.5.15 P11 主塔天端の応答加速度時刻歴 (Case2)

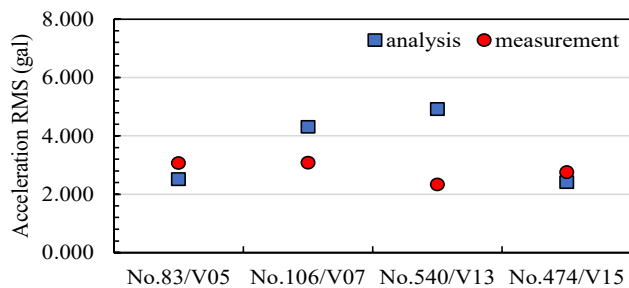
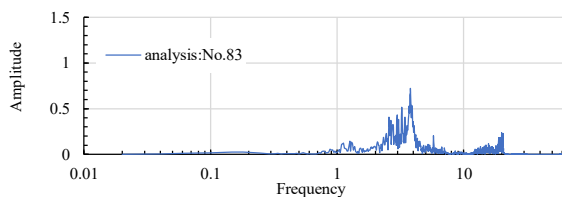
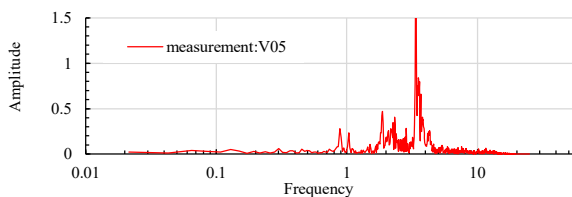


図 5.5.16 応答加速度実効値 (Case2)

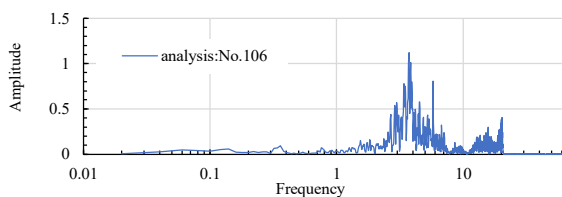


(a) 解析結果

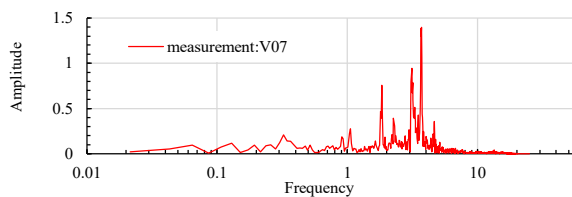


(b) 実測結果

図 5.5.17 P9-P10 支間中央の主桁の加速度のフーリエ振幅

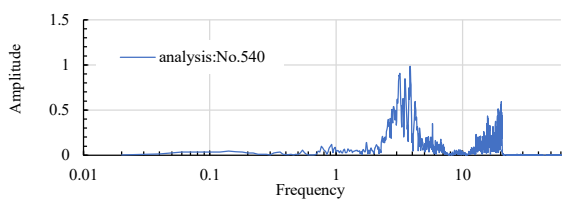


(a) 解析結果

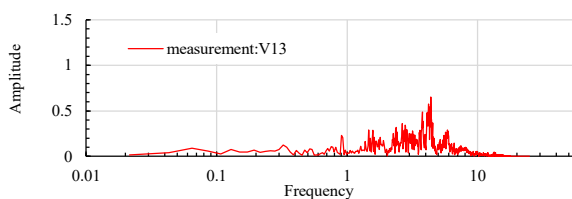


(b) 実測結果

図 5.5.18 P10-P11 支間中央の主桁の加速度のフーリエ振幅 (Case2)

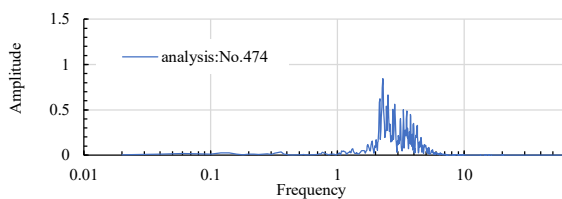


(a) 解析結果

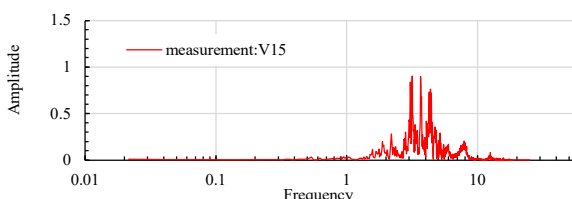


(b) 実測結果

図 5.5.19 P11-P12 支間中央の主桁の加速度のフーリエ振幅 (Case2)



(a) 解析結果



(b) 実測結果

図 5.5.20 P11 主塔天端の加速度のフーリエ振幅 (Case2)

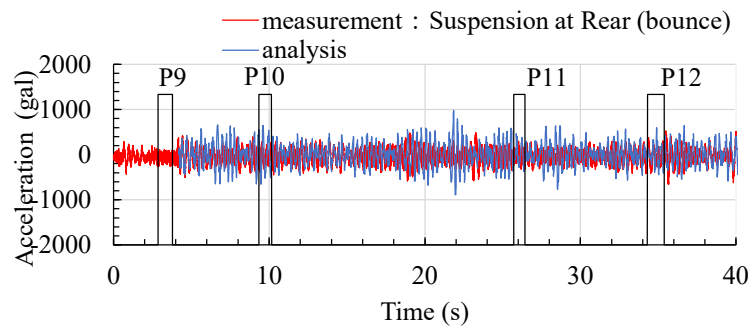


図 5.5.21 車両の応答加速度時刻歴 (Case2)

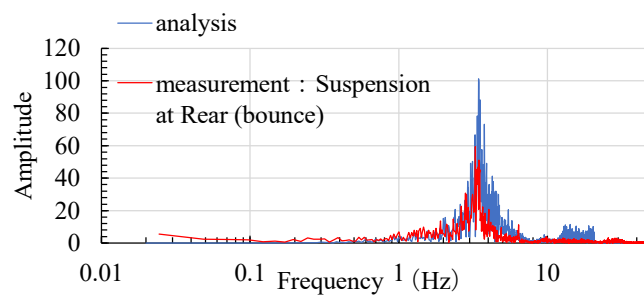


図 5.5.22 車両の加速度フーリエ振幅 (Case2)

5.5. 結言

本章では、これまで桁橋を対象にその再現性が十分確認されてきた交通振動シミュレーション解析手法を前例のない規模の斜張橋に応用するにあたって、実橋における車両走行実験を行い、実験により得られる計測値と橋梁と車両の連成振動や路面凹凸影響を考慮したモード法による 3次元動的応答解析から求めた解析値との対比を行い、解析の再現性を検証した。

その結果、主桁の変位はレーザー変位計により計測した計測値が解析に比べて若干大きくなっているケースもあったが、挙動は概ね近似していることが確認できた。また、応答加速度は、解析上は全ての路面条件が一定のパラメータで構成されているのに対して、実際の路面は、走行箇所によって路面状況が若干異なることから、計測箇所によってばらつきが生じているものの、中央径間の主桁は加速度波形が類似し、加速度実効値も 2gal 程度と計測値と解析値は概ね同程度の値となった。車両応答についても計測結果と解析結果の加速度波形は概ね近似し、最大加速度および加速度実効値も同程度の値となった。以上より、本検討で用いた解析手法やモデル化の方法は、これまで桁橋を対象としてその妥当性が確認されてたものではあるが、斜張橋に対しても概ね実現象を再現できることが確認できた。実現象を適切に再現できる解析手法の構築は、橋の振動特性の予測や把握することに貢献し、建設後の維持管理の観点でも有用な手段となると考える。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編，2017.11
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編，2017.11
- 3) 斜張橋の衝撃係数と鋼床版の応力分布に関する研究，昭和50年3月，災害科学研究所
- 4) 川谷充郎，本田義人：斜張橋の走行荷重下の動的応答と衝撃係数について，構造工学論文集 Vol.36A 1990.3.
- 5) 尾道大橋の走行荷重による動的応答について，牛尾 正之，日立造船技報 30 (2)，92-97，1969-05
- 6) 小松定夫，川谷充郎：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究，土木学会論文集，第275号，pp.13-28，1978.
- 7) 福岡悟，林秀侃，西岡敬治：大和川橋梁振動実験，阪神高速道路株式会社技報 第3号，1984，p.121-131
- 8) 山口 宏樹，高野 晴夫，小笠原 政文，下里 哲弘，加藤 真志，加藤 久人：斜張橋振動減衰のエネルギー的評価法と鶴見つばさ橋への適用，土木学会論文集 I，543/I-36号，pp.217-227，1996.7.
- 9) 岡内 功，宮田 利雄，辰巳 正明，佐々木 伸幸：大振幅加振による長大斜張橋の実橋振動実験，土木学会論文集，455/I-21，pp.75-84，1992.10.
- 10) 大田亨，勝地弘：櫃石島橋実橋振動実験，本四技報，vol.13，No.48，p.12-21，1988.10.
- 11) 矢作枢，大野惣平，柴田定昭：首都高荒川斜張橋の振動実験，土木学会第26回年次学術講演会講演概要集，I-235，p.691-694，1971.10.
- 12) 小松定夫，小林紘士：豊里大橋の振動特性について，土木学会第25回年次学術講演会講演概要集，I-171，p.497-498，1970.11.
- 13) 小松定夫，岡田重豊，川谷充郎：六甲大橋の現地振動実験，橋梁と基礎，vol.13，No.5，p.20-27，1979.5.
- 14) 佐野信一郎，森本千秋，大垣賀津雄：かつしかハープ橋の実橋振動実験，川崎重工技報，No.100，p.121-129，1988.8
- 15) 江原武，森喜仁：天保山大橋の実橋振動実験，阪神高速道路株式会社技報第12号，1993，p.67-74
- 16) 川谷充郎，小林義和，高森和恵：曲げとねじりを考慮した単純桁橋の走行荷重による非定常連成不規則振動解析，土木学会論文集，No.570/I-40，pp.231-238，1997.7.
- 17) 川谷充郎，山田靖則，嶽下裕一：三次元車両モデルによる桁橋の動的応答解析，土木学会論文集，No.584/I-42，pp.79-86，1998.1.
- 18) 川谷充郎，山田靖則，金 哲佑，川木秀昭：道路橋交通振動の三次元解析による床版応答の評価，構造工学論文集，No.44A，pp.827-834，1998.3.
- 19) M. Kawatani, C.W. Kim and N. Kawada: Three-Dimensional Finite Element Analysis for Traffic-Induced Vibration of a Two-Girder Steel Bridge with Elastomeric Bearings, Transportation Research Record; Journal of the Transportation Research Board, CD11-S, pp.225-233, 2005 (6th International Bridge Engineering Conference, Boston, USA, July

- 17- 20, 2005).
- 20) M.Kawatani, N.Kawada and T.Kamizono : dynamic response analysis of simple girder with very short span length moving vehicle, Proc. of the 6th Japan-Korea Joint Seminar on Steel Bridges(JSSB-JK6), pp.109-114, Aug. 2-3, Tokyo, Japan, 2001.
 - 21) 川谷充郎, 河田直樹, 神藺卓海 : 超短支間桁の走行自動車による動的応答解析, 土木学会 橋梁振動コロキウム'01 論文集, pp.87-90, 2001.10.
 - 22) Chul-Woo Kim, Mitsuo Kawatani, Naoki Kawada and Tomoki Sakata: Effect of vehicle model and initial condition on traffic-induced vibration of short-span girder bridges, Construction and Maintenance, pp.313-322(CD-ROM), Kuala Lumpur, Malaysia, 10-11 October 2005.
 - 23) Kawatani, M., Kim, C.W., Kawada, N. and Koga, S. Assessment of traffic-induced low frequency noise radiated from steel box girder bridge, Steel Structures 8, pp.305-314, 2008.
 - 24) ISO 8608. Mechanical Vibration—Road Surface Pro-files—Reporting of Measured Data. ISO; 1995.
 - 25) 川島一彦, 運上茂樹, 吾田洋一 : 斜張橋の耐震性に関する研究 (その 1) 振動実験から見た斜張橋の振動特性, 土木研究所資料, No.2388,1986.6
 - 26) 加藤雅史, 島田静雄 : 橋梁実測振動特性の統計解析, 土木学会論文報告集, No.311,p49-58,1981.7.
 - 27) 橋梁振動研究会 : 橋梁振動の計測と解析, 技報堂出版, 1993
 - 28) 中井博, 吉川紀, 加賀山泰一, 矢幡武人 : 都市高速道路における鋼桁橋の振動特性の経年変化からみた剛度評価に関する研究, 構造工学論文集, vol.34A,pp563-569,1988.3.
 - 29) 中井博, 吉川実, 佐々木伸幸, 原忠彦, 加地健一 : 阪神高速大阪港線の振動特性実験, 土木学会第 44 回年次学術講演会講演概要集, I-298,p648-649,1989.10.
 - 30) ISO 2631-1:1985. Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 1: General requirements.
 - 31) 川谷充郎, 小松定夫, 佐々木孝 : 走行自動車荷重を受けるプレートガーダー橋の動的応答特性に関する研究,土木学会論文集,No.392/I-9,p351-358,1988.4.
 - 32) 内谷保 : 車両間連成を考慮した定常ランダム応答解析に基づく道路橋の衝撃係数,土木学会論文報告集,No.320,p169-172,1982.4.
 - 33) 岡村隆敏, 山口実浩:連行車両による道路橋の二乗平均応答解析, 土木学会論文集,No.334,p1-11,1983.6.
 - 34) 川谷充郎, 島田玲志, 田邊裕之 : 桁橋の走行車両による不規則応答に基づく衝撃係数の評価方法,構造工学論文集,vol.35A,p741-748,1989.3.

