

列車通過時の鉄道高架橋上防音壁の動的設計法

徳永 宗正* 曾我部 正道* 後藤 恵一*
 山東 徹生** 玉井 真一** 小野 潔***

Dynamic Response Characteristics of the Tall Noise Barrier on Railway Structures during Passage of Trains and Its Design Method

Munemasa TOKUNAGA Masamichi SOGABE Keiichi GOTO
 Tetsuo SANTO Shinichi TAMAI Kiyoshi ONO

The tall noise barrier recently installed on Shinkansen structures has a low natural frequency; therefore, it may resonate with dynamic loads such as the train wind which has not been a crucial condition for design. The aim of this study is to evaluate the dynamic response characteristics of the noise barrier and to propose a dynamic design method of the noise barrier on the basis of measurements and numerical analyses. As a result of the study, it has been found out that the dynamic response of the noise barrier excited by the train wind consists of the resonance effect between pulse excitation of the train wind and the natural frequency of the noise barrier and the overlapping effect of the tail pulse of passing train. Methods to generalize the resonance effect by a multi-body system and the overlapping effect by the free vibration theory of the SDOF system have been proposed. In addition, two design methods have been proposed: a precision method based on simulation and a simplified method. The range of application of 1.0kN/m^2 previously used as the design load has been made clear on the basis of the natural frequency of noise barrier.

キーワード：防音壁，鉄道高架橋，動的設計法，列車風圧，共振，固有振動数

1. はじめに

高速鉄道の高架橋では、周辺の土地利用状況に応じて騒音対策のための防音壁が設けられている。この防音壁の構造性能を決定する H 鋼支柱の設計においては、風荷重¹⁾が支配的な作用となる場合が多く、風速 50m/s 程度を想定した設計荷重 3.0kN/m^2 に対して、防音壁支柱の H 鋼の降伏耐力を確保するように設計されるのが一般的であった。本論文で主として取り扱う列車風圧であるが、その設計荷重 1.0kN/m^2 が風荷重よりも小さいことから、実務では破壊の照査が省略され、疲労破壊の照査でのみ用いられるのが一般的であった。

これに対して、近年、整備新幹線の建設が進むにつれ、周辺環境への一層の配慮等のために背の高い防音壁の開発ニーズが増してきた。このような背の高い防音壁は固有振動数が低くなるため、高速列車通過時の共振による動的応答増幅が懸念されるが、この種の検討は体系的に行われていなかった。

以上のような背景から、筆者等はこれまでにレールレ

ベル（以下、「R.L.」と記載）+4.0m 程度の背の高い防音壁の開発に取り組んできた²⁾。本論文では、この背の高い防音壁を対象に、高速列車通過時に作用する列車風圧および列車荷重に対する設計方法の提案を目的に、以下の項目の検討を行った。

- (1) 列車通過時の防音壁の応答の基本的なメカニズムを測定及び解析に基づき明らかにする。
- (2) 列車通過時の防音壁の応答に及ぼす各種諸元の影響を定量的に明らかにする。
- (3) 列車通過時の防音壁の応答の設計における評価手法を提案する。

2. 検討方法

2.1 検討対象

図 1 に、検討対象とした半雪覆型防音壁の諸元を示す。下り線側の R.L.+3.953m（以下、四捨五入して「R.L.+4.0m」と記載）および上り線側

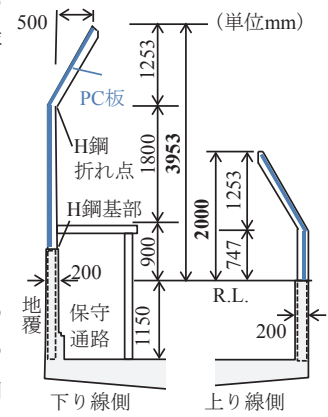


図 1 検討対象防音壁

* 鉄道力学研究部 構造力学研究室
 ** (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計技術部
 *** 大阪大学 大学院工学研究科地球総合工学専攻

