

中央大学博士論文

高速列車走行時の桁式高架橋周辺の地盤振動伝播に関する研究

金田 淳

博士(工学)

令和元年度

2019年7月

目次

第1章 序論

1-1	研究の背景	1-1
1-1-1	はじめに	1-1
1-1-2	法規制および基準値	1-2
1-1-3	振動に関する苦情件数	1-7
1-1-4	地盤振動に関する指摘の多い構造	1-9
1-2	既往の研究	1-10
1-2-1	列車走行による加振力の振動数特性について	1-10
1-2-2	列車走行時の構造物の応答に関する研究	1-12
1-2-3	列車走行に起因する地表面の応答に関する研究	1-13
1-2-4	構造物周辺の地盤振動を計算する手法に関する研究	1-13
1-2-5	地盤振動の対策工に関する研究	1-14
1-3	研究の目的	1-15
1-3-1	振動予測手法の研究	1-15
1-3-2	振動低減工法の研究	1-16
1-4	研究の概要	1-16

第2章 橋脚の地表面近傍部の振動

2-1	はじめに	2-1
2-2	振動測定箇所	2-2
2-2-1	振動測定箇所の選定	2-2
2-2-2	測定箇所の構造と地質	2-3
2-3	測定方法	2-7
2-3-1	測定装置	2-7
2-3-2	列車速度の測定方法	2-8

2-4	振動の大きさの評価方法.....	2-11
2-4-1	振動レベル(補正加速度レベル).....	2-11
2-4-2	振動数特性の評価.....	2-20
2-5	測定結果.....	2-23
2-5-1	列車走行時の橋脚振動の再現性.....	2-23
2-5-2	列車走行時の橋脚振動の振動数特性および列車速度依存性.....	2-28
2-5-3	橋脚毎の振動成分の差異.....	2-35
2-6	まとめ.....	2-36
第3章	列車走行に伴う地表面と振動と地盤内の振動伝播特性.....	3-1
3-1	はじめに.....	3-1
3-2	加速度計の地表面への設置状況が計測値に及ぼす影響.....	3-2
3-2-1	検証方法.....	3-3
3-2-2	計測結果.....	3-4
3-2-3	新幹線沿線地表面測定における加速度計の設置方法.....	3-6
3-3	列車走行に伴う地表面の振動.....	3-7
3-3-1	地表面振動の振動数特性.....	3-7
3-3-2	地盤内での振動減衰の振動数特性.....	3-11
3-3-3	橋脚振動と地表面振動の比較.....	3-12
3-3-4	地盤振動に影響を及ぼす橋脚の数および振動成分.....	3-15
3-4	まとめ.....	3-18
第4章	橋脚の回転挙動.....	4-1
4-1	はじめに.....	4-1
4-2	桁及び橋脚の振動加速度測定.....	4-2
4-2-1	測定対象橋脚および測定機器.....	4-2
4-2-2	橋脚の相対加速度.....	4-3

4-2-3	桁支点反力の影響.....	4-7
4-3	フーチング部の鉛直振動の振幅分布の推定.....	4-10
4-4	まとめ.....	4-16
第5章 橋脚から地表面に伝播する地盤振動の計算モデルの提案.....		5-1
5-1	計算モデルの検討.....	5-1
5-2	軸対称有限要素法を用いた振動伝播の計算.....	5-4
5-2-1	モデル概要.....	5-4
5-2-2	加振方向と展開次数.....	5-5
5-2-3	地盤における加速度応答と展開次数.....	5-9
5-2-4	測点における加速度波.....	5-11
5-2-5	基礎形状の違いの影響.....	5-18
5-3	複数橋脚から伝播する加速度の合成.....	5-20
5-4	まとめ.....	5-22
第6章 地盤振動計算モデルの検証.....		6-1
6-1	検証方法.....	6-1
6-2	伝達関数の計算.....	6-2
6-2-1	軸対称有限要素モデル.....	6-2
6-2-2	振幅比の可視化.....	6-5
6-2-3	位相差の可視化.....	6-8
6-2-4	形状差を考慮した伝達関数.....	6-11
6-3	橋脚からの振動伝播の計算.....	6-15
6-3-1	橋脚位置が地表面振動に及ぼす影響.....	6-15
6-3-2	考慮する橋脚の数の影響.....	6-20
6-3-3	基礎形状の違いの考慮.....	6-22
6-3-4	受信点の位置, 列車速度が異なる場合の計算.....	6-24

6-4	まとめ	6-33
第7章	地盤振動対策工	7-1
7-1	はじめに	7-1
7-2	模型実験の概要	7-2
7-2-1	相似測と縮尺	7-2
7-2-2	土槽	7-3
7-2-3	模型地盤の材料と作製方法	7-4
7-2-4	模型橋脚基礎	7-4
7-2-5	防振壁の材料とサイズおよび設置	7-4
7-2-6	計測器の設置	7-5
7-2-7	加振入力動の設定ならびに計測された加速度波形の整理方法	7-6
7-2-8	実験ケース	7-6
7-3	実験結果	7-7
7-3-1	防振壁の効果	7-7
7-3-2	橋脚と防振壁の位置関係が振動低減効果に及ぼす影響	7-13
7-3-3	防振壁と橋脚の位置関係の影響の評価	7-25
7-4	防振壁の長さの設定	7-27
7-5	まとめ	7-33
第8章	結論と今後の課題	8-1
8-1	結論	8-1
8-2	今後の課題	8-4
付録1	各地区の地表面振動の測定結果	付1-1
付録2	要素幅が解析結果に及ぼす影響	付2-1
謝辞		

第1章 序論

1-1 研究の背景

1-1-1 はじめに

我が国の高速鉄道である新幹線は、常に社会から高い利便性と環境保全という性格の異なる要請が求められており、両者を満足すべく車輦や軌道の改良などを図りながら徐々に高速化や運行の高密度化が進められてきた。

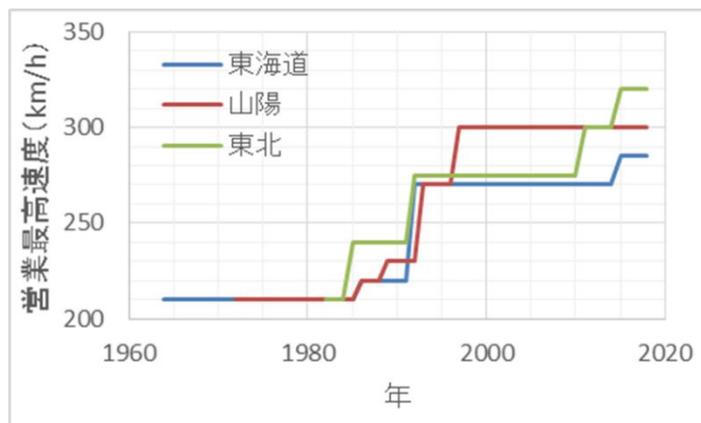


図 1-1 営業最高速度の変遷

図 1-1 に新幹線の影響最高速度の変遷を示す。営業最高速度は、東海道新幹線が開業当初 (1964 年) に 210km/h で、その後、220km/h (1986 年)、270km/h (1992 年)、285km/h (2015 年) までに向上された。東北新幹線も開業当初 (1982 年) は営業最高速度 210km/h で運行されており、240km/h (1985 年)、275km/h (1992 年)、300km/h (2011 年)、320km/h (2015 年) まで引き上げられた。今日でもさらなる速度の向上にむけた研究開発が進められている。

新幹線のさらなる高速化を進めるうえで、沿線の環境保全は避けて取れない問題となる。高速化に伴う、沿線の環境変化を事前に予測し、問題の発生が懸念される場合には適切な対策を講じなければならない。新幹線走行に起因する主要な環境問題として騒音と振動の問題が挙げられる。

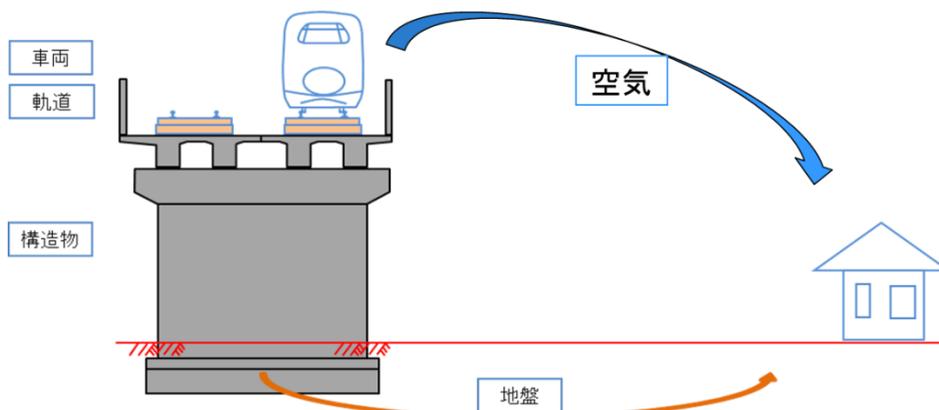


図 1-2 騒音と振動の伝播

第1章 序論

図 1-2 に騒音および振動の伝播の模式図を示す。新幹線鉄道騒音は、車輪・レールの振動から発生する転動音，コンクリート高架橋などの構造物の振動から発生する構造物音，パンタグラフをはじめとする車体各部と空気流との相互作用によって発生する車両空力音，パンタグラフが離線するときに発生するスパーク音，歯車装置などの車両機器から発生する音などから構成される[1]。騒音の発生源は様々であるが音源からは空气中を伝播する。一方，車両の走行に伴い発生した振動は軌道および構造物（盛土，桁式高架橋，ラーメン高架橋，素地等）を經由し地盤内に伝播する。伝播過程では，車輛，軌道，路盤，構造物，基礎，地盤などの要素が複雑に影響し合う。したがって，列車速度の変化に伴う振動の増減の予測手法や，振動が増加する場合の対策手法については未解明の部分がある。そこで，本研究においては列車走行に起因する振動を研究対象とする。

1-1-2 法規制および基準値

振動対策のための我が国の法規制は図 1-3 のような体系になっている。環境基本法は我が国における環境施策の基本理念を示したものであり，同法に基づき環境に関する具体的な施策を定める法律が制定されている。

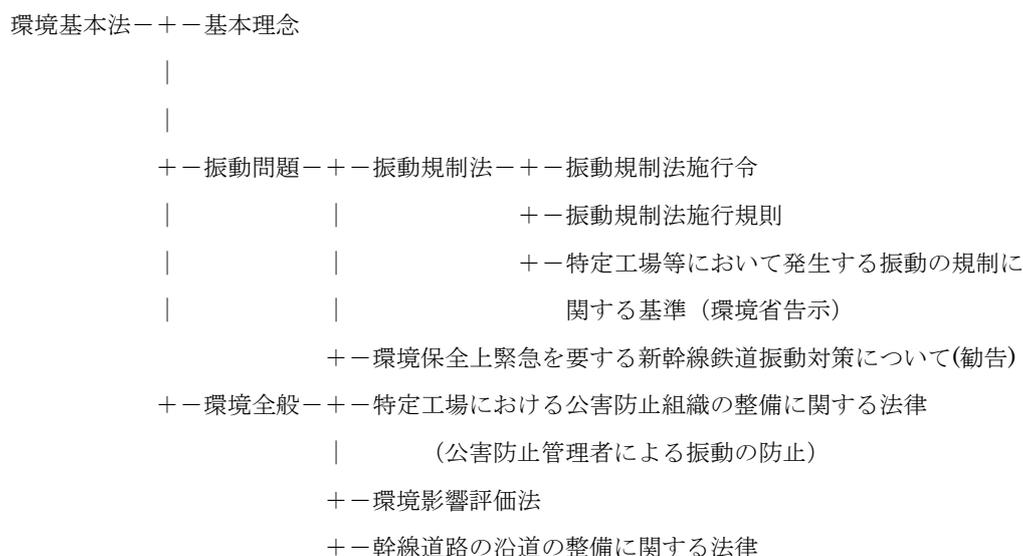


図 1-3 振動関係の各種法規制の体系

具体的な施策に関する法令等は，振動問題だけを対象としたものと，振動以外の問題を含む環境全般を対象としたものに大別される。このうち，鉄道の振動を対象としたものは，新幹線鉄道振動対策に係る当面の指針を定めた，1976年3月12日付けの環境庁長官から運輸大臣宛の文書「環境保全上緊急を要する新幹線鉄道振動対策について(勧告)」(環大特32号，以下勧告と記す)と環境アセスメントについて定めた，1997年6月13日に公布され

た環境影響評価法となる。なお、振動規制法は、工場振動、建設作業振動、および道路交通振動を対象とした法律である。これらの振動のうち、建設作業振動と道路交通振動については、振動規制法施行規則で基準値が定められている。また、工場振動については、規制を受ける特定施設が振動規制法施行令で定められている。規制基準は、特定工場等において発生する振動の規制に関する基準（環境省告示）で環境大臣が規制する必要の程度に応じて定められた基準の範囲内で、都道府県知事が時間の区分および区域の区分毎に定めている。

表 1-1 に交通振動に関する基準値として、勧告に基づく新幹線鉄道振動に関する基準値と振動規制法施行規則による道路交通振動に関する基準値を示す。

表 1-1 交通振動に関する基準値

	道路交通振動		新幹線鉄道振動
	昼間	夜間	
単位	振動加速度レベル(dB)		補正加速度レベル(dB)
測定方向・補正	鉛直方向・補正あり		
第1種区域 ※1	65	60※3	70
第2種区域 ※2	70	65	

※1 良好な住居の環境を保全するため、特に静穏の保持を必要とする区域及び住民の用に供されているため、静穏の保持を必要とする区域

※2 住居の用に併せて商業、工業等の用に供されている区域であって、その区域内の住民の生活環境を保全するため、振動の発生を防止する必要がある区域及び主として工業等の用に供されている区域であって、その区域内の住民の生活環境を悪化させないため、著しい振動の発生を防止する必要がある区域

※3 特定の既設幹線道路の区間の全部又は一部における夜間の第一種区域の限度は夜間の第二種区域の値とすることができる。

道路交通振動については、時間帯と区域により基準値が細分化されているが、新幹線鉄道振動についてはそのような区分は設けられていない。また、病院、学校その他特に静穏の保持を要する施設の存する地域については、道路交通振動の場合は基準値を 5dB 減じることが定められている。同様の地域の新幹線鉄道振動については、特段の配慮をするとともに、可及的速やかに措置する旨が勧告に示されている。同表に示した基準値は鉛直振動特性により振動感覚補正を考慮した振動加速度レベルまたは補正加速度レベルで、いずれも鉛直方向の振動を測定することが定められている。道路交通振動と新幹線鉄道振動で測定単位が異なっている。振動加速度レベルと補正加速度レベルの定義はそれぞれ JIS C 1510 と勧告で定められているが、両者は以下に示すとおり、同一として取り扱えるものである。

(1) 補正加速度レベル（環境省勧告）

勧告における振動の評価は、次式で定義された補正加速度レベル L_v (dB)による。

$$Lv = 20 \cdot \log \frac{a}{a_0} \quad (1-1)$$

ここに、 a は加速度実効値(m/s²)、 a_0 は基準値(m/s²)である。

なお、振幅 b で振動数 n の正弦波(= $b \cdot \sin 2\pi \cdot n \cdot t$)を仮定すれば、加速度実効値 a_n は

$$a_n = b / \sqrt{2} \text{ となる。}$$

基準値は勧告で振動数を f (Hz)として次のように定められている。

$$a_0 = 2.0 \times 10^{-5} \times f^{-1/2}, \quad 1 \leq f \leq 4 \quad (1-2)$$

$$a_0 = 1.0 \times 10^{-5}, \quad 4 \leq f \leq 8 \quad (1-3)$$

$$a_0 = 0.125 \times 10^{-5} \times f, \quad 8 \leq f \leq 90 \quad (1-4)$$

(2) 振動加速度レベル (JIS C 1510, 鉛直振動特性による感覚補正を考慮)

JIS C 1510「振動レベル計」における振動加速度レベル L_v の定義は次式による。

$$Lv = 20 \cdot \log \frac{a}{a_0} \quad (1-5)$$

ここに、 $a_0 = 1.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}^2$ 、 a は周波数補正(振動感覚補正)された加速度実効値(m/s²)である。この a は次式で表せる。

$$a = \left(\sum a_n^2 \cdot 10^{c_n/10} \right)^{1/2} \quad (1-6)$$

ここで、 c_n は周波数 n (Hz)における振動感覚補正值である。

(3) 補正加速度レベル (勧告) と振動加速度レベル (JIS) の比較

勧告の基準加速度を JIS の振動加速度レベルの定義に合わせると、周波数 f (Hz)の振動感覚補正 c_f は次のようになる。

$$c_f = -10 \times \log 4 + 10 \times \log f \quad 1 \leq f \leq 4 \quad (1-7)$$

$$c_f = 0 \quad 4 \leq f \leq 8 \quad (1-8)$$

$$c_f = -20 \times \log(f/8) \quad 8 \leq f \leq 90 \quad (1-9)$$

これらを JIS 規格の振動レベル計における基準レスポンスとの許容誤差に重ねると、図 1-4 のように、勧告の補正は JIS 規格の範囲内に収まる。よって、両者は同等の値として取り扱うことができる[3].

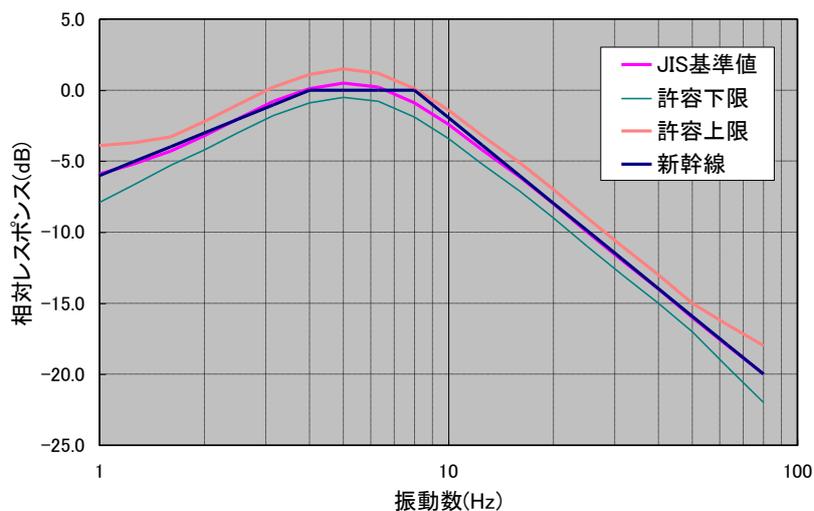


図 1-4 JIS と勧告の鉛直振動感覚補正

ここで、新幹線鉄道に関する振動の基準値となる 70dB の振動が生じた場合の、加速度振幅と地盤のひずみについて検討する。

図 1-5 は補正加速度レベルが 70dB の場合の振動数と加速度振幅の関係を示したものである。補正の影響により、4Hz 以下の低振動数帯域と、8Hz 以上の高振動数帯域では、加速度振幅は大きくなる。

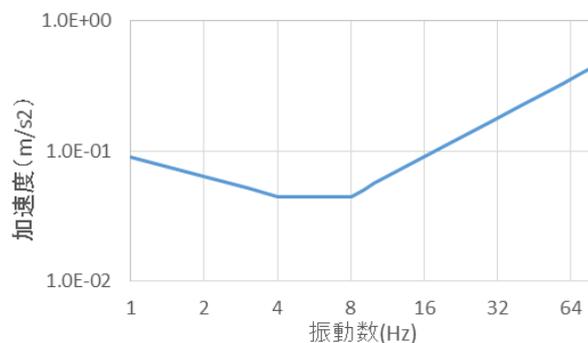


図 1-5 補正加速度レベルが 70 dB の場合の加速度振幅

振動伝播に伴う地表面の変位分布が図 1-6 に示すような正弦波となっている場合の地盤のひずみについて検討する。

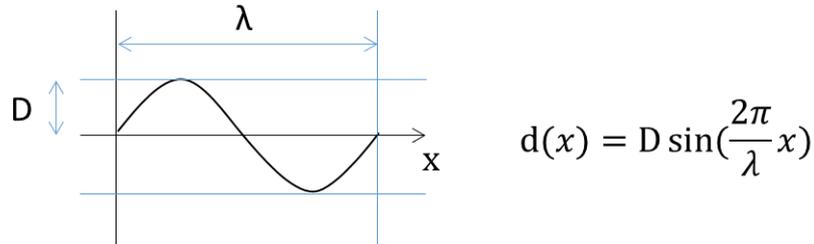


図 1-6 振動伝播による地表面の変位分布

地表面の変位分布が波長 λ 、振幅 D の正弦波となる場合、地表面のせん断ひずみは正弦波の傾きが最大となる点で最大値をとる。このとき、せん断ひずみ τ の最大値は次式で表される。

$$\varepsilon_{\max} = \frac{2\pi D}{\lambda} \quad (1-10)$$

ここで、振動数を f 、波の伝播速度を v とすると、波長 λ は次式で表される。

$$\lambda = \frac{v}{f} \quad (1-11)$$

また、加速度振幅を A とすると、変位振幅 D は次式で表すことができる。

$$D = \frac{A}{(2\pi f)^2} \quad (1-12)$$

したがって、最大せん断ひずみは振動数 f と波の伝播速度 v を用いて次式で表される。

$$\varepsilon_{\max} = \frac{A}{2\pi f v} \quad (1-13)$$

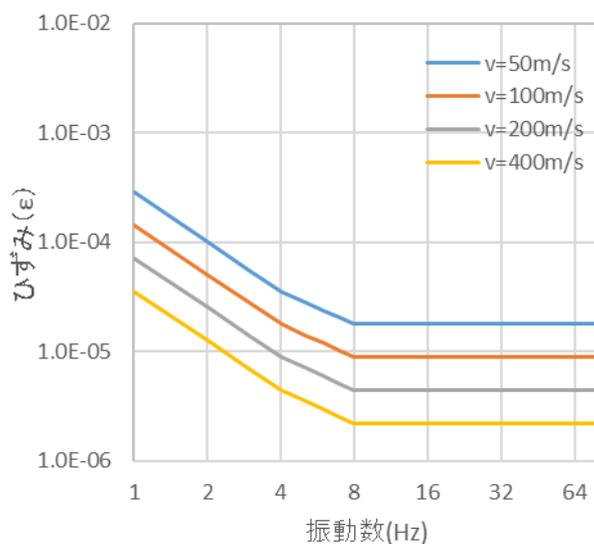


図 1-7 補正加速度レベルが 70 dB の場合の地盤のせん断ひずみ

図 1-7 は補正加速度レベルが 70dB の場合の地盤に生じるせん断ひずみの最大値を示している。ひずみの大きさが 10^{-4} 以下の範囲では地盤は弾性挙動を示す[2]。同図は波の伝播速度が遅く、振動数が低い場合を除き、ひずみは 10^{-4} 以下であることを示している。したがって、環境振動問題で取り扱う振動は、波の伝播速度が遅く振動数が低い場合を除くほとんどの場合において地盤は線形粘弾性体として取り扱うことができる。

1-1-3 振動に関する苦情件数

環境省では、振動防止行政の一層の推進を図るため、毎年度、全国の都道府県、市及び特別区を通じ、振動規制法に基づく各種措置の施行状況等について調査を実施している。[4] 図 1-8 は平成 26 年度から平成 28 年度の苦情件数の発生源別内訳を示したものである。

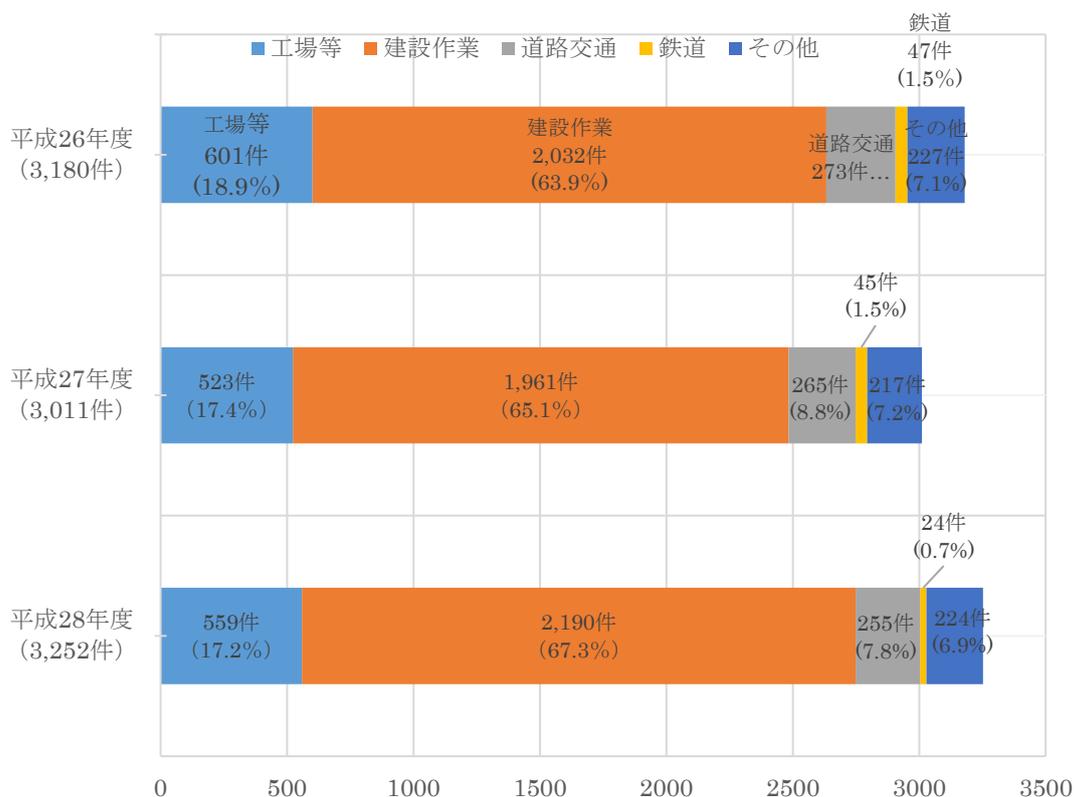


図 1-8 振動に関する苦情の件数（発生源別内訳）

鉄道が発生源となる振動に係る苦情の件数は少なく、全体の苦情件数に占める割合は0.7%から1.5%となっている。苦情件数は平成26年度より47件、45件、24件と推移している。

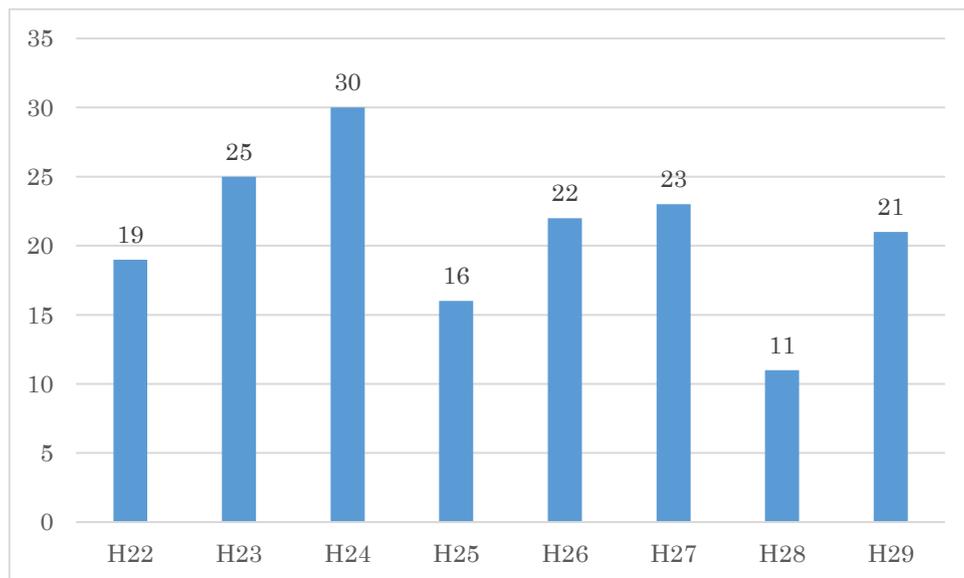


図 1-9 振動に関する苦情の件数（新幹線鉄道）

また、図 1-9 に振動源が新幹線である場合の苦情件数の推移を示す。平成 22 年度から平成 29 年間にかけての苦情件数は 11 件から 30 件の範囲で推移している。

1-1-4 地盤振動に関する指摘の多い構造

構造物の振動特性は構造形式により異なることから、地盤振動に対して影響が大きい構造形式があることが想定される。中出らは一般的に地盤振動に関する指摘が多い箇所と当該箇所の鉄道構造物の構造形式に関して調査を行っている[5]。その結果について図 1-10 から図 1-12 に示す。

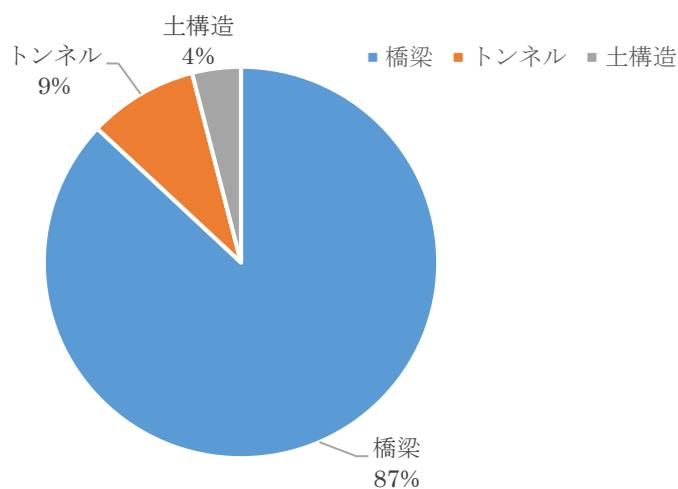


図 1-10 地盤振動指摘箇所の構造物種類の割合

図 1-10 は地盤振動に関する指摘が多い地点について当該箇所の構造物種類に着目し、全市的箇所に対する割合として示したものである。大半を橋梁構造物が占めているが、新幹線鉄道においては、その延長に占める橋梁構造物の割合が高いことも関係していると考えられる。

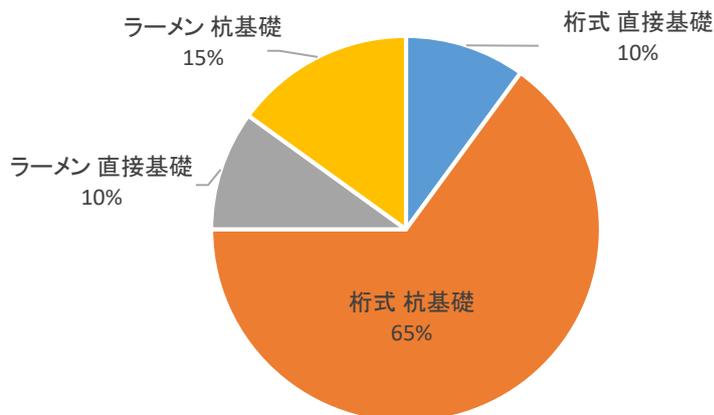


図 1-1 1 橋梁構造物の構造形式別の指摘箇所数割合

図 1-1 1 は橋梁構造物についてさらに構造形式毎に分類したものである。杭基礎の桁式構造の占める割合が多い。

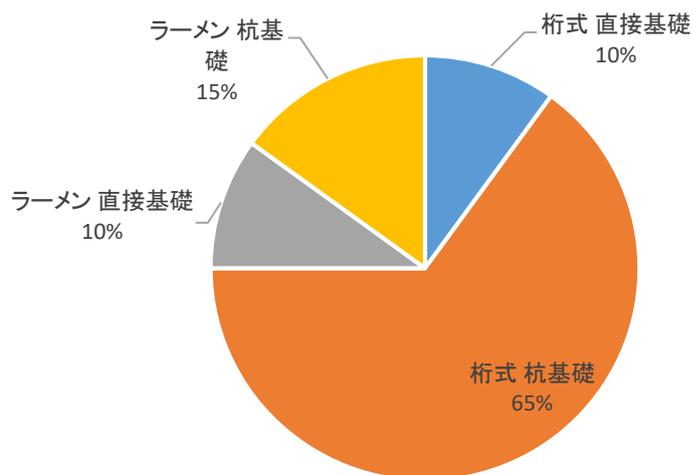


図 1-1 2 桁式高架橋の桁長別の指摘箇所の割合

図 1-1 2 はさらに桁式高架橋の桁長に着目して割合を整理したものである。25m 未満の杭基礎構造での指摘が多いことが明らかにされている。

1 - 2 既往の研究

地盤振動に問題に多くの研究が行われているが、本節では鉄道車両に起因する地盤振動に関連する研究について述べる。

1 - 2 - 1 列車走行による加振力の振動数特性について [6] [7]

図 1-8 に示した通り、環境省による調査においては、地盤振動の発生源の多くは工場・

事業場，建設作業，道路交通および鉄道の4種類となることが示されている。このうち，道路交通と鉄道の場合，加振源となる車両が路線上を走行することによる生じる振動が，種々の構造物を經由して地盤に入力される点が他の発生源の場合と異なる。特に新幹線鉄道に着目した場合，図1-13 新幹線鉄道車両の車軸配置に示すような車軸配置を持つ車両が走行することによる加振となり，道路交通車両の場合に比べ規則性の高い加振となる。

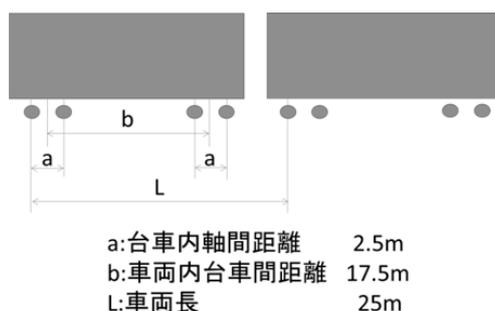


図1-13 新幹線鉄道車両の車軸配置

吉岡はこのような規則的な車軸配置を持つ車両による加振力の振動数特性について，一定の振動数間隔で卓越振動数を有する特徴的なスペクトル形状（以下，荷重列スペクトルと記す）を示すことを明らかにしている。荷重列スペクトルは次式で表される。

$$r_f\left(\frac{f}{V}\right) = \left\{1 + \cos\left(\frac{2\pi af}{V}\right)\right\} \cdot \left\{1 + \cos\left(\frac{2\pi bf}{V}\right)\right\} \cdot \frac{\left\{1 - \cos\left(\frac{2\pi NAf}{V}\right)\right\}}{\left\{1 - \cos\left(\frac{2\pi Af}{V}\right)\right\}} \quad (1-14)$$

ここで，

- N ：列車編成両数，
- A ：1車両長（m），
- a ：1台車内の軸間距離（m），
- b ：1車両内の台車間中心距離（m），
- V ：列車速度（m），
- f ：振動数（Hz）

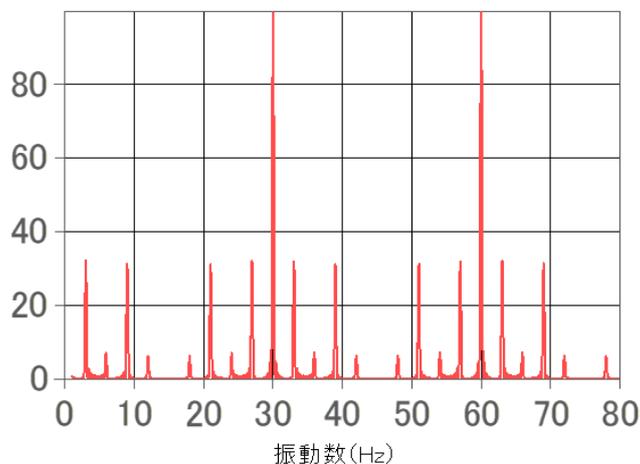


図1-14 荷重列スペクトルの例

図1-14に10両編成の新幹線車両($N = 10, A = 25, a = 2.5, b = 17.5$)が時速270 km/h($V = 75$)で走行した場合のスペクトルを示す。荷重列スペクトルは以下のような特徴を持つ。

- ・一定の振動数間隔で振幅が極大値を示す。
- ・振幅が極大値を示す振動数について、低振動数側から n 番目の振動数(以下、 n 次の卓越振動数と記す)を f_n とすると、 f_n は f_1 の n 倍として表される。1次の振動数は車両長と列車速度から定まり、次式で表される。

$$f_1 = V/A \tag{1-15}$$

- ・次数により応答の大きさが異なる。特に10次、20次の卓越振動数の応答は大きく、5次及び15次の卓越振動数の応答は小さい。

1-2-2 列車走行時の構造物の応答に関する研究

車両で発生した振動は、軌道および種々の構造物を經由して地盤に入力される。したがって、ある点に向かって地盤内を伝播する振動について検討する場合、地盤に対して加振源として振る舞う構造物の挙動を明らかにすることが重要となる。

列車の通過に伴う構造物の応答については多くの研究が行われている。しかし、その多くは桁式高架橋やラーメン高架橋の上部工の挙動に着目したものである[8][9][10]、橋脚やその基礎に着目した事例は少ない。江島は桁式高架橋の橋脚を対象とし、落重や起振器による加振時や210km/hで走行する新幹線列車走行時の橋脚、桁および周辺地盤の加速度を測定し構造物と地盤との間の振動伝達特性を明らかにしている[11]。また、小長井は杭周辺の振動伝播特性を明らかにすることを目的として、東海道新幹線の桁式高架橋において桁、橋

脚および地盤の振動計測を実施している[12]しかし、江島と小長井の研究において、新幹線走行時に橋脚から地盤に入力される振動の特性については鉛直成分に着目した整理となっており、水平方向の入力の影響は明らかになっていない。また、近年の速度向上に伴う振動特性の変化について整理された事例はない。

1 - 2 - 3 列車走行に起因する地表面の応答に関する研究

松浦は桁の支点反力と速度の関係に桁の諸元が及ぼす影響について明らかにするとともに、前記の落重測定から得られた、橋脚上部の鉛直振動と地表面鉛直振動との関係を用いて、桁の諸元が地盤振動に及ぼす影響を明らかにしている[13]。

列車走行に起因する地表面の応答に関しては、数多くの測定がなされており、吉岡がその結果を統計的に整理している[14]。ただし、計測されたデータは、列車速度が180～230 km/h の範囲のものである。また、多くのデータはラーメン高架橋周辺の地表面を測定した結果についてであり、桁式高架橋周辺の地表面振動については、ラーメン高架橋周辺の地表面振動と比較した場合、10数 Hz 以下の低周波域では、桁式高架橋の応答が大きいことことに言及している。田母神らは、東北新幹線の240 km/h 速度向上試験において、20地点で振動レベル測定を実施し、ラーメン高架橋周辺の地表面振動と桁式高架橋周辺の地表面振動の比較している[15]。その結果、地表面振動の大きさはラーメン高架橋周辺が桁式高架橋周辺に比べ大きいことが、速度向上による振動レベルの増加量は桁式高架橋周辺のほうが大きいことを明らかにしている。森川らは、東海道新幹線沿線の地盤振動について終日測定を実施し、列車速度と振動レベルの関係を整理し、列車速度と振動レベルの関係は多くの場合で、列車速度が増加しても振動レベルは単純に増加しないことを明らかにしている[16]。

1 - 2 - 4 構造物周辺の地盤振動を計算する手法に関する研究

構造物周辺の地盤振動を計算する手法については、様々な方法が提案されている。文献[17]によると、これまでに用いられていた鉄道振動の予測方法は以下の通りに分類される。

- ① 過去の統計データなどに基づく予測
- ② 類似箇所の測定結果に基づく予測
 - ・測定データの直接的引用
 - ・予測箇所の地盤特性等による補正
- ③ 実測データと解析等の組み合わせ
 - ・実測値と距離減衰式の組合せ
 - ・等価起振力法
- ④ 解析的予測

上記のうち、①～③の方法を適用する場合、実測データが存在することが前提となる。しかし、列車の高速化に伴う地盤振動変化を予測する場合には、適用可能な実測値がないため、④の解析的予測を適用せざるを得ない。解析的予測の手法としては有限要素法（2次元

FEM[19],2.5次元 FEM[20]、軸対称 FEM[21][22]、3次元 FEM[25]) や、有限要素法と薄層要素を組み合わせたサブストラクチャー法用いた方法[27],有限差分法を用いた方法[23]が提案されている。これらの解析手法の適用に当たっては、車両から地表面上の受振点までのモデル化範囲の設定が一つの課題となっている。必要となる計算機の能力、解析の所要時間等を考慮すると車両から受振点までのすべての範囲をモデル化した解析の実施は困難である。そのため、車両から構造物を経由して振動が伝播する場合等、伝播経路が複雑な場合はモデル化領域を分割して、計算の省力化を図る方法が用いられている。

車両の走行による地盤振動は、振動伝播経路中の構造物の差異により、地盤への入力振動が異なる。しかし、新幹線の速度向上に伴う地盤振動の影響について検討する場合、様々な構造物を含む概略的な検討が必要となる。そこで、地盤物性に基づき、地盤振動の増加量を予測する手法が横山らにより提案されている[24]。

1 - 2 - 5 地盤振動の対策工に関する研究

ここでは地盤振動工に関する研究のうち、鉄道管理者が実施可能なものとして、振動発生源となる車輛や伝達経路のとなる軌道、高架橋本体および敷地内の地盤を対象とした研究について述べる。

車両側の対策として、軸重の軽減と軸配置の変更に関する研究が吉岡らによって実施されている[28]。軸重が16tから11tに軽減された場合、約30Hz以下の帯域で約3dBの振動低減効果があることが確認されている。また、軸配置の変更により振動低減効果が可能となる場合がある。これは荷重列スペクトルの形状が、軸配置により異なるためである。

軌道での対策としては、軌道支持バネの低ばね化と高剛性化が考えられている。低ばね化は軌道パッドの交換等により比較的容易に実現可能である。低ばね化による効果は約40Hz以上の帯域で大きな効果が得られるが、低振動帯域では効果が小さいか逆効果を示す場合もあることが確認されている[29]。高剛性化の実現する方法としてレールの重軌条化が考えられる。在来線での結果となるが、50kgレールから60kgレールへ交換することにより約3dBの振動低減効果が得られることが確認されている[30]。

高架橋本体での対策としては、構造物の高剛性化やマスダンパーの設置が考えられている。構造物の高剛性化の一例として、線路方向に張り出しスラブを有するラーメン構造において、張り出しスラブの端部の振動を拘束する補強を施す方法が実施されており、1.8dBの振動低減効果が確認されている。[31]

地盤内で実施する対策としては、防振溝(空溝)による対策の研究が古くから進められてきた[26]。しかし、現実的には防振溝を安定した状態で設置することが困難であるため、溝の代わりに壁を設けた地中防振壁(以下、防振壁と記す。)に関する研究が多く行われてきた。地盤改良工の実施等も地盤内での地盤振動対策となりうるが、供用中の構造物周囲で、鉄道事業者の用地範囲内で対策を行う場合、対策工の施工による、既設構造物への影響が懸念される。ここでは、高架橋直下の地盤において橋脚基礎の機能を阻害することなく実施可

能な対策工法として、地中防振壁（以下、防振壁と記す。）に関する研究を取り上げる。

防振壁の振動低減効果に関する取り組みとしては、まず、従来から地中壁に適用された様々な材料あるいは新たな材料や壁構造などの振動低減効果を模型実験や現地施工試験による確認があげられる。従来の材料を防振壁として利用したものとして、鋼矢板[33][34]、コンクリート壁[35]、PC柱列壁[36][37]、EPS（発砲スチロール）ブロック壁[38][39]、発泡ウレタン[40]、およびソイルセメント壁[41]、などの事例が、新たに開発された材料や構造体には、EPSビーズ混合ソイルセメント壁[42]、EPS合成遮断壁[43]、ハイブリッド遮断壁[44][45][46]、廃タイヤ防振壁[47]ならびにWIB工法[48]などの事例がある。

また、対策工として防振壁を適用する場合においては、防振壁による振動低減効果を事前に評価する必要がある。防振壁による振動低減効果を簡易な方法で算定する手法が芦谷により提案されている[49]。防振壁の設計に関してまとめられたものに鉄道総合技術研究所の「振動遮断工の設計・施工マニュアル（案）」[50]がある。このマニュアルでは、前提として防振壁がEPSビーズ混合ソイルセメント壁で、設計の根拠となる各種検討において振動源と防振壁の離間が3～5mである。しかし、高架橋直下の敷地内で防振壁を設置する場合、一般に、振動源となる橋脚基礎との離間は約1m程度と非常に狭くなる。このような特殊な条件下に対してこのマニュアルを適用することに懸念がある。他の材料や構造の防振壁については、低減効果の評価も十分に確立できたとは未だに言えず、このように設計および施工をまとめられていないのが現状である。

1 - 3 研究の目的

前節では地盤振動の予測、対策に関する既往の研究について述べた。地盤振動問題の解決に向けてさまざまな研究が実施されているものの、以下に述べる事項については未だ研究の余地があると考えられる。

- ① 列車の走行速度が変化した場合の桁式高架橋周辺の地盤振動を簡易な方法により求める方法（振動予測手法）
- ② 鉄道敷地内での地盤振動低減を実現する振動低減工の設計方法について（振動対策工法）

1 - 3 - 1 振動予測手法の研究

既往の研究ではラーメン高架橋を対象としたものが大半であり、桁式高架橋に着目した研究事例は少ない。また、杭基礎構造の桁式高架橋区間で地盤振動に関する指摘が多いとの中出らの報告もあることから、本研究では桁式高架橋周辺の地盤振動の予測手法を対象とする。

既存の路線の高速化を計画する場合、高速化対象区間の全長にわたり地盤振動変化予測を行わなくてはならず、作業量が膨大となる。また、速度と地表面の振動レベルの関係は単

調増加ではなく、特定の速度で極大値をとる事例も報告されている[16]。地表面振動の最大値を求めるためには、最高速度時の検討のみでは不十分であり、変化する速度域についての全般的な検討が必要となる。したがって、地盤振動変化を予測するための手法は、なるべく簡略化された方法であることが望ましい。そのため、吉田らの研究[21]でラーメン高架橋に適用されている考え方を桁式高架橋への適用し、解析モデルを車両から橋脚基部の振動を求める地上部モデルと、橋脚基部の振動から地盤の振動を求める地中部モデルに分離する。列車走行に伴う橋脚の振動挙動については、特に高速域での挙動について整理された事例はない。また、桁式高架橋の橋脚は回転挙動の影響が大きいことが想定され、さらに、橋脚の回転挙動が周辺地盤の振動に影響を及ぼしていることが懸念される。

そこで、本研究では地中部モデルを研究対象とし、橋脚基部の振動から橋脚周辺地表面の振動を計算する方法を提案することを第1の目的とする。

1 - 3 - 2 振動低減工法の研究

地盤振動の増加が想定され、振動低減対策工が必要となる場合において、対策工の設置範囲は鉄道用地内に収まることが望ましい。この場合、防振壁は構造物に極めて近接した位置に配置せざるを得ない。防振壁の振動低減効果に関する研究は数多く実施されているものの、鉄道用地内、すなわち振動源に極めて近い領域に設置する場合の効果に言及したものは少ない。また、地表面の地盤振動は、複数の橋脚から伝播する振動の影響を受けていると想定される。その場合、橋脚が防振壁中心部に位置する場合だけではなく、防振壁端部付近に位置される場合も生じる。そこで、振動対策工として鉄道敷地内において防振壁を設置する場合において、防振壁と橋脚の線路方向の位置関係の違いの影響が振動低減効果に及ぼす影響を明らかにすることを本研究の第2の目的とする。

1 - 4 研究の概要

前節で述べた目的の達成にむけて、本研究は以下の手順で実施する。

(1) 列車通過時の桁式高架橋および周辺地表面の振動特性の把握

研究の第1段階として橋脚および周辺地表面振動の加速度測定を実施する。取得したデータに基づき、地盤振動計算モデルにおける加振力モデルを決定する。

2章では橋脚の地表面近傍部での振動加速度に着目する。速度と振動レベル関係を直交する3成分毎に整理し、主要な橋脚の振動方向を明らかにする。

3章では橋脚の周辺の地表面での鉛直方向の振動加速度に着目する。地表面振動の速度と振動レベルの関係を明らかにするほか、橋脚振動と地盤振動の関係について整理し、地表面振動の鉛直応答に影響を及ぼす橋脚の振動モードを明らかにする。

4章では橋脚の回転挙動に着目する。上下および左右に離隔を持つ複数の加速度計の計測結果に基づき、橋脚の回転挙動について明らかにする。また、橋脚フーチング部の振動を橋

脚柱部の計測結果に基づき推定する方法について検討する。

(2) 橋脚周辺の地盤振動計算モデルの提案および提案モデルの精度検証

研究の第2段階では、第一段階で得られた知見に基づき橋脚周辺の地盤振動計算モデルを提案する。また、提案モデルの精度を検証する。

5章では2章から4章で得られた知見に基づき、橋脚振動から周辺地盤振動を計算するモデルの検討と提案を行う。

6章では、5章で提案した地盤振動計算モデルに基づき計算した地盤振動計算値と実測値の比較を行う。様々な条件での解析を行い、解析条件の違いが計算値に及ぼす影響を明らかにするとともに、最適な解析条件について提案する。

(3) 地中防振壁の長さの影響を把握するための縮小模型実験

研究の第3段階では、防振壁と橋脚の位置関係の違いが振動低減効果に及ぼす影響を明らかにする。実物スケールでの防振壁の効果の確認は多くの労力を要し困難であるため、縮小模型実験によりその効果を確認する。また、縮小模型実験においても異なる長さの防振壁の設置撤去には多くの時間を要することから、橋脚の位置を動かすことにより壁の長さの変化を再現する方法を取り入れている。

7章において、実験結果に基づき橋脚位置と振動低減効果の関係について明らかにするとともに、その影響について既往の評価式との比較を行う。

第1章 序論

参考文献

- [1]長倉清,“新幹線鉄道騒音の解析・低減技術”,*RRR*,Vol.68,No.3,pp.32-35,2011
- [2]石原研而,“土質動力学の基礎”, pp.4-6,鹿島出版会, 1976
- [3]石井武司, 金田淳, 齋藤邦夫, “列車走行に伴う地盤振動評価のための振動レベル計の数値模擬”, *中央大学理工学研究所論文集*, Vol.21, pp.1-17, 2016.
- [4]環境省水・大気環境局大気生活環境室, “振動規制法施工状況調査“, 環境省ホームページ, <http://www.env.go.jp/air/sindo/index.html>, 2019.3.14 アクセス
- [5]中出千博, 渡邊明之, “実効性の高い地盤振動対策工の設計・施工手法の開発発”. *JR EAST Technical Review*, No.27, 2009
- [6]吉岡修, “列車の走行による振動の発生機構についての一考察”, *物理探鉱*, Vol.29, No.2,pp.159-169, 1976.
- [7]吉岡修, “新幹線鉄道振動の発生・伝播モデルとその防振対策法への応用”, *鉄道総研報告*, 特別 No. 30, pp.105-108, 1999.
- [8] 大地羊三, “鉄道橋の衝撃係数”, *鉄道技術研究報告*, No.370, 1963
- [9] 松浦章夫, “高速鉄道における橋桁の動的応答に関する研究”, *鉄道技術研究報告*, No. 1074, 1978.
- [10] 曾我部正道, 松本信之, 藤野陽三, 涌井一, 金森真, 宮本雅章, “共振領域におけるコンクリート鉄道橋の動的設計法に関する研究”, *土木学会論文集*, No. 724/I-62, pp. 83-102, 2003.
- [11] 江島淳, “新幹線鉄道の桁式高架橋における地盤振動低減対策のための基礎的研究”, *鉄道技術研究報告*, No.1192, pp.1-292, 1981.
- [12] 小長井一男, “鉄道高架橋周辺の地盤の低周波振動に関する基礎的研究”, 長岡技術科学大学学位論文, 1980.
- [13] 松浦章夫, “桁式高架橋の諸元が地盤振動に与える影響”, *鉄道技術研究報告*, No. 1141, pp.1-25, 1980.
- [14]吉岡修, “新幹線鉄道振動の発生・伝播モデルとその防振対策法への応用”, *鉄道総研報告*, 特別 No. 30, pp.17-78, 1999.
- [15]田母神宗幸, 吉岡修, 熊谷兼雄, “東北新幹線 240km/h 走行時の地盤振動”, *鉄道技術研究所速報*, No.A-86-129, pp.7-12, 1986.
- [16]森川昌司, 齋藤 修, 土井 淳, 東 基行, 関 雅樹, “東海道新幹線沿線の地盤振動詳細測定結果”, *土木学会第64回年次学術講演会*, pp.349-350, 2009.
- [17]一般財団法人 災害科学研究所 地盤環境振動研究会, “地盤環境振動の対策技術”, pp.248-249, 2016.
- [18]前掲[17], pp.360-363
- [19]前掲[14], pp.159-190
- [20]竹宮宏和, 前河隆太, 児嶋基成, “高速列車下の軌道-地盤系の 2.5DFEM による振動予測

- と制振法の検討”, *土木学会論文集*, No.710 /I-60, pp.247-255, 2002
- [21]吉田一博, 渡辺宏一, 森川和彦, “高架橋上を移動する列車による地盤の応答”, *地盤環境振動の評価・予測・対策に関するシンポジウム発表論文集*, pp.69-72, 2001.
- [22]谷口美佐, 渡邊康夫, 清水満, “地盤振動の解析的検討手法の開発”, *JR EAST Technical Review*, No37, 2011.
- [23]加藤政史, “列車走行に起因する地盤振動の粘弾性波動論に基づく数値シミュレーションに関する研究“, *京都大学学位論文*, 2008.
- [24]横山秀史, 芦谷公稔, 岩田直泰, “新幹線高速走行時の地盤振動特性と速度依存性評価法”, *鉄道総研報告*, Vol.20, No.1, pp.23-28, 2006.
- [25]宇野護, 永長隆昭, 藤野陽三, 芦谷公稔, 森川和彦, “超高速鉄道走行時の構造物及び地盤の振動に関する実測と予測”, *土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)*, vol.68, no.1, pp.151-166, 2012.
- [26]Woods, R. D. , "Screening of Surface Wave in Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.94, Issue 4, pp.951-980, 1968.
- [27]横山秀史, 伊積康彦, 渡辺勉, “3次元振動解析による地盤および建物振動の予測シミュレーション手法”, *鉄道総研報告*, Vol.29, No.5, pp.41-46, 2015.
- [28]吉岡修, 芦谷公稔, “軸重・軸配置が地盤振動に与える影響”, *鉄道総研報告*, Vol.3, No.8, pp.33-40, 1989
- [29]吉岡修, 芦谷公稔, “軌道の支持ばね低下が地盤振動に与える効果”, *鉄道総研報告*, Vol.5, No.9, pp.31-37, 1991
- [30]吉岡修, “軌道の高剛性化による振動防止効果”, *鉄道総研報告*, Vol.7, No.4, pp.57-64, 1993
- [31] 原恒雄, 吉岡修, 神田仁, 舟橋秀麿, 根岸裕, 藤野陽三, 吉田一博, “新幹線走行に伴う沿線地盤振動低減のための高架橋補強工の開発”, *土木学会論文集*, No.766/I-68, pp.325-338, 2004.
- [32] Woods, R. D. , "Screening of Surface Wave in Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.94, Issue 4, pp.951-980, 1968.
- [33]早川清, 原文人, 植野修昌, 西村忠則, 庄司正弘, “鋼矢板壁による地盤振動の遮断効果と増幅現象の解明”, *土木学会論文集 F*, Vol.62, No.3, pp.492-501, 2006.
- [34]吉岡修, 石崎昭義, “空溝・地中壁による地盤振動低減効果に関する研究—東海道新幹線大草高架橋区間—”, *鉄道技術研究報告*, No.1147 (施設編第502号), 132p., 1980.
- [35]吉岡修, 芦谷公稔, “コンクリート振動遮断壁工の防振効果”, *鉄道総研報告*, Vol.5, No.11, pp.37-46, 1991.
- [36]早川清, 可児幸彦, 松原範幸, “PC 壁体による地盤振動の軽減効果とその評価”, *土木学会 構造工学論文集*, Vol.45A, pp.713-718, 1999.
- [37]神田仁, 石井啓稔, 吉岡修, 平川泰行, 川村淳一, 西村忠則, “起機実験および数値解析による PC 柱列壁の防振性能”, *物理探査*, Vol.58, No.4, pp.377-389, 2005.

- [38]早川清, 松井保, "EPS ブロックを用いた交通振動の軽減対策", *土と基礎*, Vol.44, No.9, pp.24-26, 1996.
- [39]徳永法夫, 森尾敏, 家村浩和, 西村昴, "EPS 地中防振壁の交通振動低減効果に関する研究", *土木学会論文集*, No.638/Ⅲ-49, pp.91-106, 1999.
- [40]吉岡修, 熊谷兼雄, "振動遮断壁による低減効果の目安値算定方法について", *鉄道技術研究報告*, No.1205 (施設編第 524 号), 77p., 1982.
- [41]長瀧慶明, 橋詰尚慶, 若命善雄, "地中壁による振動低減対策—その 2 対策工法の実施と効果の確認—", *第 28 回土質工学研究発表会*, pp.1247-1248, 1993.
- [42]神田政幸, 伊藤和哉, 村田修, 太田和善, 日下部治, "発泡スチロールビーズとソイルセメントからなる交通振動低減工の開発", *土と基礎*, Vol.52, No.4, pp.23-25, 2004.
- [43]早川清, 中谷郁夫, 緒方広泰, 前育弘, "EPS 合成遮断壁による地盤振動遮断効果とその評価法の提案", *土木学会論文集 G*, Vol. 63, No. 2, pp. 138-148, 2007
- [44] Massarsch, K. R. , "Ground Vibration Isolation Using Gas Cushions", *In Proceedings of Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Vol. 11, No. 6, pp. 1461-1470 , 1991.
- [45] Massarsch, K. R., "Vibration Isolation using Gas-Filled Cushions", *Soil Dynamics Symposium to Honor Prof. Richard D. Woods (Invited Paper)*, Geofrontiers 2005, Austin, Texas, 2005.
- [46]櫛原信二, 大塚誠, 深田久, 早川清, "地盤環境振動対策へのハイブリッド振動遮断壁の適用性に関する考察", *土木学会論文集 G*, V63.64, No.3, pp.276-288, 2008.
- [47]中谷郁夫, 早川清, 樫本孝彦, 西村忠則: スクラップタイヤを用いた地中振動遮断壁の提案とその振動低減効果の評価, *土木学会論文集 G*, Vol.64, No.1, pp.46-61, 2008.
- [48]橋本光則, "5.1.3 地盤 (伝搬過程) での対策, (2) 地盤改良など", *地盤工学会 地盤環境振動の予測と対策の新技术に関するシンポジウム 発表論文集*, pp.67-68, 2004.
- [49] 芦谷公稔, "列車走行に伴う鉄道沿線の地盤振動に対する振動遮断工の防振効果の評価方法に関する研究", *東京工業大学学位論文*, 2007.
- [50]鉄道総合技術研究所編, "振動遮断工の設計・施工マニュアル (案)", 57p., 2007.

第2章 橋脚の地表面近傍部の振動

2-1 はじめに

列車の走行に起因する桁式高架橋周辺の地盤振動の伝播経路の模式図を2-1に示す。車両の走行に伴い、車輪から荷重が軌道に伝わり、桁の振動を引き起こす。桁の振動は支点を通じ橋脚に伝わり、橋脚の地中部から地盤に入力される。入力された振動は地盤内を伝播し、地表面の地盤振動として観測される。

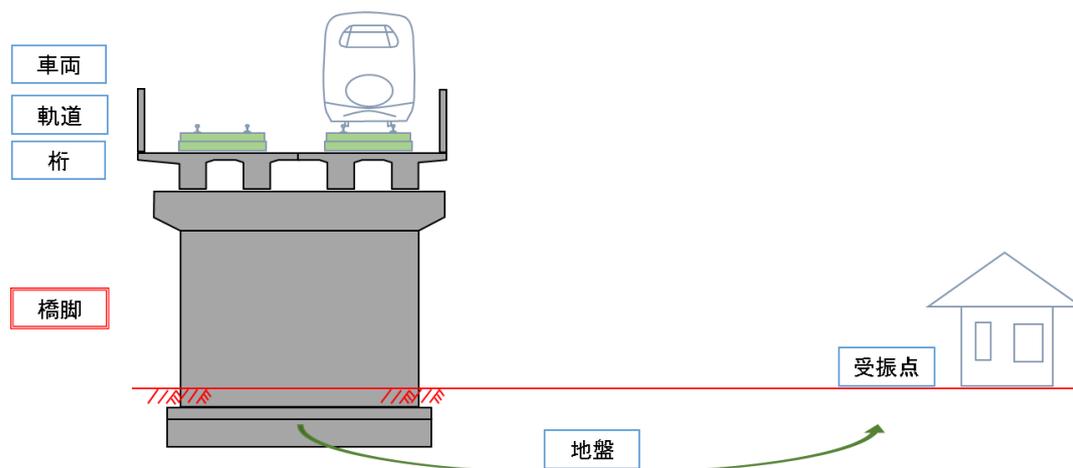


図 2-1 桁式高架橋周辺の地盤振動伝播

橋脚周辺の地表面の地盤振動を計算する場合、地盤への振動の加振源となる橋脚の振動を把握し、加振力として定める必要がある。桁式高架橋の橋脚の振動特性について、起振器による加振時や210km/hで走行する新幹線列車走行時の橋脚・桁および周辺地盤の加速度を測定・分析により振動特性を検討した事例が報告されている。しかし、新幹線走行時の振動特性については鉛直成分に着目した整理であり、水平方向の振動特性は明らかになっていない。本章では列車走行に起因する桁式高架橋の橋脚の振動特性を把握するために、列車通過時の橋脚の振動を三成分加速度センサーにより測定した結果について主要な振動方向や、列車速度の変化に伴う振動の変化を明らかにする。

2-2 振動測定箇所

2-2-1 振動測定箇所の選定

表 2-1 測定箇所表 2-1 に振動の測定箇所を示す。1章でも述べた通り、桁長が 25m よりも短く、下部構造が杭基礎となっている桁式高架橋で、地盤振動に関する指摘が多い。また、既往の文献によると、桁式高架橋の桁長は、ラーメン高架橋間に架設された桁を除くと、桁長が 15m, 20m, 25m および 30m の桁の連数が多いことが明らかにされている。ここで、図 2-2 に新幹線の車軸間隔と同一の間隔を持つ単位荷重列を連行させた場合の、橋脚に作用する支点半力の影響線を示す。

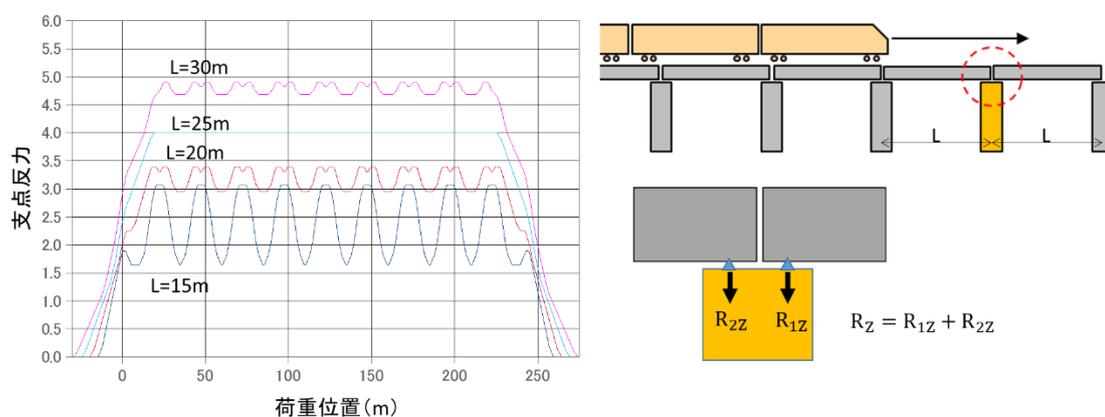


図 2-2 桁長と支点半力の関係

図 2-2 の横軸は、対象橋脚の中心を 0m とした先頭荷重の位置を、縦軸は鉛直方向の支点半力を示す。荷重列の位置の変化に伴い、桁から橋脚に作用する支点半力は変化し、最大値は桁長が長いほど大きいことがわかる。しかし、荷重列が通過中の支点半力の変動は桁長が 15m の場合が最も大きく、桁長が 25m の場合は一定値を示す。このことから、桁長が 15m の場合の橋脚振動が最も大きいと判断できるため、第一の測定箇所は、杭基礎を有する桁式高架橋のうち、並行する道路の幅が狭く交通量が少なく、高架橋周辺の地表面に計器を設置する用地の確保が可能であった A 地区とした。また、桁長と基礎構造の違いの影響を確認するため、B 地区および C 地区において振動測定を実施した。

表 2-1 測定箇所

地区	桁長	下部構造	杭長	測定時期
A	15.0m	杭基礎	10~11m	2012年10月, 12月
				2013年3月, 6月, 9月
				2014年5月, 9月
B	15.0m	直接基礎	—	2014年7月
C	25.0m	杭基礎	24m	2014年7月

2-2-2 測定箇所の構造と地質

(1) A地区

図2-3にA地区の高架橋側面図を示す。同図中のA60,A70,A80およびA90で示される4基の橋脚で振動計測を実施した。4基の橋脚に隣接する桁はいずれも桁長が15mのスラブ桁となっている。

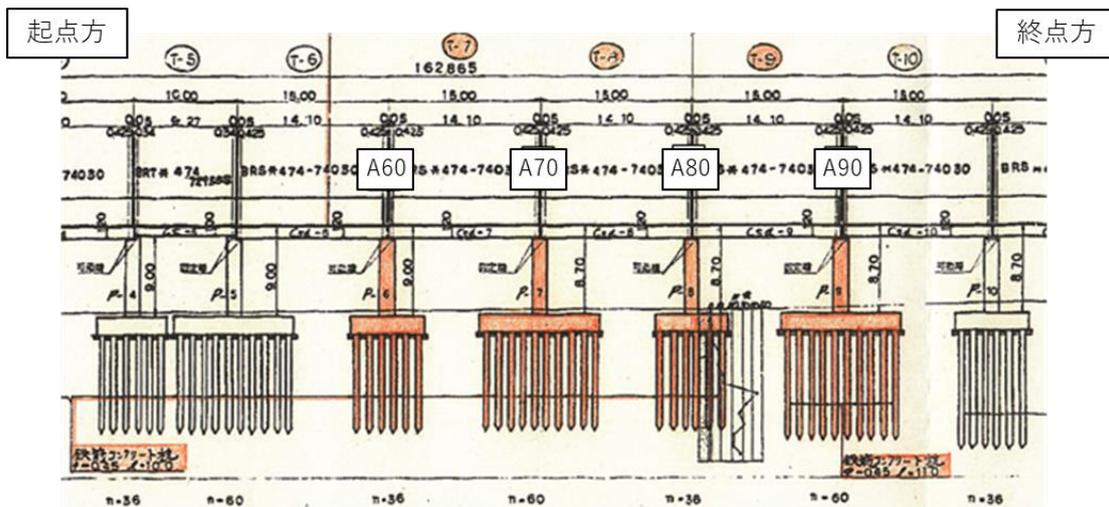


図 2-3 A地区の高架橋側面図

図2-4に橋脚および隣接桁の概形を示す。同図に示す通り、桁の支持条件の違いによりフーチングの大きさ、基礎の本数及び耐震補強工の有無が異なる。可動支承を有するA60とA80はフーチングの線路方向幅が7.2mで、杭本数は36本である。固定支承を有するA70とA90は耐震補強が施されており、フーチングの線路方向幅は12.0m、杭本数は60本である。

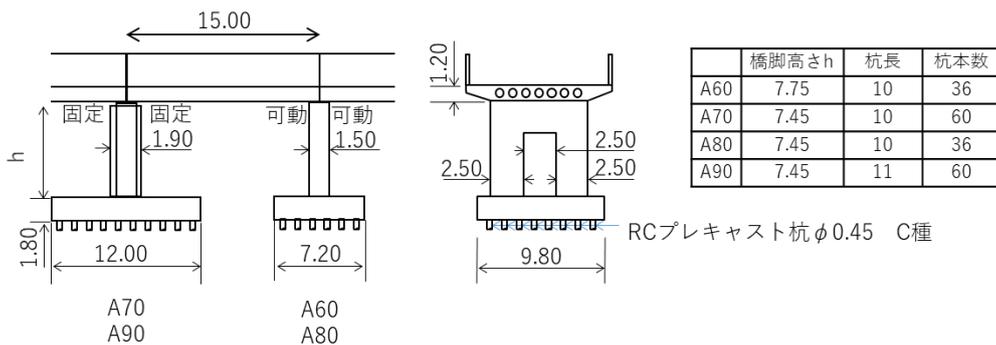


図 2-4 橋脚および桁の概形

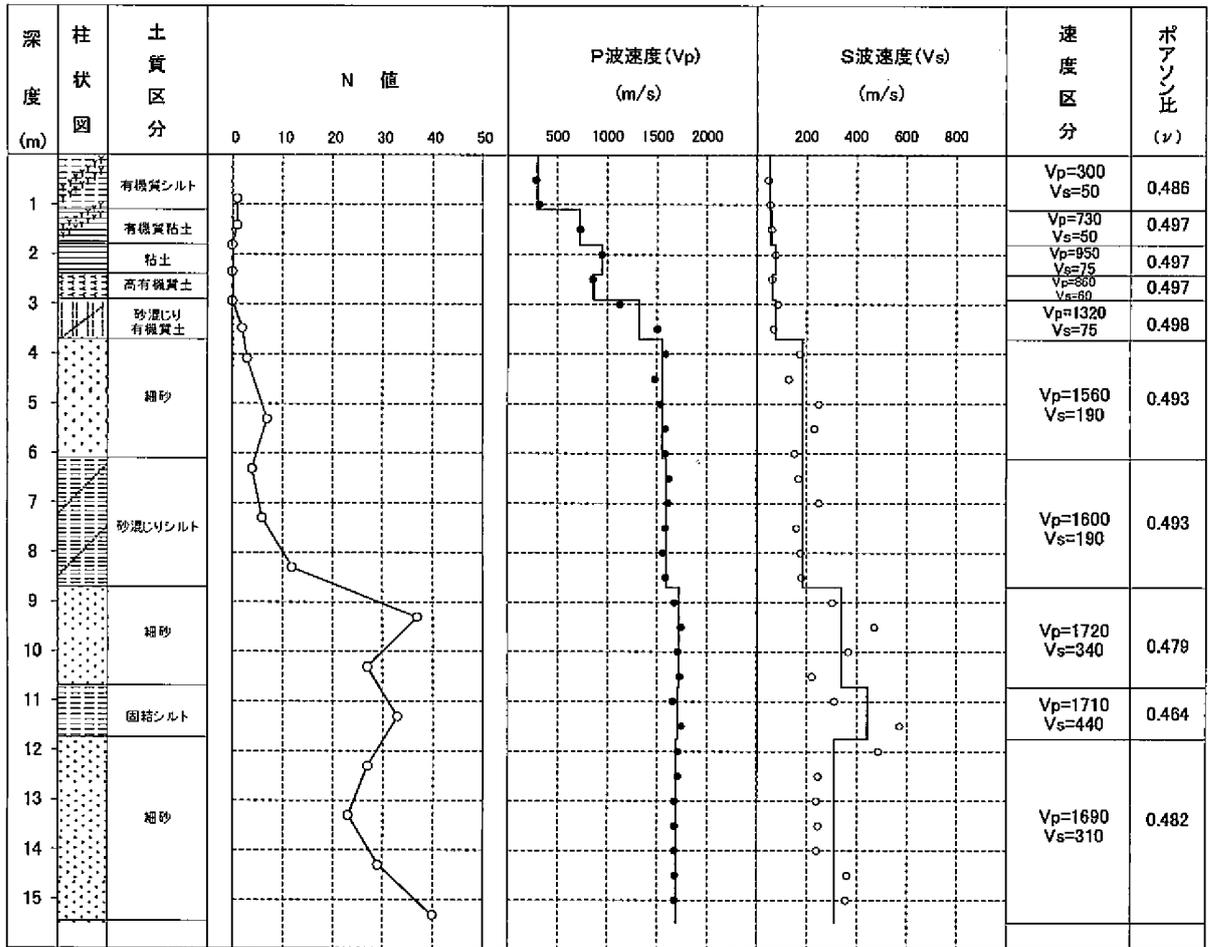


図 2-5 地質柱状図

図 2-5 に A 地区で実施された地質調査の結果を示す。N 値は標準貫入試験により、P 波速度と S 波速度は PS 検層により求めている。深さ約 7m まで N 値 10 以下の軟弱な地盤となっている。特に約 4m までは粘性土層であり、S 波速度が 75m/s 以下となっている。

(2) B 地区

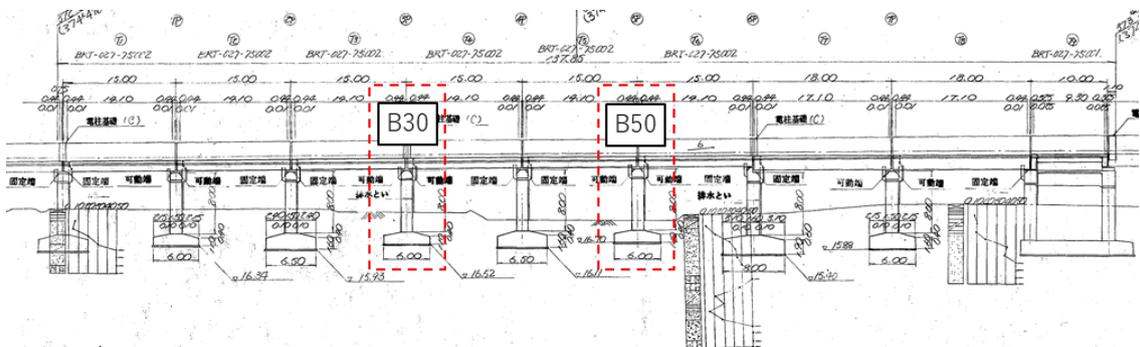


図 2-6 B 地区の高架橋側面図

図 2-6 に B 地区の高架橋側面図を示す. 同図中の B30 および B50 で示される 2 基の橋脚で振動計測を実施した. 図 2-7 に橋脚及び桁の外形を示す. 橋脚は壁式橋脚で, 基礎は線路方向の幅が 6m, 線路直角方向の幅が 10m のフーチングを有する直接基礎である. いずれの橋脚も可動柵により, 桁長 15m の T 型桁を支持している.

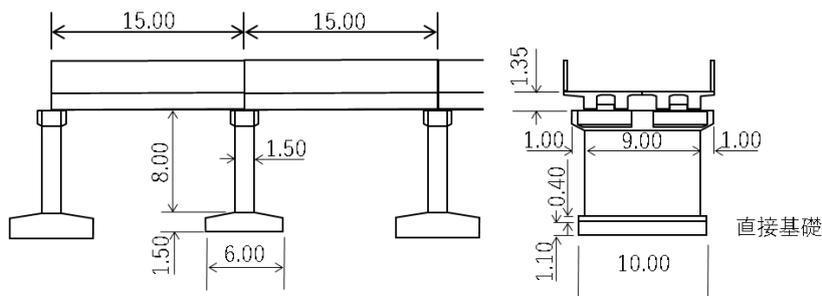


図 2-7 橋脚および桁の概形

図 2-8 に B 地区で実施された地質調査の結果を示す. ボーリング位置により異なるが, 概ね深さが 2m~8m の位置に N 値が 50 を超える砂質土層があり, 直接基礎の支持地盤となっている.

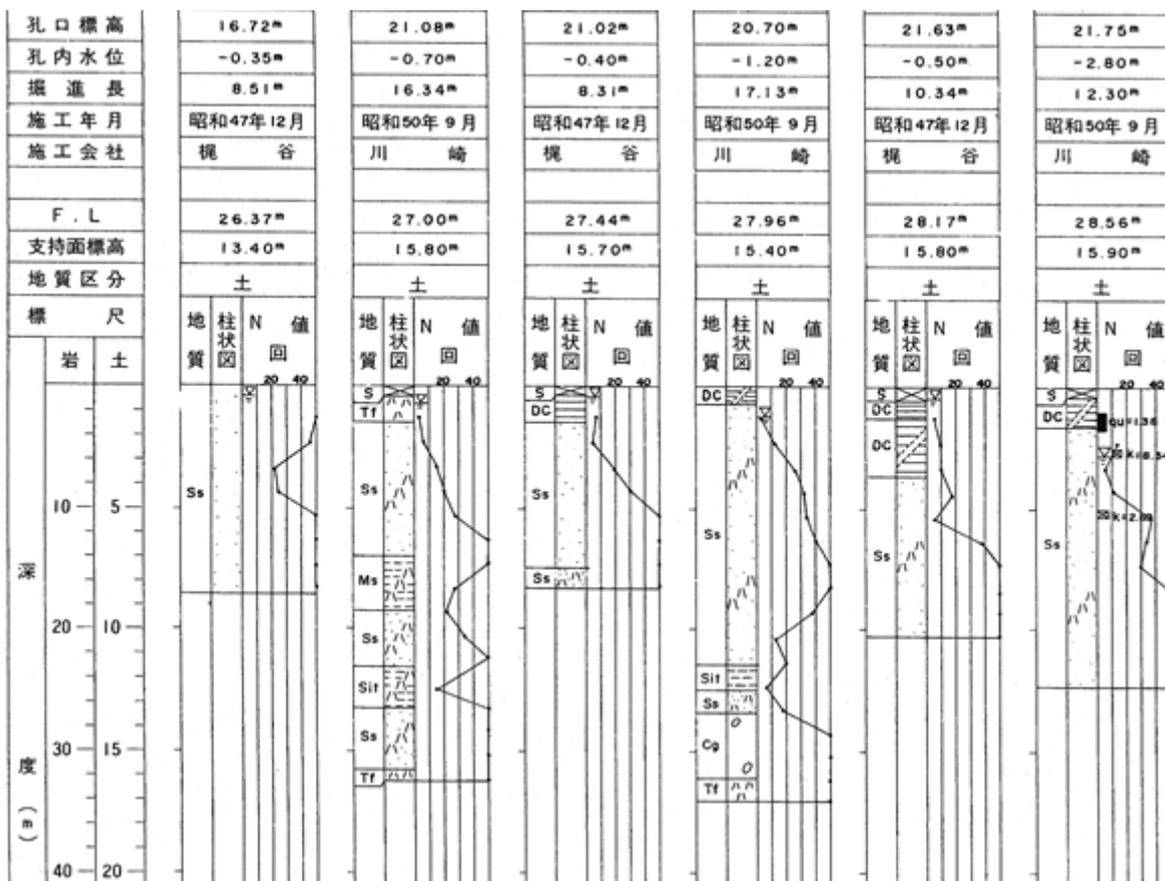


図 2-8 地質柱状図

(3) C地区

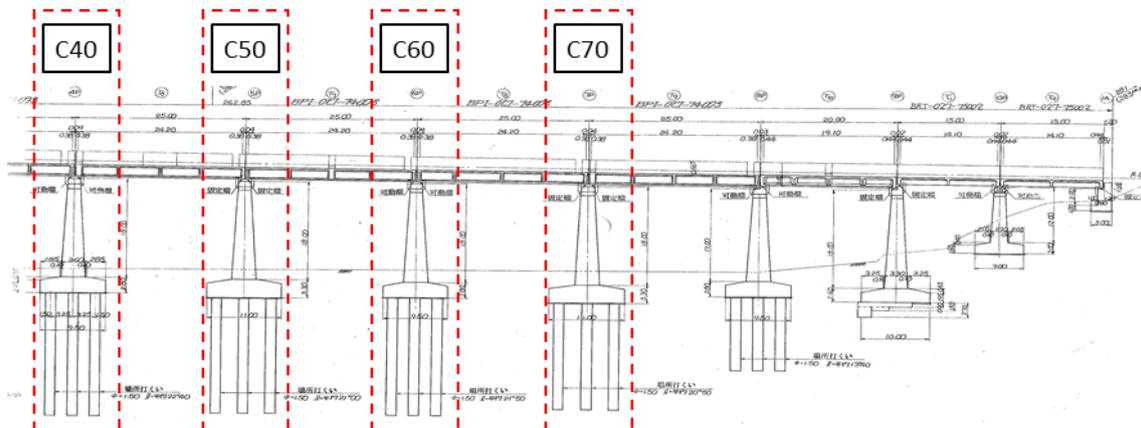


図 2-9 C地区の高架橋側面図

図 2-9 に C 地区の高架橋側面図を示す. 同図中の C40,C50,C60 ならびに C70 で示される 4 基の橋脚で振動計測を実施した.