第6章 連続斜張橋における走行快適性としての乗り心地評価

6.1. はじめに

斜張橋の設計の実状は前章の第5章5.1節にて示したとおりである。第5章において、交通振動解析手法を斜張橋へ適用可能であると判断した結果を踏まえ、現在建設が計画されている連続斜張橋に対して乗り心地の評価を実施する。

対象橋梁は、大きな活荷重たわみが見込まれる最大支間長 650m を有する 7 径間連続斜張橋であり、まずは橋梁と車両の連成振動や路面凹凸影響を考慮したモード法による 3 次元動的応答解析を行い、橋および車両の振動特性を把握する。さらに、全身振動暴露評価の国際規格 ISO2613-1¹⁾ を参考に、解析で得られた車両応答振動を用いて利用者の乗り心地を評価する。加えて、走行車両の動的な衝撃影響として連続斜張橋の設計で用いる衝撃係数の算定を試みた。

6.2. 連続斜張橋の交通振動解析

6.2.1 対象橋梁

図 6.2.1 に、検討対象とする橋梁全体概要図を、図 6.2.2 および図 6.2.3 に主桁と主塔の断面構成図を示す。橋梁形式は 7 径間連続斜張橋で、橋長 2730m、支間長 130m+260m+3@650m+260m+130m である。主塔は橋軸方向に A 型の鋼製主塔が 4 基、基礎は鋼管矢板基礎である。車線は片側 3 車線で有効幅員 13m、主桁は中央に主塔を挟んで上下線で分離した構造となっている。なお、本橋は計算上の活荷重たわみが 4.00m 程度と過大なたわみによる走行安全性への影響が懸念される構造となっており、この課題に対して使用性の観点から利用者の乗り心地の評価を行うものである。

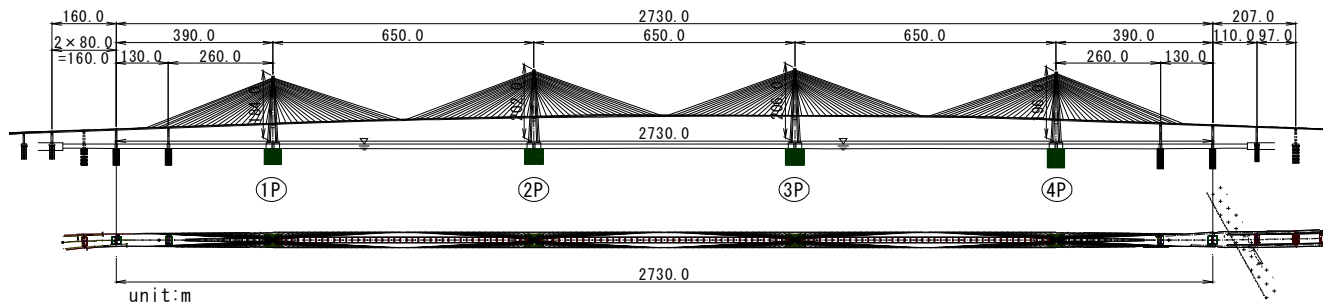


図 6.2.1 連続斜張橋全体概要図

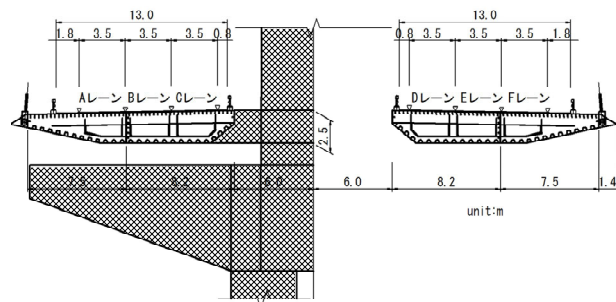


図 6.2.2 主桁断面構成図

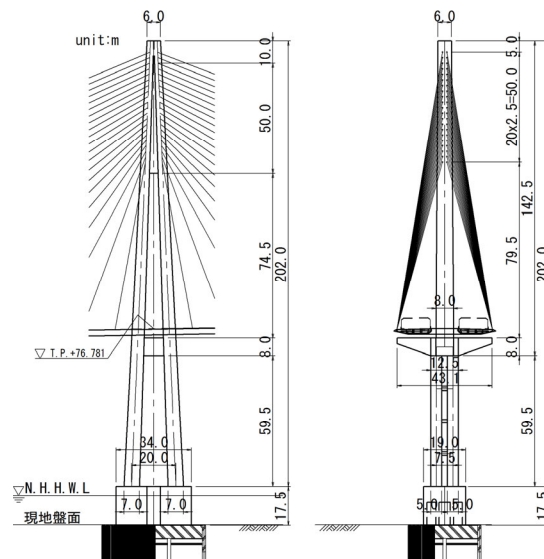


図 6.2.3 主塔概要図

6.2.2 解析モデル

図 6.2.4 および図 6.2.5 に、解析モデル骨組図を示す。前述した実橋における解析妥当性の検証結果を踏まえて、同様にモデル化を行う。主桁・床版および主塔・橋脚を構成する部材を 1 節点 6 自由度の梁要素で、ケーブルは軸力のみを伝達するトラス要素でモデル化する。支承はゴム支承として線形ばね(表 6.2.1)でモデル化し、二重節点として主塔梁部およびアプローチ部橋脚天端に付加する。使用性の検討では、主に主塔間の中央径間のたわみに伴う主桁と主塔、車両の振動特性に着目することから、側径間にある橋脚は、支承下端を固定とし、下部構造までのモデル化を行っていない。基礎は、基礎天端に集約した SR ばねとし、ほぼ固定に近い条件とする(表 6.2.2)。節点分割について、横断方向の要素は主桁の軸中心と幅員外縁に節点を設けた 2 分割、縦断方向は橋のたわみ振動による影響に着目し、前節と同様に主要モード形状と固有振動数の関係から交通振動解析に影響しない範囲となる 15m 程度の間隔とする。また、表 6.2.3 には解析に用いる部材要素の材料特性値を示す。

交通振動解析で用いる車両モデルを図 6.2.6 に、車両諸元を表 6.2.4 に示す。車両モデルは、前軸 1 軸、後軸 2 軸を考慮した 8 自由度系モデルで定式化²⁾したものであり、左右輪位置での横断勾配差や路面凹凸の差に伴う車両の 3 次元挙動を考慮し、前後・左右の車輪接地力を評価できる立体モデルとする。車両重量は橋梁設計に合わせて 25t とする。このため、実際の 20t ダンプの自由振動測定結果を踏まえて、固有振動数を一致させるように 25t 車両に合わせて質量や極慣性モーメント、粘性係数、ばね定数を設定している。また、図 6.2.7 に路面凹凸の PSD を示す。解析に考慮した路面凹凸の PSD 曲線と ISO 評価基準³⁾は、路面凹凸の振幅が小さい ClassA を想定するが、この解析では新設橋梁であることから、名神高速道路の RC 床版を有する橋梁や阪神高速道路の実測データ⁴⁾を踏まえ、「 $\alpha=0.001(\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c}))$ 、 $\beta=0.05(\text{c}/\text{m})$ 、 $n=2.00$ 」と「 $\alpha=0.004(\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c}))$ 、 $\beta=0.05(\text{c}/\text{m})$ 、 $n=2.00$ 」の 2 パターンとした。路面凹凸パラメータ α は、路面の平坦性を表すパラメータであり、 β は路面周波数の小さい領域を実測密度に合わせるためのパラメータ、 n は周波数によるパワー分布を示す指標である。なお、解析時間は 200s、積分時間間隔は 0.005s である。減衰はレイリー減衰を考慮し、橋梁の減衰定数は 0.02 としている。橋梁の構造減衰は、これまでの斜張橋の振動実験⁵⁾や前出の天保山大橋における実橋計測を用いたモード同定結果を参考に 0.02 と設定した。また、橋桁の振動振幅がそれほど大きくない通常の走行車両による荷重条件の範囲において、構造減衰は振動次数に対して一定とみなして問題ないと考えられており⁶⁾、本解析においても一定としている。

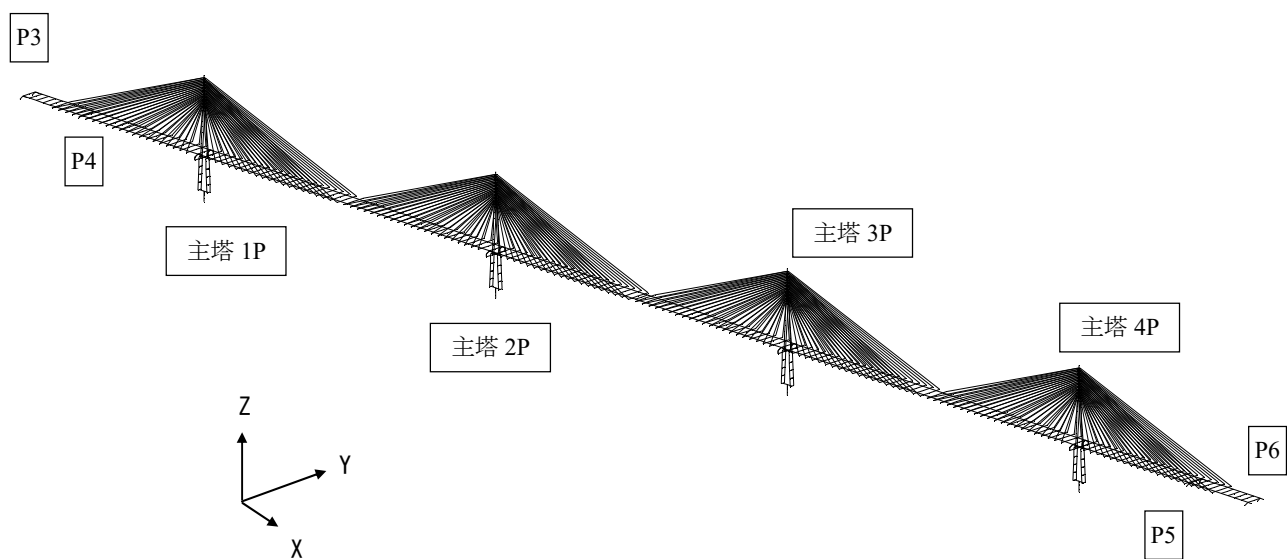


図 6.2.4 全体モデル図

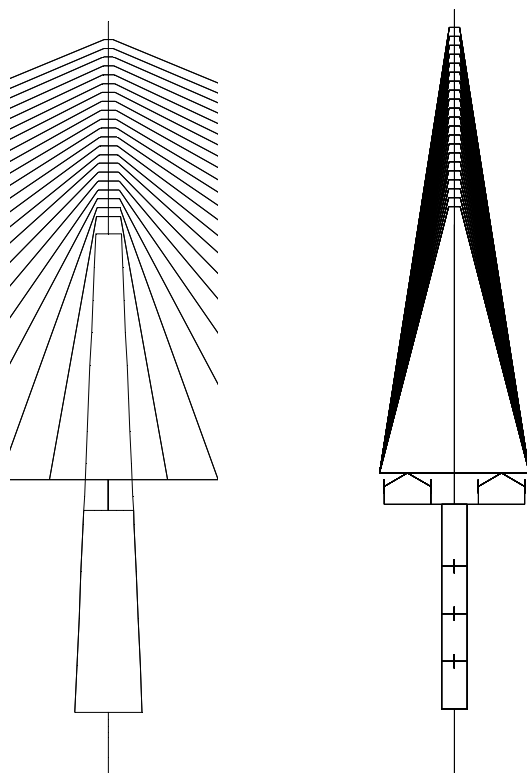


図 6.2.5 主塔部（側面，正面）モデル図

表 6.2.1 支承ばね定数

	K_x, K_y	K_z	$K_{\theta x}$	$K_{\theta y}$	$K_{\theta z}$
	kN/m	kN/m	kN · m/rad	kN · m/rad	kN · m/rad
橋脚支点部	3.26E+04 ~ 4.79E+04	1.00E+10	-	-	-

表 6.2.2 基礎ばね定数

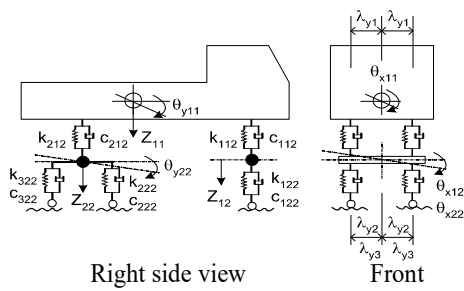
	Kx	Ky	Kz	Kθx	Kθy	Kθz
	kN/m	kN/m	kN/m	kN・m/rad	kN・m/rad	kN・m/rad
主塔P1基礎	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10
主塔P2基礎	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10
主塔P3基礎	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10
主塔P4基礎	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10

表 6.2.3 材料物理定数

鋼材のヤング係数	2.00E+08 kN/m ²
鋼材のせん断弾性係数	7.70E+07 kN/m ²
コンクリートのヤング係数	3.50E+07 kN/m ²
コンクリートのせん断弾性係数	1.52E+07 kN/m ²
ケーブルのヤング係数	1.85E+08 kN/m ²
ケーブルのせん断弾性係数	7.70E+07 kN/m ²

表 6.2.4 車両重量およびばね定数

Total weight (kN)	245.0
Axle weight (kN)	Front: 61.25, Rear: 183.75
Damping ratio	Front: 0.66 , Rear: 0.33
Natural frequency (Hz)	Suspension at front (bounce): 2.0, Suspension at Rear (bounce): 3.5 Tyre (hop): 10 - 20
Damping coefficient of vehicle (kN・s/m)	Suspension at front axle: 20.87, Suspension at rear axle: 17.15 Tyre at front axle: 2.45, Tyre at rear axle: 8.62
Spring constant of vehicle (kN /m)	suspension at front axle: 919.2, suspension at rear axle: 7350 Tyre at front axle: 1352, Tyre at rear axle: 5390



Right side view

Front

図 6.2.6 車両モデル図

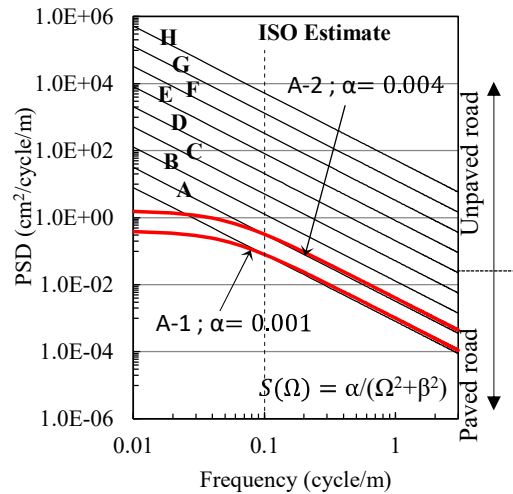


図 6.2.7 路面凹凸の PSD³⁾

6.2.3 検討ケース

表 6.2.5 に検討ケースを示す。検討ケースは、活荷重条件に対し橋梁本体の振動に最も不利となる共振車頭間隔として複数台を連行させることを基本とし、通常の車両速度 80km/h (Case1) と低速 60km/h (Case3) の 2 パターン、加えて路面凹凸の振幅が異なる条件 (Case2) にて平常走行時の評価を行う。路面凹凸の振幅は、 $\alpha=0.001\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c})$ を基本とし、振幅を大きくした $\alpha=0.004\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c})$ とする。これは、ISO 評価基準において路面周波数が 0.1c/m のスペクトル密度で区分される ClassA の上下限となるように α を設定したものである。

共振車頭間隔は、固有値解析および交通振動解析の結果を踏まえると、1 次モードとなる主桁の鉛直方向および主塔の水平方向変形時のモードが最も卓越することから、固有振動数 $f=0.136\text{Hz}$ に基づき $L=v/f=22.22(\text{m}/\text{s})/0.136(\text{Hz})$ にて 165m とする。なお、車頭間隔 165m に対して固有振動数 f の $\pm 10\%$ の幅を考慮して求めた車頭間隔にて解析を行ったところ、車頭間隔 165m が最も共振影響を受けていることを確認している。図 6.2.8 には主桁支間中央の動的応答変位、図 6.2.9 には最大応答加速度を示す。いずれも共振車頭間隔 165m の値が最も大きくなっている。

1 レーンあたりの走行車両台数は、図 6.2.10 に示すように車頭間隔 165m として中央径間を車両が通過する際に、主桁の半波のたわみモード内に収まる 4 台とする。表 6.2.5 に示す Case4 は、渋滞時に渋滞側の車両に乗車している利用者の快適性を確認するケースである。図 6.2.11 に Case4 のときの走行概要図を示す。Case4 は、A から C の 3 レーンが渋滞しているものと仮定し、D から F の 3 レーンを通常速度 80km/h にて車両が連行走行した場合に、渋滞側の車両の乗り心地を評価することが目的である。各レーンの車両が走行するタイミングとして、渋滞レーンの先頭から 15 台目の中間車両が 2P-3P 主塔間のスパン中央を走行するタイミングと走行レーンの中間車両がスパン中央を通過するタイミングとを合わせるようにしている。なお、本来渋滞レーンと走行レーンは逆方向に車両が走行するが、ここでは解析の都合上、同方向へ走行させている。また、表 6.2.5 に示す Case5 は、参考ケースとして、共振車頭間隔 165m ではあるが、主桁の半波のたわみモード形状を無視して多くの車両を走行させるケースである。