特集：鉄道力学

の R.L.+2.0m の防音壁を対象とした。半雪覆型防音壁は、H 鋼支柱をくの字型にすることで橋面上への降雪低減効果を期待したものである。下り線側防音壁が本研究で着目している背の高い防音壁で、上り線は従来と同程度の高さの防音壁となっている。近年の新幹線の防音壁では、H 鋼支柱 (H-150 × 150 × 7 × 10)、空洞プレストレストコンクリートパネル (以下、「PC 板」) を用いた形式が一般的であり、H 鋼支柱基部は RC 地覆に埋め込まれ固定される。PC 板は H 鋼フランジに楔形のゴムで固定される。

2.2 測定方法

防音壁の風圧、ひずみ、加速度を、実構造物において測定した。サンプリング周波数は、風圧、ひずみ測定で 1000Hz、加速度測定で 2000Hz とした。

図 2 に、測定機器設置状況を示す。RC 桁上の上下線両側の防音壁 (以下、「桁上防音壁」)、ラーメン高架橋上の下り線側の防音壁 (以下、「ラーメン上防音壁」) および張出スラブ上に加速度計、ひずみゲージ、風圧計を設置した。加速度計、ひずみゲージは、線路内側に設置した。風圧計は、軌道中心から 3.8m 程度で、スラブ面から 2.15m (R.L.+1.0m)、3.65m (R.L.+2.5m) の位置で、H 鋼フランジの線路内側と外側に設置し、両風圧計の差から H 鋼に作用する風圧を計算した。

2.3 測定ケース

防音壁の振動特性の把握を目的とした衝撃振動試験、および風圧、動的応答の把握を目的とした列車走行試験を行った。衝撃振動試験では、インパルスハンマーにより配置した加速度計近傍を人力加振し、加速度を測定した。列車走行試験では、238 ~ 258km/h で列車が走行する際の風圧、ひずみ、加速度を上り列車 5 ケース、下り列車 5 ケースの合計 10 ケース測定した。

2.4 解析方法

数値解析では、新幹線車両と鉄道構造物との動的相互作用解析プログラム DIASTARS III を用いた³⁾。

図 3 に、詳細な構造物の力学モデルを示す。構造物は壁式橋脚、RC 桁、ラーメン高架橋を有限要素法によりモデル化した。RC 桁の支承部では y 方向の回転以外を拘束した。防音壁は、下り線側の R.L.+4.0m だけをモデル化し、上り線側の R.L.+2.0m は質量のみを考慮した。図中の写真にあるような電柱基礎部に存在する RC 壁等は梁要素を用いた格子モデルでモデル化した。PC 板と H 鋼の接続は、H 鋼軸方向回りの回転以外を剛とし、H 鋼軸方向回りの回転を自由とした。PC 板と地覆部の接続は、実物に近い条件となるよう考慮しないモデルとした。前後に連続する 38m の PC 桁および 10m の RC 桁は支承が負担する 1/2 の質量のみを考慮した。H 鋼はヤ