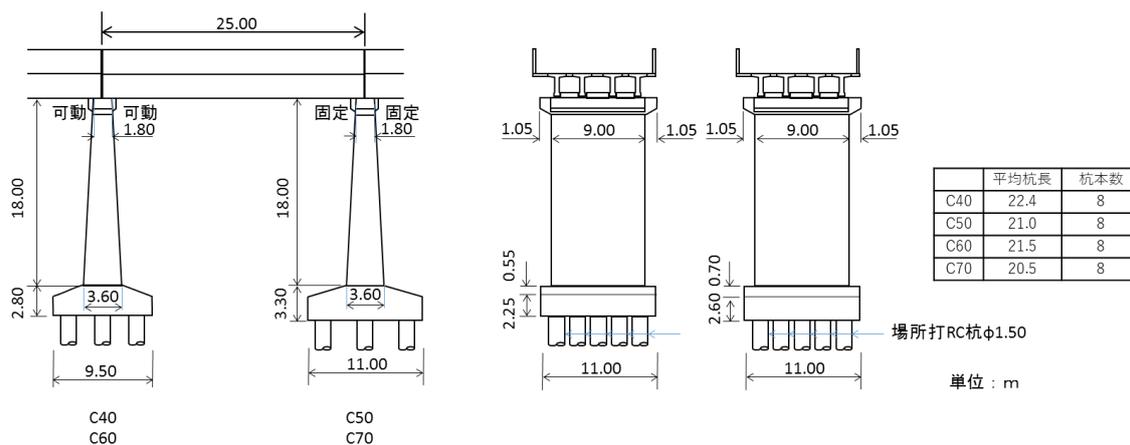


図 2-10 橋脚および桁の概形

図 2-10 に橋脚及び桁の外形を示す. 橋脚は壁式橋脚で直径 1.5m の場所打ち杭により指示されている. 橋脚 C40 と C60 は可動沓を有する橋脚で, フーチング幅は線路方向の幅が 9.5m, 線路直角方向の幅が 11m である. 橋脚 C50 と C70 は固定沓を有する橋脚で, フーチング幅は線路方向の幅が 11m, 線路直角方向の幅が 11m である. いずれの橋脚も桁長 25m の I 型桁を支持している.

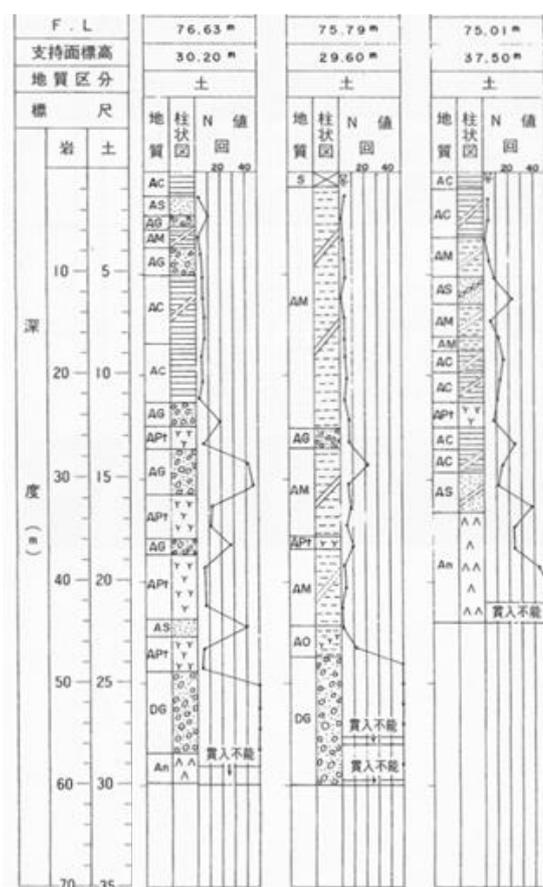


図 2-1 1 地質柱状図

図 2-1 1 に C 地区で実施された地質調査の結果を示す. 深さ 10m 程度まで N 値 10 未満の軟弱な粘性土層が続いている. 深さ 23m~25m の位置する礫質土層が杭基礎の支持層となっている.

2 - 3 測定方法

2 - 3 - 1 測定装置

測定には COLIBRYS 社製のサーボ型 3 軸加速度センサー SF3000L を使用した. 加速度センサーは橋脚の橋軸直角方向の面の中心部の地表面からの高さ 50cm の位置に, 鉛直方向が Z 軸, 橋軸方向が X 軸, 橋軸直角方向が Y 軸となるように取り付けた. 加速度センサーからの出力は加速度時刻歴波形である. 出力は有線で接続された ALNIC 社製ワイヤレス信号処理ユニット RS-AD24 により 200Hz でサンプリングされる. サンプリングされたデータは直ちに Bluetooth により無線伝送されノート型 PC 内ハードディスクに記録される. 列車の通過毎に測定を実施し, 通過列車の編成, 走行方向と共に記録した.



図 2-1 2 加速度センサー (COLIBRYS 社製 SF3000L)



図 2-1 3 ワイヤレス信号処理ユニット (ALNIC 社製 RS-AD24)

2 - 3 - 2 列車速度の測定方法

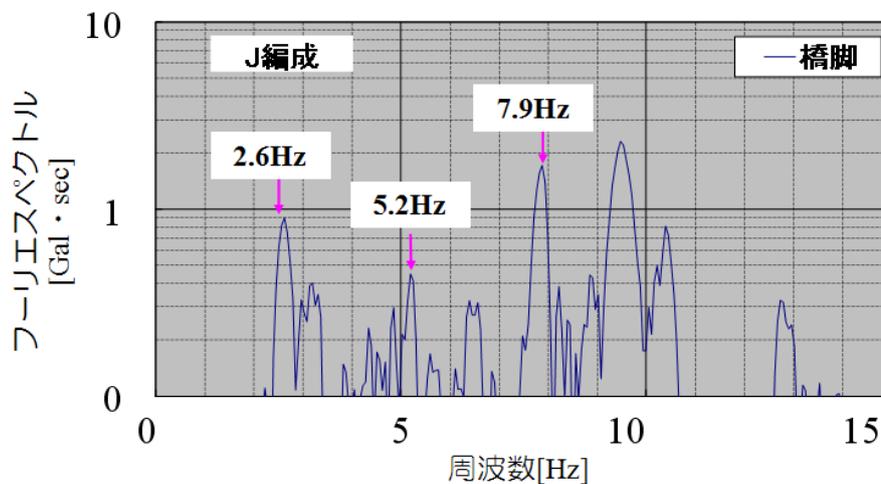
列車速度の測定は次の2つの手法で測定した。①の方法は列車振動の周波数特性は列車速度に依存するという性質を利用したものである。②の方法はデジタルビデオの1コマは1/30秒であることから、動画を静止画におとして、通過に要したコマ数を数え上げることで通過速度が求まる。

- ① 振動の周波数特性を利用した列車速度の推定
- ② デジタルビデオ撮影画像の読取りによる列車速度の計測



図 2-1 4 列車速度の測定方法の概要

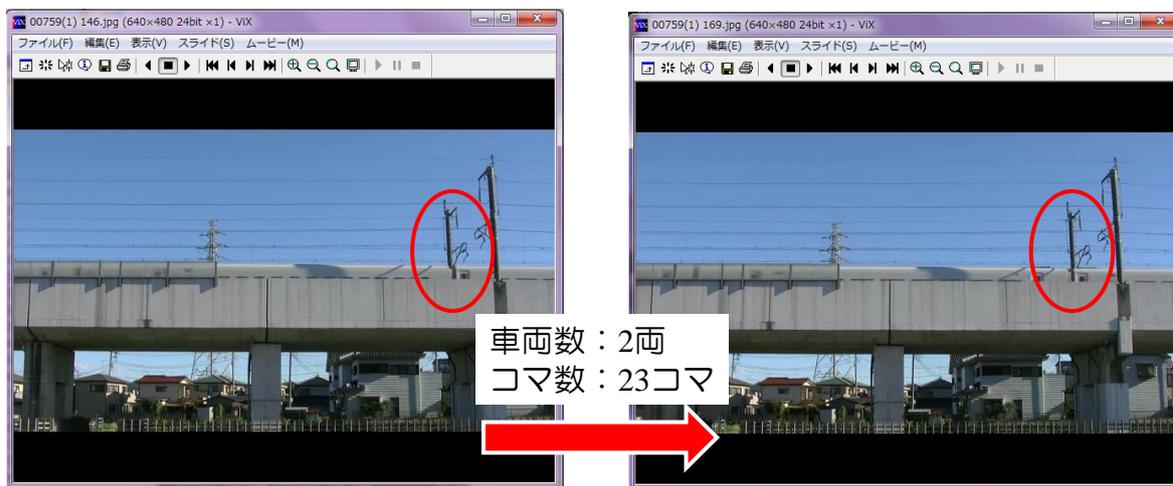
(1) 周波数特性を利用した手法



計測からの振動数の評価= (1次, 2次, 3次) の平均= (2.628+5.199+7.883) /6= 2.616Hz
 列車速度 (km/h)= [計測の振動数Hz] × [車両長m] × 3.6= 2.616 × 25 × 3.6= **235.8km/h**

図 2-15 周波数特性を利用した列車速度の算定

(2) デジタルビデオの利用



列車速度 (km/h)= [車両長m] ÷ [コマ数] × 30 = 50 ÷ 23 × 30 = **236.3km/h**

図 2-16 デジタルビデオ画像を利用した列車速度の算定

(3) 2つの手法の誤差

表2-2 速度算定手法の比較

時刻	編成	振動計測km/h	ビデオkm/h	誤差%
8:12	J	234	234.8	0.3
8:21	JR	234.9	234.8	0.1
8:32	JR	230	229	0.6
8:57	JR	236.7	237.7	0.4
9:04	JR	236.7	237.7	0.2
9:16	JR	228.6	229	0.2
10:16	J	234.9	234.8	0.1
10:57	J	234.9	234.8	0.1
11:17	J	238.5	238.2	0.1
11:58	J	234.9	234.8	0.1
12:16	J	239.4	238.2	0.5
12:56	J	235.8	236.3	0.2
13:16	J	236.7	234.8	0.8
14:17	J	226.8	225	0.8

※J編成 : 車両長 25m×10 両編成

JR編成 : 車両長 25m×10 両+車両長 20.5m×7 両

表2-2に二つの手法により速度を算定した結果を示す。二つの手法の誤差は1%未満であり、振動の周波数特性から求めた列車速度は、デジタルビデオから求めた列車速度と同一と取り扱える。一方、デジタルビデオの画像からの速度の算定は多くの画像の確認が必要となり、算定に多くの時間を要する。本論における今後の整理においては、振動の周波数特性から速度を算定する手法を用いる。

2-4 振動の大きさの評価方法

表 2-3 に示す振動を評価する 3 種類の方法とその目的を示す。

表 2-3 振動の評価方法

評価値	目的
振動レベル (補正加速度レベル)	振動の大きさの評価
1/3 オクターブバンドスペクトル	卓越振動数帯域の評価
速度比例バンド幅スペクトル	振動数特性の速度依存性の評価

加速度時刻歴波形からそれぞれの評価値を求める方法について、次項以降に詳述する。

2-4-1 振動レベル (補正加速度レベル) [1]

(1) 既往の研究

第1章で述べた通り、新幹線鉄道振動に関する報告文書において、振動の大きさは補正加速度レベルを用いることが定められている。また、補正加速度レベルは振動レベルと同等の値として取り扱うことができ、実務的には振動レベル計を用いて計測されている。

そこで、まず振動レベルを数値計算による求める方法に関する既往の研究を述べる。

振動レベルの算定方法に関する研究は、1984年に北村が発破振動を対象にデジタルフィルタ理論に基づいている。その後、1986年に国松が同じ発破振動を対象にして同様の手法で開発した。デジタルフィルタ理論においては、振動レベル計の回路がそのまま定式化されているので、入力された加速度波形を時刻歴で振動レベル波形に逐次変換できる。この手法の課題は、回路の定式化において試行錯誤によって決定しなければならぬパラメータがいくつも存在することである。北村と国松ではそれらのパラメータ値が異なっており、また国松はその後の論文でパラメータを見直している。

北村らの手法は、振動レベル計のように、測定された時刻歴領域の加速度波形をそのまま時刻歴領域で逐次処理して振動レベルを出力するものである。測定された時刻歴領域の波形に対して事後処理を施し振動レベルの時刻歴波形に変換する場合は、周波数領域での波形処理を適用することができる。

(2) 振動レベル変換プログラム

本研究においては、振動レベルの逐次処理を行う必要はないため、周波数領域での波形処理により加速度時刻歴波形を振動レベル時刻歴波形に変換するプログラムを作成した。図 2-17 にプログラムの動作フローを示す。

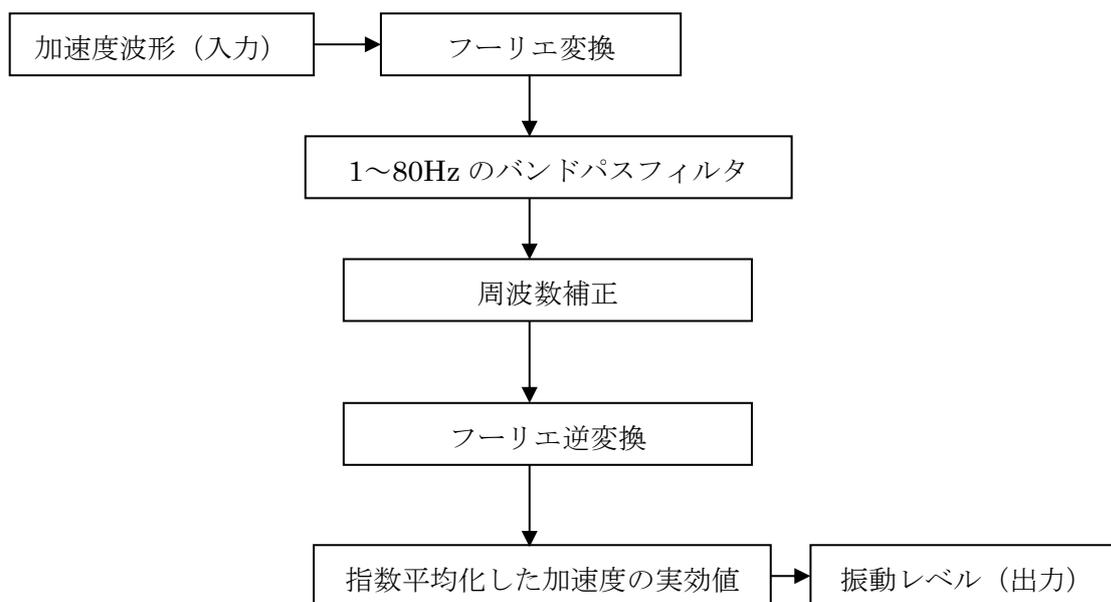


図 2-17 加速度波形から振動レベル波形への変換フロー

フローに従った算定式は次のとおりである。

$$A_m(\omega): \text{測定加速度 } a_m \text{ のフーリエ変換の係数} \quad A_m(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} a_m(t) \cdot e^{-i\omega t} dt$$

↓

$$\text{実効値} : X_k(\omega) = A_m(\omega) / \sqrt{2}$$

↓

$$\text{振動レベル} : L_k(\omega) = 10 \cdot \log \{ X_k(\omega) \}^2 + 100 + R_c(\omega)$$

$$R_c(\omega): \text{周波数補正 (dB)}$$

↓

$$\text{周波数補正された周波数 } \omega \text{ の実効加速度} : \bar{X}_k(\omega) = 10^{(L_k/20 - 5.0)}$$

↓

$$\text{周波数補正された周波数 } \omega \text{ の加速度} : A_{out}(\omega) = \sqrt{2} \cdot \bar{X}_k(\omega)$$

↓

$$\text{周波数補正された加速度波形} : a_c(t) = \frac{1}{2\pi} \cdot \int_{-\infty}^{+\infty} A_{out}(\omega) \cdot e^{i\omega t} dt$$

↓

$$\text{振動レベル} : L_v(t) = 10 \cdot \log_{10} \frac{a_a^2(t)}{a_0^2}$$

$L_v(t)$: 時刻 t の振動レベル(dB)

t : 観測時刻(s)

a_0 : 加速度の基準値($10^{-5} m/s^2$)

a_a : 指数平均化された周波数補正加速度の実効値(*JIS C 1510-1995*)

$$a_a^2(t) = \frac{1}{T} \cdot \int_{-\infty}^t a_c^2(t) \cdot \exp\left(-\frac{t-\tau}{T}\right) d\tau$$

$a_c(t)$: 周波数補正加速度の瞬時値(m/s^2), T : 時定数($=0.63s$)

(3) プログラムの妥当性評価

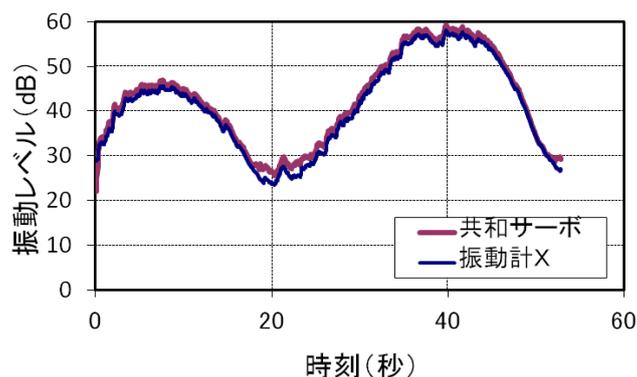
鉄道敷地に隣接する中央大学構内の地表面において、加速度波形をサーボ型加速度計（共和電業製）で、振動レベル波形を振動レベル計（リオン製）で計測した。計器の設置状況を図 2-18 に示す。



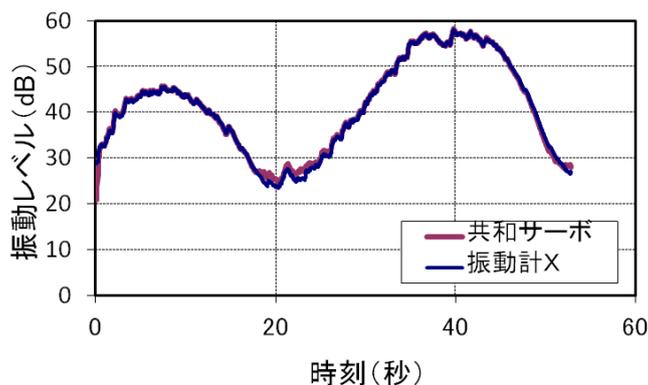
図 2-18 計器の設置状況

第2章 橋脚の地表面近傍部の振動

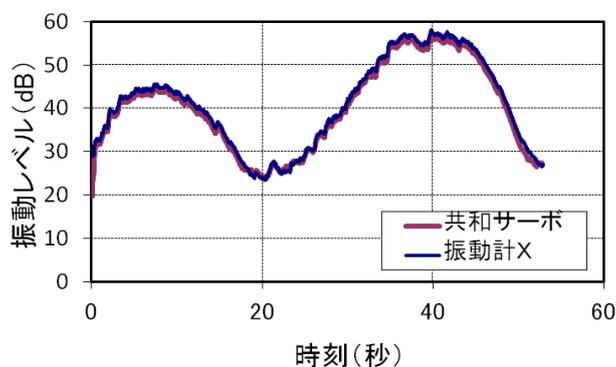
その中から、列車が通過した記録を用いて検証を実施した。すなわち、開発したプログラムで加速度波形を振動レベル波形に変換し、振動レベル計で測定した振動レベル波形と比較する。図 2-19 に軌道方向 (x 方向) の振動レベルの比較を示す。同図において、(a) は上限の周波数補正、(b) は基準の周波数補正、ならびに(c)は下限の周波数補正でそれぞれ適用して変換した振動レベルを比較する。また、図 2-20 は図 2-19 を拡大したものである。同様に、軌道直交方向 (y 方向) および鉛直方向 (z 方向) もそれぞれ図 2-21 ~ 図 2-24 に示す。



(a) 感覚補正の上限

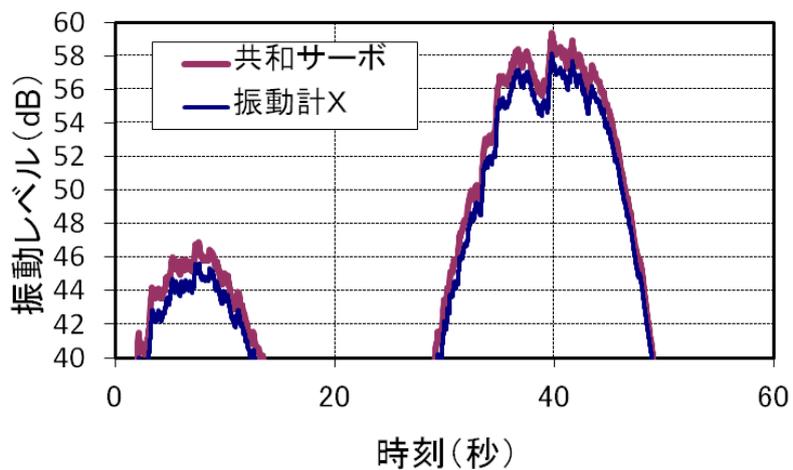


(b) 感覚補正の基準値

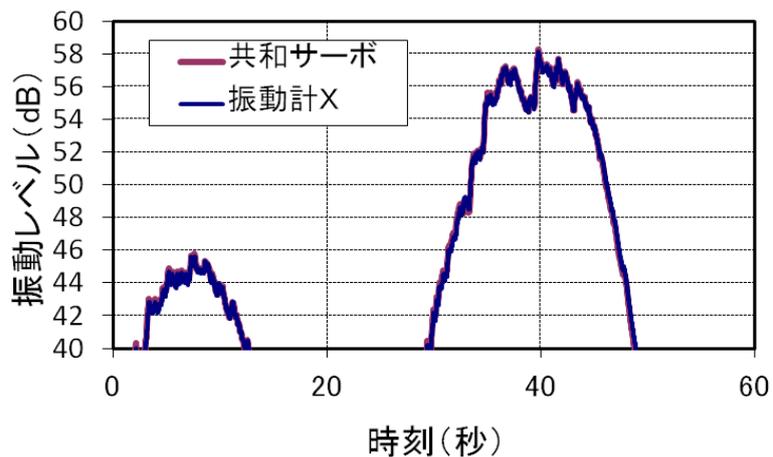


(c) 感覚補正の下限

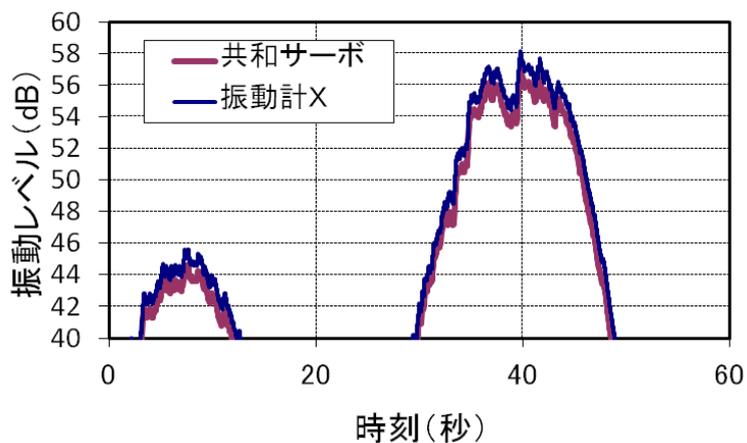
図 2-19 水平 (x 方向: 軌道方向) 振動レベルの比較



(a) 感覚補正の上限

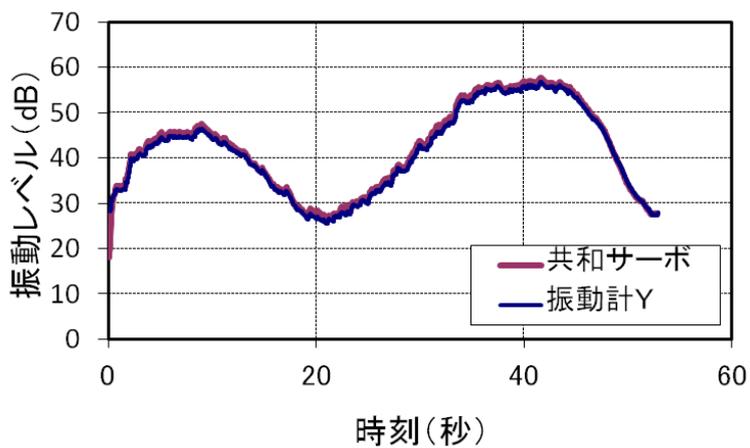


(b) 感覚補正の基準値

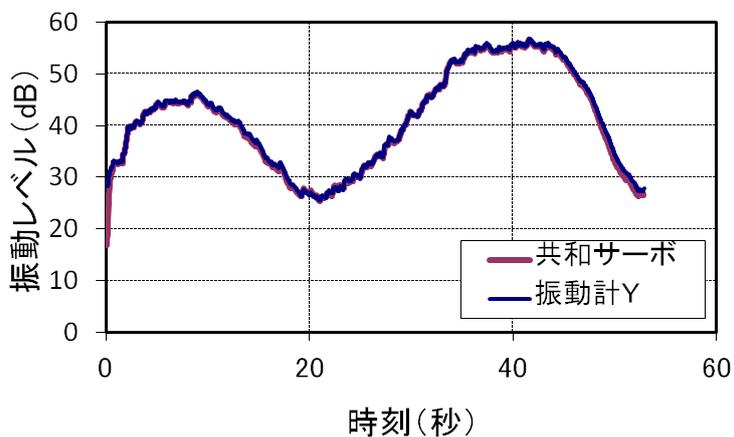


(c) 感覚補正の下限

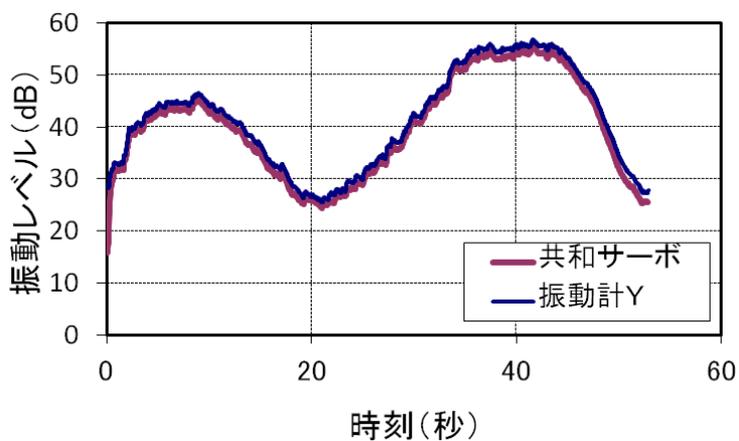
図 2-20 水平 (x 方向: 軌道方向) 振動レベルの比較 (拡大)



(a) 感覚補正の上限

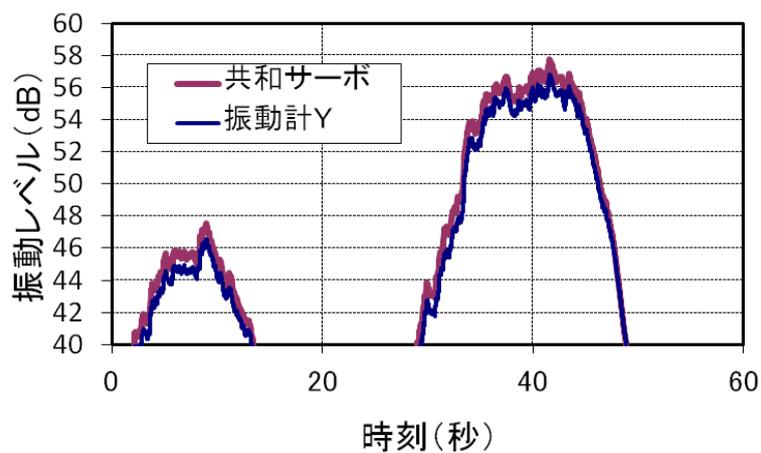


(b) 感覚補正の基準値

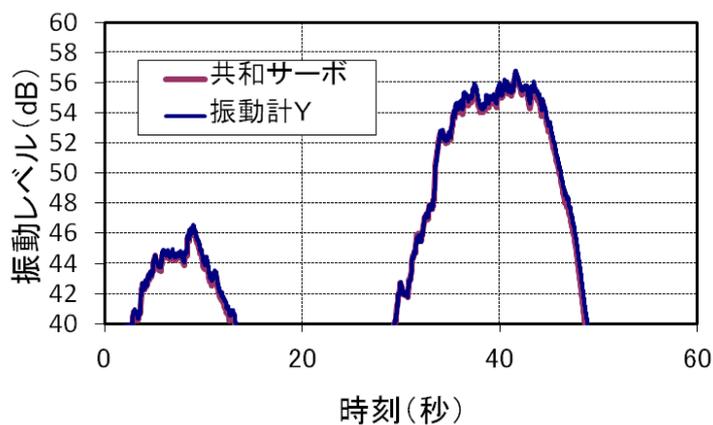


(c) 感覚補正の下限

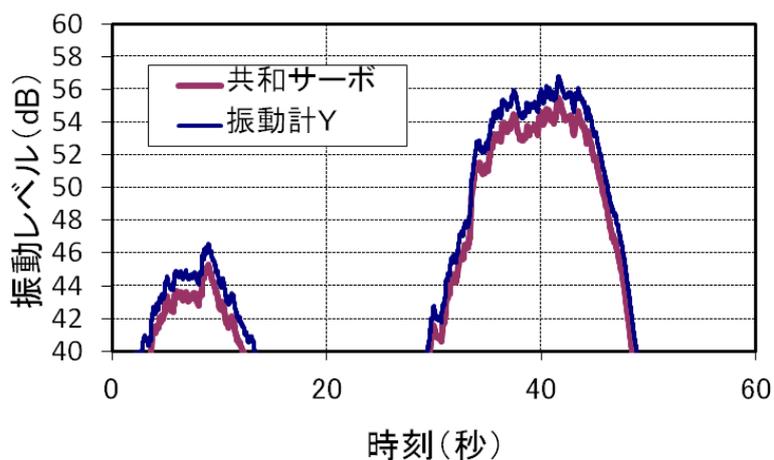
図 2-21 水平 (y 方向：軌道直交方向) 振動レベルの比較



(a) 感覚補正の上限

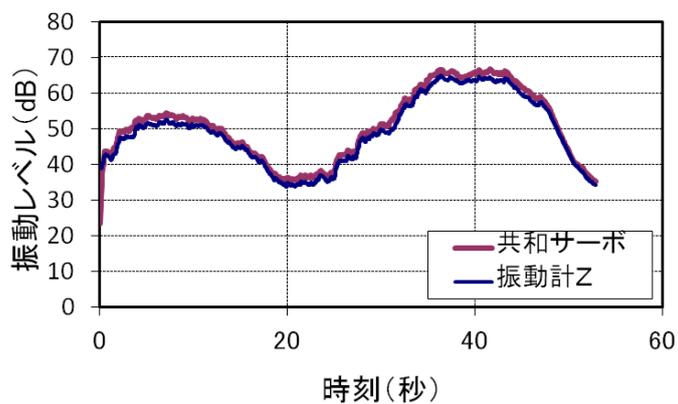


(b) 感覚補正の基準値

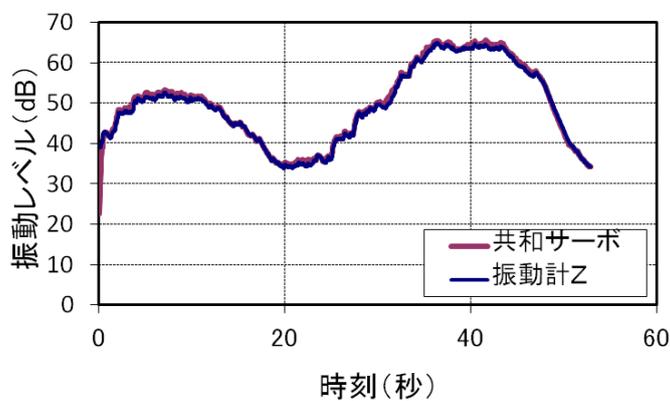


(c) 感覚補正の下限

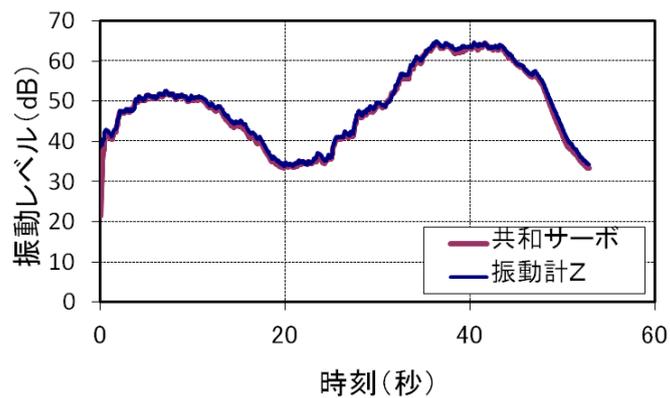
図 2-22 水平 (y 方向 : 軌道直交方向) 振動レベルの比較 (拡大)



(a) 感覚補正の上限

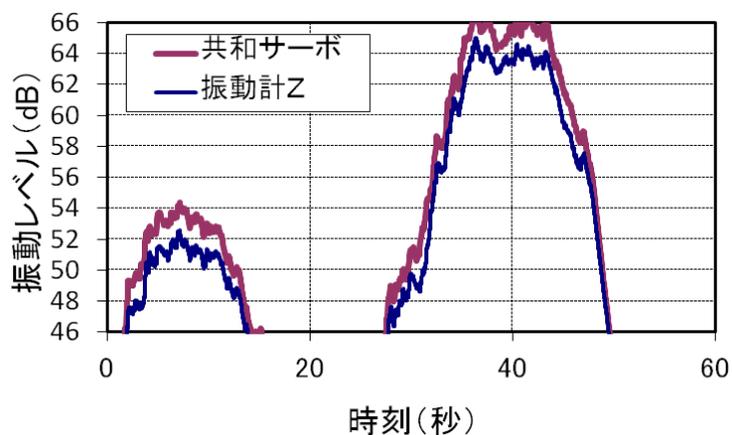


(b) 感覚補正の基準値

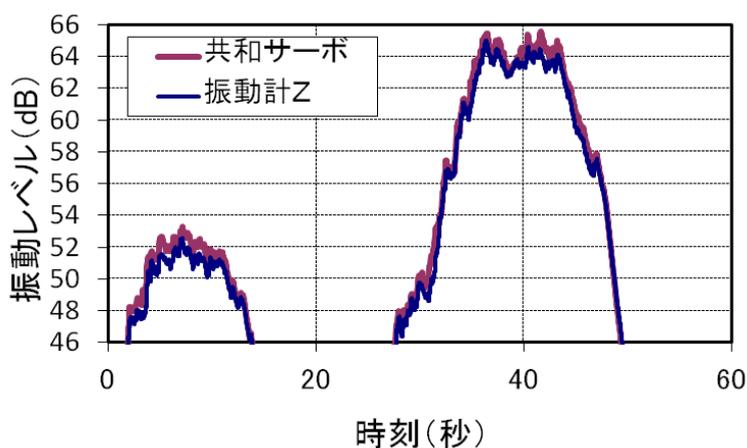


(c) 感覚補正の下限

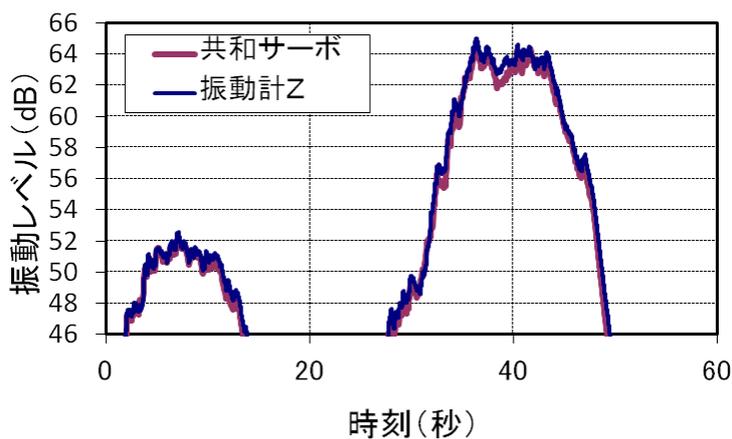
図 2-23 鉛直 (z 方向) 振動レベルの比較



(a) 感覚補正の上限



(b) 感覚補正の基準値



(c) 感覚補正の下限

図 2-24 鉛直 (z 方向) 振動レベルの比較 (拡大)

振動レベル計で測定した振動レベル波は、いずれの方向も上限および下限の周波数補正の間にあり、そして基準の周波数補正で変換した振動レベル波とほぼ一致する。よって、ここで開発したプログラムは振動レベル計を精度良く再現したと認められる。

2 - 4 - 2 振動数特性の評価

振動の振動数特性を評価する手法として、振動数特性の評価は目的に応じ以下の2種類の方法を用いた。

(1) 1/3 オクターブバンドスペクトル

環境振動では、周波数特性を明らかにする際に周波数を定比幅の帯域に分割し、各帯域の振幅を評価する方法が用いられる。周波数を定比幅で分割する際の中心周波数はJIS C 1513「音響・振動用オクターブおよび1/3 オクターブ分析器」として規格が定められている。新幹線走行に起因する振動の大きさを評価する場合の周波数帯域である1Hzから90Hzまでの範囲の公称中心周波数、下限周波数および上限周波数を表2-4に示す。

表2-4 1/3 オクターブバンドの周波数範囲

中心周波数	下限周波数	上限周波数
1	0.89	1.12
1.25	1.11	1.4
1.6	1.43	1.8
2	1.78	2.25
2.5	2.23	2.81
3.15	2.81	3.54
4	3.56	4.49
5	4.45	5.61
6.3	5.61	7.07
8	7.13	8.98
10	8.9	11.2
12.5	11.1	14
16	14.3	18
20	17.8	22.5
25	22.3	28.1
31.5	28.1	35.4
40	35.6	44.9
50	44.5	56.1
63	56.1	70.7
80	71.3	89.8

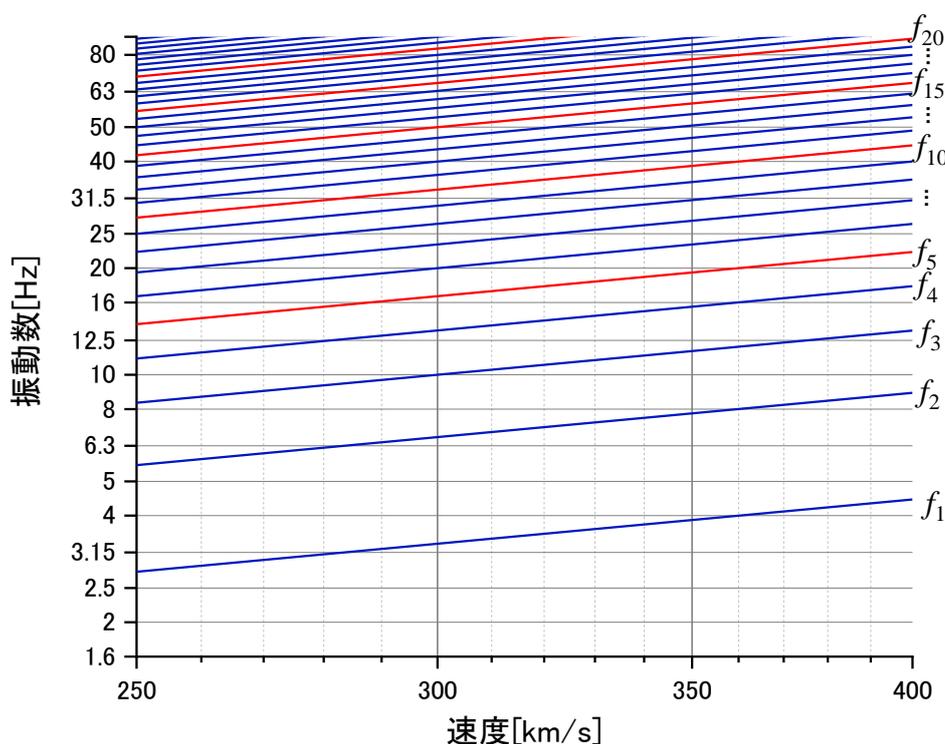


図 2-25 速度と軸の繰り返し効果スペクトルの卓越振動数

図 2-25 に速度と軸の繰り返し効果スペクトルの卓越振動数の関係を示す。軸の繰り返し効果スペクトルは、車両長 25m の新幹線車両の軸配置に基づき算出している。横軸は速度を、縦軸は振動数をそれぞれ対数スケールで示している。また、同図には表 2-4 に示す 1/3 オクターブバンドの中心周波数も示している。同図からは 75km/h の速度向上に伴い、軸の繰り返し効果スペクトルの各卓越振動数は、1/3 オクターブバンドにおける 1 バンド分高周波側に遷移することがわかる。また、1/3 オクターブバンドの一つの帯域に含まれる軸の繰り返し効果スペクトルの卓越スペクトルの数は、高周波のバンドほど多くなっている。

(2) 速度比例バンド幅スペクトル

振動数特性を 1/3 オクターブバンドスペクトルで評価する場合、卓越振動数が 1/3 オクターブバンドの境界振動数付近を遷移する場合の振幅の変化がわかりにくい。そこで、卓越振動数毎に加速度振幅を評価することとした。

以下に n 次の卓越振動数 f_n における振幅の評価方法を述べる。また、図-5 に振幅評価過程の一例を示す。

a) バンドパスフィルタ処理

測定された加速度振幅の時刻歴波形に下限振動数を $(n - 0.5) \times f_1$ 、上限振動数 $(n + 0.5) \times f_1$ としたバンドパスフィルタを適用する。

b) 実効値処理

バンドパスフィルタ適用後の時刻歴波形に対して実効値処理を施す。時定数は JIS C 1510 振動レベル計を参考に 0.63 を使用した。

c) 振幅値の評価

実効値の時刻歴波形の最大値を、当該帯域の振幅とする。

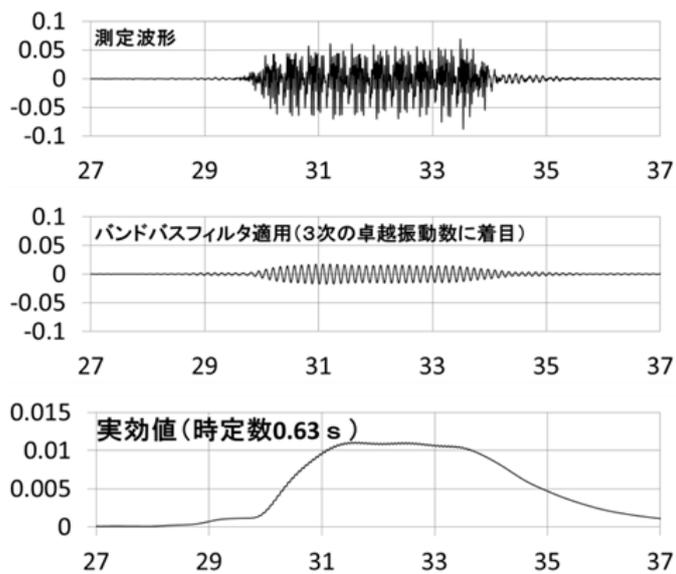


図 2-2 6 振幅評価処理の例

2 - 5 測定結果

2 - 5 - 1 列車走行時の橋脚振動の再現性

(1) オールパス振動レベルのばらつき

橋脚 A70 で計測された列車速度と振動レベルの関係を図 2-27 に示す。縦軸は振動レベルを示している。なお1目盛りは 1dB を示す。また、図中には線形近似直線も示している。計測データからは、橋脚基部の振動は鉛直方向成分 (Z 成分) が大きく、線路直角方向成分 (Y 成分) が小さいことがわかる。近似直線の傾きに注目すると、Y 成分と Z 成分では正の値を示しているが、X 成分の場合は負の値を示している。傾きの値はいずれの成分も小さく、オールパスの振動レベルと速度の相関は低い。

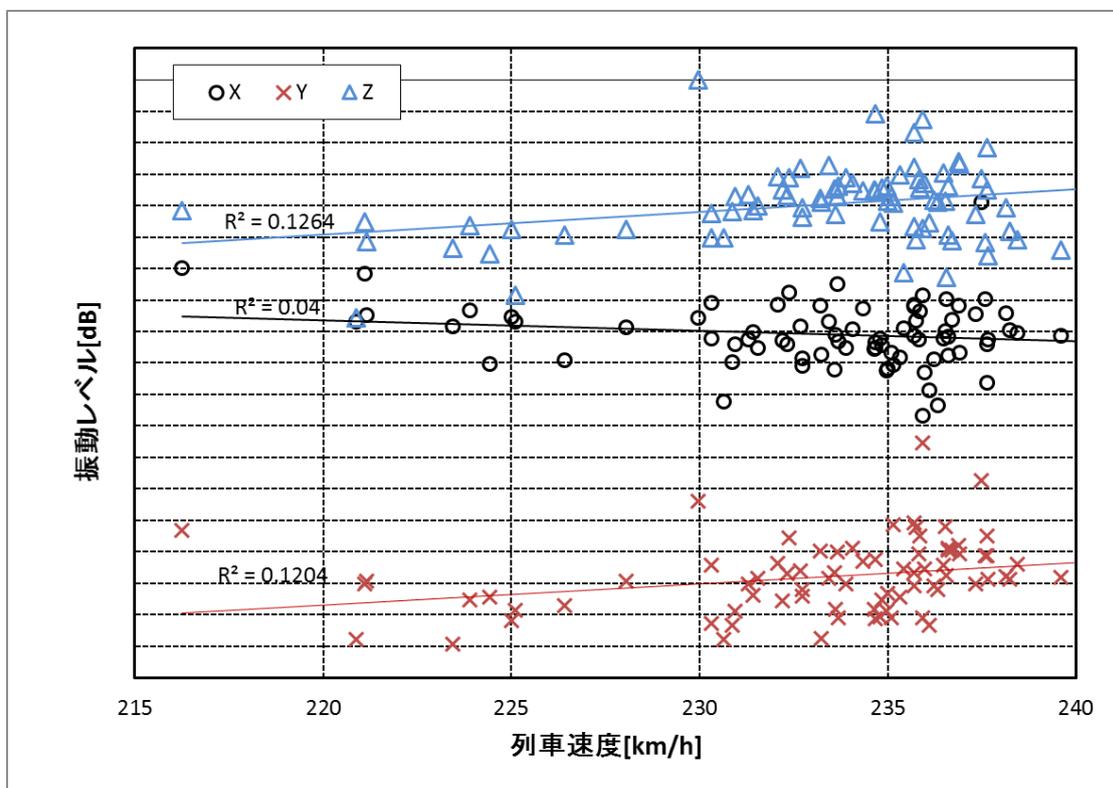


図 2-27 橋脚 (A70) における列車速度と振動レベルの関係

図 2-28 は近似直線と計測値の差を誤差として考えた場合の、誤差の相対度数分布を示したものである。いずれの振動方向についても、分布形状は正規分布に沿った形であることを示している。

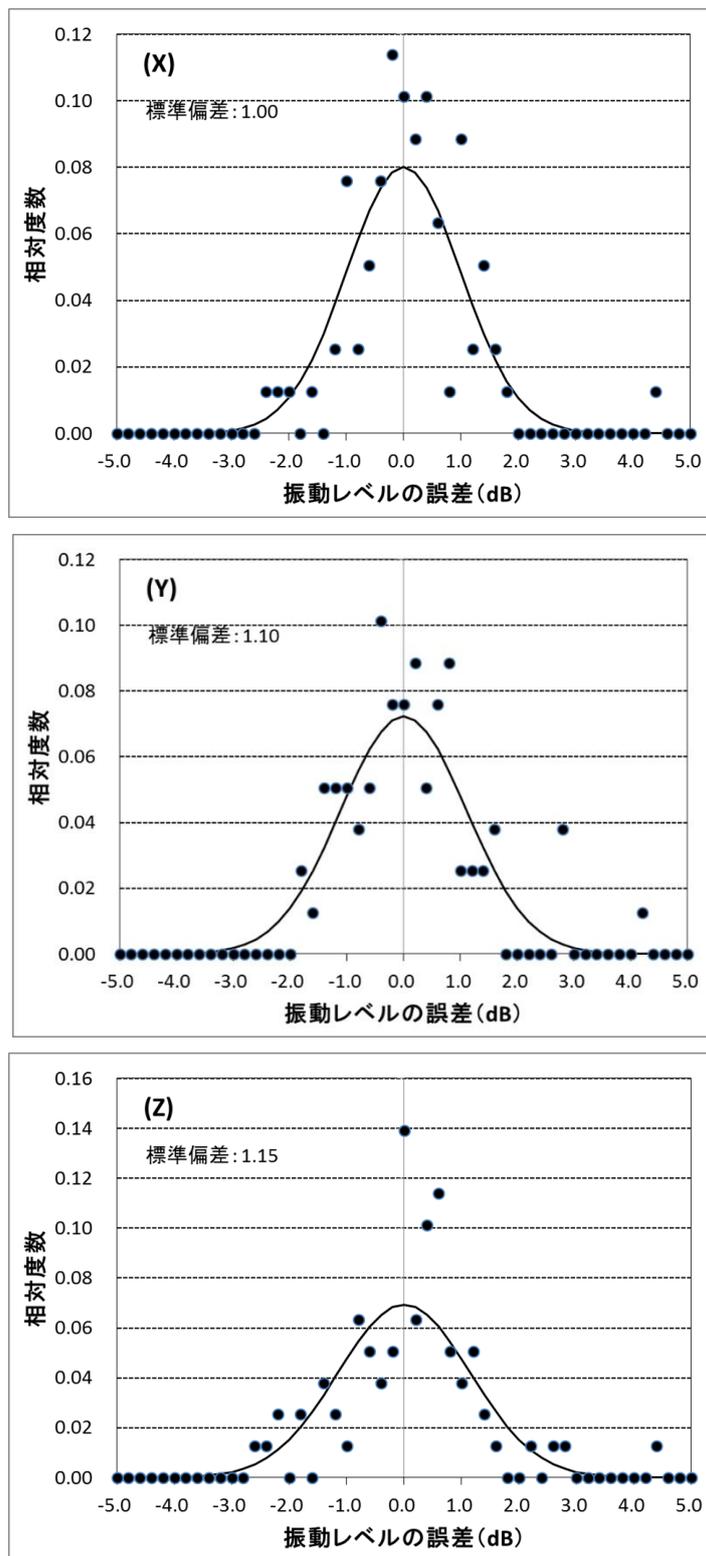


図 2-28 橋脚 (A70) における列車速度と振動レベルのばらつき

(2) 再現性に影響を及ぼす因子の検証

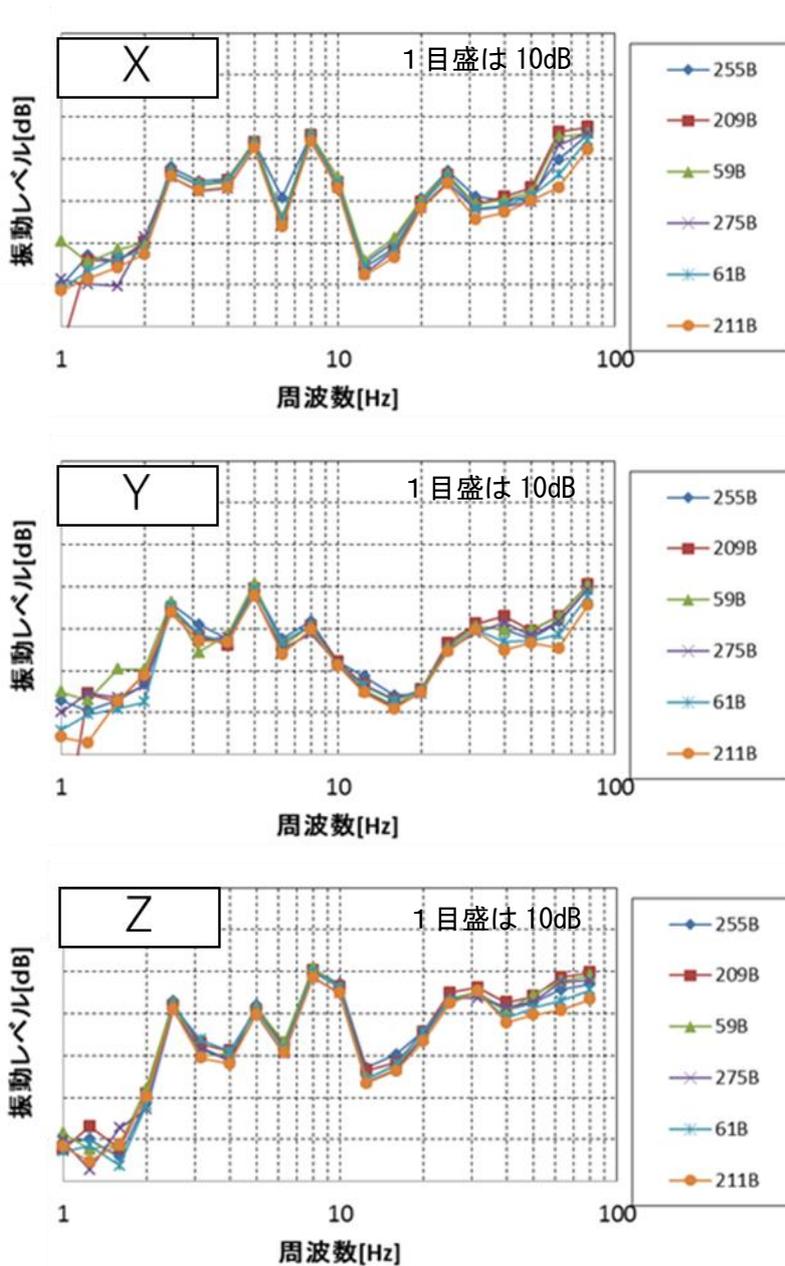


図2-29 振動レベルの日変化

図2-29は振動レベルの日変化について確認するために、同一編成、同一速度の列車について、橋脚基部の振動レベルを1/3オクターブバンドスペクトルとして示したものである。編成および速度が同じであればスペクトルの形状はほぼ同一形状を示すが、振動数帯域によっては最大で約15dBの差が生じていることがわかる。

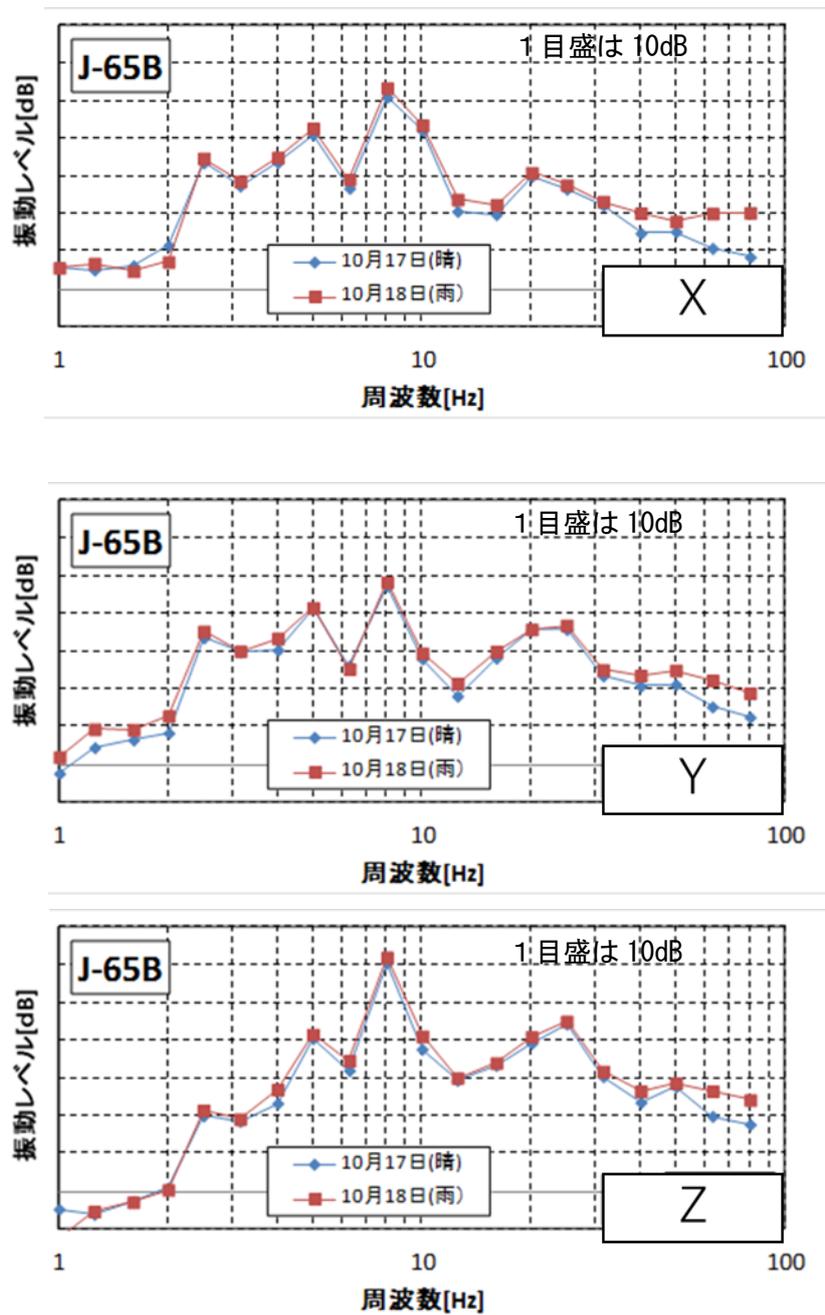


図 2-30 天候が振動レベルに及ぼす影響

2013年10月17日は晴天であったが、翌日は雨天となった。この2日間で同一列車の1/3オクターブバンドスペクトルを比較すると、図 2-30 のようになる。全ての地点でスペクトル形状は一致する。他の列車に対しても同様である。このことから、振動レベルに与える天候の影響は小さいと判断できる。

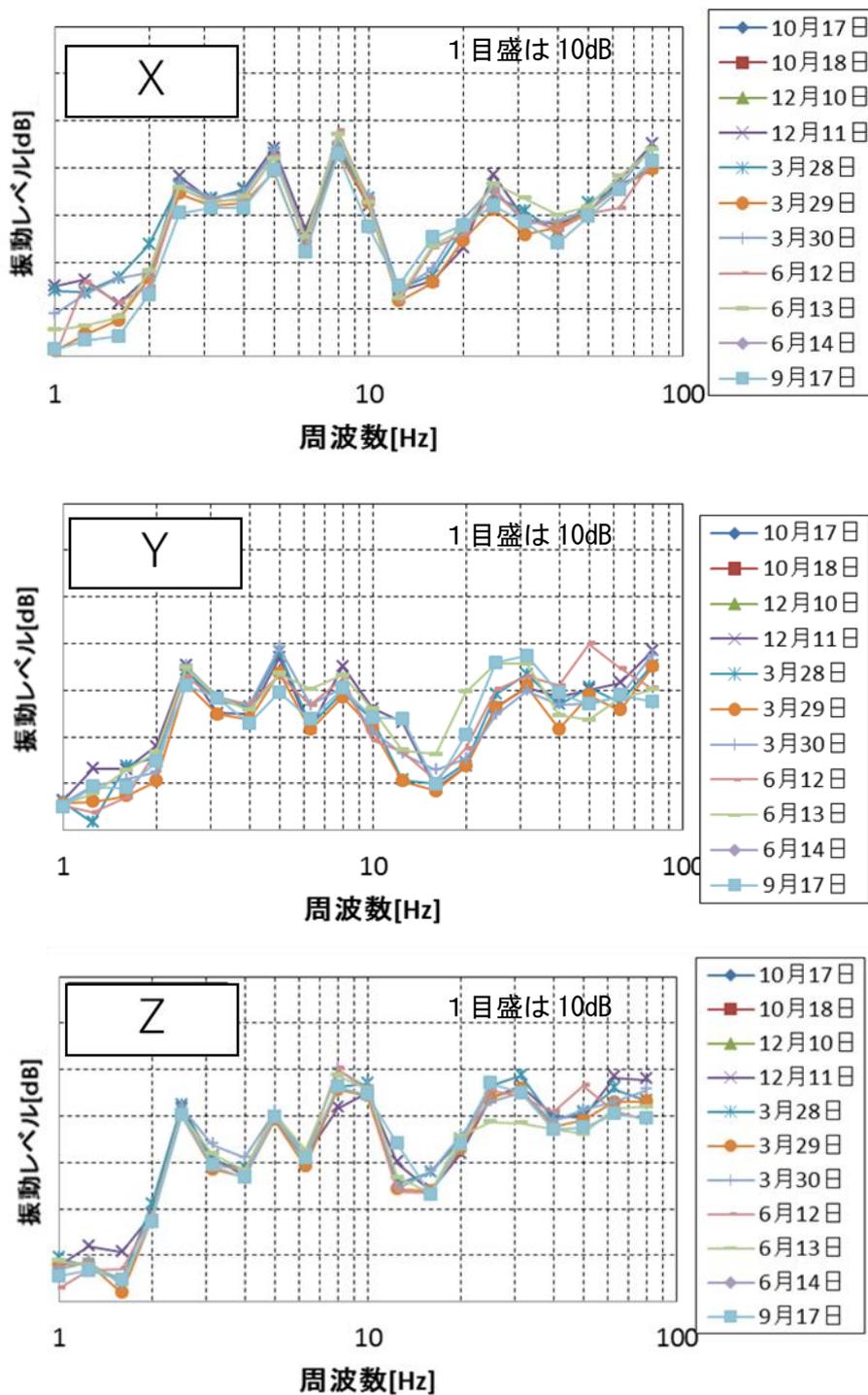


図 2-3 1 測定時期（季節）が振動レベルに及ぼす影響

図 2-3 1は測定時期の影響を確認するために、同一列車の1/3 オクターブバンドスペクトルを測定日毎に重ね書きしたものである。8 Hz および 30Hz の帯域で振動レベルにばらつきがあるが、これは速度の影響によるものと考えられる。スペクトルの概形は測定時期によらず一定であり、測定時期が振動数特性に大きな影響を及ぼす影響はないと考えられる。

2 - 5 - 2 列車走行時の橋脚振動の振動数特性および列車速度依存性

(1) 卓越振動数と正規化振動加速度レベルの関係

A60,A70,A80 および A90 の4橋脚の列車通過時の橋脚振動数の振動数特性を図2-32に示す。縦軸は、最大値が0dBとなるように正規化した振動加速度レベルである。測定対象編成は10両編成の下り列車である。卓越振動数と振動加速度レベルの関係は8Hz付近と26Hz付近で二つの頂点を有する山形の形状を示している。二つの頂点の高さはほぼ等しい。なお、B地区、C地区での整理結果は付録に掲載している。

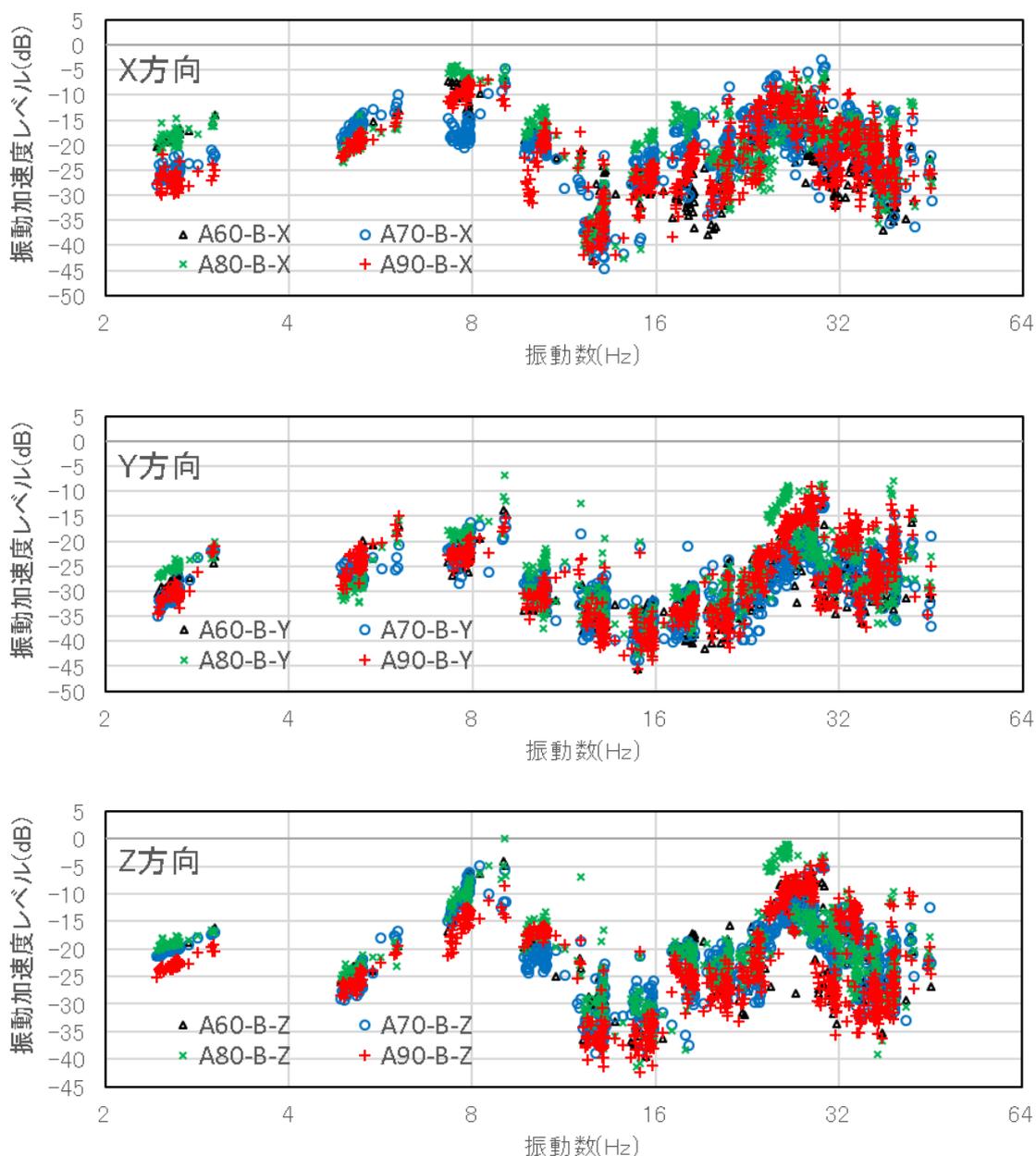


図2-32 卓越振動数と振動加速度レベル

(2) 卓越振動数と振動レベルの関係

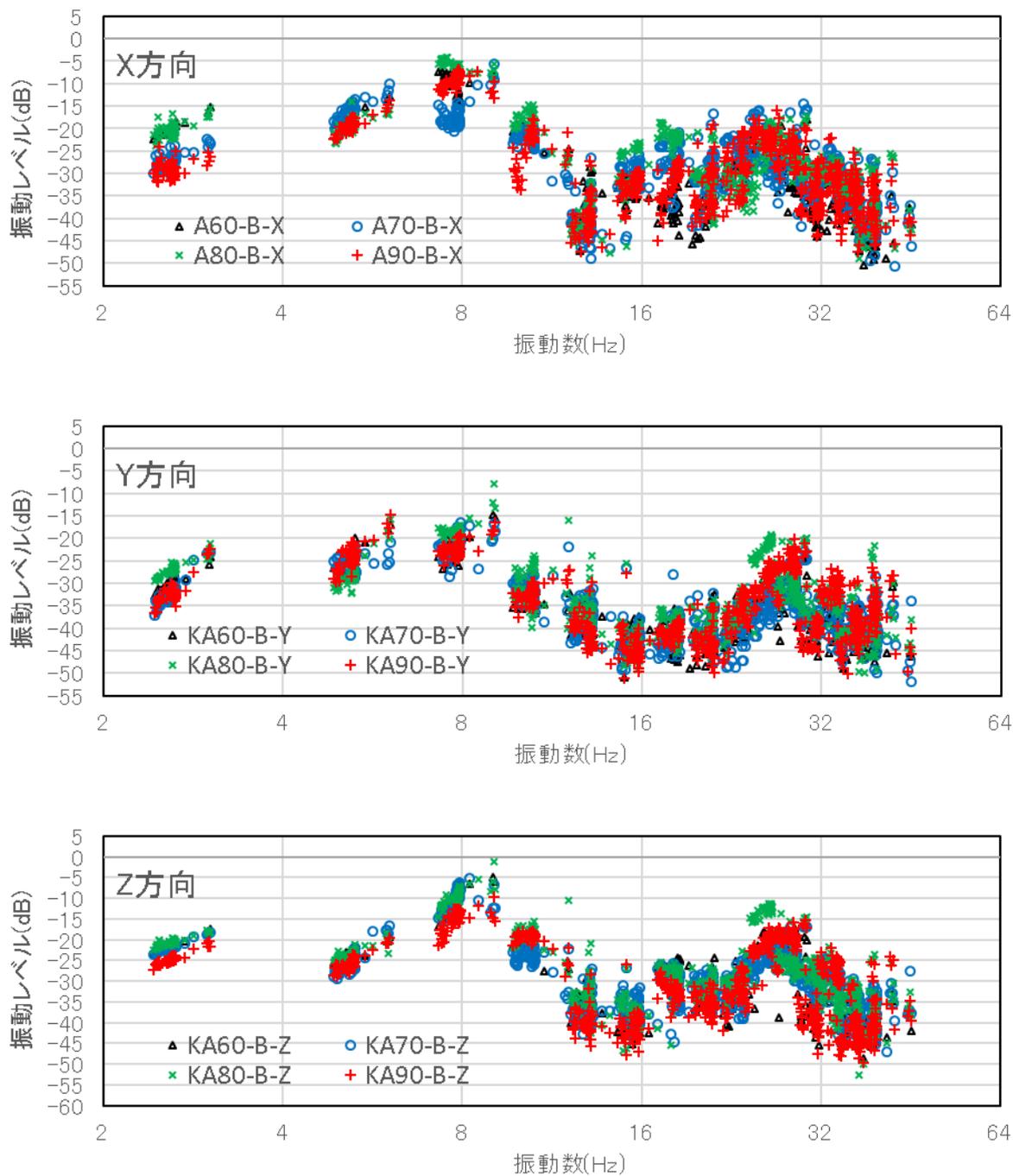


図 2-3 3 卓越振動数と振動レベル

図 2-3 2 で示した正規化された振動加速度レベルに人体感覚補正を施し、振動レベルとして表した結果を図 2-3 3 に示す。感覚補正により、8Hz 以上の振動は低減補正されるため、振動レベルが最大値をとる振動数は 8Hz 近傍の帯域となっている。本データも B 地区と C 地区の結果は付録に掲載した。

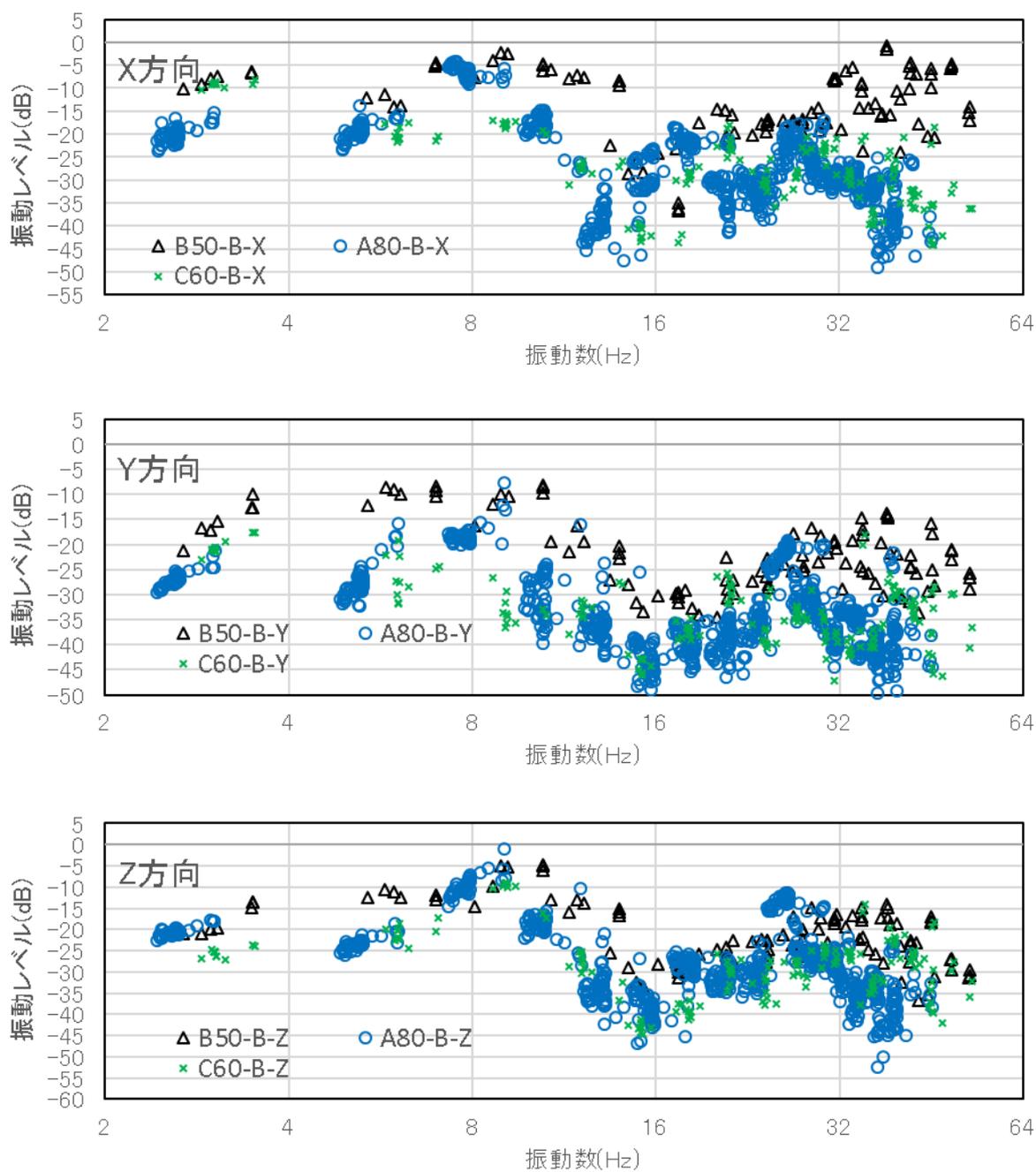


図 2-3 4 測定地区毎の振動レベルと卓越振動数の関係の比較

図 2-3 4 に振動レベルと卓越振動数の関係について、各地区の代表橋脚ごとに比較した結果を示す。同図は地区によって振動レベルの大きい振動数や振動方向が異なる結果を示している。これらの違いは地質や桁長などの橋脚諸元の違いによる影響と考えられる。