表 6.2.5 検討ケース

	Driving lane	Vehicle speed (km/h)	No of vehicles	Resonant headway (m)	Road surface roughness
Case1	A to C	80	4/lane	165	A-1; $\alpha=0.001$
Case2	A to C	80	4/lane	165	A-2; $\alpha=0.004$
Case3	A to C	60	4/lane	125	A-1; $\alpha=0.001$
Case4	A to F	A to C: 5, D to F: 80	A to C: 30/lane, D to F: 10/lane	A to C: 20, D to F: 165	A-1; $\alpha=0.001$
Case5	A to C	80	10/lane	165	A-1; $\alpha=0.001$

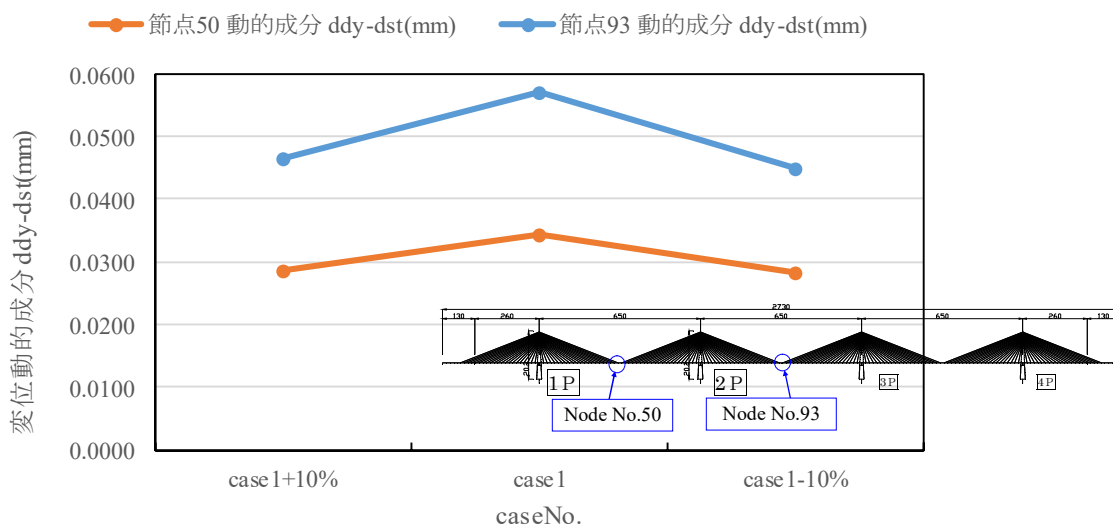


図 6.2.8 支間中央の動的応答変位

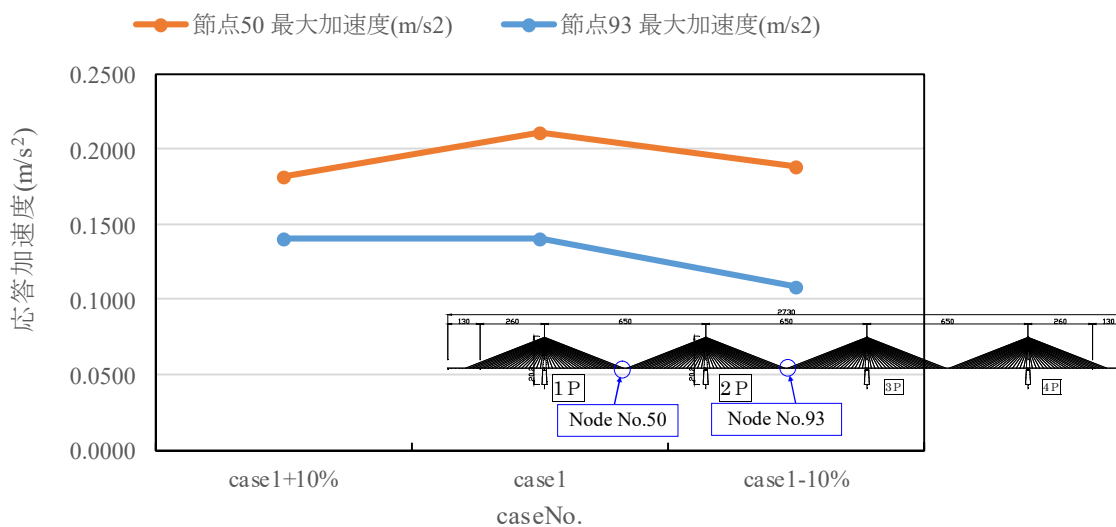


図 6.2.9 支間中央の最大応答加速度

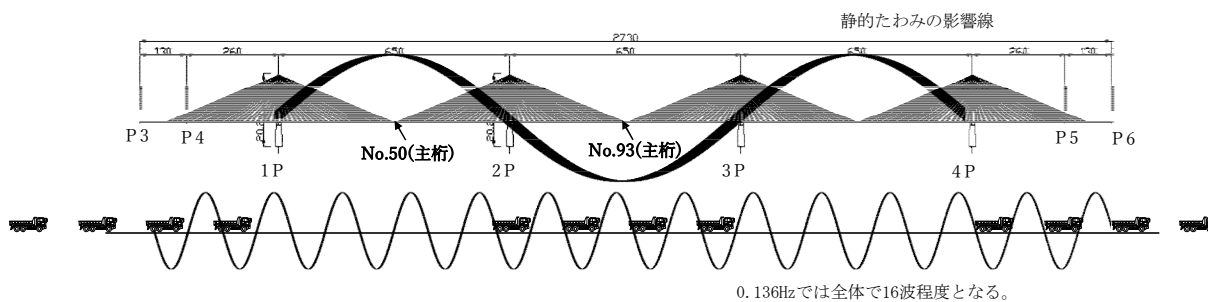


図 6.2.10 共振車頭間隔と走行台数

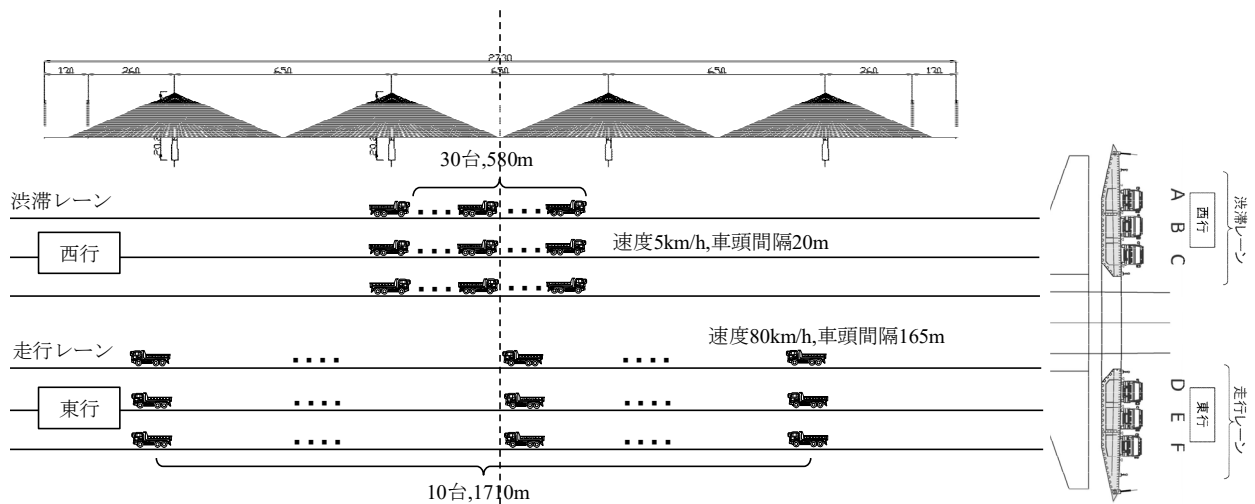


図 6.2.11 渋滞影響評価における走行条件

6.2.4 交通振動解析結果

(1) 固有値解析結果

固有値解析結果として、表 6.2.6 に各モードの振動数を、図 6.2.12 にモード形状を示す。1 次モードが半波のたわみモードとなっており、固有振動数としては 0.136Hz である。3 次モード (0.192Hz) は 1 波のたわみモード、10 次モード (0.356Hz) は主塔が位相差をもって橋軸直角水平方向に揺れるモード、17 次モード (0.499Hz) は 2 波のたわみモードとなる。既往の斜張橋 13 橋に対して固有振動数と最大支間長の関係を調査した結果、橋梁支間長は 85m~400m と今回の対象橋梁と比べると短くなるが、鉛直一次モードは概ね $f=33.8L^{-0.763}$ (ここに、 f は固有振動数 (Hz), L は支間長 m) の関係にあるとされている⁵⁾。これまでの斜張橋の振動実験等の結果を踏まえても、本解析結果の 1 次モードや 3 次モードの振動数は概ね妥当な値であると考えられる。

表 6.2.6 固有振動数

Mode	Frequency(Hz)		Mode	Frequency(Hz)	
1 st	0.136	bending	6 th	0.276	bending
2 nd	0.180	torsional	7 th	0.278	bending
3 rd	0.192	bending	8 th	0.342	torsional
4 th	0.214	torsional	9 th	0.343	torsional
5 th	0.242	torsional	10 th	0.356	torsional

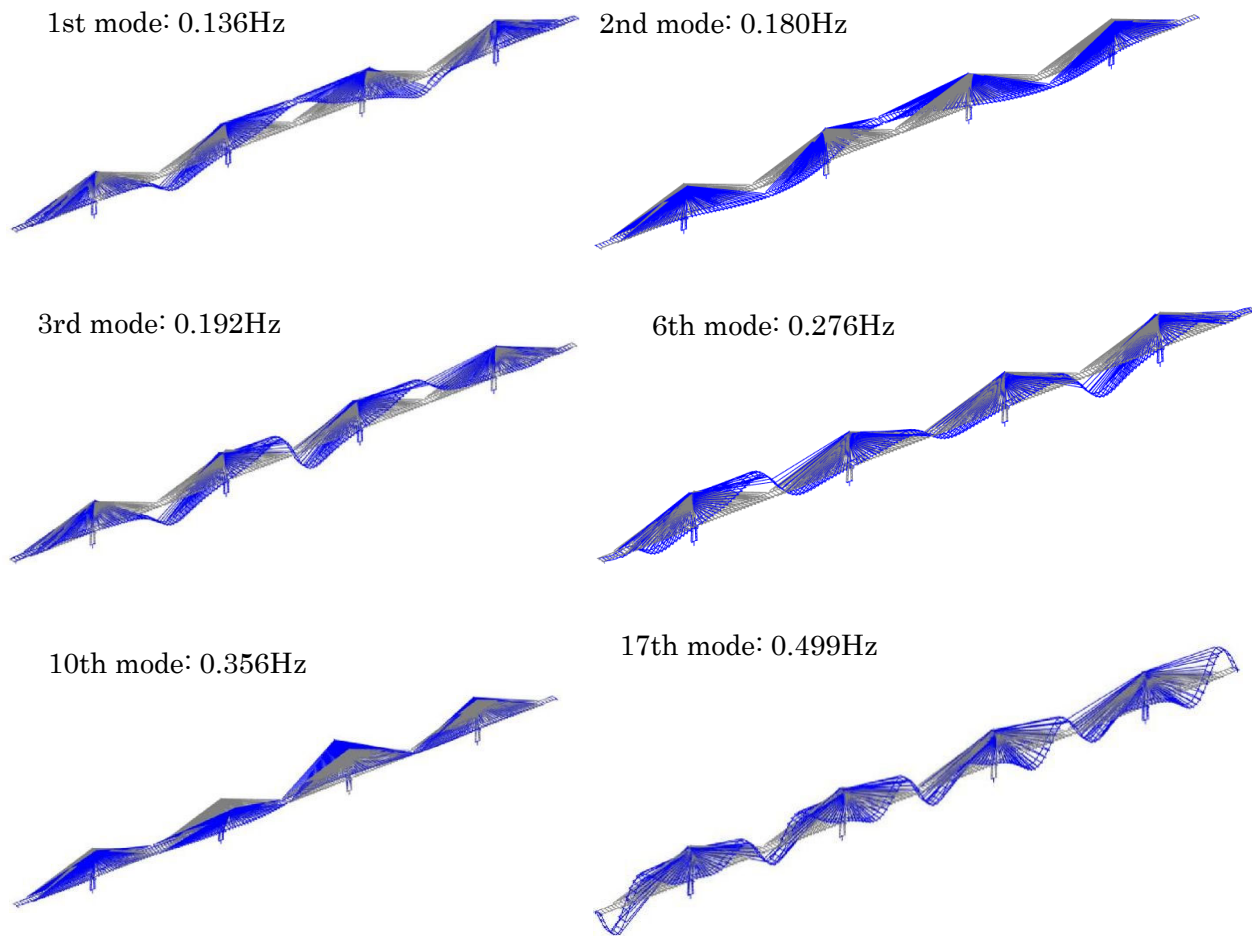


図 6.2.12 固有モード形状

(2) 橋体および車両の振動特性

図 6.2.13 に、Case1～Case3 の 2P-3P 主塔間の支間中央位置における主桁の応答加速度の時刻歴を示す。いずれの結果も 4 台連行となるため、大きく 4 つの波形が確認できる。最大応答加速度に着目すると、路面凹凸の振幅が大きい Case2 が 27.21gal と最も大きく、走行速度が遅く路面凹凸の振幅が小さい Case3 が 8.24gal と最も小さい。この結果より、主桁の応答加速度は、路面条件や車両速度の影響を受けることが確認できる。また、図 6.2.14 には、図 6.2.13 に示した応答加速度のフーリエ振幅を各ケース重ねて示す。1 次モードとなる振動数 0.136Hz 付近が最も卓越しており、各ケースの 0.136Hz 付近の振幅を比較すると、低速走行の Case3 の振幅が他のケースに比べて小さく、路面凹凸の振幅の大きさが異なる Case1 と Case2 の違いは殆どない。一方、車両後軸のばね上振動の影響による 3.5Hz 付近では、路面凹凸の違いの影響を直接受けることから、路面凹凸の振幅が大きい Case2 の振幅が最も大きい。

図 6.2.15 に、Case1 および Case3 の 2P-3P 主塔間の支間中央位置における主桁の鉛直変位の時刻歴を示す。Case1 と Case3 は、静的な変位量はいずれも 150mm 程度となるが、走行速度の影響により走行速度が速い Case1 のほうが動的成分は大きく、両ケースで振動影響が異なることが確認できる。なお、Case1 と Case3 は車両台数が同じであるが、車頭間隔が異なり載荷範囲が Case3 のほうが狭いため、最大静的たわみが Case1 よりもやや大きくなっている。

図 6.2.16 に、A レーンにおける先頭車両の応答加速度時刻歴を示す。なお、後述する乗り心地評価においては、車両ばね上の鉛直成分を評価指標とすることから、ここに示す時刻歴はばね上鉛直成分の結果としている。応答加速度 RMS 値に着目すると、前述した橋梁本体の振動と同じく、路面凹凸の振幅が大きい Case2 が 226.48gal と最も大きく、走行速度が遅く路面凹凸の振幅が小さい Case3 が 84.99gal と最も小さい。これは、路面の凹凸と車両速度が乗り心地を評価するうえで重要な要素であることを示す。