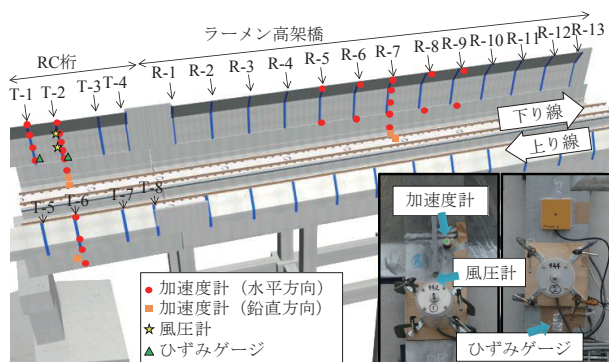


図 2 測定機器設置状況

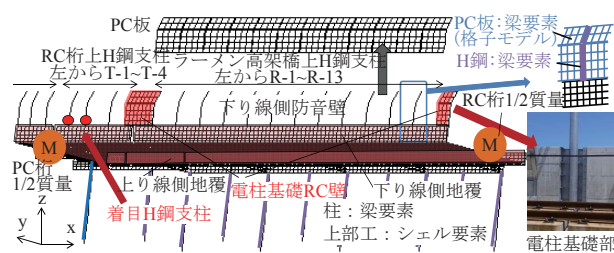


図 3 構造物の力学モデル

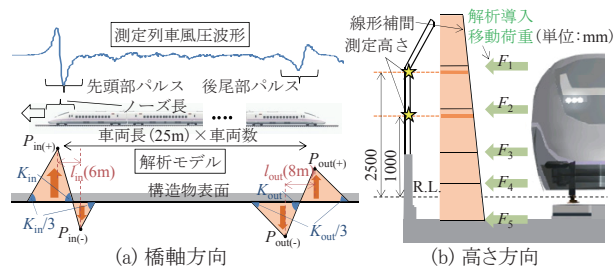


図 4 列車風圧の力学モデル

ング率 210kN/mm² の弾性材料とした。減衰はモーダル減衰として考慮した。防音壁の各モードのモード減衰比は後述する衝撃振動試験結果を参考に 1% とし、構造物に対しては 1% および 2% とした。

図 4 に、列車風圧の力学モデルを示す。列車が通過する際には、先頭部通過時に正負の圧力パルス (以下、「先頭部パルス」)、後尾部通過時に負正の圧力パルス (以下、「後尾部パルス」) による圧力変動が観測される。図 4 (a) に示すように、橋軸方向の列車風圧形状は、正負三角パルスにより再現したモデルとした。正負のピーク値 $P_{in}(+)$, $P_{in}(-)$, $P_{out}(+)$, $P_{out}(-)$ は、測定に基づき設定した。先頭および後尾部の正圧から負圧に変化する際の圧力勾配 K_{in} , K_{out} は、測定から得られる正負圧ピーク間の距離 l_{in} , l_{out} をもとに設定した。ピーク前後の勾配は、測定結果をもとに K_{in} , K_{out} の 1/3 とした。図 4 (b) に示すように、高さ方向の列車風圧形状は、高さ方向に変化する直線形状を仮定した。直線は、風圧計の測定位置 (R.L.+1.0m, R.L.+2.5m) の風圧を高さ方向に線形補間することで設定した。さらに、列車風圧は 5 本の線移動荷重列 F_i ($i=1 \sim 5$) としてモデル化した。

表1 パラメータ解析の解析ケース

	列車風圧	列車荷重	動的 静的	構造物剛性	目的
ケース1	○	○	動	無し	・再現解析ベースの基本ケース。列車走行時の動的応答成分を把握
ケース2	○	×	動	無し	・ WI_wLL_L ケースに含まれる列車風圧による動的応答成分を把握
ケース3	○ (1波)	×	動	無し	・ WI_w ケースに含まれる後尾部パルスの重畳効果を把握
ケース4	○ (1波)	×	静	無し	・ WI_w ケースに含まれる静的応答成分を把握

2.5 解析ケース

測定結果の再現を目的とした再現解析と、防音壁の動特応答特性の把握を目的としたパラメータ解析を行った。再現解析では、実測の条件と近くなるように、コンクリートヤング率 E_c を 31.0kN/mm^2 、列車風圧のピーク値を風圧測定結果の平均値相当、列車速度を対象試験ケースと同様の 252km/h 、構造物の振動モードのモード減衰比は 2% とした。パラメータ解析では、安全側の評価となるように、 E_c を設計値の 26.5kN/mm^2 、列車風圧のピーク値を風圧測定結果の最大値相当、列車速度を $10, 20, \dots, 500\text{km/h}$ の 50 通り、構造物の振動モードのモード減衰比は 1% とした。