(3) 最大振動レベルを示す卓越振動数

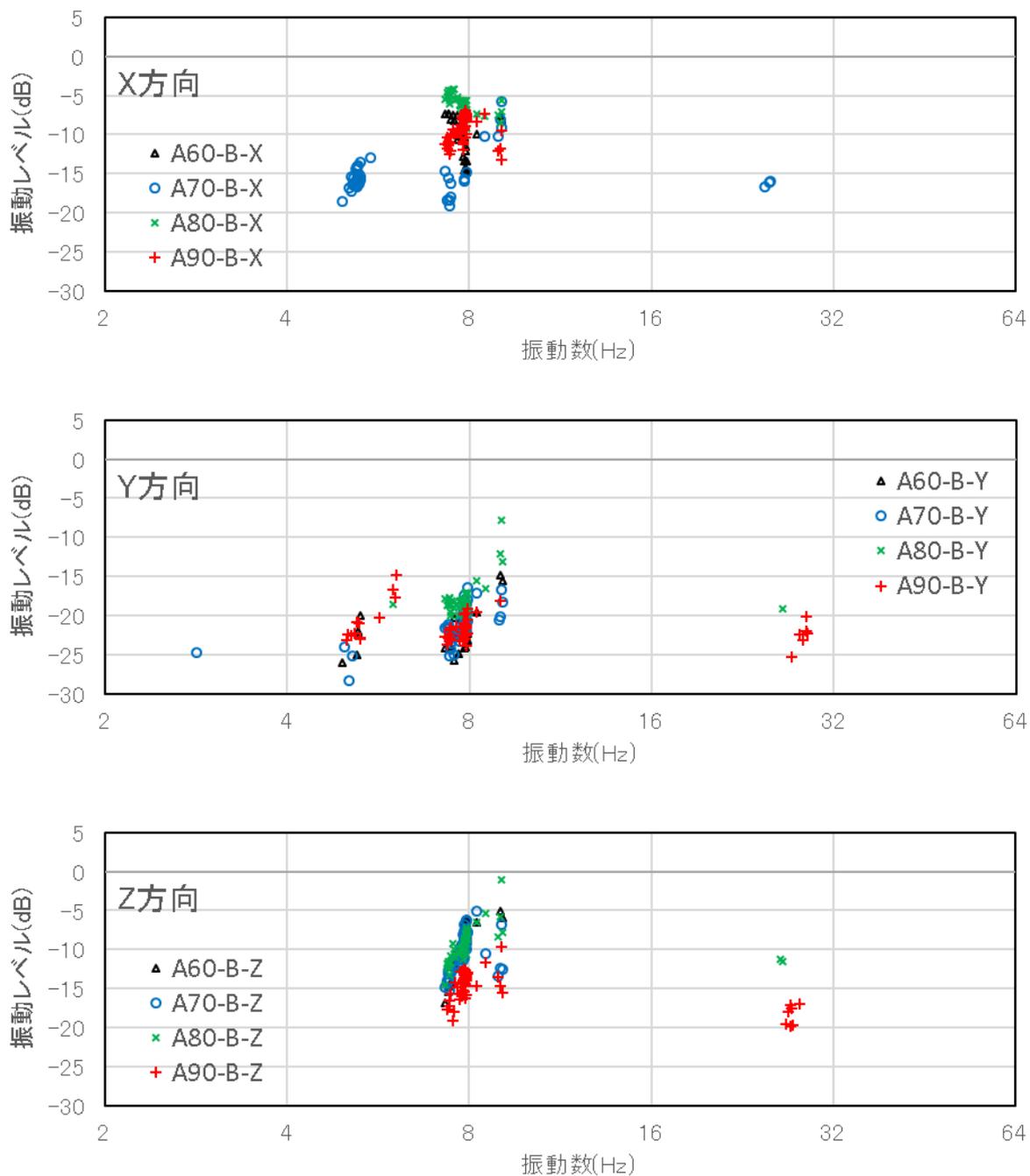


図2-35 卓越振動数と振動レベル(列車毎の最大値を抽出)

図2-33に示した各卓越振動数と振動レベルの関係のうち、列車毎に最大の振動レベルに打点のみを抽出した結果を図2-35に示す。列車によって振動レベルが最大値を示す卓越振動数は異なることがわかる。

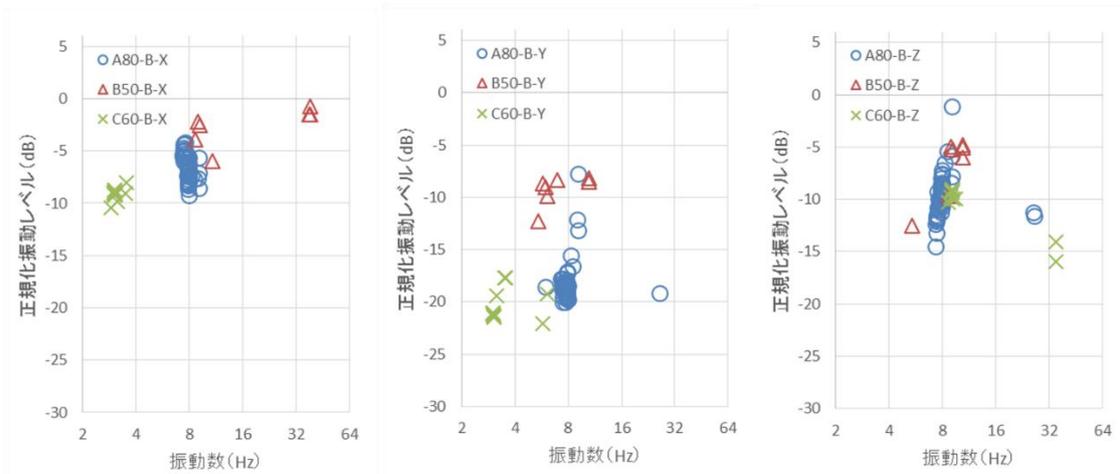


図2-36 各地点間の最大卓越振動数の比較

図2-36は図2-35と同様に列車毎に最大の振動レベルを示す卓越振動数を抽出し、その結果を各地区の代表橋脚ごとに比較した結果を示している。

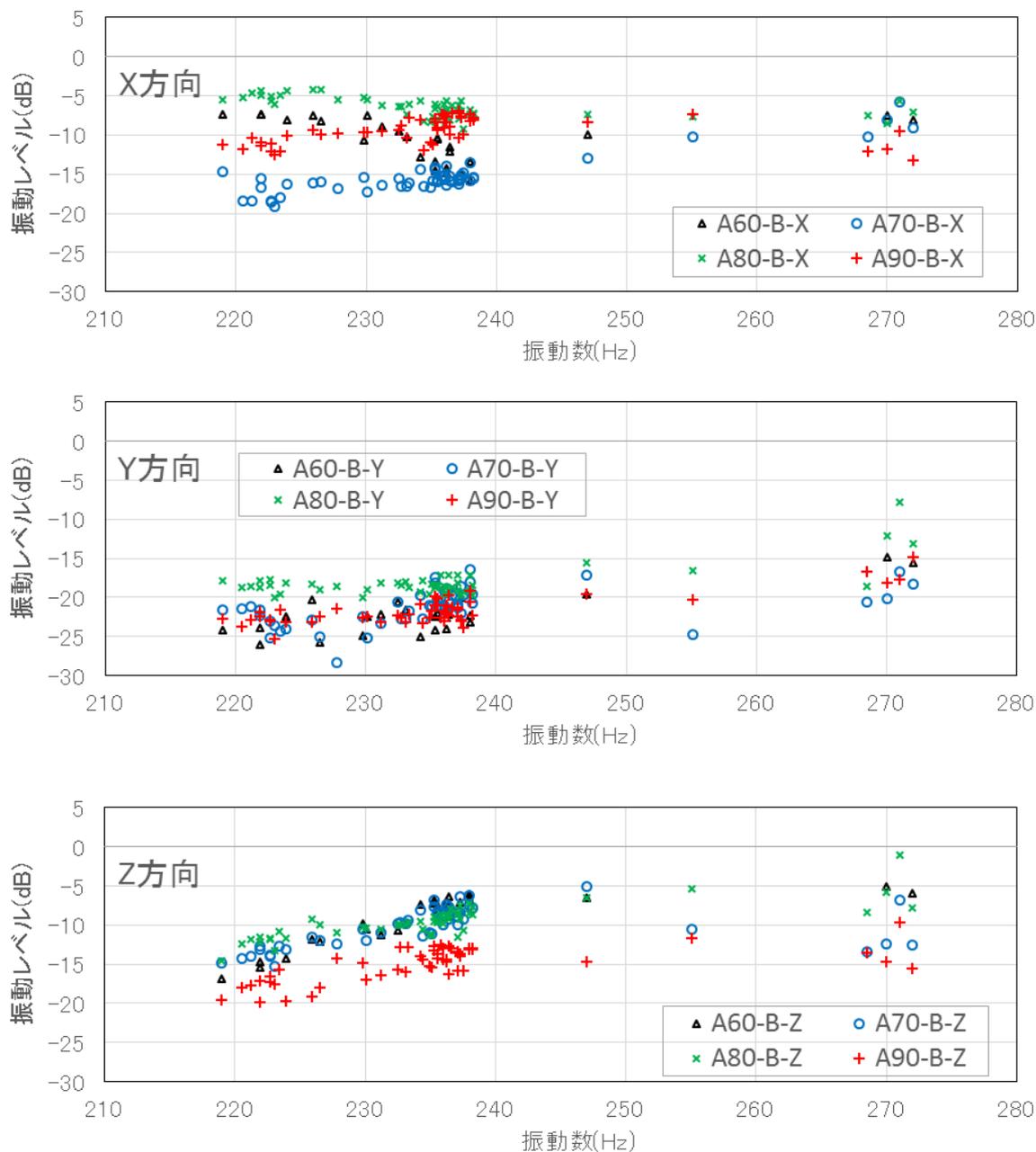


図 2-37 列車速度と振動レベル (列車毎の最大値を抽出)

図 2-37 は図 2-35 で示した列車毎の最大レベルについて、列車速度と振動レベルの関係として表したものである。同一地区内の橋脚であっても、速度変化に伴う振動レベルの増減の傾向は、橋脚およびその振動方向により異なる傾向を示す。

(4) 振動レベルの振動方向成分比

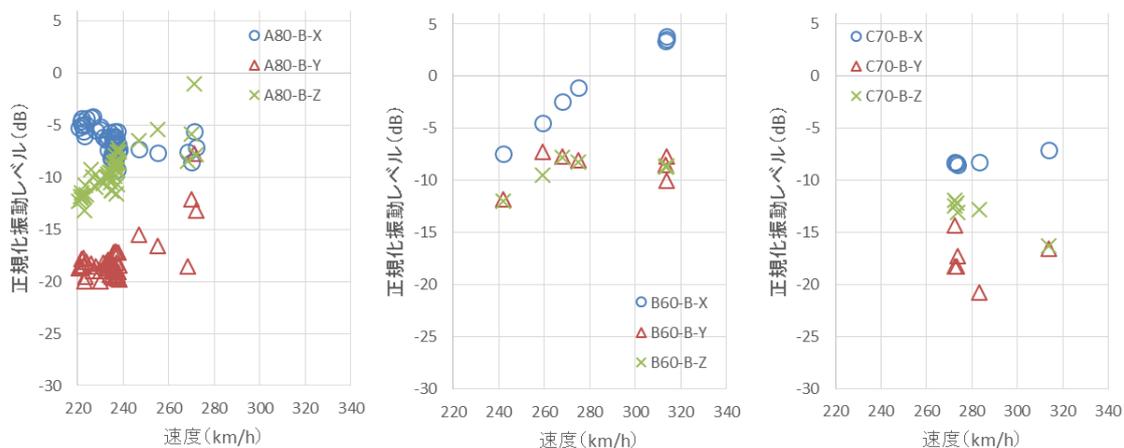


図 2-38 列車速度と振動レベル (振動方向の比較)

図 2-38 は各地区の代表橋脚について、振動方向別の振動の大小関係を明らかにするために、振動レベルを振動方向別に整理したものである。ここでの振動レベルは、各列車の卓越振動数での振動レベルのうち最大値を抽出したものである。いずれの地区においても Y 方向成分は小さく、卓越している成分は X 成分もしくは Z 成分である。また、列車速度と振動レベルの増減の傾向は同一橋脚であっても振動方向によって異なり、速度の変化に伴い振動成分の割合が変化することが明らかになった。

2-5-3 橋脚毎の振動成分の差異

図2-39は図2-37で示した列車速度と最大振動レベルの関係について、橋脚間の振動レベル差として示したものである。これは、乗車率や車両の整備状況等による振動の違いの影響を除去することを目的としたものである。連続する4基の橋脚の振動レベルについて、4dBから15dBの差が生じている。差の現れ方や橋脚間の振動レベルの大きさの大小関係は列車速度により変化している。

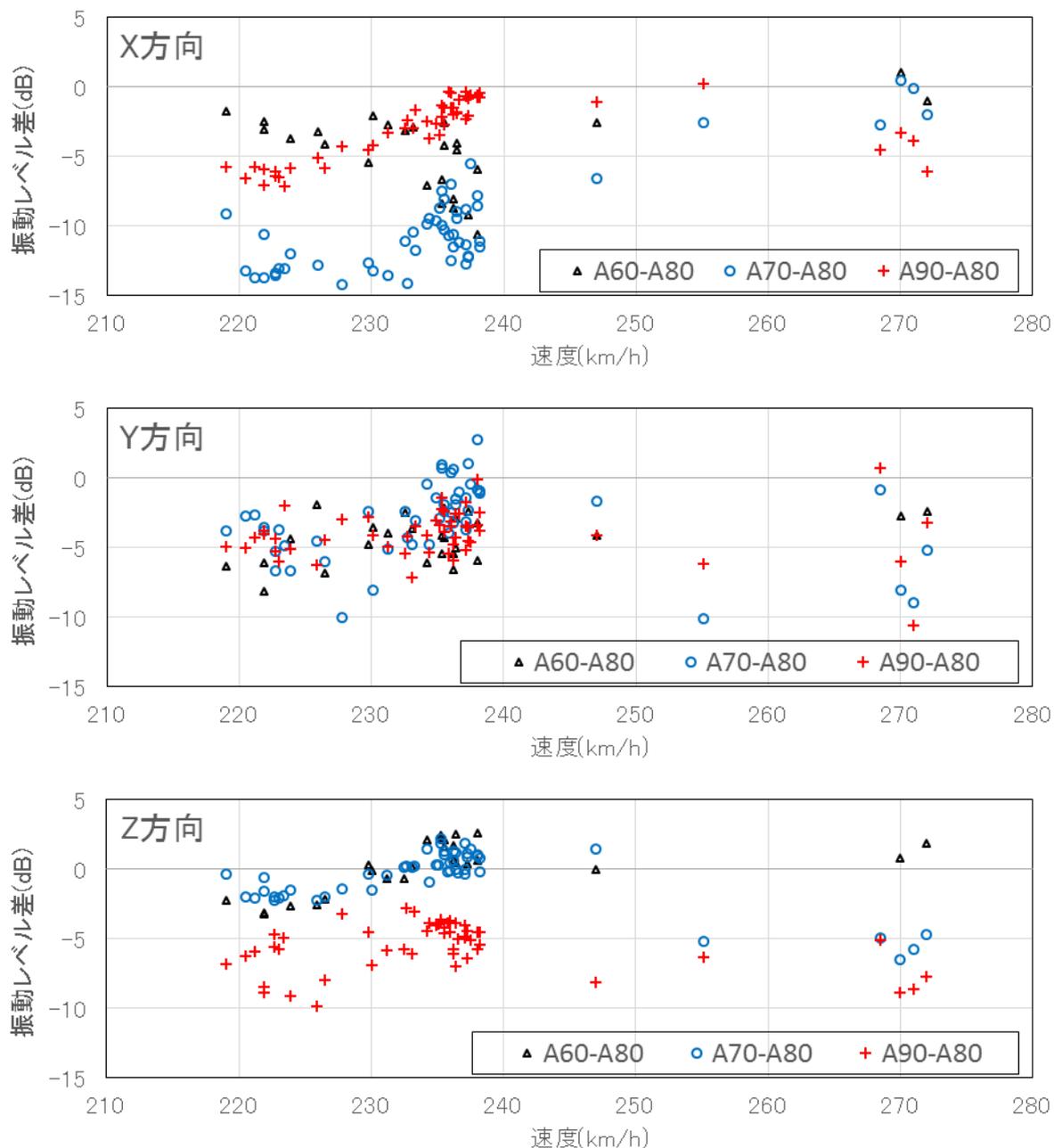


図2-39 橋脚間の振動レベル差 (列車毎に最大値をとる卓越振動数の振幅を抽出)

2-6 まとめ

列車通過時の橋脚の地表面近傍部の振動加速度測定を実施し、以下のことを明らかにした。

橋脚振動のフーリエスペクトルは一定の振動数間隔でピークを有する櫛型の形状を示す。最も低いピークの振動数を基本振動数とすると、他のピークの振動数は基本振動数の整数倍となっており、基本振動数と列車速度は正比例の関係が見られる。基本振動数の5倍および15倍の振動数における振幅は他のピーク振動数の振幅に比べて小さい。この傾向は、橋脚の吉岡らの既往の研究と整合している。

走行車両と列車速度が同じ場合の橋脚振動のばらつきは正規分布を示し、その標準偏差は約1.1であった。したがって、走行車両と列車速度が同一の場合の橋脚に生じる振動には再現性があるものとして考えられる。

列車速度と各ピーク振動数の振幅の関係に着目すると、多くの場合は速度の増加とともに振幅が増加する正の相関関係を示す。しかし、負の相関を示す場合や、明確な相関を示さない場合も確認された。これらの傾向は橋脚毎に異なる。したがって、同一地区内の橋脚であっても、振動レベルの大きさには違いがあり、その差は最大で14dBに達する場合もある。

また、振動方向毎に振幅の大きさを比較すると、振幅が最大となる振動方向は鉛直方向または線路方向であり、線路直角方向の振幅は他の振動方向よりも小さい。

参考文献

- [1] 石井武司, 金田淳, 齋藤邦夫, “列車走行に伴う地盤振動評価のための振動レベル計の数値模擬”, *中央大学理工学研究所論文集*, Vol.21, pp.1-17, 2016.
- [2] 杉浦安奈, 石井武司, 齋藤邦夫, 金田淳, 池本宏文, 高崎秀明, “高架橋を走行する列車における振動の変動幅”, *第11回地盤工学会関東支部発表会*, 2014.
- [3] 石井武司, 金田淳, 池本宏文, 高崎秀明, 杉浦安奈, 齋藤邦夫, “列車走行に伴う橋脚と地盤の振動特性”, *第49回地盤工学研究発表会講演概要集*, pp.2165-2166, 2014.

第3章 列車走行に伴う地表面と振動と地盤内の振動伝播特性

3-1 はじめに

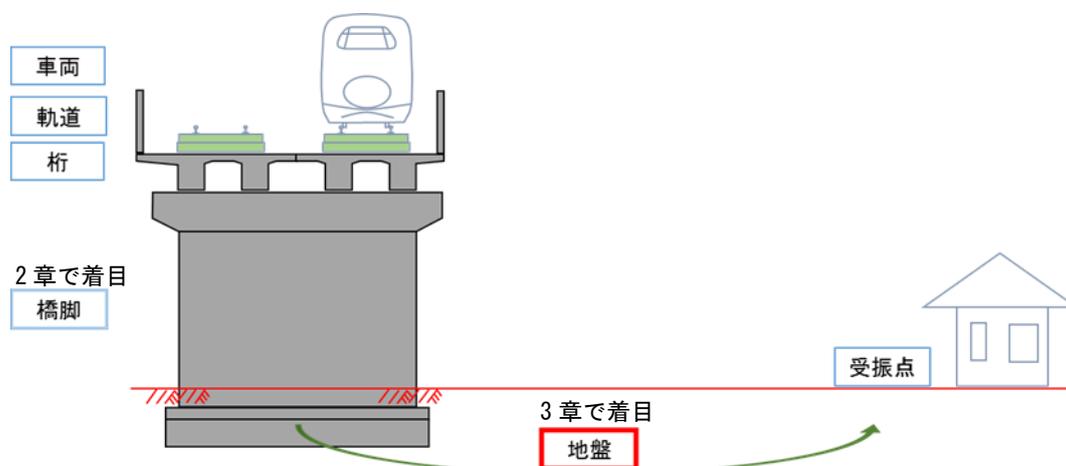


図3-1 桁式高架橋周辺の地盤振動伝播

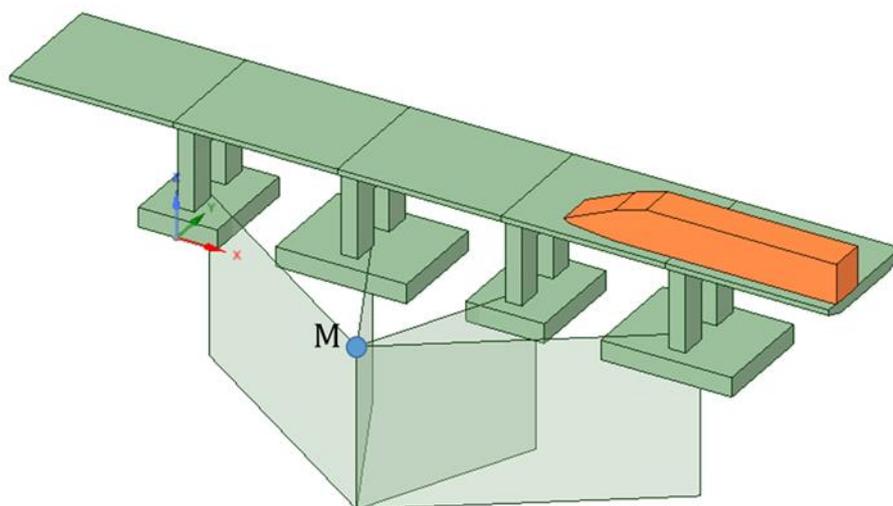


図3-2 複数橋脚からの振動伝播の影響の概念図

2章では列車通過時の橋脚の振動に着目し、地表面近傍部の振動特性を明らかにした。本章では橋脚から受信点に至るまでの振動伝播過程に着目する。橋脚地盤間の振動伝播特性を明らかにする上で、地表面の加速度を定量的に把握する必要がある。しかし、地表面加速度は、受振点の地表面の状況や加速度計の設置方法が計測値に影響を及ぼすことが懸念される。そこで、加速度計の設置方法が計測値に及ぼす影響について検証をおこなったので、その結果について述べる。

環境省の勧告においては、新幹線鉄道に関する地盤振動の評価指標は地表面振動の鉛直応答となっている。図3-2に示すとおり、受振点における振動は複数の橋脚から伝播した振動が合成されたものと考えられる。したがって受振点の振動の鉛直応答について、周辺の

橋脚振動との関係を明らかにすることが必要となる。そこで、列車通過時の加速度について橋脚と地表面での同時測定を実施した。計測結果に基づき、地表面の鉛直応答に及ぼす橋脚の数や振動方向に着目した検討を実施した結果について述べる。

3-2 加速度計の地表面への設置状況が計測値に及ぼす影響

一般的に接触型加速度計を用いて加速度を計測する場合、設置共振の影響を考慮しなければならない[1]。地表面に加速度計を設置したときの状況は図3-3に示すとおり、地盤-加速度計の系を1自由度のバネ-質量系でモデル化できる。この場合、地表面の地盤の固さの違いや植物の有無等が系のバネ定数に影響を及ぼす。計測対象物の振動の振動数が、バネ定数と加速度計の質量から定まる固有振動数に近づくと設置共振の影響を無視できなくなる。



図3-3 加速度計の設置状況のモデル化

環境振動としての地盤振動の測定対象振動数範囲は1 Hz から 80Hz であることから、系の固有振動数をその範囲外にすることで、設置共振の影響を除去しなければならない。現実的には固有振動数は1 Hz よりも低くすることは困難であることから、固有振動数を 80Hz より高くするためにバネ定数を大きくなるような設置方法をとらなければならない。

振動レベル計を用いた振動レベルの計測方法として、JIS Z 8735「振動レベル測定方法」が定められている。同基準では、加速度計の設置方法に関して以下の事項が示されている。

- ① 振動ピックアップは原則として平坦な堅い地面等に設置する。
- ② 水平な面に設置することが望ましい。
- ③ 振動ピックアップの形式によっては、風・電界・磁界などの影響を受ける場合がある。そのような時には適当な遮へい、測定点の変更などを配慮する必要がある。

設置状況に関する記述は定性的で、具体的にどの程度というものがわからない。そこで、

特に①に関して，設置状況が振動レベルに及ぼす影響について実測により検証した。

3-2-1 検証方法

検証は加速度計の設置状況を様々に変化させた上で振動計測を行い，計測値を比較する方法を用いた。計測は中央大学後樂園キャンパス内において実施し，振動源として隣接敷地を走行する地下鉄丸の内線の列車を利用した。計測箇所を図3-4に示す。

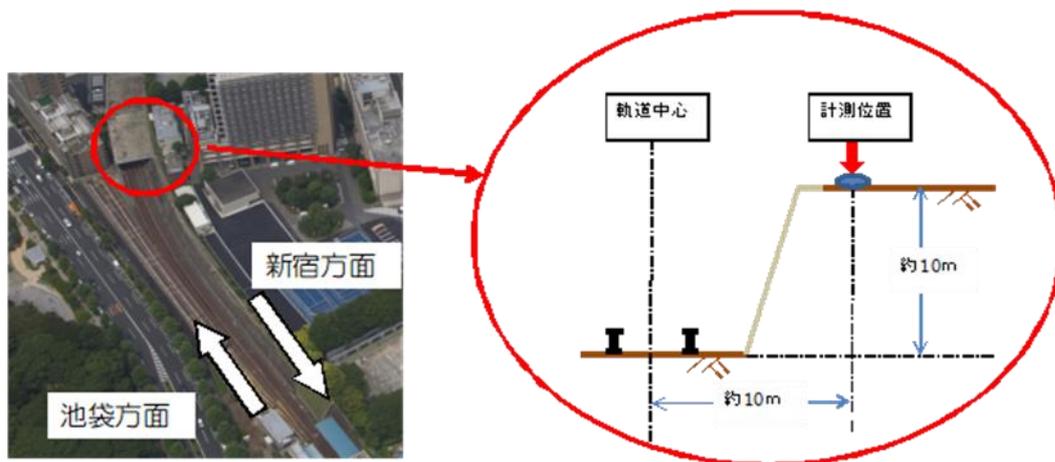


図3-4 計測箇所

設置共振の影響を杭と設置板を用いて除去する方法が提案されている[2]。そこで，表3-1および図3-5に示す6種類のケースで振動測定を実施した[3]。

表 3-1 振動の評価方法

ケース	設置方法
設置ケースⅠ	地面を直ナイフで30cm×30cmに削り、水平状態にした後，地表面に直接計器を置く。
設置ケースⅡ	地面をハンマーで叩き締め固めたのち，地表面に直接計器を置く。
設置ケースⅢ	地表面に石板を置き，石板の上に計器を置く
設置ケースⅣ	鋼製の治具（平板に3本のスパイクを取り付けたもの）を地面に設置し，治具上に計器を置く
設置ケースⅤ	あらかじめ，地面をハンマーで叩き締め固めたのちに治具を設置し，治具上に計器を置く
設置ケースⅥ	地表面に設置した石板の上に治具を置き，治具の上に計器を置く

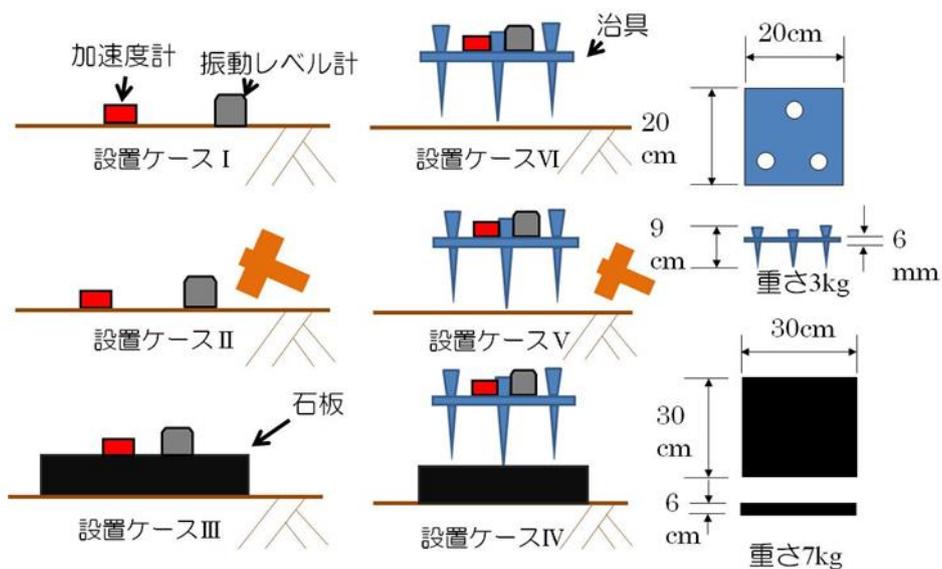


図 3-5 設置状況および使用治具の寸法

3 - 2 - 2 計測結果

1 ケースにつき概ね 5 本の列車が通過した際の振動を記録した. 列車通過時の最大の振動レベルと振動加速度レベルならびにそれぞれの算術平均値を図 3-6 に示す.

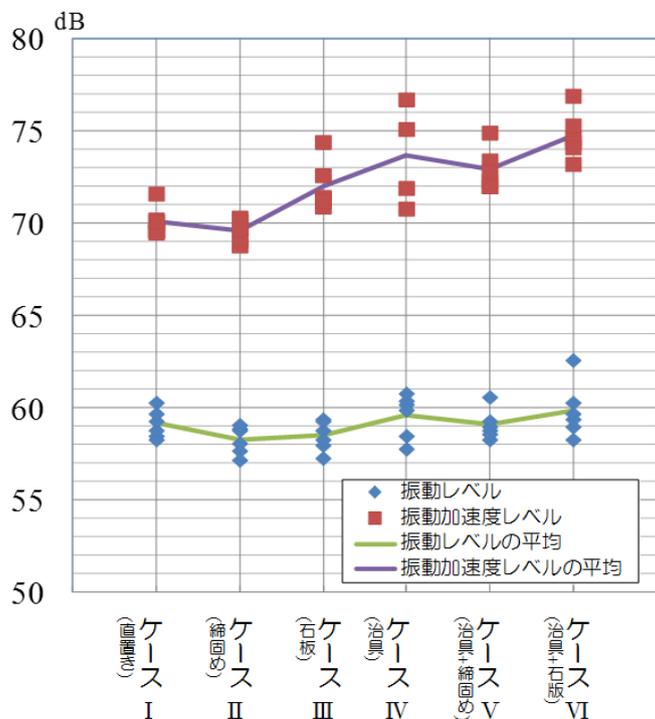


図 3-6 計測箇所の振動レベルおよび振動加速度レベル

いずれのケースも測定値は 3dB から 7dB のばらつきがある。このばらつきは振動源となる丸ノ内線の走行状況の違いによるものと考えられる。ケース毎の平均値は振動加速度レベルでは 69dB～76dB の範囲を、振動レベルで 58dB から 60dB の範囲を示し、振動加速度レベルの方が、平均値のばらつきが大きい。これは、振動数によりばらつきの大きさが違うことによるものと考えられる。振動数毎のばらつきを明らかにするために、図 3-7 に振動レベルの 1/3 オクターブバンドスペクトルを示す。

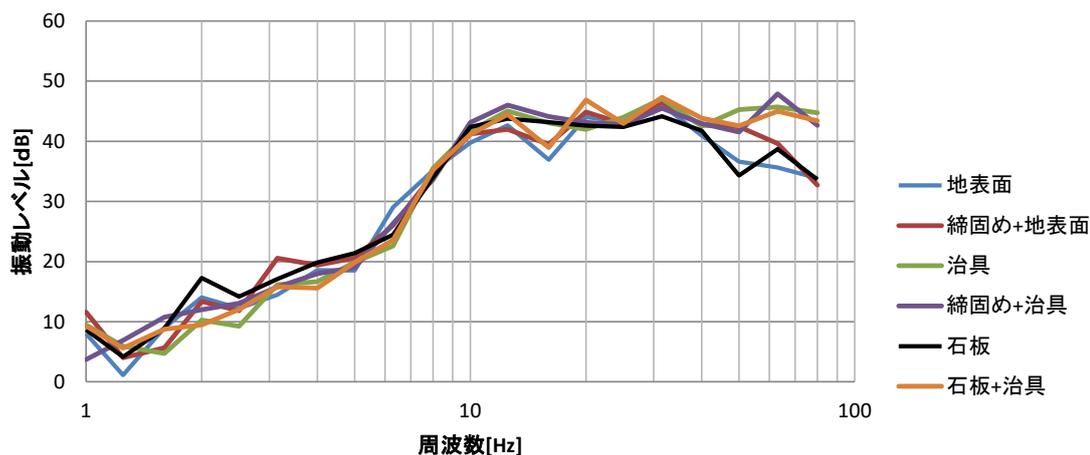


図 3-7 振動レベルの 1/3 オクターブバンドスペクトル

低い周波数域(10Hz 未満)では、全般的に振動レベルは小さく、振動レベル差も小さい。一方、高い周波数域(10Hz 以上)では全般的に振動レベルが大きい。特に 40Hz を超えると設置状況による振動レベルの差が大きくなっている。治具の使用の有無が計測値への影響が大きく、80Hz では治具を用いたケースの振動レベルが約 10dB 大きくなっている。治具は設置板と杭により構成されている。設置板と同等の効果を持つ考えられる石板をのみを用いたケースと、治具を用いたケースで計測値に差が生じていることから、杭の影響が大きいと考えられる。

3 - 2 - 3 新幹線沿線地表面測定における加速度計の設置方法

新幹線沿線での地表面測定には、中央大学構内における測定結果も踏まえ、杭（スパイク）を有する治具を用いることとした。治具の外観を図3-8に示す。

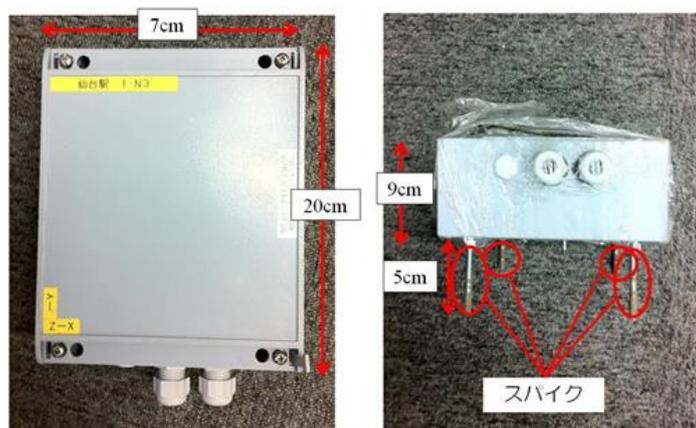


図3-8 治具の外観

治具は金属製の箱に、全ねじボルトをナットで固定したものである。全ねじボルトを地中に挿入することで箱を地表面に固定する。この際、加速度計はあらかじめ箱の内部に固定しておく。なお、地表面の測定に用いた加速度計は、橋脚の加速度測定に用いたものと同じである。

3-3 列車走行に伴う地表面の振動

3-3-1 地表面振動の振動数特性

列車走行に伴う地表面振動について、卓越振動数ごとに振動レベルを評価し、振動数特性を明らかにする。

(1) A地区

A地区における地表面振動の測定位置を図3-9に示す。下り線側起動中心から約12.5m位置の地表面上の3点となるA65-C, A70-C, A80-Cで計測を実施した。

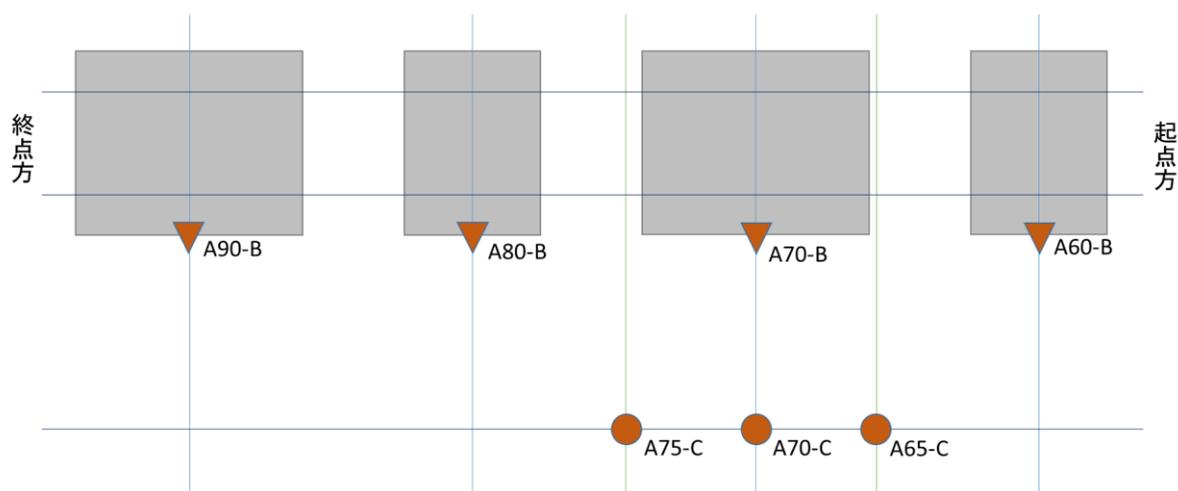


図3-9 地表面振動測定位置 (A地区)

下り線側起動中心から約12.5m位置の地表面上の3点となるA65-C, A70-C, A80-Cで計測を実施した。

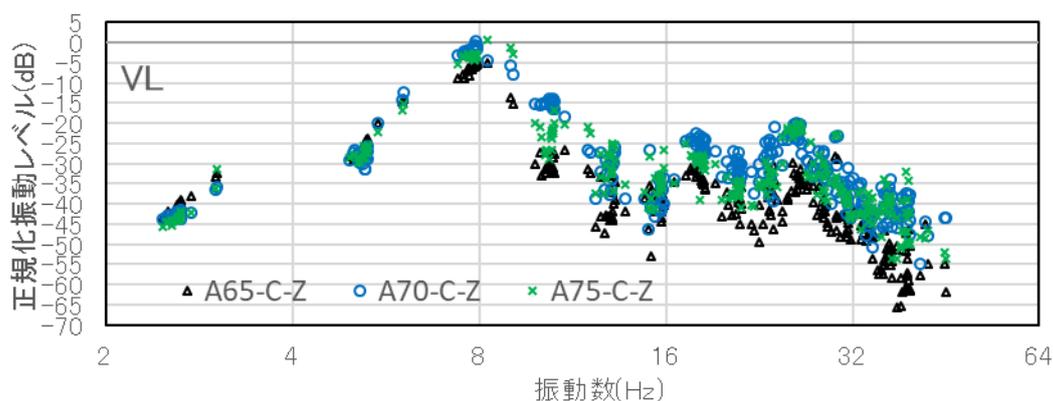


図3-10 卓越振動数と振動レベル (A地区)

図3-10に卓越振動数と振動レベルの関係を示す。同図に示されている結果は速度が222km/hから272km/hの範囲の10両編成の下り列車20本分である。同図より、地盤の振動レベルは8Hz付近で大きな値となることがわかる。

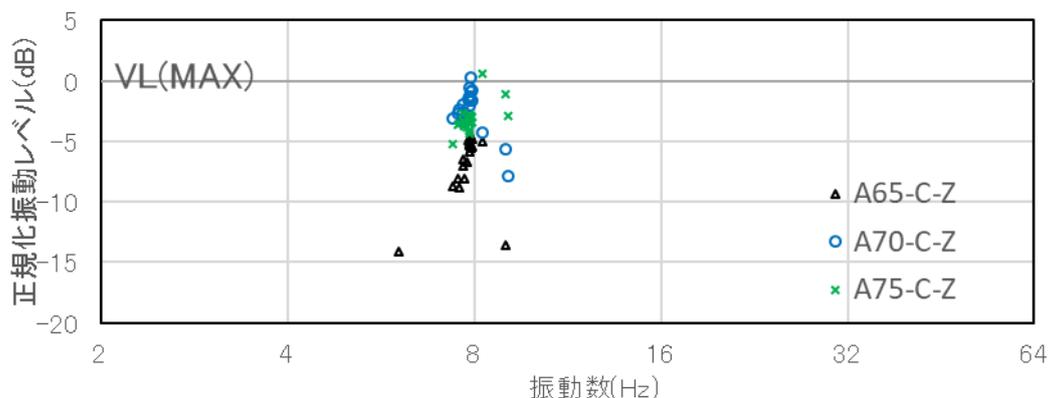


図3-11 卓越振動数と振動レベル (A地区・最大レベル)

図3-11は図3-10に示す結果から、列車毎に最大の振動レベルをとる卓越振動数の値のみを抽出して示したものである。最大の振動レベルをとる卓越振動数は多くは3次の卓越振動数である。計測位置によって最大の振動レベルを示す振動数が異なる。振動数が8Hz未満の場合、A70-C点の振動が最大値を示しているが、9Hz付近の振動の場合、A75-C点の振動が最大値を示す。

(2) B地区

B地区における地表面振動の測定位置を図3-12に示す。

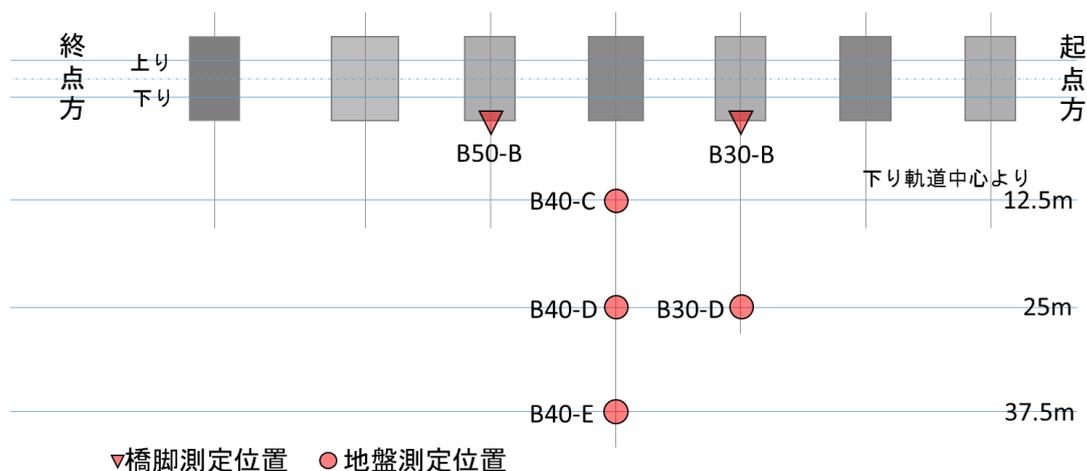


図3-12 地表面振動測定位置 (B地区)

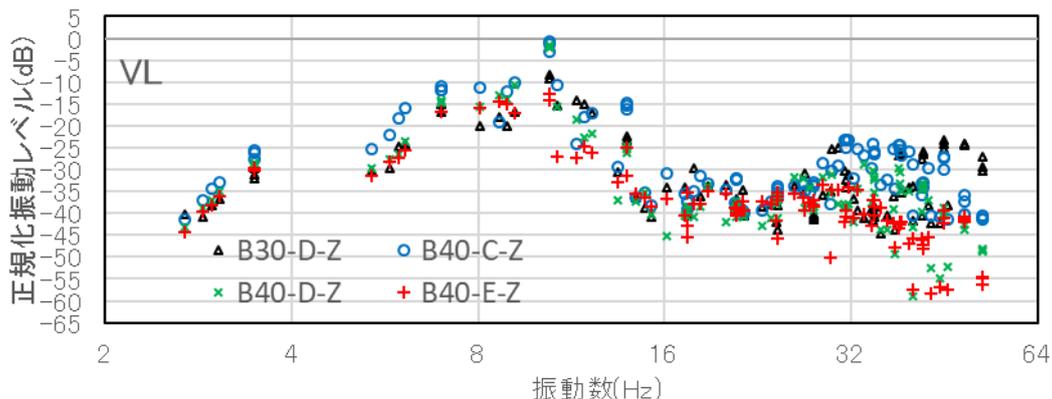


図 3-13 卓越振動数と振動レベル (B 地区)

図 3-13 に卓越振動数と振動レベルの関係を示す。同図に示されている結果は速度が 242km/h から 314km/h の範囲の 10 両編成の下り列車 7 本分である。同図より、地盤の振動レベルは振動数が 10Hz 近傍で最大値を示すことがわかる。

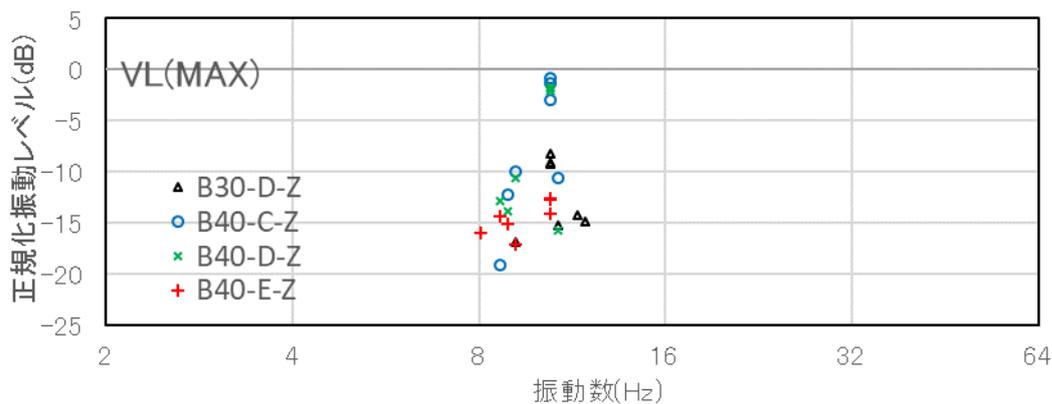


図 3-14 卓越振動数と振動レベル (B 地区・最大レベル)

図 3-14 は図 3-13 に示す結果から、列車毎に最大の振動レベルを示す卓越振動数の値のみを抽出して示したものである。最大の振動レベルを示す卓越振動数は 3 次または 4 次の卓越振動数である。振動数が 10Hz に近い場合に振動レベルが大きくなる傾向が確認できる。

(3) C地区

C地区における地表面振動の測定位置を図3-15に示す。

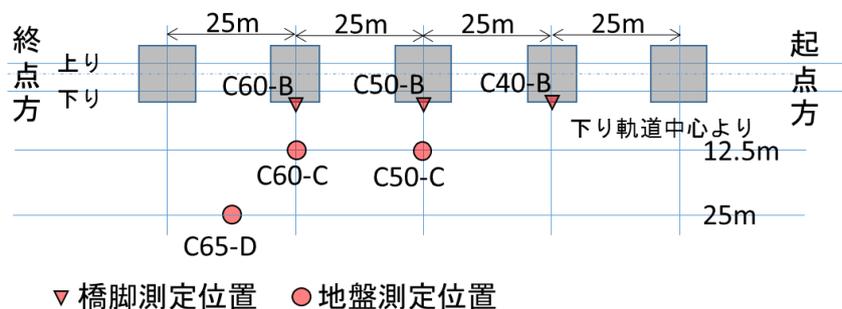


図3-15 地表面振動測定位置 (C地区)

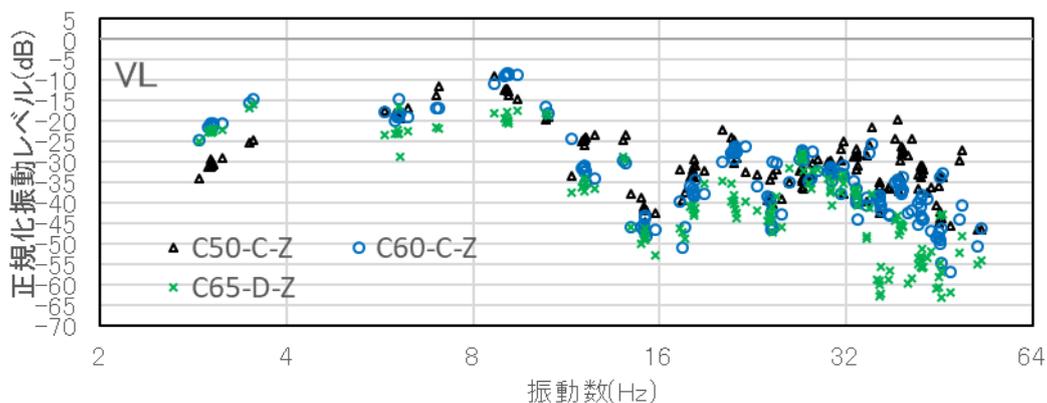


図3-16 卓越振動数と振動レベル (C地区)

図3-16に卓越振動数と振動レベルの関係を示す。同図に示されている結果は速度が260km/hから317km/hの範囲の10両編成の下り列車11本分である。同図より、地盤の振動レベルは9Hz付近で大きな値となるのがわかる。

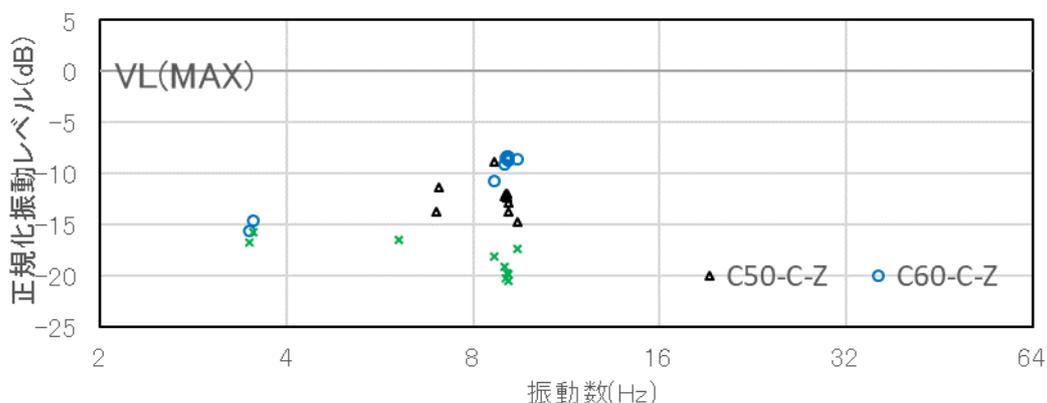


図3-17 卓越振動数と振動レベル (C地区・最大レベル)

図3-17は図3-16に示す結果から、列車毎に最大の振動レベルを示す卓越振動数の値のみを抽出したものである。最大の振動レベルを示す卓越振動数は1次から3次の卓越振動数に分散している。振動数が9Hzに近い場合に振動レベルが大きくなる傾向が確認できる。

3-3-2 地盤内での振動減衰の振動数特性

前項では、列車走行時の地表面の振動について、最大振幅を示す卓越振動数に着目し、計測結果を整理した。その結果、卓越振動数が橋脚毎に異なるある振動数に近づくと振動が増大するという現象が確認された。この現象が生じる理由として次の理由が考えられる。

- ① 特定の振動数で橋脚の振動が増大するため地盤の振動も増大する
- ② 特定の振動数で地盤内での振動の減衰が小さくなるため地盤の振動が増大する
- ③ 振動レベルの計算時の人体感覚補正の影響

本項では上記の②の影響を、地表面の振動レベルから橋脚の振動レベル引いた差について確認する。振動レベル差により評価することで、①と③の影響は概ね除去されることとなる。橋脚の振動が増大する振動数は、同一の橋脚であっても振動方向毎に異なる。そこで、本検討においては、橋脚の振動の大きさは、X、YおよびZ方向の各成分を合成した値を用いる。図3-18、図3-19および図3-20に振動減衰量の計算結果を示す。

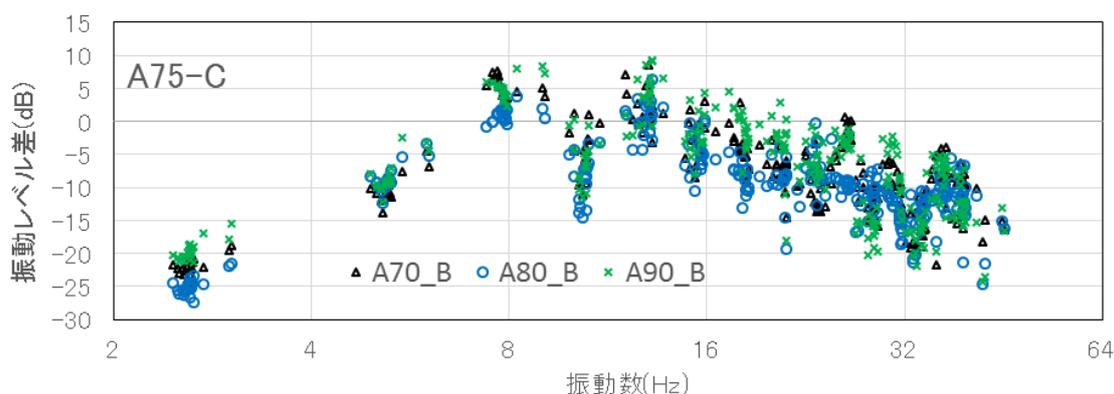


図3-18 地盤内での振動減衰 (A地区)

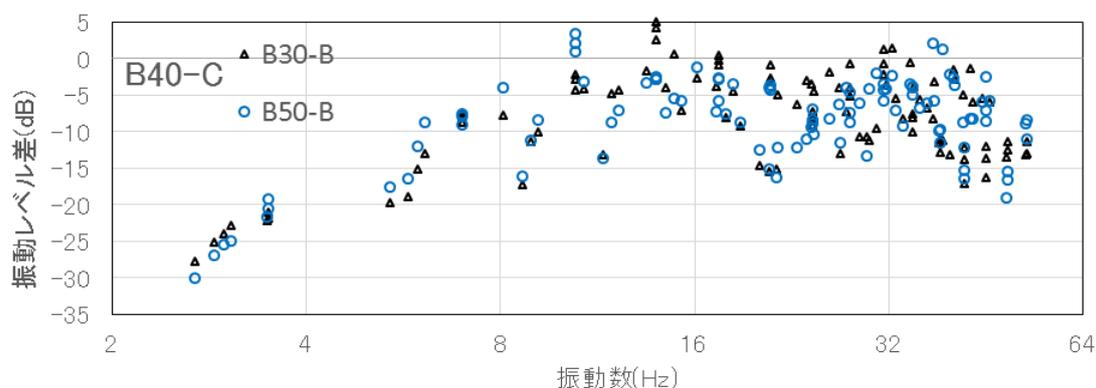


図3-19 地盤内での振動減衰 (B地区)

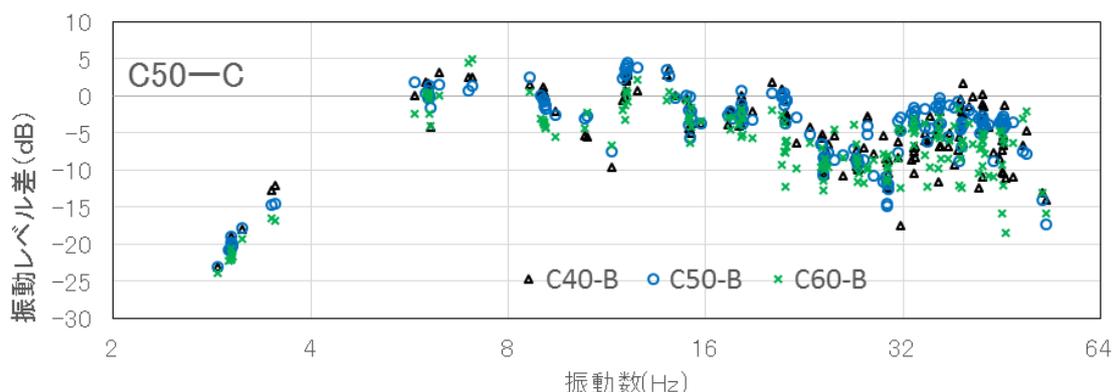


図3-20 地盤内での振動減衰 (C地区)

振動レベル差の打点により描画される概形は、いずれの地区においても、すべての橋脚で同一の形状を示している。A地区では8Hzおよび13Hz、B地区では10Hzおよび14Hz、C地区では7Hzおよび13Hz近傍の振動数で地盤内での振動減衰量が小さいことがわかる。なお、橋脚毎に比較した場合の細かい違いは、地盤内の伝播距離の違いの影響、橋脚および振動方向により橋脚振動が増大する振動数が異なることに起因するものであると考えられる。このことは、ある地表面の振動は近傍の1基の橋脚の振動だけではなく、周辺の複数の橋脚から伝播する振動が合成されたものとする考え方と整合する現象であると言える。

3-3-3 橋脚振動と地表面振動の比較

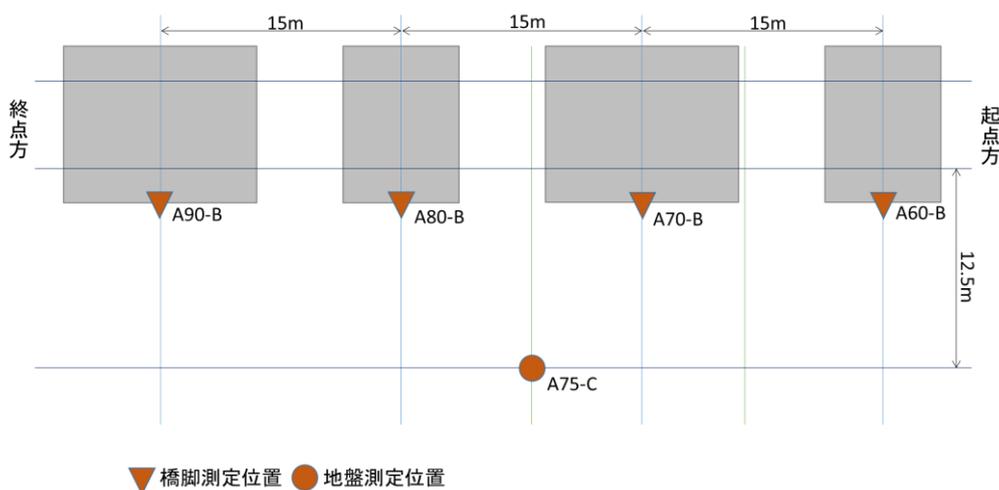


図3-21 計測位置平面図 (A地区)

前項までは、橋脚と地表面の振動について、卓越振動数ごとの最大値に着目した整理を行ってきた。本項では、振動の計時変化について着目した整理を行い、地表面に振動に周辺の橋脚振動がどの程度影響を及ぼしているのかを明らかにすることを試みる。図3-21に本項で整理する加速度の計測位置を示す。同図に示すとおり、連続する4基の橋脚とその中間の1点の地表面の振動計測データを整理対象としている。

前項までに示したとおり，A 地区での地盤の振動は，3 次の卓越振動数で最大を示す．そこで本検討では 3 次の卓越振動数を対象として整理を行う．

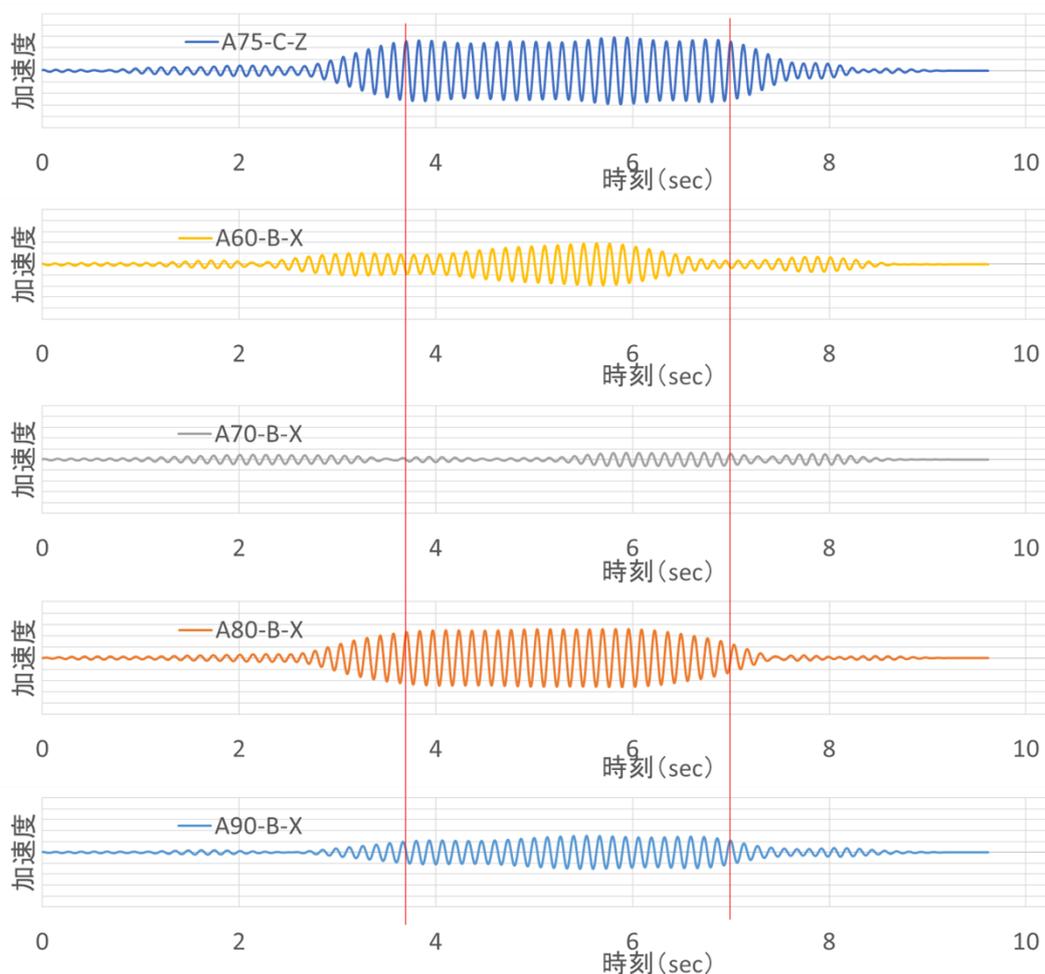


図 3-2 2 地盤の振動と橋脚の X 方向の振動の比較（3 次の卓越振動数）

10 両編成の下り列車が時速 226km/h で走行した際に計測されたデータを整理する．3 次の卓越振動数は 7.5Hz となることから，6.3Hz から 8.9Hz の範囲のバンドパスフィルタを計測された加速度時刻歴波形に適用する．バンドパスフィルタ適用済みの地盤の Z 方向振動と，橋脚の X 方向振動を図 3-2 2 に示す．同図中，縦軸のスケールはすべて同一である．

地盤の振動波形の包絡線は，列車の通過の開始に伴い振幅が漸増し，通過中は概ね一定の振幅を示し，列車の通過後は漸減するという略台形の形状を示している．橋脚においては，列車一方橋脚の振動の包絡線の形状は橋脚ごとに大きく異なっている．橋脚 A60 では，列車通過中の振幅が途中から増大している．橋脚 A70 は全般的に振幅が小さく，通過中の振幅の増大が見られない．橋脚 A80 は地盤の振動と同様に包絡線は略台形状を示している．但し，台形の上辺に当たる辺の長さが，地盤振動に比べると短い．橋脚 A90 の包絡線は橋脚 A60 と概ね同一の形状を示している．

図 3-2 3 に地盤の Z 方向振動と橋脚の Z 方向振動方向について同様の整理をした結果を

示す。

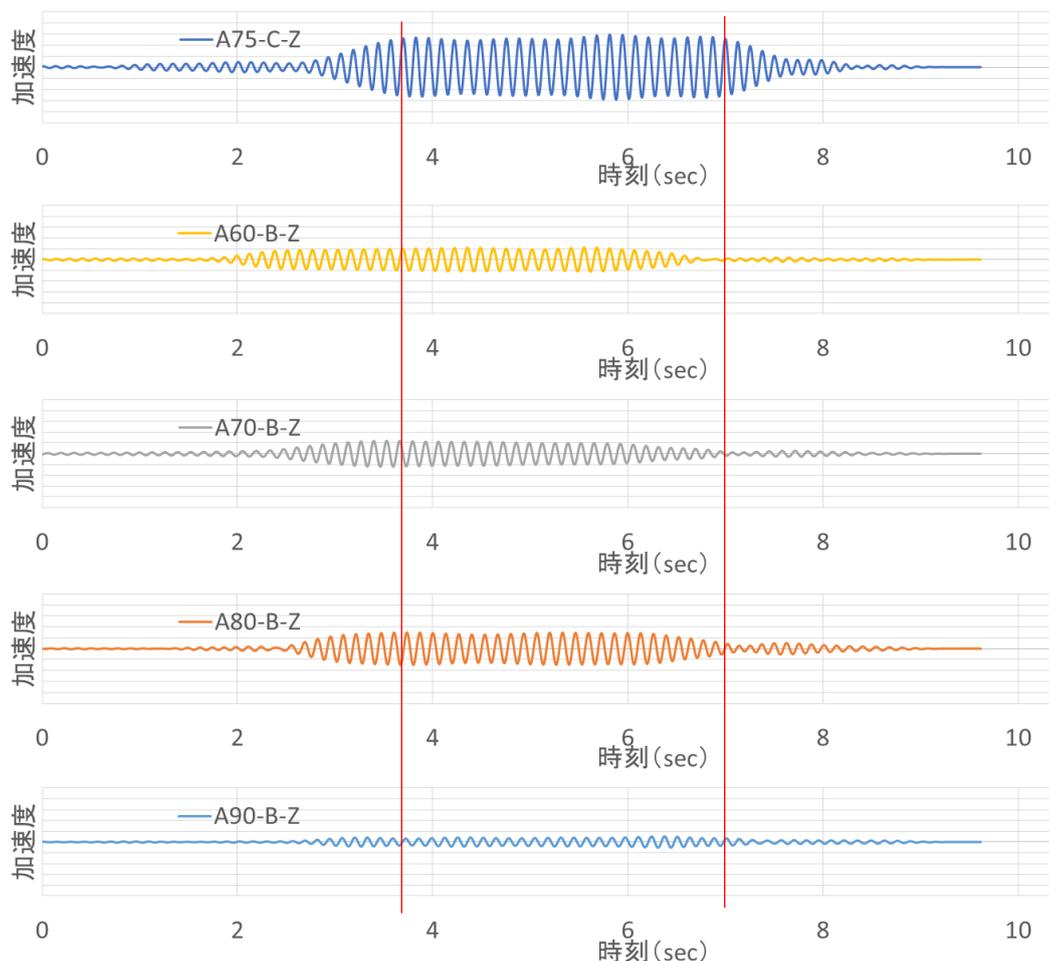


図 3-23 地盤の振動と橋脚の Z 方向の振動の比較（3 次の卓越振動数）

橋脚振動の包絡線の形状はいずれも略台形を示しており，列車走行による位相差の発生が明確に確認できる．地盤の振動が増加する時刻は A80 橋脚の振動が増加しはじめる時刻と概ね一致している．一方，地盤の振動が減少する時刻は，A90 橋脚の振動が減少する時刻に近い．このことは地盤の振動は，単一の橋脚からの振動だけではなく，複数の橋脚から伝播する振動の影響を受けていることを示唆している．

3-3-4 地盤振動に影響を及ぼす橋脚の数および振動成分

橋脚と地表面の振動を比較した結果より、地表面の振動は、複数の橋脚から伝播する振動の影響を受けていることが示唆された。また、地表面の鉛直振動に対して、橋脚の水平方向の振動が影響していることが考えられる。本項では A 地区で計測された地表面の鉛直加速度振幅を目的変数とし、4基の橋脚の各振動方向の加速度振幅を説明変数とした重回帰分析を行い、各橋脚の各成分の振幅が地表面の鉛直振動へ及ぼす影響度の定量化を試みる。

図3-24に3次の卓越振動数を中心としたバンドパスフィルタ適用後の加速度時刻歴波形に対し、時定数0.63の時間重み付け特性を考慮した実効値を計算した結果を示す。

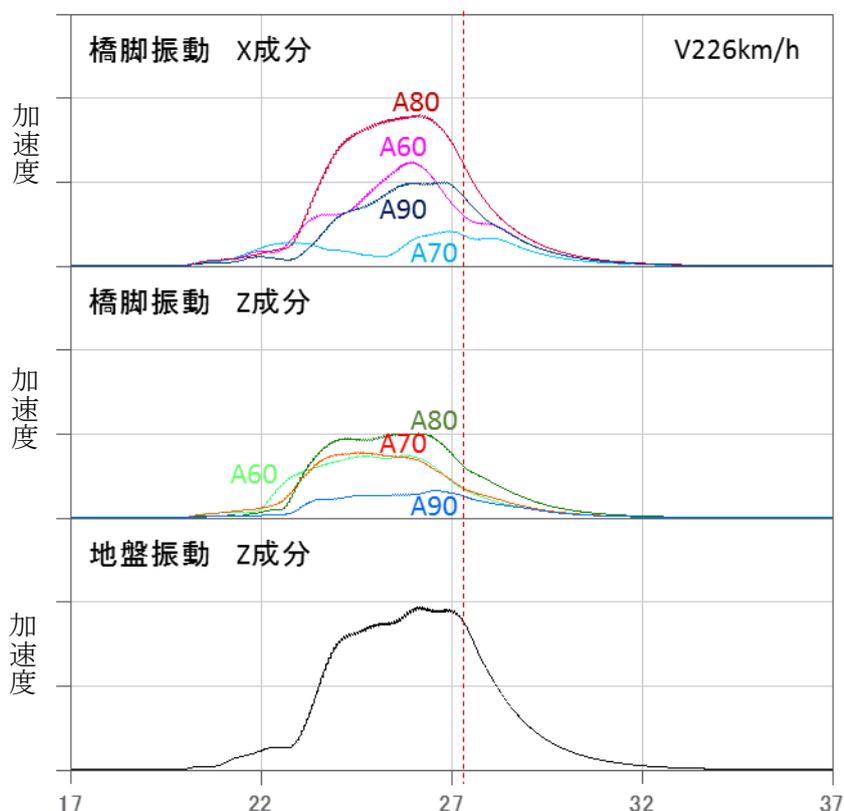


図3-24 実効値の時刻歴波形

時間重み付け特性の影響により、実効値の減少過程は振幅の包絡線を正しく表現していない。そこで、同図に示すデータのうち、地盤の実効値の傾きが最大値を示す時刻（図中赤色点線で示す）までのデータを回帰分析対象とした。列車速度が222km/hから236km/hの範囲の12本の計測データについて同様の処理を行い分析した。

重回帰分析の説明変数とするデータの組み合わせを表3-2に示す。

表 3-2 検討ケースと考慮する橋脚振動

	A60			A70			A80			A90		
	x	y	z	x	y	z	x	y	z	x	y	z
Case1	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
Case2				○	○	○	○	○	○			
Case3	○		○	○		○	○		○	○		○
Case4				○		○	○		○			
Case5			○			○			○			○
Case6						○			○			
Case7	○			○			○			○		
Case8		○			○			○			○	

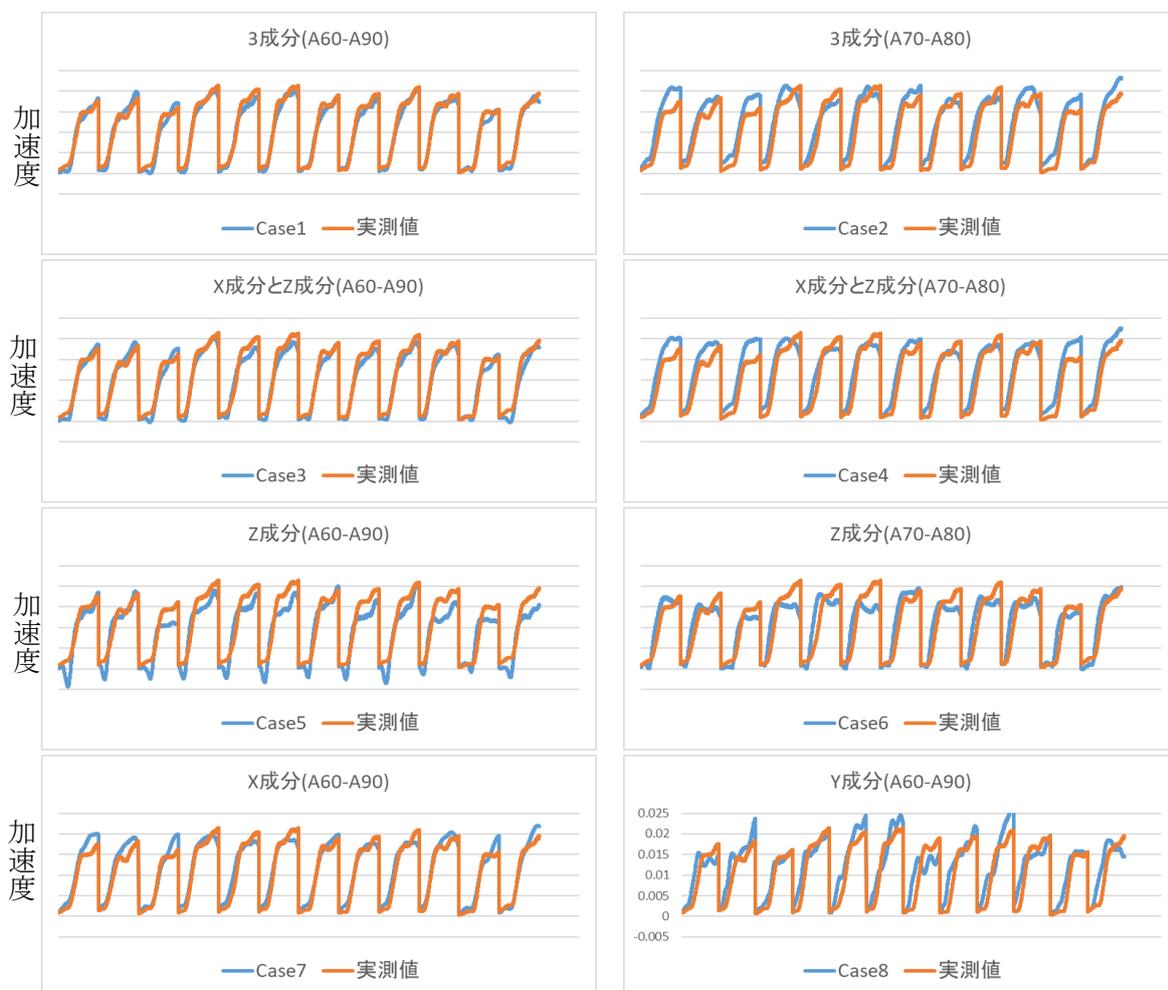


図 3-25 実測値と回帰値の比較

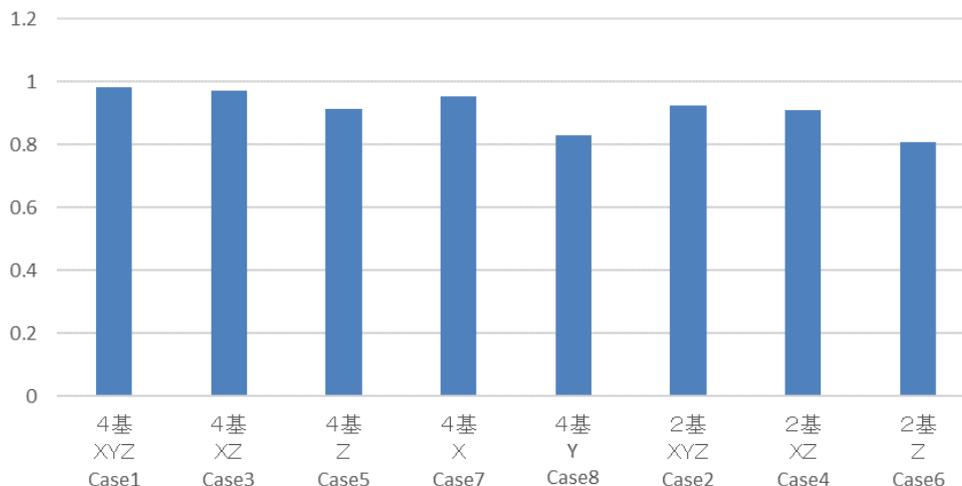


図3-26 自由度調整済決定係数

図3-25に実測値と回帰式で計算した計算値の比較を示す。また、図3-26に自由度調整済決定係数を示す。実測値を最も精度よく表現できているのは、4橋脚の直交3成分の振動を説明変数としたCase1である。次に精度がよいのは4橋脚のZ方向とX方向の振動を説明変数としたCase3である。考慮する振動成分がX方向のみであるCase7についても自由度調整済み決定係数の値が大きい。一部の列車において、実測値と計算値の乖離がみられる。考慮する振動成分がZ成分のCase5とY成分のCase8と考慮する橋脚の数が2基であるCase6の場合は、全般的に実測値と計算値の差が目立つ結果となった。これらの結果は、地表面の鉛直振動に及ぼす橋脚の振動成分は、X成分とZ成分の影響が大きく、Y成分の影響は小さいことを示している。

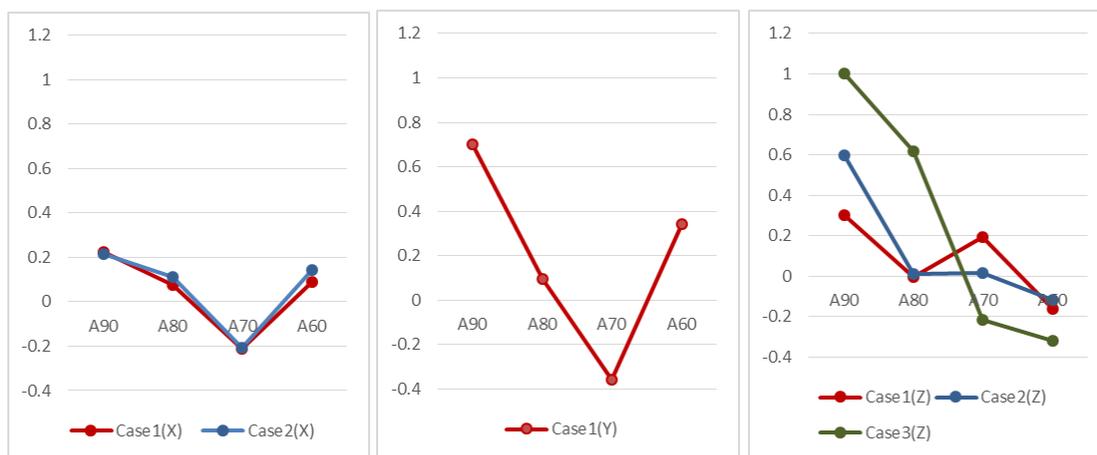


図3-27 正規化された偏回帰係数

図3-27にCase1からCase3で用いた各説明変数に対する偏回帰係数を示す。得られた偏回帰係数の最大値で除すことにより正規化を行っている。地表面計測点に近いA70とA80橋脚の偏回帰係数よりA90橋脚の偏回帰係数が大きい傾向が見られる。また、A70橋脚やA60橋脚では偏回帰係数が負の値を示している。これは位相差による干渉の影響によ

るものと考えられる。

3 - 4 まとめ

列車通過時の橋脚周辺の地表面の振動について、橋脚と地表面の同時測定結果に基づき振動伝播特性の検討を行った結果、以下のことが明らかになった。

列車振動時の地表面の鉛直振動は、基本振動数の3倍のピーク振動数となる7.5Hzから9Hzでの振幅が大きい。基本振動数の3倍のピーク振動数に着目し、地表面の鉛直振動レベルを目的変数とし、橋脚の各成分の振動レベルを説明変数とした重回帰分析を説明変数の数を種々に変化させて実施した。その結果、4基の橋脚の鉛直振動と線路方向振動を説明変数とした場合の回帰式が、地表面の鉛直振動を最も精度よく評価することを明らかにした。このことは、地表面の鉛直振動には、橋脚の鉛直方向振動だけではなく、線路方向水平振動が影響していることを示している。

参考文献

- [1] 社団法人日本騒音制御工学会, "地域の環境振動", pp31-33, 2001
- [2] 二井義則, 五反田哲郎, "公害用振動ピックアップの地表への設置について", 日本音響学会氏, Vol.32, no.8, pp.490-493, 1976.
- [3] 山田和史, 金澤 伸一, 石井武司, 齋藤邦夫, "交通振動測定における計測機器の設置方法の検討", 第9回地盤工学会関東支部発表会, 2012.