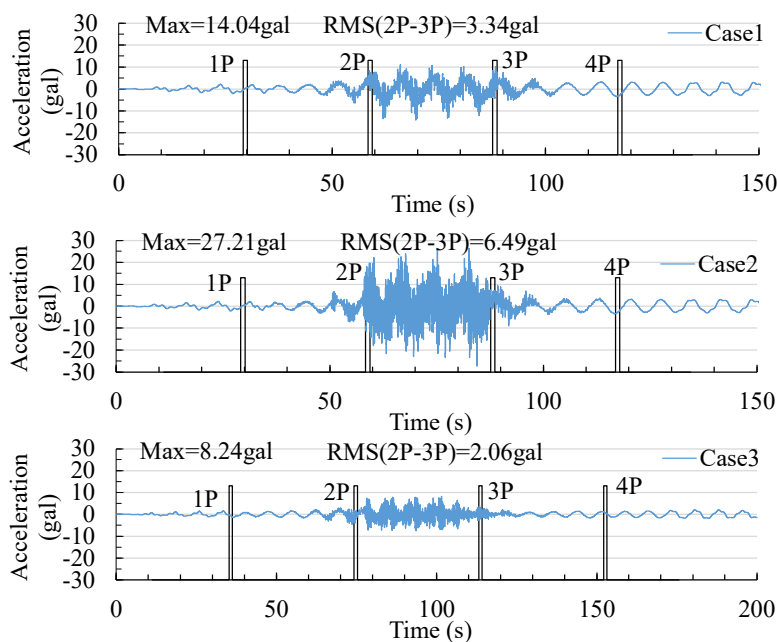


図 6.2.13 2P-3P 支間中央の主桁の応答加速度時刻歴(Case1～Case3)

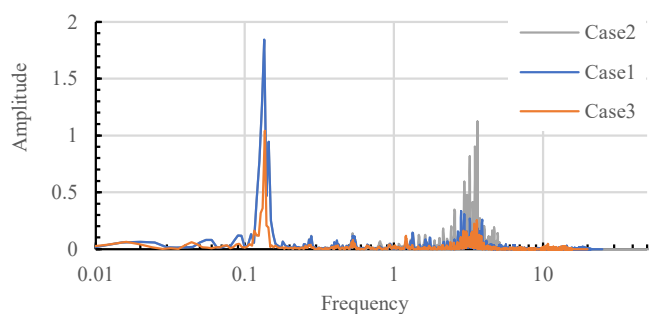


図 6.2.14 主桁の加速度のフーリエ振幅(Case1~Case3)

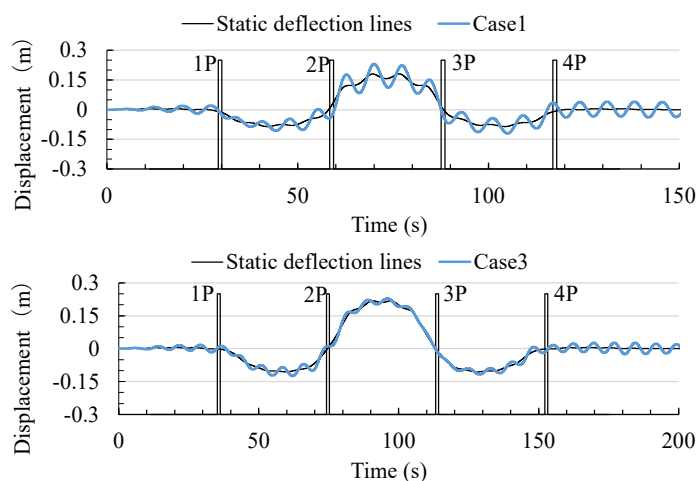


図 6.2.15 2P-3P 支間中央の主桁の応答変位時刻歴(Case1 と Case3)

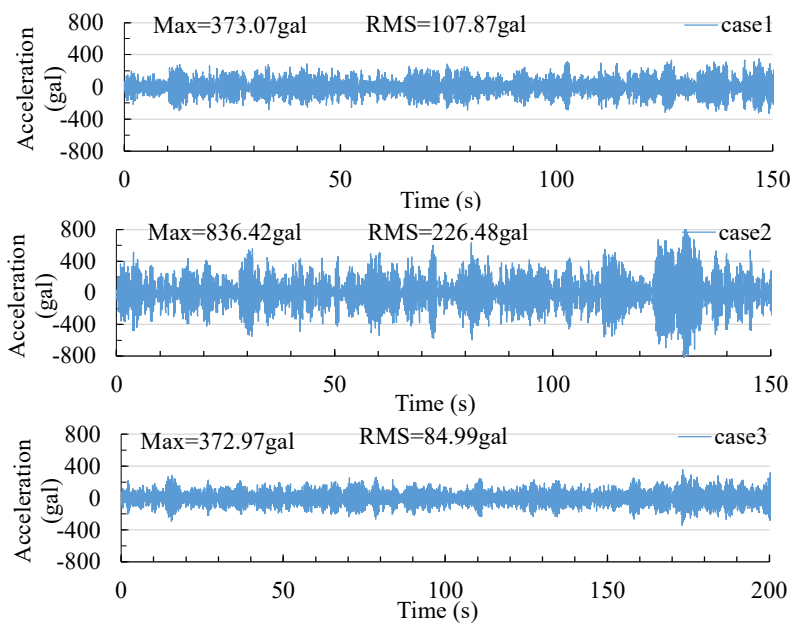


図 6.2.16 車両の応答加速度時刻歴(Case1~Case3)

(3) 渋滞時の振動特性

図 6.2.17 および図 6.2.18 に、Case4 における 2P-3P 主塔間の支間中央位置における主桁の応答加速度と変位の時刻歴を示す。渋滞レーンを走行する車両は低速のため車両振動の影響は殆どないが、走行レーンを走行する車両の影響を受けて、応答加速度や変位の動的成分は大きくなっている。また、応答変位は、渋滞レーンの車両荷重を受けて 2P-3P 支間中央が 1.5m 程度たわんだ状態で、走行車両の振動により上下に変動していることが確認できる。図 6.2.19 に渋滞する A レーンを 5km/h で走行する車両の応答加速度時刻歴を示す。車両本体は、渋滞のため自己振動を殆どしないが、走行車両の影響を受けて橋が振動することによりつられて渋滞レーンの車両が振動していることがわかる。最大加速度は 93.34gal と小さく、Case1 のように高速で走行する車両振動の影響のほうが大きいといえる。

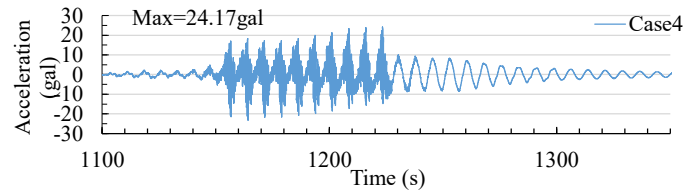


図 6.2.17 2P-3P 支間中央の主桁の応答加速度時刻歴(Case4)

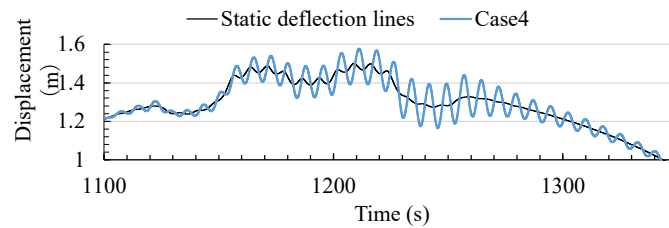


図 6.2.18 2P-3P 支間中央の主桁の応答変位時刻歴(Case4)

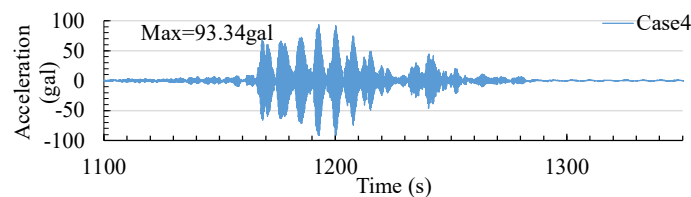


図 6.2.19 渋滞レーン走行車両の応答加速度時刻歴(Case4)

(4) 主塔剛性が橋梁および車両の動的応答に及ぼす影響

主桁のたわみ量は、車両条件のほか主塔剛性も大きく影響する。主塔の剛性は使用材料や主塔の形式により変化するが、ここでは Case1 に対して主塔全体の剛性を 20%変化させたときに、動的振動に及ぼす影響を確認する。なお、本橋において主塔全体の剛性変化率±20%は、主桁のたわみで 10%の変化率に相当する。図 6.2.20 に、2P-3P 主塔間の支間中央位置における主桁の動的応答変位時刻歴を各ケース対比して示す。絶対値としては僅かな差ではあるが、主塔の剛性が低いほうが動的応答変位量は大きくなる。また、変位が大きくなることで位相差が生じている。図 6.2.21 には、図 6.2.20 と同じく主塔剛性を考慮する時の主桁の応答加速度を示す。応答加速度の RMS 値は、主塔剛性が低いほうが小さくなっているものの、その差は非常に小さい。図 6.2.22 に、走行車両の応答加速度 RMS 値を示す。橋梁本体と同じように主塔剛性が低いケースのほうが値は大きくなるが、車両振動のレベルで評価すればその差は殆どない。主塔としての構造が成立可能な諸元の範囲内であれば、主塔の剛性差による車両の振動影響は殆どなく、これは乗り心地にも影響しないことを示す。

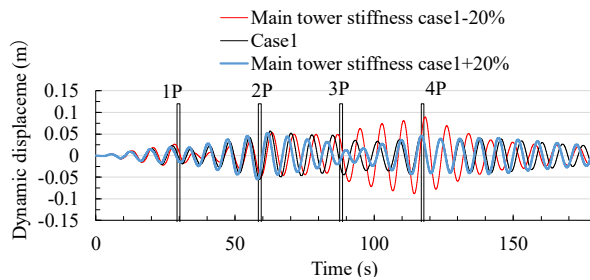


図 6.2.20 主桁剛性変化による 2P-3P 支間中央の主桁の動的応答変位時刻歴

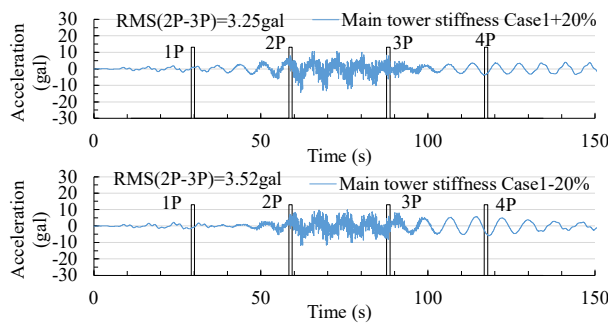


図 6.2.21 主桁剛性変化による 2P-3P 支間中央の主桁の応答加速度時刻歴

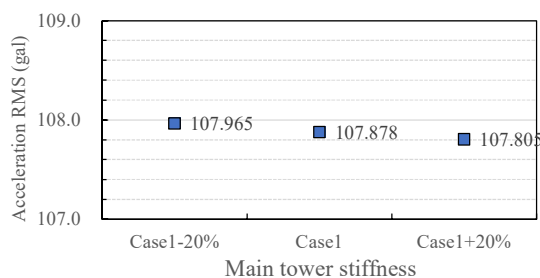


図 6.2.22 主桁剛性変化による車両の応答加速度の実効値

6.3. 乗り心地の評価

6.3.1 乗り心地評価手法

利用者に対する走行快適性は、全身振動暴露評価の国際規格 ISO2613-1¹⁾に基づく乗り心地にて評価を行う。ISO2613-1には、「①健康に関する振動の影響（- 0.5Hz～80 Hz）」「②快適性及び振動知覚への振動の影響（- 0.5Hz～80 Hz）」「③乗物酔い発生に対する振動の影響（- 0.1Hz～0.5 Hz）」の評価について記載されている。通常速度 80km/h にて走行する車両は、中央スパン間を 30 秒程度で通過することから、振動を受ける暴露時間や車両の固有振動数を踏まえて、主として②の『快適性』に着目して整理する。なお、①健康影響評価について、強い全身振動に長期間暴露されると、健康障害が発生する危険性が高くなるとされており、この指針では、主として 4 時間から 8 時間の暴露実績に基づき指標設定されている。1 日又は年間を通して暴露期間が長い、或は強い振動を受け続けることは、振動暴露量が大きいことを意味し、それだけ危険度は高くなる。このように①は、想定している継続時間が長く、今回の乗り心地評価の検討の主旨とは異なる状況である。また、③の乗物酔い発生に対する振動の影響について、乗物酔いが発生する確率は、暴露時間が長くなるにつれて増加するが、嘔吐症状を呈する人のパーセンテージでの評価として、約 20 分から約 6 時間にわたる暴露において、ほぼ 70% の人が嘔吐したという調査結果に基づき設定されている。この評価手法を適用する場合には、鉛直方向振動の暴露量値推定の適用として、240 秒より短くないことが望ましいとされている。このように、③も①と同様に想定している継続時間の長さから本検討に用いることは適切ではない。また、③は ISO2613-1 にて想定されている周波数範囲が- 0.1Hz～0.5 Hz となっており、車両の固有振動数を考えると対象としている周波数領域が異なる。

交通振動解析で求めた車両のばね上振動を人体の支持面となる座位の際のでん部の接触を通して人体全体に伝達される全身振動として評価する(図 6.3.1)。全身振動としては、鉛直振動、前後回転、左右回転の 3 軸成分があるが、ここでは乗り心地に及ぼす影響の主要因となる鉛直振動に着目して整理する。

快適性に対応する振動の閾値は、適用される各場面で異なる様々な因子に左右されることから、具体の限界値は ISO では示されない。一方、一つの例として、公共交通機関における種々の全体合成値（各点又は各方向における補正実効値の合成値の二乗和平方根）に対して起こり得る反応を近似的に与えるものとしての目安値が記載されている¹⁾。本検討では、表 6.3.1 に示す目安を閾値として乗り心地を評価する。なお、快適性の閾値の他、振動知覚の閾値として、注意深い敏感な人の 50%が振動を感知し得る補正加速度のピーク値 0.015 m/s^2 という値の記載もあるが、快適性とは別に振動そのものを感じるか否かの目安であることから、ここではこの値をターゲットとしない。

乗り心地は、車両ばね上の鉛直成分(α_z)を用い、加速度スペクトルにより評価する。具体には、交通振動解析により得られた車両ばね上の応答加速度（鉛直成分 α_z ）の時刻歴から求めた加速度スペクトルを 1/3 オクターブバンド分析し、ISO2631-1 に示される鉛直成分の補正係数を加算することで加速度実効値を算定し、実効値と閾値の関係を振動数領域毎に対比することで乗り心地に対する快適性を評価する。なお、快適性については時間依存性を支持するような事実がない¹⁾ことなどを踏まえて、通常走行時における乗り心地は、暴露時間影響を考慮しないこととした。

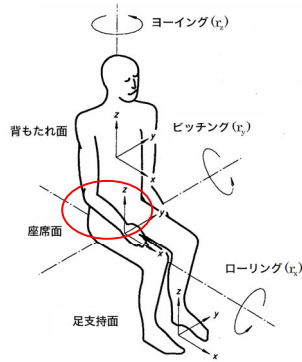


図 6.3.1 対象とする振動方向

表 6.3.1 快適性の閾値¹⁾

0.315 m/s ² 未満	不快でない
0.315~0.63 m/s ²	少し不快
0.5~1 m/s ²	やや不快
0.8~1.6 m/s ²	不快
1.25~2.5 m/s ²	かなり不快
2 m/s ²	極度に不快

6.3.2 実橋の乗り心地評価

図 6.3.2 には、参考値として第 5 章にて検討した天保山大橋での車両走行実験にて得られた試験車両の結果を示す。走行時間が異なるため、次節以降に示す連続斜張橋と横並びで評価をすることはできないが、解析結果の妥当性評価としてオーダーを確認する点において参考ができる。本橋は、これまで乗り心地の観点で問題となったことは報告されておらず、計測値としてもいづれも閾値を大きく下回る結果となっている。