表1に、パラメータ解析の解析ケースを示す。作用を表に示すケース1~4の4通りとし、列車速度を $10, 20, \dots, 500\text{km/h}$ の 50 通りとした。

3. 検討結果

3.1 防音壁の固有振動モード

表2に、実測に基づく防音壁の固有振動モードの同定結果として、固有振動数、モード減衰比を示す。同定手法として、自由振動波形および Eigen Realization Algorithm を組み合わせた手法⁴⁾を用いた。測定から得られた固有振動数は、R.L.+2.0mの桁上で 8.8Hz 、R.L.+4.0mのラーメン上で 3.3Hz 、桁上で 4.6Hz であり、R.L.+4.0mの防音壁はR.L.+2.0mと比較して、固有振動数が半分程度にまで低下している結果となった。また、同じR.L.+4.0mの防音壁でも、桁上の方がラーメン上より固有振動数が高い結果となった。これは、桁上防音壁は電柱基礎RC壁により拘束される橋軸方向距離が短いと考えられる。モード減衰比は、概ね各モードに対して桁上防音壁で $0.5 \sim 1.5\%$ 、ラーメン上防音壁で $1.0 \sim 2.0\%$ となった。

表2に、数値解析による固有値解析の結果を併せて示す。表から、 E_c の 17% 程度の増加により防音壁の固有振動数が 5% 程度増加していることが確認できる。また、防音壁の各振動モードの固有振動数は、 E_c が 31kN/mm^2 の場合に、測定と解析でよく一致していることが確認できる。

3.2 防音壁に作用する列車風圧

図5に、列車走行試験で得られた列車風圧ピーク値

表2 防音壁の固有振動モードの同定結果

対象防音壁	固有振動数 (Hz)	モード減衰比						
		解析		測定				
		$E_c = 26.5$	$E_c = 31.0$	ave.	c.c.	ave.	c.c.	m
上り線側桁上 (R.L.+2.0m)	1次	-	-	8.8	0.2%	0.012	15.5%	3
	2次	4.2	4.4	4.6	0.4%	0.008	77.0%	23
下り線側桁上 (R.L.+4.0m)	1次	6.4	6.8	6.9	0.6%	0.015	64.0%	11
	2次	7.4	8.1	8.1	0.4%	0.004	67.8%	35
	3次	9.2	9.5	-	-	-	-	-
	4次	3.3	3.4	3.3	1.1%	0.013	90.1%	17
	5次	3.5	3.6	3.8	1.5%	0.014	68.4%	12
下り線側ラーメン上 (R.L.+4.0m)	1次	4.0	4.1	4.2	1.4%	0.021	69.7%	5
	2次	4.3	4.8	4.6	0.4%	0.007	125.4%	6
	3次	4.6	4.8	-	-	-	-	-
	4次	-	-	-	-	-	-	-

ave.=平均値, c.c.=変動係数, m=同定が可能となった測定回数

と列車速度の関係を示す。図には、各測定ケースの平均値相当の C_p の値も併せて示す。図から、列車風圧ピーク値は、特に突入時に速度に伴って大きくなる傾向が確認できる。また、退出時の列車風圧ピーク値は突入時の $40 \sim 80\%$ 程度であり、突入時よりも小さいことが確認できる。また、R.L. + 2.5mの風圧計は、R.L. + 1.0mの風圧計の 80% 程度の値を示す傾向にあることが分かる。