第4章 橋脚の回転挙動

4-1 はじめに

2章で橋脚の地表面近傍部の振動は、鉛直方向成分と橋軸方向成分が卓越していることを明らかにした。また、3章では橋脚周辺の地表面振動の鉛直成分に着目し、橋脚振動の各成分を説明変数、地表面振動を目的変数とする重回帰分析を実施した。説明変数として考慮する橋脚の数や、振動成分を変化させて検討を行った結果、着目地点の周辺4橋脚の鉛直成分と線路方向水平成分を説明変数とすることで、地表面の振動を概ね再現できることが明らかになった。この結果は、橋脚の線路方向振動が周辺地表面の鉛直振動に影響を及ぼしていることを示す。

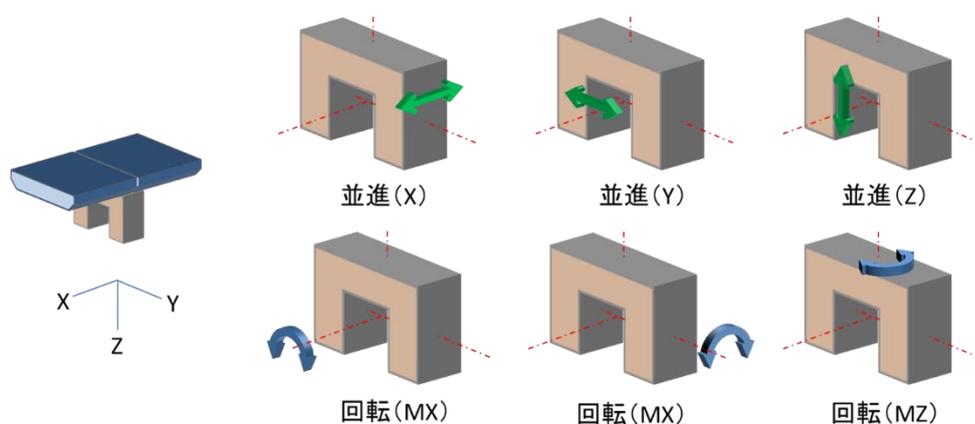


図4-1 橋脚の振動モード

橋脚の振動モードはx軸、y軸およびz軸を基準とすると、図4-1に示す6種類で表すことができる。これらの6種類の振動モードのうち、橋脚基部の線路振動応答の原因となるものはx方向の並進とy軸周りの回転挙動の2種類が考えられる。図4-2にy軸まわり

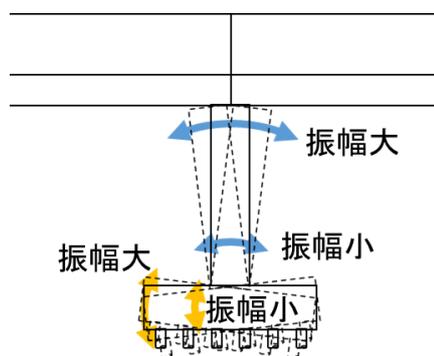


図4-2 橋脚の線路方向の回転

の橋脚の回転挙動すなわち線路方向の回転が生じている状況を示す。この場合、フーチング

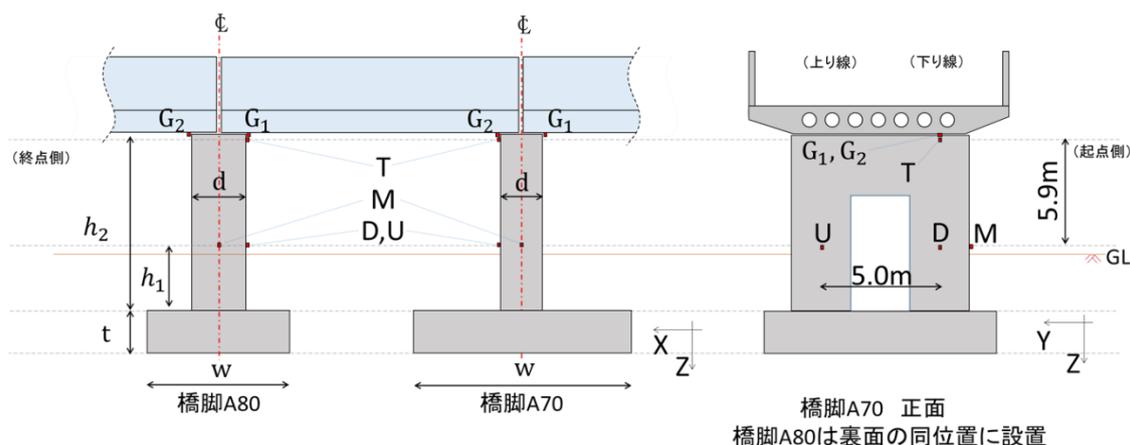


図4-4 橋脚形状と加速度センサー取り付け位置

図4-3に測定対象構造物を示す。測定対象橋脚はA地区の橋脚A70とA80と、当該橋脚に隣接した桁である。図4-4に加速度センサーの設置位置を示す。

橋脚上には4基の加速度センサーを取り付けた。橋軸方向の橋脚の回転挙動を把握するため、下り線側の柱部の上部(点T)と下部(点D)に加速度センサーを取付けた。また、橋軸直角方向の回転および鉛直軸周りのねじりの影響を把握するために点Dに加えて上り線側の柱部の下部(点U)にも加速度センサーを設置した。点Tは橋脚の天端(橋脚A70の場合は、RC巻き補強部の上端)から5cm下がり位置に設置した。点Dは上下間の加速度センサー間隔が5.9mとなる位置に設置した。設置面はA70とA80の向かい合う線路方向の面とし、水平方向位置は柱の軸線位置に合わせた。また、2章で報告した測定データとの整合性を図ることを目的とし、橋脚下部については下り線側の橋軸直角方向の面(点M)にも加速度センサーを設置した。

支点反力を明らかにすることを目的として、測定対象の橋脚に近接する桁端部に加速度センサーをしている。点G1は起点側の桁の端部、点G2は終点側の桁の端部である。点G1および点G2水平方向の位置は点Tと同一である。

測定には建診技術研究所社製のMEMS型3成分加速度センサーJRC-VM03を使用した。

4-2-2 橋脚の相対加速度

2章では、列車通過時の橋脚柱部の併進成分はx方向およびz方向の二方向の成分が卓越していることを明らかにした。4-1節で述べた通り、橋脚は振動モードには回転挙動も含まれる。

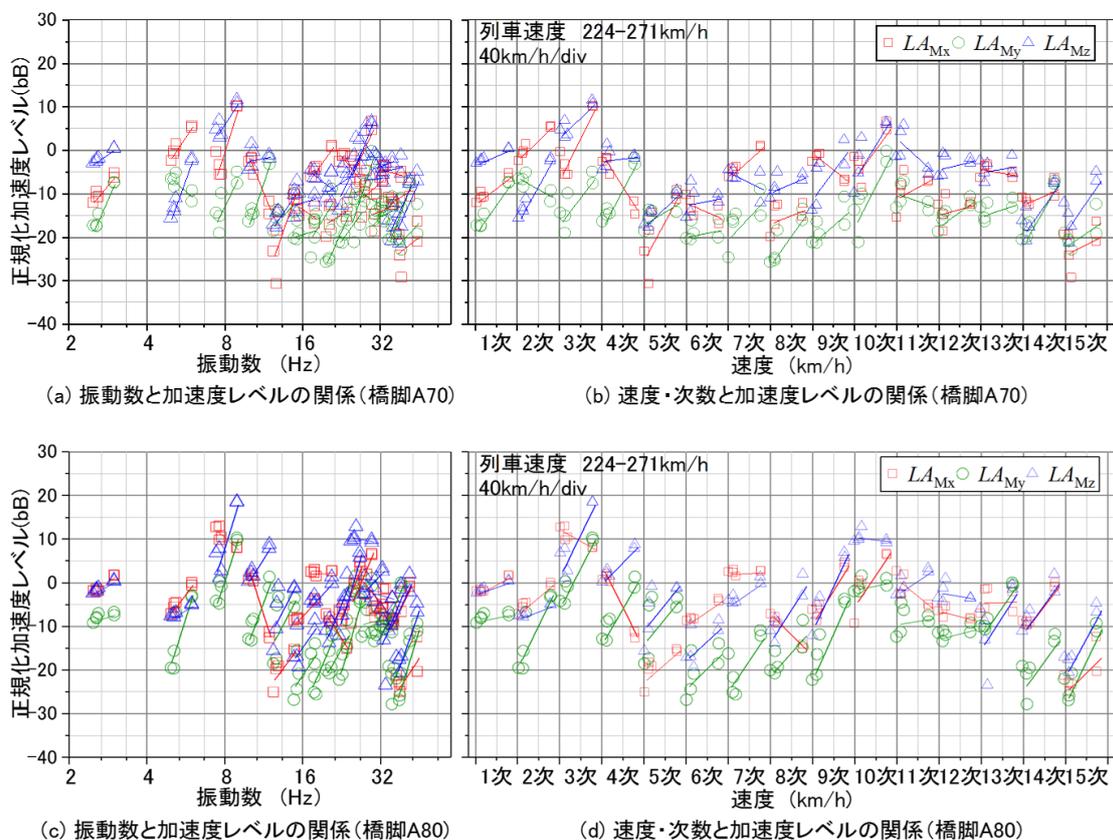


図 4-5 橋脚基部の振動

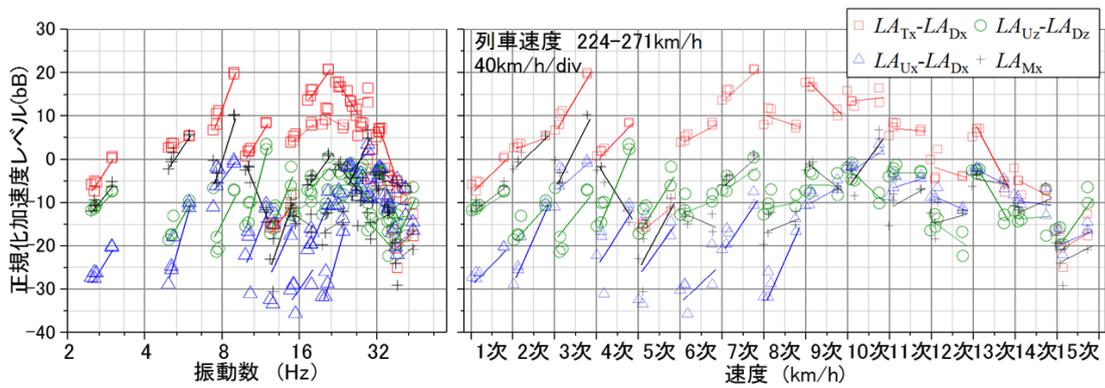
図 4-5 (a)に橋脚 A70 の点 M における各成分の加速度振幅を示す。縦軸は正規化した振動加速度レベル、横軸を対数軸の振動数で散布図として表示した。卓越振動数の次数、振動方向および列車速度と振動加速度レベルの関係傾向を把握するため、振動数と振動加速度レベルの関係を線形近似して、その直線も重ねて描いた。振動加速度レベルに対しては、橋脚間の比較を容易にすることを目的とし、一次の卓越振動数の鉛直方向成分の近似直線において 270km/h の速度で 0dB となるように正規化を行った。図 4-5 (a)は高次の卓越振動数の領域で打点が密集し、変化の傾向や値のばらつきが把握しにくい。そこで、図 4-5 (b)に示すように、各次数の卓越振動数毎に速度と振幅の変化の関係を整理した。横軸は次数と速度を表しており、次数に応じて打点領域を変化させた。補助目盛線の 1 目盛り (div) は 40km/h の速度変化を表す。測定対象列車の走行速度が約 220~270km/h であったことから、各次数において、中央の補助目盛線の位置が 240km/h となるように示した。図 4-5 (c) および図 4-5 (d)は橋脚 A80 の測定値を同様に示したものである。

卓越振動数の次数による振幅の大小に着目すると、いずれの橋脚においても、5 次と 15 次の振幅が小さく、その中間の 3 次や 10 次の振幅が大きい。この現象は既往の研究でも確認されており、軸の繰り返し効果の影響と考えられている。

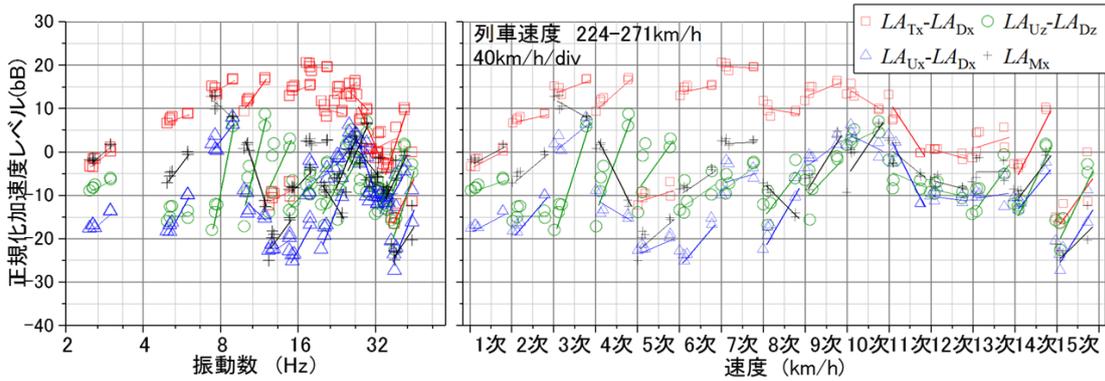
速度の増加に伴う振幅の増減傾向に着目する。近似直線の傾きは卓越振動数の次数により異なる。特に4次の卓越振動数で顕著であるが、同次数であっても振動方向により増減の傾向が異なる場合が確認された。

卓越する振動成分は卓越振動数の次数や速度により異なる。ただし、x成分かz成分のどちらかが卓越成分となる場合がほとんどで、y成分が卓越することは稀である。他の次数に比べ振幅が大きい3次および10次の卓越振動数に関しては、多くの場合でz成分が卓越する。y成分の振幅は最小となることが多い。これは、振動測定地点が直線区間に位置することから、車両から軌道直交方向のy方向に作用する力が小さいことによる。

橋脚の回転挙動を把握するために、2箇所で測定された加速度から相対加速度を計算し、その影響を評価した。x方向の回転(y軸周りの回転)は点Tと点Dのx成分から、y方向の回転(x軸周りの回転)は点Uと点Dのz成分から、z軸周りの回転は点Uと点Dのx



(a) 橋脚A70



(b) 橋脚A80

図4-6 橋脚の2点間の相対加速度

成分からそれぞれ相対加速度を求めた。図4-6に振動数および列車速度と加速度レベルの関係を示す。縦軸は図4-5と同様、鉛直併進成分の近似直線において列車速度270km/hの振動加速度レベルが0dBとなるように正規化した。

多くの卓越振動数において橋脚はx方向に回転している。これは、図4-6より点Tおよび点Dの2点間の相対加速度 $LA_{Tx}-LA_{Dx}$ が最大値となることからわかる。例外として5次

第4章 橋脚の回転挙動

や15次の振動数帯域では、点Uおよび点Dの2点間の相対加速度 $LA_{Uz}-LA_{Dz}$ が最大値であることから、y方向の回転が卓越している。ただし、この振動数帯域は他の振動数帯域よりも振幅が小さいため、全体的な挙動に及ぼす影響は些少である。

なお、相対加速度の大きさは対象とする2点間の離隔に影響される。点Tと点D間の離隔は点Uと点D間の離隔より長い。その影響は加速度レベルで約1.4dBの違いに相当する。それでも、橋脚の回転挙動はx方向の回転が支配的である。この傾向は橋脚A70および橋脚A80の両方で確認できる。

図4-6には比較のため、点Mにおけるx成分の加速度レベル LA_{Mx} (図4-5に示したものを再掲)も併せて示している。 $LA_{Tx}-LA_{Dx}$ と LA_{Mx} を比較すると2つの値の差は振動数により異なる。たとえば橋脚A70の3次の卓越振動数に着目すると、 $LA_{Tx}-LA_{Dx}$ と LA_{Mx} の差は0dBから10dBまでの範囲であるのに対し、7次の卓越振動においては16dBから20dBの差となっている。このことから、橋脚上部および下部の振動の振幅比や位相差は振動数に依存することがわかる。

図4-5および図4-6に示す打点の分布形状に着目すると、橋脚A70と橋脚A80は概ね同様である。規則的な軸配置の影響により、5次および15次の応答が小さくなることの影響と考えられる。しかし、列車速度と振動レベルの線形近似直線を比較すると両者の傾きは異なる。

図4-5において最大の振幅となる3次の卓越振動数でz方向の応答に着目すると、振動加速度レベルの最大値と最小値の差は橋脚A70においては約9dB、橋脚A80では約17dBとなっている。また、近似直線の傾きは橋脚A70ではすべての成分が正の傾きであるのに対して橋脚A80ではx成分が負の傾き、y成分とz成分は正の傾きである。

図4-6において、3次および7次の卓越振動数の $LA_{Tx}-LA_{Dx}$ (x方向の回転の影響を示す)に着目する。橋脚A70は近似直線の傾きが大きく、列車速度が増加すると橋脚の振動挙動が著しく変化する。一方、橋脚A80の近似曲線の傾きは小さく、振動加速度レベルの変化は少ない。

これらの違いは、基礎構造の違いや耐震補強の有無の影響が現れていると考えられる。

4 - 2 - 3 桁支点反力の影響

橋脚の線路方向の回転が生じる要因の一つとして桁支点反力影響が考えられる。桁支点反力は図 4-7 に示すように、起点方と終点方のそれぞれの支点から鉛直方向と水平方向に橋脚上部に作用する。橋脚柱部を棒部材としてモデル化すると、桁からは橋軸方向の水平力 P_x と y 軸周りの曲げモーメント M が天端部に作用する。図 4-8 に橋脚柱部の曲げモーメント分布を模式的に示す。柱部の曲げモーメント分布は橋脚天端部が曲げモーメント M

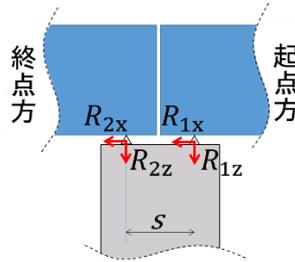


図 4-7 桁支点反力

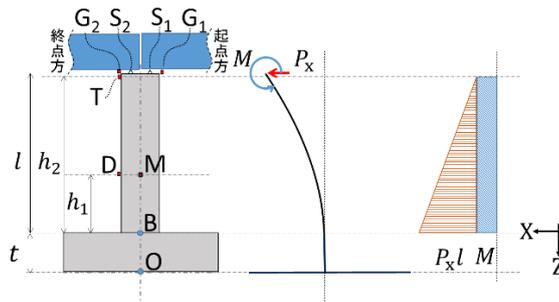


図 4-8 支点反力による曲げモーメント分布

で橋脚基部の曲げモーメントが $(M+P_x l)$ である台形分布となる。列車走行に伴って桁に載荷される列車荷重は、橋脚上の点 S_1 および点 S_2 に設置されたゴム支承を通して柱部へ伝達される。支点反力の向きを図 4-7 に示す通り定義すると、 P_x および M はそれぞれ式(4-1)および式(4-2)で表される。

$$P_x = R_{1x} + R_{2x} \tag{4-1}$$

$$M = \frac{s}{2} (R_{2z} - R_{1z}) \tag{4-2}$$

ここで、列車通過時の支点反力変化を別途実施した加速度測定結果に基づき明らかにする。加速度測定点は図 4-8 に示す橋脚に隣接する桁の裏面となる点 G_1 と点 G_2 および橋脚天端部の点 T の 3 点である。

支点から橋脚に作用する力は桁と橋脚の間の相対変位に比例する。終点方への作用を正とすれば、

R_{1x} と終点方からの水平力 R_{2x} はそれぞれ式 $R_{1x} = k_x(\delta_{G1x} - \delta_{Tx})$ (4-3) および式

$R_{2x} = k_x(\delta_{G2x} - \delta_{Tx})$ (4-4) で与えられる.

$$R_{1x} = k_x(\delta_{G1x} - \delta_{Tx}) \quad (4-3)$$

$$R_{2x} = k_x(\delta_{G2x} - \delta_{Tx}) \quad (4-4)$$

ここで、 δ_{G1x} は点 G_1 の橋軸方向の変位、 δ_{G2x} は点 G_2 の橋軸方向の変位、 δ_{Tx} は点 T の橋軸方向の変位、 k_x はゴム支承の水平方向バネ定数である。橋脚天端に作用する水平力 P_x は2つの支点に作用する水平力の合力となるので、式(4-1)に式(4-3)と式(4-4)を代入し、式(4-5)の通りとなる。

$$P_x = k_x(\delta_{G2x} + \delta_{G1x} - 2\delta_{Tx}) \quad (4-5)$$

また、同様の考え方で、モーメント M は式(4-6)で与えられる。

$$M = \frac{s}{2} k_z(\delta_{G2z} - \delta_{G1z}) \quad (4-6)$$

ここで、 s は点 G_1 および点 G_2 間の距離、 δ_{G1z} は点 G_1 の鉛直方向の変位、 δ_{G2z} は点 G_2 の鉛直方向の変位、 k_z はゴム支承の鉛直方向バネ定数である。

ゴム支承のバネ定数は鉛直方向が水平方向に比べ大きい。鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物) [1]に基づき算定すると、 k_z は k_x の 316 倍となる。

角振動数を ω とすると、加速度振幅 A と変位振幅 δ の間には式(4-7)の関係が成り立つ。これらの関係より、 P_x および M はそれぞれ式(4-8)および式(4-9)のように、加速度振幅で表せる。

$$\delta = -\frac{A}{\omega^2} \quad (4-7)$$

$$P_x = -\frac{k_x}{\omega^2}(A_{G2x} + A_{G1x} - 2A_{Tx}) \quad (4-8)$$

ここで A_{G2x} は点 G_2 の橋軸方向の加速度、 A_{G1x} は点 G_1 の橋軸方向の加速度、 A_{Tx} は点 T の橋軸方向の加速度である。

$$M = -\frac{316sk_x}{2\omega^2}(A_{G2z} - A_{G1z}) \quad (4-9)$$

ここで、 A_{G2z} は点 G_2 の鉛直方向の加速度、 A_{G1z} は点 G_1 の鉛直方向の加速度である。

列車通過時における橋脚天端部の曲げモーメント M および橋脚基部の曲げモーメント $(M + P_x l)$ について、位相差と振幅の比を把握するため、それぞれに $\frac{\omega^2}{k_x}$ を乗じた補正曲げモーメントを計算した。図4-9にそれらの時刻歴波形を示す。測定対象は速度 271 km/h の10両編成下り列車であり、対象振動数となる3次の卓越振動数を中心振動数としたバンドパスフィルタ処理を施している。なお、同図の波形は橋脚毎に測定日が異なるため同一列車のデータではない。橋脚A70および橋脚A80のいずれにおいても、両者の位相はほぼ等しい。振幅の差が最も大きなピークに着目すると、 M に対する $(M + P_x l)$ の比は橋脚A70で約0.6、橋脚A80で約0.9である。これより水平力 P_x の影響は比較的小さいと判断できる。したがって、橋脚柱部の曲げモーメントは、支点反力により生じるモーメント M が高さ方向に一定に分布するとして取り扱う。

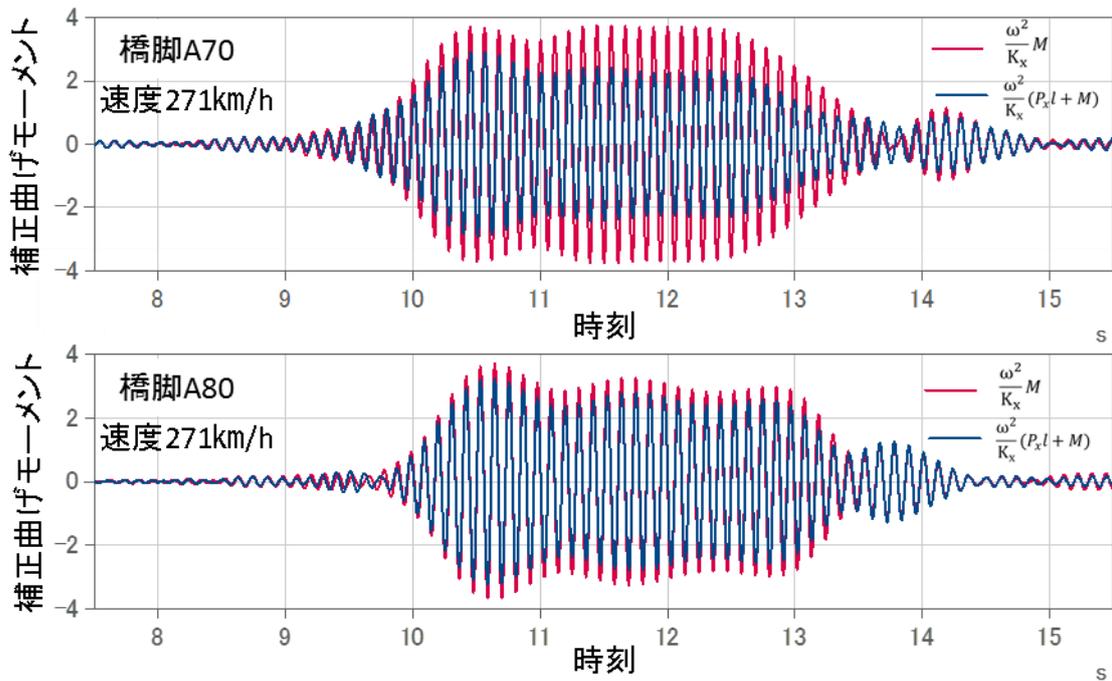


図4-9 補正曲げモーメント

4-3 フーチング部の鉛直振動の振幅分布の推定

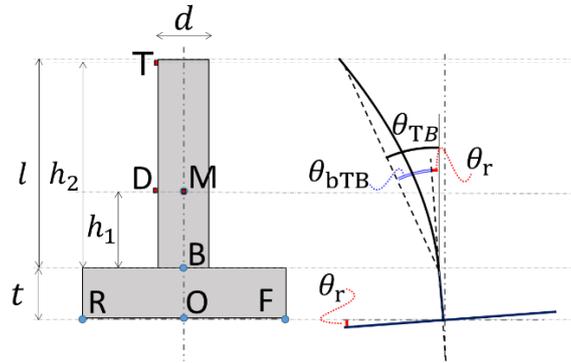


図4-10 橋脚の橋軸方向挙動

列車走行によって橋脚は併進方向の振動に加えて橋軸方向に回転振動を生じる。この回転挙動を分析するために、回転振動による橋脚変形概念図を図-8に示す。橋脚がフーチングの下面中央部の点Oを中心に橋軸方向に回転をすれば、振動による回転量は微小であるので、点Tと点Bの間の平均回転角 θ_{TB} は橋脚の剛体回転による回転角 θ_r と柱部の曲げ変形に伴う回転角 θ_{bTB} の和とみなせる。

$$\theta_{TB} = \theta_r + \theta_{bTB} \quad (4-10)$$

また、橋脚柱部とフーチングは剛結と考えることができるので、微小な振動に対してフーチングは剛体運動すると仮定すれば、フーチングの回転角は橋脚の剛体回転による回転角 θ_r と同じになる。

地盤に対する加振源としての橋脚の挙動を考える場合には、フーチング下面の振動を明らかにすることが重要となる。そこで、点T、点Dおよび点Mの3点に設置された加速度センサーの計測値から θ_r を算出し、フーチング下面の点F、点Oおよび点Rの振動を推定するモデルを構築する。

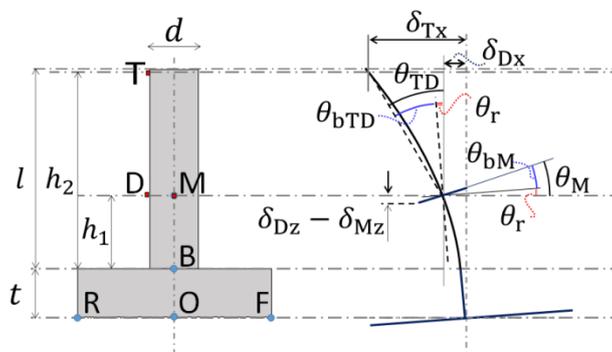


図4-11 計測値から求めた回転角と剛体回転角 θ_r の関係

点T,点D,および点Mの3点に設置された加速度センサーの計測値から θ_r を求める. 図4-1 1に概念図を示す. 点Tおよび点Dで測定された加速度を2階積分することにより, 点Tおよび点Dの変位のx成分が求まる. それらを δ_{Tx} および δ_{Dx} とする. 柱の基部である点Bから点Dおよび点Tまでの高さをそれぞれ h_1 と h_2 とすれば, 点Tと点Dの間の平均部材角 θ_{TD} が式(4-11)により得られる.

$$\theta_{TD} = \frac{\delta_{Tx} - \delta_{Dx}}{h_2 - h_1} \quad (4-11)$$

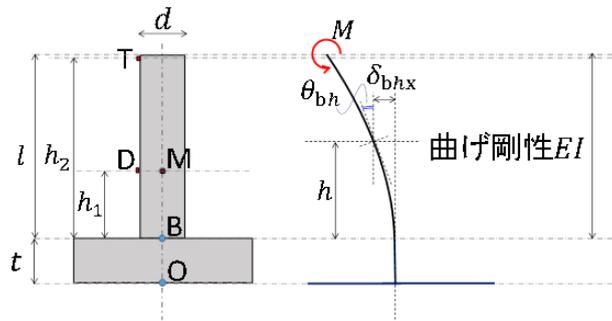


図4-12 曲げモーメントにより生じる柱部の変形

同様に, 点Dおよび点Mで測定されたz成分より, 点Mにおける回転角 θ_M が次式で求まる.

$$\theta_M = \frac{\delta_{Mz} - \delta_{Dz}}{0.5d} \quad (4-12)$$

これらの回転角のうち, 曲げ変形に起因するものを θ_{bTD} および θ_{bM} とすると, θ_{TD} および θ_M は式(4-13)および式(4-14)でそれぞれ与えられる.

$$\theta_{TD} = \theta_{bTD} + \theta_r \quad (4-13)$$

$$\theta_M = \theta_{bM} + \theta_r \quad (4-14)$$

柱部の曲げモーメント分布が一定とした場合, 曲げに起因する部材角 θ_{bM} と θ_{bTD} は比例関係となる. 比例定数を ζ とし $\theta_{bM} = \zeta\theta_{bTD}$ とすると, 式(4-14)は式(4-15)のようになる.

$$\theta_M = \zeta\theta_{bTD} + \theta_r \quad (4-15)$$

式(4-13)と式(4-15)の連立方程式を解くことにより式(4-16)が得られる.

$$\theta_r = \frac{-\zeta\theta_{TD} + \theta_M}{1 - \zeta} \quad (4-16)$$

次に ζ の独立性について考える。図4-12に示すように、橋脚の天端部に回転モーメント M が作用すると、柱の根元からの高さが h の位置における橋軸方向の変位 δ_{bhx} と部材角 θ_{bh} はそれぞれ式(4-17)および式(4-18)で与えられる。

$$\delta_{bhx} = -\frac{Mh^2}{2EI} \quad (4-17)$$

$$\theta_{bh} = -\frac{Mh}{EI} \quad (4-18)$$

ここに、 E は柱部の弾性係数、 I は柱部の断面2次モーメントである。

点 T における曲げ変位を δ_{bTx} 、点 D での曲げ変位を δ_{bDx} とすると、式(4-17)および式(4-18)より θ_{bTD} と θ_{bM} はそれぞれ式(4-19)と式(4-20)となる。 θ_{bTD} と θ_{bM} はともに h_1 、 h_2 および $\frac{M}{EI}$ で表せる。

$$\begin{aligned} \theta_{bTD} &= \frac{1}{h_2 - h_1} (\delta_{bTx} - \delta_{bDx}) \\ &= -\frac{M}{2EI} (h_2 + h_1) \end{aligned} \quad (4-19)$$

$$\theta_{bM} = -\frac{Mh_1}{EI} \quad (4-20)$$

ζ は式(4-20)を式(4-19)で除した式(4-21)で求まる。 M/EI は消去され、 ζ は定数値である h_1 および h_2 により一意に定まる。

$$\zeta = \frac{2h_1}{h_2 + h_1} \quad (4-21)$$

以上のように部材角 θ_r は実測値から得られた相対変位のみを用いた計算で得られる。よって、点 O に変位が生じている場合も同様の方法で橋脚の部材角 θ_r が求まる。

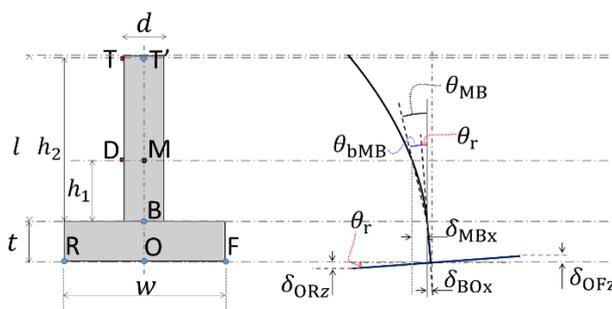


図4-13 計測値から求められる回転角と橋脚の剛体回転角 θ_r の関係

部材角 θ_r が定まれば、フーチング下面部の変位が推定できる。図4-13にフーチングに生じる変形のプロットを示す。フーチング底面の中心位置を点O、起点方と終点方の端部をそれぞれ点Fおよび点Rとし、点Mからそれぞれの点の相対変位を求める。

点Bと点Mの間の平均部材角 θ_{MB} は、剛体回転に起因する部材角 θ_r と柱部の曲げに起因する θ_{bMB} の二つに分けて考えることができる。

$$\theta_{MB} = \theta_{bMB} + \theta_r \quad (4-22)$$

比例定数 η を $\theta_{bMB} = \eta\theta_{bTD}$ として定義すると θ_{bMB} は θ_r および θ_{TD} を用いて式(4-23)のようになる。

$$\theta_{bMB} = \eta(\theta_{TD} - \theta_r) \quad (4-23)$$

また、式(19)の関係より、 θ_{MB} は式(4-24)のように表せる。

$$\begin{aligned} \theta_{bMB} &= \frac{\delta_{bTx}}{h_1} \\ &= -\frac{Mh_1}{2EI} \end{aligned} \quad (4-24)$$

η は式(4-24)を式(4-19)で除すことにより、式(4-25)のとおり定まる。

$$\eta = \frac{h_1}{h_2 + h_1} \quad (4-25)$$

θ_{MB} より点Mおよび点B間のx方向の相対変位 δ_{MBx} は式(4-26)から求まる。

$$\delta_{MBx} \approx h_1 \theta_{MB} \quad (4-26)$$

フーチング部の運動は剛体運動であると仮定すると、点Bおよび点O間の相対変位 δ_{BOx} は式(4-27)で表せる。

$$\delta_{BOx} \approx t \theta_r \quad (4-27)$$

したがって、点Mおよび点O間の相対変位のx成分 δ_{MOx} は式(4-28)の通りとなる。

$$\delta_{MOx} \approx \delta_{MBx} + \delta_{BOx} \quad (4-28)$$

第4章 橋脚の回転挙動

同様に考えて、点Fと点Oならびに点Rと点Oの間の相対変位のz成分はそれぞれ式(4-29)および式(4-30)で表せる。

$$\delta_{OFz} \approx -\frac{w}{2}\theta_r \quad (4-29)$$

$$\delta_{ORz} \approx \frac{w}{2}\theta_r \quad (4-30)$$

点Mの変位のz成分を δ_{Mz} 、x成分を δ_{Mx} とする。鉛直方向の同一軸線上にある点Mと点Oの鉛直変位をそれぞれ δ_{Mz} と δ_{Oz} とする。両者は回転が微小であるため同一とみなせる。したがって、点Oの橋軸変位 δ_{Ox} 、点Fの鉛直変位 δ_{Fz} および点Rの鉛直変位 δ_{Rz} はそれぞれ式(4-31)、式(4-32)および式(4-33)により求まる。

$$\delta_{Ox} = \delta_{Mx} + \delta_{MOx} \quad (4-31)$$

$$\delta_{Fz} = \delta_{Mz} + \delta_{OFz} \quad (4-32)$$

$$\delta_{Rz} = \delta_{Mz} + \delta_{ORz} \quad (4-33)$$

式(4-31)、式(4-32)および式(4-33)を2階微分することにより橋脚下面の加速度が導出される。

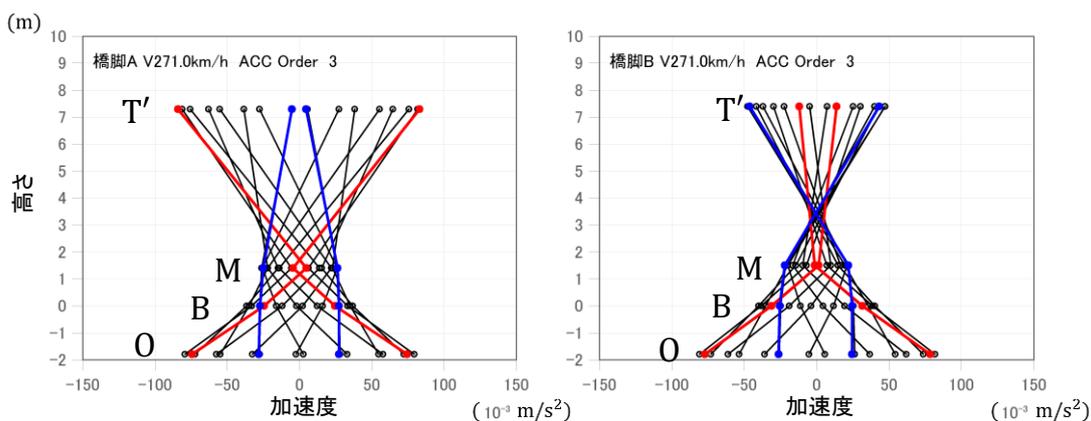


図4-1 4橋軸方向の加速度振幅分布

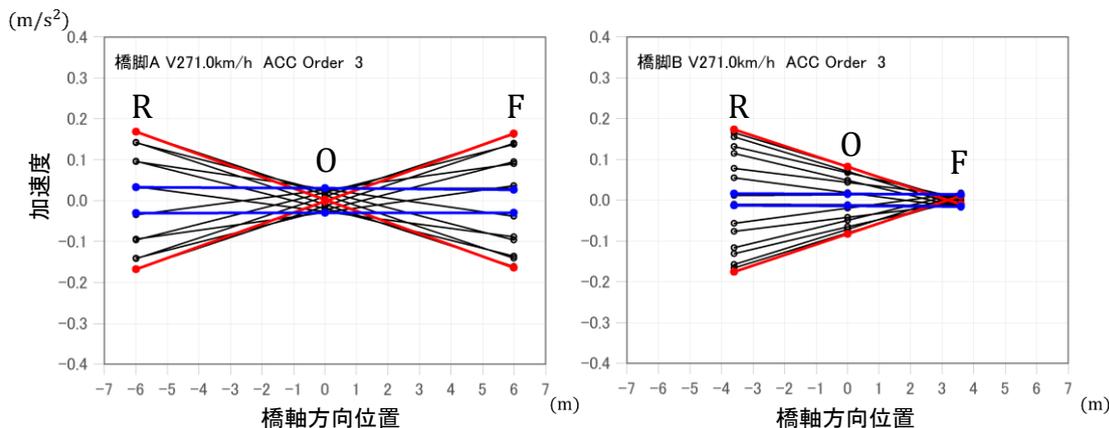


図 4-15 鉛直方向の加速度振幅分布

橋脚の x 方向の変形挙動を明らかにするため、図 4-1 4 に橋脚の中心軸上の点 T'、点 M、点 B、および点 O における加速度の x 方向の振幅分布を 0.007 秒間隔で示す。横軸は加速度、縦軸は各点の高さを示す。点 T'、点 M、点 B、および点 O の位置には加速度センサーは取り付けられていない。そこで点 T' の加速度は、 θ_r と θ_{bTB} が共に微小であることより、点 T の加速度と同一と見なした。点 B および点 O の加速度は、変位 δ_{Bx} および δ_{Ox} を 2 階微分することで得られた。同図では θ_r の両振幅が最大となる周期を 16 分割し、同一時刻の振幅を直線で結ぶことで振幅分布概形を示す。青線は $\theta_r = 0$ となる時刻の振幅分布を、赤線は θ_r の絶対値が最大となる時刻の振幅分布である。フーチング下面の点 O の振幅は回転の影響により点 M の振幅よりも大きくなる。点 O の振幅は橋脚 A70 では点 M の約 2.9 倍を、橋脚 A80 では点 M の約 3.9 倍を示す。

図 4-1 5 に z 方向の変形挙動を明らかにするため、フーチング下面における鉛直加速度の z 方向の振幅分布を示す。同図は点 F、点 O および点 R の加速度の z 成分に基づく。これらの加速度は、変位 δ_{Fz} 、 δ_{Oz} および δ_{Rz} を 2 階微分して求めた。同図の横軸が各点の橋軸方向の位置、縦軸が加速度である。点 F および点 R の振幅は回転の影響により点 O とは異なる値を示す。橋脚 A70 の場合は、 θ_r が 0 となる時刻に、点 O の鉛直加速度が最大あるいは最小となる。点 F と点 R の振幅は差が小さく、点 O の振幅の約 5.6 倍である。橋脚 A80 では、 θ_r が最大あるいは最小となる時刻に、点 O の振幅もそれぞれ最大あるいは最小となる。そのため、点 F と点 R の振幅は差が大きく、点 O の振幅に対する振幅の倍率は点 F が約 2 倍、点 R が約 0.2 倍である。

以上の結果より、列車走行に起因する橋脚の回転挙動に伴い、フーチング下面部は地表面近傍とは異なる振動を示すことが明らかになった。したがって、列車走行に起因する橋脚から周囲の地盤への振動伝播を計算する場合は、橋脚の回転挙動の影響を適切に考慮する必要がある。

第4章 橋脚の回転挙動

4 - 4 まとめ

本章では、列車通過時の桁の回転挙動について検討を行った、第2章および第3章で、橋脚の線路方向水平振動が、地表面の鉛直振動に及ぼす影響が大きいことが判明したことに伴い、線路方向水平振動の性状をより詳細に把握するために実施したものである。

橋脚の線路方向に水平振動を生じさせる外力としては、隣接桁を支持する支承部からの反力が想定される。支承を挟み、桁側と橋脚側の2点に加速度計を設置し2点間の相対加速度から、支点反力を算出し、橋脚柱部の曲げモーメント分布が高さ方向に一定として近似できることを明らかにした。

また、鉛直方向と線路方向に離隔を持つように設置した3点の加速度計の相対加速度から、橋脚は線路直角方向水平軸周りに回転（ロッキング）していることを示した。さらに、3点の加速度計測値から、橋脚柱部の曲げ変形成分と剛体回転成分を分離する方法について提案した。橋脚の剛体回転により、橋脚フーチング部の振動の鉛直成分は、線路方向位置により異なり、端部の振幅は最大で中心部の約3.9倍となる場合があることを示した。

参考文献

- [1] 鉄道総合技術研究所, "鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物", pp.406-409, 2004

第5章 橋脚から地表面に伝播する地盤振動の計算モデルの提案

5 - 1 計算モデルの検討

ある路線の高速化を検討する場合、高速化対象区間について網羅的に地盤振動増加の検討が必要となる。また、速度と地盤の振動レベルの関係は必ずしも単調に増加するわけではないため、列車速度についても一定間隔での設定が必要となる。計算量が膨大となるため、橋脚周辺の地表面の計算モデルはなるべく簡便なものであることが望ましい。

橋脚周辺のある着目点の地盤振動は周辺の複数の橋脚の振動の影響を受けていると考えられる。このような場合、着目点周辺の複数の橋脚を含む広範囲をモデル化し計算する手法も考えられるが、モデルが大規模となることにより、モデル作成や計算に要する時間が増大することが問題となる。この問題を解決するために、モデル化領域を分割する方法が提案されている。

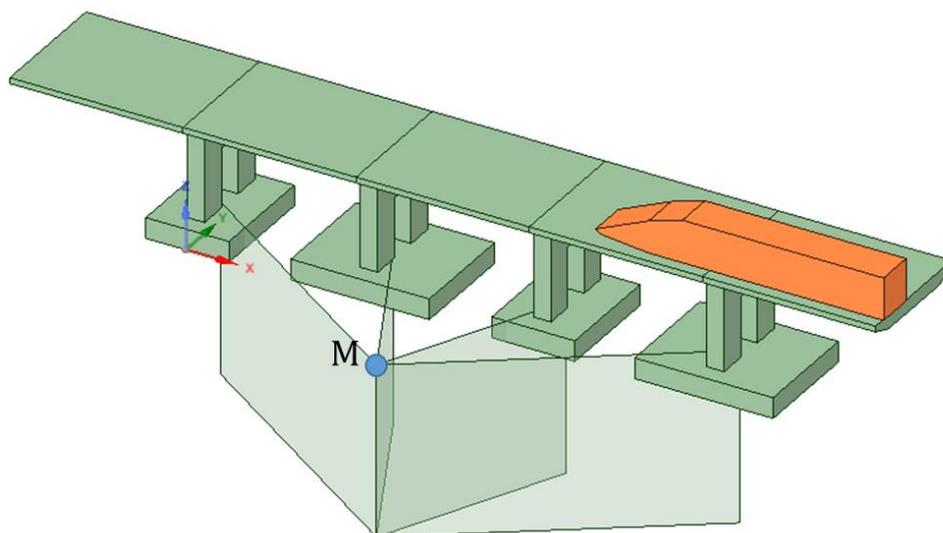


図 5 - 1 桁式高架橋周辺の地盤振動計算モデル

図に示すように、振動計算地点の周辺の各橋脚からの振動伝播を別々に計算し、その結果を合成する手法が提案されている[1][2]。1章で述べた通り、環境振動の伝播により生じる地盤のひずみは小さく、地盤は線形粘弾性体として取り扱うことができる。したがって、各橋脚からの振動を合成する方法の適用が可能である。また、橋脚形状が同じで、地盤が成層地盤とみなせる場合は解析モデルの流用が可能であることから、計算作業の省力化に非常に効果がある。そこで、本研究においても、同様の方法を用いることとした。

単一の振動源からの振動の距離減衰を表す経験式として bornitz により次式が示されている[3].

$$y = y_0 \exp\{-\alpha(r - r_0)\} \left(\frac{r}{r_0}\right)^{-n} \quad (5-1)$$

ここに、 y :着目点での鉛直方向の変位振幅

y_0 :基準点での鉛直方向の変位振幅

r_0 :加振点から基準点までの距離

r :加振点から着目点までの距離

n :幾何減衰係数

$n=0.5$ (表面波の場合)

$n=0.75$ (表面波と実体波が混在する場合)

$n=1.0$ (実体波の場合)

$n=2.0$ (地表面を伝播する実体波の場合)

α :内部減衰係数

式(5-1)の変位振幅を加速度振幅に変換し、振動加速度レベルで表すと次式になる.

$$\begin{aligned} \Delta L &= 10 \cdot n \cdot \log_{10} \left(\frac{r}{r_0}\right) + (20 \log_{10} e) \cdot \alpha \cdot (r - r_0) \\ &= 10 \log_{10} \left(\frac{r}{r_0}\right)^n + 8.68\alpha(r - r_0) \end{aligned} \quad (5-2)$$

ここに、 ΔL :振動加速度レベルの距離減衰値[dB]

式(5-2)は地盤振動の距離減衰式として環境振動の分野でよく使用されている[7].

2章および4章で明らかにしたように、列車通過時の桁式高架橋の橋脚挙動は鉛直方向振動、線路方向水平振動および線路直角方向軸周りの回転挙動が卓越している。この場合、橋脚から地盤に入力される振動のうち、地表面の振動への影響が大きいものは図5-2に示す通りとなる。

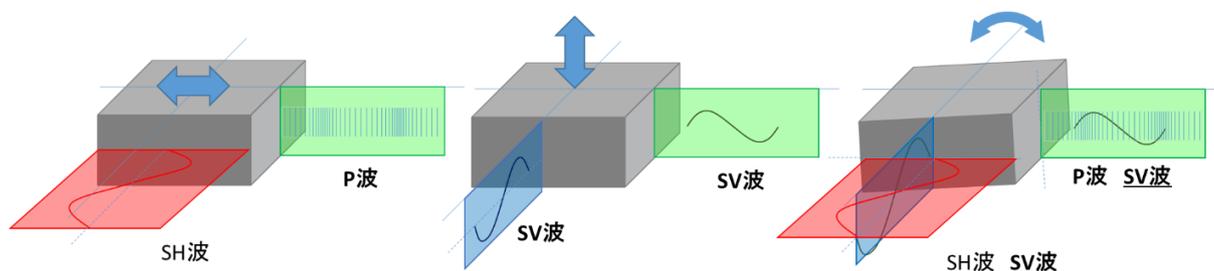


図5-2 橋脚から地盤に入力される波動

橋脚が水平方向に振動する場合、フーチング側面のうち、振動方向と平行な面からはSH波

が、法線が振動方向と一致する面からは P 波が入力される。橋脚が鉛直方向に振動する場合は、フーチング側面からは SV 波が入力される。また、橋脚が回転挙動する場合は、振動方向と平行な面からは SH 波と SV 波が、法線が振動方向と一致する面からは P 波と SV 波が入力される。これらの波動のうち、地表面の鉛直応答に影響を及ぼす波動は P 波と SV 波となる。

列車走行時の橋脚の振動は、列車速度により鉛直挙動、水平挙動および回転挙動の割合が変化する。これは、列車速度の変化に伴い、P 波と SV 波の割合も変化することを意味する。したがって、bornitz の式は、列車速度に応じた、幾何減衰係数や内部減衰係数の設定が必要となり、速度向上の影響を計算する事例への適用は困難であると考えられる。

前述の 3 種類の橋脚挙動を考慮できる計算手法として有限要素法による解析が挙げられる。特に周波数領域の有限要素解析の適用した場合、橋脚と着目点間の伝達関数をあらかじめ計算しておくことで、速度や車両の条件に伴う橋脚の変化に伴う応答の変化は、橋脚の振動とあらかじめ計算された伝達関数を用いて極めて短時間で求めることができる。周波数応答解析の適用により、時刻歴応答解析と異なり、速度や車両の条件が変化するたびに、有限要素法による応答計算をすることの回避が可能となる。したがって、周波数応答解析の適用は速度向上の検討をする場合において極めて有効な方法となる。

橋脚の振動に伴う周辺地盤への振動伝播は、橋脚を中心に放射状に振動が伝播する。この現象を 2 次元の有限要素でモデル化することは困難である。厳密にモデル化する場合は 3 次元の有限要素によるモデル化が必要となるが、直交座標系上に 3 次元要素モデルを構築する場合、多くの要素数が必要となるため、解析時間が長くなる問題が生じる。そこで、橋脚中心の鉛直方向軸を中心とした、円筒座標系での有限要素によるモデル化（軸対称有限要素法）の適用を考える。軸対称有限要素法は、軸対称体について、対称性を活用することにより直交座標系での 3 次元有限要素計算よりも短時間での計算を実現する手法である[4]。この手法は、軸対称体である大型円筒貯槽の地震時応答特性の解析に用いられている[5][6]。軸対称体ではない矩形の基礎を有する橋脚にこの手法を用いる場合、やや解析の厳密さが失われることとなる。しかし、縮小模型実験により円形フーチングと矩形フーチングの周辺地盤の振動伝達特性を確認した結果より、フーチング形状の違いが、振動レベルに及ぼす影響は約 0.9dB であるという報告[8]もあり、振動の大きさを振動レベルで評価するうえでは、その影響は少ないと考えられる。

以上を踏まえ、本研究では以下の前提条件に基づき計算手法を定式化することとした。

- ① 地盤は線形粘弾性体とし、軸対称複素応答解析を適用する。
- ② 振動源は橋脚基礎とする。すなわち、高架橋上部工から基礎に伝わる振動は、橋脚基部における加速度の計測データあるいは他の計算ツールで与えられていることを前提とする。
- ③ 基礎の振動モードは次の5つとする。それらは、鉛直振動、線路方向の水平振動、線路直交方向の水平振動、線路方向軸周りのロッキング振動、ならびに線路直交方向軸周りのロッキング振動である。なお、ロッキング振動の回転軸(原点)はフーチング部の中心を通るも

のとする。

④ ある1つの橋脚で発生する振動の加速度波形は、5つの加振モードによって発生する加速度波形の重ね合わせである。

⑤ 地盤に設けた振動観測地点の振動レベルは、各振動源から伝播する振動エネルギーの合成で求めることができるとする。すなわち、振動レベルの合成計算を適用する。

次節以降に、軸対称有限要素法による橋脚振動伝播計算の定式と複数橋脚から伝播する振動の合成方法について述べる。

5 - 2 軸対称有限要素法を用いた振動伝播の計算

5 - 2 - 1 モデル概要

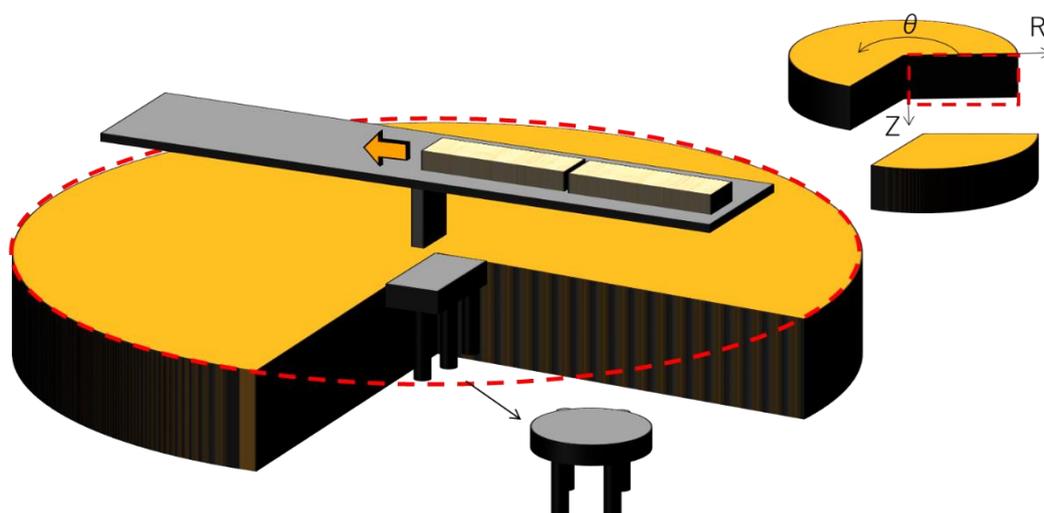


図 5 - 3 軸対称有限要素法による地盤振動の計算の概念図

図 5 - 3 に軸対称有限要素法を用いた地盤振動の計算モデルの概念図を示す。同図に示す通り、橋脚平面の中心位置の鉛直方向軸を中心とした円筒状の領域について、円筒座標系上にモデル化する。鉛直方向の Z 軸、半径方向の R 軸で囲まれる矩形の領域に有限要素を設け、配置された要素は円周方向に均一であるものとして取り扱う。したがって、本来矩形である橋脚を円形に近似して取り扱うこととなる。解析モデルへの入力する加振力とその応答に関する中心軸を基準とした対称性を利用することで、直交座標系上に 3 次元の有限要素を配置する場合に比べて計算量を大幅に低減することが可能となる。

5 - 2 - 2 加振方向と展開次数

軸対称解析において、変位および荷重は周方向 θ にフーリエ級数展開される。鉛直加振のような軸対称の運動に対しては展開次数が「0」である。一方、水平加振およびロッキングの運動は半径方向の r 軸 ($\theta=0$) と直交する軸に対して逆対称になり、展開次数は「1」となる。したがって、加振方向と着目点の方向によって変位は異なる。

基礎上面に作用させる鉛直加振の場合は、原点から距離が同じであれば、加速度も同じである。一方、水平加振力は2成分、線路方向 X と線路直交方向 Y がある。基礎（フーチング中心）のロッキングは2成分、線路方向軸回り M_x および線路直交方向軸回り M_y がある。

半径 R の円形基礎を想定し、基礎外周の着目点を P とすれば、加振力は次のように与えられる。

(1) 鉛直加振

鉛直加振は、図 5-4 に示すように、基礎面を水平に維持した状態で上下に変位させる運動である。これは軸対称運動であるので、振動の挙動は展開次数「0」で記載できる。着目地点 P の角度を θ とし、中心からの距離が同じ（半径方向の座標が同じ）で角度が $\theta=0^\circ$ の地点における半径方向の加振力を $F_{r,0}$ ($=0$)、鉛直方向の加振力を $F_{z,0}$ とすれば、着目地点 P の加振力 F_p ($F_{r,p}$, $F_{\theta,p}$, $F_{z,p}$) は次式で与えられる。なお、鉛直加振であるので基礎には水平方向の加振力成分は生じない。

i) 半径(r)方向

$$F_{r,p} = 0 \tag{5-3}$$

ii) 円周(θ)方向

$$F_{\theta,p} = F_{\theta,0} = 0 \tag{5-4}$$

iii) 鉛直(z)方向

$$F_{z,p} = F_{z,0} \tag{5-5}$$

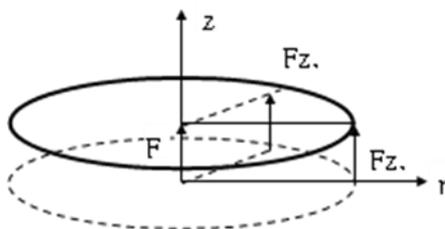


図 5-4 鉛直加振力の分布

(2) 線路方向の水平加振

水平加振は、図 5-5 に示すように、基礎を逆対称に変位させる運動である。よって、振動の挙動は展開次数「1」で記載できる。基礎中心から線路方向(x 軸)に半径方向の r 軸 (円周方向の角度 $\theta=0^\circ$) をとり、そこから反時計回りで円周方向の座標 (角度) を与える。ここで、着目地点 P の角度を θ とし、中心からの距離が同じで角度が $\theta=0^\circ$ の地点における半径方向の加振力成分を $F_{r,0}$ とし、円周方向の角度 $\theta=90^\circ$ の地点における円周方向の加振力成分を $F_{\theta,90}$ とすれば、着目地点 P の加速度 $F_p (F_{r,p}, F_{\theta,p}, F_{z,p})$ は次式で与えられる。ここでは、円形基礎は変形が極めて微小であるから剛体運動すると仮定すれば、 $F_{\theta,90} = -F_{r,0}$ とおける。なお、水平加振であるので基礎面には鉛直方向の加振力成分は生じない。

i) 半径(r)方向

$$F_{r,p} = F_{r,0} \cdot \cos \theta \quad (5-6)$$

ii) 円周(θ)方向

$$F_{\theta,p} = F_{\theta,90} \cdot \sin \theta = -F_{r,0} \cdot \sin \theta \quad (5-7)$$

iii) 鉛直(z)方向

$$F_{z,p} = 0 \quad (5-8)$$

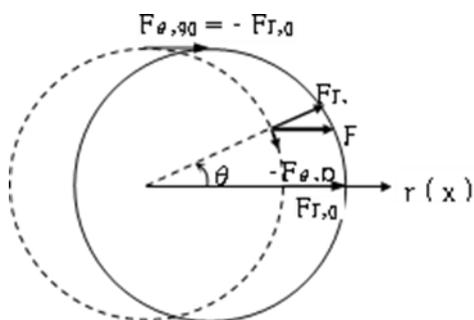


図 5-5 水平加振時における着目点 P の加振力

(3) 線路直交方向の水平加振

水平加振は逆対称の運動であるので、振動の挙動は展開次数「1」で記述できる。座標を線路方向加振と同じにとれば、加振方向は線路方向加振を反時計回りに90°回転させた状態に対応する。ここで、着目地点Pの角度を θ とし、角度が $\theta = 90^\circ$ の地点における半径方向の加振力成分を $F_{r,90}$ とし、円周方向の角度 $\theta = 180^\circ$ の地点における円周方向の加振力成分を $F_{\theta,180}$ すれば、着目地点P(θ)の加振力 F_p ($F_{r,p}$, $F_{\theta,p}$, $F_{z,p}$)は次式で与えられる。

i) 半径(r)方向

$$F_{r,p} = F_{r,90} \cdot \sin \theta \quad (5-9)$$

ii) 円周(θ)方向

$$F_{\theta,p} = -F_{\theta,180} \cdot \cos \theta = F_{r,90} \cdot \cos \theta \quad (5-10)$$

iii) 鉛直(z)方向

$$F_{z,p} = F_{z,90} \cdot \sin \theta = 0 \quad (5-11)$$

(4) (d) 線路直交方向軸回りのロッキング加振 : M_y

半径方向の r 軸(円周方向の角度 $\theta = 0^\circ$)を、鉛直加振および水平加振と同様に、基礎中心から線路方向(x 軸)にとり、基礎中心を通る線路直交方向(x 軸に対する直交軸)に y 軸とする。この y 軸回りのロッキング振動は図5-6のように示される。なお、基礎が y 軸まわりを回転すれば、わずから水平方向の成分も生じる。しかしながら、基礎の回転角は非常に小さいことから加振力は鉛直成分のみを扱う。ここで、着目地点Pの角度を θ とし、中心からの距離が同じで角度が $\theta = 0^\circ$ の地点における半径方向の加振力成分を $F_{r,0}$ とすれば、着目地点Pの加速度 F_p ($F_{r,p}$, $F_{\theta,p}$, $F_{z,p}$)は次式で与えられる。

i) 半径(r)方向

$$F_{r,p} = 0 \quad (5-12)$$

ii) 円周(θ)方向

$$F_{\theta,p} = 0 \quad (5-13)$$

iii) 鉛直(z)方向

$$F_{z,p} = F_{z,0} \cdot \cos \theta \quad (5-14)$$

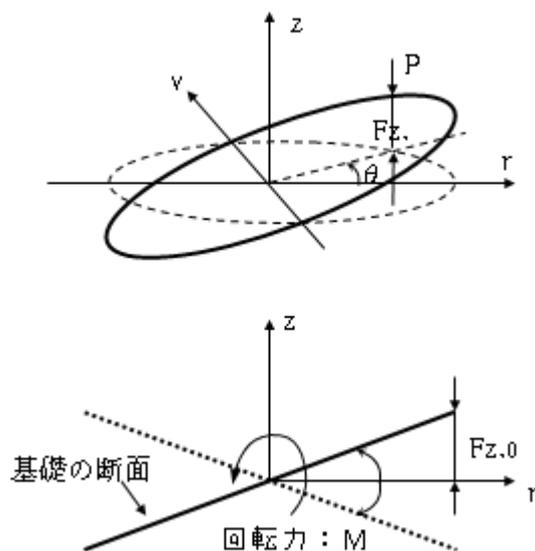


図 5-6 線路直交方向軸回りのロッキング加振時における着目点Pの加振力

(5) 線路方向軸回りのロッキング加振 : M_x

半径方向の r 軸 (円周方向の角度 $\theta = 0^\circ$) を、鉛直加振および水平加振と同様に、基礎中心から線路方向 (x 軸) にとる. この x 軸回りのロッキング振動は線路直交方向軸回りの加振 : M_x は、線路直交方向軸回りの加振 : M_y を反時計回りに 90° 回転させた状態に対応する. ここで、着目地点 P の角度を θ とし、角度が $\theta = 90^\circ$ の地点における半径方向の加振力成分を $F_{r,90}$ とすれば、着目地点 P の加速度 F_p ($F_{r,p}$, $F_{\theta,p}$, $F_{z,p}$) は次式で与えられる.

i) 半径 (r) 方向

$$F_{r,p} = 0 \quad (5-15)$$

ii) 円周 (θ) 方向

$$F_{\theta,p} = 0 \quad (5-16)$$

iii) 鉛直 (z) 方向

$$F_{z,p} = F_{z,90} \cdot \sin \theta \quad (5-17)$$

5 - 2 - 3 地盤における加速度応答と展開次数

軸対称解析において、変位および荷重は周方向 θ にフーリエ級数展開される。フーリエ級数の直交性により、加振力の周方向の分布が軸対称の場合は、変形の周方向の分布は同様に軸対称となる。また、加振力の周方向の分布が逆対称の場合は、変形の周方向の分布は同様に逆対称となる。

(1) 軸対称運動の加速度分布

軸対称運動の挙動は展開次数「0」で記載できる。着目地点Pの角度を θ とし、中心（原点）からの距離が同じで角度が $\theta = 0^\circ$ の地点における半径方向の加速度を $A_{r,0}$ 、鉛直方向の加速度を $A_{z,0}$ とすれば、着目地点Pの加速度 $A_p (A_{r,p}, A_{\theta,p}, A_{z,p})$ は次式で与えられる。

i) 半径(r)方向

$$A_{r,p} = A_{r,0} \tag{5-18}$$

ii) 円周(θ)方向

$$A_{\theta,p} = A_{\theta,0} = 0 \tag{5-19}$$

iii) 鉛直(z)方向

$$A_{z,p} = A_{z,0} \tag{5-20}$$

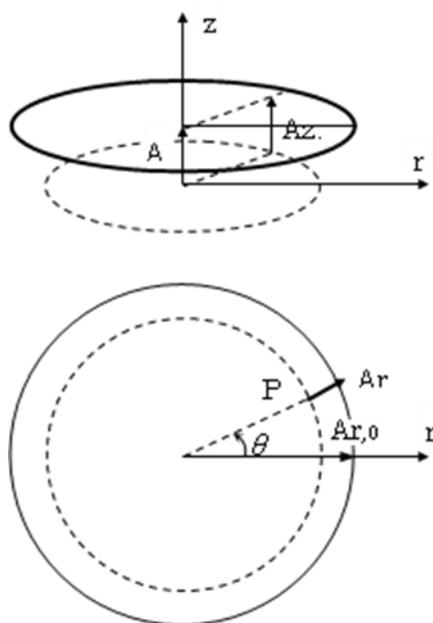


図 5 - 7 軸対称運動における着目点Pの加速度

(2) 線路直交方向軸に対して逆対称運動の加速度分布

線路方向の水平加振および線路直交方向軸回りのロッキング加振は、図 5-8 に示すように、線路直交方向軸に対して逆対称運動である。この運動の展開次数は「1」で記述できる。中心(原点)から線路方向に半径方向の座標をとり、そこから反時計回りで円周方向(角度)の座標を与える。ここで、着目地点Pの角度を θ とし、中心からの距離が同じで角度が $\theta = 0^\circ$ の地点における半径方向の加速度を $A_{r,0}$ および鉛直方向の加速度を $A_{z,0}$ とし、円周方向の角度 $\theta = 90^\circ$ の地点における円周方向の加速度を $A_{\theta,90}$ とすれば、着目地点Pの加速度 $A_p(A_{r,p}, A_{\theta,p}, A_{z,p})$ は次式で与えられる。

i) 半径(r)方向

$$A_{r,p} = A_{r,0} \cdot \cos \theta \quad (5-21)$$

ii) 円周(θ)方向

$$A_{\theta,p} = A_{\theta,90} \cdot \sin \theta \quad (5-22)$$

iii) 鉛直(z)方向

$$A_{z,p} = A_{z,0} \cdot \cos \theta \quad (5-23)$$

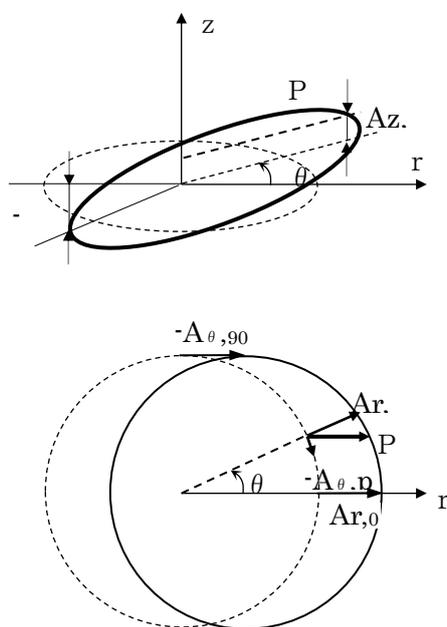


図 5-8 逆対称運動における着目点Pの加速度

(3) 線路方向軸に対して逆対称運動の加速度分布

線路直交方向の水平加振および線路方向軸回りのロッキング加振は、線路直交方向軸に対して逆対称運動である。対称軸を 90° 反時計回りに回転すれば、先の「線路直交方向軸に対して逆対称運動」の対称軸と一致する。よって、半径方向、円周方向ならびに鉛直方向の加速度は、式 (5-21)～式 (5-23)の角度 θ を $\theta + 90^\circ$ とすればよい。ここで、着目地点Pの角度を θ とし、中心点からの距離が同じで角度が $\theta = 90^\circ$ の地点における半径方向の加速度を $A_{r,90}$ および鉛直方向の加速度を $A_{z,90}$ とし、円周方向の角度 $\theta = 180^\circ$ の地点における円周方向の加速度を $A_{\theta,180}$ とすれば、着目地点Pの加速度 A_p ($A_{r,p}$, $A_{\theta,p}$, $A_{z,p}$)は次式で与えられる。

i) 半径(r)方向

$$A_{r,p} = A_{r,90} \cdot \sin \theta \quad (5-24)$$

ii) 円周(θ)方向

$$A_{\theta,p} = -A_{\theta,180} \cdot \cos \theta \quad (5-25)$$

iii) 鉛直(z)方向

$$A_{z,p} = A_{z,90} \cdot \sin \theta \quad (5-26)$$

5 - 2 - 4 測点における加速度波

5つの加振モードによって発生した地盤振動は一体となって橋脚から離れた地盤の測点Mに伝播する。地盤を線形粘弾性体として仮定しているため、それぞれの加振モードの加速度波は単純な重ね合わせで合成できる。また、橋脚からの伝播された地盤振動は円筒座標系で記述されているが、測点Mにおいては線路方向 (x 方向)、線路直交方向 (y 方向) および鉛直方向 (z 方向) で評価される。そこで、それぞれの加振モードにおける加速度を測点Mの座標系に変換する必要がある。

全体座標系と測点Mを原点とした局所座標系を図 5-9のように定義する。全体座標系においては、線路に沿ってX座標をとり、その正の方向を列車の進行方向とする。原点は振動の発生源となる任意の橋脚基礎の中心とする。そしてY座標を線路直交方向にとり、正の方向は右手系で規定する。原点の橋脚と測点Mの位置関係は、半径方向がRで、円周方向の角度がX軸から反時計回りに θ とする。また角度 ϕ はY軸を基準にした角度である。

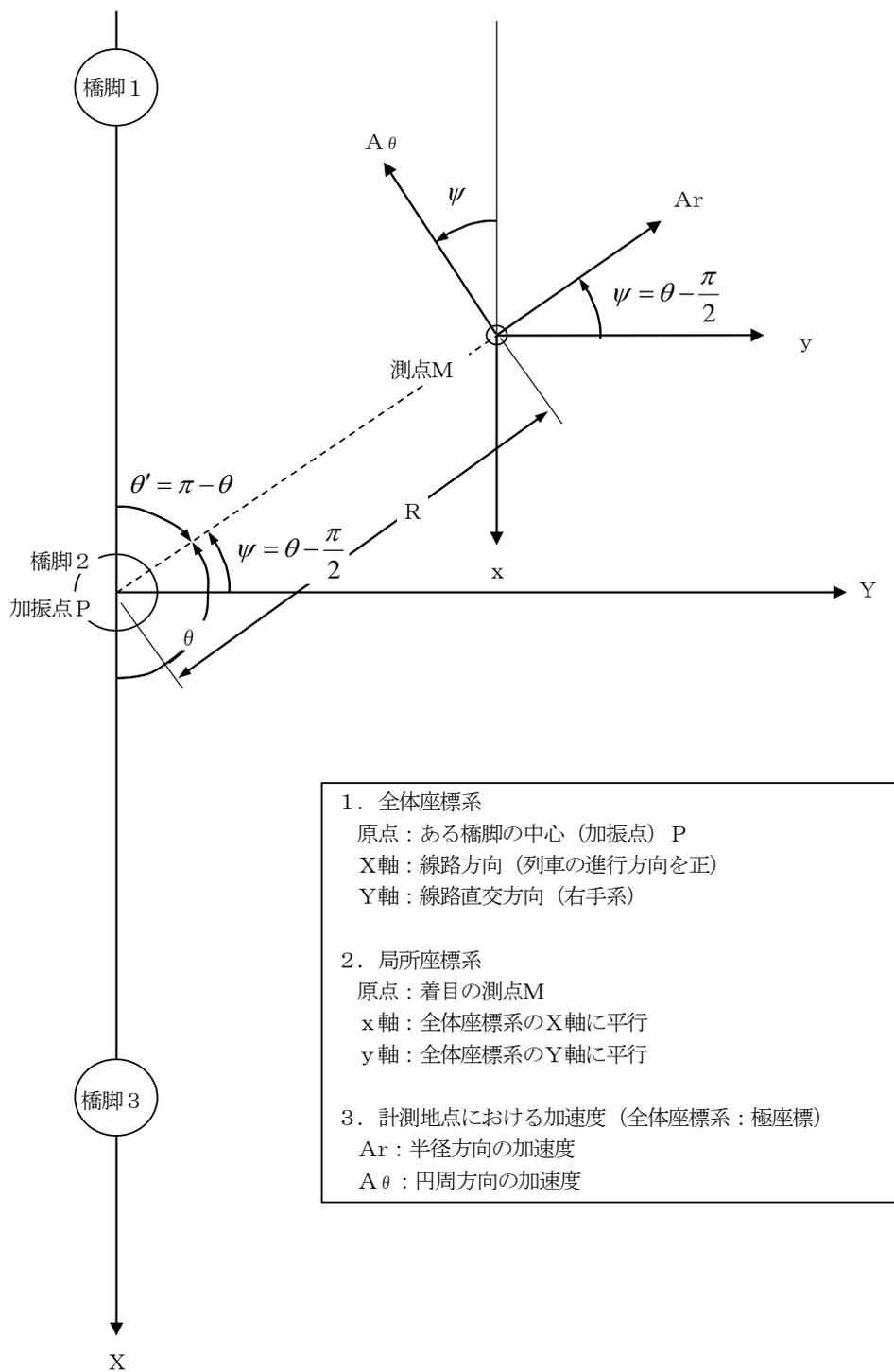


図 5-9 全体座標系と測点を原点とした局所座標

(1) 鉛直加振

橋脚から伝播される地盤振動の測点Mにおける円筒座標系の加速度成分 (A_r, A_θ, A_z) は数値計算によって次のように求められたとする.

$$\text{半径方向の加速度: } A_r = a_r \quad (5-27)$$

$$\text{円周方向の加速度: } A_\theta = 0 \quad (5-28)$$

$$\text{鉛直方向の加速度: } A_z = a_z \quad (5-29)$$

この成分を加振源と測点Mの位置関係を表す角度 θ を用いて測点Mの局所座標系に変換すると、次のようになる.

i) x 方向

$$\begin{aligned} A_{x,1} &= -A_r \cdot \sin \psi = -A_r \cdot \sin\left(\theta - \frac{\pi}{2}\right) \\ &= A_r \cdot \cos \theta \\ &= a_r \cdot \cos \theta \end{aligned} \quad (5-30)$$

ii) y 方向

$$\begin{aligned} A_{y,1} &= A_r \cdot \cos \psi = A_r \cdot \cos\left(\theta - \frac{\pi}{2}\right) \\ &= A_r \cdot \sin \theta \\ &= a_r \cdot \sin \theta \end{aligned} \quad (5-31)$$

iii) z 方向

$$A_{z,1} = a_z \quad (5-32)$$

(2) 線路方向の水平加振

橋脚から伝播される地盤振動の測点Mにおける円筒座標系の加速度成分 (A_r, A_θ, A_z) は数値計算によって次のように求められたとする.

$$\text{半径方向の加速度: } A_r = a_r \cdot \cos \theta \quad (5-33)$$

$$\text{円周方向の加速度: } A_\theta = a_\theta \cdot \sin \theta \quad (5-34)$$

$$\text{鉛直方向の加速度: } A_z = a_z \cdot \cos \theta \quad (5-35)$$

この成分を加振源と測点Mの位置関係を表す角度 θ を用いて測点Mの局所座標系に変換すると、次のようになる.