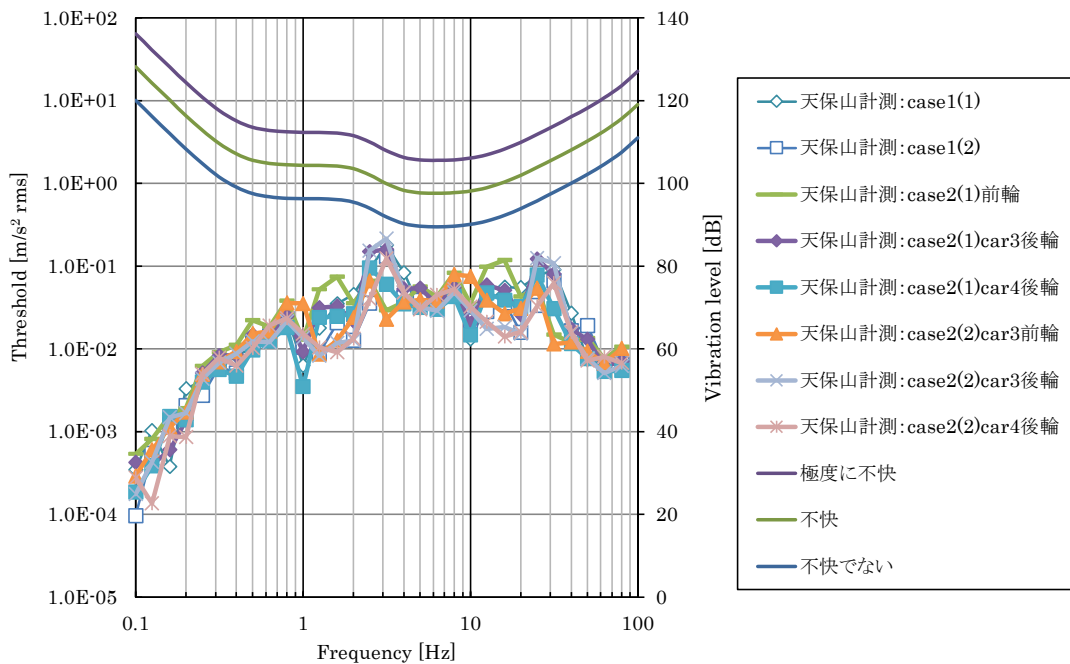


図 6.3.2 天保山大橋での試験車両の評価結果

6.3.3 連続斜張橋の乗り心地評価

図 6.3.3 に、平常走行時の乗り心地評価結果を示す。図中に示す閾値のラインは、前述した補正実効値の目安値に振動数に応じた補正係数 W_k を加算して求めたラインである。図より、今回解析を行ったすべてのケースにおいて、乗り心地の観点からは問題がないといえる。Case1 において、先頭車両も後方車両も車両位置による違いは殆どない。なお、いずれのケースにおいても、1~3Hz 付近は車両前軸ばね上振動、3.5~4.0Hz 付近は車両後軸のばね上振動の影響、10~30Hz 付近では車両ばね下振動の影響と考えられる。1 次の鉛直たわみモードによる固有振動数は 0.136Hz で車両の固有振動数とは一致しないこともあり、1 次モードによる影響は殆どないと考えられる。このように乗り心地は、振動を受ける続ける時間、橋と車両の固有振動数の関係が大きく影響する。そのいずれもが一致する場合に影響を及ぼすものと考えられるが、仮に車両の固有振動数と橋本体の 1 次のたわみモードの振動数が一致するような橋は、これまでの橋梁実績^{7,8)}より支間長が 30m 程度の桁橋となる。この際、主桁のたわみは非常に小さく、橋梁上を走行する時間も僅かであることから乗り心地が問題になるようなことがなかったものと推察される。

各ケースにおける全体的な振動レベルの大小関係を対比するために、式 6.3.1 により鉛直方向振動の各周波数領域の加速度実効値を加算した合成値を求める。ここで求めた加速度合成値と支間中央の最大静的たわみの関係を整理したものを図 6.3.4 に示す。

$$a_w = \left[\sum_i (W_i a_i)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad \text{式 6.3.1}$$

ここに、

a_w : 加速度合成値(m/s²)

W_i : 1/3 オクターブの i 番目の補正係数

a_i : i 番目の 1/3 オクターブバンドの加速度実効値

Case2 は、路面凹凸振幅が大きいため、Case1 に比べると全体的に加速度実効値が大きくなっている。一方、Case3 は、走行速度が遅いため Case1 に比べると加速度実効値は小さい。Case4 は、渋滞により大きなたわみが生じた状態で、渋滞していないレーンを走行する車両と渋滞レーンを走行する車両の影響を確認したケースである。渋滞レーンの車両は、走行車両の影響を受けて橋が振動することに伴い強制的に振動するが、その影響は小さいといえる。渋滞していないレーンを走行する車両は、大きなたわみが生じた状態で走行作用による動的振幅を繰り返すこととなるが、過度なたわみが直接乗り心地に影響するという結果とはならない。また、Case5 は、共振車頭間隔 165m ではあるものの主桁の半波のたわみモード形状を無視して多くの車両を走行させるケースであったが、振動モードを考慮した走行条件としていないこともあり、車両台数は多くても Case1 よりも加速度実効値は小さくなった。以上より、乗り心地は、橋梁本体の固有振動数とモード形状、走行する車両の共振車頭間隔と走行台数、路面凹凸振幅の大小がそれぞれ関係し合い評価に影響を及ぼすことが確認できた。

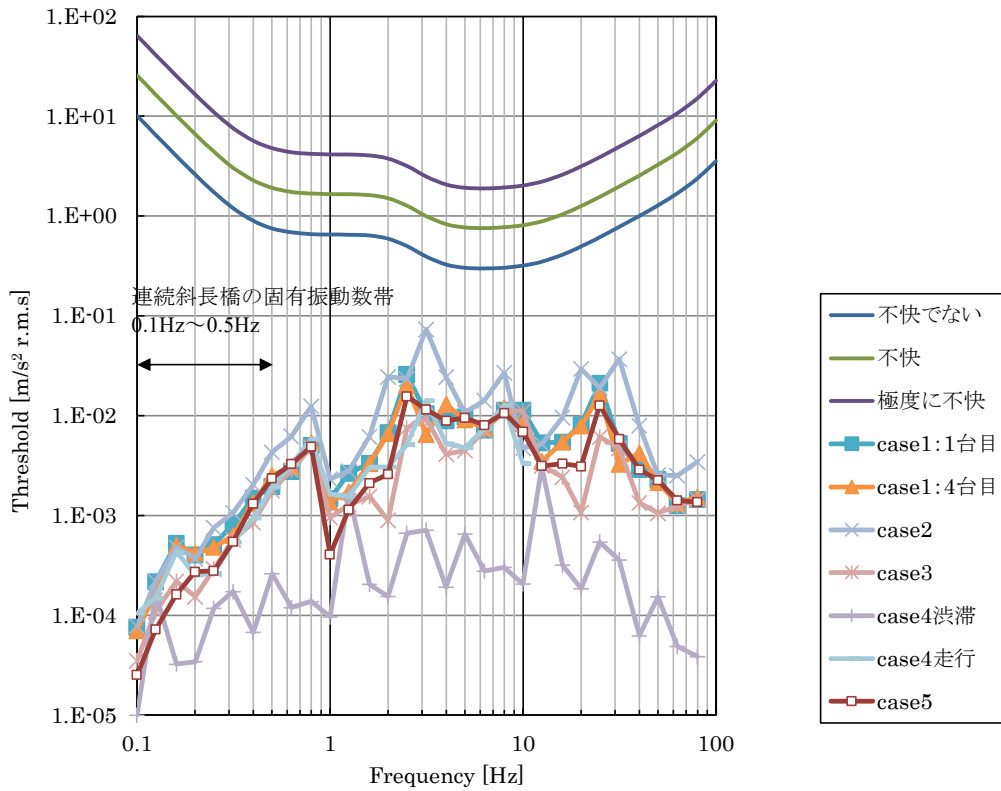


図 6.3.3 走行快適性の評価結果

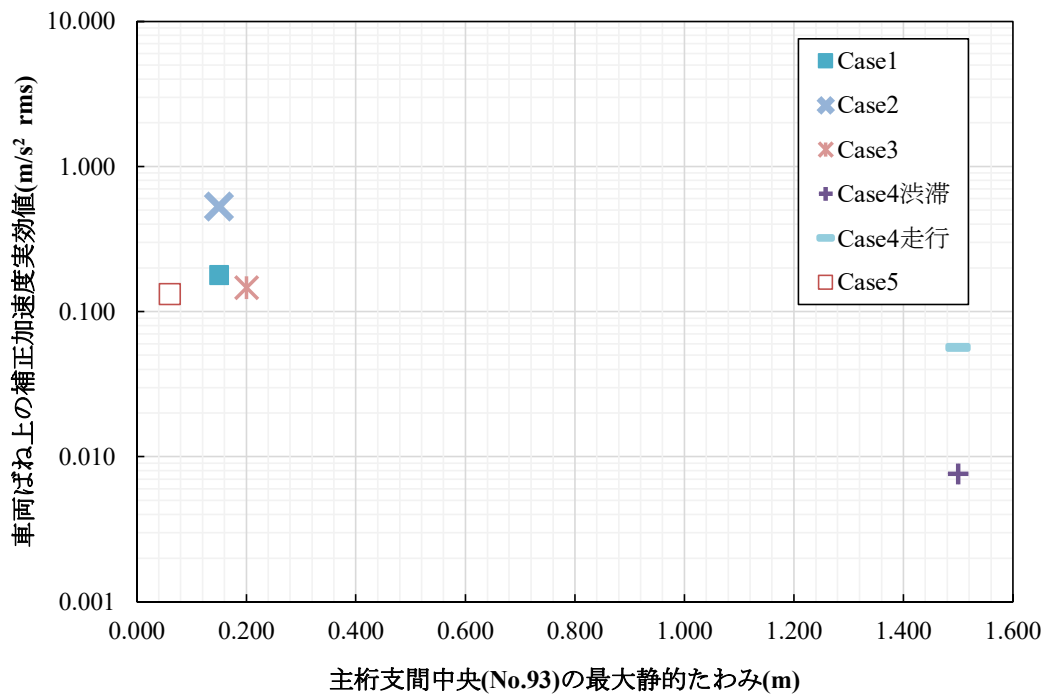


図 6.3.4 最大静的たわみと加速度合成値の関係

6.3.4 渋滞時の乗り心地評価

図 6.3.5 に、渋滞時の乗り心地評価結果を示す。渋滞レーン走行車両の場合、暴露時間が比較的長くなることが想定されるため、暴露時間を考慮した評価が必要となる。前述した乗り心地の閾値は、時間依存の影響が考慮されたものではないことから、渋滞レーン車両の評価にあたっては、旧国鉄時代に参考値として使用された鉄道の乗り心地レベル⁹⁾を参考に疲労能率減退限界による評価指標を参考に評価する。この際、暴露時間が長くなるにつれて閾値は小さくなるが、渋滞時において数時間も橋梁上に居続けることは現実的に考えられないため、30分程度での評価とする。図中には、参考として暴露時間 25 分と 8 時間の閾値を併せて示す。前述したとおり、車両本体は、渋滞のため自己振動を殆どしないが、走行車両の影響を受けて橋が振動することに伴い渋滞レーンの車両が強制的に振動する。このため、平常走行時のケースで確認されなかった橋の 1 次の鉛直たわみモードとなる 0.136Hz 付近で卓越するが、値としては非常に小さく、長時間振動を受けても快適性に対する影響は小さいといえる。

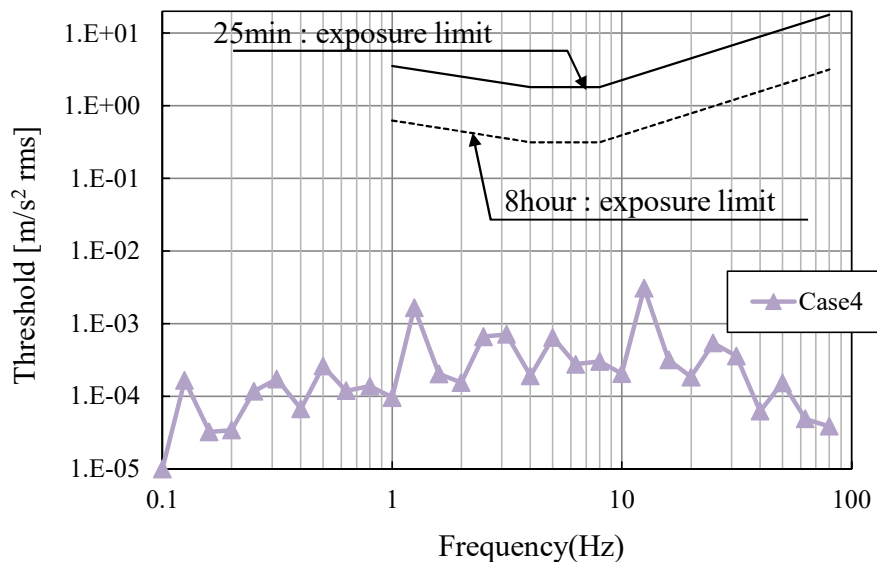


図 6.3.5 疲労能率減退限界による乗り心地評価結果

表 6.4.1 に検討ケースを示す。衝撃係数については、これまで様々が研究^{11)~20)}が行われている。動的増幅影響には車両台数や車両速度、車両間距離といった走行車両条件と路面凹凸振幅の大小などの路面条件が影響することが明らかにされており、今回の検討ケースは、既往の検討結果を参考にパラメータを設定する。Case1~Case3 は、前述した乗り心地評価と同じ条件である。動的振幅量の大きさは、静的たわみの大きさによらず、橋の固有振動数と車両の走行条件によって決定される。仮に車両荷重が大きくなったとしても、橋と車両の固有振動数の差異によって位相差が生じるため、車両荷重が大きくなった分動的振幅も大きくなるわけではない。そこで、本橋の構造条件として最大となる動的振幅量を求めるために、共振車頭間隔にて複数台連行するケースを基本として、1 台走行や複数台走行であるが共振車頭間隔によらないケースなど、様々な車両条件に対して動的振幅の増加程度を確認する。表に示す Case1~Case 4 は、共振車頭間隔を考慮して 1 レーン 4 台を複数レーン走行させたケースであり、時速 80km/h では共振車頭間隔 $L=165\text{m}$ ($=v/f=22.22(\text{m/s})/0.136(\text{Hz})$)、時速 60km/h では共振車頭間隔 $L=125\text{m}$ ($=v/f=16.67(\text{m/s})/0.136(\text{Hz})$) である。Case2 は路面凹凸条件が異なるケースであり、使用する路面凹凸パラメータは表 6.4.1 に示すとおりである。また、本橋は片側 3 車線の道路であるため、現実的には同じ方向には A から C レーンを走行するが、Case4 は全 6 レーンを走行する場合についても検討する。Case5 は共振影響を把握するための基準として 1 レーン 1 台走行させたケース、Case6 は設計活荷重の 50%程度に相当する車両荷重として、共振車頭間隔とは無関係に 1 レーンあたり 10 台を全 6 レーンに走行させるケースである。これにより本橋として最大となる動的振幅量にて衝撃係数を求める。

表 6.4.1 検討ケース

	Driving lane	Vehicle speed (km/h)	No of vehicles	Resonant headway (m)	Road surface roughness
Case1	A to C	80	4/lane	165	A-1; $\alpha=0.001$
Case2	A to C	80	4/lane	165	A-2; $\alpha=0.004$
Case3	A to C	60	4/lane	125	A-1; $\alpha=0.001$
Case4	A to F	80	4/lane	165	A-1; $\alpha=0.001$
Case5	A to C	80	1/lane	165	A-1; $\alpha=0.001$
Case6	A to C	80	10/lane	60	A-1; $\alpha=0.001$