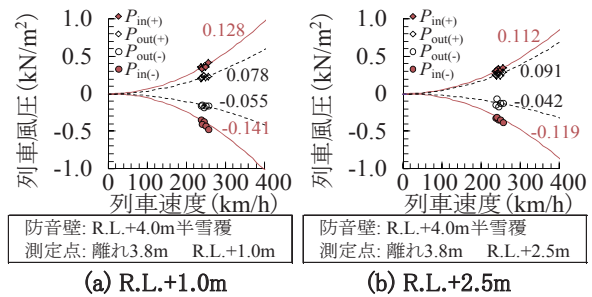


図5 本測定による列車風圧ピーク値

3.3 防音壁の列車走行時の挙動

3.3.1 時刻歴波形

図6に、列車通過時の応答ひずみ、応答加速度、応答変位の時刻歴波形を、測定結果と再現解析を比較して示す。応答加速度、応答変位は、図2に示すT-2のH鋼支柱の上端、応答ひずみはH鋼基部のものである。応答ひずみの解析結果は、該当断面の応答曲げモーメントと断面係数から算出した。各図から解析、測定結果が非

特集：鉄道力学

常によく一致しており、本解析手法の妥当性が確認できる。また、応答ひずみは列車風圧の移動に併せて、先頭部、後尾部が通過する際に大きくなる一方、応答加速度は先頭部と後尾部の間にも、一定の振幅を持った高周波成分が確認できる。

3.3.2 列車速度の影響

図7 (a) に、パラメータ解析の基本ケースとなるケース1から得られる、H鋼支柱基部の最大応答ひずみ-列車速度の関係を示す。図には、測定から得られたT-1, T-2の最大応答ひずみも併せて記載した。図から、限られた速度範囲の中ではあるが、測定と解析で最大応答ひずみがよく一致していることが確認できる。最大応答ひずみは、列車速度が300km/hの場合でもRC桁上防音壁で200 μ 、ラーメン上防音壁で300 μ 程度であり、H鋼の降伏ひずみ1500 μ に比べて十分小さい値であることが確認できる。

3.3.3 防音壁応答の成分分析

図7 (b) のケース2は、列車荷重は載荷させず先頭部、後尾部のパルス2波を動的に載荷させたものである。図から、高速領域ではケース1とほぼ完全に一致していることが確認できる。一方、低速領域で防音壁の最大応答ひずみが概ね50 μ より小さい場合には、ケース1と比較して応答が小さくなっていることが分かる。

図7 (c) のケース3は、先頭部のパルス1波のみを動的に載荷させたものである。図から、列車速度が概ね400km/h以下の領域では、ケース2と一致している。一方、列車速度が400km/h以上の領域で、ケース1やケース2で特徴的に見られた鋭いピークが、ケース3では確認できない。このことから、列車速度が400km/h以上の領域のピークは後尾部のパルスに起因すると考えられる。列車速度が430km/hの場合はケース2がケース3を40%程度上回り、列車速度が470km/hの場合は10%程度下回っている。

図8に、後尾部パルスの重畳効果が顕著となる、列車速度が430km/h, 470km/hの場合のT-1基部の応答ひずみの時刻歴波形を示す。図から、後尾部が通過するまではケース3とケース2で波形が一致しているが、後尾部が通過しパルスが入力されるタイミングで、応答に差が生じていることが確認できる。すなわち、列車速度が430km/hの場合は後尾部パルスが防音壁の振動と同じ方向に作用し応答ひずみを増幅するのに対し、列車速度が470km/hの場合は振動と逆の方向に作用し応答ひずみを低減していることが分かる。

図7 (d) のケース4は、先頭部のパルス1波のみを静的に載荷させたものである。入力した列車風圧の絶対値は同じであるため、ケース3と比較することで、防音壁の動的増幅倍率、つまりは衝撃係数を評価できる。

図9に、最大応答ひずみのケース3/ケース4-1の値

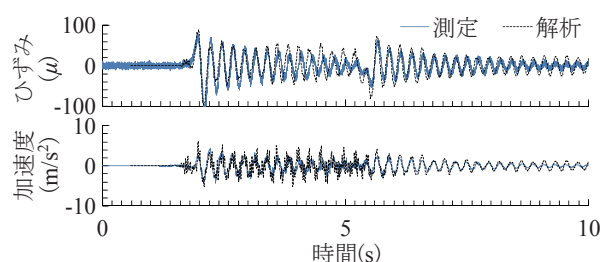


図6 測定結果・再現解析結果の波形の比較 (T-2)