i) x 方向

$$\begin{aligned} A_{x,2} &= -A_r \cdot \sin \psi - A_\theta \cdot \cos \psi \\ &= A_r \cdot \sin\left(\theta - \frac{\pi}{2}\right) - A_\theta \cdot \cos\left(\theta - \frac{\pi}{2}\right) \\ &= A_r \cdot \cos \theta - A_\theta \cdot \sin \theta \\ &= a_r \cdot \cos^2 \theta - a_\theta \cdot \sin^2 \theta \end{aligned} \quad (5-36)$$

ii) y 方向

$$\begin{aligned} A_{y,2} &= A_r \cdot \cos \psi - A_\theta \cdot \sin \psi \\ &= A_r \cdot \cos\left(\theta - \frac{\pi}{2}\right) - A_\theta \cdot \sin\left(\theta - \frac{\pi}{2}\right) \\ &= A_r \cdot \sin \theta + A_\theta \cdot \sin \theta \\ &= (a_r + a_\theta) \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \end{aligned} \quad (5-37)$$

iii) z 方向

$$A_{z,2} = a_z \cdot \cos \theta \quad (5-38)$$

(3) 線路直交方向の水平加振

橋脚から伝播される地盤振動の測点Mにおける円筒座標系の加速度成分 (A_r, A_θ, A_z) は数値計算によって次のように求められたとする.

$$\text{半径方向の加速度: } A_r = a_r \cdot \cos \psi = a_r \cdot \sin \theta \quad (5-39)$$

$$\text{円周方向の加速度: } A_\theta = a_\theta \cdot \sin \psi = -a_\theta \cdot \cos \theta \quad (5-40)$$

$$\text{鉛直方向の加速度: } A_z = a_z \cdot \cos \psi = a_z \cdot \sin \theta \quad (5-41)$$

この成分を加振源と測点Mの位置関係を表す角度 θ を用いて測点Mの局所座標系に変換すると、次のようになる.

i) x 方向

$$\begin{aligned} A_{x,3} &= -A_r \cdot \sin \psi - A_\theta \cdot \cos \psi \\ &= A_r \cdot \sin\left(\theta - \frac{\pi}{2}\right) - A_\theta \cdot \cos\left(\theta - \frac{\pi}{2}\right) \\ &= A_r \cdot \cos \theta - A_\theta \cdot \sin \theta \\ &= (a_r + a_\theta) \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \end{aligned} \quad (5-42)$$

ii) y 方向

$$\begin{aligned} A_{y,3} &= A_r \cdot \cos \psi - A_\theta \cdot \sin \psi \\ &= A_r \cdot \cos\left(\theta - \frac{\pi}{2}\right) - A_\theta \cdot \sin\left(\theta - \frac{\pi}{2}\right) \\ &= A_r \cdot \sin \theta + A_\theta \cdot \sin \theta \\ &= a_r \cdot \sin^2 \theta - a_\theta \cdot \cos^2 \theta \end{aligned} \quad (5-43)$$

iii) z 方向

$$A_{z,3} = a_z \cdot \cos \psi = a_z \cdot \sin \theta \quad (5-44)$$

(4) 線路直交方向軸回りのロッキング加振：M_y

橋脚から伝播される地盤振動の測点Mにおける円筒座標系の加速度成分 (A_r, A_θ, A_z) は数値計算によって次のように求められたとする。

$$\text{半径方向の加速度: } A_r = a_r \cdot \cos \theta \quad (5-45)$$

$$\text{円周方向の加速度: } A_\theta = a_\theta \cdot \sin \theta \quad (5-46)$$

$$\text{鉛直方向の加速度: } A_z = a_z \cdot \cos \theta \quad (5-47)$$

この成分を加振源と測点Mの位置関係を表す角度 θ を用いて測点Mの局所座標系に変換すると、次のようになる。

i) x 方向

$$\begin{aligned} A_{x,4} &= -A_r \cdot \sin \psi - A_\theta \cdot \cos \psi \\ &= A_r \cdot \sin\left(\theta - \frac{\pi}{2}\right) - A_\theta \cdot \cos\left(\theta - \frac{\pi}{2}\right) \\ &= A_r \cdot \cos \theta - A_\theta \cdot \sin \theta \\ &= a_r \cdot \cos^2 \theta - a_\theta \cdot \sin^2 \theta \end{aligned} \quad (5-48)$$

ii) y 方向

$$\begin{aligned} A_{y,4} &= A_r \cdot \cos \psi - A_\theta \cdot \sin \psi \\ &= A_r \cdot \cos\left(\theta - \frac{\pi}{2}\right) - A_\theta \cdot \sin\left(\theta - \frac{\pi}{2}\right) \\ &= A_r \cdot \sin \theta + A_\theta \cdot \sin \theta \\ &= (a_r + a_\theta) \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \end{aligned} \quad (5-49)$$

iii) z 方向

$$A_{z,4} = a_z \cdot \cos \theta \quad (5-50)$$

(5) 線路方向軸回りのロッキング加振：Mx

橋脚から伝播される地盤振動の測点Mにおける円筒座標系の加速度成分 (A_r, A_θ, A_z) は数値計算によって次のように求められたとする。

$$\text{半径方向の加速度： } A_r = a_r \cdot \cos \psi = a_r \cdot \sin \theta \quad (5-51)$$

$$\text{円周方向の加速度： } A_\theta = a_\theta \cdot \sin \psi = -a_\theta \cdot \cos \theta \quad (5-52)$$

$$\text{鉛直方向の加速度： } A_z = a_z \cdot \cos \psi = a_z \cdot \sin \theta \quad (5-53)$$

この成分を加振源と測点Mの位置関係を表す角度 θ を用いて測点Mの局所座標系に変換すると、次のようになる。

i) x 方向

$$\begin{aligned} A_{x,5} &= -A_r \cdot \sin \psi - A_\theta \cdot \cos \psi \\ &= A_r \cdot \sin(\theta - \frac{\pi}{2}) - A_\theta \cdot \cos(\theta - \frac{\pi}{2}) \\ &= A_r \cdot \cos \theta - A_\theta \cdot \sin \theta \\ &= (a_r + a_\theta) \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \end{aligned} \quad (5-54)$$

ii) y 方向

$$\begin{aligned} A_{y,5} &= A_r \cdot \cos \psi - A_\theta \cdot \sin \psi \\ &= A_r \cdot \cos(\theta - \frac{\pi}{2}) - A_\theta \cdot \sin(\theta - \frac{\pi}{2}) \\ &= A_r \cdot \sin \theta + A_\theta \cdot \sin \theta \\ &= a_r \cdot \sin^2 \theta - a_\theta \cdot \cos^2 \theta \end{aligned} \quad (5-55)$$

iii) z 方向

$$A_{z,5} = a_z \cdot \cos \psi = a_z \cdot \sin \theta \quad (5-56)$$

(6) 1 橋脚から測点に伝播する加速度

振動源のある1つの橋脚から測点に(a)~(e)の加速度を重ね合わせた波が到達する。この加速度は次のように表せる。

$$\text{線路方向(x方向)の加速度: } A_x = \sum_{i=1}^5 A_{x,i} \quad (5-57)$$

$$\text{線路直交方向(y方向)の加速度: } A_y = \sum_{i=1}^5 A_{y,i} \quad (5-58)$$

$$\text{鉛直方向(z方向)の加速度: } A_z = \sum_{i=1}^5 A_{z,i} \quad (5-59)$$

5-2-5 基礎形状の違いの影響

軸対称有限要素法の適用するにあたり、多くの場合矩形である橋脚のフーチングを円形で近似することとなる。図5-10に示すように、線路方向幅が W_x 、線路直角方向幅が W_y の矩形基礎を直径 W_y の円形としてモデル化する場合において、基礎中心を原点とした直交座標系における測定点 $M(x_M, y_M)$ への振動伝播を考える。

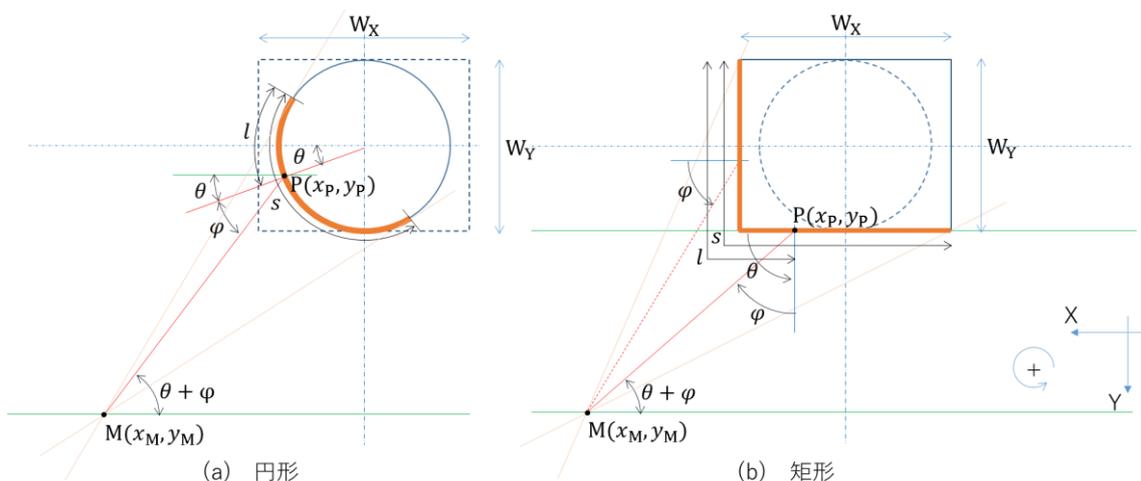


図 5-10 基礎形状による振動伝播の違い

図5-10中の太線で示す長さ s の基礎の縁辺から伝播する振動が点 M への振動に影響を及ぼしていると考え、縁辺の端からの長さが l の位置にある点 P から点 M に伝播する振動の加速度を $a_M(l)$ とすると、点 M での加速度は次式で表せる。

$$A_M = \int_{l=0}^{l=s} a_M(l) dl \quad (5-60)$$

なお、点 P の位置により振動の伝播距離と縁辺の微小区間の法線を振動伝播方向のなす角が異なる。線分 PM の長さを波数 k 、減衰の影響を点 P および点 M の加速度振幅比 ζ で表した場合、 a_M は次式の通りとなる。

$$a_M = \cos \varphi \cdot \zeta A_P \sin 2\pi k \quad (5-61)$$

なお A_P は橋脚の加振モードに応じて式(5-60)から式(5-64)のとおり示される。

鉛直方向加振の場合の鉛直加速度 $: A_{Pz} = 1 \quad (5-62)$

線路方向水平加振の場合の法線方向水平加速度 $: A_{Px} = \cos \theta \quad (5-63)$

線路直角方向加振の場合の法線方向水平加速度 $: A_{Py} = \sin \theta \quad (5-64)$

線路直角方向軸周りのロッキング加振の場合の鉛直加速度 $: A_{PM_y} = \frac{x_P}{2W_x} \quad (5-65)$

線路方向軸周りのロッキング加振の場合の鉛直加速度 $: A_{PM_x} = \frac{y_P}{2W_y} \quad (5-66)$

基礎形状が矩形の場合の A_{MR} と円形の場合の A_{MC} を求め、形状の違いの影響を明らかにする。

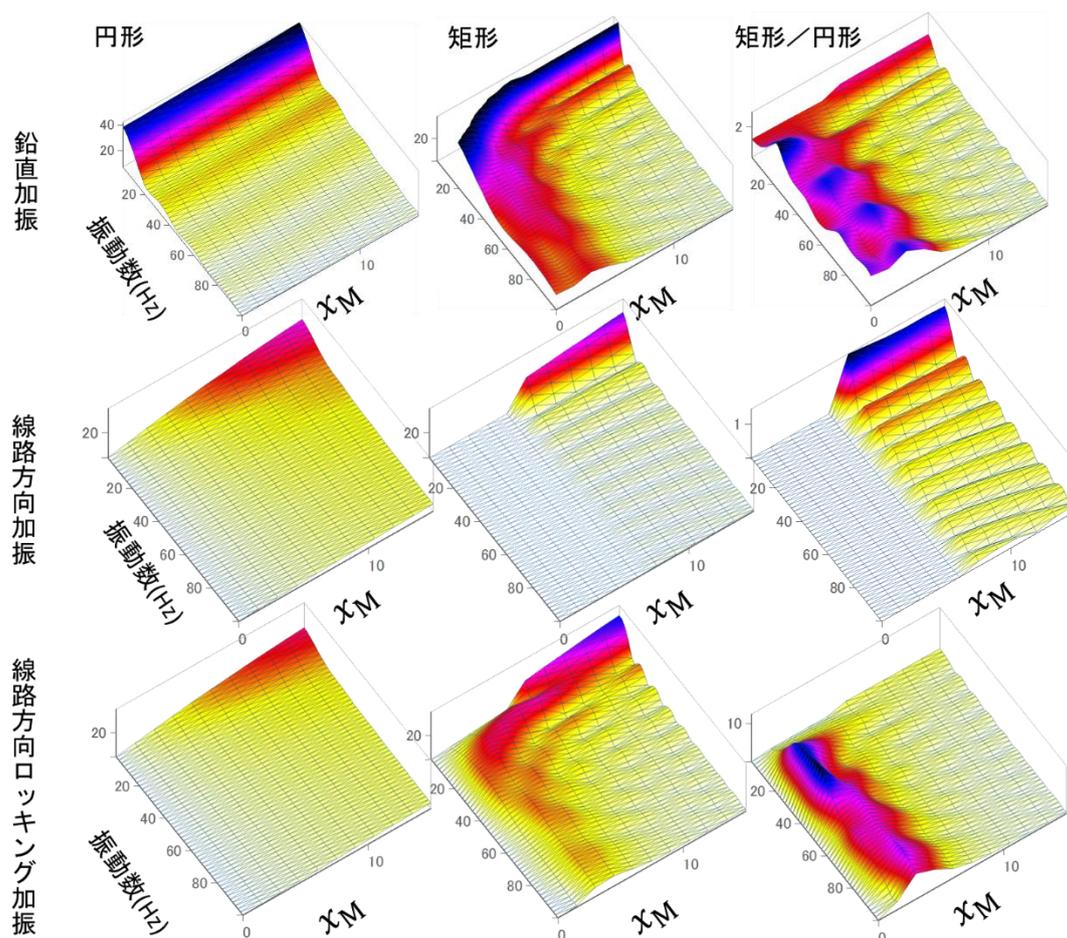


図5-11 基礎形状による干渉の影響

図5-1-1に A_{MR} と A_{MC} および A_{MR}/A_{MC} の計算例を示す. 同図は振動数と点Mのx座標および振幅の関係を示している. X_m が4.9近傍の領域や, 振動数が20Hz以下の帯域で, 基礎が矩形の場合の振幅が円形の場合の応答に比べて大きい.

5-3 複数橋脚から伝播する加速度の合成

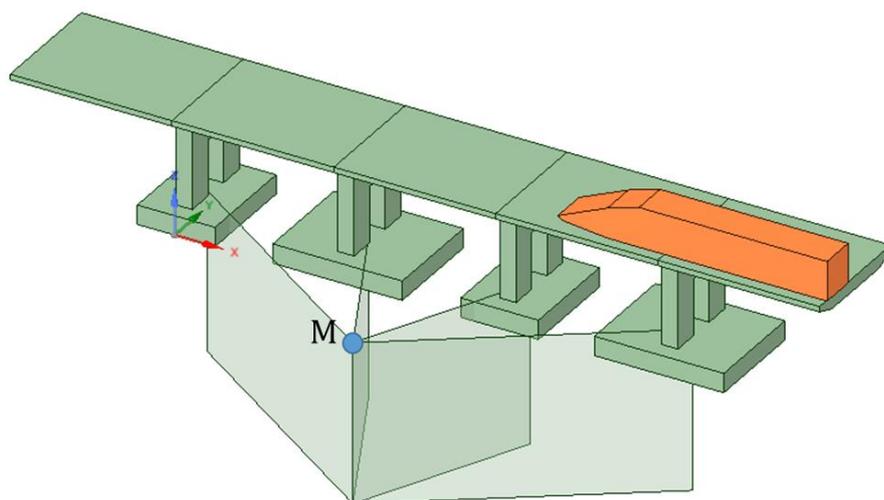


図5-1-2 複数橋脚からの振動伝播

桁式高架橋周辺のある点における地盤振動は図5-1-2に示すように複数の橋脚からの振動が合成されたものとして考えられる. この場合, 各橋脚から着目点に伝播する振動の位相差が, 着目点での合成振動の振幅に影響を及ぼすことが懸念される. そこで, 図5-1-3に示す4基の橋脚P1~P4から着目点Mに伝播する振動の位相差による干渉の影響について検討する.

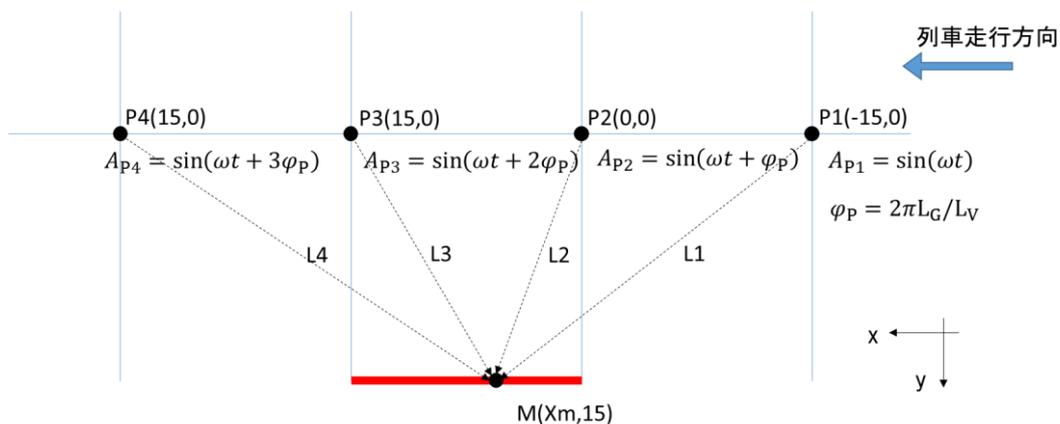


図5-1-3 基礎形状による干渉の影響

時刻 t の橋脚 P 1 の振動が各振動数を ω として $\sin(\omega t)$ で表されるとき、橋脚 n について 伝播する振動の波長を λ , 着目点 M と橋脚 n の基礎中心までの距離を L_n とすると、橋脚 P n から点 M に伝播する波は式(5-67)で表される。

$$A_{Gn} = \sin(\omega t + \varphi_n) \quad (5-67)$$

なお、 φ_n は列車走行に起因する位相遅れであり、式(5-68)で表される。

$$\varphi_n = 2\pi \left\{ (n-1) \frac{L_G}{L_V} + \frac{L_n}{\lambda} \right\} \quad (5-68)$$

ここに、 L_G は桁長を、 L_V は車両長である。

図5-13に示す4基の橋脚から点 M に伝播する波の振幅は式(5-69)のとおりとなる。

$$A_M = \sum_{n=1}^4 \sin(\omega t + \varphi_n) \quad (5-69)$$

図5-14に点 M の座標が $y=15$, $0 \leq x \leq 15$ の範囲において式(5-69)に基づき位相差による干渉の影響を計算した結果を示す。縦軸は波長、横軸は点 M の x 座標を示している。色の濃淡で位相差の影響を表しており、色が濃くなるほど干渉により振幅が小さくなっていることを示す。

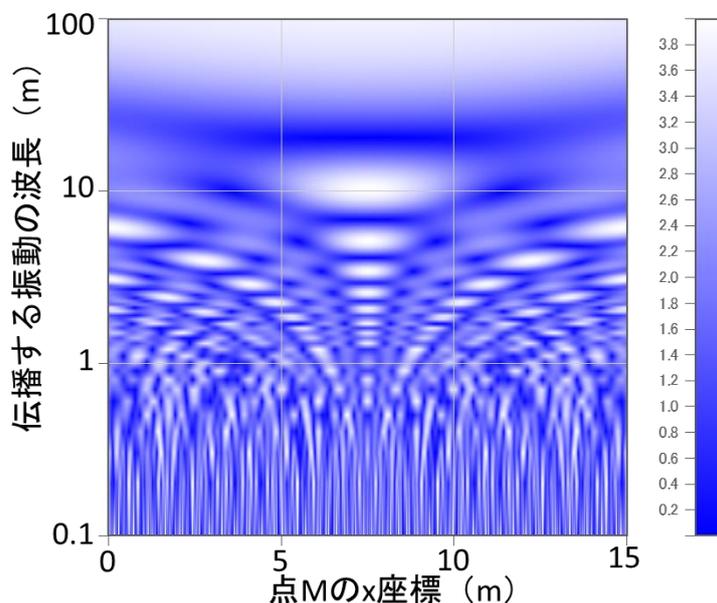


図5-14 基礎形状による干渉の影響

同図からは、波長が短くなるにつれて、干渉による縞模様の間隔が狭くなっていることがわかる。この影響を正しく評価するためには、伝播する振動の波長を正しく設定する必要がある。

ある。しかし現実の地盤では、伝播する振動の波長は、伝播経路の位置により細かく異なっており、干渉の影響を正確に計算することは困難であると考えられる。したがって、複数橋脚からの振動を合成する場合、振幅の2乗和として取り扱い、位相差により振動の打ち消しは考慮しないこととする。この取り扱いにより、地表面の振動が過小に評価されることを防ぐ。

5 - 4 まとめ

本章では軸対称 FEM を活用した橋脚周辺の地盤振動の計算モデルを提案した。第2章から第4章で明らかにした橋脚の振動挙動に基づき、橋脚の回転、鉛直並進および水平並進の3種類の挙動を再現するための有限要素モデルを示した。軸対称 FEM を用いる場合、本来矩形である基礎を円形でモデル化する必要が生じる。この影響を、基礎縁辺から着目点までの伝播距離の差および振動数と振動伝播速度の関係から定量化する方法について示した。また、複数橋脚から伝播する振動の位相差による干渉の影響についても検証を行い、橋脚間隔が 15m の場合、伝播する波長がおおむね 10m 未満となると、振幅を正しく評価することが困難となることを明らかにした。

参考文献

- [1]吉田一博, 渡辺宏一, 森川和彦, ”高架橋上を移動する列車による地盤の応答”, *地盤環境振動の評価・予測・対策に関するシンポジウム発表論文集*, pp.69-72, 2001.
- [2]谷口美佐, 渡邊康夫, 清水満, ”地盤振動の解析的検討手法の開発”, *JR EAST Technical Review*, No37, 2011.
- [3]BORNITZ, G, “Über die Ausbreitung der von Grozklolbenmaschinen erzeugten Bodenschwingungen in die Tiefe”, J.Springer, 1931, Berlin
- [4] Wilson, Edward L. "Structural analysis of axisymmetric solids." *AIAA Journal*, Vol.3, No.12, pp.2269-2274, 1965
- [5] 榊信昭, 長岡弘明, 横山幸満, 岡本隆, “地下円筒構造物の動的解析と振動実験および地震観測との比較”, *土質工学会論文論文集*, Vol.25, No.3, pp.167-177, 1985
- [6] 榊信昭, 鈴木操, 長岡弘明, 小山和夫, “地震観測記録に基づく地下式円筒貯槽のひずみ応答特性”, *土木学会論文集*, No.398, pp.367-376, 1988
- [7] 社団法人日本騒音制御工学会編, “地域の環境振動”, p.106, 技報堂出版, 2001
- [8] 金田淳, 石井武司, 豊田浩史, 高田晋, ”橋脚基礎形状が地盤振動伝播に及ぼす影響に関する模型実験”, *土木学会第72回年次学術講演会*, VII-153, 2017

第6章 地盤振動計算モデルの検証

6-1 検証方法

本章では、前章で提案した地盤振動計算モデルについて、実測データの再現解析により検証を行う。再現解析対象はA地区とし、図6-1に示すとおり、連続する4基の橋脚の加速度から、地表面上の着目点の地盤振動の鉛直応答を計算する。

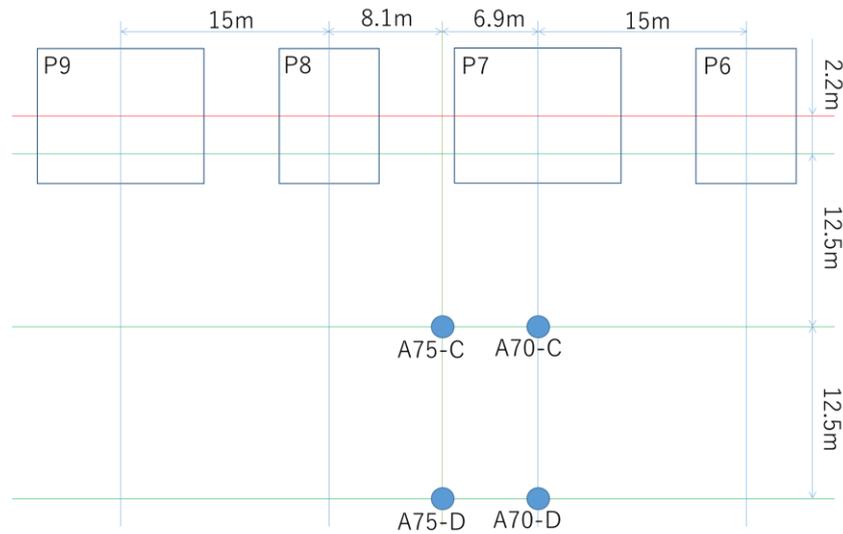


図6-1 橋脚と着目点の位置関係

はじめに、軸対称有限要素モデルを用いて橋脚と地表面間の振動伝播の伝達関数を計算し、単一の橋脚から周辺の地盤への振動伝播の状況を加振モード毎に明らかにする。続いて、複数の橋脚から着目点へ伝播する地盤振動について、考慮する橋脚の数および加振モードを変化させて計算する。地盤振動の卓越振動数とその大きさに着目し、計算結果と実測値を比較することにより実測値を精度よく再現する計算条件を明らかにする。

6 - 2 伝達関数の計算

6 - 2 - 1 軸対称有限要素モデル

図6-2に伝達関数計算のための軸対称有限要素モデルを示す。解析に用いたプログラムは伊藤忠テクノソリューションズ社製「Soil plus」である。図6-1に示す4つの着目点を計算する場合、基礎中心からの着目点までの距離は最大で約36mであるが、考慮すべき橋脚数の影響を検証することを目的として、水平方向のモデル化範囲は基礎中心から89mとした。鉛直方向はせん断弾性波速度が200m/s以下の領域をモデル化対象とすることとし、深さ10.7mまでの範囲をモデル化した。

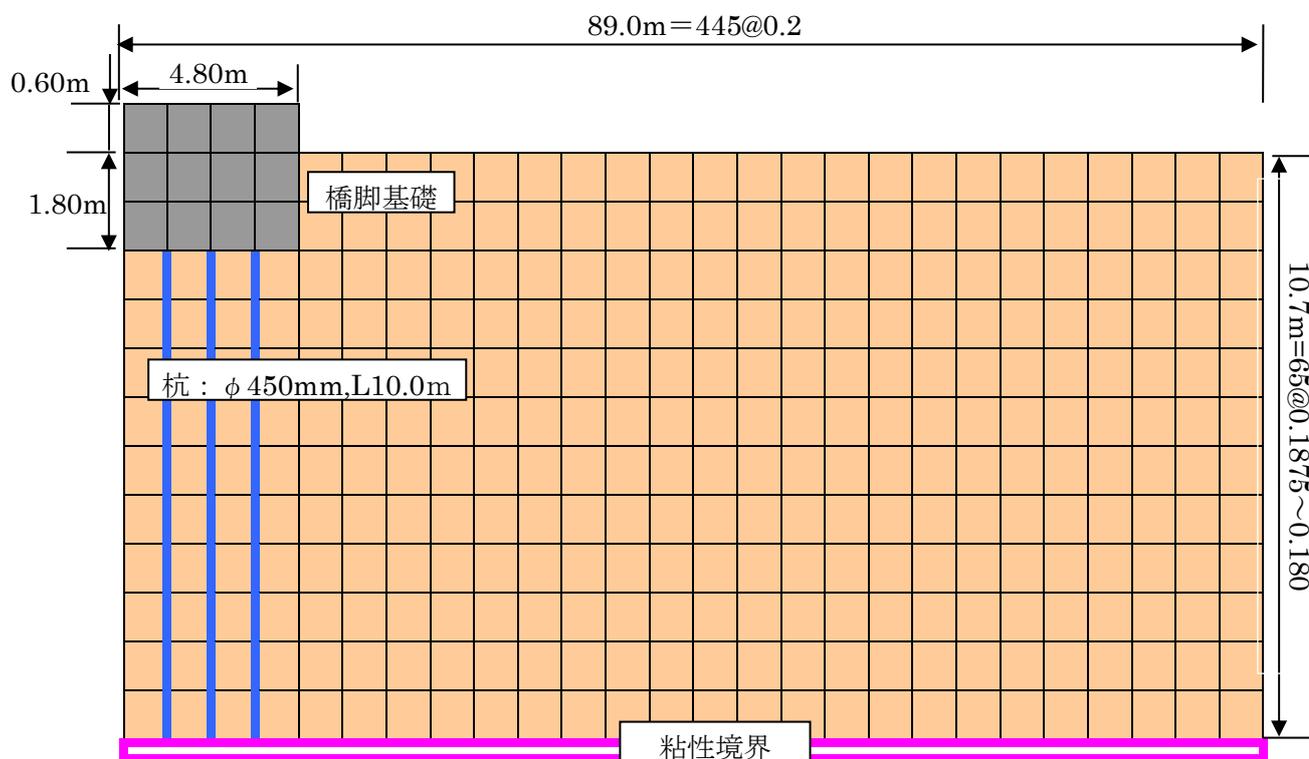


図6-2 伝達関数計算のための有限要素モデル

速度区分と地盤物性値は表6-1および表6-2に示すとおりである。要素幅はプログラムの動作可能範囲で最小となるように、水平方向を0.2m、鉛直方向を0.1875~0.180mと設定した。本モデルで再現可能な最小の波長は、1波長を8節点以上で表すことを考えた場合1.4mとなる。最表層のせん断波速度は50m/sであるため、この場合の振動数は約36Hzとなる。振動レベル計に関するJIS基準(JISC1510)で対象としている1Hzから80Hzまでの振動を評価する場合、要素幅をさらに狭くする必要があるが生じる。しかし、3章で明らかにしたとおり、A地区での列車走行に起因する地盤振動の卓越振動数は約8Hzであるため、地盤振動の卓越振動数およびその大きさの評価する上で適切な要素設定となっている。

表 6-1 速度区分

深度(m)	記号	土質区分	P波(m/sec)	S波(m/sec)	密度 ρ (g/cm ³)	ポアソン比ν
0~1.1	Ac1	有機質シルト	301	50	1.697	0.486
1.1~1.8	Ac2	有機質粘土	729	59	1.366	0.497
1.8~2.4	Ac3	粘土	948	74	1.345	0.497
2.4~2.9	Ac4	高有機質土	856	61	1.292	0.497
2.9~3.7	Ac5	砂混じり有機質土	1318	75	1.364	0.498
3.7~6.1	As1	細砂	1558	187	1.680	0.493
6.1~8.7	Dc1	砂混じりシルト	1595	186	1.760	0.493
8.7~10.7	Ds1	細砂	1716	341	1.891	0.479
10.7~11.75	Dc2	固結シルト	1705	443	1.792	0.464
11.75~15.45	Ds2	細砂	1690	311	1.873	0.482

表 6-2 地盤物性値

深度	土質区分	層厚(m)	分割厚	層分割	密度(g/cm ³)	ポアソン比	G(kPa)	K(kPa)	γ
1.00	有機質シルト	1.00	0.200	5	1.697	0.486	4,278.3	147,936	16.645
1.80	有機質粘土	0.80	0.200	4	1.366	0.497	4,810.7	719,720	13.404
2.40	粘土	0.60	0.300	2	1.345	0.497	7,462.7	1,198,445	13.199
2.90	高有機質土	0.50	0.250	2	1.292	0.497	4,845.4	939,886	12.677
3.80	砂混じり有機質土	0.90	0.300	3	1.364	0.498	7,736.1	2,357,734	13.383
6.20	細砂	2.40	0.600	4	1.680	0.493	58,892.7	4,000,390	16.480
8.60	砂混じりシルト	2.40	0.600	4	1.760	0.493	61,108.1	4,397,828	17.268
10.70	細砂	2.10	7.200	0	1.891	0.479	220,106.2	5,274,489	18.550
11.75	固結シルト	1.05	8.200	0	1.792	0.464	351,939.8	4,741,097	17.583
15.45	細砂	3.70	9.200	0	1.873	0.482	180,980.5	5,105,559	18.372

橋脚基礎は線路直角方向の基礎幅がおおむね一致するように、半径 4.8mの円形基礎とした。検討対象の橋脚は、桁の固定条件の違いにより線路方向の基礎幅が異なるが、全て同一の形状としてモデル化している。杭については図 6-3 に示すとおり、矩形上に配置されている杭を最外、中間および最内の 3 種類に分類した上で、円形群杭要素としてモデル化した。円形群杭要素は図 6-4 に示すように円周上に等間隔に配置された梁要素である。分類毎の杭本数は、表 6-3 に示すとおり、固定支承と可動支承の杭本数の平均値とした。

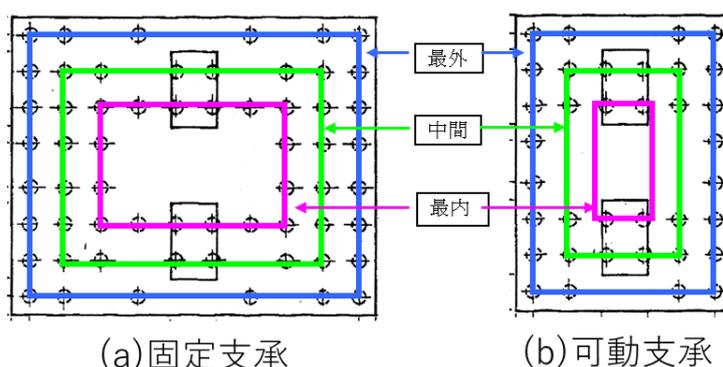


図 6-3 杭のモデル化

表 6-3 杭本数

	固定支承	可動支承	平均（解析採用）
杭(最内)	16	4	10
杭(中間)	20	12	16
杭(最外)	24	20	22

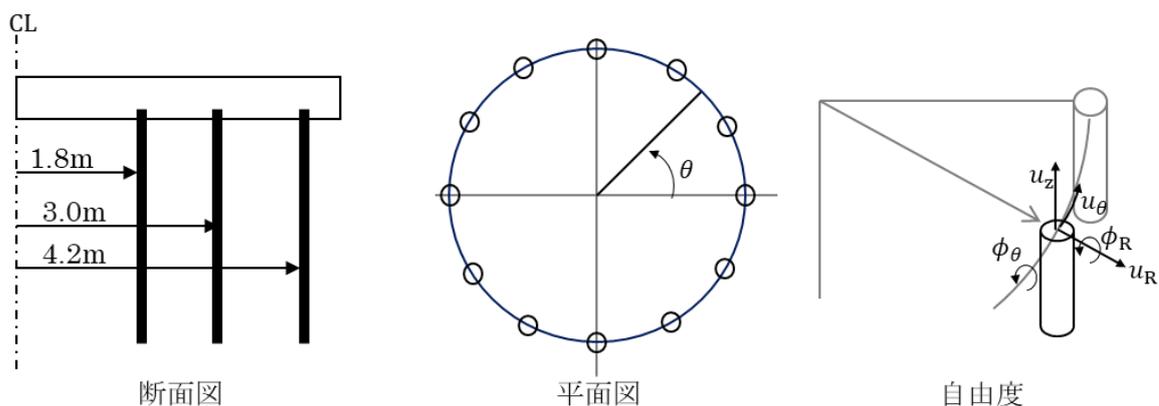


図 6-4 円形群杭モデルの概略図

加振モードとして図 6-5 に示す 3 種類を考慮した。有限要素モデル上の対応する節点に同図で示した方向への加振力を設定して計算を行い、地表面のすべての節点の鉛直方向加速度応答値を加振点における伝達関数出力から、各節点及び振幅及び位相差の振動数特性を求め整理した。

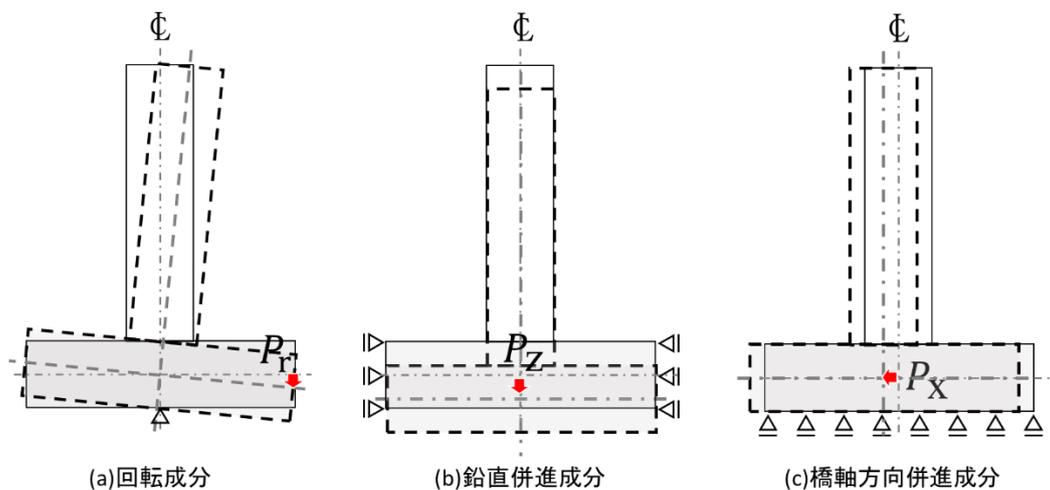


図 6-5 加振位置および拘束条件

6-2-2 振幅比の可視化

図6-6から図6-8に振幅比を可視化した結果を示す。振幅比は各節点の鉛直応答に関する伝達関数の振幅成分を、加振点における加振方向の振幅で除したものである。横軸は伝播距離を、縦軸は加振振動数を示している。なお、ここでの伝播距離は軸対称モデルの中心から着目節点までの長さとしている。振幅比の値を色相の変化で表現するカラーマップとして示した。

図6-6は鉛直方向加振時の加速度伝達関数を図化したものである。伝播距離が4.8mまでの範囲では振動数にかかわらず、振幅比の値は1を示している。伝播距離が4.8m以上の領域での振幅比は加振振動数により異なる。振幅比の変化は約10Hzを境に大きく2種に大別できる。加振振動数が約10Hz未満の領域では距離に対する振幅比の減少が大きく、振動が遠方に伝わっていないことがわかる。加振振動数が10Hz以上の領域では、全体的な傾向としては、距離とともに振幅比が減少する傾向を示している。しかし、その過程の中で細かな増加と減少を繰り返している。前記の細かい増加と減少の間隔は振動数が高くなるにつれて狭くなっていることがわかる。また、伝播距離がおおむね4.8~20mの領域では振幅比が1以上を示している。すなわち、基礎近傍の地盤は基礎の振動よりも大きな振幅で振動していることがわかる。基礎近傍の振幅の大きさは、振動数によって異なっており、今回計算対象としてA地区の地盤では35Hzから70Hzの振動数帯域で特に大きな振幅を示している。

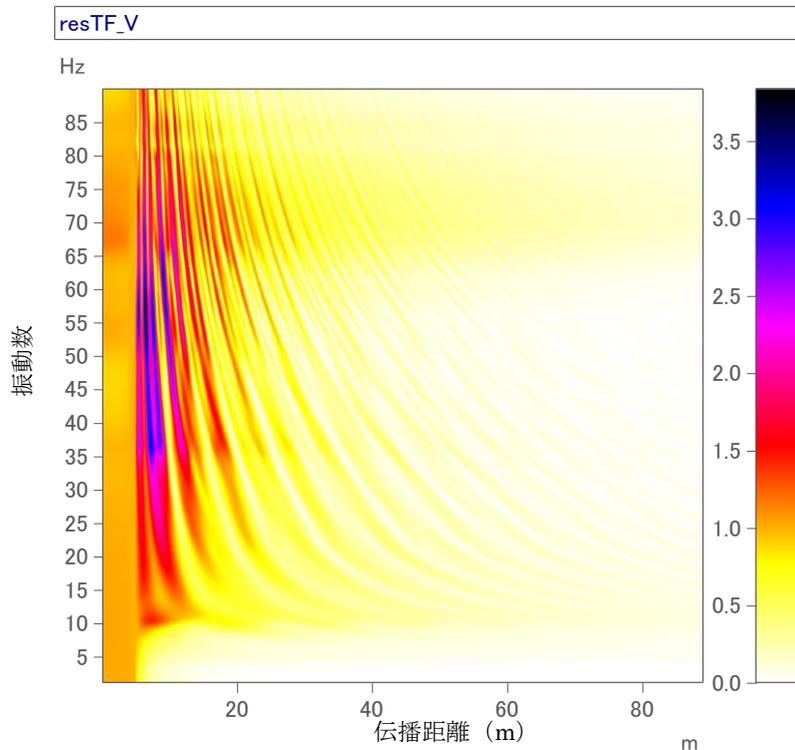


図6-6 加速度伝達関数（鉛直加振）

図6-7は水平方向加振時の加速度伝達関数を図化したものである。基礎上の節点となる伝播距離が4.8mまでの範囲では振動数にかかわらず、振幅比の値は0を示している。地盤上の節点となる伝播距離が5.0m以上の領域での応答は加振振動数が8Hz付近で極めて大きく、遠方まで振動が伝わることをわかる。加振振動数が8Hz未満の領域での振幅比は伝播距離の増加とともに急激に減衰している。一方、加振振動数が8Hz以上の領域では鉛直加振の場合と同様に振動を伴いながら減衰している。加振振動数が高くなるにつれて振動の間隔が狭くなる傾向も鉛直加振の場合と同様である。

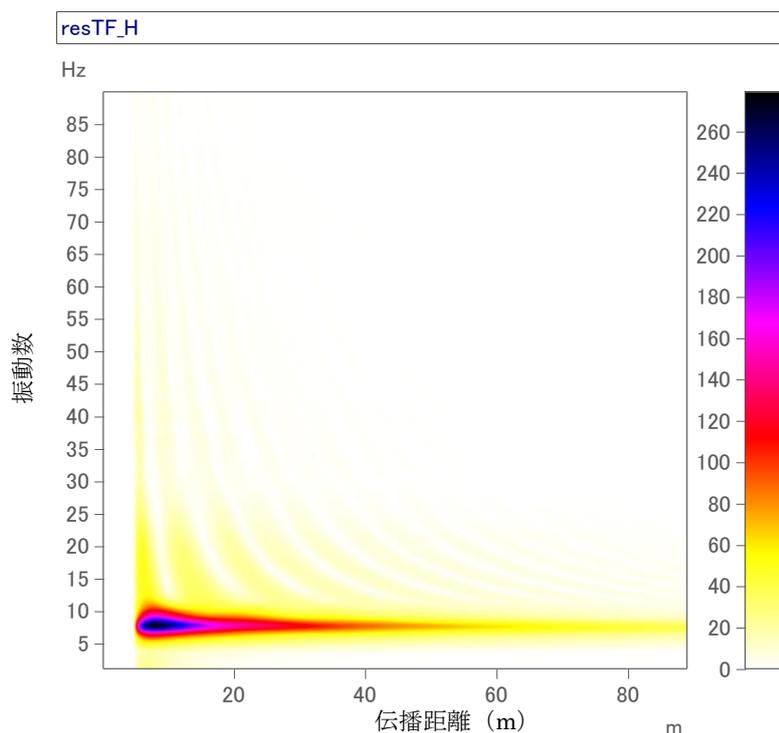


図6-7 加速度伝達関数 (水平加振)

図6-8はロッキング加振時の加速度伝達関数を図化したものである。基礎縁端部を鉛直方向に加振しているため、基礎上の節点となる伝播距離が4.8mまでの範囲では伝播距離し正比例する形で0から1へと変化している。地盤上の節点となる伝播距離が5.0m以上の領域での応答は鉛直方向加振と同様の傾向を示している。加振振動数が約10Hz未満の領域では距離に対する振幅比の減少が大きく、振動が遠方に伝わっていない。加振振動数が10Hz以上の領域では、距離とともに振動を伴いながら振幅比は減少している。前記の振動の間隔は振動数が高くなるにつれて狭くなる点も同様である。基礎近傍の地盤は基礎の振動よりも大きな振幅で振動していることがわかる。基礎近傍の振幅の大きさは、50Hz以上の帯域で特に大きな振幅を示している。

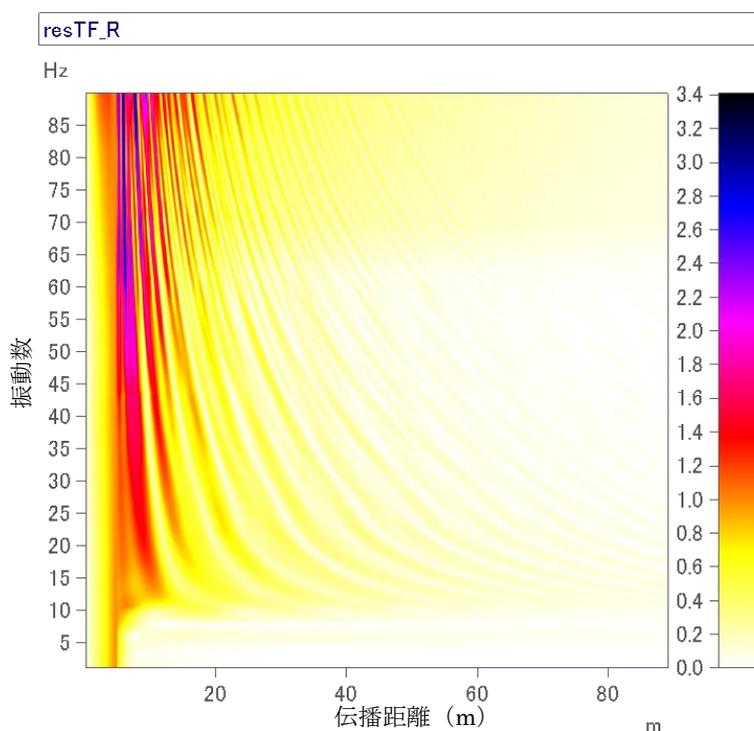


図6-8 加速度伝達関数 (ロッキング加振)

6 - 2 - 3 位相差の可視化

図6-9から図6-11に位相差を可視化した結果を示す。横軸は伝播距離を、縦軸は加振振動数を示している。伝達関数の位相差成分を $-\pi$ を黒、 π を白とした白黒の濃淡に対応させたカラーマップとして示した。したがって、カラーマップが描く縞模様の間隔が伝播する振動の波長を示すこととなる。

図6-9に鉛直加振時の位相差のカラーマップを示す。縞の間隔は加振振動数が高くなるほど狭くなっていることがわかる。また、振動数の変化に対する縞の間隔の変化の傾向は一定ではなく、振動数が低いほど縞の間隔の変化が大きく間隔が広がる方向に変化している。これは波の伝播速度が振動数により異なり、振動数が低いほど伝播速度が速いことを示している。なお、振動数が40Hzより高い領域では、見かけ上縞の間隔が広がっている。これは、実際の波長に対し、節点間隔が広すぎるため、エイリシアリングが生じていると考えられる。

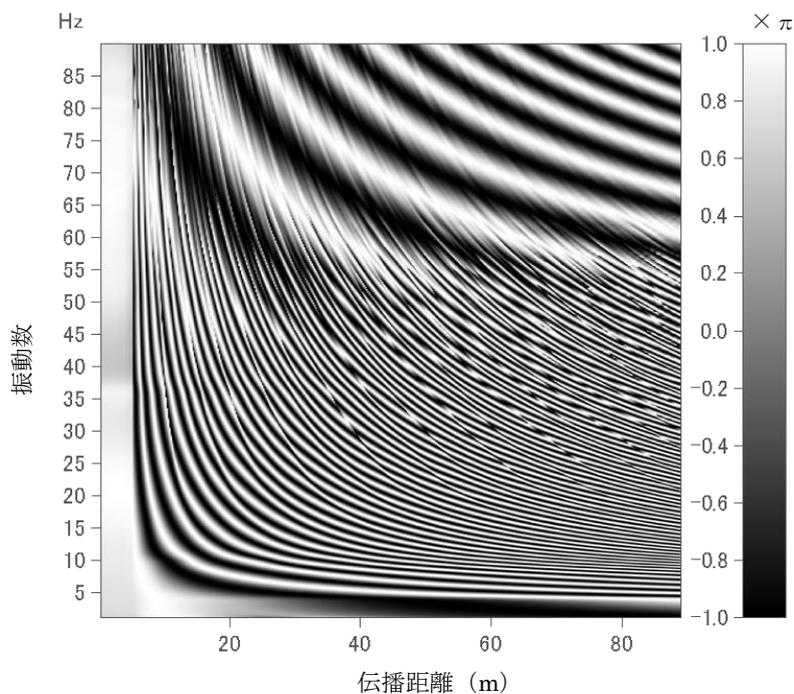


図6-9 位相の変化（鉛直加振）

図6-10に水平加振時の位相差のカラーマップを示す。縞の表れ方の全体的な傾向は鉛直加振の場合と同様であり、振動数が高くなるほど、波長が短くなることが確認できる。また、同図からは縞の現れ方に乱れが生じている。

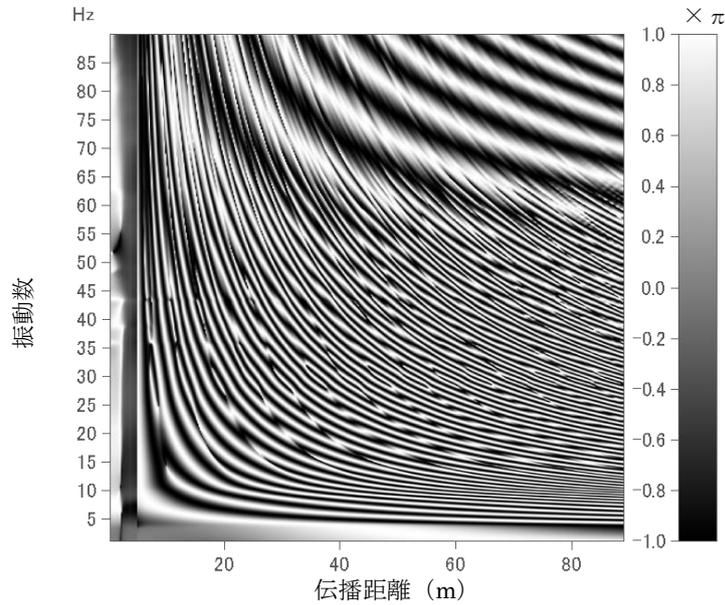


図6-10 位相の変化（水平加振）

図6-11にロッキング加振時の位相差のカラーマップを示す。縞の表れ方の全体的な傾向は鉛直加振の場合と同様であり、振動数が高くなるほど、波長が短くなることが確認できる。

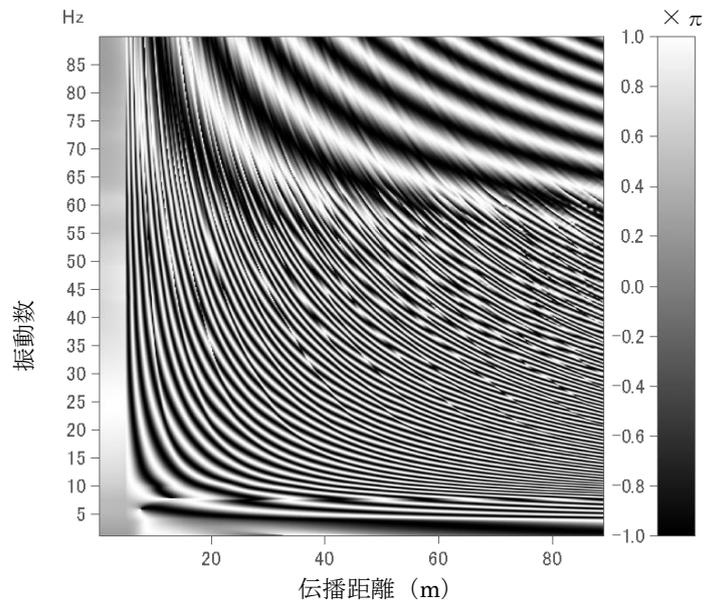


図6-11 位相の変化（ロッキング加振）

図6-12に図6-6から求めた波長と位相速度を示す。振動数が低くなるほど位相速度が速くなる傾向が確認できる。

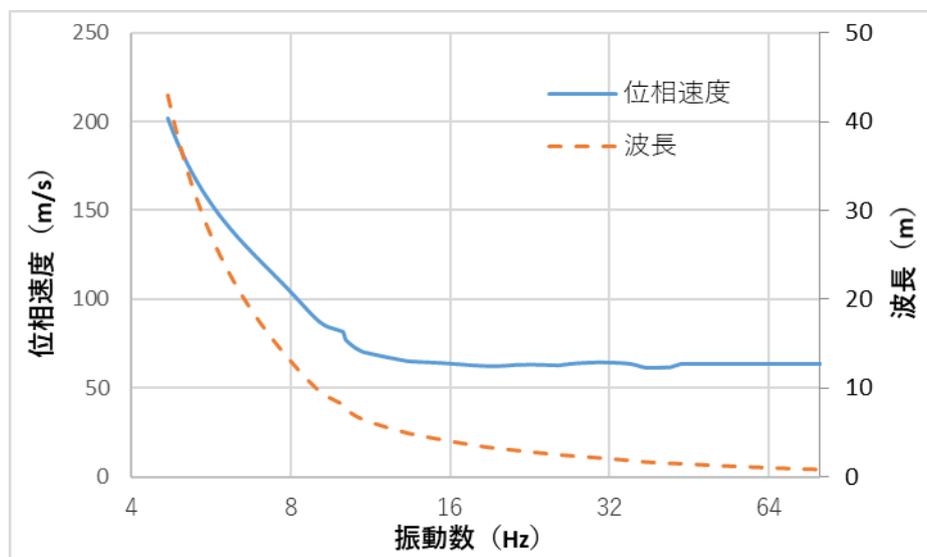


図6-12 位相速度と波長

6 - 2 - 4 形状差を考慮した伝達関数

5章で示したとおり，本来矩形である基礎を円形でモデル化したことに伴い，基礎の縁端部から着目点までの距離に差が生じる．

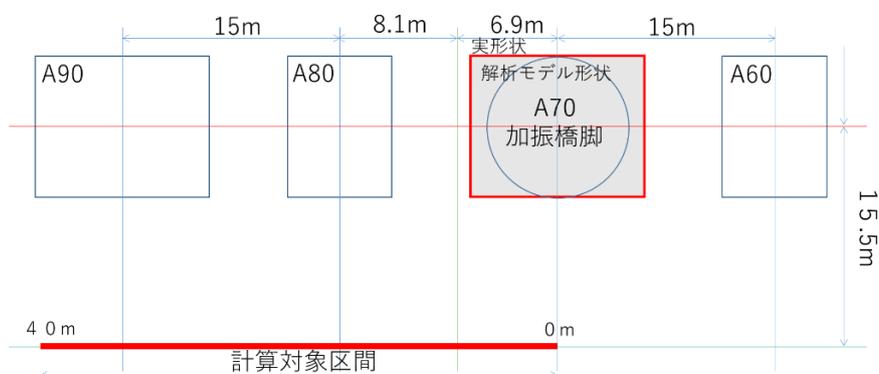


図6-13 振幅比の計算位置

図6-13に示すとおり，A70基礎中心から線路直角方向に15.5mの離れを持つ線路方向位置の各点での伝達関数を計算した結果を図6-14から図6-16に示す．これらの図は横軸が線路方向の位置，縦軸が加振振動数を示す．フーチング形状の違いによる伝播距離の補正は5章で示した方法を適用している．なお，波長の計算にあたり，波の伝播速度は前項の図6-12で示した，伝達関数の位相成分から求めた値を使用した．

図6-14は鉛直加振時の振幅比分布を示す。線路方向位置がおおむね5mまでは振幅比が1以上の値を示している。これは基礎幅の影響を受けているものと考えられる。線路方向位置が5m以上の領域では振幅比が1.0を下回る。線路方向位置の振幅比の変化は単調ではなく、増減を繰り返している。振動数により振幅比の大きさことなり、線路方向から位置が5mまでの領域では45Hzから50Hzおよび65Hzから75Hzの帯域で振幅比が大きい。一方、線路方向位置が5m以上の領域では10Hz近傍の振動数で振動が伝播する傾向が確認できる。

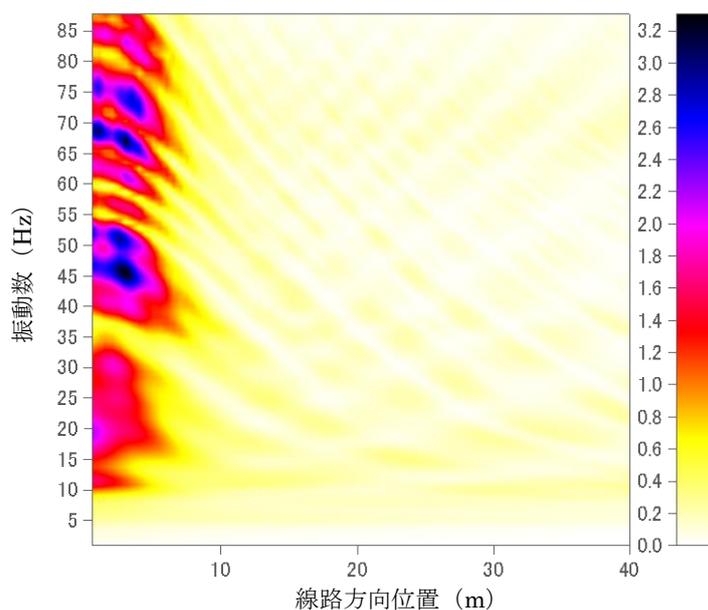


図6-14 線路方向振幅比分布 (鉛直加振)

図6-15は水平加振時の振幅比分布を示す。5Hz近傍の振動数で遠方まで振動が伝播することが確認できる。加振方向が線路方向であるため、線路方向位置が基礎に近接している範囲（おおむね8m未満）では振動数にかかわらず、振動が伝播していないことがわかる。5Hz近傍の振動数帯域では、少なくとも図示している範囲では線路方向位置の増加とともに振幅比が単調に増加する傾向となっている。これは、線路方向位置が遠方側になるにつれて、振動の伝播方向が、加振方向に近づくことの影響が現れていることに起因する。

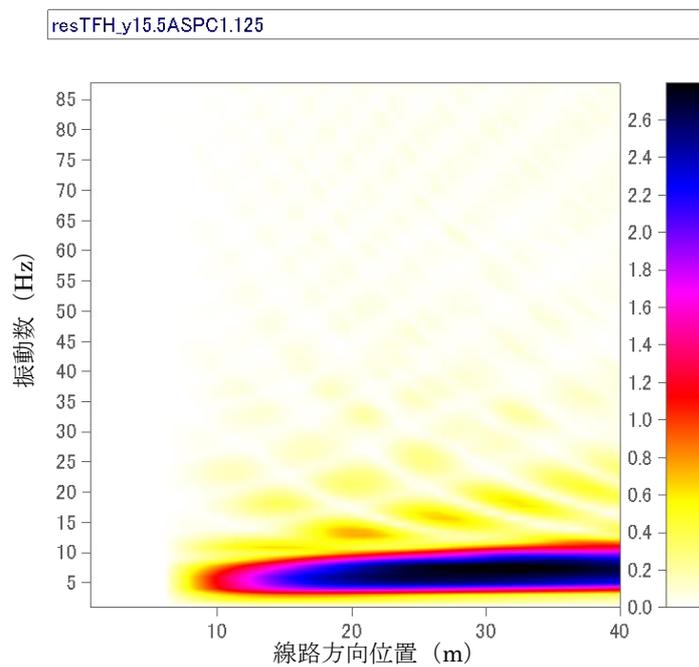


図6-15 線路方向振幅比分布（水平加振）

図6-16はロッキング加振時の振幅比分布を示す。線路方向位置が5m付近の領域の振幅比が最大値を示している。これはロッキング加振の場合、基礎端部の振幅が最も大きいことに起因している。他の傾向は鉛直加振と同様で、10Hz近傍の振動数で振動が遠方まで伝播する傾向を示している。

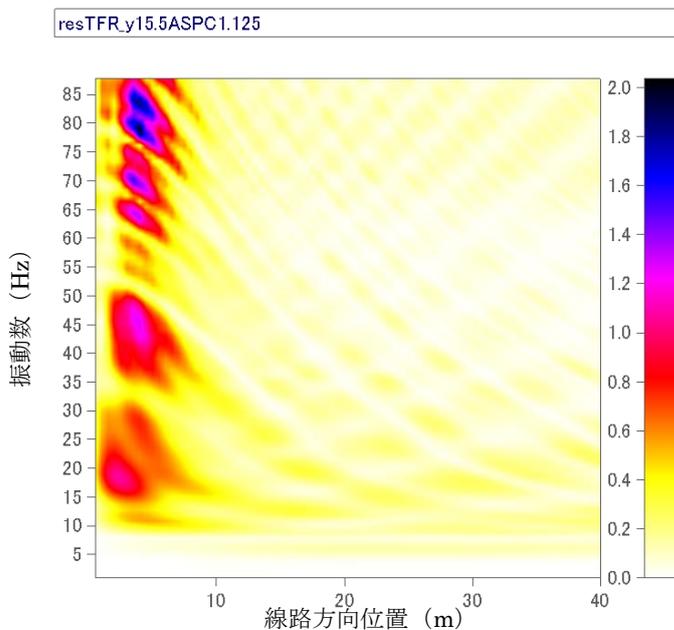


図6-16 線路方向振幅比分布 (ロッキング加振)

6 - 3 橋脚からの振動伝播の計算

6 - 3 - 1 橋脚位置が地表面振動に及ぼす影響

本節では、各橋脚から着目点に伝播する振動について実測値と計算値の比較を行う。計算に用いた橋脚の振動と比較に用いた地表面の振動は、2章で示した計測値である。加振源としては A60,A70,A80 および A90 の 4 基の橋脚の直交 3 成分の振動を対象とした。受信点は 4 基の橋脚が存在する区間のほぼ中心となる位置で、下り線から離れが 12.5m となる A75-C 点とし、鉛直方向成分の計算値を求める。橋脚振動の計測値は時速 225km/h で走行する 10 両編成の下り列車のものを用いた。受信点位置を図 6-17 に示す。

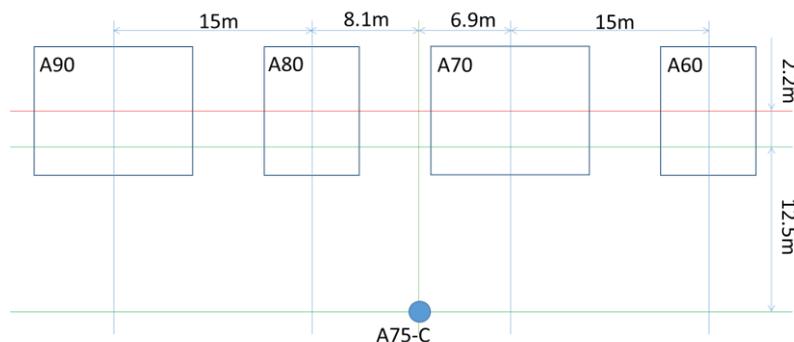


図 6-17 振動受振点と橋脚の平面位置関係

図 6-18 に橋脚 A60 から伝播する振動を振動加速度レベルの 1/3 オクターブバンドスペクトルとして示す。同図には直交 3 成分の全てを考慮した場合と x 方向成分または z 方向成分のみを考慮した場合の 3 種類の計算値と受信点の鉛直振動計測値の 1/3 オクターブバンドスペクトルを示している。

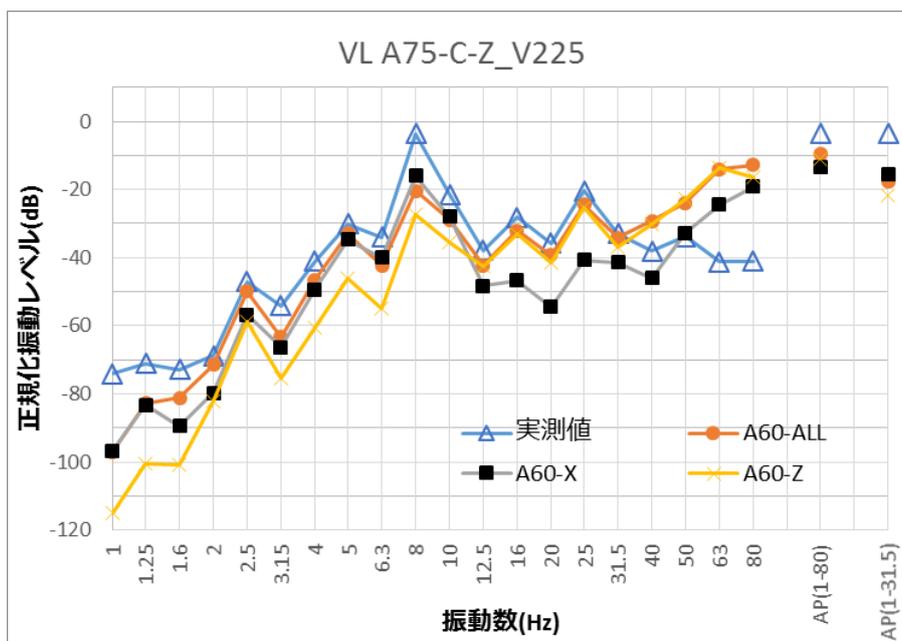


図 6-18 橋脚の振動方向別の振動伝播 (A60 橋脚)

受信点の計算値に着目すると、10Hzの帯域を境にして低振動数側では橋脚のx方向成分振動に起因する振動が大きく、高振動数側ではz方向成分に起因する振動が大きく、全成分を考慮した計算値と実測値を比較すると、31.5Hzまでは計算値は実測値より小さく、40Hz以上では計算値が実測値を大きな振幅を示す結果となっている。

図6-19に橋脚A70について同様の計算を行った結果を示す。

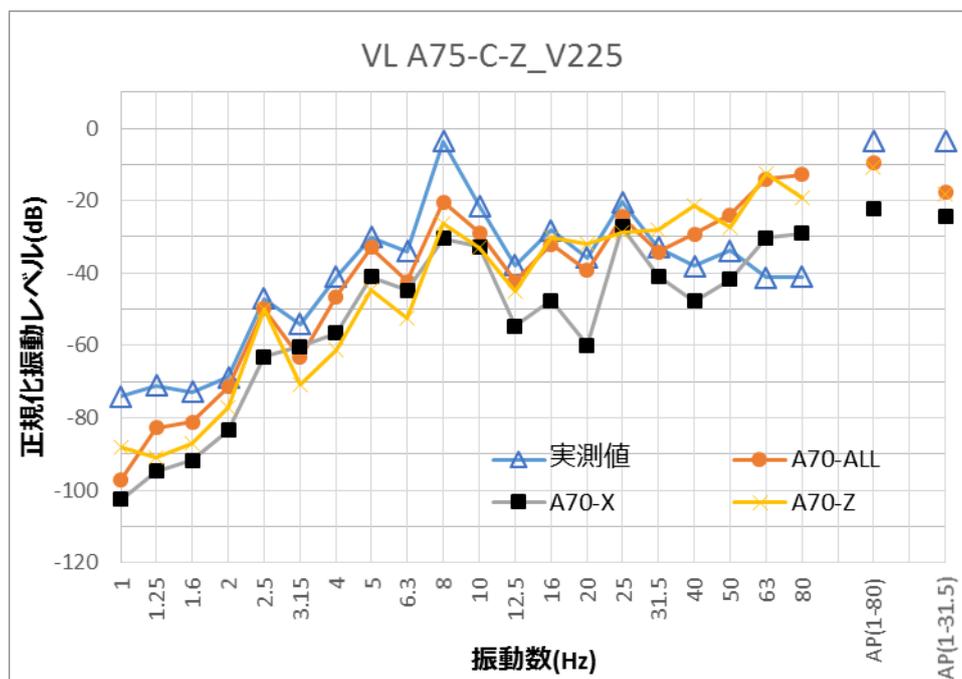


図6-19 橋脚の振動方向別の振動伝播 (A70 橋脚)

受信点の計算値は、振動数が3.15Hzから6.3Hzの帯域と25Hzの帯域を除き橋脚のz方向振動に起因する応答が大きい。全成分を考慮した計算値と計測値を比較すると、1Hzから31.5Hzまでは計算値は実測値より小さく、40Hz以上の振動数では計算値が実測値を大きな振幅を示す結果となっている。

図6-20に橋脚A80について同様の計算を行った結果を示す。

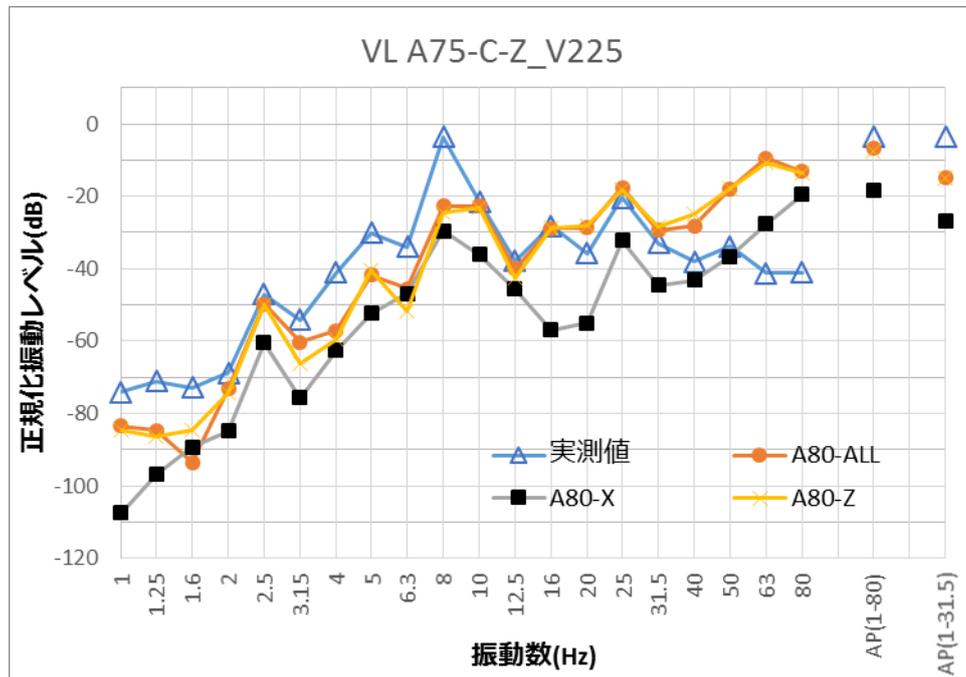


図6-20 橋脚の振動方向別の振動伝播 (A80 橋脚)

受信点の計算値は、振動数が6.3Hzの帯域を除きz方向成分に起因する振動が大きい。全成分を考慮した計算値と計測値を比較すると、16Hzまでは計算値は実測値より小さく、20Hz以上では計算値が実測値を大きな振幅を示す結果となっている。

図6-21に橋脚A90について同様の計算を行った結果を示す。

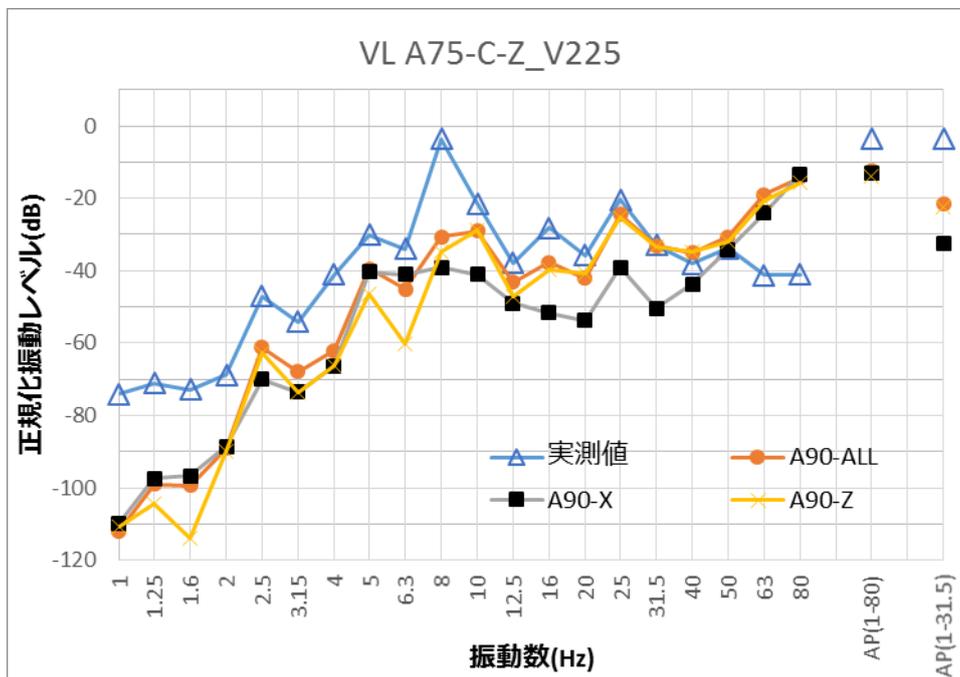


図6-21 橋脚の振動方向別の振動伝播 (A90 橋脚)

受信点の計算値は、1Hz から 2Hz と 5Hz および 6.3Hz の帯域を除き z 方向成分に起因する振動が大きい。全成分を考慮した計算値と計測値を比較すると、31.5Hz までは計算値は実測値より小さく、40Hz 以上では計算値が実測値より大きな振幅を示す結果となっている。

図6-2 2は4基の橋脚から伝播する振動の計算値について同一のグラフ上に表したものである。橋脚の振動成分としては全成分を考慮した計算値を示している。各橋脚から伝播する振動の大小関係は振動数によって異なっている。

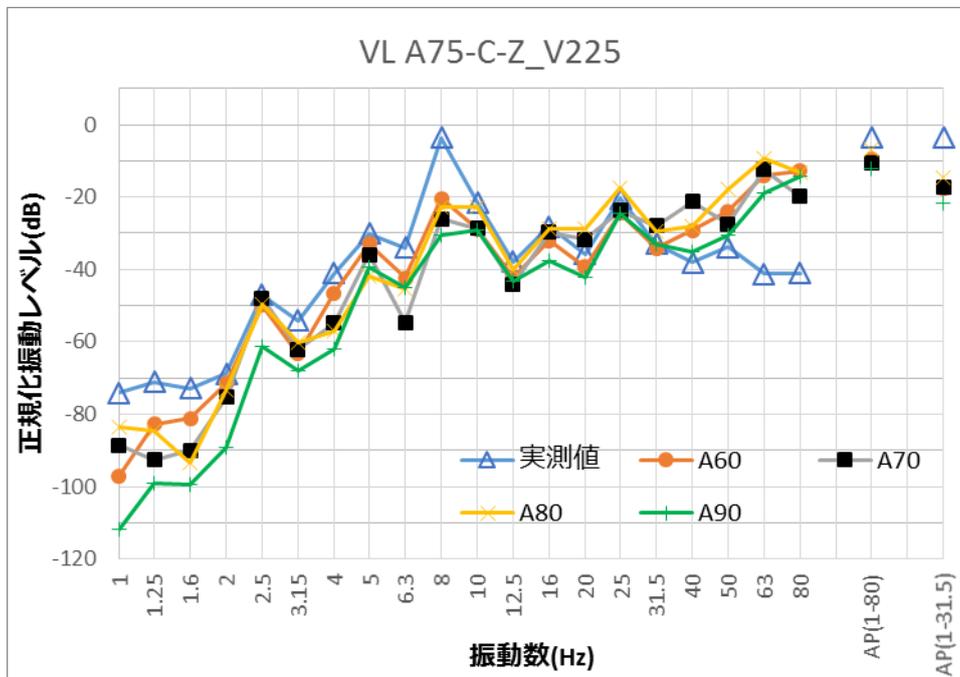


図6-2 2 各橋脚から伝播する振動

6-3-2 考慮する橋脚の数の影響

続いて、各橋脚から伝播した振動を合成した結果と実測値について比較を行う。受信点に近いA70とA80の2基の橋脚を考慮した場合と、さらにA60橋脚とA90橋脚を加えた4基の橋脚を考慮した場合の2ケースについて計算した結果を図6-23に示す。

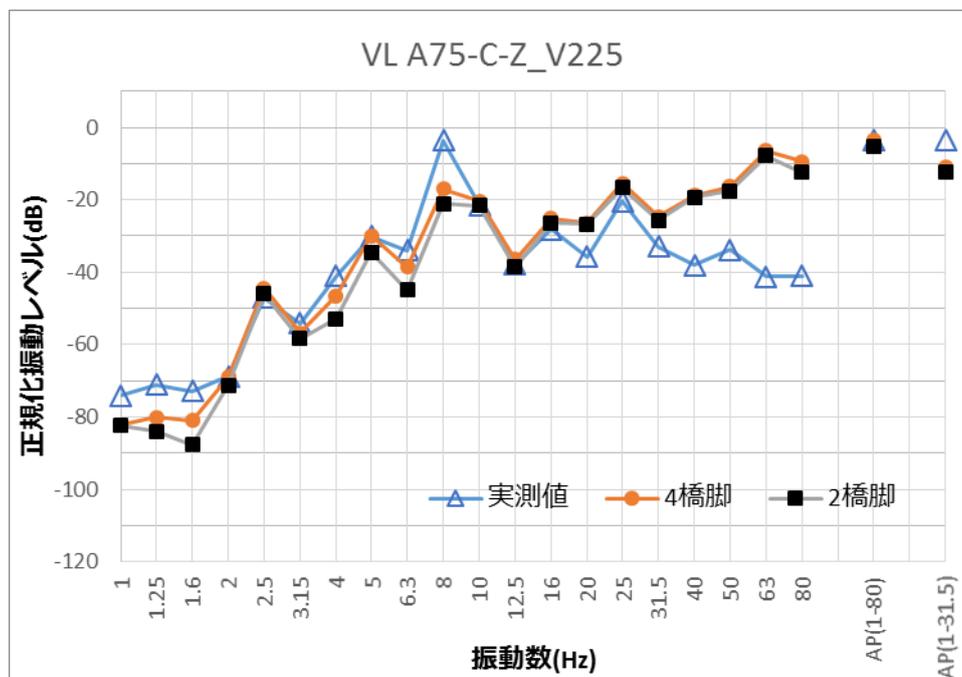


図6-23 考慮する橋脚の数が振動伝播に及ぼす影響

実測値の振動レベルが大きい8Hz以上の振動数に着目すると、振動数が8Hzと12.5Hzの場合を除き、計算値が実測値を上回っている。考慮する橋脚の数が計算値に及ぼす影響は振動数が8Hzの場合で最も大きい。振動レベルは、4橋脚を考慮した場合のほうが2橋脚を考慮した場合に比べて約5.5dB大きく実測値に近い値を示している。

なお、オールパス振動レベルで比較した場合にはその差は小さくなる。1Hzから80Hzのオールパス振動レベルの場合、4橋脚と2橋脚の差は1.7dB、1Hzから31.5Hzまでのオールパス振動レベルの場合の差は0.7dBとなる。

図6-24は線路方向のロッキングの影響について示した図である。

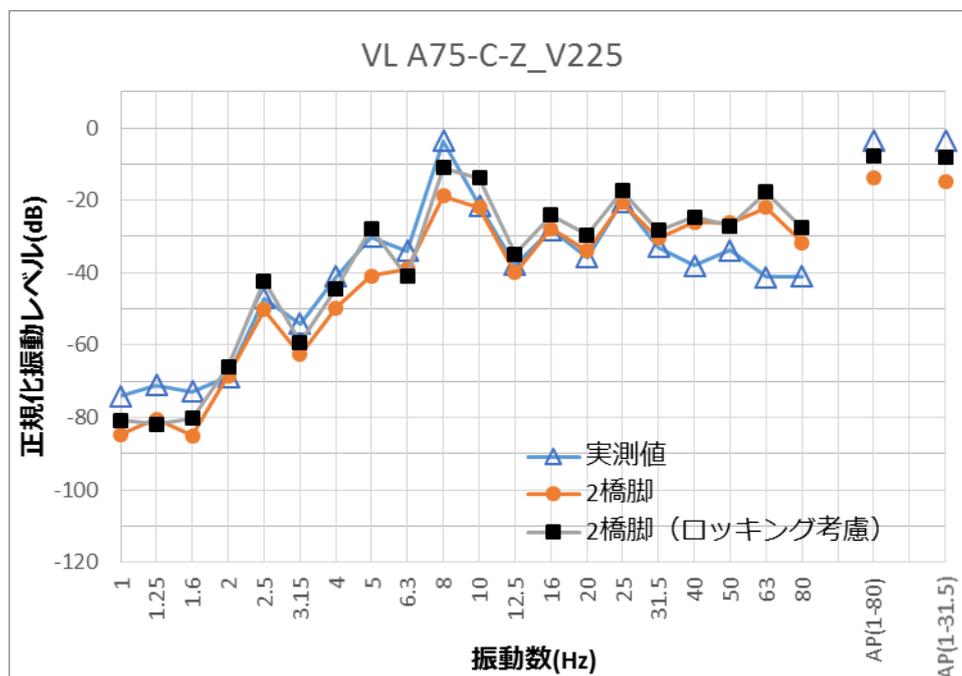


図6-24 ロッキング挙動が振動伝播に及ぼす影響

4章で示した方法に基づき推定したフーチング下面部の加速度に基づき受信点の振動を計算している。橋脚の回転挙動の推定に必要な複数点での加速度計測が実施されているのは、橋脚A70と橋脚A80のみであるため、計算対象橋脚をこれらの2基の橋脚としている。実測値が最大値となる8Hzの帯域ではロッキングを考慮することにより振動レベルが8dB増加している。

6-3-3 基礎形状の違いの考慮

図6-25から図6-27に基礎形状の違いの影響を考慮した場合の計算結果を示す。

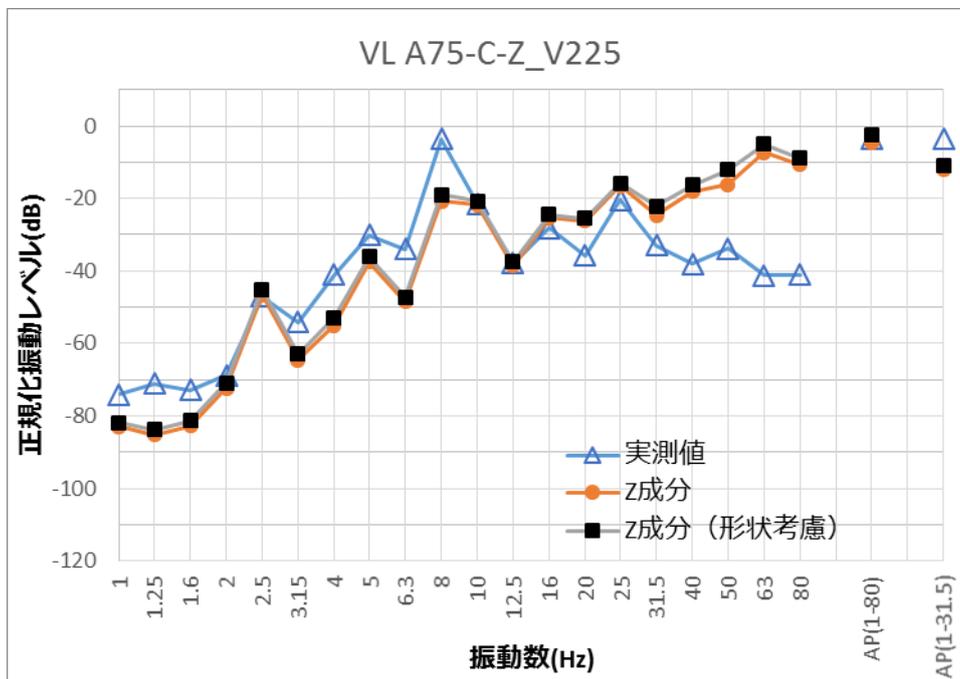


図6-25 基礎形状の違いの影響（基礎が鉛直方向に振動する場合）

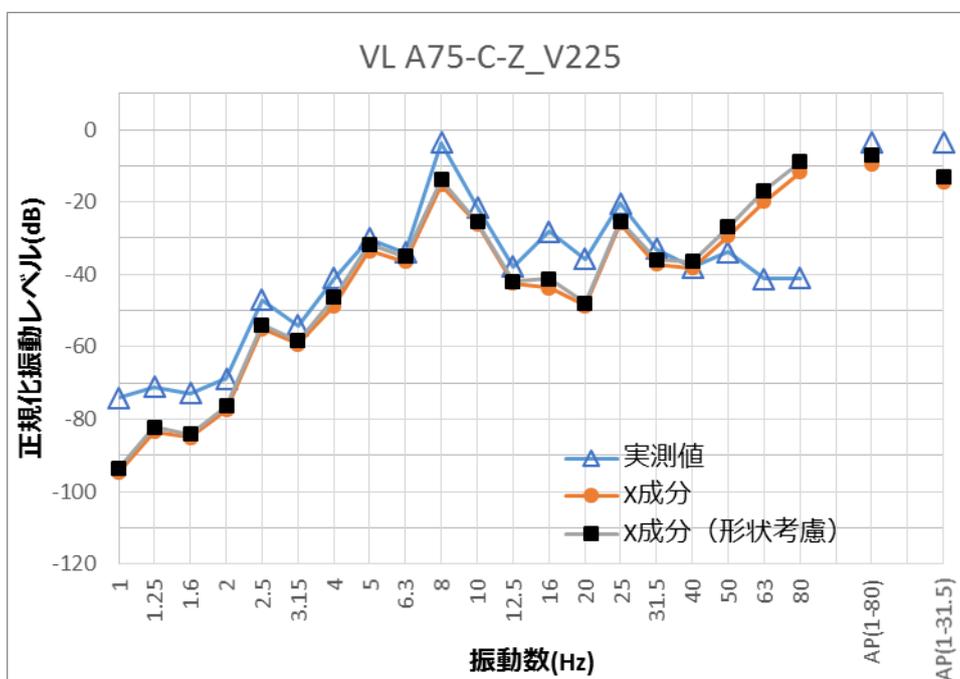


図6-26 基礎形状の違いの影響（基礎が線路方向に振動する場合）

計算対象の橋脚は4基で、橋脚が振動方向として鉛直成分のみを考慮した場合、線路方向成分のみを考慮した場合についてそれぞれ示している。いずれの場合においても、形状の違い影響による振動レベルの計算値の違いは小さい。形状の違いを考慮した場合の振動レベルの増加は、実測値が最大値を示す8Hzの帯域では、橋脚が鉛直振動を対象とした場合で約1.8dB、線路方向振動を対象とした場合で約1.5dBであった。

図6-27は橋脚が線路方向にロッキング挙動している場合について、形状の違いの影響を計算したものである。計算対象橋脚はA70,A80の2基の橋脚である。

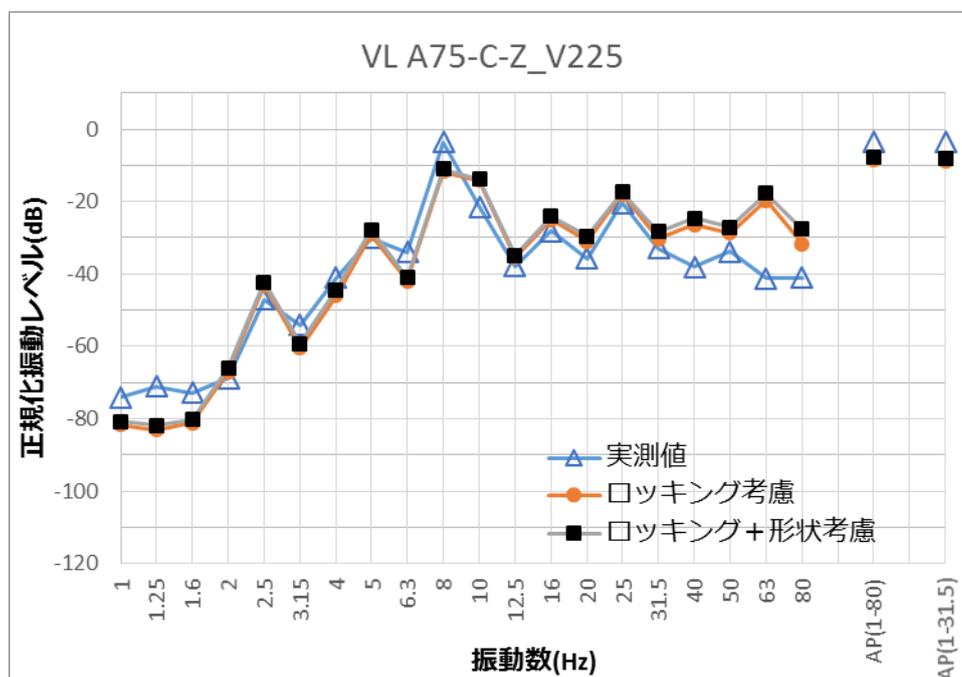


図6-27 基礎形状の違いの影響（基礎が線路方向にロッキングする場合）

形状の違いを考慮した場合の振動レベルの増加は、実測値が最大値を示す8Hzの帯域での約0.7dBであった。

6 - 3 - 4 受信点の位置, 列車速度が異なる場合の計算

前項までは, 地表面の A75-C 点を対象として, 計算上考慮する橋脚の数や橋脚の振動成分および基礎形状の違いが, 地表面振動の計算結果に及ぼす影響を明らかにしてきた.