6.4.2 連続斜張橋の衝撃係数検討

(1) 主桁

図 6.4.2 に主桁の衝撃係数算定結果を示す。ここに、最大動的振幅 $y_{l.dmax}$ と対比する最大静的振幅 y_{stmax} は、設計活荷重に相当する荷重を載荷した状態で交通振動解析とは別に静的に求めたたわみ量を用いている。これは、交通振動解析で最も動的振幅が大きくなり得る車両走行条件にて、本橋として最大となる動的振幅量を求めることから、対比する静的振幅を設計上の最大値（＝設計荷重時の最大値）としたものである。この際、活荷重の載荷方法は、道路橋示方書・同解説¹⁰⁾のとおりとし、載荷面は上下線の両方としている。車両の共振影響を考慮したケースである Case1～Case4 の結果を見ると、衝撃係数は 1.01～1.05 の範囲にあることがわかる。ただし、Case4 は上下線の全 6 レーンに同一方向に車両を走行させたケースであり、現実的な条件下である Case1～Case3 のなかでは大きくても 1.03 程度の値となっている。Case1 と Case2 は、路面凹凸の振幅の大小が異なるが、橋本体の振動は、1 次モードとなる 0.136Hz 付近が最も卓越しており、車両後軸のばね上振動により路面凹凸の違いが直接表れる 3.5Hz 付近の振動影響が殆どなかったため、衝撃係数も同値となった。また、Case1 と Case3 を比べると、走行車両速度が遅い Case3 は、Case1 に比べて動的振幅量が小さく、橋梁の規模によらず車両の走行速度が動的増幅率に及ぼす影響は大きいといえる。

図 6.4.3 および図 6.4.4 に、共振影響を確認するために Case1 および Case4、Case5 の 2P-3P 支間走行中の動的応答変位の最大値と増幅率を示す。1 列で走行している Case5 に対して共振車頭間隔にて複数台走行している Case1 および Case4 は、共振影響を受けて 2P-3P 支間走行中に動的変位の増幅率が大きくなっていることがわかる。先頭車両は、時刻 47 秒で主塔 2P を、76 秒で主塔 3P を通過するが、車両が主塔 3P に近づき、主塔 3P を通過する時刻 70 秒以降は動的変位の増幅は確認できない。

(2) 主塔

図 6.4.5 に、主塔中段および主塔基部（鋼製柱）の衝撃係数算定結果を示す。代表として case1, case4, case7 に対して算定している。なお、ここに示す主塔の曲げモーメントは、交通振動解析にて求めた対象節点を含む 3 節点の変位を用いて曲率半径 R を外挿し、ヤング係数 E と断面二次モーメント I にて $M=EI/R$ として算定した。衝撃係数は 1.01～1.03 の範囲にあり、その傾向は主桁と同じであった。

(3) ケーブル

図 6.4.6 にケーブルの衝撃係数算定結果を示す。ここに、静的な最大張力の変動量は、設計活荷重に相当する荷重を載荷した状態で交通振動解析とは別に静的に求めた張力を用いている。なお、ケーブルの張力は、交通振動解析にて求めたケーブル両端の節点変位を用いてケーブル本体の伸縮量を求め、ケーブル断面積 A とヤング係数 E を乗じることで張力の変化量を算定した。車両の共振影響を考慮したケースである case1～case4 の結果を見ると、衝撃係数は 1.01～1.04 の範囲にあることがわかる。case1 と case2 は、路面凹凸の振幅の大小が異なるが、支間中央付近に接続するケーブル (cable43, cable74, cable84) は、主桁や主塔と同様に路面凹凸の違いがない一方で、主塔付近に接続するケーブル (cable53, cable63, cable64) は路面凹凸の影響を受けて衝撃係数が若干大きな値となった。

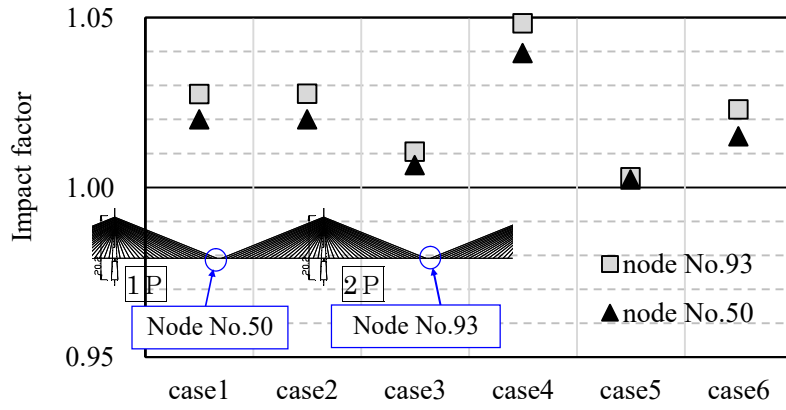


図 6.4.2 主桁の衝撃係数

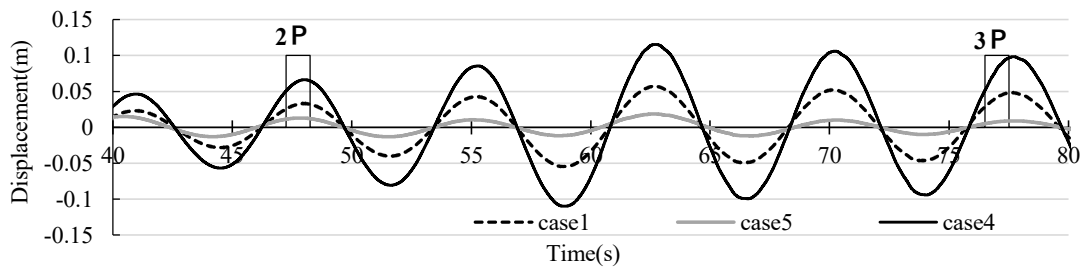


図 6.4.3 2P-3P 主塔間支間中央の動的応答変位時刻歴

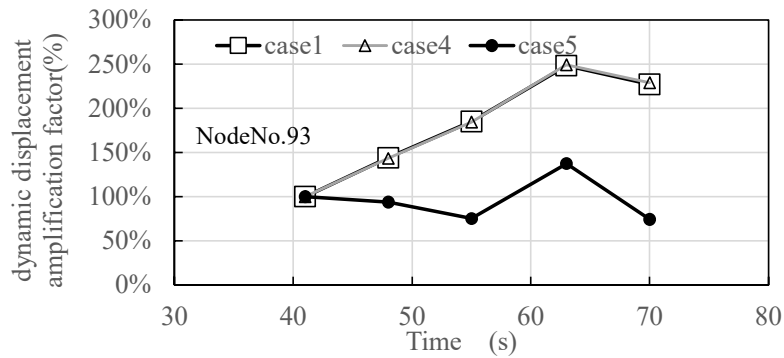


図 6.4.4 2P-3P 主塔間支間中央の動的応答増幅率

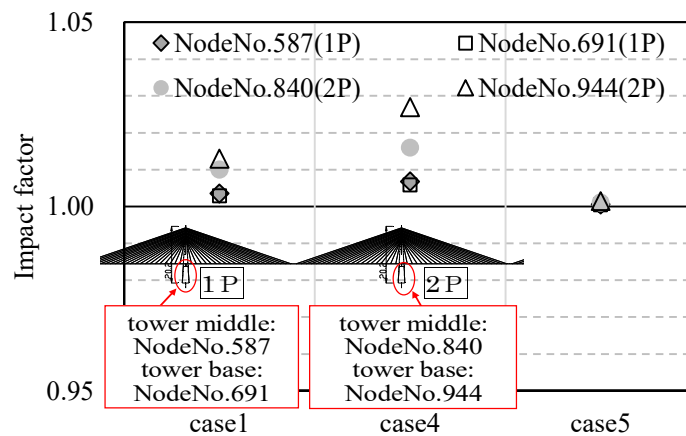


図 6.4.5 主塔の衝撃係数

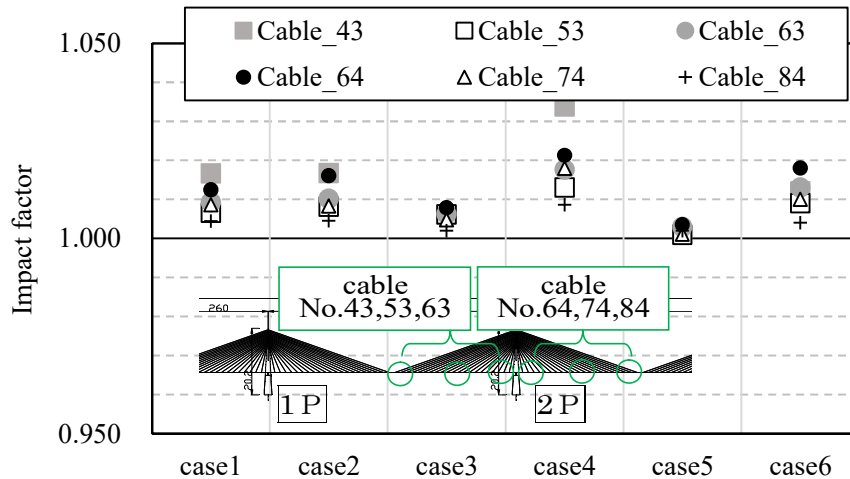


図 6.4.6 ケーブルの衝撃係数

(4) 既往の設計実績との対比

図 6.4.7 に、衝撃係数の既往設計実績や解析検討実績と算定式にて求めた値の関係に、今回の解析結果を重ねて示す。算定式にて求めた値は、斜張橋の橋脚間距離を支間長として求めた値とケーブル支間を 15m と仮定して 15m 支間長として求めた値を併せて示す。道路橋示方書・同解説¹⁰では、ケーブルによって弾性支持されている点も橋台・橋脚上の剛支点と同等に扱い、多径間連続桁に準じて衝撃係数を算定することが記載されている。これは、斜張橋は主桁をケーブルにより補剛した形式であるとみなしていることによるが、ケーブル定着点は実質主桁に対して弾性支承となっていることから、簡単のため主桁を連続桁と考えて取り扱ってきたものである。ただし、今回の連続斜張橋のように多ケーブル形式や長支間の橋では、主桁の鉛直変位をケーブル取付点で拘束すると仮定した支間長のとりかたでは、車両の走行によって生じる振動の性状が実際と大きく異なり、衝撃係数が過大に評価されることがあることから、影響線の形状等を参考に別途検討することが望ましいと解説されている。例えば、吊橋や斜張橋の実績が多い本州四国連絡橋においては、斜張橋の衝撃係数は、ケーブル支点を無視して橋台および橋脚を支点とする支間長にて算定する方法と走行荷重を仮定して動的解析にて動的増幅率を求め衝撃係数を設定する方法のいずれかで求めることが示されており、図中の実線がこの前者の方法による。今回の解析において、現実的な解析条件の範囲で最も大きな値となった Case1 の動的増幅量は、この実線と同程度となっており、結果として、衝撃係数はケーブル支点を無視して橋台および橋脚を支点とする支間長にて算定する方法で問題なさそうである。

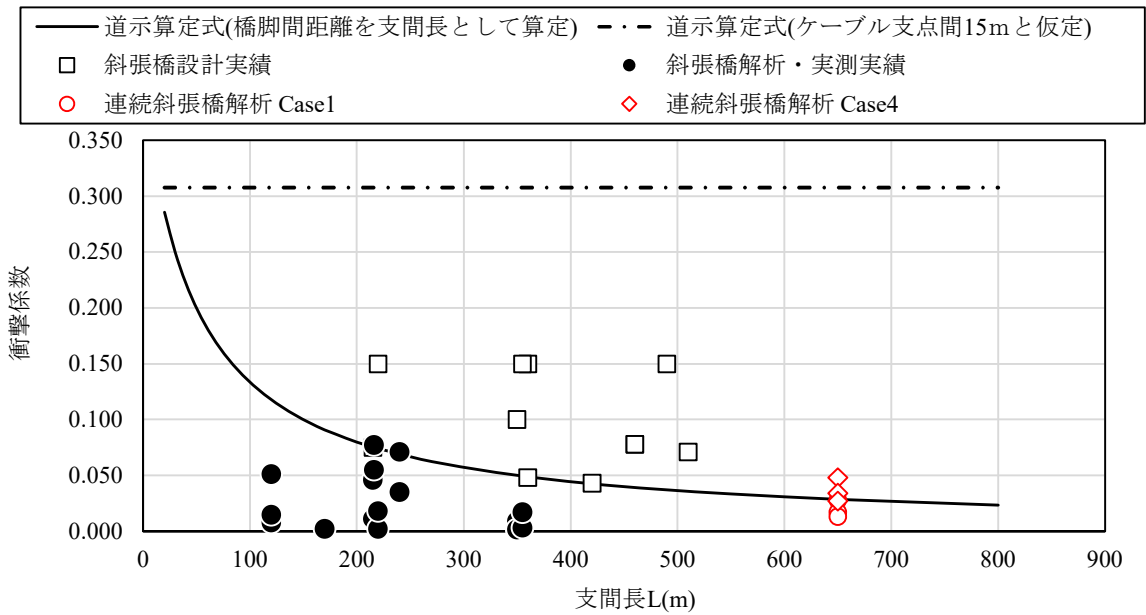


図 6.4.7 衝撃係数の設計実績・検討実績と今回の解析結果の対比

6.4.3 実測値による衝撃係数検討

第 5 章に示した実橋実験において、加速度計で計測した加速度応答をフーリエ変換にて動的変位に換算し同様の方法にて衝撃係数を求め、解析値と対比する。

図 6.4.8 および図 6.4.9 に加速度計にて計測した加速度応答から求めた動的変位と解析値を対比して示す。図中に示すケース名や計測器 No. は、第 5 章に示したとおりであり、各支間の中央位置の時刻歴を示す。また、図 6.4.10 および図 6.4.11 に、図 6.4.8 および図 6.4.9 に示した動的変位より求めた衝撃係数を示す。動的変位時刻歴の計測値と解析値は概ね対応しており、結果として解析にて求めた衝撃係数は、計測値より求めた係数と概ね同程度となった。新設橋梁の検討においても本解析手法を用いることで妥当な精度で評価可能であるといえる。