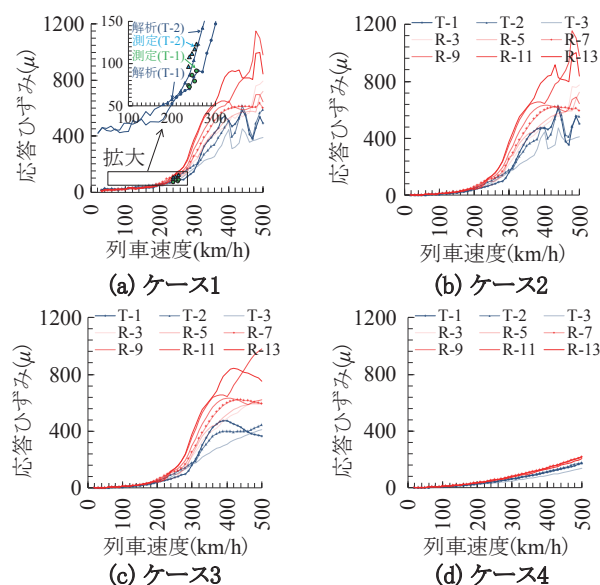


図7 H鋼の最大応答ひずみのパラメータ解析結果

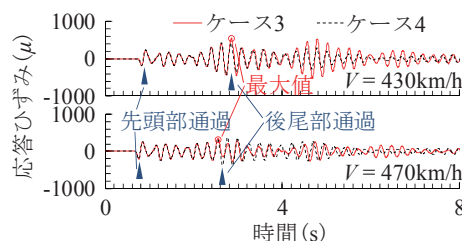


図8 パルスの重畳効果が顕著な場合の応答ひずみ波形例

として算出した衝撃係数を示す。図から、列車速度が150km/h以下の領域では、衝撃係数がほぼ0となっているが、列車速度が200km/hを超過する辺りから急激に衝撃係数が大きくなり、列車速度が300~400km/hで最大値を迎えていることが確認できる。これは、列車速度が200km/hを超過する辺りから、列車風圧による入力パルスの周波数特性において、防音壁の固有振動数である3~4Hz程度の成分が増加するためである。また、各H鋼支柱は同じ断面諸元を持つ梁要素でモデル化しているにも関わらず、衝撃係数の増加率や最大値が場所によって異なっており、T-3支柱は最大値が3程度であるのに対し、R-11支柱では5程度となっている。これは、両端拘束長の違いで防音壁の固有振動数が異なること、H鋼支柱の位置によって振動モードの寄与率が異なること等に起因しているためと考えられる。

これらのことから、列車風圧による防音壁の応答は、列車風圧パルスの加振振動数と防音壁の固有振動数に依存する共振現象を基本メカニズムとし、これに後尾部パルスが重畳する現象であることが明らかとなった。

4. 列車通過時の防音壁の動的応答の一般化

4.1 固有振動モードによる共振効果

図10に、マルチボディーにより一般化した防音壁の力学モデルを示す。本論文では、各防音壁のH鋼支柱の橋軸直角方向の応答を m_r の質量を持つ1自由度系で表し、中間部H鋼支柱剛性が k_r 、両端のRC壁の剛性を含んだH鋼支柱剛性が k_{r0} 、H鋼支柱間の接続剛性が k_c のばねにより接続されたモデルにより、防音壁の応答を評価する方法を提案する。 k_r は、独立した1本のH鋼支柱の剛性であり、PC板による隣接H鋼支柱との連成を考慮しない防音壁の固有振動数 f_r (以下、「基本固有振動数」と言う) に基づき算出することができる。両端のH鋼支柱剛性 k_{r0} は、RC壁を含んだ剛性に起因することから、それらを考慮した梁理論から算出したところ、 $k_{r0}=6k_r$ であった。 k_c は、各H鋼支柱を接続しているPC板および地覆部に起因する。対象防音壁に対して、PC板および地覆部を梁要素でモデル化した格子モデルに基づき算出したところ、 $k_c=2k_r$ であった。構造系の減衰は、モーダル減衰として考慮し、詳細解析と同じ条件である各モードのモード減衰比が1%とした。