本節では, 計算対象地点を図 6-28 に示す 4 点, 列車速度は 225km/h の場合と 270km/h の場合の 2 種とした場合の計算を実施し, 受信点の位置や列車速度が異なる場合の計算値と実測値の比較を行う.

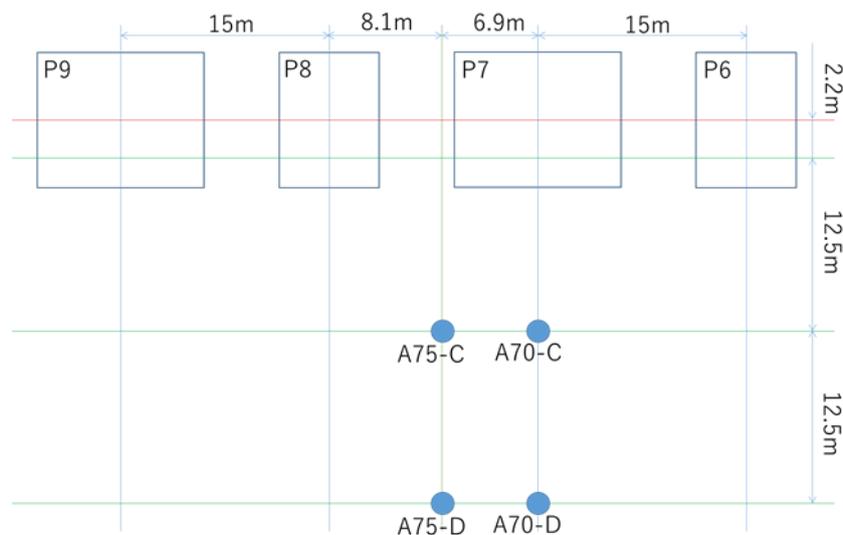


図 6-28 地表面振動の計算位置

計算上考慮する橋脚は A60,A70,A80 および A90 の 4 基の橋脚とする. また, 考慮する橋脚の振動成分は線路方向成分 (x 成分) と鉛直方向成分 (z 成分) を基本し, 基礎形状の違いを考慮した場合, 基礎形状の違いとロッキングの影響を考慮した場合の 3 条件について計算を行った. ロッキング成分の計測は A70,A80 の 2 基の橋脚でしか実施されていない. そこで, ロッキング成分を含まない 4 基の橋脚の振動から計算した地表面振動に, ロッキングを考慮した場合の振動増加量を加える方法で, ロッキングの影響を考慮することとした. ロッキングを考慮した場合の振動増加量は, 列車速度がほぼ同一である 2 基の橋脚のロッキング振動成分を含む計測値に基づき, ロッキングを考慮した場合と考慮しない場合の受信点での振動を計算し, その差分として求めた.

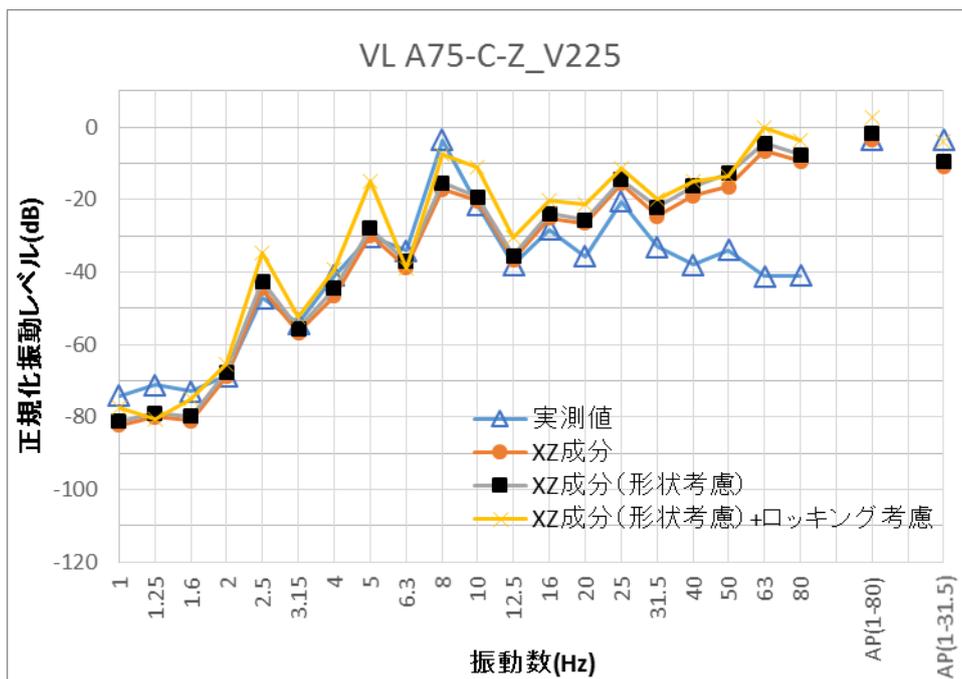


図 6-29 実測値と計算値の比較 (地点 A75-C, 速度 225km/h)

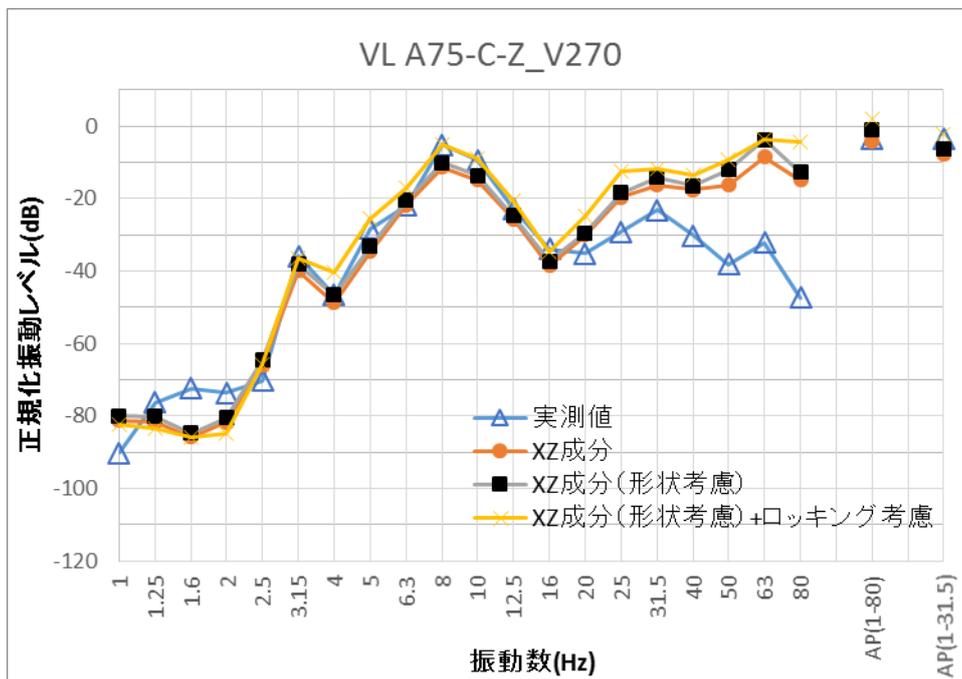


図 6-30 実測値と計算値の比較 (地点 A75-C, 速度 270km/h)

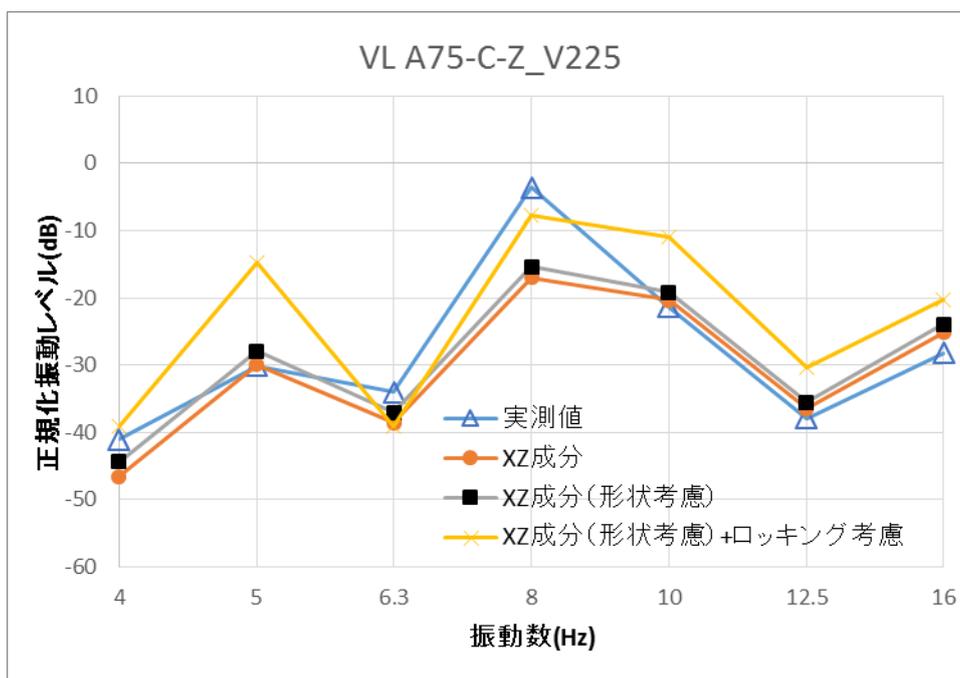


図6-31 実測値と計算値の比較 (8Hz近傍拡大, 地点 A75-C, 速度 225km/h)

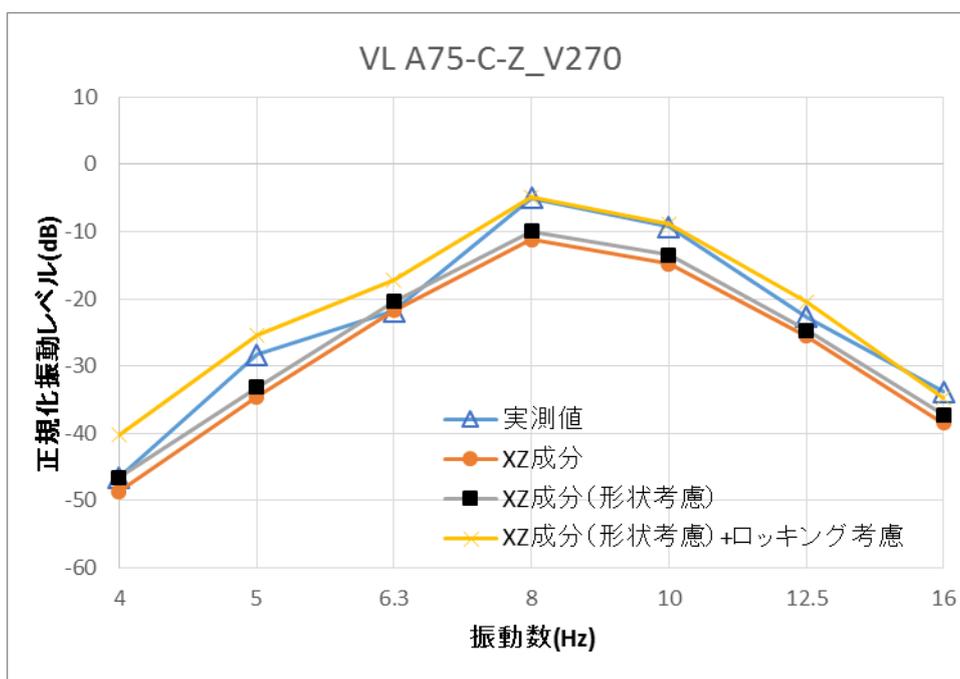


図6-32 実測値と計算値の比較 (8Hz近傍拡大, 地点 A75-C, 速度 270km/h)

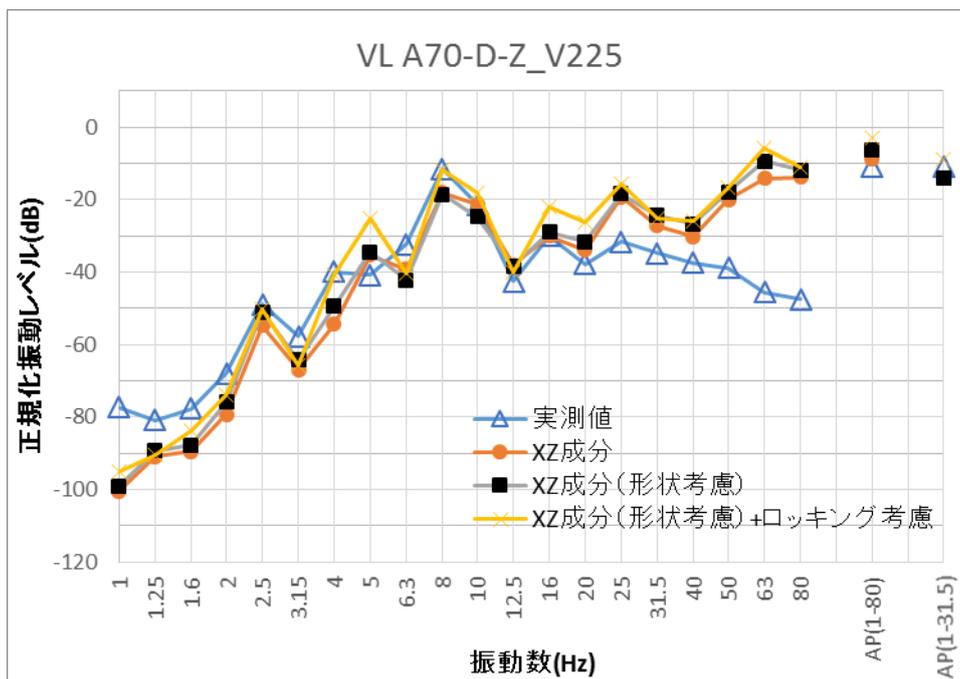


図 6-3 3 実測値と計算値の比較 (地点 A75-D, 速度 225km/h)

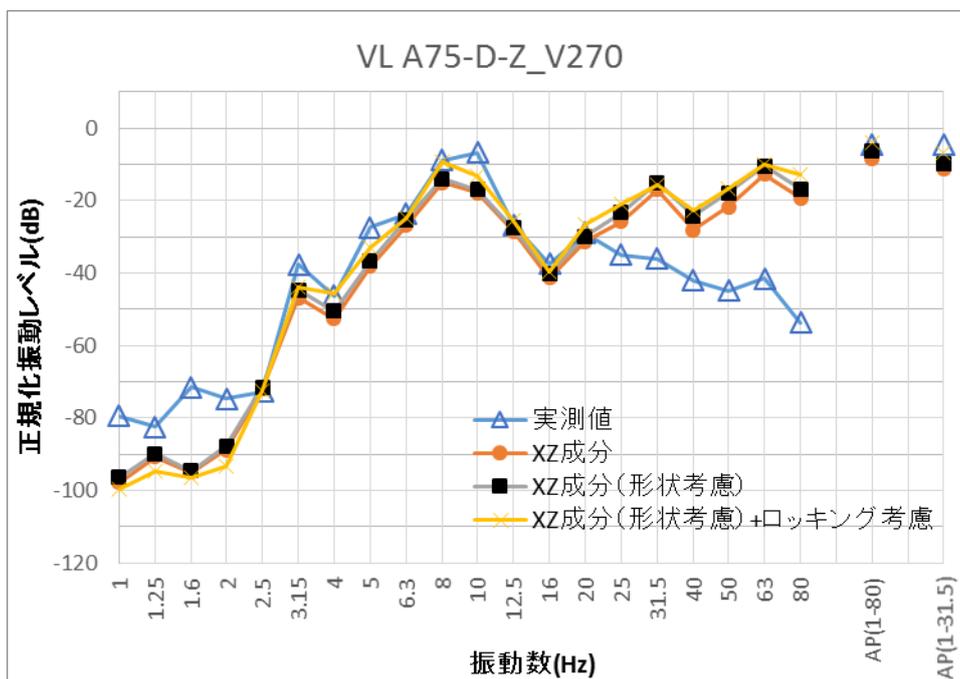


図 6-3 4 実測値と計算値の比較 (地点 A75-D, 速度 270km/h)

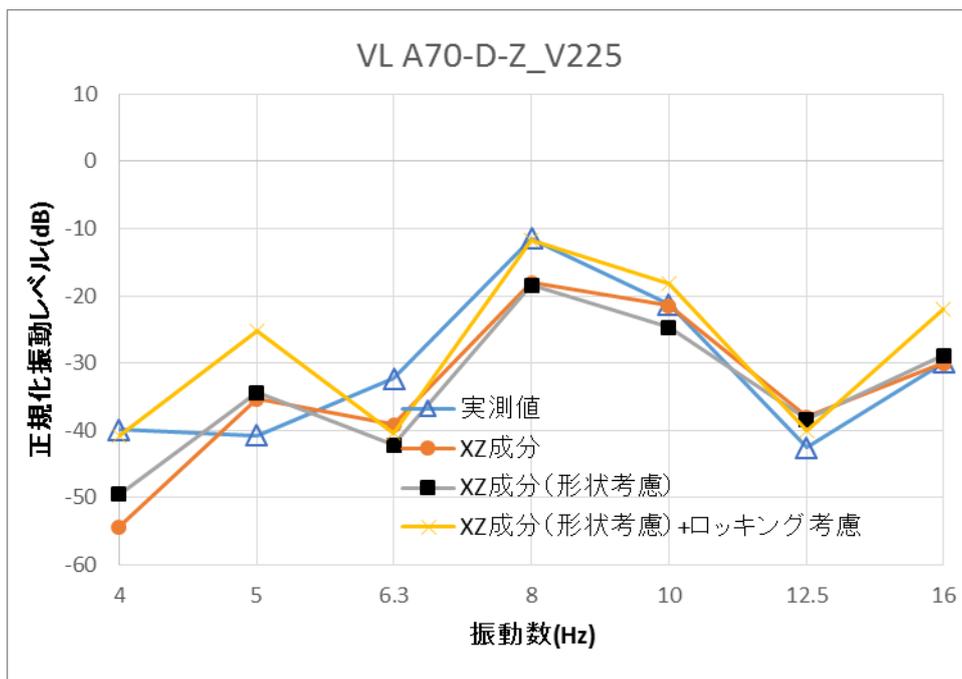


図6-35 実測値と計算値の比較 (8Hz近傍拡大, 地点 A75-D, 速度 225km/h)

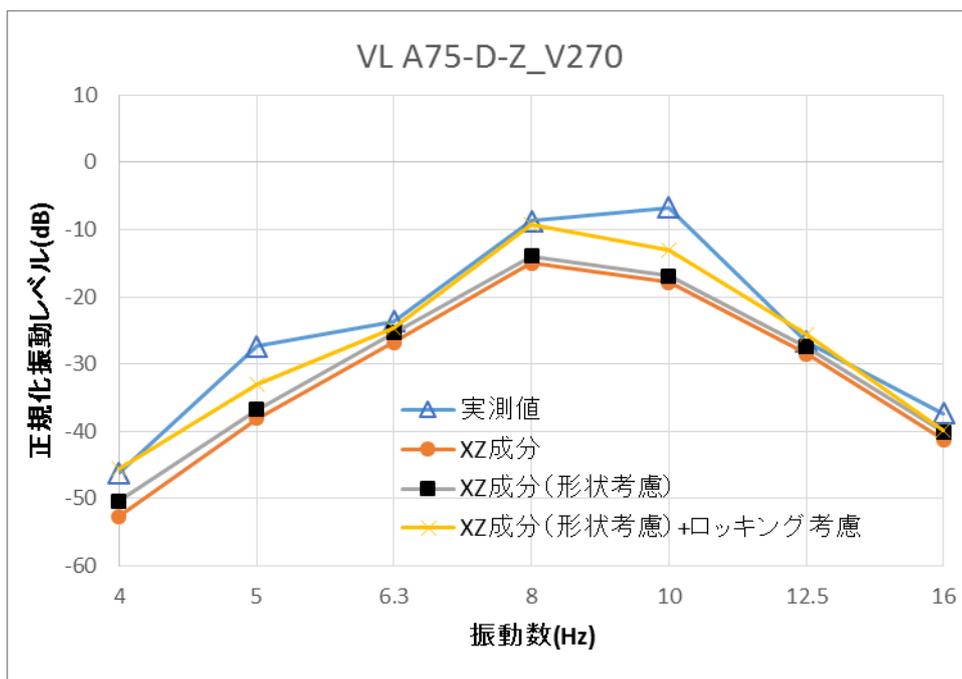


図6-36 実測値と計算値の比較 (8Hz近傍拡大, 地点 A75-D, 速度 270km/h)

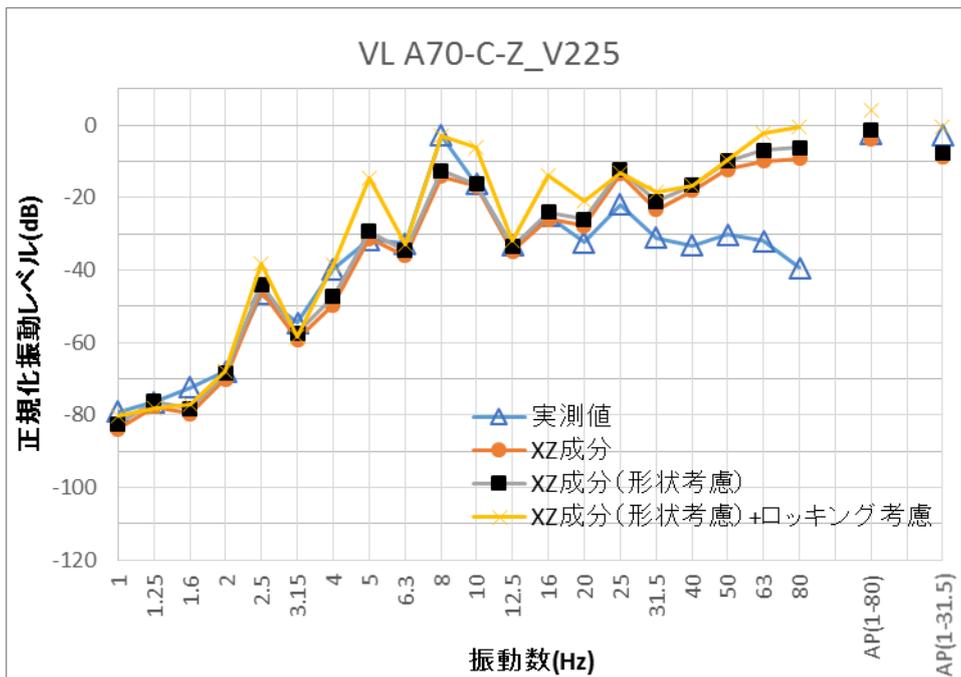


図 6-37 実測値と計算値の比較 (地点 A70-C, 速度 225km/h)

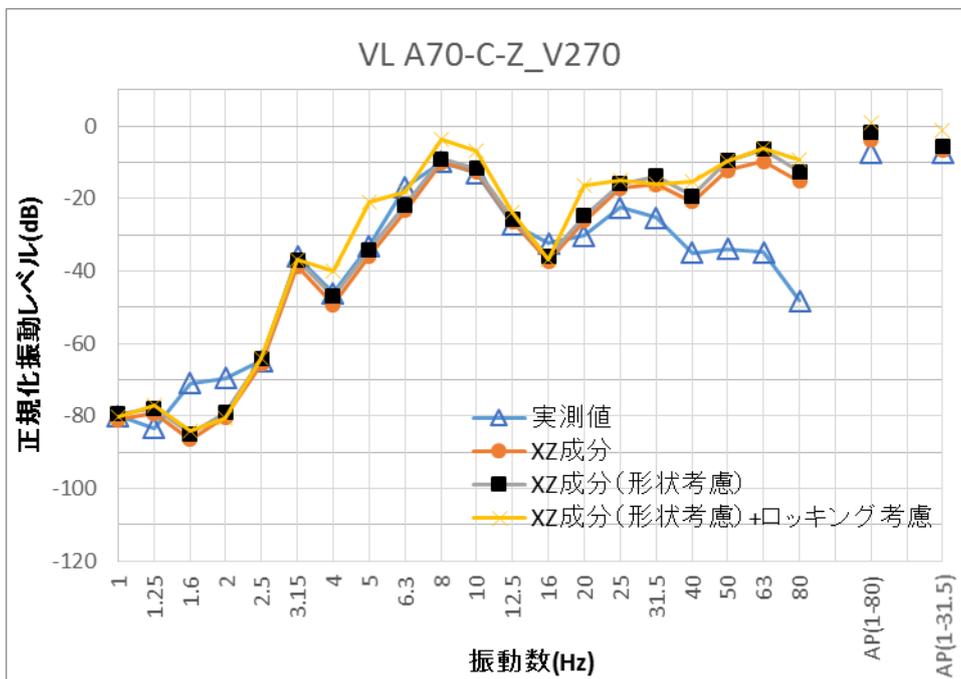


図 6-38 実測値と計算値の比較 (地点 A70-C, 速度 270km/h)

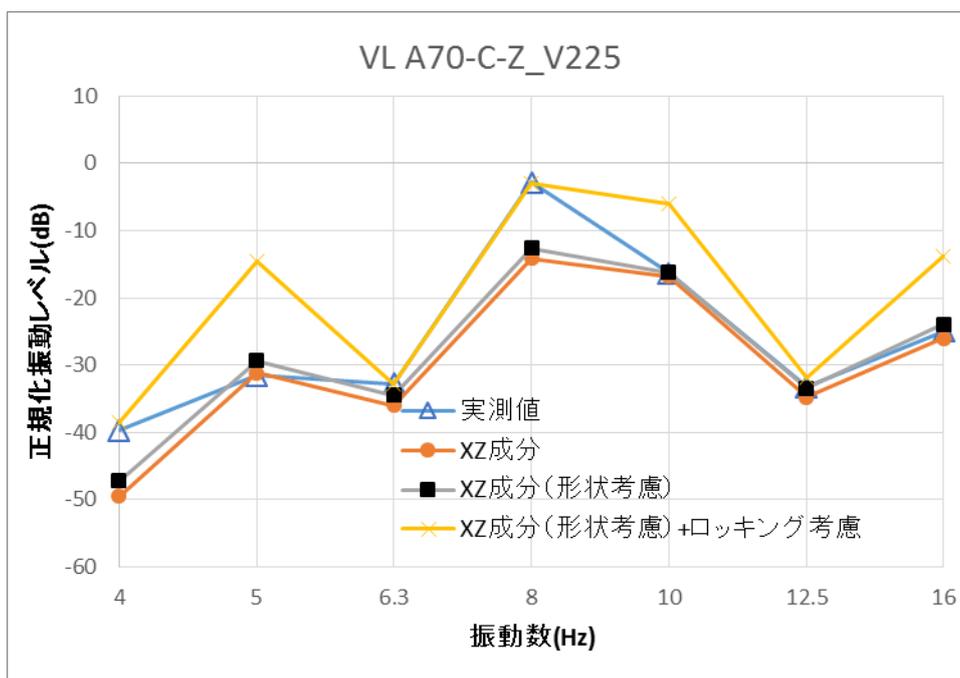


図6-39 実測値と計算値の比較 (8Hz近傍拡大, 地点 A70-C, 速度 225km/h)

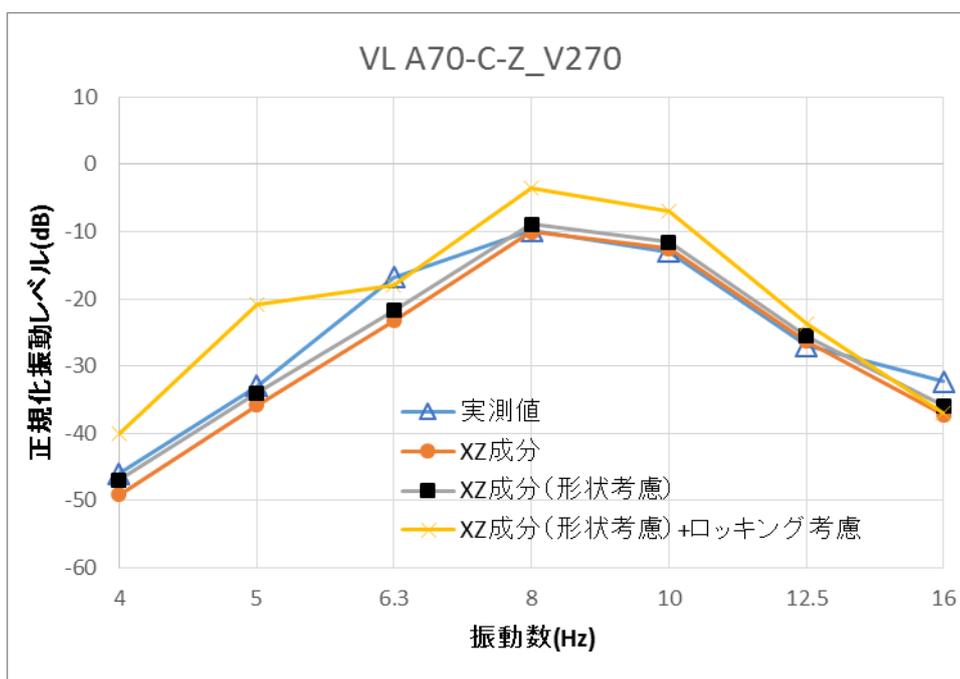


図6-40 実測値と計算値の比較 (8Hz近傍拡大, 地点 A70-C, 速度 270km/h)

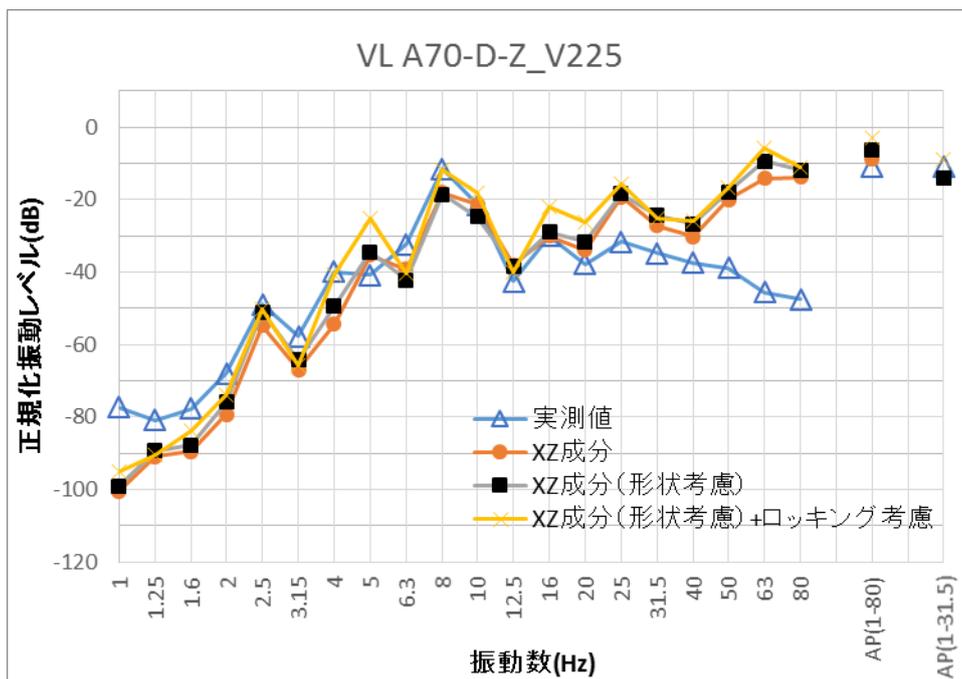


図 6-4 1 実測値と計算値の比較 (地点 A70-D, 速度 225km/h)

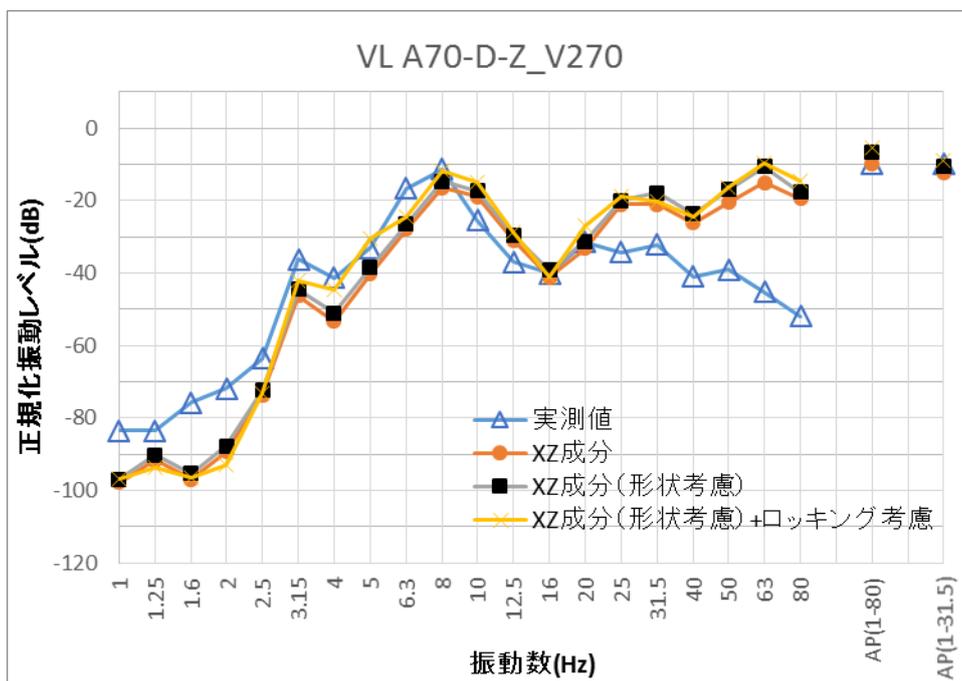


図 6-4 2 実測値と計算値の比較 (地点 A70-D, 速度 270km/h)

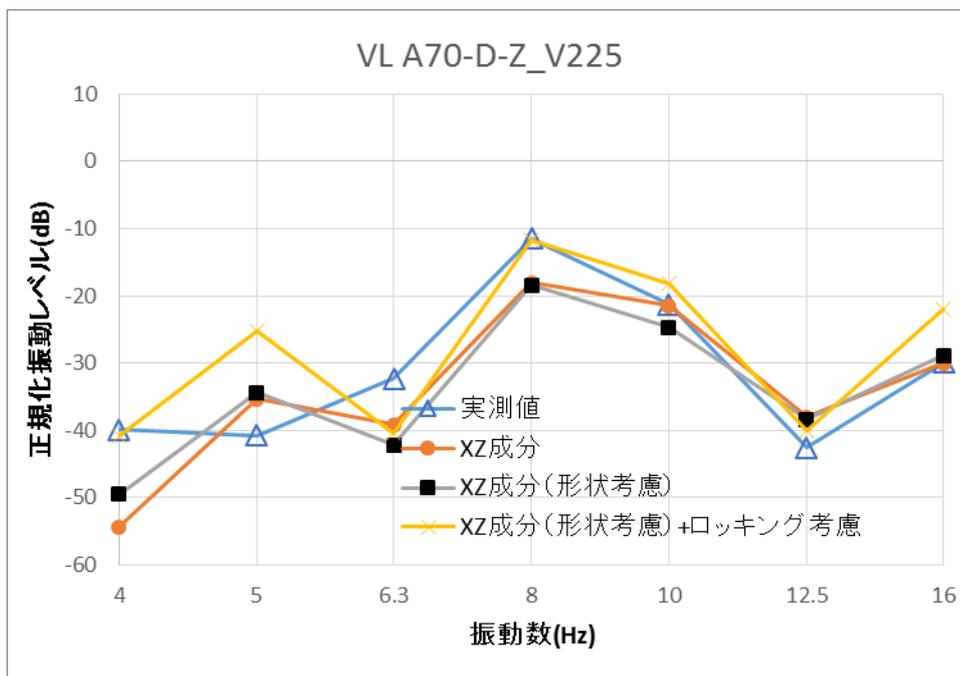


図6-43 実測値と計算値の比較 (8Hz近傍拡大, 地点 A70-D, 速度 225km/h)

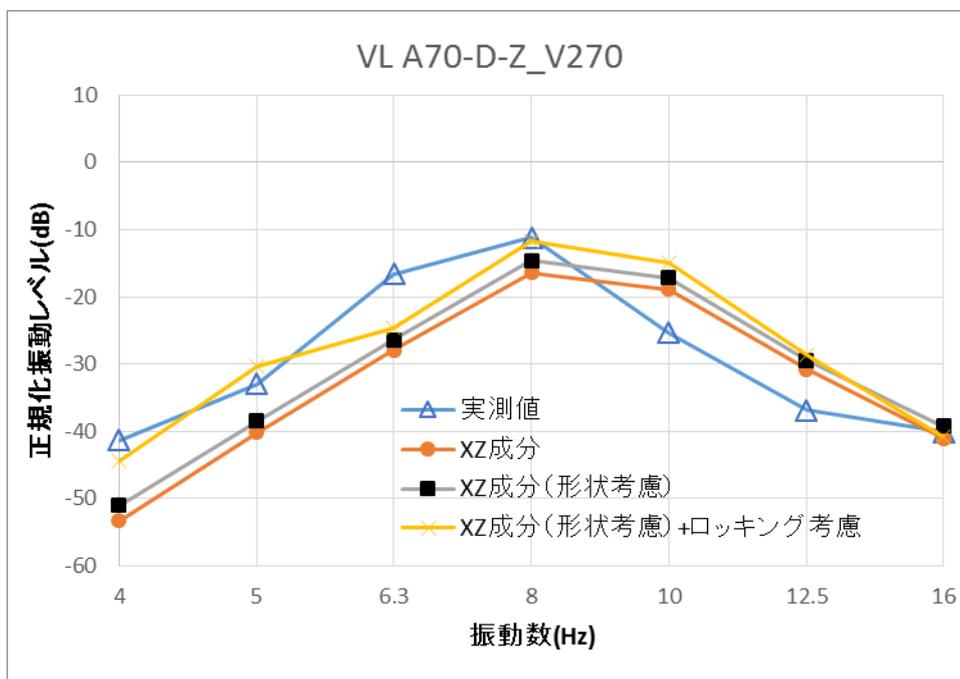


図6-44 実測値と計算値の比較 (8Hz近傍拡大, 地点 A70-D, 速度 270km/h)

図6-45に1Hzから31.5Hzまでの振動数帯域でのオールパス振動レベルについて、実測値と計算値を比較した結果を示す。

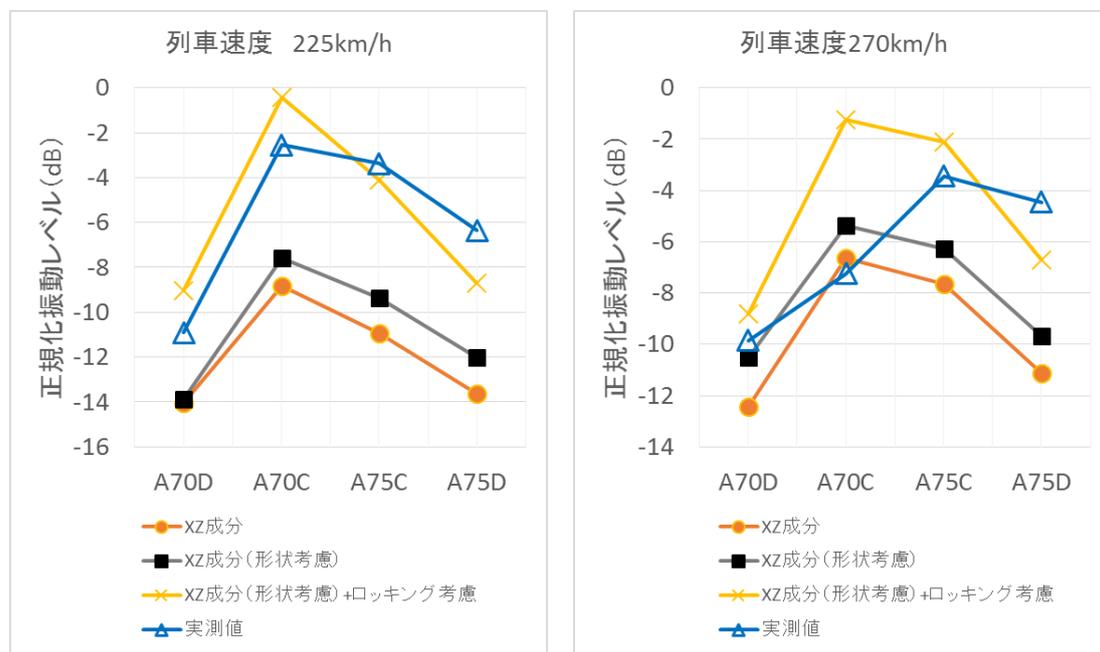


図6-45 1Hzから31.5Hzまでを対象としたオールパス振動レベルの比較

列車速度が時速225km/hの場合は、折れ線が示す形状の概形はいずれの計算条件でもほぼ一致しており、地点ごとの振動レベルの相対差を正しく再現できている。形状およびロッキングを考慮した場合の計算値が実測値に近い値を示している。一方、列車速度が270km/hの場合はA70地点のみ計算値と実測値の関係が異なり、実測値が計算値に比べて小さな値を示している。

6-4 まとめ

A地区で実施された、地質調査結果に基づき軸対称FEMモデルを作成し、回転、鉛直併進、水平併進の3種類の橋脚の挙動に応じた加速度伝達関数を計算した。橋脚振動の実測値から地表面の振動を計算した結果、提案したモデルでは31.5Hz以下の振動数の振幅をおおむね再現できることを示した。特に振幅の大きい8Hzと10Hzの帯域においては、ロッキング挙動の考慮の有無により計算値に約5dBの差が生じており、ロッキング挙動を考慮した場合のほうが、実測値を精度よく再現できることを確認した。また、基礎形状の違いについても、その影響を考慮した場合のほうが、実測値を精度よく再現できる。但し、計算結果に及ぼす影響は小さくその差は約1dB程度であった。

第7章 地盤振動対策工

7-1 はじめに

新幹線の高速化に伴い、沿線地盤振動が規制値を超えることが想定される場合、対策工の実施が必要となる。

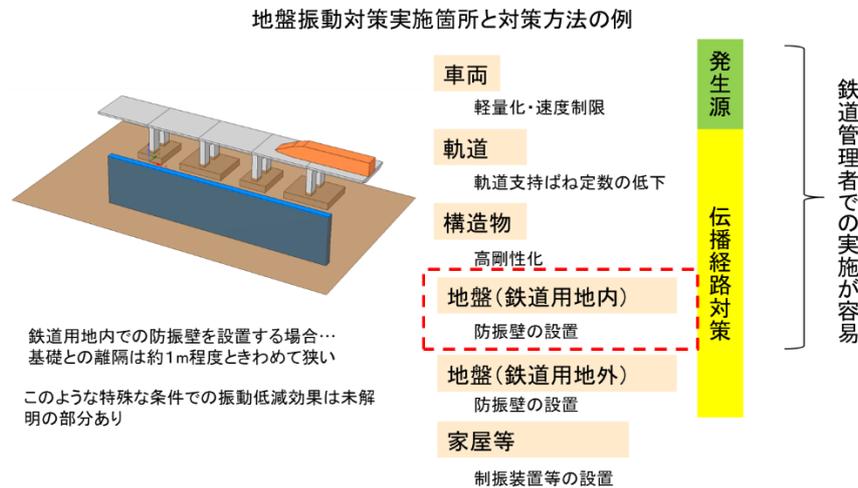


図7-1 地盤振動対策実施箇所と対策方法の例

地盤振動対策は振動の発生源となる車両から受振点となる家屋に至るまでの振動伝播経路のどこかで実施しなければならない。図7-1は地盤振動対策実施箇所と対策方法の例を示したものである。対策のうち、鉄道管理者での実施が比較的容易であるのは、鉄道用地内で実施可能な対策となる。例えば車両の軽量化、軌道の支持ばね定数の低下、構造物の高剛性化および鉄道用地内への防振壁の設置が挙げられる。しかし、既に営業中の路線で実施する場合、構造物や軌道への対策工の実施は施工時間に制約があり困難となることが想定される。また、車両の軽量化についても、車両の更新のタイミングと合わせなければ困難であることや、車両自体の強度の確保等を考えた場合、すでに限界まで軽量化されていると考えられ、現実的な対策とはなりえない。

そこで、高架橋直下の地盤において橋脚基礎の機能を阻害することなく実施可能な対策工法として、地盤振動対策工の中でも最も代表的な地中防振壁（以下、防振壁と記す。）をとりあげる。

防振壁の振動低減効果に関する取り組みとしては、まず、従来から地中壁に適用された様々な材料あるいは新たな材料や壁構造などの振動低減効果を重力場での模型実験や現地施工試験による確認が挙げられる。従来の材料を防振壁として利用したものとして、鋼矢板[3]、[4]、コンクリート壁[5]、PC柱列壁[6]、[7]、EPS（発砲スチロール）ブロック壁[8]、[9]、発泡ウレタン[10]、およびソイルセメント壁[11]、などの事例が、新たに開発された材料や構造体には、EPSビーズ混合ソイルセメント壁[12]、EPS合成遮断壁[13]、ハイブリッド遮断壁[14][15][16]、廃タイヤ防振壁[17]ならびにWIB工法[18]などの事例がある。また、遠

心場においては、アルミ、アクリル、EPS を防振壁材料とした場合の振動低減効果の確認が行われている[19].

振動低減効果が顕著に優れたものではなく、その多くは防振壁から 10m 離れで 5dB 程度であった。よって、現状、達成可能な振動低減の目標値をこの数値の 5dB とする。

防振壁の設計に関してまとめられたものに鉄道総合技術研究所の「振動遮断工の設計・施工マニュアル(案)」[20]がある。このマニュアルでは、前提として防振壁は EPS ビーズ混合ソイルセメント壁で、設計の根拠となる各種検討において、振動源と防振壁の離間が 3~5m である。しかし、高架橋直下の敷地内で防振壁を設置する場合、一般に、振動源となる橋脚基礎との離間は約 1m 程度と非常に狭くなる。このような特殊な条件下に対してこのマニュアルを適用することに懸念がある。他の材料や構造の防振壁については、低減効果の評価も十分に確立できたとは未だに言えず、このように設計および施工をまとめられていないのが現状である。

前章までで明らかにしたとおり、桁式高架橋の周辺の地表面の振動は複数の橋脚から到達する振動が合成されたものである。したがって、防振壁に対して直角方向だけではなく、斜め方向に伝播する振動の影響を明らかにする必要がある。そこで、本研究においては、橋脚基礎と防振壁の離間が 1m 程度という条件下において、橋脚から周辺地表面へ面状に伝播する振動の分布を調べるための小型模型実験を実施した。地表面上の受振点と防振壁および基礎の位置関係について、様々な条件でのデータを計測するため、加速度計は格子状に配置し、さらに加振源となる基礎の位置を防振壁と平行に移動させる方法を採用することで、複数橋脚からの振動伝播を考慮した場合の振動低減効果と、防振壁延長が振動低減効果に及ぼす影響の把握を目指した。

加振源に起振機を用いて正弦波形の加速度をそれぞれ模型地盤表面に載荷した。加振振動数は新幹線高架橋の地盤振動測定結果および人体の知覚を考慮して、実物で 4Hz と 10Hz を選択した。まず、一連の実験ケースを実施する前の準備として、加振力を変えて起振機の入力加速度振幅と模型地盤表面の加速度振幅との関係を調べた。その結果、両者の関係が比例関係で、模型地盤の振動挙動が線形弾性の範囲にあることを確認した。よって、実験結果の表示にあたって、模型地盤表面の加速度振幅を加振源の加速度振幅に対する比、すなわち加速度振幅比とした。そして、実際の新幹線高架橋における地盤振動の計測地点に相当する計測位置で、5dB 程度の振動低減効果が得られる条件を見いだした。

7 - 2 模型実験の概要

7 - 2 - 1 相似測と縮尺

列車走行時に発生する地盤振動の着目すべき現象を模型実験で再現するためには、幾何学的形状が相似であるだけでなく、その現象も相似でなければならない。地盤振動の相似則に関する既往の研究は、大きく分けて、3つの方法がある。

第1の方法は、構造物から地盤まで1つの系として相似則を考える場合である[22]。この相

似則を満足させるためには、せん断剛性 G も相似比に合わせなければならないため、実物の地盤とは異なる土質材料あるいは土以外の材料を選定する必要がある。一般には、このような物性を有し、かつ模型地盤作成が容易な材料を見いだすのは容易ではない。

第2の方法は、地盤の動的問題に特化して相似則を考える場合であり[23][24][25]、砂地盤の模型振動実験でよく用いられている。この相似則では、実物も模型も砂試料を使うという前提のもとに、砂のせん断剛性 G は一般的にひずみの小さな範囲では拘束圧の平方根に比例するという実験事実[26]を利用している。この相似則の適用範囲は、最大強度に達するまでのひずみ領域（2～4%程度）まで可能であるとされている[27]。また、10kPa以下の低拘束領域においても砂のせん断剛性 G に関するこの相似則が成り立つことがMikamiら[28]の実験結果からも示されている。よって、極限安定問題には適用できないが、本研究で対象としている地盤の動的変形問題であれば十分に有効と考えられる。

第3の方法は、実物と同じ材料を用いればせん断剛性 G も同じという考え方に基づいている[29]。土が摩擦材料であることを考えると、拘束圧の差が小さければこの仮定は成り立つ。そのため、本研究で採用されるような実物と模型のサイズが大きく異なる場合には、拘束圧の影響が拡大されるので、この相似則は適さない。

以上のことから、本研究では第2の方法を採用する。模型の縮尺はできるだけ実物に近い方が望ましい。しかしながら、模型のサイズを大きくすると、大きな加振力が必要になり、さらにその加振力によって土槽自体の振動も起こり得る。そこで、土槽自体の振動を避けるために土槽のサイズを考慮して、模型の幾何学的形状に関する縮尺を1/100にした。本実験における重要な物理量の相似比を表 7-1 に示す。

表 7-1 適用した相似比[25]

物理量	相似比	1/100模型の相似比
波長： L	λ^{-1}	0.01
応力： σ	λ^{-1}	0.01
ひずみ： ε	$\lambda^{-1/2}$	0.1
せん断波速度： V_s	$\lambda^{-1/4}$	0.316
角振動数： ω	$\lambda^{3/4}$	31.6
加速度： a	1	1

7-2-2 土槽

土槽は鋼材 SS400 で作製されており、内側寸法は、長さ 2.8 m、幅 1.7 m、高さ 1.6 m である。土槽壁面からの反射波の影響を小さくするために、土槽側壁には緩衝材としてエアクッションとスタイロフォームを、土槽底面にはスタイロフォームのみをそれぞれ貼り付け

た. 緩衝材設置後の土槽内寸法は, 長さ 2.73 m, 幅 1.63 m, 高さ 1.5 m となった.

7 - 2 - 3 模型地盤の材料と作製方法

模型地盤材料に小名浜砂を用いた. その粒径加積曲線と物理特性を図 7 - 2 に示す. 比較として豊浦砂も同図に示してある. 小名浜砂は豊浦砂より少し粒径の大きな砂となる. 模型地盤の相対密度は, 地盤振動の問題が懸念される現地計測箇所のような緩い地盤を想定し, $Dr=60\%$ に設定した. 深さは 1.25 m とした. 模型地盤の作製にあたっては, ホッパーによる空中落下法を採用した.

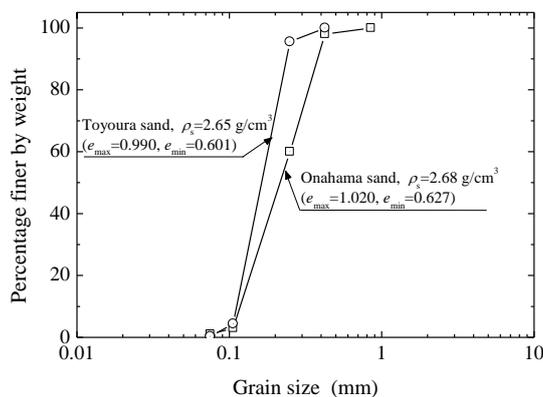


図 7 - 2 模型地盤材料の粒径加積曲線と物理特性

7 - 2 - 4 模型橋脚基礎

橋脚から平面的に広がる振動伝播に対する遮断壁の遮断特性を調べることを目的としていることから, 橋脚基礎の模型は単純なフーチング基礎とした. その大きさは, 現地計測地点の橋脚基礎を参考に概ねその 1/100 に相当となるように, 軌道方向 120 mm, 軌道直角方向 98 mm, 厚さ 18 mm とした. また, 取り扱う基礎の振動は並進の剛体運動であるので, 基礎の材料に関しては相似則の適用外として, アルミ合金を採用した. さらに, この基礎に起振機をボルト留めするために台座を取り付けた.

模型地盤には, 模型基礎底面が地表面から 20mm の深さになるように設置した.

7 - 2 - 5 防振壁の材料とサイズおよび設置

防振壁の材料として効果が期待できるのは, 地盤に比べ軽くやわらかい材料か, 重く固い材料のどちらかである. 模型実験の実施においては, やわらかい材料の壁では設置が難しいことから, 硬い材料で最も高い効果が得られた真鍮を防振壁の材料に採用した. そのサイズは, 幅 860 mm, 高さ 200 mm, 厚さ 5 mm とした.

防振壁の平面位置は, 実情では高架橋直下の敷地境界沿いに施工されることが想定されることから, 基礎側面から 25mm (実物換算 2.5m) とした. 設置深さは, 防振壁下端以深か

らの振動伝播を抑えるために、模型地盤へ静的に挿入できる限界深さの150 mm（実物換算15m）に設定した。この防振壁を地盤に対して垂直になるように水平器などで管理しながら静的に挿入した。

7 - 2 - 6 計測器の設置

模型地盤に設置した防振壁と加速度計（圧電型，一成分）の平面設置を図7-3に示す。同図における座標の原点は基礎の中心で、座標軸はx軸が軌道直角方向、y軸が軌道方向（防振壁長さ方向）である。「□」の記号が加速度計で、その横の番号あるいは英字が識別記号である。以後、加速度計を「CH.+番号・記号」で表記する。加速度計CH.1は基礎に固定し、その他は地表面に設置した。検出方向は全て鉛直方向である。

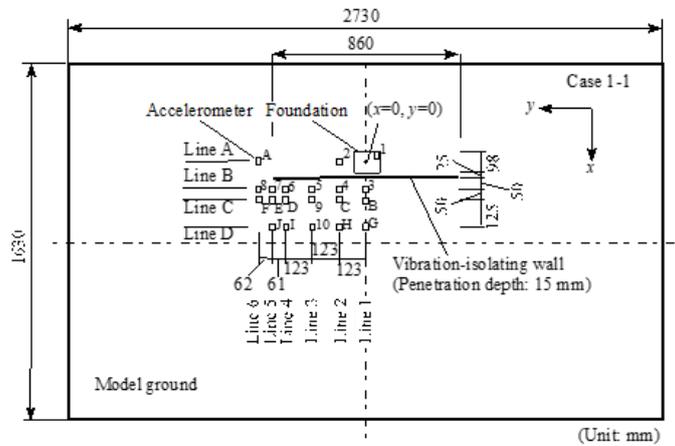


図7-3 加速度計の設置状況（平面図）

x軸方向に（y軸に平行に）LineAからLineDまでの4測線を、x軸に平行にLine1からLine6までの6測線を設定し、加速度計を設置した。

LineA（ $x=0$ mm）は橋脚基礎の中心を通る測線である。新幹線の地盤振動計測においては、一般に加振位置とみなせる軌道中心から12.5m離れ、25.0m離れおよび50.0m離れが計測点に選ばれる[30]。この実情に合わせて、模型基礎端部から125mm（実物換算12.5m）のLineC（ $x=174$ mm）と250mm（実物換算25.0m）のLineD（ $x=299$ mm）を、さらに防振壁の効果を調べる見地からこの壁とLineCの中間位置となる75mm（実物換算7.5m）のLineB（ $x=124$ mm）をそれぞれ設定した。50.0mに相当する地点では模型実験で得られる加速度が他の地点に比べて距離減衰により非常に小さくなり、精度の良い計測が困難であることから除いた。なお、以下において、LineB～LineDのそれぞれの測線に付記される実物換算は、実務現場に対応するように、模型基礎端部からの離れを表すものとする。

y軸方向に（x軸に平行に）については、123mm間隔でLine1（ $y=0$ mm）からLine4（ $y=369$ mm）までの4測線、さらに遮断壁端部付近では他の測線とは異なる振動挙動が予想されることからその半分の間隔でLine5（ $y=430$ mm）とLine6（ $y=492$ mm）の2測線を設けた。

123mm間隔は、防振壁の長さの効果を調べるために模型基礎を移設したときの基礎中心位置に合わせている。この間隔の設定理由は、模型基礎の長さ（120mm）と同程度であること、現地の橋脚間隔（模型換算150mm）に近い数値であることによる。

7-2-7 加振入力動の設定ならびに計測された加速度波形の整理方法

起振機は(有)旭製作所の動電型起振機「Wave Maker 05」である。波形は正弦波で、周波数は126 Hz（実物換算4Hz）と316 Hz（実物換算10Hz）の2種類とした。基礎の加速度は、起振機の最大出力時に実験対象の周波数範囲で120～200Gal程度であった。模型実験の計測にあたっては入力波数を決めずに、基礎の加速度が安定的な定常状態に達したと判断できた時点から計測を開始し、計測終了に加振を停止させた。

実験で得られた加速度データを次のように処理して加速度振幅を求めた。① 加速度の時刻歴波形からノイズを取り除く。② 代表的な連続の5波を抽出する。③ 5波の中から最大加速度と最小加速度を求める。④ 最大加速度と最小加速度の差を加速度振幅と定義する。

起振機が据え付けられた基礎の加速度波は地盤への入力加速度波とみなせる。そこで、実験結果の整理において、加速度計で得られた加速度の計測値を、加振源である基礎の加速度振幅に対する比、すなわち加速度振幅比（ A ）で表示する。この比が1.0より大きければ加振点から計測点まで間で振動が増幅していることを、小さければ振動が減衰していることを示す。この増幅あるいは減衰を環境振動の分野における振動の評価指標である振動レベルの単位（dB）で表現すれば、その量（ A_L ）は次式で定義できる。

$$A_L = 20 \cdot \log_{10}(A) \quad (7-1)$$

ここに、 A は加速度振幅比である。 A_L が正であれば増幅を、負であれば減衰を表す。

7-2-8 実験ケース

防振壁なしの実験シリーズAを1ケース、防振壁ありの実験シリーズBを4ケース、全部で5ケースの実験を実施した。表 7-2 に実験ケースの一覧を示す。

表 7-2 実験ケース一覧

Case	加振点 (mm)	防振壁の長さ* (mm)	地盤
A-1	$x=0, y=0$	なし	小名浜砂 $D_r = 60\%$
B-1	$x=0, y=0$	430 (370)	
B-2	$x=0, y=123$	307 (247)	
B-3	$x=0, y=246$	284 (224)	
B-4	$x=0, y=369$	61 (1)	

「防振壁の長さ」は基礎中心から y 方向正側の防振壁端部までの長さ。
 () 内の数値は基礎の y 方向側端部から防振壁端部までの長さ。

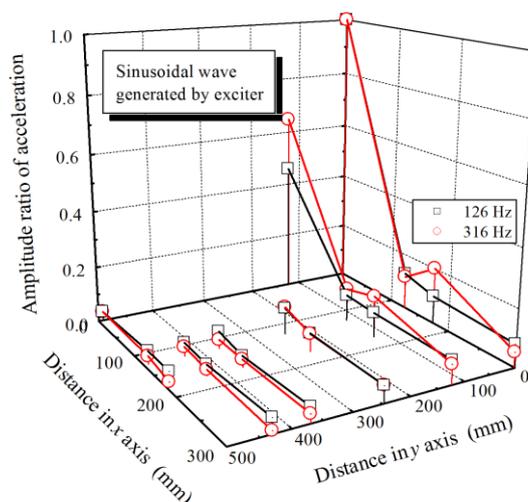


図7-6 加速度振幅比の分布 (Case B-1: 防振壁あり)

いずれも加速度振幅比はLine 2 ($y=123$ mm)とLine 3 ($y=246$ mm)の間で大きく減衰する。加振源に近いLine 1 ($y=0$ mm)とLine 2においては加速度振幅比は0.1 (-20dB) 以上であるが、line3~line6 ($y=246\sim 492$ mm) では加速度振幅比がすべての測定点で0.1未満となる。x方向の距離減衰に関しては、防振壁がないCase A-1は防振壁のあるCase B-1より距離減衰が小さい。また、いずれのケースとも加速度振幅比が大きいLine 1とLine 2でも加振源から200mm離れたline Dに至ると、その振幅比は0.1程度になる。2つの加振振動数の126Hz (実物換算4Hz) と316Hz (実物換算10Hz) における加速度振幅比の差異を調べると、遮断壁の有無にかかわらず、Line 1とLine 2の加速度振幅比は距離300mmを除き126Hzが316Hzよりやや小さく、反対にLine 3~6では126Hzが316Hzよりもやや大きい。これらより加振源から250mm以上離れると、316Hzの距離減衰が123Hzよりも大きくなるのがわかる。一般に、周波数が高くなると距離減衰も大きくなるので、模型実験でもその現象が再現できたとと言える。

加速度振幅比が大きいLine 1とLine 2について、x方向の距離減衰比を表す距離と振幅比の関係に着目する。126Hzでは、遮断壁なし (Case A-1) の加速度振幅比が $x=174$ mm地点まで距離に対してほぼ線形に減少する。遮断壁が存在すると (Case B-1), その直前の $x=149$ mm地点における加速度振幅比は半減し、それ以遠においては概ね0.1前後で地表面を伝播する。316Hzでは、壁なしにおける加速度振幅比と距離の線形性が認められる範囲が $x=299$ mmまで広がる。ただし、 $x=174$ mm地点までの加速度振幅比は126Hzより少し大きいので、遮断壁の効果は周波数が低い126Hzが316Hzよりやや大きいと言える。その効果を定量的に評価するために、次式で定義される振動低減率 (RR) を導入する。

$$RR = (A_{\text{without}} - A_{\text{wall}}) / A_{\text{without}} \quad (7-2)$$

ここで、 A_{without} : 防振壁なしの場合の加速度振幅比

A_{wall} : 防振壁ありの場合の加速度振幅比

さらに、振動低減率を振動レベルの単位 (dB) を表示するために、次式で算定される振動

低減レベルを定義する。この数値が負であれば、加速度振幅比が防振壁によって低減していることを意味する。よって、対策後の振動レベルは、現況の振動レベルに振動低減レベルを加えることで推定することができる。以下では、振動低減レベルを振動低減率の直後の（）書きで併記する。

$$RR_L = 20 \cdot \log_{10}(1 - RR) \quad (7-3)$$

振動低減レベルは、対策前の振動レベルに対して対策によって低減される振動レベルで、低減量の大きさに負の符号を与えて表示される。そこで、符号が負で絶対値が大きければ、それは振動の低減効果が高いことを意味するので、符号は負であるが、この状態を振動低減レベルが大きいと言うことにする。

Line 1における振動低減率は、 $x=124$ mm地点において、加振振動数126Hzが70% (-10.5dB)、316Hzが81% (-14.4dB) で、防振壁の振動低減効果が現れている。さらに離れた $x=174$ mm地点では、振動低減率は126 Hzが58% (-7.5dB) で、316Hzが55% (-6.9dB) と少し小さくなる。Line 2の $x=0$ mm地点は防振壁を通過していない範囲であるが、遮断壁のあるCase B-1の加速度振幅比は防振壁が無いCase A-1よりも小さい。この地点の振動低減率は15%程度で、振動低減効果が認められる。加振側においては振動波が防振壁によって反射され、それらが干渉し合うことで小さくなったと考えられる。ただし、その反射波の位相によっては増幅する可能性もあるため、防振壁内側においてはそれに対する配慮が必要になる。

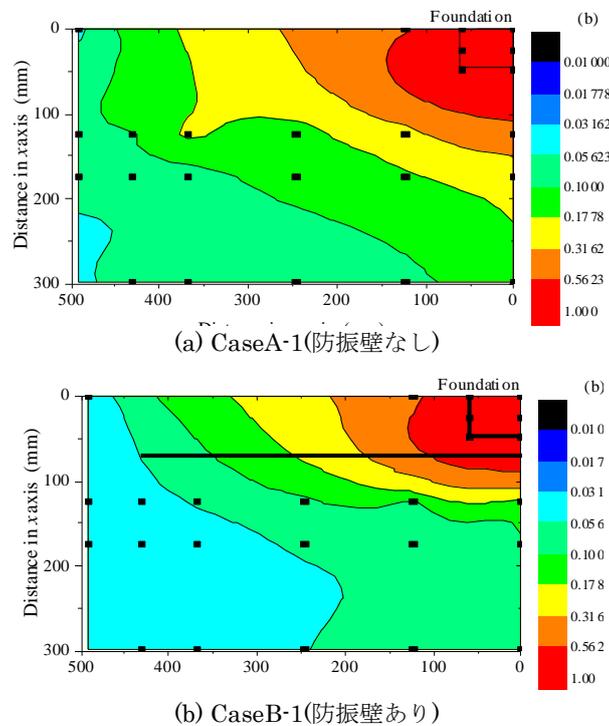


図7-7 126Hzの加振時における加速度振幅比の等値線図

次に、加速度振幅比の分布を等値線図で表示する。計測地点間の内挿にクリギング (Kriging) 法を適用した。図7-7に126Hzの加振時における防振壁がないCase A-1および防振壁のあるCase B-1の等値線図を、同様に図7-8に316Hzの加振時における等値線図をそれぞれ示す。これらの図中には、基礎（長方形の枠線）、防振壁（太直線）および加速度計の設置位置（■）も表示されている。なお、基礎は剛体と見なし、基礎部分の加速度振幅比を全て同じであるとして処理した。

防振壁のないCase A-1における加振振動数126Hzおよび316Hzの等値線図から、振動はいずれも加振源からほぼ同心円状に広がるのが認められる。126Hzと316Hzを比較すると、加振源から約250mmの範囲内までは126Hzの加速度振幅比が316Hzより小さいが、その範囲外では反対に126Hzの加速度振幅比が316Hzより大きくなる。等値線で見ると、加速度振幅比1.0～0.316 (0～-10.0dB) の帯域は126Hzよりも316Hzが広く、加速度振幅比0.100～0.0562 (-20.0～-25dB) の帯域は反対に126Hzが316Hzより広い。周波数の低い振動は、加振源付近では高い周波数よりも減衰するが、加速度振幅がある程度の距離まで減衰によって小さくなると、それ以降では距離減衰の影響をあまり受けずに遠方まで伝わる。周波数の高い振動は遠方での距離減衰が低周波数の振動に比べて著しい。

これに対して防振壁があるCase B-1においては、防振壁の効果によりx方向の加速度振幅比がそこで大きく減少し、振動が伝播しにくい。防振壁沿いのy方向については、加速度振幅比の変化は小さく、この方向に振動が伝播しやすいことがわかる。126Hzと316Hzの振動の距離減衰は防振壁のないCase A-1と同様の現象が認められる。