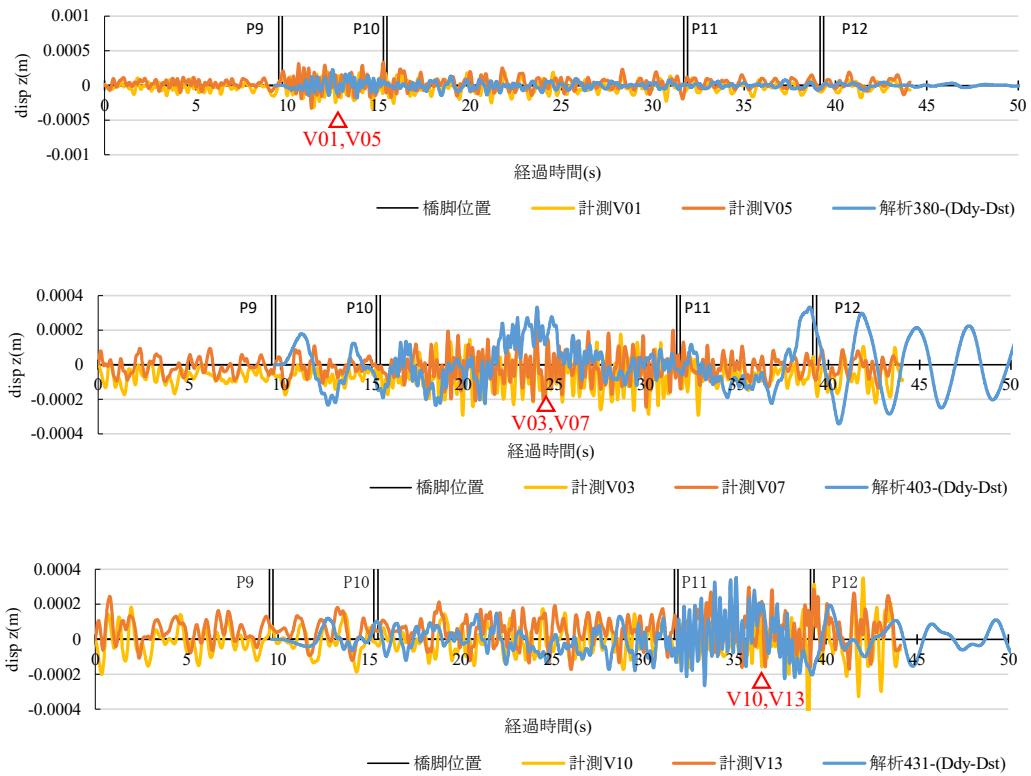


図 6.4.8 1 台単独走行時の加速度計から換算した変位時刻歴との対比(5.2 節の Case1)

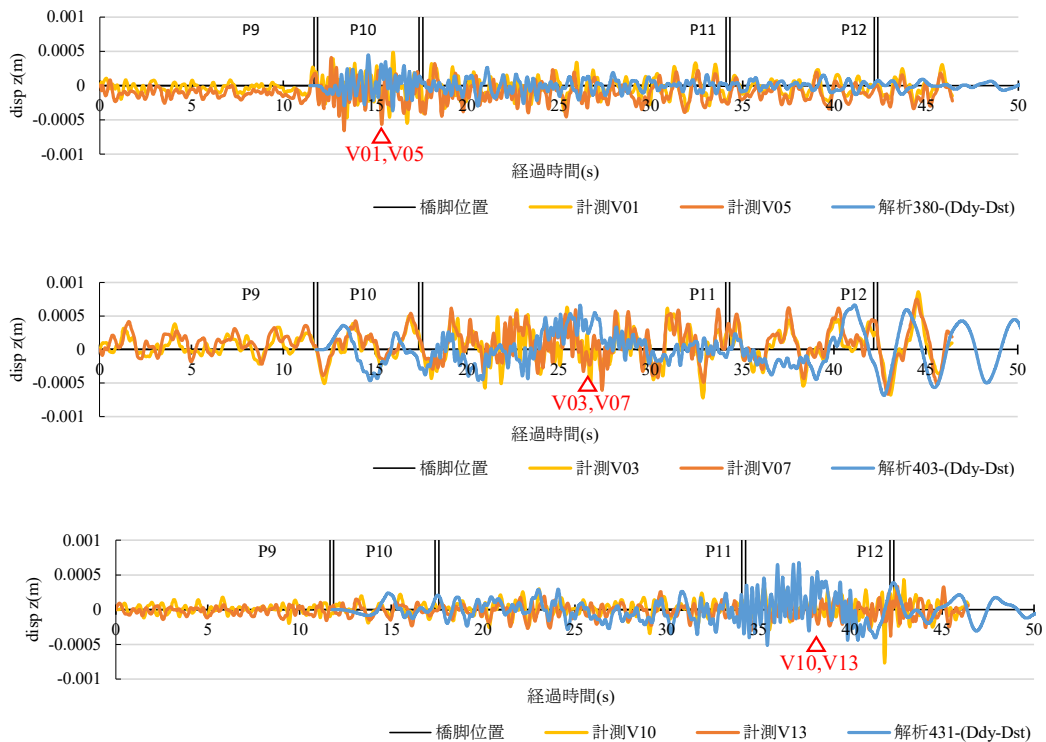


図 6.4.9 2 台並走時の加速度計から換算した変位時刻歴との対比(5.2 節の Case2)

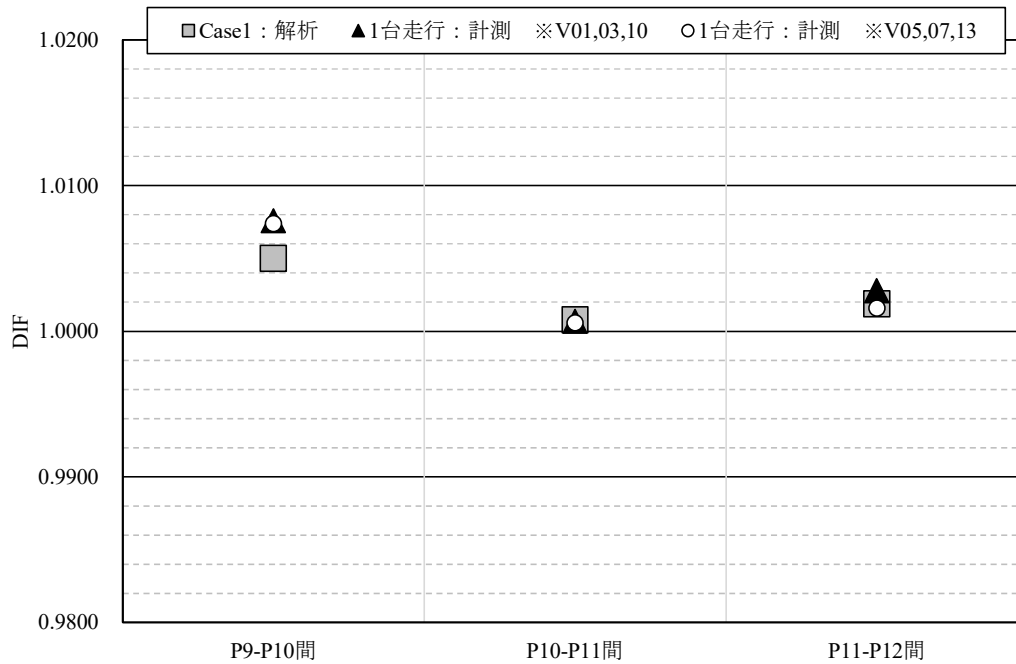


図 6.4.10 1台走行時の主桁の衝撃係数 (5.2節の case1)

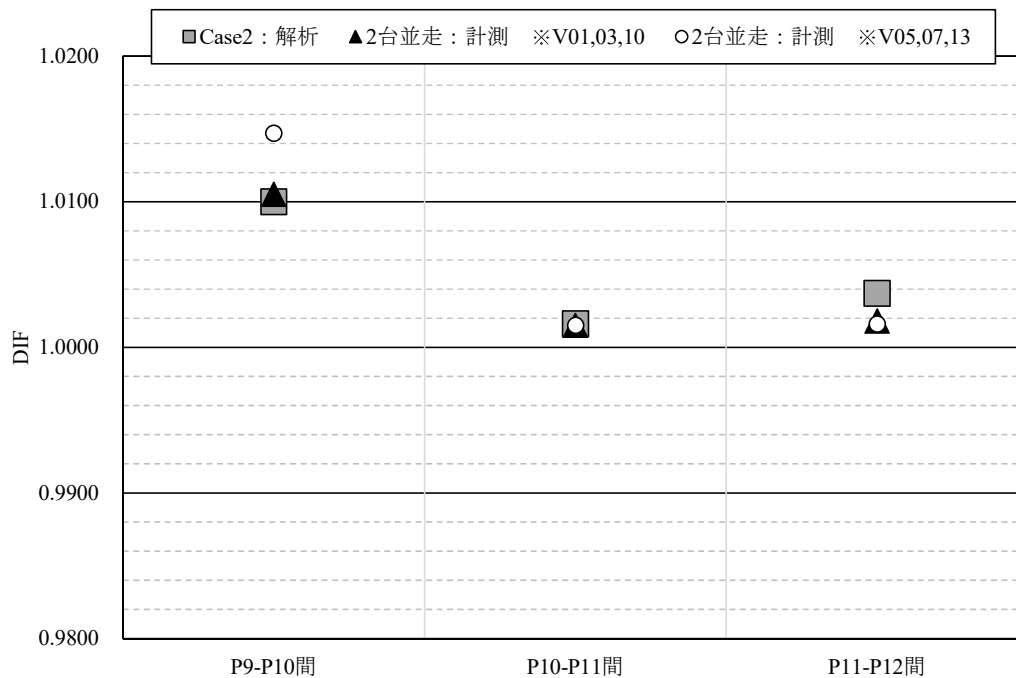


図 6.4.11 2台並走時の主桁の衝撃係数 (5.2節の case2)

6.5. 結言

(1) 乗り心地評価

実橋における解析精度検討により妥当性を確認した解析モデルを用いて、連続斜張橋の交通振動解析を行った。そこで得られた車両応答振動により、全身振動暴露評価の国際規格 ISO2613-1 を参考に、乗り心地の観点から使用性の評価を行った結果、平常走行時も渋滞時においても車両条件や路面条件、走行条件によらず、車両の応答は快適性の指標となる目安値を超えることはなく、たわみによる走行快適性への影響は殆どないものと考えられる。検討対象とした最大支間長 650m を有する大規模の連続斜張橋は、1 次の鉛直たわみモードによる固有振動数が 0.136Hz と低振動数で、車両の固有振動数 3.5Hz とは一致しないこともあり、たわみによる利用者の走行快適性への問題は殆どないものとする。乗り心地は、橋梁本体の固有振動数とモード形状、走行する車両の共振車頭間隔と走行台数、路面凹凸振幅の大小がそれぞれ関係し合い評価に影響を及ぼすため、必ずしも過度なたわみが直接的に乗り心地に影響するわけではないことが確認できた。

(2) 衝撃係数検討

連続斜張橋に対して最大となる動的振幅量を様々な走行条件で実施した交通振動解析にて求め、衝撃係数を算定した。その結果、衝撃係数は主桁で 1.01～1.05、主塔基部で 1.01～1.03、ケーブルで 1.01～1.04 の範囲にあることがわかった。また、車両条件や路面条件をさまざまに変化させた検討の結果、本橋は低次の固有振動数が卓越する関係で路面凹凸の振幅影響は衝撃係数に殆ど影響しないこと、車両速度は速いほど衝撃係数の値が大きくなること、車両台数および共振影響については、共振車頭間隔で複数台走行させた場合が最も衝撃係数が大きくなることを確認した。

本研究で対象とした 7 径間連続斜張橋は、国内に実績のない規模の斜張橋であり、これまで桁橋を対象にその再現性が十分確認されてきた交通振動シミュレーション解析手法を前例のない規模の斜張橋に応用して検証することは初めての試みであった。今回の一連の研究成果は、今後の長大橋の合理的な設計方法の確立において、乗り心地評価の一手法として有用な成果となると考える。

【参考文献】

- 1) ISO 2631-1:1997. Mechanical vibration and shock – Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 1: General requirements.
- 2) Kawatani, M., Kim, C.W., Kawada, N. and Koga, S. Assessment of traffic-induced low frequency noise radiated from steel box girder bridge, Steel Structures 8, pp.305-314, 2008.
- 3) ISO 8608. Mechanical Vibration–Road Surface Profiles–Reporting of Measured Data. ISO; 1995.
- 4) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993
- 5) 川島一彦，運上茂樹，吾田洋一：斜張橋の耐震性に関する研究（その1）振動実験から見た斜張橋の振動特性，土木研究所資料，No.2388,1986.6
- 6) 加藤雅史，島田静雄：橋梁実測振動特性の統計解析，土木学会論文報告集，No.311,p49-58,1981.7.
- 7) 中井博，吉川紀，加賀山泰一，矢幡武人：都市高速道路における鋼桁橋の振動特性の経年変化からみた剛度評価に関する研究，構造工学論文集，vol.34A,pp563-569,1988.3.
- 8) 中井博，吉川実，佐々木伸幸，原忠彦，加地健一：阪神高速大阪港線の振動特性実験，土木学会第44回年次学術講演会講演概要集，I-298,p648-649,1989.10.
- 9) ISO 2631-1:1985. Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 1: General requirements.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説I 共通編，2017.11
- 11) 斜張橋の衝撃係数と鋼床版の応力分布に関する研究，昭和50年3月，災害科学研究所
- 12) 川谷充郎，本田義人：斜張橋の走行荷重下の動的応答と衝撃係数について，構造工学論文集 Vol.36A 1990.3.
- 13) 尾道大橋の走行荷重による動的応答について，牛尾 正之，日立造船技報 30 (2)，92-97，1969-05
- 14) 小松定夫，川谷充郎：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究，土木学会論文集，第275号，pp.13-28，1978.
- 15) 福岡悟，林秀侃，西岡敬治：大和川橋梁振動実験，阪神高速道路株式会社技報 第3号,1984,p.121-131
- 16) 川谷充郎，小松定夫，佐々木孝：走行自動車荷重を受けるプレートガーダー橋の動的応答特性に関する研究,土木学会論文集,No.392/I-9,p351-358,1988.4.
- 17) 内谷保：車両間連成を考慮した定常ランダム応答解析に基づく道路橋の衝撃係数,土木学会論文報告集,No.320,p169-172,1982.4.
- 18) 岡村隆敏，山口実浩:連行車両による道路橋の二乗平均応答解析，土木学会論文集,No.334,p1-11,1983.6.
- 19) 川谷充郎，島田玲志，田邊裕之：桁橋の走行車両による不規則応答に基づく衝撃係数の評価方法,構造工学論文集,vol.35A,p741-748,1989.3.