図11(a)に、一般的な条件として、H鋼支柱本数 n_n は6~15、列車速度 V は営業速度の260km/hと仮定し、図10の一般化解析により算出した、固有振動モードによる共振効果の衝撃係数 $i_{nbr,r}$ を示す。図から、一般的な条件では $i_{nbr,r}$ は0.5~5.0程度となることが分かる。

4.2 後尾部パルスによる重畳効果

1自由度系の自由振動を考え、 ξ は減衰定数、 f は固有振動数、 t は時間とすると、1自由度系の応答変位は $e^{-\xi 2\pi f t}$ に依存して指数関数的に減衰していく。列車長を l_v (m)、列車速度を v (m/s) とすると、先頭部パルスで加振された1自由度系、後尾部通過時の応答は、先頭部パルスによる最大応答の $e^{-\xi 2\pi f (l_v/v)}$ 倍まで減衰している。後尾部パルスが先頭部パルスの β 倍の大きさの入力と仮定すると、後尾部通過時の応答は先頭部パルスによる応答の $(\beta + e^{-\xi 2\pi f (l_v/v)})$ 倍となる。加えて、 l_{in} と l_{out} に依存して、共振効果による防音壁の応答が変化することを考慮すると、後尾部パルスによる重畳効果の衝撃係数 $i_{nbr,s}$ は式(1)のように記述することができる。

$$i_{nbr,s} = \frac{i_{nbr,r}(f_r, n_n, l_{out})}{i_{nbr,r}(f_r, n_n, l_{in})} \beta + e^{-\xi 2\pi f (l_v/v)} - 1 \quad (1)$$

図11(b)に、一般的な条件として、後尾部パルスの

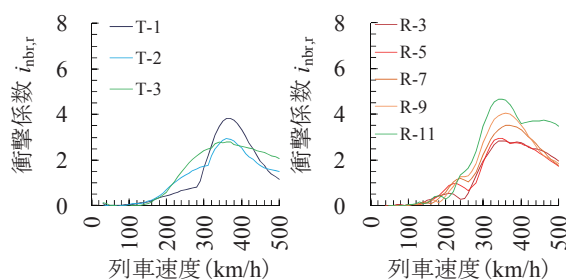


図9 列車風圧による衝撃係数（詳細解析）

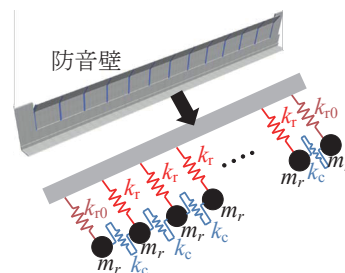


図10 防音壁の力学モデル（一般化解析）

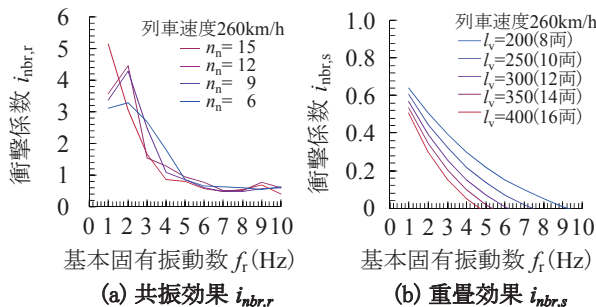


図11 一般的な条件下における衝撃係数

倍率 β は0.8、 $l_{in} = l_{out}$ 、列車長 $l_v = 200 \sim 400$ m、列車速度 v は営業速度の72.2m/sと仮定し、式(1)により算出した後尾部パルスによる重畳効果の衝撃係数 $i_{nbr,s}$ を示す。図から、一般的な条件では $i_{nbr,s}$ は0~0.8程度となることが分かる。