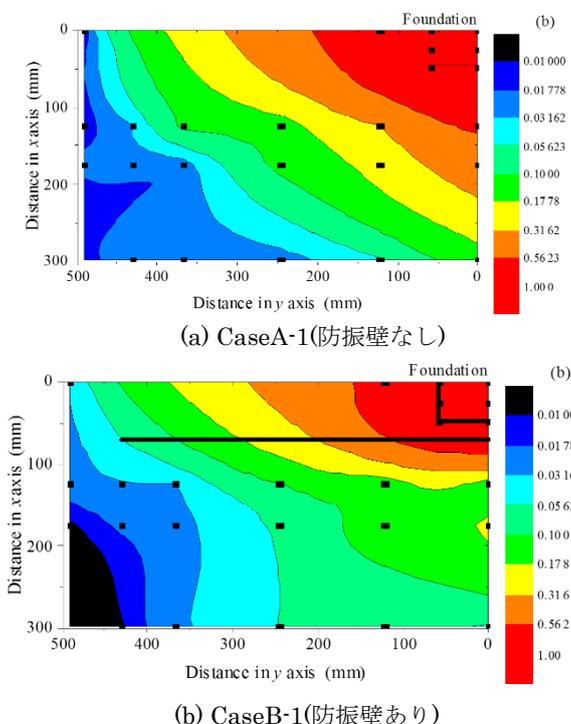


図7-8 316Hzの加振時における加速度振幅比の等値線図

防振壁の効果を等値線図によって把握するため、防振壁がない Case A-1 および防振壁のある Case B-1 より振動低減率 (RR) を計算した。振動低減率が大きいほど低減効果が高い。加振振動数 126 Hz と 316 Hz の分布を図 7-9 に示す。

加振振動数 126 Hz の振動低減率においては、防振壁をはさんだ基礎の向かい側 ($x=124$ mm, $y=0$ mm) で最も振動低減率が高い。この箇所は最も加速度振幅比が高いので、振動を効率よく低減できていると言える。防振壁から離れるほど、低減効果が減っていく。その範囲は加速度振幅比が小さく、壁から離れるにつれて低減効果が小さくなる。防振壁よりも基礎側の領域は低減率が全体に小さいが、その分布は y 方向に一様ではなく、防振壁沿いが大きい。起振源から伝播された振動の波が壁から反射された振動の波に干渉されて、加速度振幅比が小さくなったと考えられる。

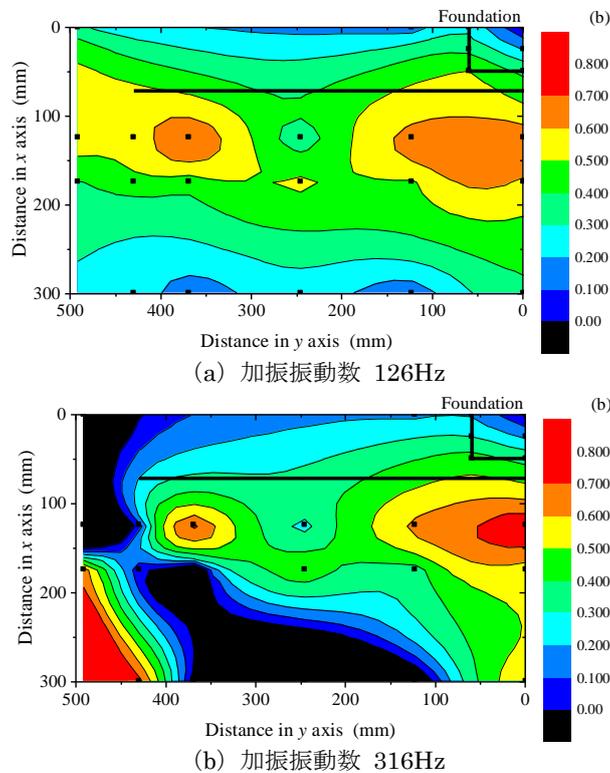


図 7-9 振動低減率の等値線図

加振振動数 316 Hz における振動低減率の分布は、 x 方向に防振壁から $x=124$ mm まで、 y 方向に壁中心 ($y=0$ mm) から壁端部の手前の $y=369$ mm までの範囲においては、126 Hz とよく似ている。それより外側では、126 Hz とは異なり、振動低減率が大きく低下し、図 7-9 (b) の左下に低減率が非常に小さい領域を形成する。これは図 7-7 (a) と図 7-8 (a) の比較で指摘したように、加振源から離れたこの領域では、加振振動数が高い方が距離減衰を受けやすいため、防振壁なしの場合における加速度振幅比は非常に小さく、防振壁による遮断効果が現れなかったためと思われる。測線 B ($x=124$ mm, 実物換算 7.5 m 離れ)、測線 C

($x=174\text{mm}$, 実物換算 12.5m) ならびに測線D ($x=299\text{mm}$, 実物換算 25.0m) における振動低減レベルの分布を図7-10に示す。

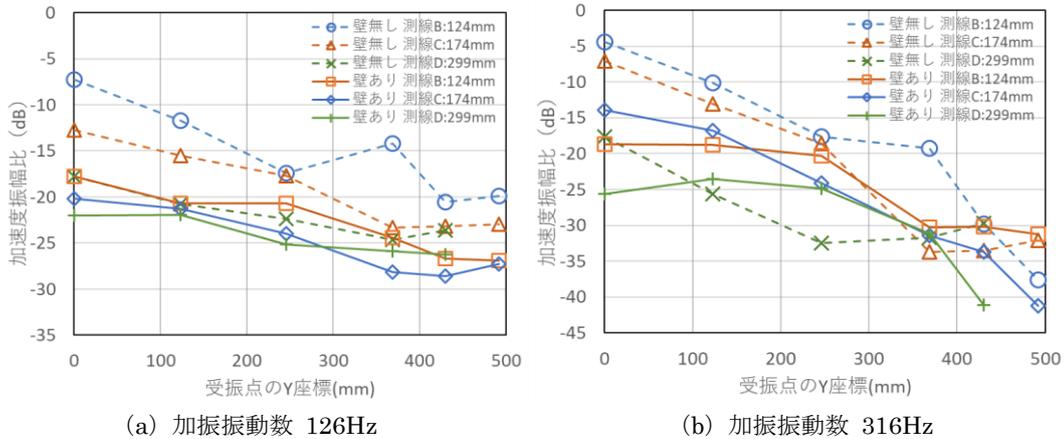


図7-10 測線B, 測線Cおよび測線Dにおける加速度振幅比の分布

横軸は受振点のy座標, 縦軸は加速度振幅比をdBで表記したものである。受振点の振動を基礎部の加速度振幅を基準とした振幅比で表していることから, 基礎部の振動を0dBとし, 基礎部に対する振動減衰量を示している。同図中, 破線は防振壁がないケースを, 実線は防振壁があるケースを示している。同一測線を示す結果において, 実線と破線の差分が振動低減レベルとなる。振動低減レベルを計算した結果を図7-11に示す。

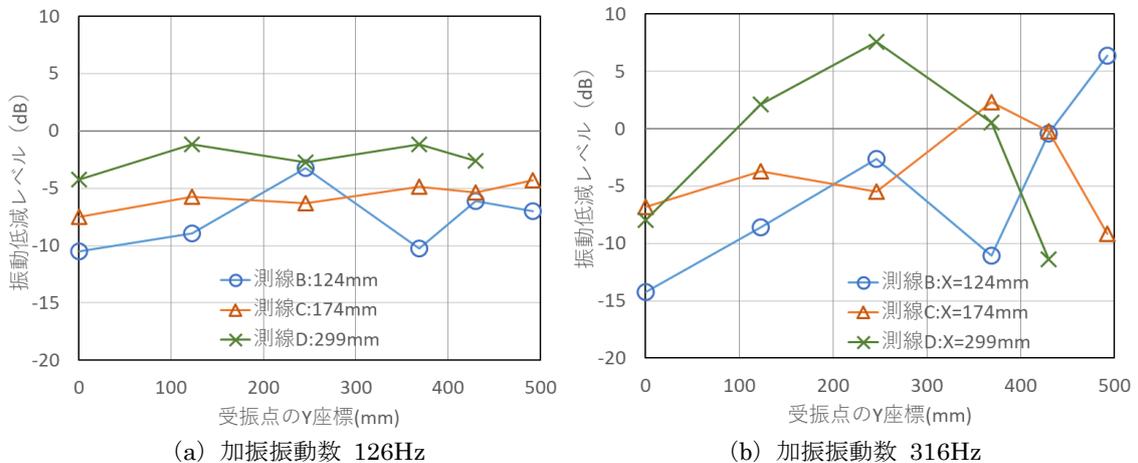


図7-11 測線B, 測線Cおよび測線Dにおける振動低減レベルの分布

加振振動数126Hzでは, いずれの測線でも基礎中心を通る測線Line1($y=0\text{mm}$)との交点が最も振動低減効果が大きく, そこから離れるにつれて少しずつ振動低減レベルの絶対値が減少する。加振振動数316Hzでは, 測線Dの $y=430\text{mm}$ と測線Cの $y=499\text{mm}$ の地点を除き, 測線Line1との交点における振動低減レベルが最も大きく, それから離れると全体的に減少する傾向にある。ただし, y方向に対するその数値の変動は加振振動数126Hzに比べて非常に大きい。測線Dにおいては振動低減レベルが正の値を示す地点もあり, 壁の設置により振

動が増加する場合があることを示している。この現象は、測定地点に対し各方向から伝播する振動の位相差が壁の設置により変化したことと起因するものと考えられる。しかし、図7-10の対応箇所を見ると、壁により振動が増加する地点は、もともとの振動が小さい箇所であり、増加後の振幅比も他の箇所に比べて小さい。したがって、壁の設置による振動増加の影響はないと考えられる。

新幹線高架橋沿線によく測定の対象に選ばれる軌道中心から12.5m離れに相当するLineC ($x=174\text{ mm}$:基礎端部から x 方向に125mm離れ)における振動低減率に着目すれば、加振振動数126Hzの振動低減レベルは遮断壁が存在する $y=430\text{ mm}$ まで $-7.5\sim-5.0\text{ dB}$ の範囲にある。加振振動数316Hzでは、振動低減レベルは $y=0\sim246\text{ mm}$ の範囲で $-6.8\sim-3.7\text{ dB}$ である。 $y=123\text{ mm}$ の地点で局所的に -3.7 dB と低い数値になっているが、図7-9(b)の分布図を参照して全体的にみれば、この範囲でも振動低減レベルは概ね -5 dB 程度あるとみなしても良いと思われる。よって、模型実験の地盤と同程度のせん断波速度を有する地盤で、橋脚基礎も同じ形状の直接基礎の場合であれば、模型の防振壁と同等の剛性および規模を有する地中壁を構築できれば、地盤振動の対策として -5 dB 程度の低減効果が期待できる。

7-3-2 橋脚と防振壁の位置関係が振動低減効果に及ぼす影響

基礎を y 方向に正の向きで123mmずつ移設すれば、この向きにおける防振壁端部と基礎中心までの距離が短くなる。基礎中心から y 軸正方向の領域に着目すれば、遮断壁の短い場合における振動の伝播状況が把握できる。

基礎(加振源)の中心位置を、 $y=0\text{ mm}$ 、123mm、246mmおよび369mmにそれぞれ設置し、加振によって得られた加速度振幅比の分布を図7-12～図7-15にそれぞれ示す。基礎を y 方向に移設して起振するごとに、加速度振幅比が大きな箇所もそれに合わせて一緒に移動する。

基礎中心が $y=0\text{ mm}$ の場合、加速度振幅比が0.1を超える加速度が検出された x 方向の測線は、 $y=0\sim246\text{ mm}$ の範囲のLine 1～3である。基礎の中心位置を移動させても、いずれも加速度振幅比が0.1以上の加速度が検出される測線は中心から y 方向に $\pm 246\text{ mm}$ の範囲にある。そして、 y 方向正側の測線における加速度は、基礎を防振壁の端部に近づけるにつれて反対側よりも大きくなる。加振源の基礎から平面的に伝播した振動波が壁の端部から回り込み、防振壁から透過および下側から伝播した波と重なり合って加速度振幅比がわずかに大きくなったと考えられる。防振壁の加振振動数126Hzと316Hzを比較すると、いずれのケースにおいても加振点から近い範囲では126Hzより高周波数の316Hzの加速度振幅比が大きい。250mm程度離れると126Hzと316Hzの加速度振幅比はほぼ同程度か、反対に316Hzの加速度振幅比が大きくなる。

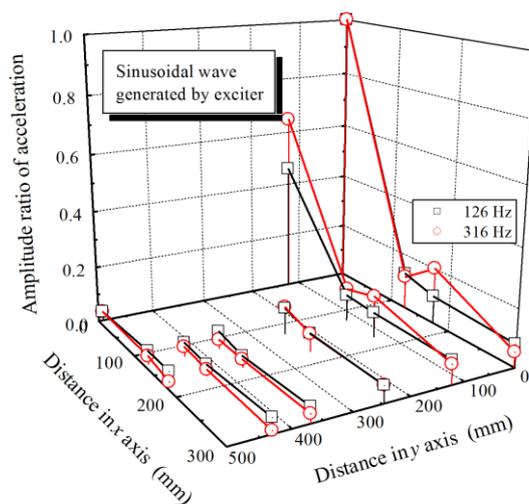


図7-12 壁長さ430mmの加速度振幅比の分布 (Case B-1: 基礎中心のy座標=0mm)

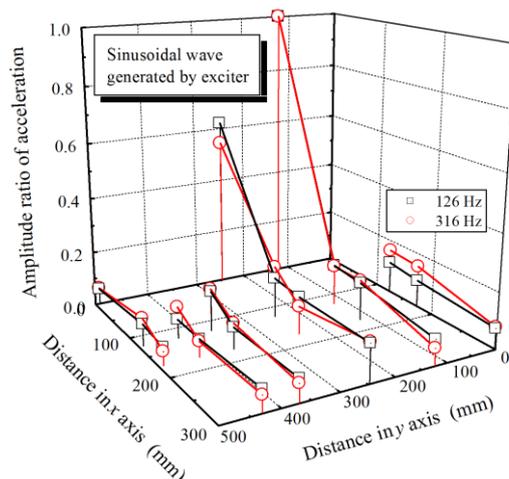


図7-13 壁長さ307mmの加速度振幅比の分布 (Case B-2: 基礎中心のy座標=123mm)

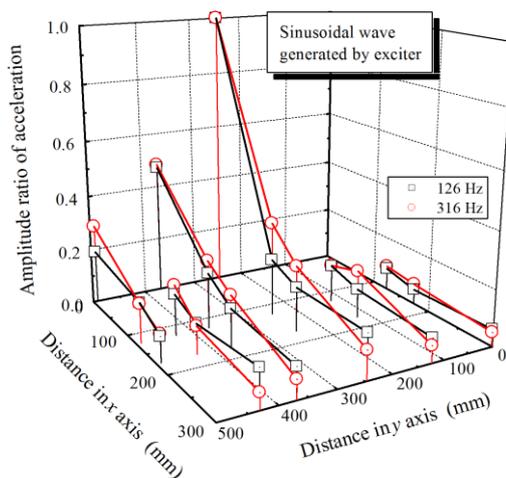


図7-14 壁長さ284mmの加速度振幅比の分布 (Case B-3: 基礎中心のy座標=246mm)

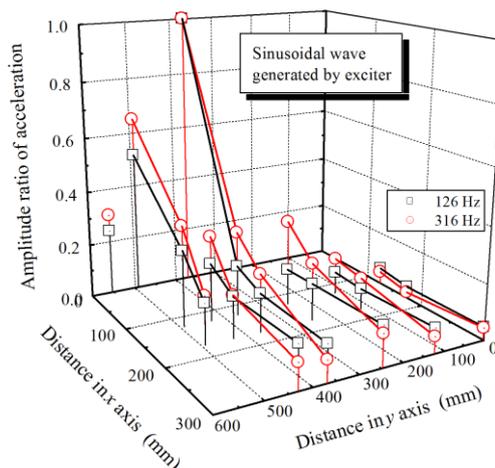
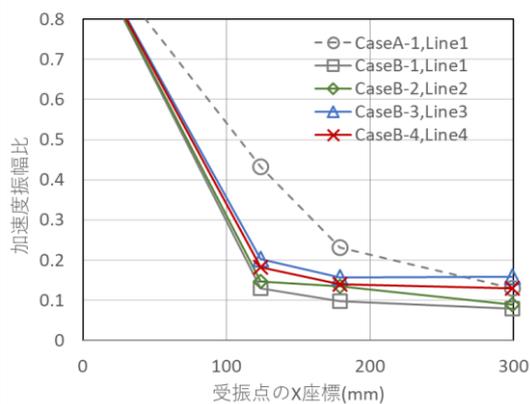


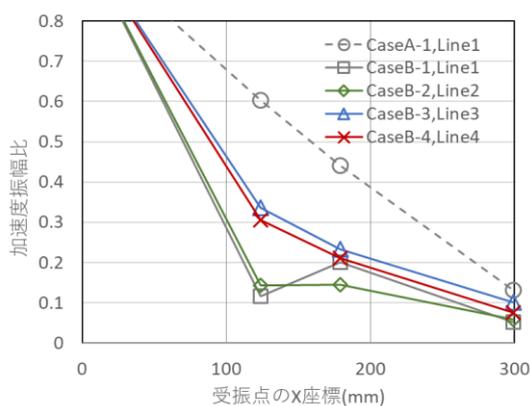
図-13 壁長さ161mmの加速度振幅比の分布 (Case B-3: 基礎中心のy座標=369mm)

図7-15 壁長さ161mmの加速度振幅比の分布 (Case B-3: 基礎中心のy座標=369mm)

各ケースで加速度振幅比が最も高い基礎中心位置と一致する測線について、その位置から計測地点のx方向距離と加速度振幅比の関係を図7-16に示す。加振振動数126Hzにおいて、防振壁ありの各ケースは加速度振幅比の距離との関係がほぼ同じ。これに対して316Hzの加速度振幅比は、Case B-1とCase B-2が、Case B-3とCase B-4がそれぞれ同程度である。両者の加速度振幅比は防振壁を過ぎた直後のx=124mmで大きな差が現れる。また、既に指摘したように、x=174mmまでの減衰は加振振動数126Hzが316Hzより大きく、それ以遠のx=299mmにおける減衰はその逆で加振振動数316Hzが126Hzよりも大きい。そのた

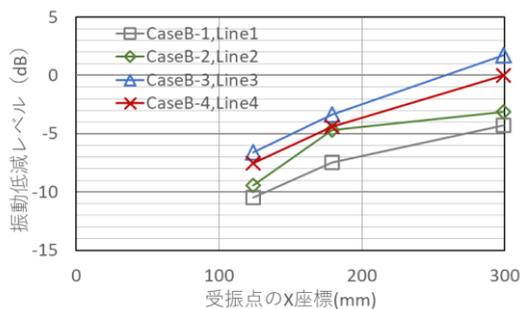


(a) 加振振動数 126Hz

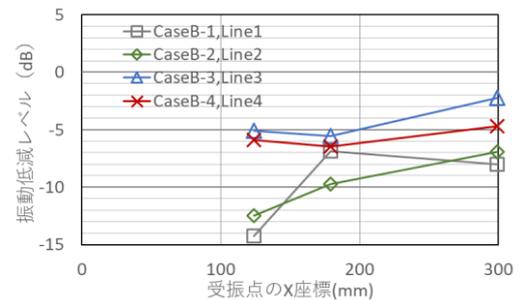


(b) 加振振動数 316Hz

図7-16 加振源中心をとる測線上の距離減衰



(a) 加振振動数 126Hz



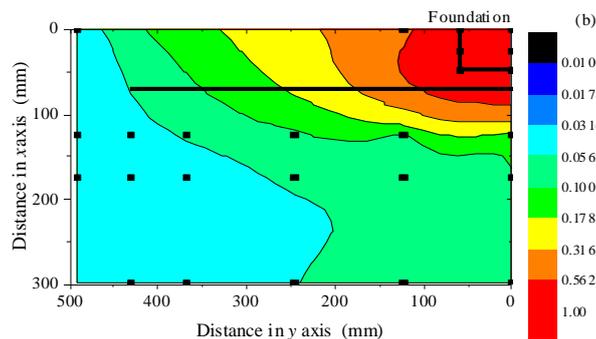
(b) 加振振動数 316Hz

図7-17 加振源中心を通る測線上の振動低減レベル

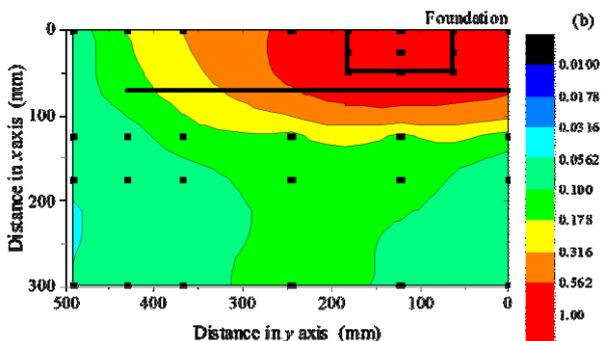
め、126Hzにおいては、加速度振幅比は防振壁なしのCase A-1と壁ありの各ケースの間の差が小さい。316Hzでは両者の差は大きい。Case A-1の測線Line 1の加速度振幅比を用いて、Case B-1～Case B-4の振動低減レベルを式(7-2)と式(7-3)に従って算定すると、図7-17のようになる。これは図7-16を振動低減レベルで表示したものである。実物の計測地点12.5m離れに相当する $x=174\text{mm}$ の振動低減レベルに着目する。加振振動数126Hzでは、Case B-1(基礎中心 $y=0\text{mm}$ 、壁長さ430mm)が最も大きな-7.5dBで、壁の長さが短くなるCase B-2(基礎中心 $y=123\text{mm}$ 、壁長さ307mm)～Case B-4(基礎中心 $y=369\text{mm}$ 、壁長さ61mm)がそれよりも小さい-4.7～-3.3dBである。加振振動数316Hzの振動低減レベルは防振壁なしとありの加速度振幅比の差が126Hzに比べて大きいので、-5.5～-9.7dBに達する。ただし、いずれの加振振動数でも、加振源の加速度に対する加速度振幅比は0.2程度(-14dB)であることから、防振壁を設置することによって得られる振動の低減効果は距離減衰も合わせれば同程度のものが期待できる。

次に、加速度振幅比の等値線図を示す。基礎(加振源)中心位置を、 $y=0\text{mm}$ 、123mm、246mmおよび369mmにそれぞれ設置して、加振振動数126Hzを与えた場合の加速度振幅比を図7-18に、同様に加振振動数316Hzの場合の加速度振幅比を図7-19にそれぞれ示す。これらからも基礎が y 方向に移るに従って、加速度振幅比が大きな箇所も y 方向にとも移動することがわかる。基礎中心をとる測線を対称軸として、防振壁が長い右側と短い左側を比較する。基礎中心が防振壁の中央から端部へずれた $y=246\text{mm}$ のCase B-3および $y=369\text{mm}$ のCase B-4では、振動波が壁端部から回り込むため、対称軸を挟む左右に123mm離れた測線における加速度振幅比は壁が短い(端部が近い)左側が大きくなる。また、これらのケースでは、図7-16でも指摘したように、基礎中心をとる測線上で加速度振幅比が0.178～0.316の領域は加振振動数316HzではCase B-1およびCase B-2に比べて大きく広がる。その領域は基礎中心をとる測線の左右123mm離れ近くまで及ぶ。加速度振幅比がそれよりも小さい0.100～0.178の領域は加振振動数126Hzが316Hzよりも広い。高周波数の振動波は起振源に近いところでは周波数の低い振動の波よりも減衰し難く、遠方では反対に減衰し易い。全体的に見ると、起振源の基礎を防振壁の端の方へ移すことで防振壁の壁長さを短くすれば、基礎中心からの距離が同じ地点の加速度振幅比は概ね増加する傾向にある。

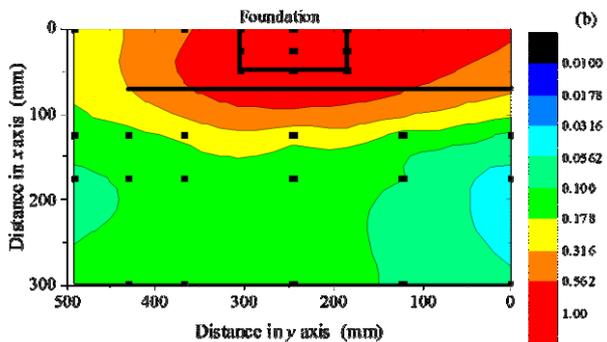
前章までで明らかにした通り、桁式高架橋周辺地表面の地盤振動は複数の橋脚からの振動の影響を受ける。図7-16および図7-17では橋脚から防振壁長手方向に対し、直角方向に伝播する振動について整理を行っているが、防振壁長手方向に対して斜め方向に伝播する振動についての影響も考慮が必要となる。そこで、防振壁の壁長さが防振効果に及ぼす影響を定量的に判断するために、実験結果を測定点と基礎および防振壁の位置関係に基づき整理を行う。



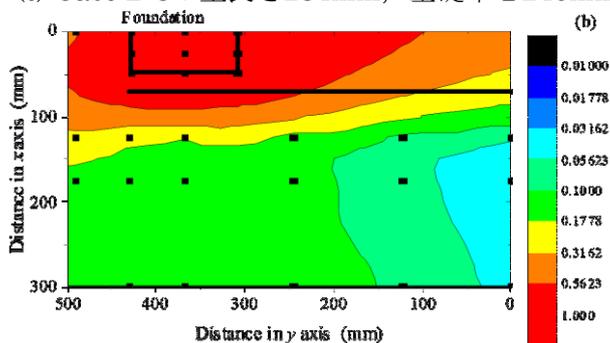
(a) Case B-1 : 壁長さ430mm, 基礎中心0mm



(b) Case B-2 : 壁長さ307mm, 基礎中心123mm

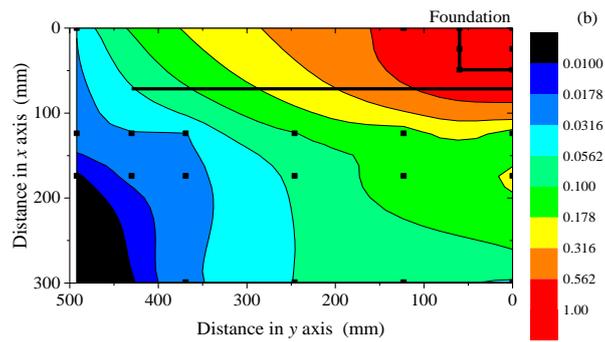


(c) Case B-3 : 壁長さ284mm, 基礎中心246mm

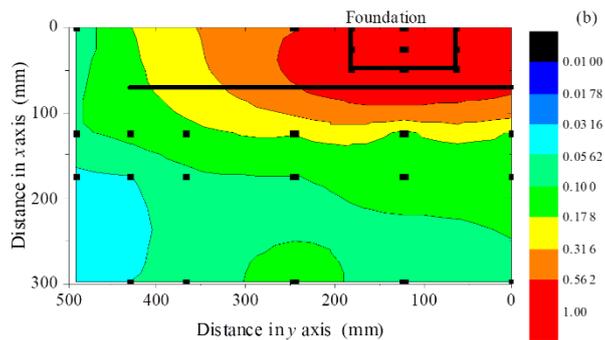


(d) Case B-4 : 壁長さ61mm, 基礎中心369mm

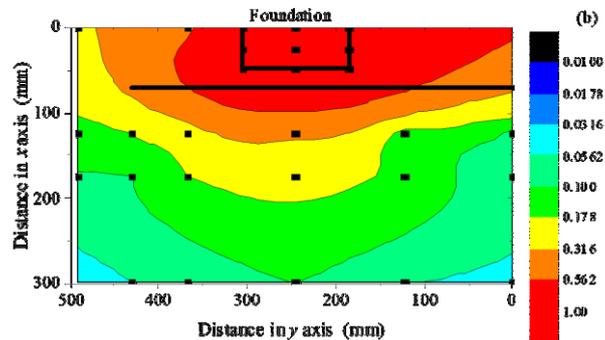
図7-18 加振源位置を移動させた場合の加速度振幅比の等値線図 (加振振動数: 126Hz)



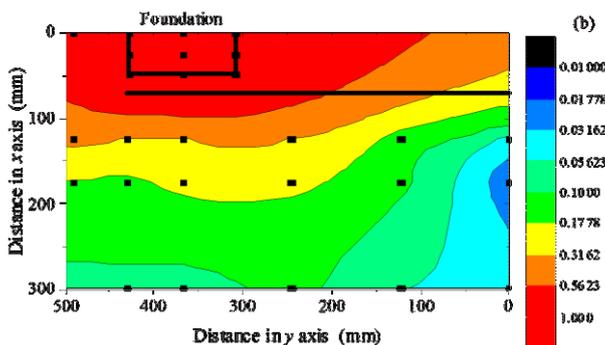
(a) Case B-1 : 壁長さ430mm, 基礎中心0mm



(b) Case B-2 : 壁長さ307mm, 基礎中心123mm



(c) Case B-3 : 壁長さ284mm, 基礎中心246mm



(d) Case B-4 : 壁長さ61mm, 基礎中心369mm

図7-19 加振源位置を移動させた場合の加速度振幅比の等値線図 (加振振動数: 316Hz)

測定点と基礎および防振壁の位置関係を図7-20に示すとおり dx と dy および Le で表す。ここで、 dx および dy は測定点と基礎中心の x 座標および y 座標の差とし、基礎中心の座標を基準とする。また、 Le は防振壁と測定点の位置関係を表すものであり、同図に示す通り防振壁端部 ($y=430$) から測定点までの y 軸方向の距離とする。

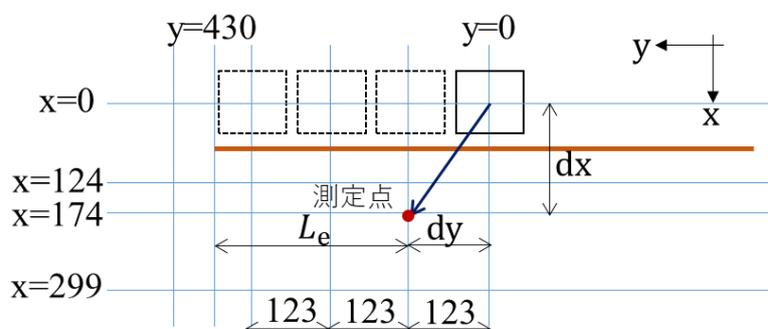


図7-20 測定点と基礎および防振壁の位置関係の概念図

ここで、各測定点について、基礎から伝播する振動の大きさを dy との関係として示すことを考える。例えば、 $dx=174$ で $Le=307$ の場合、図7-21に示す4種類となる。

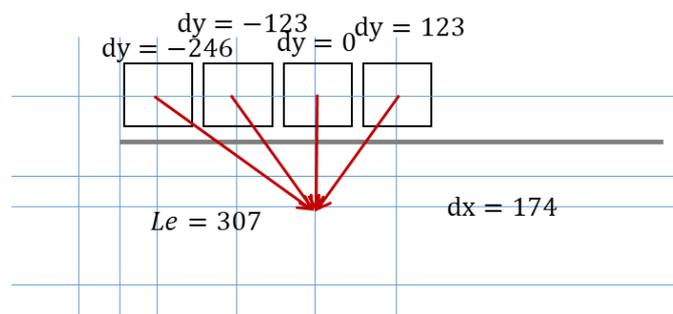


図7-21 測定点と基礎および防振壁の位置関係 ($dx=174, Le=307$)

また、壁がない場合のケースは図7-22中の実線で示す実験結果が得られている。この結果について対称性を考慮すると、破線のデータは対応する角度の実線の結果と同一みなすことができる。

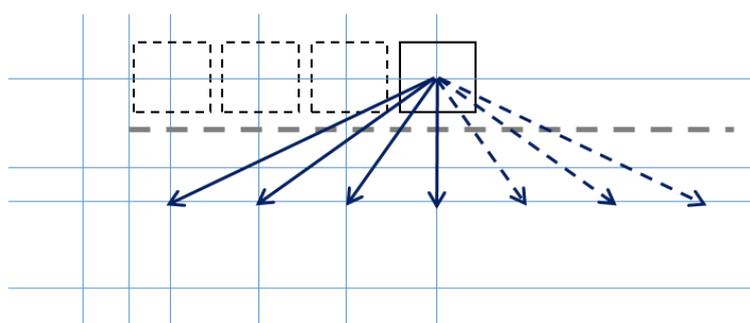


図7-22 測定点と基礎および防振壁の位置関係 ($dx=174$,壁がない場合)

同じように、対称性を考慮し、 $Le=430$ の場合は図7-23中の実線で示される位置関係の実験結果は対応する角度の破線の結果と同一として取り扱う。

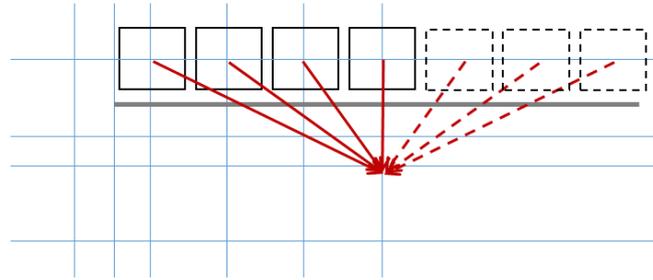
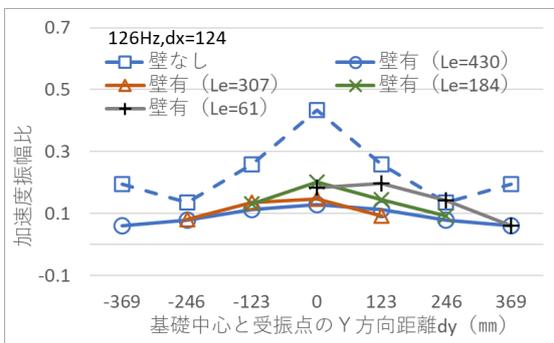
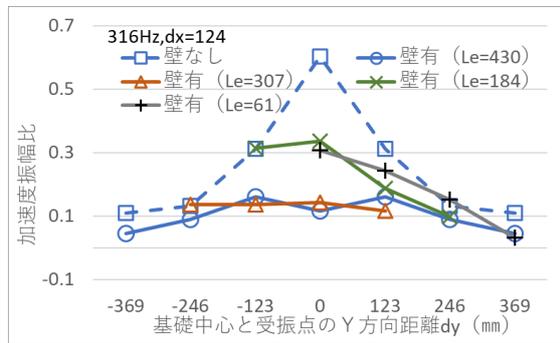


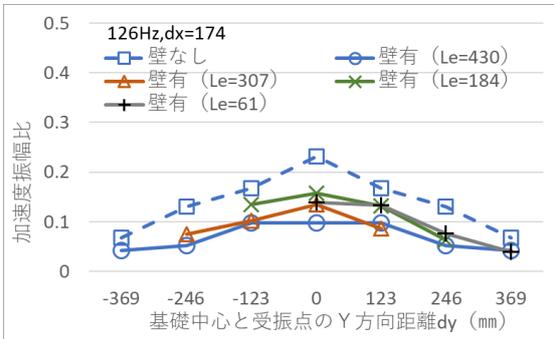
図7-23 測定点と基礎および防振壁の位置関係 ($dx=174, Le=430$)



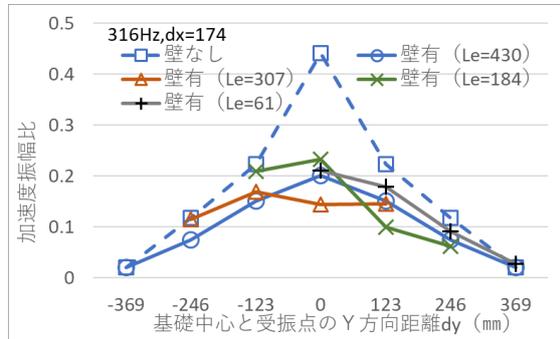
(a) LineB($dx=124$) 加振振動数 126Hz



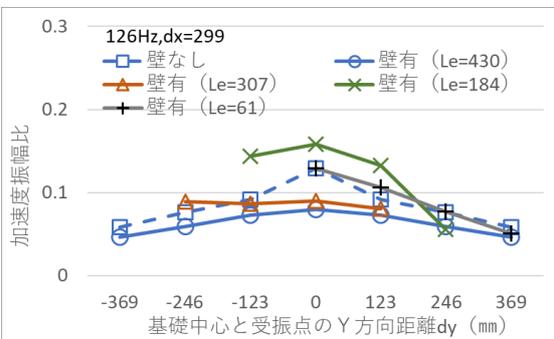
(b) LineB($dx=124$) 加振振動数 316Hz



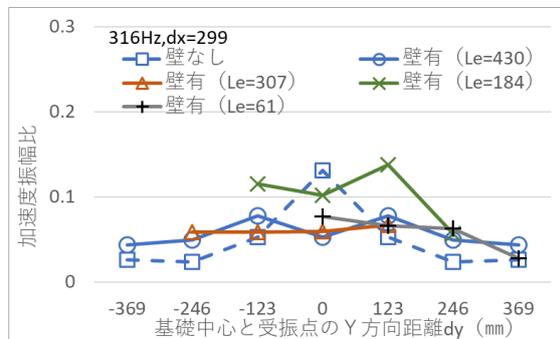
(c) LineC($dx=174$) 加振振動数 126Hz



(d) LineC($dx=174$) 加振振動数 316Hz



(e) LineD($dx=299$) 加振振動数 126Hz



(f) LineD($dx=299$) 加振振動数 316Hz

図7-24 基礎中心と受振点のy方向距離と加速度振幅比の関係

実物換算で加振源からの離れ12.5mに相当する測線Line C (dx=124mm) およびその測線と防振壁の間である測線Line B, さらに実物換算で加振源からの離れ25.0mに相当する測線Line D (dx=299mm) における加速度振幅比とdyの関係を図7-24に示す. 加振振動数126Hzおよび316Hzとも, 加速度振幅比はdyの絶対値が小さいほど大きい. 防振壁がない場合はdy=0で最大値を示し, dyの絶対値が増えるにつれて, 振幅比は減少する傾向を示している. 一部のケースにおいて, dyの絶対値が369mmとなる場合において, dyの絶対値が264mmの場合よりも増加する場合も認められる. 防振壁がある場合の結果も, おおむね同様の傾向を示すが, 加速度振幅比が最大を示すdyが0mmではなく123mmまたは-123mmとなる場合が確認される. 加速度振幅比は受振点と壁端部の距離Leによっても異なる. 加速度振幅比が比較的大きい, dy=-123,0,123mmの場合について, 振動低減レベルを計算し, Leとの関係を示す.

dy=0すなわち, 基礎から防振壁に対して直角方向に振動が伝播する場合については, Le=61,184,307,430の4通りの結果が得られる. 図7-25にdxが174mmの場合の模式図を図7-26にLeと振動低減レベルの関係を示す.

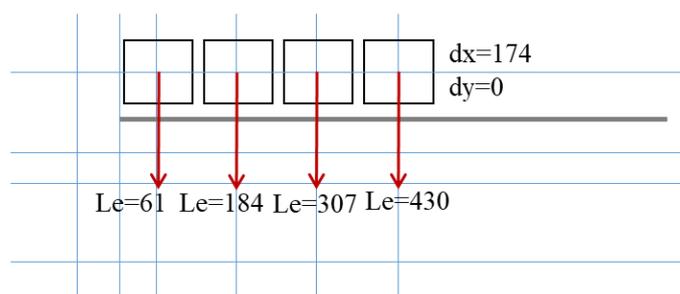


図7-25 dy=0の場合の振動伝播

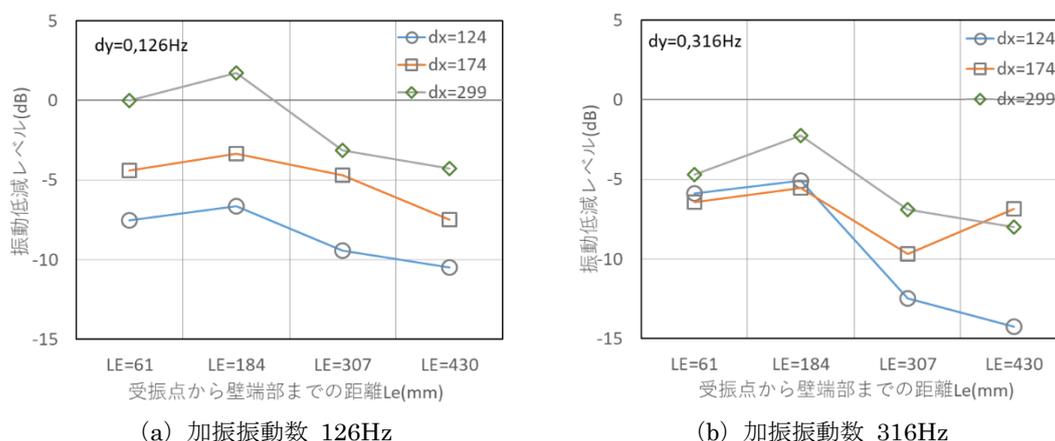


図7-26 受振点から壁端部までの距離Leと振動低減レベルの関係 (dy=0)

振動低減レベルの値はLeが184mmの場合で最大値を示し, 振動低減効果が小さいことがわかる. 加振振動数が316Hzでdxが174mmの場合を除き, Leが長くなるにつれて, 振動低減効果が大きくなっていることがわかる. 特に, Leが184mmから307mmに増加した場合の

変化が大きい場合が多く、加振振動数が316Hzの場合には126Hzの場合と比べ変化量が大きい。

受振点と基礎のx方向の距離dxに着目すると、加振振動数316Hzの場合に一部逆転するケースはみられるものの、dxが大きくなるにつれて、振動低減効果が低くなる傾向が確認できる。

加振振動数126Hzのdx=174mmでは、防振壁が最も長いケースとなるLe=430mmで振動低減レベルが最大の-7.5dBである。防振壁がそれよりも短くなるLe=184mmとLe=61mmでは振動低減レベルがそれぞれ-3.3dBと-4.4dBで、ケース間の差は小さい。dx=299mmにおいては、Le=430mmで振動低減レベルがその測線で最大の-4.3dB、Leが307mmと短くなった場合は-3.1dBで、Leがそれよりも短くなると振動低減効果がほとんど得られない。

加振振動数316Hzでdx=174mmのケースでは、Le=430mmで振動低減レベルが-6.8dB、Leを短くし、Le=307mmとした場合の振動低減レベルは、測線最大の-9.7dBである。Le=184mmとLe=61mmの各ケースでそれぞれ-5.5dBと-6.4dBとなり、126Hzと同様にケース間の差は小さい。dx=299mmにおいては、Le=430mmで振動低減レベルがその測線最大の-8.0dBで、Leを307mmに短くした場合は-6.9dBとやや小さくなる。Leを187mmおよび61mmとすると、振動低減レベルはそれぞれ-2.2dBおよび-4.7dBとなる。加振振動数126Hzよりも振動低減効果は大きい。

dy=123mmの場合、基礎から防振壁の端部側に向かって斜め方向に振動が伝播する。この場合Le=61,184,307の4通りの結果が得られる。図7-27にdxが174mmの場合の模式図を図7-28にLeと振動低減レベルの関係を示す。Le=430の結果については直接の実験結果はないが、対称性を考慮し、dy=-123の場合の結果（同図中破線で示す）を適用している。

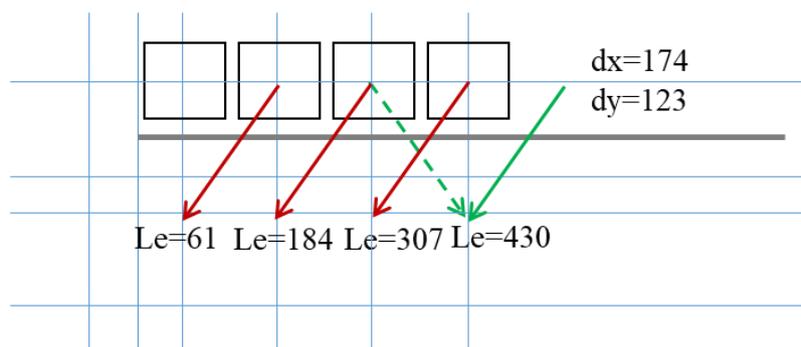
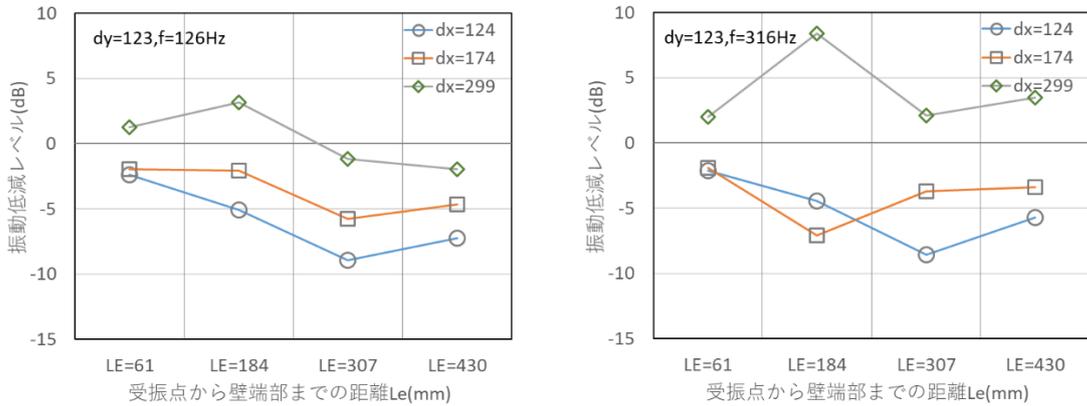


図7-27 dy=123mmの場合の振動伝播



(a) LineC(dx=17.4m) 加振振動数 126Hz (b) LineC(dx=17.4m)加振振動数 316Hz
 図7-28 受振点から壁端部までの距離 Le と振動低減レベルの関係 (dy=123)

dx=124mmとdx=174mmの場合のLeと振動低減レベルの関係はおおむね同様となっている。加振振動数が126Hzの場合、Le=307mmで振動低減効果が最も大きく、316Hzの場合は、dx=174mmの場合はLe=184mmで、dx=124mmの場合はLe=307mmの場合で振動低減効果が最も大きい。dx=174mmの場合の振動低減レベルの範囲は、加振振動数が126Hzの場合は-2.0Hzから-5.8Hzの範囲で、316Hzの場合-1.9から-7.1Hzの範囲である。

dy=-123mmの場合、基礎から防振壁の中央側に向かって斜め方向に振動が伝播する。この場合Le=184,307,430の3通りの結果が得られる。dxが174mmの場合の模式図を図7-29にLeと振動低減レベルの関係を図7-30に示す。

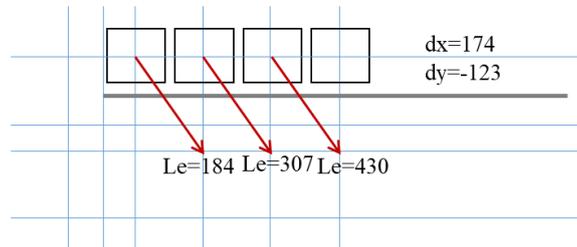
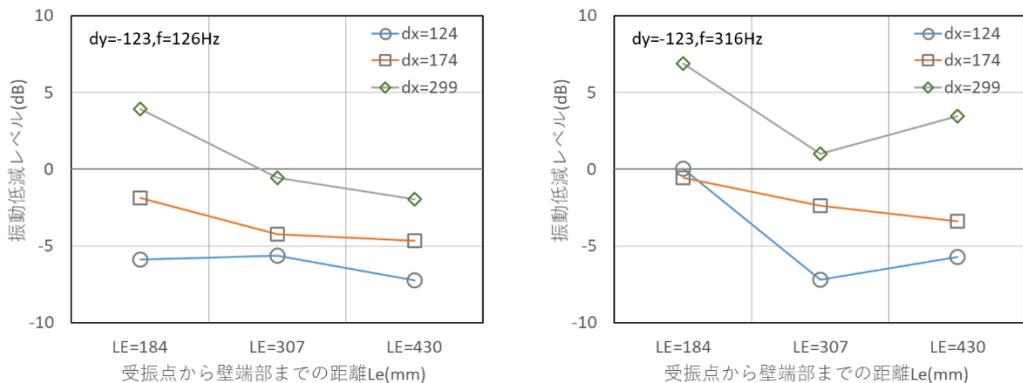


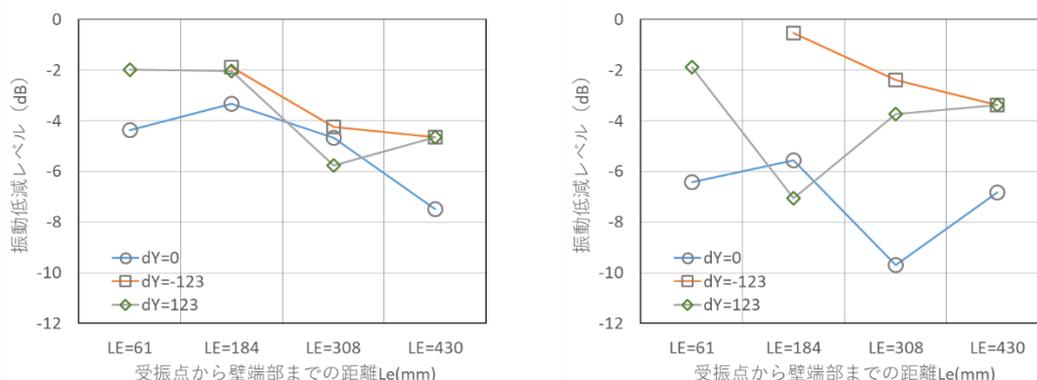
図7-29 dy=-123mm の場合の振動伝播



(a) LineC(dx=17.4m) 加振振動数 126Hz (b) LineC(dx=17.4m)加振振動数 316Hz
 図7-30 受振点から壁端部までの距離 Le と振動低減レベルの関係 (dy=-123)

いずれのケースにおいても、 Le が長くなるにつれて、振動低減効果が大きくなる傾向を示している。ただし、加振振動数が316Hzの場合で $dx=124\text{mm}$ と $dx=299\text{mm}$ の場合は、 $Le=307\text{mm}$ で振動低減効果が最大となる。 $dx=174\text{mm}$ の場合の振動低減レベルの範囲は、加振振動数が126Hzの場合は -1.9dB から -4.7dB の範囲で、316Hzの場合 -0.6dB から -3.4dB の範囲である。

図7-31は dy の違いが振動低減効果に及ぼす影響を確認するために、 $dx=174\text{mm}$ の結果について、1枚のグラフ上に示したものである。



(a) LineC(dx=17.4m) 加振振動数 126Hz (b) LineC(dx=17.4m)加振振動数 316Hz
 図7-31 受振点から壁端部までの距離 Le と振動低減レベルの関係 ($dx=174$)

振動低減効果は、一部逆転している箇所があるものの、 $dy=0\text{mm}$ の場合で大きく、振動伝播方向が $dy=123\text{mm}$ および $dy=-123\text{mm}$ の場合では振動低減効果は小さくなる。この結果は、防振壁に対して直角方向に振動が伝播する場合に比べ、斜め方向に振動が伝播する場合の振動低減効果は小さくなること示している。複数橋脚からの振動伝播を考慮する場合は斜め方向から到達する振動が含まれることになるため、振動低減効果の違いを適切に取り扱う必要がある。

7-3-3 防振壁と橋脚の位置関係の影響の評価

芦谷は防振壁の水平方向の延長の影響を評価する方法を提案している[31]。この方法の概要について簡単に説明する。振源 (x_0, y_0) から発した円筒波が防振壁位置で回折し受振点 (x_1, y_1) に到達する場合、受振点の変位振幅の二乗は式(7-4)で表される。式(7-4)中の p は式(7-5)で表され、 y 軸上の各点から受振点に伝わる振動の二乗振幅の比を表している。同式中の k は地中壁に対する入射円筒波の見かけの波数である。また、 T は振動低減効果を示しており、防振壁がない場合は1を防振壁がある場合は振動の透過率とする。防振壁の水平方向の延長による振動低減効果の違いを、防振壁の側方からの回折波のみの影響と考える場合、防振壁がある区間の T は一定値を設定することとなる。

$$w(x_1, y_1)^2 = A^2 \int_{-\infty}^{\infty} p(y, kr, kr_0) dy \tag{7-4}$$

$$p(y, kr, kr_0) = T(y)q(kr, kr_0)q^*(kr, kr_0)\Delta x \tag{7-5}$$

$$q(kr, kr_0) = H_0(kr_0)H_1(kr) \cos \theta - H_0(kr)H_1(kr_0) \cos \theta_0 \tag{7-6}$$

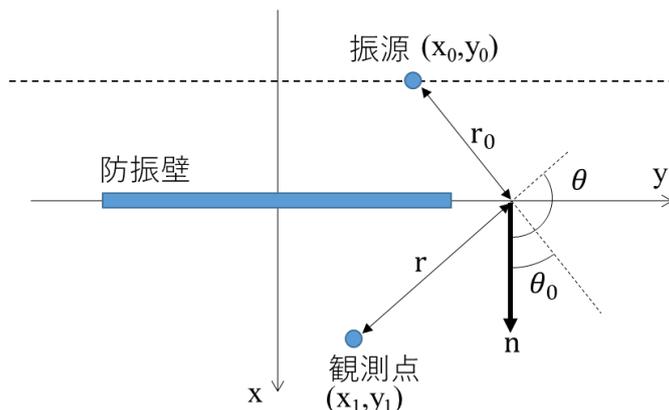


図7-32 防振壁側方からの回折波の概念図[31]

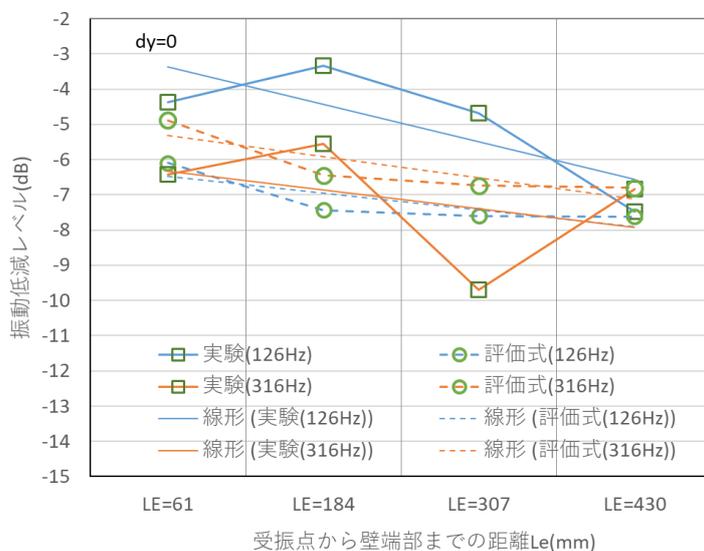


図7-33 Le と振動低減レベルの関係 (実験値と評価式に基づく評価値の比較)

図7-33に芦谷の提案式に基づく、解析の影響を評価した結果と、実験により得られた振動低減レベルを比較した結果を示す。評価式による振動低減レベルは Le=430 において実験と同じ値になるように算出している。実験値と評価式の値は Le=184 および Le=307 で乖離が大きく、振動低減レベルには回折の影響以外の要因も含まれていると考えられる。振動源が防振壁の長手方向延長の中心部から防振壁端部に移動した場合、dy が同じ値の場合

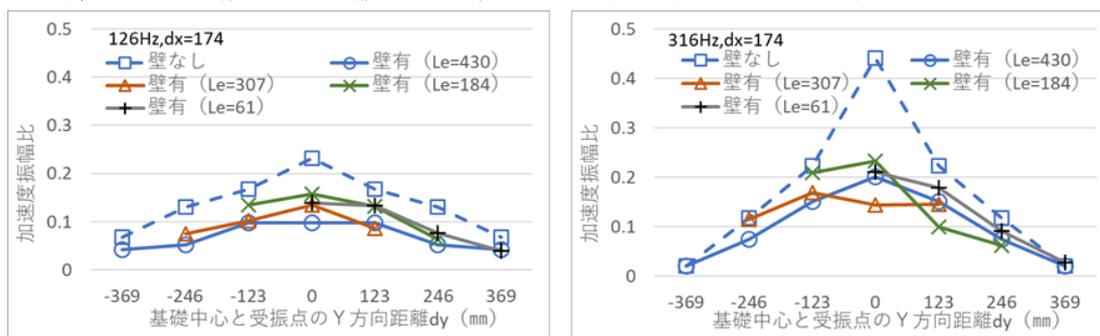
でも、防振壁の振動応答が大きくなることが考えられる。これは、防振壁による振動低減効果、振動源と防振壁の位置関係により変化すること意味する。実験結果では $Le=184$ の場合の振動低減レベルが $Le=61$ の場合に比べて絶対値が小さく、振動低減効果が低い。これは振動源から発せられる振動が、防振壁に変形を及ぼす範囲が $Le=184$ の場合のほうが広く、結果的に、防振壁端部の応答が大きくなっていることに起因していると考えられる。したがって、より詳細に検討する場合においては、防振効果 T を防振壁の長さ方向の位置 y に応じて振動低減効果を変化させたモデルを適用することが望ましい。防振壁端部の応答の増加現象の把握については、壁部の加速度計測等による詳細な検討が必要であるが、その解明については今後の課題としたい。

7 - 4 防振壁の長さの設定

本実験結果を防振壁長さの設定方法へ取り入れるために、実物換算スケールで議論する。模型の縮尺は $1/100$ であるので、幾何形状は模型を 100 倍したもの、模型の周波数 126 Hz および 316 Hz はそれぞれ実物の 4 Hz および 10 Hz に対応する。

振動対策を検討する場合には、対策後の振動レベルを予測し、目標値を満足できることを確認する。高架橋を列車が走行すると、通過時に橋脚から振動が地盤を通過して計測点に達する。よって、計測地点では複数の橋脚からの振動が合成される。そこで、予測計算において1つの計測地点に対していくつの橋脚を考慮するのが望ましいかを調べる。

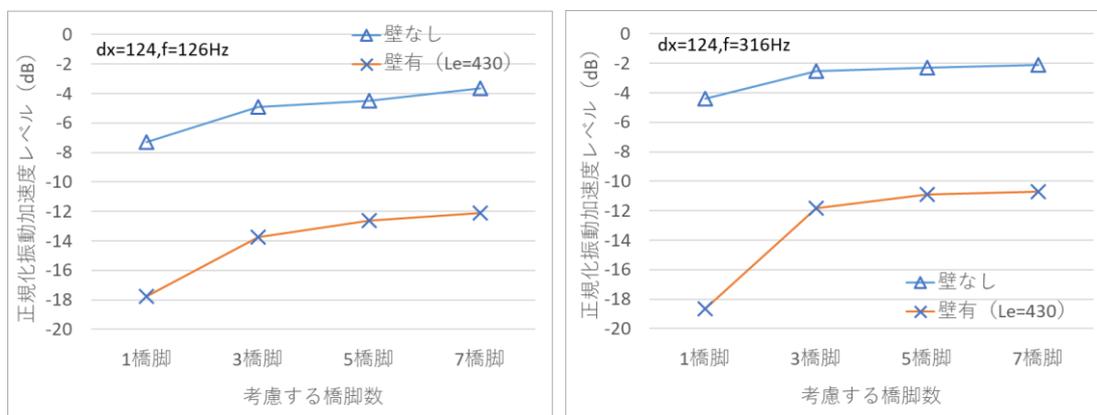
実験では基礎を 123 mm ずつ移動させながら振動測定を実施している。そこで、橋脚の配置間隔が 12.3 m と想定し、測定点と壁端部の距離 Le が 430 m の点における合成振動レベルを計算する。この場合、各橋脚から伝播する振動の振幅比は図7-24に示す通りとなる。ここで、図7-34として基礎中心からの x 方向の距離が 17.4 m (基礎端部からの距離が 15 m)、加振振動数が 4 Hz (模型振動数で 126 Hz) の場合の図を再掲する。



(a) LineC(dx=17.4m) 加振振動数 4Hz (b) LineC(dx=17.4m)加振振動数 10Hz
 図7-34 基礎中心と受振点の y 方向距離と加速度振幅比の関係 (再掲)

受振点と基礎中心の y 方向の距離 dy が 0 m の橋脚基礎から伝播する振動の大きさに対して、 dy が 12.3 m および -12.3 m の場合の隣接する橋脚基礎から伝播する振動の大きさは概ね半分以上の大きさとなっている。したがって、位相差のあらわれ方によっては、受振点で

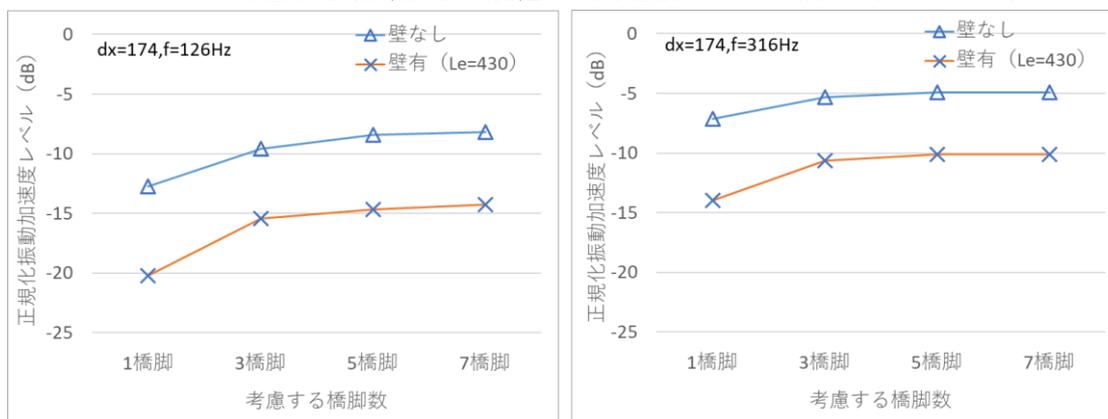
の振動はかなり小さくなることも想定される。5章でも述べた通り、位相差の影響は列車速度や測定位置により変化するため正確な把握は困難である。そこで、合成計算においては、各橋脚から伝播する波の位相差はないものとして取り扱うこととする。dyが0mとなる橋脚基礎からの振動を基準に、dyが12.3mと-12.3mとなる橋脚基礎を含めた3基、さらにdyが24.6mと-24.6mとなる橋脚基礎を加えた5基、そしてdyが36.9mと-36.9mの橋脚基礎も含めた7基の橋脚基礎からの振動を考慮した場合について、正規化加速度振動レベルを求めた。正規化は橋脚の加速度を0dBとして行っている。図7-35から図7-37に防振壁がない場合と受振点中心から壁端部までのx方向距離Leが43mの場合の正規化振動加速度レベルを示す。



(a) LineB(dx=12.4m) 加振振動数 4Hz

(b) LineB(dx=12.4m)加振振動数 10Hz

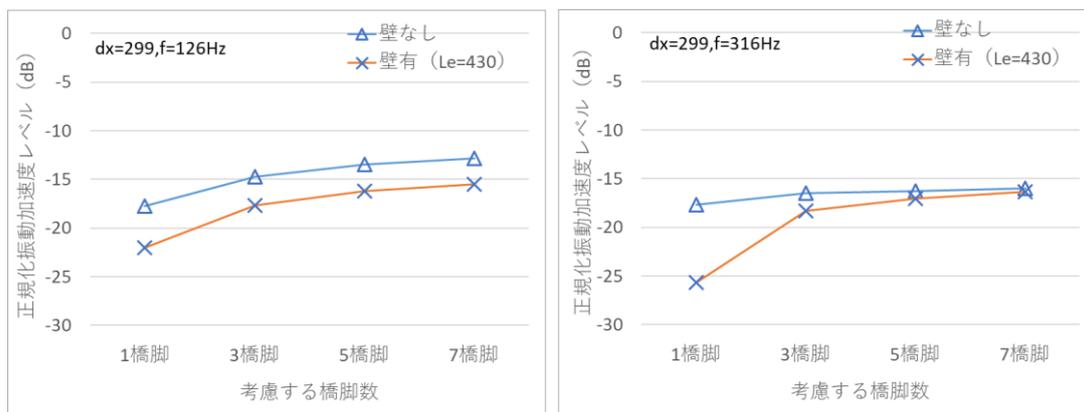
図7-35 考慮する橋脚数と正規化振動加速度レベルの関係 (dx=12.4m)



(a) LineC(dx=17.4m) 加振振動数 4Hz

(b) LineC(dx=17.4m)加振振動数 10Hz

図7-36 考慮する橋脚数と正規化振動加速度レベルの関係 (dx=17.4m)



(a) LineD(dx=29.9m) 加振振動数 4Hz (b) LineD(dx=29.9m)加振振動数 10Hz
 図7-37 考慮する橋脚数と正規化振動加速度レベルの関係 (dx=29.9m)

考慮する橋脚数が1基の場合にくらべ、両隣を含む3基を考慮した場合、振動加速度レベルは増加し、最も変化の大きい場合で7dB程度増加する。しかし、さらにその両隣の基礎を加えても、振動レベルの増分はそれよりもかなり小さく、7つ全てを計算対象にした場合でも3基を考慮した場合に比べて、2dB程度の増加にすぎない。これらの結果に基づき、考慮する橋脚数と振動低減レベルの関係を計算した結果を図7-38に示す。



(a) dx=12.4m (b) dx=17.4m (c) dx=29.9m

図7-38 考慮する橋脚数と振動低減レベルの関係

振動低減レベルは考慮する橋脚数が1基の場合が最も低減効果が大きく、考慮する橋脚数が増えるに従い、振動低減効果は小さくなる。合成振動加速度レベルと同様に、橋脚数が3基以上の場合、振動低減レベルの変化は小さく、2dBの範囲内で収まっている。よって、予測計算においては両隣を含めた3橋脚でおおよその振動レベルの数値が得られると判断できる。より正確な数値が必要であれば、さらにそれらの両隣の5橋脚からの伝わる振動を対象にすれば十分と思われる。

図7-39に橋脚間隔が12.3m、受振点と橋脚基礎中心間のx方向の距離dxが12.4mで3基の橋脚を考慮した場合について、受振点と壁端部間のy方向距離Leと合成振動加速

度レベルの関係を示す。同図には防振壁がない場合の合成振動加速度レベルの値と 5dB の振動低減効果を得る場合の目標値も併せて示している。なお、計算にあたり、 $Le=6.1m$ のケースについては、 $dy=-12.3m$ となる場合の対応する実験結果が得られていないため、壁無しで $dy=-12.3m$ の結果を用いて計算を行っている。

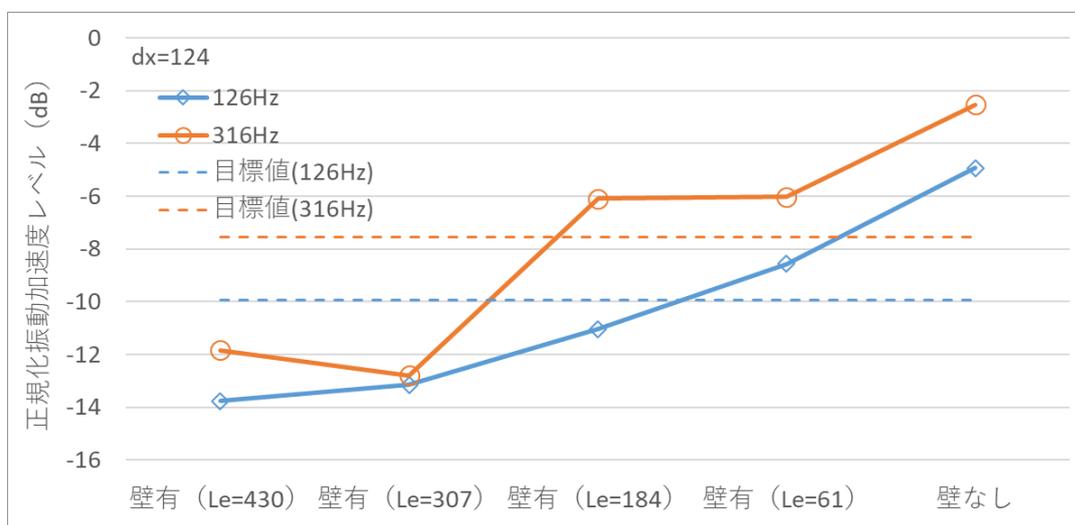


図7-39 受振点と壁端部の x 方向距離 Le と正規化振動加速度レベル ($dx=12.4m$)

正規化振動レベルが目標値を下回るのは、加振振動数が 4Hz の場合、受振点と壁端部間の x 方向の距離 Le が 18.4m 以上となる。したがって、延長 84m の地中防振壁を設置した場合、防振壁中心部近傍の 49.2m の区間で 5dB の振動低減効果が得られる。同様に加振振動数が 10Hz の場合は 5dB の振動低減効果を得るためには、 Le の長さが 30.7m 以上必要となる。この場合、5db の振動低減効果が得られるのは防振壁中心部近傍の 24.6m の区間となる。

ここで、5dB の振動低減効果が得られる区間の延長を短縮し、防振壁自体の延長を短縮した場合の振動低減効果について検討する。実験結果により得られた振動低減効果と防振壁延長の関係は、受振点に対して片側の防振壁延長が短くなったものである。ここで、受振点に対して両側の防振壁延長が短くなった場合の振動低減効果を考える。図7-40の模式図に示すように、受振点に伝播する振動について、受振点を通り防振壁に直交する直線の右側から伝わる振動と左側から伝わる振動とに分けて考えることとし、 V_R と V_L とする。

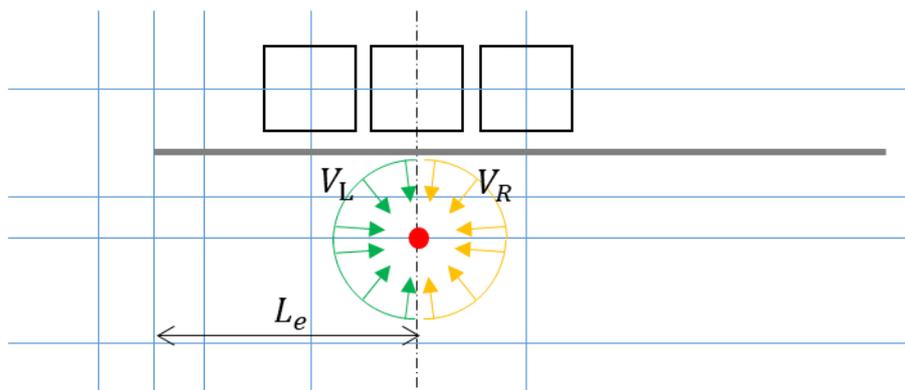


図7-40 防振壁に向かって右側から伝播する振動と左側から伝播する振動

受振点から防振壁に向かって右側から伝播する振動の V_R について、本実験では受振点から右側の防振壁端部までの x 方向距離がすべて 43m (模型スケールで 430mm) 以上となり十分長いことから、防振壁を設置したケースについてはすべて同一であるとみなす。この場合、 L_e が短くなることによる振動増加はすべて V_L の増加によるものとして考えることとなる。したがって $L_e=30.7\text{m}$ の結果から、防振壁長さが 61.4m (30.7m の 2 倍) の場合の振動を求めるためには、 $L_e=30.7\text{m}$ の結果に $L_e=43\text{m}$ の場合の振動と $L_e=30.7\text{m}$ の場合の差を加える補正を行えばよい。この考え方に基づき、防振壁長さが 86m, 61.4m, 37.4m および 12.2m の場合の正規化振動加速度レベルを計算した。計算した結果を図7-41から図7-43に示す。なお、 L_e が 43m の場合に比べて振動加速度レベルが小さいケースでは補正は行っていない。また、補正後の振動加速度レベルが、壁無しの場合の振動加速度レベルを超える場合は、補正後の値を壁無しの振動加速度レベルとした。

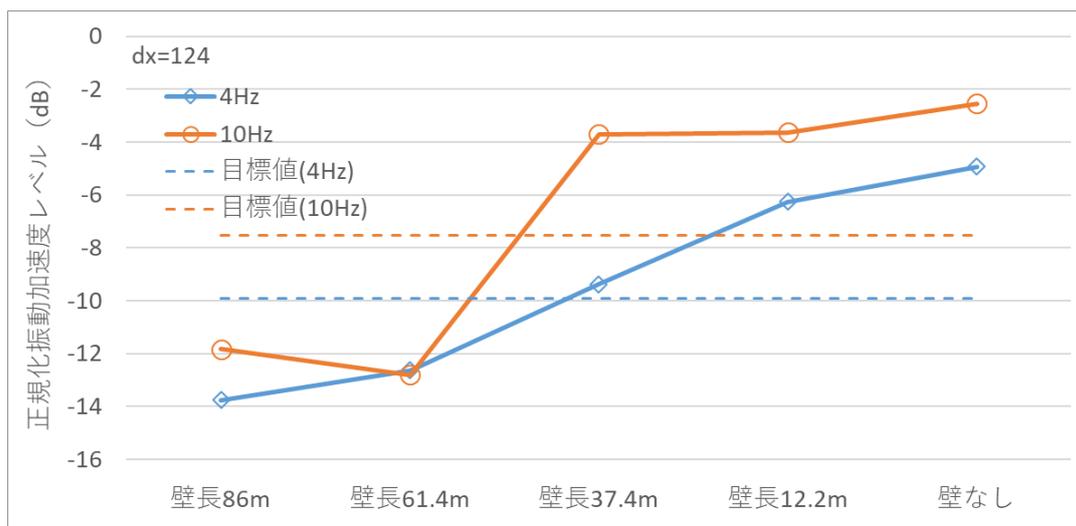


図7-41 防振壁長と正規化振動加速度レベルの関係 (dx=12.4m)

橋脚中心から x 方向離れが 12.4m の場合は壁長が 61.4m 以上で、振動低減効果が 5dB 以上となる結果が得られた。加振振動数に着目すると、振動数が 10Hz の場合に比べ、4Hz の場合のほうが、振動加速度レベルが小さい。

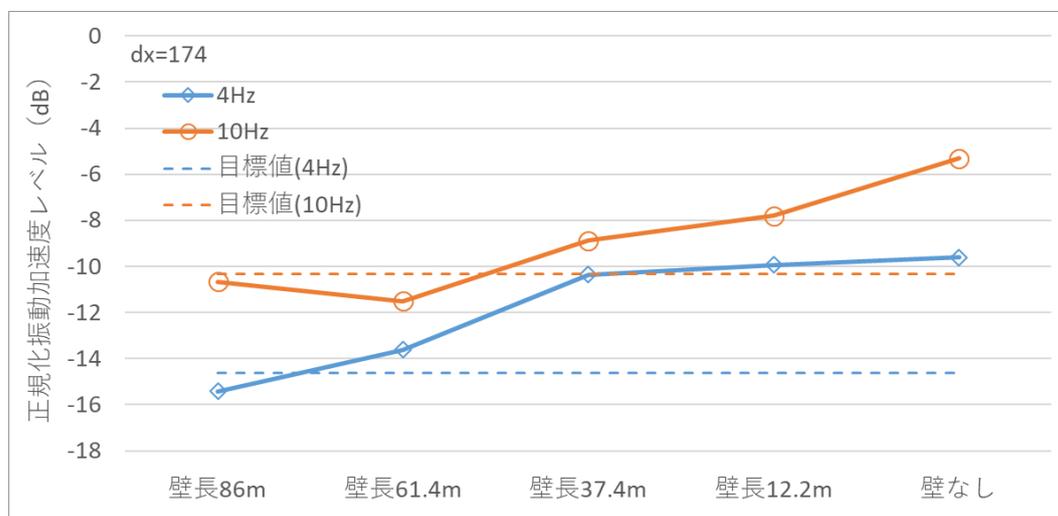


図7-42 防振壁長と正規化振動加速度レベルの関係 (dx=17.4m)

橋脚中心から x 方向離れが 17.4m の場合は加振振動数が 10Hz の場合は壁長が 61.4m 以上で、振動低減効果が 5dB 以上となる結果が得られた。振動数が 4Hz の場合は、5dB の振動低減効果を得られる壁長は 86m となった。加振振動数に着目すると、振動数が 10Hz の場合に比べ、4Hz の場合のほうが、振動加速度レベルが小さい。

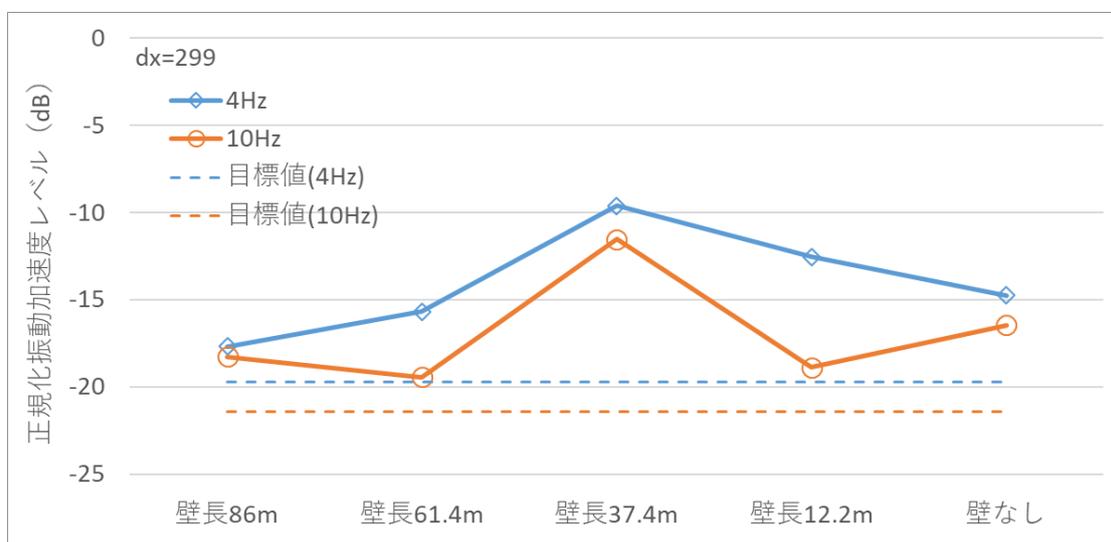


図7-43 防振壁長と正規化振動加速度レベルの関係 (dx=29.9m)

橋脚中心から x 方向離れが 29.9m の場合は加振振動数にかかわらず、5dB の振動低減効果は得られないことが確認された。この領域では、伝播距離が長いため、壁無しの場合の振動加速度レベルが小さく振動低減効果を得にくいことが原因と考えられる。加振振動数に着目すると、x 方向離れが 12.4m および 17.4m の場合と異なり、振動数が 4 Hz の場合

に比べ、10Hz の場合のほうが、振動加速度レベルが小さい。

図7-4-1から図7-4-3で計算した結果に基づき、橋脚中心からのx方向離れが12.4mの場合と17.4mの場合について、振動低減レベルと壁長の関係を求めた結果を図7-4-4に示す。

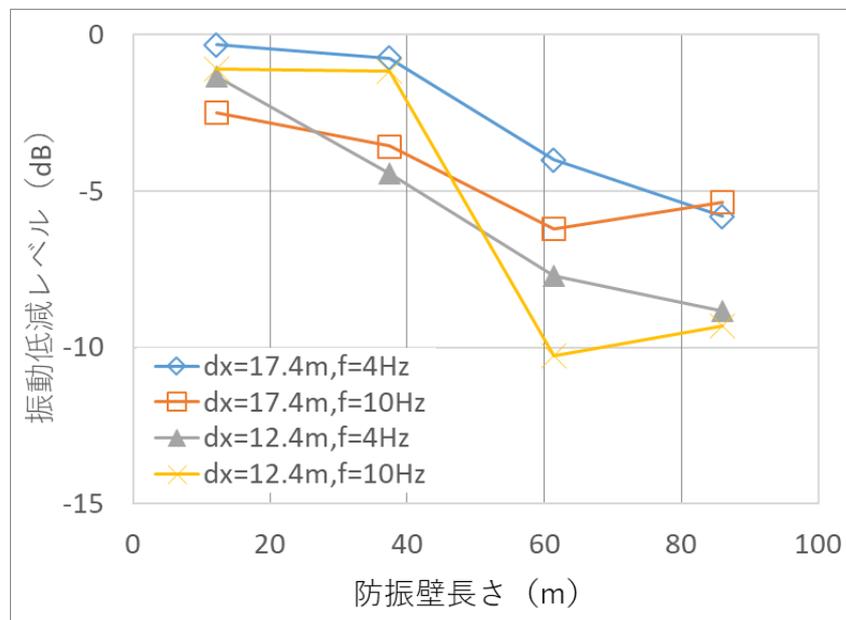


図7-4-4 防振壁長さと振動低減レベルの関係

加振振動数が4Hzの場合、橋脚中心からのx方向離れが短い12.4mの場合の振動低減効果が大きく、5dBの振動低減効果を得るために必要な防振壁長さは約40mとなる。x方向離れが17.4mの場合は5dBの振動低減効果を得るための防振壁長さは約75mとなる。

加振振動数が10Hzの場合、振動低減効果の大きさが、防振壁延長により異なる。防振壁鉛直がおおむね50m未満の短い領域では、x方向離れが短い12.4mのケースの振動低減効果が大きい。5dBの振動低減効果を得るために必要な防振壁長さは約50mとなる。一方、防振壁長さが50m以上の場合はx方向離れが長い17.4mのケースでの振動低減効果が大きい。5dBの振動低減効果を得るために必要な防振壁長さは約50mとなる。

7-5 まとめ

鉄道用地内で適用可能な振動対策工として、線路方向に配置する防振壁を対象とし、振動の伝播方向や防振壁と橋脚の位置関係が振動低減効果に及ぼす影響について縮小模型実験により確認した。

振動の伝播方向に着目した場合、防振壁に対して直角方向に伝播する場合の振動が大きくなる傾向が確認された。また壁による振動低減効果も振動の伝播方向により変化し、多くの場合、壁に対して直角方向の振動低減効果が大きく、壁に対して斜め方向に振動が伝播する場合の振動低減効果は小さい。そのため、単一の橋脚から壁に対して直角方向に振動が伝

播する場合の振動低減効果に比べて、複数の橋脚からの振動伝播を考慮した場合の振動伝播効果は小さくなる。橋脚と防振壁の位置関係の影響について、橋脚が防振壁の中心に位置する場合に比べて、防振壁の端部付近に位置する場合は、防振壁の振動低減効果が低下することが確認された。実験では防振壁外方から回折の影響による振動低減効果の低下よりもさらに大きな効果の低下が認められたことより、回折以外の要因による振動低減効果の低下と考えられる。要因として防振壁端部近傍では、防振壁中央部に比べ、防振壁自体の応答が大きくなることが想定される。この現象の解明は、今後の課題となる。

また、複数橋脚からの振動伝播の影響については、考慮する橋脚の数が1基の場合と3基の場合で振動の大きさに7dB程度の違いが生じる場合がある。一方、考慮する橋脚数を3基以上とした場合、振動の大きさと振動低減効果には大きな変化は生じない。したがって、検討に当たっては、3基の橋脚からの振動伝播を考慮することが合理的である。

橋脚の配置間隔を12.3mとし、考慮する橋脚数を3基とした場合について、防振壁延長と振動低減効果の影響を明らかにした。受振点の位置や加振振動数により振動低減効果の現れ方が異なり、5dBの振動低減効果を得るための防振壁延長は40mから75mとなる。

参考文献

- [1] 中出千博, 渡邊明之, “実効性の高い地盤振動対策工の設計・施工手法の開発”. *JR EAST Technical Review*, no.27, pp.57-62, 2009
- [2] 谷口美佐, 渡邊康夫, 清水満, “地盤振動の解析的検討手法の開発”, *JR EAST Technical Review*, No.37, pp.49-54, 2011
- [3] 早川清, 原文人, 植野修昌, 西村忠則, 庄司正弘, “鋼矢板壁による地盤振動の遮断効果と増幅現象の解明”, *土木学会論文集 F*, Vol.62, No.3, pp.492-501, 2006.
- [4] 吉岡修, 石崎昭義, “空溝・地中壁による地盤振動低減効果に関する研究—東海道新幹線大草高架橋区間—”, *鉄道技術研究報告*, No.1147 (施設編第 502 号), 132p., 1980.
- [5] 吉岡修, 芦谷公稔, “コンクリート振動遮断壁工の防振効果”, *鉄道総研報告*, Vol.5, No.11, pp.37-46, 1991.
- [6] 早川清, 可児幸彦, 松原範幸, “PC 壁体による地盤振動の軽減効果とその評価”, *土木学会構造工学論文集*, Vol.45A, pp.713-718, 1999.
- [7] 神田仁, 石井啓稔, 吉岡修, 平川泰行, 川村淳一, 西村忠則, “起機実験および数値解析による PC 柱列壁の防振性能”, *物理探査*, Vol.58, No.4, pp.377-389, 2005.
- [8] 早川清, 松井保, “EPS ブロックを用いた交通振動の軽減対策”, *土と基礎*, Vol.44, No.9, pp.24-26, 1996.
- [9] 徳永法夫, 森尾敏, 家村浩和, 西村昂, “EPS 地中防振壁の交通振動低減効果に関する研究”, *土木学会論文集*, No.638/III-49, pp.91-106, 1999.
- [10] 吉岡修, 熊谷兼雄, “振動遮断壁による低減効果の目安値算定方法について”, *鉄道技術研究報告*, No.1205 (施設編第 524 号), 77p., 1982.
- [11] 長瀧慶明, 橋詰尚慶, 若命善雄, “地中壁による振動低減対策—その 2 対策工法の実施と効果の確認—”, *第 28 回土質工学研究発表会*, pp.1247-1248, 1993.
- [12] 神田政幸, 伊藤和也, 村田修, 太田和善, 日下部治, “発泡スチロールビーズとソイルセメントからなる交通振動低減工の開発”, *土と基礎*, Vol.52, No.4, pp.23-25, 2004.
- [13] 早川清, 中谷郁夫, 緒方広泰, 前育弘, “EPS 合成遮断壁による地盤振動遮断効果とその評価法の提案”, *土木学会論文集 G*, Vol. 63, No. 2, pp. 138-148, 2007.
- [14] Massarsch, K. R. , "Ground Vibration Isolation Using Gas Cushions", *In Proceedings of Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Vol. 11, No. 6, pp. 1461-1470 , 1991.
- [15] Massarsch, K. R. , "Vibration Isolation using Gas-Filled Cushions", *Soil Dynamics Symposium to Honor Prof. Richard D. Woods (Invited Paper)*, Geofrontiers 2005, Austin, Texas, 2005.
- [16] 櫛原信二, 大塚誠, 深田久, 早川清, “地盤環境振動対策へのハイブリッド振動遮断壁の適用性に関する考察”, *土木学会論文集 G*, V63.64, No.3, pp.276-288, 2008.
- [17] 中谷郁夫, 早川清, 榎本孝彦, 西村忠則, “スクラップタイヤを用いた地中振動遮断壁の

- 提案とその振動低減効果の評価”, *土木学会論文 G*, Vol.64, No.1, pp.46-61, 2008.
- [18]橋本光則,5.1.3 地盤(伝搬過程)での対策,(2)地盤改良など,”地盤工学会 地盤環境振動の予測と対策の新技术に関するシンポジウム 発表論文集”, pp.67-68, 2004.
- [19] Itoh, K. ,”Physical modelling of wave propagation from ground vibration and vibration counter-measures”, *東京工業大学博士論文*, 2003.
- [20]鉄道総合技術研究所編,”振動遮断工の設計・施工マニュアル(案)”, 57p., 2007.
- [21]環境庁長官,環境保全上緊急を要する新幹線鉄道振動対策についての(勸告), 環大特第32号, 1976.
- [22]中谷郁夫, 早川清, 西村忠典, 田中勝也,”高架道路橋を振動源とする地盤環境振動の遠距離伝播メカニズム”, *土木学会論文集 C*, Vol. 65, No. 1, pp. 196-212, 2009.
- [23]香川崇章,”土構造物の模型振動実験における相似則”, *土木学会論文集*, No. 275, pp. 69-77, 1978.
- [24]國生剛治, 岩楯敏広,”軟弱地盤の非線形振動特性についての模型振動実験と解析”, *土木学会論文集*, No. 285, pp. 57-67, 1979.
- [25]Iai, S., “Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field”, *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 1 pp. 105-118, 1989.
- [26]Iwasaki, T. Tatsuoka, F. and Takagi, Y., “Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading”, *Soils and Foundations*, Vol. 18, No. 1, pp. 39-56, 1978.
- [27]菅野高弘, 塩崎禎郎,”振動台実験と数値解析”, *基礎工*, Vol. 31, No. 5, pp. 14-18, 2003.
- [28]Mikami, K., Toyota, H. and Takada, S., “Similarity law in model ground tests with focus on shear modulus under low confining stress”, *The 16th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, PaperNo, 471, pp. 1-11, 2017.
- [29]吉岡修, 芦谷公稔,”起振機実験による鋼矢板振動遮断工の防振効果”, *鉄道総研報告*, Vol. 4, No. 8, pp. 51-58, 1990.
- [30]日本騒音制御工学会編,地域の環境振動, 3.3 測定場所, pp.26-27, 2001.
- [31] 芦谷公稔,”振動遮断工の防振効果の評価手法”, *物理探査*, Vol. 58, No.4 , pp. 351-362, 2005.