第7章 結論

7.1. 研究成果の総括

本研究では、定量的に性能を評価する方法がまだ明確でない橋周辺の住居環境の快適性（低周波音影響評価）および橋梁利用者の快適性（乗り心地評価）に着目し、交通振動に伴う橋の振動使用性に対する定量的な評価手法の構築につなげるため、実橋を対象として解析的・実験的アプローチをしてきた。

低周波音評価では、一般的な桁橋を対象に、主桁および床版の鉛直振動影響に加え、面外方向の剛性が低いことによる主桁のねじり等の面外振動の影響を受けやすい構造として合理化された橋にも着目し、路面状況や車両条件の違いが低周波音の放射特性に及ぼす影響を検証した。また、低周波音の放射状況の表現方法として、従来の周波数領域での評価に加え、3次元空間における時系列の音圧レベルを整理することで、低周波音の放射状況を時間領域で分かり易く伝える方法を提案した。

乗り心地評価では、大規模橋梁として今後建設が予定されている鋼連続斜張橋に着目した。本橋は、大きな活荷重たわみが見込まれる最大支間長 650m を有する 7 径間連続斜張橋である。斜張橋での車両走行実験により妥当性を確認した交通振動のシミュレーション解析手法を用いて、評価対象となる連続斜張橋の交通振動解析を行い、全身振動暴露評価の国際規格 ISO2613-1 を参考に、解析で得られた車両応答振動を用いて利用者の乗り心地を評価した。

各章において明らかにされた事項を以下に示す。

第 1 章では、近年社会的注目を浴びている道路橋設計の性能規定体系化についてその現状を明らかにし、本研究の背景および目的を示した。また、振動使用性に関連して、低周波音による影響や評価方法を示し、既往の研究成果や現状の課題を概観した。さらに、斜張橋の振動特性評価に関する既往の研究をレビューしたうえで、乗り心地評価に対する課題と着眼点を整理した。

第 2 章では、本研究の振動使用性評価に用いる橋梁交通振動のシミュレーション解析手法および低周波音の理論解析手法の理論式を示した。これまで桁橋を中心に実際の橋梁振動現象を精度よく再現できることが検証されている、3次元の車両-橋梁連成振動解析手法、および境界要素法を用いた音場解析手法について提示した。

第 3 章では、これから建設が予定されている様々な条件を有する橋梁を対象に、交通振動解析と低周波音解析を実施し、路面状況や車両条件の違いが低周波音の放射特性に及ぼす影響を検討した。なお、本章で対象とした橋梁の形式は、鋼 6 径間連続細幅箱桁橋、PC3 径連結ポステン T 桁橋、2 径間連続鋼箱桁橋、3 径間連続鈹桁橋である。

その結果、主に以下の知見を得た。

- (1) 鋼 6 径間連続細幅箱桁橋に対して、車両台数・車両速度・路面凹凸パラメータ α 、起点側伸縮部の段差の有無をパラメータとした低周波音の影響度評価を行った結果、路面凹凸の振幅が大きいケースとそうでないケースでは、1Hz から 20Hz の周波数領域において 10dB 程度、A1 橋

台伸縮部に段差があるケースとないケースでは、5Hz から 10Hz の周波数領域において 5～10dB 程度、20Hz 以降の周波数領域で 10～30dB 程度の音圧レベル差が生じることを確認した。また、当該構造が横断方向に剛性が小さい鋼細幅箱桁であり、段差に伴う車両の偏心荷重が局所的に床版に作用することで、ねじり 2 次(22.5Hz)モードと車両ばね下振動(10～20Hz)の影響を受け、20Hz 以降の周波数領域で低周波音の影響評価の目安値を超えた。構造としては横桁の剛性を高くすることや横桁の設置間隔を密にすること等の対応が求められるところである。

- (2)PC3 径間連結 T 桁橋に対して低周波音解析を行い、路面条件や車両条件の違いが低周波音の放射特性に与える影響を検討した。鋼橋での検討結果と同様に、路面凹凸の振幅が大きいモデルは、路面凹凸の振幅が小さいモデルよりも約 20dB 以上の高い音圧をもたらすことが確認された。また、伸縮継手部の段差影響についても、車両の走行速度が速いほど段差の影響が大きく、かつ橋の遠くまで影響が及ぶことが確認された。
- (3)異なる橋梁形式である 2 径間連続鋼箱桁橋、3 径間連続鉄桁橋、3 径間連結 PC ポステン T 桁橋に対して低周波音解析を行い、橋梁形式を決定する上での参考指標として評価するとともに、橋梁形式の違いが低周波音の放射特性に与える影響を確認した。その結果、2 径間連続鋼箱桁橋から発生する低周波音の音圧レベルは、3 径間連続鉄桁橋と 3 径間連結 PC ポステン T 桁橋に比べ相対的に小さく、低周波騒音の発生可能性は低いと考えられる。3 径間連続鉄桁橋と 3 径間連結 PC ポステン T 桁橋においては、25Hz、31.5Hz での音圧レベルが低周波騒音の評価指標の領域Ⅱの感覚閾値（精神的苦痛）を若干超える結果となった。
- (4)以上の様々な橋梁形式に対して低周波音解析を行った結果、適切な低周波音評価を実施するために重要となる事項を以下にまとめる。
 - 1) 解析モデル作成において、節点分割数は、音の干渉や音圧レベル分布をより正確に評価するために点音源間隔を波長の 1/5～1/6 程度以下とすることが望ましい。モデル化によっては 10dB 程度以上の解析誤差が十分生じ得ることから、検討対象となる周波数領域に応じて細分化することが重要である。
 - 2) 高い振動数領域は、波長が短いことから、音源となる主桁と反射面との位置関係に応じて反射の影響を大きく受ける場合がある。このように、音の波長が振動面に対して長くなる場合は、空気粒子が側方に逃げ有効な音圧の反射とはならないが、波長が短い場合は有効に音として反射され、主桁―地盤面間距離によってはより高い音圧となる可能性がある。地表面等の音の遮蔽物からの反射影響を適切に評価するために、橋梁以外の地形や構造物も音場解析のモデルに考慮することが重要である。
 - 3) 低周波音は、橋梁条件に加えて、路面凹凸形状や伸縮部の段差の有無といった路面条件や車両台数・車両速度・車間距離といった車両条件の違いが放射特性に大きく影響を及ぼす。特に、橋の固有振動数と車両の振動数が近い場合、これらの影響をより大きく受けるため注意が必要である。
 - 4) 低周波音の評価や対策を講じる場合には、対象とする周波数領域により音圧が高くなる要因が異なるため、実際に起こり得る車両条件や路面状況を適切に設定することが重要である。
 - 5) 低周波音の放射特性は、橋梁形式のみならず、架橋地条件やその他の様々な要因が複雑に関係し決まることから、構造寸法や橋梁形式からの一義的な推測は困難である。しかし、今回の条件を様々に変化させた検証により、その放射特性の傾向把握に対する一定の成果を得た。

今後、さらに検証事例が蓄積されれば容易な推定が困難であったものに対しても、簡易的に影響の要否を仕分けする評価方法を構築するなど、効率的な建設事業の展開にも大きく貢献できる。

第4章では、低周波音問題に対する世間の認知度が低い要因として、低周波音放射状況の表現方法のわかりづらさがあると考え、過渡音解析を用いた分析により、3次元空間における低周波音の伝播経路や伝播状況を時系列で可視化することを検討した。その結果、段差の有無や路面凹凸振幅の大小といった路面条件や車両速度や車両台数といった車両条件の他、支間割や卓越するモード形状などの構造条件によっても音圧の放射状況が異なる様子を視覚的に表現することができた。3次元空間での可視化により、低周波音による影響範囲の特定や問題の要因となる事象の特定を容易にすることで、関係者（施主・施工者・近隣住民）に対して、低周波音影響に関するより多くの情報を一度に分かりやすく伝えることが可能となる。これにより、今後の低周波音に対する理解の促進に貢献できることが期待される。

第5章では、これまで桁橋を対象にその再現性が十分確認されてきた交通振動シミュレーション解析手法を前例のない規模の斜張橋に応用するにあたって、実橋における車両走行実験を行い、実験により得られる計測値と橋梁と車両の連成振動や路面凹凸影響を考慮したモード法による3次元動的応答解析から求めた解析値との対比を行い、解析の再現性を検証した。

その結果、主に以下の知見を得た。

- (1)主桁の変位はレーザー変位計により計測した計測値が解析に比べて若干大きくなっているケースもあったが、挙動は概ね近似していることが確認できた。また、応答加速度は、解析上は全ての路面条件が一定のパラメータで構成されているのに対して、実際の路面は、走行箇所によって路面状況が若干異なることから、計測箇所によってばらつきが生じているものの、中央径間の主桁は加速度波形が類似し、加速度実効値も2gal程度と計測値と解析値は概ね同程度の値となった。
- (2)車両応答についても計測結果と解析結果の加速度波形は概ね近似し、最大加速度および加速度実効値も同程度の値となった。以上より、本検討で用いた解析手法やモデル化の方法は、これまで桁橋を対象としてその妥当性が確認されてたものではあるが、斜張橋に対しても概ね実現象を再現できることが確認できた。
- (3)実現象を適切に再現できる解析手法の構築は、橋の振動特性の予測や把握することに貢献し、合理的な設計を実施するための重要な工学的判断材料となる。また、建設後の維持管理の観点でも有用な手段となると考える。

第6章では、建設が予定されているこれまでに事例のない規模となる鋼7径間連続斜張橋を対象に交通振動解析を行い、全身振動暴露評価の国際規格ISO2613-1を参考に、解析で得られた車両応答振動を用いて利用者の走行快適性の観点から乗り心地を評価した。加えて、走行車両の動的な衝撃影響として連続斜張橋の設計で用いる衝撃係数を確認した。

その結果、主に以下の知見を得た。

- (1)実橋における解析精度検討により妥当性を確認した解析モデルを用いて、連続斜張橋の交通振

動解析を行った。そこで得られた車両応答振動により、全身振動暴露評価の国際規格 ISO2613-1 を参考に、乗り心地の観点から使用性の評価を行った結果、平常走行時も渋滞時においても車両条件や路面条件、走行条件によらず、車両の応答は快適性の指標となる目安値を超えることはなく、過大なたわみによる走行安全性への影響は殆どないものと考えられる。検討対象とした最大支間長 650m を有する大規模の連続斜張橋は、1 次の鉛直たわみモードによる固有振動数が 0.136Hz と低振動数で、車両の固有振動数 3.5Hz とは一致しないこともあり、たわみによる利用者の走行快適性への問題が殆どない結果となったものとする。乗り心地は、橋梁本体の固有振動数とモード形状、走行する車両の共振車頭間隔と走行台数、路面凹凸振幅の大小がそれぞれ関係し合い評価に影響を及ぼすため、過度なたわみだけが直接的に乗り心地に影響するわけではないことが確認できた。

- (2)連続斜張橋に対して最大となる動的振幅量を様々な走行条件で実施した交通振動解析にて求め、衝撃係数を算定した。その結果、衝撃係数は主桁で 1.01~1.05、主塔基部で 1.01~1.03、ケーブルで 1.01~1.04 の範囲にあることがわかった。また、車両条件や路面条件をさまざまに変化させた検討の結果、本橋は低次の固有振動数が卓越する関係で路面凹凸の振幅影響は衝撃係数に殆ど影響しないこと、車両速度は速いほど衝撃係数の値が大きくなること、車両台数および共振影響については、共振車頭間隔で複数台走行させた場合が最も衝撃係数が大きくなることを確認した。
- (3)本研究で対象とした 7 径間連続斜張橋は、国内に実績のない規模の斜張橋であり、これまで桁橋を対象にその再現性が十分確認されてきた交通振動シミュレーション解析手法を前例のない規模の斜張橋に応用して検証することは初めての試みであった。今回の一連の研究成果は、今後の長大橋の合理的な設計方法の確立のための一評価として有用な成果となると考える。

第 7 章では、本論文で得られた成果をまとめた。

7.2.課題と今後の展望

7.2.1 低周波音評価

(1) 簡易評価手法の策定

民家に近接した高架橋は多く存在し、今後も低周波音問題と向き合う機会が増えると考えられる。一方、本研究でまとめた過程のように毎回、交通振動解析と音場解析を実施することは、手間と時間、煩雑性から設計実務向きではないこともあり、予め低周波音の影響の有無を簡易的に判断する方法があれば非常に有用である。近年、低周波音に対する検討実績が蓄積しつつある現状として、それらを総括して統計的な影響度評価を行うことで、低周波音が懸念される状況にあるかどうか仕分けをする簡易判定フロー等を構築することもできる。簡易手法の提案は、効率的・効果的な橋梁事業の展開を可能とするとともに、低周波音に対する問題認識を設計者と道路管理者とがお互い共有するためにより役立つものとなると考える。

(2) 解析精度検証の蓄積

本研究で用いた解析手法は、これまで十分その妥当性が検証されてきたものであるが、本研究で対象とした橋梁はいずれも建設前のものである。今後、現地計測を行い解析精度を確認するとともに、低周波音の3次元空間における時系列の広がり影響の分析精度についても向上を図りたい。低周波音の放射特性は、橋梁形式のみならず、架橋地条件やその他の様々な要因が複雑に関係し決まることから、構造寸法や橋梁形式からの一義的な推測は困難である現状において、実橋での解析や計測の事例の積み重ねは、前述した簡易判定手法の構築にも貢献できる。

(3) 低周波音可視化の応用

低周波音放射状況の可視化において、今回は分かり易く表現する手法を提案することが主目的であったこと、広域な空間内の細部まで厳密解を求めるためには膨大な情報を処理する必要がある、解析能力の限界といった課題もあったことから、橋と平坦地面、家屋とシンプルな空間条件にて検討を試みた。現実には、地形が傾斜していたり、障害物があったりと複雑な構成であることから、周辺の地形や建物も含めたより現実的な条件にて提案した可視化手法を応用していく必要がある。

7.2.2 連続斜張橋の交通振動シミュレーション解析

これまで斜張橋の振動特性評価については多くの研究がなされてきたが、主として車両等の外力が作用したときの構造物の疲労影響、風や地震動による塑性変形影響や動的振動が構造物本体に及ぼす影響を検証するものが殆どであり、車両の乗り心地に対するものはなかった。本研究で初めてどのように評価するかその方法論も含めて乗り心地を検証したことになるが、対象とする7径間連続斜張橋は国内に実績のない規模の斜張橋である。建設後には、実橋レベルでの振動実験により解析値の妥当性を確認することが望まれる。

7.2.3 解析手法をより実用化するにあたって

大規模な橋や一般的な規模の橋であっても厳密解を求める場合は、膨大な情報を処理する必要があり、解析能力の限界が課題となる。実用的な解析手法であることから、今後の展望として、大容量の情報を扱えるようにアルゴリズムを最小化する等の改良を加えることで、解析時間縮小や解析可能容量の拡大が可能となると考える。事前に橋の挙動を予測可能とするシミュレーション手法は、建設後の橋の維持管理の観点でも有用な手段となる。

謝辞

本論文は、2017年10月に筆者が社会人ドクターとして京都大学工学研究科 社会基盤工学専攻博士後期課程に編入学して以来、今日までの間、道路橋の振動使用性評価に関する研究をとりまとめたものです。本研究を進めるにあたって、京都大学大学院工学研究科 金哲佑教授には、研究内容自体に関するご指導のみならず、その成果をどのように社会へ還元すべきかといった大局的に物事を捉える視点の重要性を教えていただき、それ以外にも非常に多くのことを学ぶことができました。この場を借りて心より厚く御礼申し上げます。

また、皆様から数多くのご指導、ご助言およびご協力を頂きました。

京都大学大学院 杉浦邦征教授には、博士課程での講義や本論文のとりまとめにあたり貴重なご意見をいただきました。心より厚く御礼申し上げます。

京都大学大学院 八木知己教授には、本論文をとりまとめるにあたり貴重なご意見をいただきました。心より厚く御礼申し上げます。

神戸大学 川谷充郎教授には、本研究を進めるにあたり、種々の示唆に富んだ貴重なご意見をいただきました。深く御礼申し上げます。

阪神高速道路株式会社神戸建設部 杉山裕樹氏、佐藤彰紀氏には、連続斜張橋の乗り心地評価にあたり、多くの貴重なご意見をいただきました。心より厚く御礼申し上げます。

株式会社エイト日本技術開発の金聲漢常務取締役、小野和行副部長には、京都大学へ編入学してからの6年間、筆者の研究を暖かく見守っていただき、心から感謝いたします。

株式会社エイト日本技術開発の廣瀬彰則氏には、研究の厳しさ、継続の重要さ等社会人ドクターとしての厳しさをご助言いただいたこと、心から感謝いたします。

本論文は、筆者一人では到底成し得ないもので、共に研究させていただいた、陳栄秀氏、幸寺駿氏をはじめ多くの金研究室歴代の方々には、大変お世話になりました。深く感謝致します。また、筆者が勤務する株式会社エイト日本技術開発の小谷裕司代表取締役社長、吉川悟司副社長には、研究に対して深い御理解と御支援を賜りました。深く感謝致します。また、関西支社道路構造グループの皆様には、業務多忙にも関わらず、御理解と御協力をいただきました。重ねて御礼申し上げます。ここに記することができなかった方々を含め、多くの皆様の御支援と御協力のもと、本論文が完成したと言えます。改めて皆様に感謝致します。

最後に、この6年間、研究活動や国際会議発表、本論文のとりまとめなどに、深い御理解をいただくとともに、終始、暖かく支えてくれた妻と家族、両親に深く感謝致します。

令和5年6月 木村 真也