第8章 結論と今後の課題

8 - 1 結論

1964年の東海道新幹線の開業より列車による移動時間の短縮が図られ、利便性が大きく向上した。更なる利便性の向上を目指し、路線網の拡充や列車速度の高速化に向けた取り組みが現在も続けられている。一方、利便性の向上の結果、環境問題が生じることが懸念されている。環境問題のひとつである地盤振動に関しては、1976年3月12日に「環境保全上緊急を要する新幹線鉄道振動対策について(勧告)」(環大特32号)が、環境庁長官から運輸大臣あてに勧告されている。

地盤振動について勧告に基づく指針値を遵守しながら列車の高速化を進める上で、列車の走行速度が向上した場合の地盤振動増加量を求める手法と地盤振動低減を実現する振動対策工に開発が必要となる。しかし、走行車両が発生源となる地盤振動は、軌道、構造物および地盤を経由して受振点に伝播する。さらに構造物や地盤は、構造形式や地盤物性等の違いにより様々な振動特性を有する。したがって、車両走行に起因する地盤振動の振動伝播特性は複雑であり、完全な解明に至っていない。

中出らの研究により、近年建設された新幹線の場合、杭基礎構造の桁式高架橋周辺で地盤振動に関する指摘が多いことが明らかにされている。また、既往の研究ではラーメン高架橋周辺の地盤振動解析を実施した事例はあるものの、桁式高架橋周辺での解析事例は少ない。そこで、本研究では研究対象を桁式高架橋周辺の地盤振動とすることとした。

桁式高架橋周辺の地盤振動伝播を明らかにするためには、車両から構造物へ加振力特性と桁、橋脚および地盤の振動特性を明らかにする必要がある。これらのうち、構造物への加振力特性、桁の振動特性については既往の研究事例があるものの、橋脚と地盤の振動特性には未解明の事項が多く残されている。そこで本研究においては、地盤振動伝播経路のうち、橋脚から受振点までの区間を研究対象とし以下の課題を設定した。

- ① 列車走行時の橋脚の振動特性の分析
- ② 列車走行時の橋脚から周辺地表面への振動伝播特性の分析
- ③ 橋脚の回転挙動に関する検討
- ④ 橋脚周辺の地盤振動計算モデルの提案および実測値の基づく提案モデルの検証
- ⑤ 縮小模型実験による対策工の検討

上記のそれぞれの課題について以下の結論を得た。

(1) 列車走行時の橋脚の振動特性の分析について

橋脚の振動特性の明らかにするために近接する範囲内にある複数の橋脚の地表面近傍部に加速度センサーを設置し、列車走行時の加速度を測定した。その結果、以下の結論を得た。

- ①列車走行に伴い橋脚に生じる振動は、列車速度と車両から定まる基本振動数の整数倍となる卓越振動数でピークを有する特徴的な振動数特性を有している。基本振動数の n 倍の卓越振動数を n 次の卓越振動数と呼ぶ場合、5 次および 15 次の卓越振動数での振幅は他の卓越振動数の振幅に比べて小さい。これは、吉岡の既往の研究で明らかにされている軸の繰り返し効果の特性と整合している。
- ②列車速度と各次の卓越振動数の振幅の関係に着目すると、多くの場合両者は正の相関を示す。しかし負の相関を示す場合や明確な相関を示さない場合もある。
- ③列車の走行方向、編成および速度が一致する場合、橋脚の振動特性はほぼ同一である。季節や天候の影響による有意な差は認められない。
- ④振動の並進成分に着目すると、鉛直成分と線路方向成分が占める割合が大きく、線路直角方向成分が占める割合は小さい。したがって主要な振動方向は線路方向と鉛直方向であることが明らかになった。
- ⑤近接する範囲内の橋脚であっても、橋脚ごとに振動レベルの大きさが異なる。振動レベル差は振動方向および列車速度により異なる。

(2) 列車走行時の橋脚から周辺地表面への振動伝播特性の分析

橋脚から橋脚周囲の地表面への振動伝播特性を明らかにするために、列車走行時の橋脚と地表面の加速度を同時に測定した。その結果、以下の結論が得られた。

- ①地表面の振動を列車速度から定まる各次の卓越振動数と振動レベルの関係として散布図を描くと、略 M 字型の形状を示す。二つのピークの振幅には差があり低周波側のピークが大きい。低周波側のピークの振動数は A 地区および C 地区では約 8Hz、B 地区では約 9Hz である。
 - ②橋脚と地盤の振動レベル差に着目すると、特定の振動数で振動レベル差の値が大きくなり、当該の振動数では振動が伝わりやすいことが明らかになった。A 地区では 8Hz および 13Hz、B 地区では 10Hz および 14Hz、C 地区では 7Hz および 13Hz 近傍の振動数で地盤内での振動減衰量が小さく、振動が伝わりやすい。
- さらに、橋脚と地盤の振動加速度の実効値の変化に着目し、橋脚振動の各成分を説明変数とし、地盤の鉛直応答を目的変数として重回帰分析を実施した。説明変数の数を変えた分析を行った結果より、以下の結論を得た。
- ③地盤の鉛直振動は、2 基の橋脚振動の鉛直成分と線路方向成分を説明変数とするとおおむね再現できる。また、橋脚数を 4 基とすることで、決定係数を更に大きな値とすることができる。

(3) 橋脚の回転挙動に関する検討

橋脚の振動特性をより詳細に分析するために、橋脚の下り線側地表面近傍部の設置した加速度センサーを基準として、鉛直方向および水平方向に離隔を持つように加速度センサーを設置し、列車通過時の加速度を測定した。さらに、桁支点からの作用を明らかにするため、桁端部と橋脚天端部に加速度計を取り付け、列車走行時の加速度を測定した。その結果、以下の結論が得られた。

- ①上下および左右に離隔を持つ加速度センサーの計測値の大きさには差が生じている。つまり、列車通過時の橋脚挙動にはロッキング成分が含まれる。
- ②橋脚のロッキング挙動は、線路方向の成分が大きく、線路直角方向の成分は小さい。
- ③橋脚の天端部には起点方および終点方の 2 箇所の支点からの支点反力が作用する。水平方向成分の変化により水平力が、鉛直方向成分の変化により曲げモーメントが作用する。
- ④特に橋脚のロッキング挙動が大きく、かつ地盤の振動が大きい、3 次の卓越振動数での線路方向のロッキングに着目した場合、橋脚の柱基部での曲げモーメントが最大値となる時刻付近では、水平方向成分に起因する曲げモーメントの割合は小さい。したがって、橋脚柱部の線路方向曲げモーメントの分布は均一として取り扱うことができる。
- ⑤橋脚柱部の曲げモーメント分布が一定であると仮定し、上下および左右に離隔を持つ 3 点で測定された加速度に基づき、橋脚の柱部の変形を曲げ変形成分と剛体回転成分を分離する方法を提案した。
- ⑥橋脚挙動の剛体回転成分に基づき、フーチング下面部の鉛直振動の振幅分布を推定できる。フーチング端部での振幅は、中央部の振幅に対し 0.2 倍から 5.6 倍を示す。
- ⑦同様にフーチング下面部の水平方向振動の振幅が推定できる。フーチング下面の水平振動の振幅は、地表面近傍部の振幅に比べ 2.9 倍から 3.9 倍となる。

(4) 橋脚周辺の地盤振動計算モデルの提案および実測値に基づく提案モデルの検証

前述した列車走行時の橋脚の振動特性および橋脚から周辺地表面への振動伝播特性の分析により得られた結論に基づき、ロッキング、鉛直並進および水平並進の 3 種類の橋脚挙動を入力可能な軸対称有限要素法モデルを提案した。また、橋脚および地盤振動の実測値を用いて、提案した実測値の評価を行った。その結果、以下の結論を得た。

- ①橋脚間隔が 15m の場合、伝播する振動の波長がおおむね 10m 未満となると、干渉の影響による振幅の増減が狭い間隔で繰り返されるため、振幅を正しく評価することが困難となる。
- ②橋脚から振動計算地点まで伝播する振動の振動数特性を比較すると、全体的な傾向として、概ね 10Hz 以上の高振動数領域では橋脚の鉛直並進成分に起因する振動が支配的である。10Hz 未満の低振動数領域では、特定の振動数帯域で線路方向並進成分に起因する振動

が支配的となる。ただし、橋脚ごとに線路方向並進成分が支配的となる振動数帯域は異なる。

- ③計算上考慮する橋脚の数が多いほうが、計算値は実測値を精度よく評価できる。
- ④ロッキング挙動の影響を考慮することにより、計算値の精度は更に向上する。
- ⑤基礎形状の影響を考慮することによっても計算値の精度は向上するが、ロッキング挙動を考慮した場合に比べ、その影響は小さい。
- ⑥計算上考慮する橋脚の数を4橋脚とし、橋脚の加振モードとして、鉛直並進、線路方向並進および線路方向のロッキングを考慮し、基礎形状の影響を考慮した場合、一部の地点および列車速度を除き、31.5Hz以下の振動数の振幅をおおむね再現できる。1Hzから31.5Hzまでのオールパス振動レベルの計算値と実測値の差は約2dB以内である。

(5) 地中防振壁の長さの影響を把握するための縮小模型実験

列車速度の変化に伴い、地盤振動が増加し、指針値を超過することが懸念される場合、振動対策工の設置が必要となる。鉄道用地内で適用可能な振動対策工として、線路方向に配置する防振壁を対象とし、防振壁の長さや振動の伝播方向が振動低減効果に及ぼす影響を確認するための縮小模型実験を実施し、以下の結論を得た。

- ①防振壁の延長が短くなるにつれて振動低減効果は小さくなる。
- ②振動の伝播方向が防振壁の直角方向に対し角度を有する場合、振動低減効果は小さくなる。
- ③近傍の複数の橋脚から振動が伝播する場合、考慮する橋脚を増やした際の振動レベルの増加量は、橋脚数が増えるにつれて小さくなる。
- ④橋脚の配置間隔が12.4mで、近傍の3基からの振動伝播を考慮する場合において、振動低減効果5dBを確保できる防振壁の延長は、基礎端部から12.5mの離れの場合、加振振動数が実物換算で4Hzの場合は75m、10Hzの場合は50mである。

8 - 2 今後の課題

新幹線の高速化に伴い、列車走行に起因する環境地盤振動問題の発生が懸念される。規制値を超える地盤振動が予想される場合には、適切な対策を施す必要が生じる。そのためには、列車速度の変化に伴う地盤振動の変化を予測する手法を確立しなければならない。本研究では、橋脚基部の振動から周辺地盤振動を計算する方法について提案したが、高速化に伴う地盤振動の変化を予測するためには、車両を加振源として、橋脚基部の振動を計算する手法の開発が課題となる。車両モデルを構造物モデル上に走行させることにより、各モデルの応答を計算するプログラムはすでに開発されている。しかし、精緻な解析結果を得るためには、詳細なモデル化が必要であり、多くの解析時間が必要となる。本研究で得られた列車走行時の橋脚基部の振動データを活用し、必要な精度を確保するための合理的なモデル化条件を検討を進めていきたい。

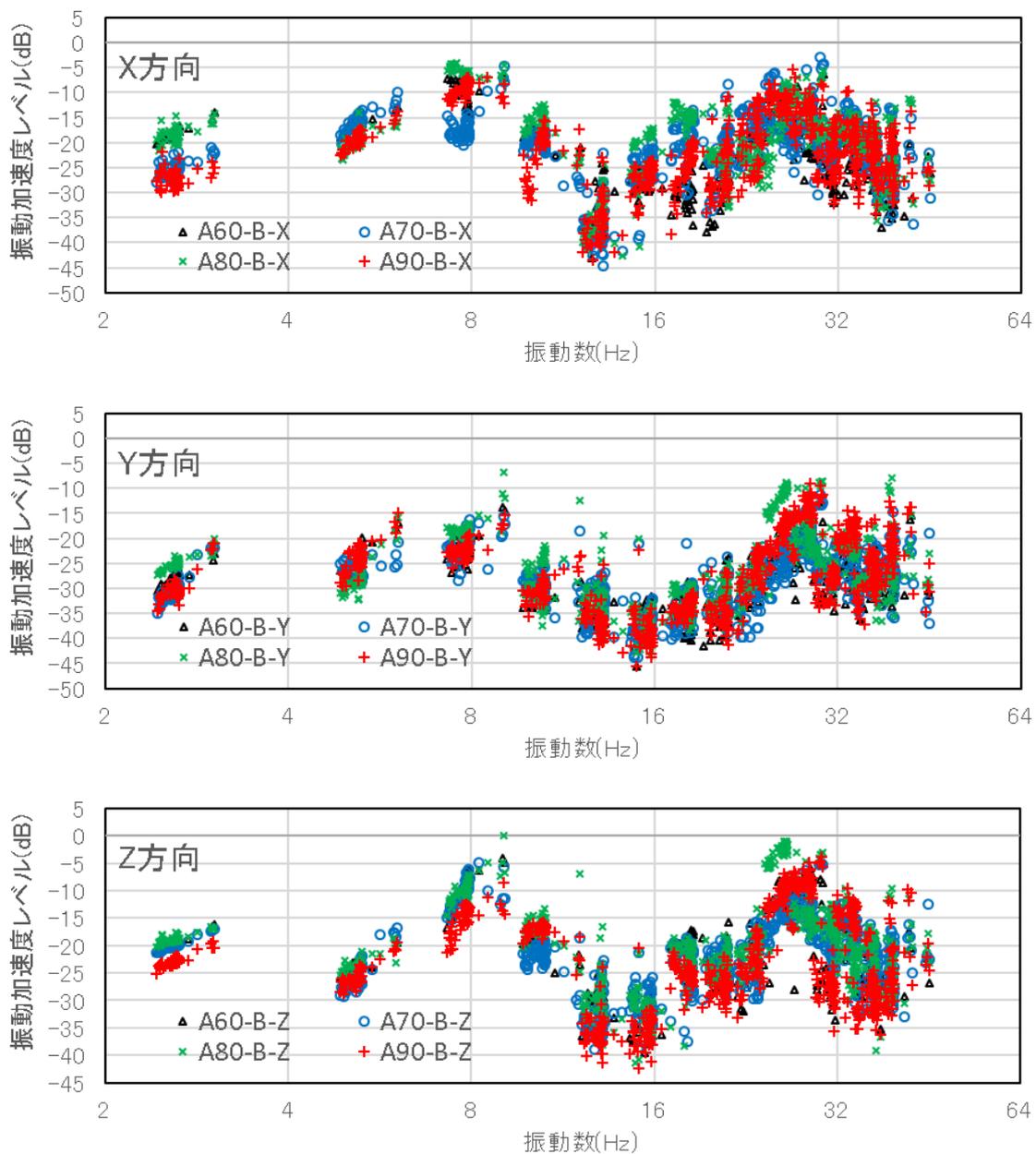
また、規制値を超える地盤振動が予想される場合には、対策工の設計が必要となる。本研

究では、構造物に近接して線路方向に地中防振壁を設けた場合において、橋脚と防振壁の位置関係が振動低減効果に及ぼす効果を実験的検討により明らかにした。実験からは、橋脚が防振壁の端部に近い場合には振動低減効果が低くなることが明らかとなったが、そのメカニズムの解明が今後の課題と考えられる。防振壁の振動状況の把握と防振壁の剛性が防振壁振動に及ぼす影響について検討を進めていきたい。

付録1 各地区の地表面振動の測定結果

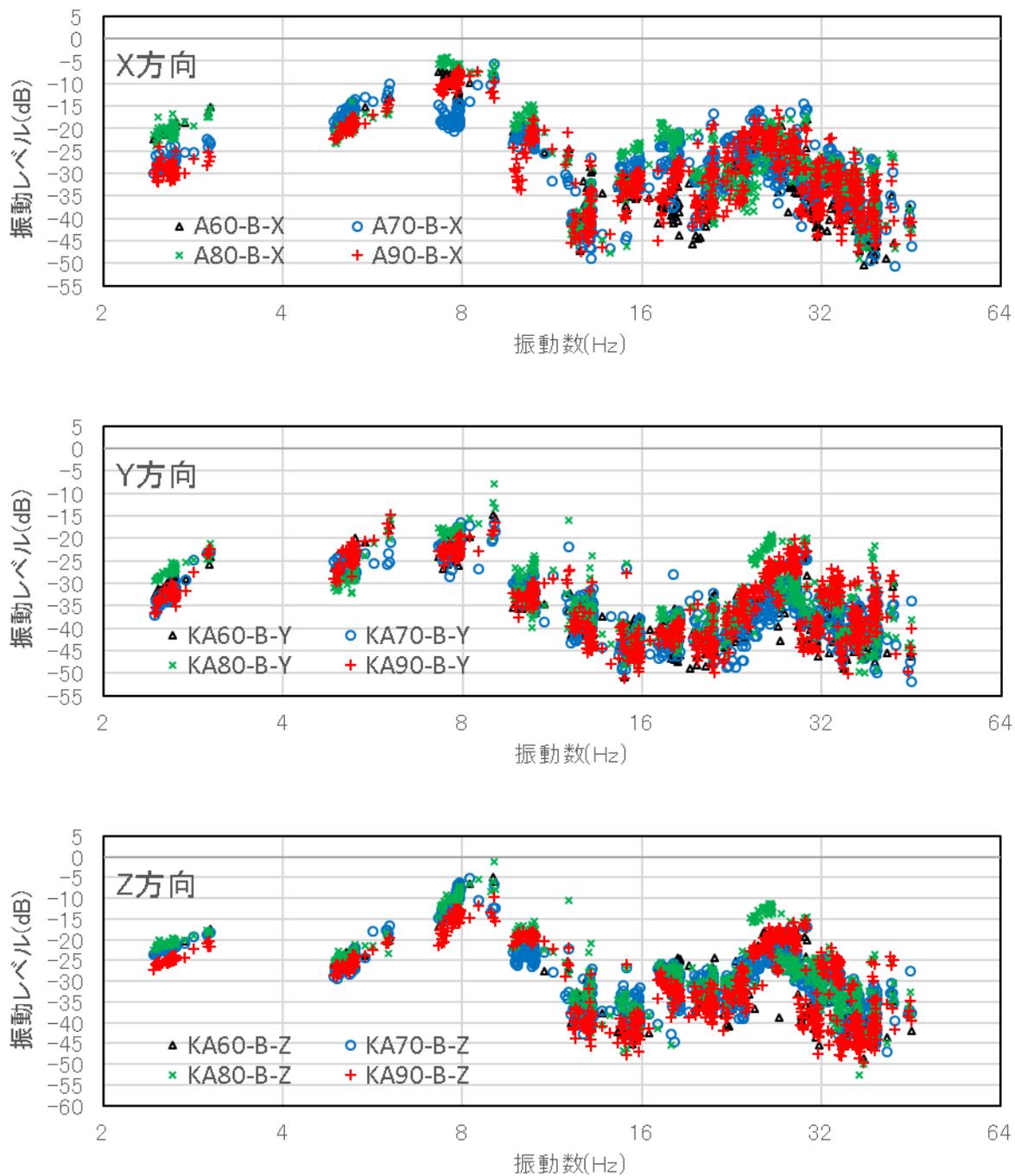
1 測定結果 (A地区)

(1) 卓越振動数と正規化振動加速度レベルの関係



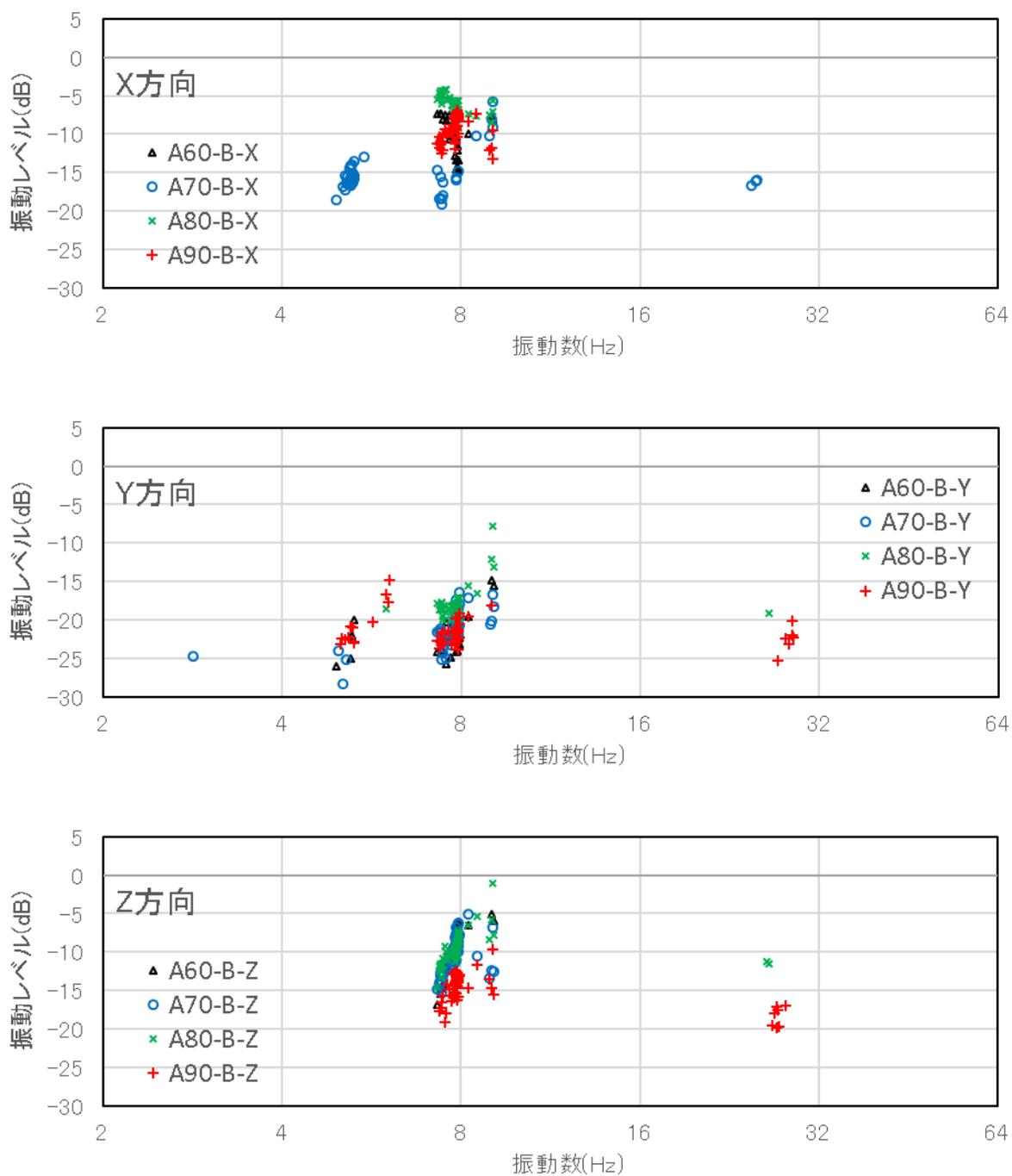
付図1-1 卓越振動数と振動加速度レベル

(2) 卓越振動数と振動レベルの関係



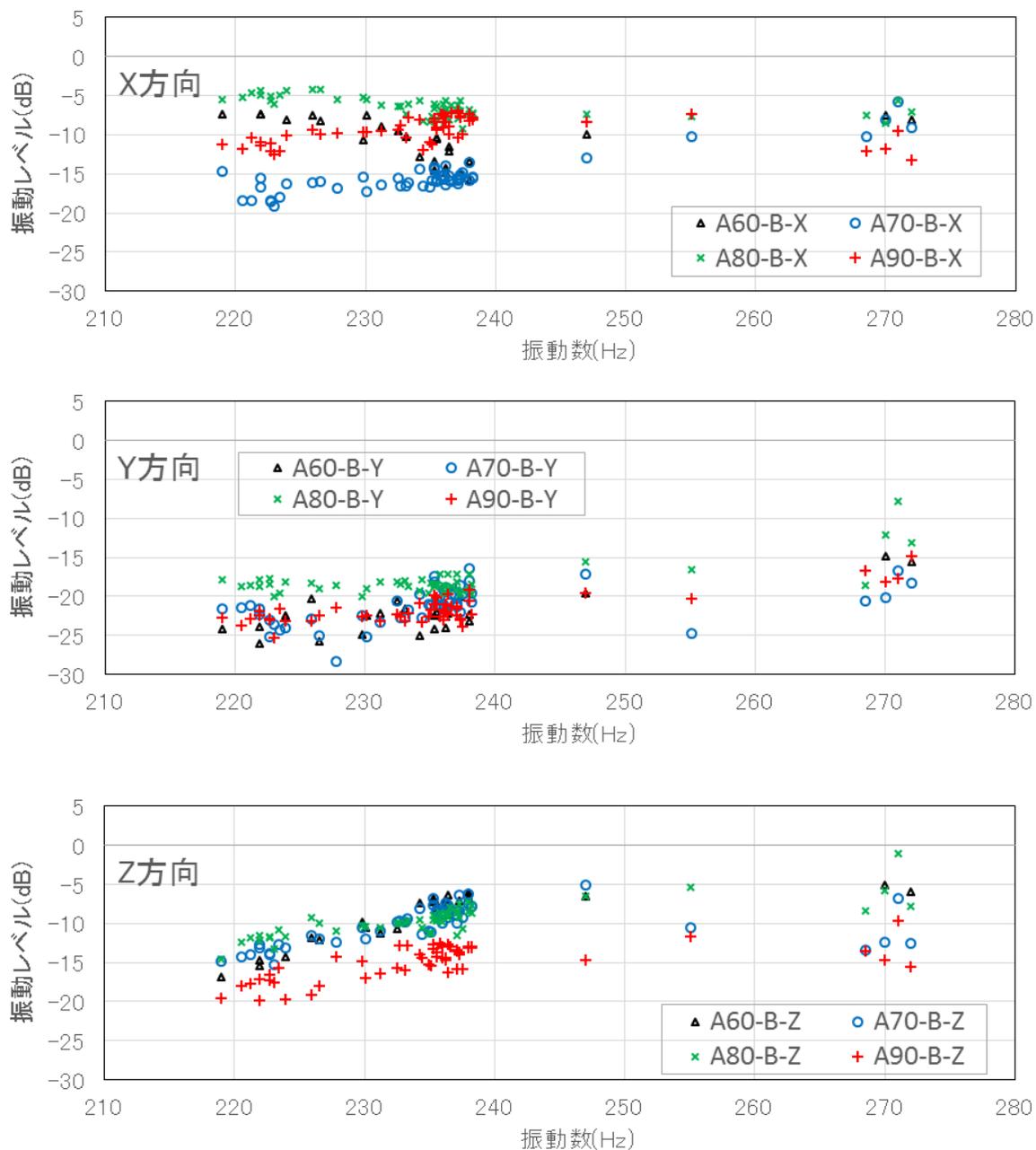
付図1-2 卓越振動数と振動レベル

(3) 最大振動レベルを示す卓越振動数



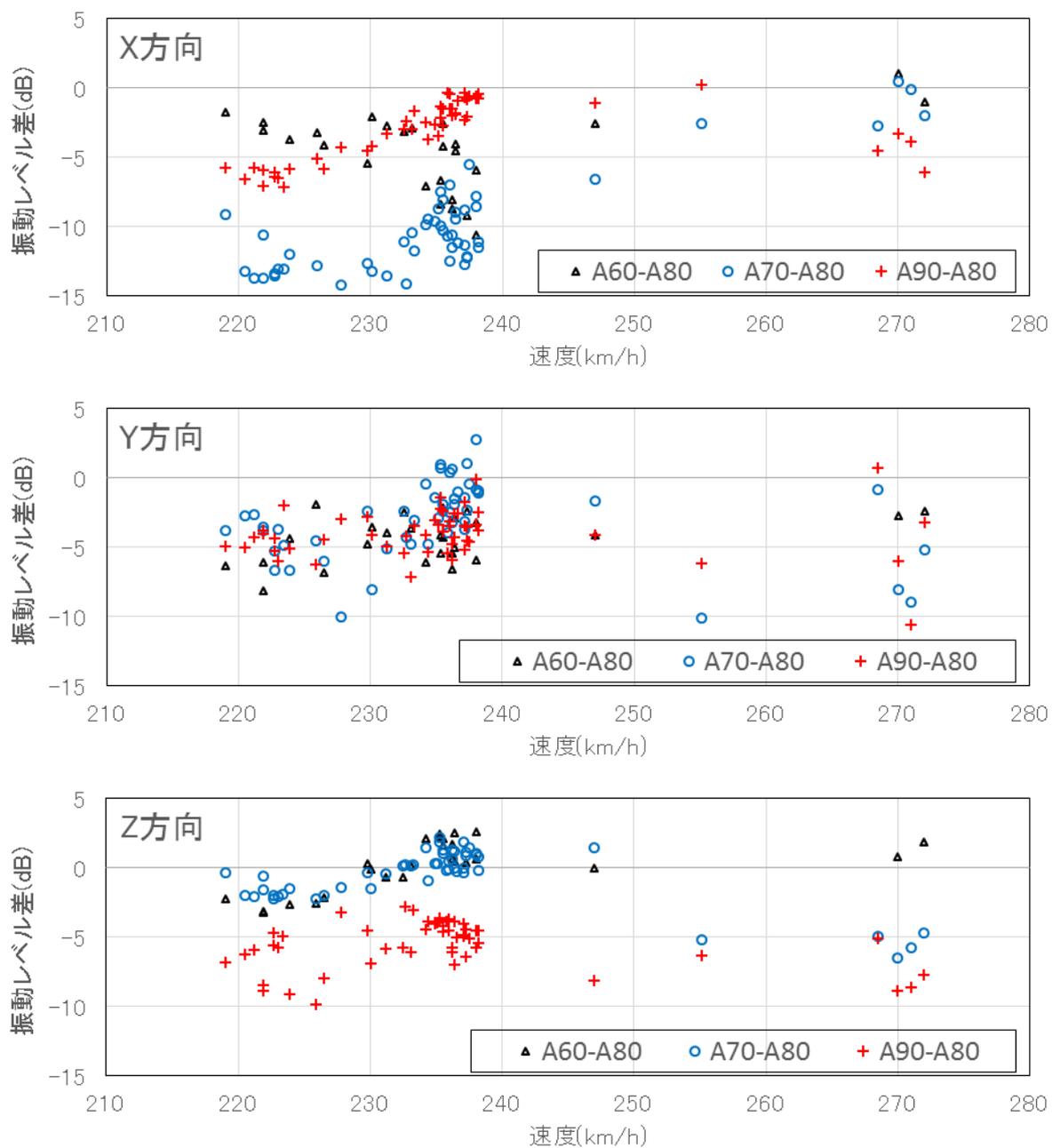
付図1-3 卓越振動数と振動加速度レベル (列車毎の最大値を抽出)

付録1 各地区の地表面振動の測定結果



付図1-4 列車速度と振動レベル (列車毎の最大値を抽出)

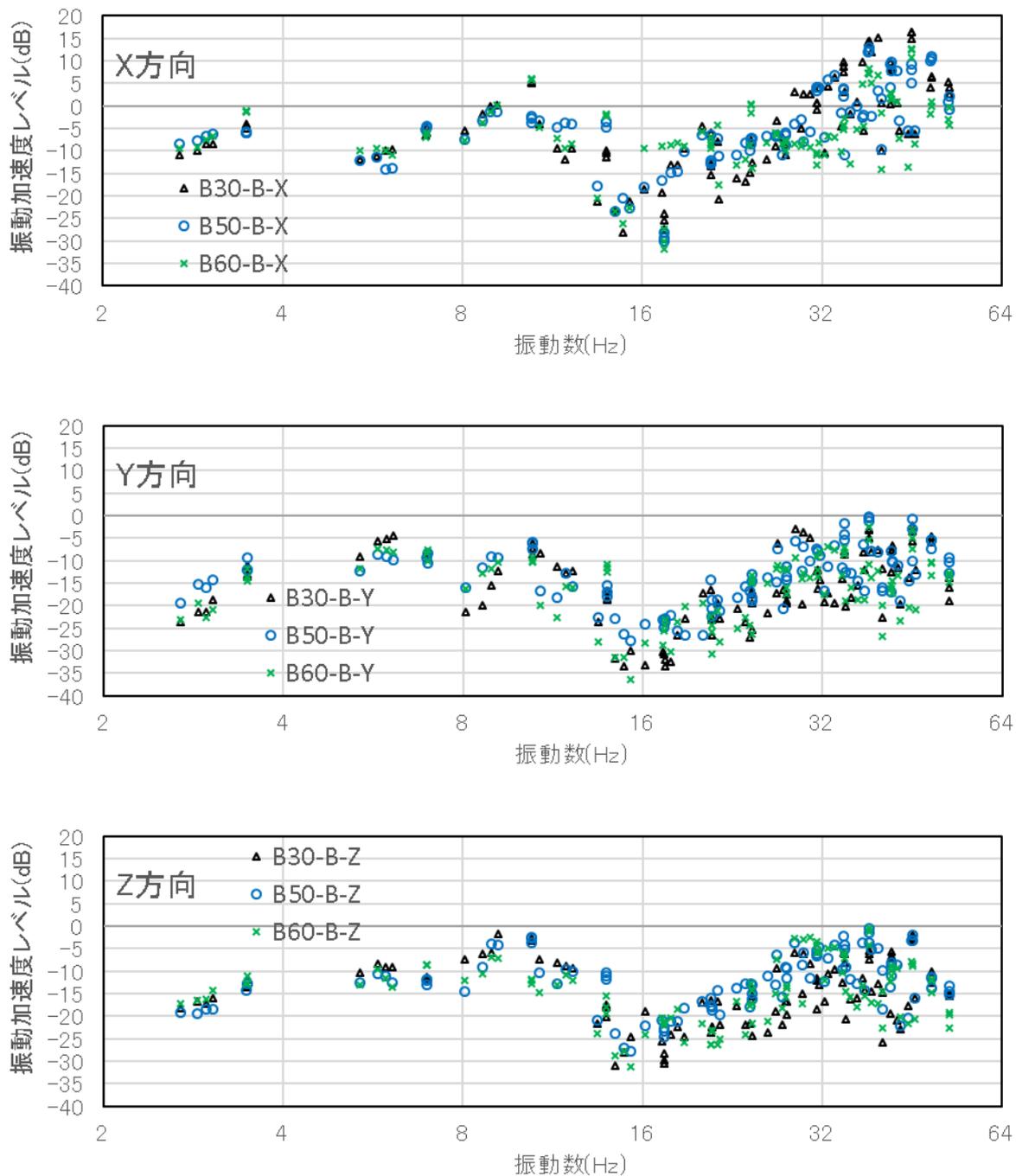
(4) 橋脚毎の振動成分の差異



付図1-5 橋脚間の振動レベル差 (列車毎に最大値をとる卓越振動数の振幅を抽出)

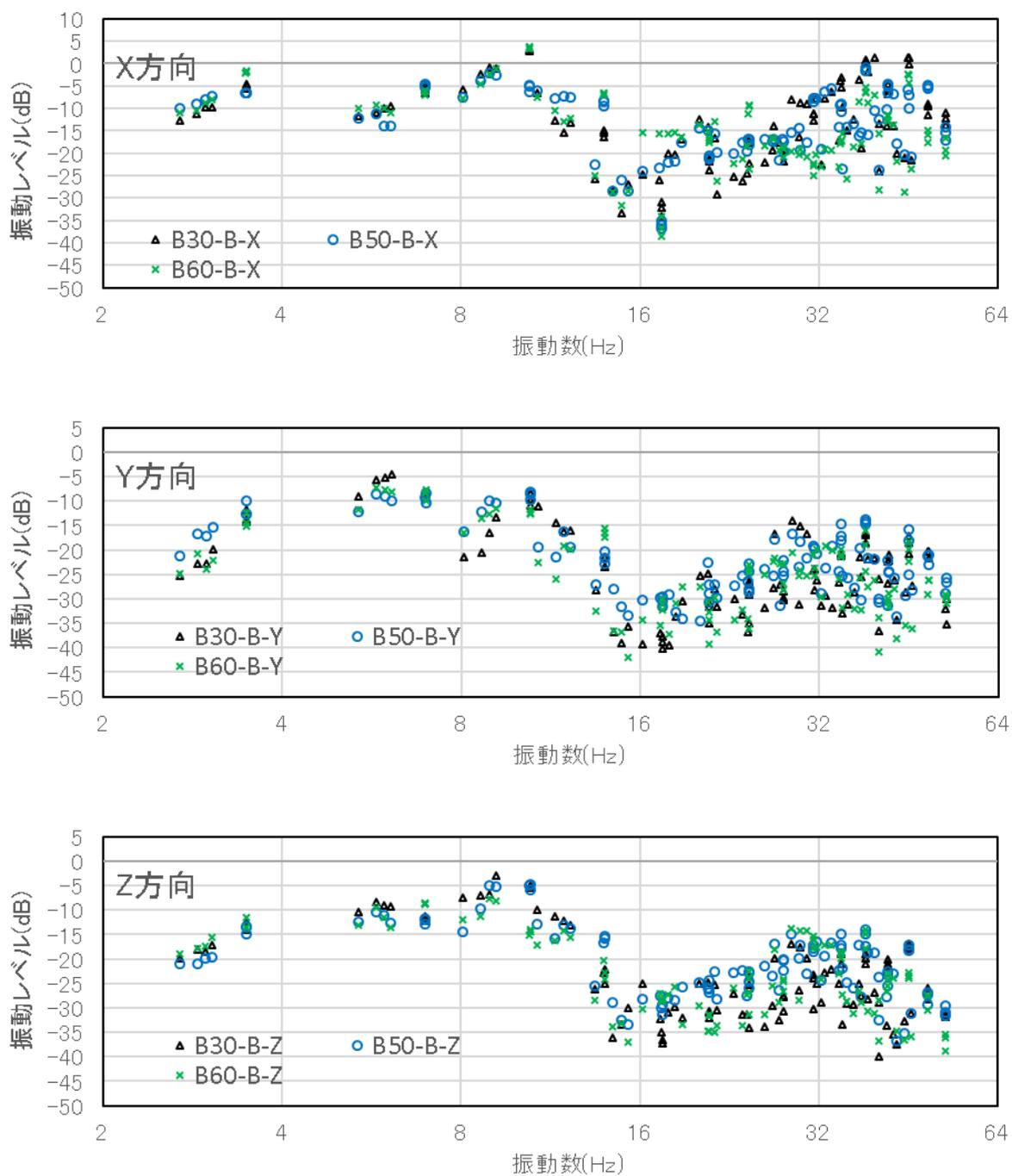
2 測定結果 (B 地区)

(1) 振動加速度レベル



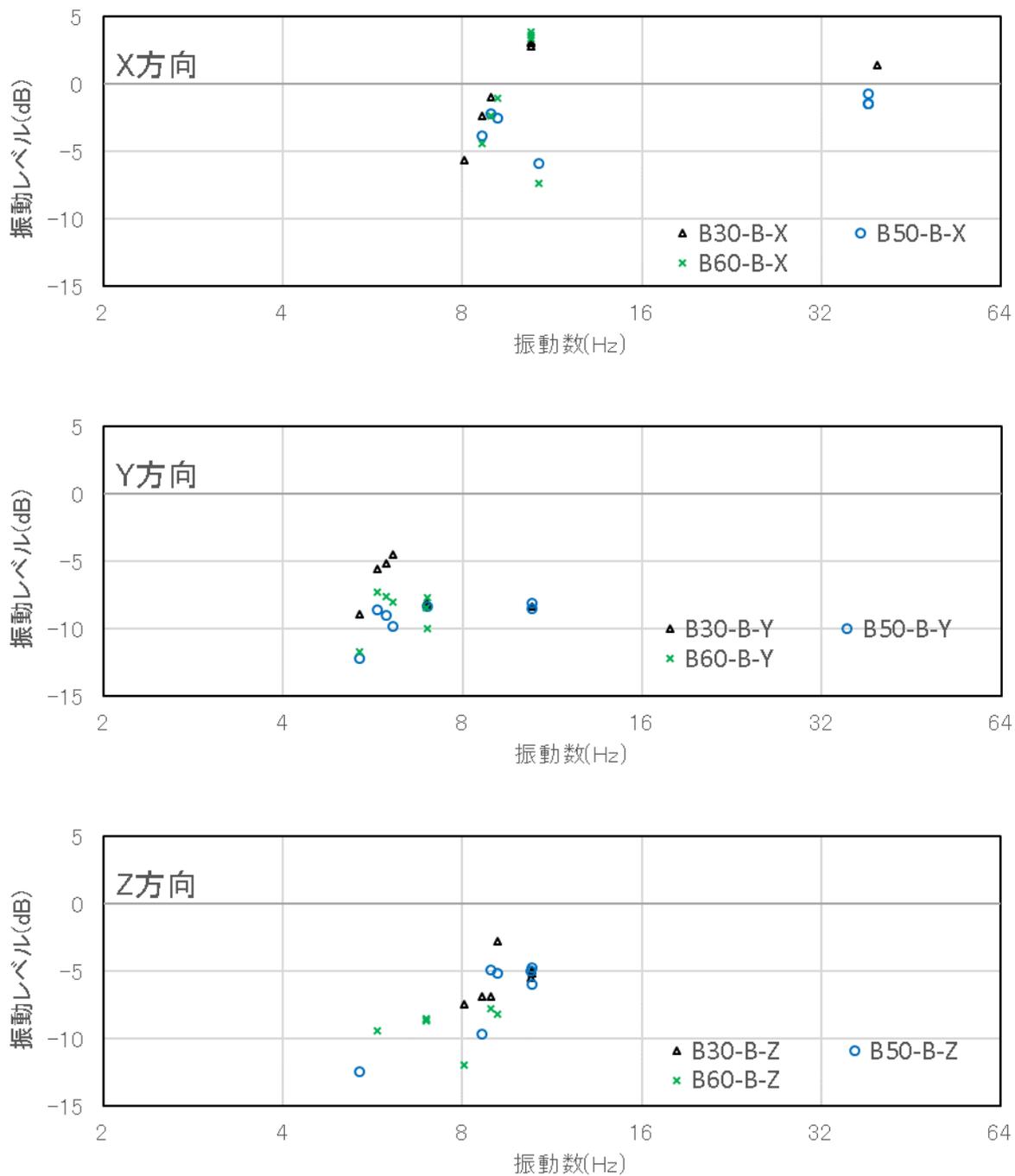
付図1-6 卓越振動数と振動加速度レベルの関係

(2) 振動レベル



付図1-7 卓越振動数と振動レベルの関係

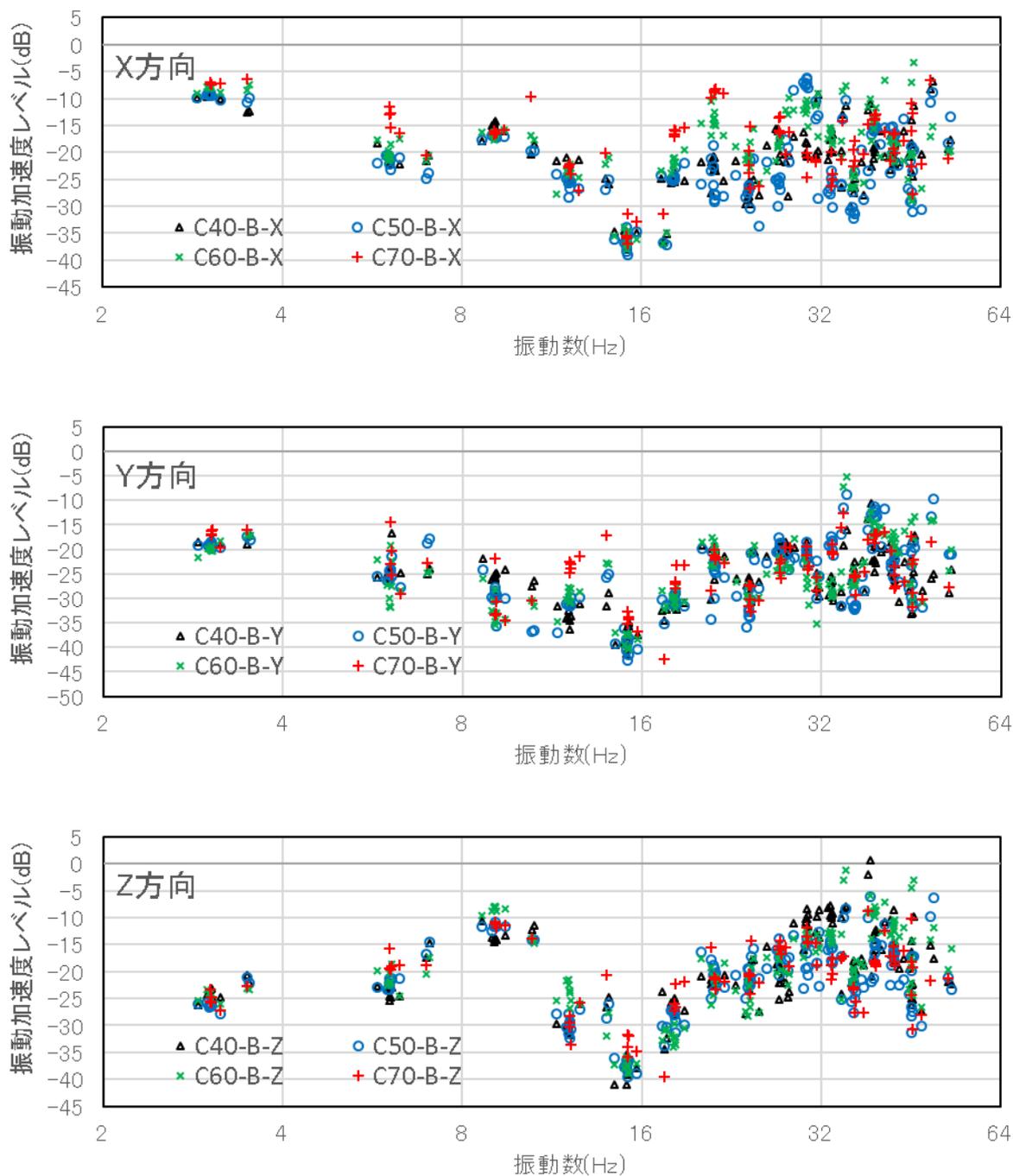
(3) 振動レベル (最大値)



付図1-8 卓越振動数と振動レベルの関係 (列車毎の最大値を抽出)

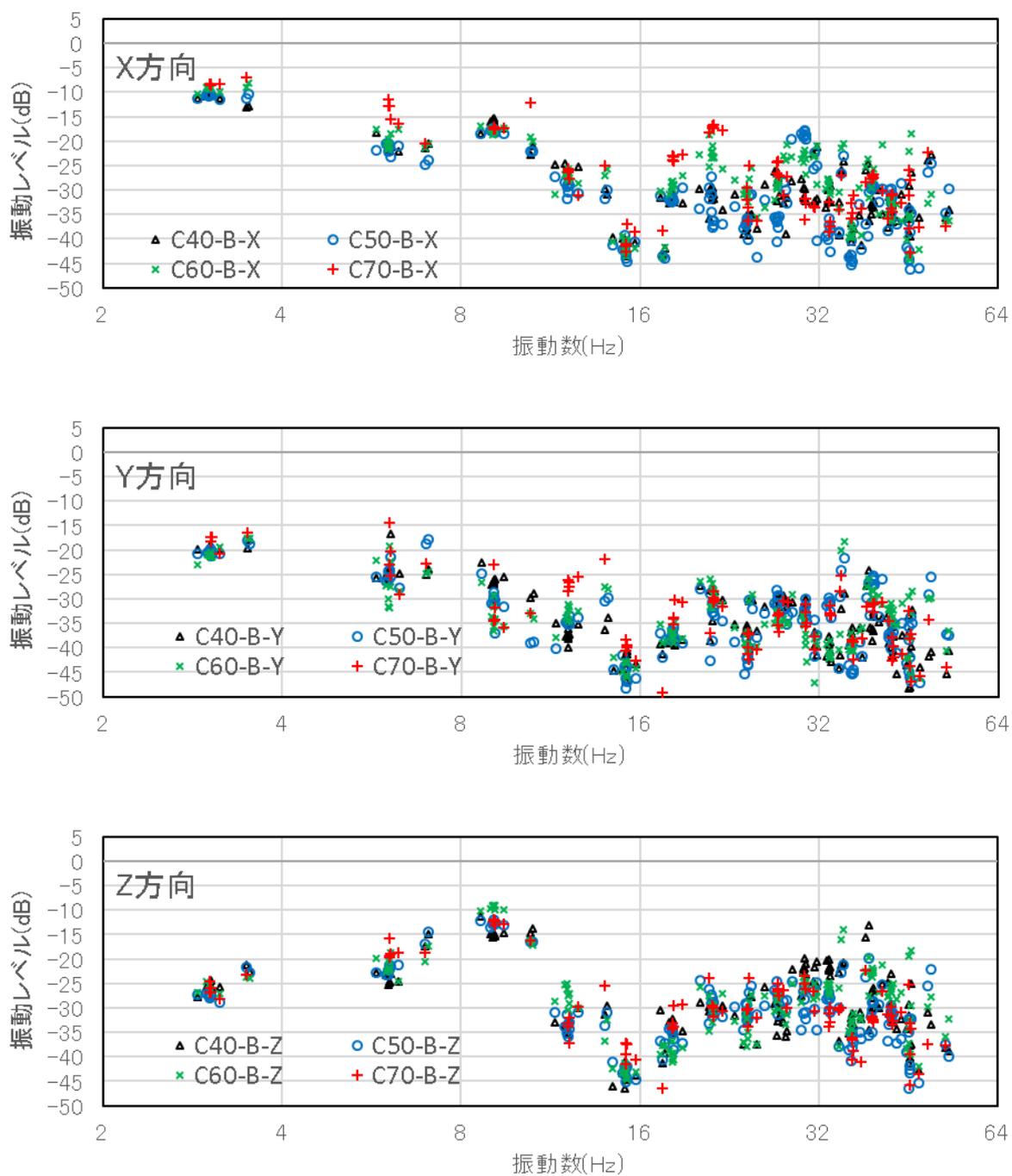
3 測定結果 (C地区)

(1) 振動加速度レベル



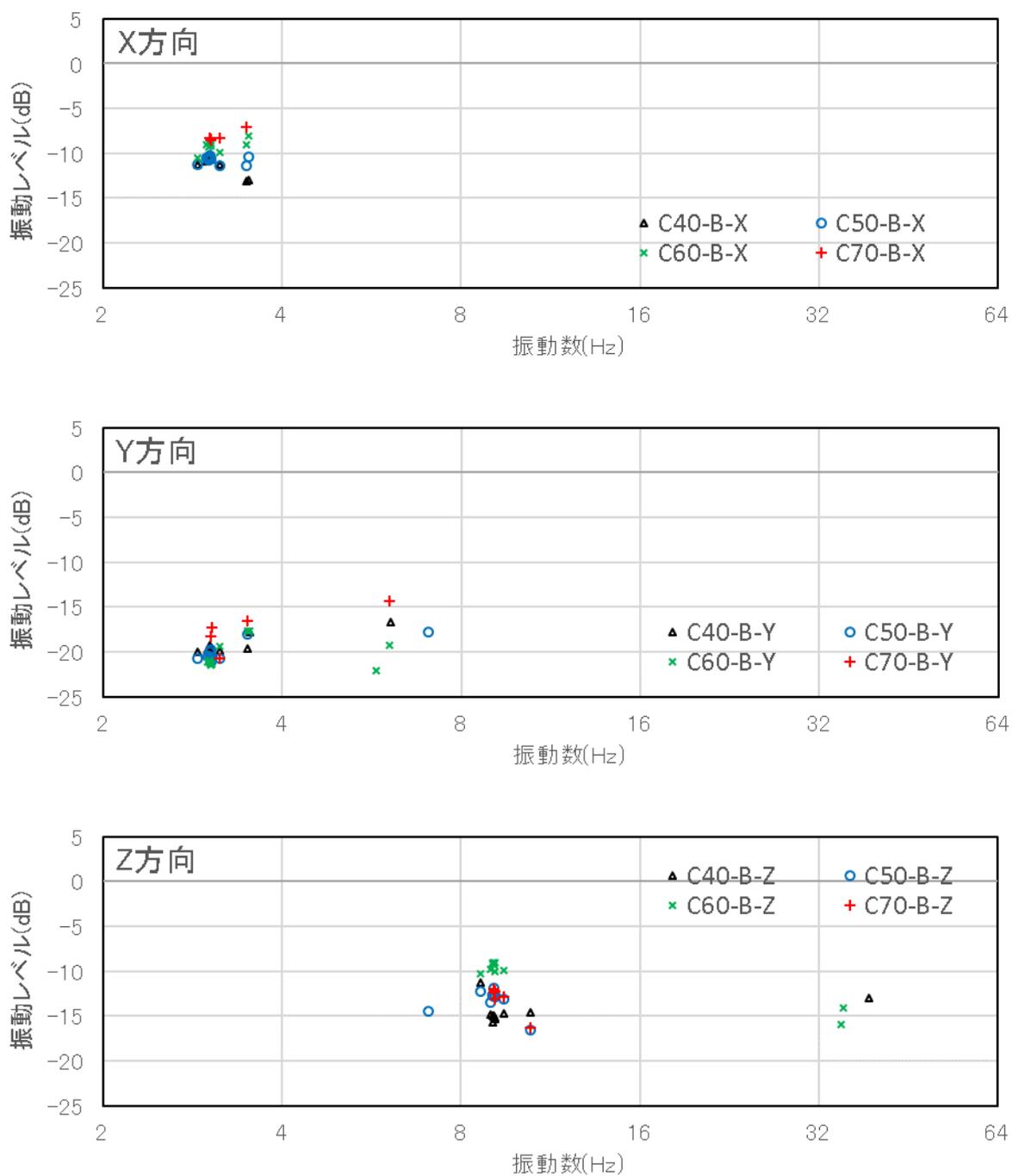
付図1-9 卓越振動数と振動加速度レベルの関係

(2) 振動レベル



付図1-10 卓越振動数と振動レベルの関係

(3) 振動レベル (最大値)



付図1-11 卓越振動数と振動レベルの関係 (列車毎に最大値を抽出)

付録2 要素幅が解析結果に及ぼす影響

1 目的

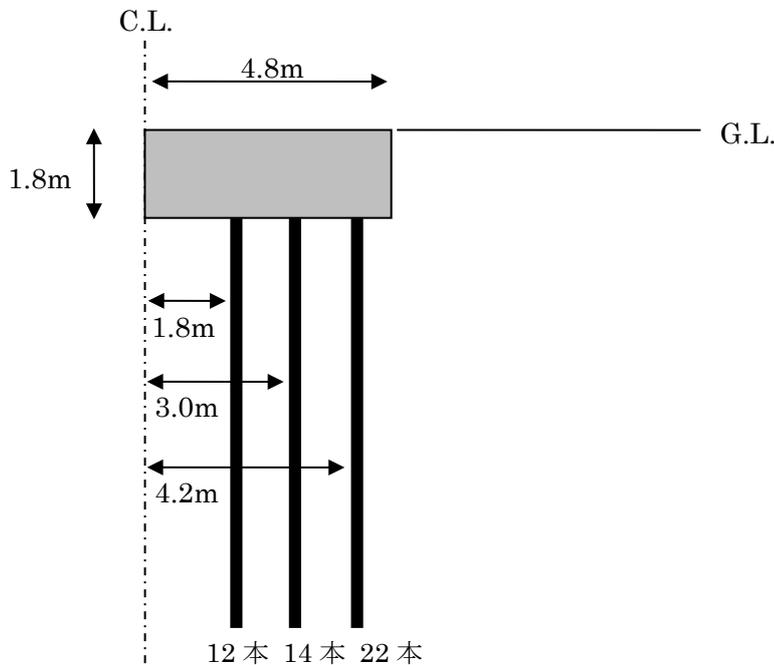
本検討では、橋脚の基部の振動から周辺地盤の振動を予測する手法（振動計算手法）において、解析モデルの要素幅が振動性状に与える影響を検証することを目的とする。

2 解析概要

解析に用いるプログラムは「SuperALUSH ver5.4」（地震工学研究所）とした。

加振方向は鉛直並進成分とした。

解析モデルは図2-1に示す通り、フーチングと杭および周辺地盤を5章で示した解析モデルと同等の形とした。半径方向の要素幅を表2-1に示す通り設定し、要素幅が解析結果に及ぼす影響を確認した。



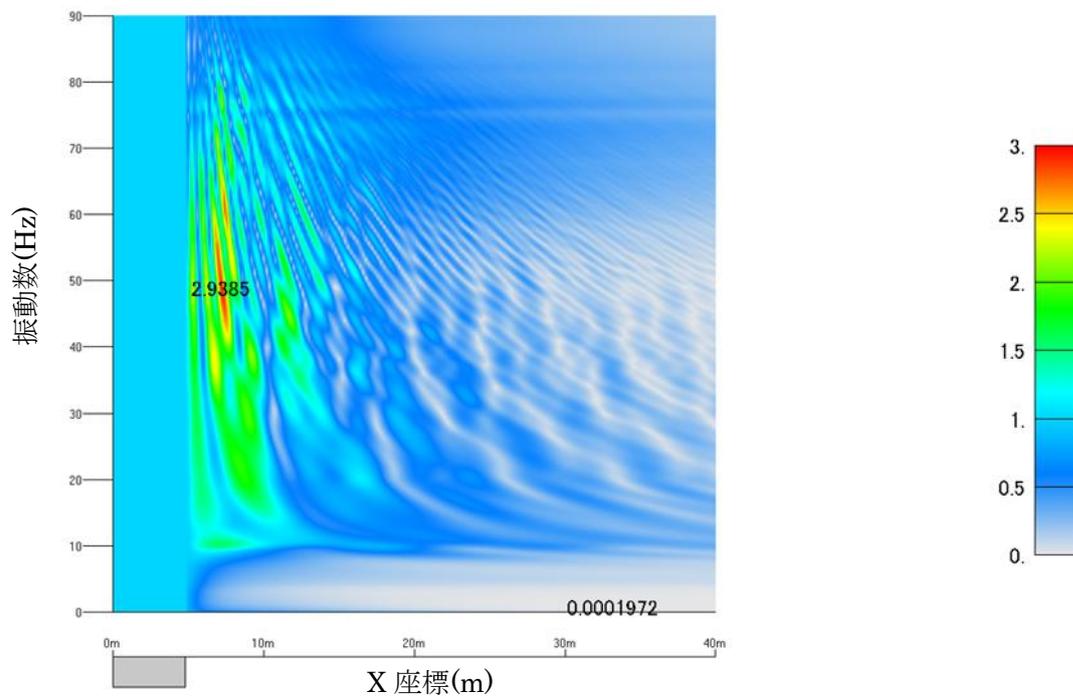
付図2-1 解析モデル

表2-1 半径方向要素幅

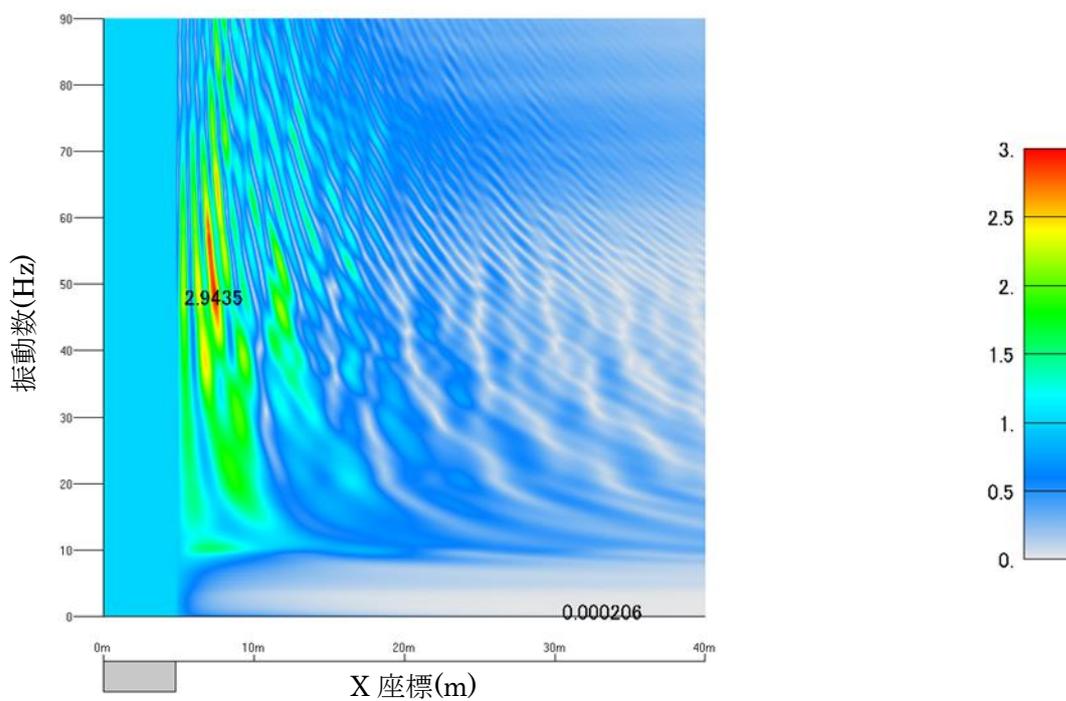
解析ケース	半径方向要素幅
Case 1	0.2m
Case 2	0.1m
Case 3	0.05m

3 解析結果

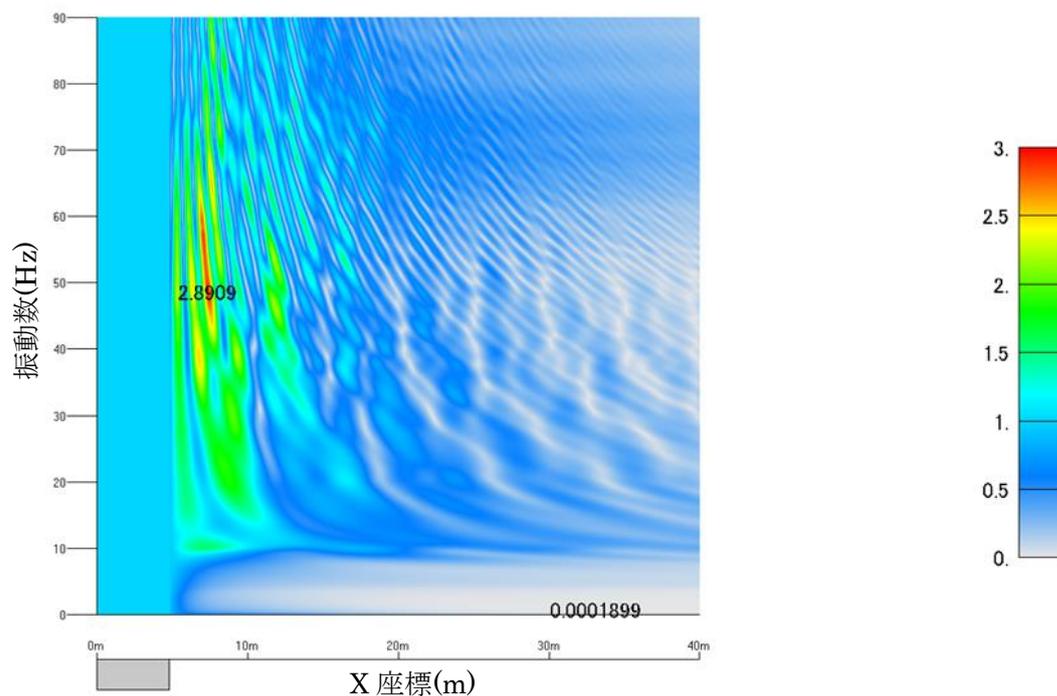
付図2-2から2-4に各ケースの振幅比を示す。



付図2-2 振幅比 (Case1 要素幅 0.2m)



付図2-3 振幅比 (Case2 要素幅 0.1m)



付図2-4 振幅比 (Case3 要素幅 0.05m)

各ケースのコンター図は Case1 の 80Hz 以上の振動数の領域が他のケースと異なるほかは、ほぼ同一であることが確認できる。したがって、周波数が 80Hz までの範囲においては、要素幅が 0.05m から 0.2m の範囲で変化することの影響は些少であるといえる。

謝辞

本論文は、筆者がJR東日本研究開発センターフロンティアサービス研究所に在籍中に取組んだ、「新幹線鉄道周辺の環境地盤振動」に係る研究成果を取り纏めたものです。本研究を進めるにあたり、多くの方々にお世話になりました。ここに深く感謝の意を表します。

本論文中に示した現地計測データの多くは、中央大学研究開発機構に共同研究ユニットとして設立された「地盤環境研究ユニット」で実施した多くのフィールド試験で得られたものであります。また、橋脚周辺の地盤振動計算手法も共同研究ユニットでの活動で得られた成果であります。中央大学研究開発機構教授・齋藤邦夫博士、石井武司博士並び石原研而博士には共同研究ユニットでの活動から本論文の完成にいたる長期間にわたり格別なる御指導とご鞭撻をいただきました。心より厚く御礼申し上げます。

地中防振壁の縮小模型実験の実施に際しては、長岡技術科学大学准教授・豊田浩史博士、技術主任・高田晋博士に多大なるご協力をいただきました。ここに厚く御礼申し上げます。

中央大学理工学部教授・佐藤尚次博士には論文審査における主査をお引き受けいただきました。論文作成の進捗が遅く、ご心配をおかけしましたが、ご指導のおかげで本稿をまとめることができました。まことに感謝申し上げます。副査をお引き受けいただきました。東京都市大学准教授・伊藤和也博士、中央大学理工学部教授・戸井武司博士、平川大貴博士、西岡英俊博士に心より感謝を申し上げます。先生方から賜りました貴重なご教示により、実験結果に対し新たな解釈を加えることができ、本論文の完成度が高まりました。

私が学位取得にむけた挑戦を始めたきっかけはJR東日本研究開発センターフロンティアサービス研究所主幹研究員・渡邊康夫博士（現：構造技術センター課長）から本テーマでの学位取得を勧められたことによるものです。学位取得に取り組み始めてから東日本旅客鉄道の皆様には多くのご支援をいただきました。フロンティアサービス研究所上席研究員・岩田道敏氏（現：東北工事事務所次長）、谷口善則氏（現：JR東日本コンサルタンツ株式会社）、小林薫博士（現：JR東日本コンサルタンツ株式会社）、菅野貴浩博士には、学位取得に向けた取り組みを暖かく見守りいただき、多くの心遣いをいただきました。主幹研究員・高崎秀明氏（現：上信越工事事務所課長）からは直属の上司として研究内容や研究の進め方についてご指導いただきました。また、同じグループで研究をさせていただきました谷口美佐氏、池本宏文博士、阿部慶太博士、高山真輝氏、野本将太氏には研究を進めるにあたり多くのご支援、ご協力をいただきました。また、鉄道用地内での振動測定の実施に当たっては多くの方のご協力をいただきました。すべての方々のお名前を上げることができず、誠に申し訳ありませんが、東日本旅客鉄道株式会社の関係者の皆様に深く感謝いたします。

最後に私事となりますが、家族の協力がなければ本論文の完成はあり得ませんでした。妻の博美、息子の剛和、晃和、娘の柚香、そして父、母、義父、義母に心から感謝申し上げます。

2019年7月

金田 淳