なお、これらの提案モデルにより、固有振動モードによる共振効果および後尾部パルスによる重畳効果を、3章の詳細解析と同等の精度で評価できることを確認している。

5. 列車通過時の防音壁の設計法

5.1 シミュレーションによる手法

シミュレーションによる手法は、煩雑ではあるが最も高精度なもので、防音壁の構造形式を問わず任意の構造・部材に対して動的解析により精緻に応答値を算定することができる。具体的には列車風圧を設定し、これを有限要素法により解くこととなる。

図13に、本研究で提案する設計列車風圧分布図を示す。図に示すように、高さ方向には等分布の列車風圧とし、橋軸方向には先頭部パルス、後尾部パルスを三角形分布でモデル化した。先頭部パルスのピーク値の設計値 P_{in} (N/m²) は、式(2)により算出できる。

特集：鉄道力学

$$P_{in} = \frac{1}{2} \rho v^2 C_p' k' \quad (2)$$

$$C_p' = \frac{1.5}{(a_g + 0.25)^2} + 0.02 \quad (3)$$

ここで、 ρ は空気密度 (1.25kg/m^3)、 v は列車速度 (m/s)、 C_p' は式 (3) に示す軌道中心からの離れ a_g (m) に依存する圧力係数である。 k' は、局所部に作用する列車風圧の最大値、および車両の先頭形状の影響を考慮する係数で本測定結果および既往の測定結果を包絡するように 1.4 とした。後尾部パルスのピーク値は、先頭部よりある程度は小さくなることが実測より分かっていることから、先頭部パルスの 0.8 倍とした。これらの値は、多くの測定結果に基づき、設計における簡便さと安全側の評価を勘案して設定していることから、測定や解析により合理的な値が明確になっている場合はその値を用いるのが良い。

5.2 簡易法

簡易法では、上記したような動的解析を行うことなく、一様な設計列車風圧 P_{d0} を静的に与えるもので、H 鋼支柱と PC 板等を用いた構造形式に限定する場合には、一定の精度で合理的な設計が行うことができる。設計列車風圧 P_{d0} は、一般的な条件を対象に図 11 で算出した衝撃係数を、式 (4) に示すように加味して算出した基準列車風圧 P_d を概ね包絡する値として設定した。離れ $a_g=3.8\text{m}$ 、 $P_{in} \doteq 0.5\text{kN/m}^2$ とした。

$$P_d = (i_{nbr,r} + 1)(i_{nbr,s} + 1)P_{in} \quad (4)$$

図 13 に、基準列車風圧 P_d 、現行の設計列車風圧、および式 (5) に示す本論文で提案する設計列車風圧 P_{d0} を示す。図から、防音壁の固有振動数を 5Hz 以上としておけば列車風圧との共振による応答増幅を避けることができることが分かる。また、防音壁の固有振動数が 5Hz 以下の場合、 P_{d0} は現行の設計列車風圧である 1.0kN/m^2 を上回り、防音壁の固有振動数が 3Hz 以下の場合、設計風荷重 3.0kN/m^2 以上となり、列車風圧が支配的な設計条件になることが確認できる。

$$P_{d0} = \begin{cases} 6 - f_i & (1 \leq f_i < 5) \\ 1 & (5 \leq f_i) \end{cases} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (5)$$

6. まとめ

本論文では、列車通過時の背の高い防音壁の動的設計法の提案を目的に検討を行い、以下の結論を得た。

- (1) 列車風圧による防音壁の応答は、列車風圧パルスの加振振動数と防音壁の固有振動数に依存する共振現象を基本メカニズムとし、これに後尾部パルスによる応答が重畳する現象であることを明らかにした。
- (2) 列車風圧による防音壁の共振を一般化する手法とし

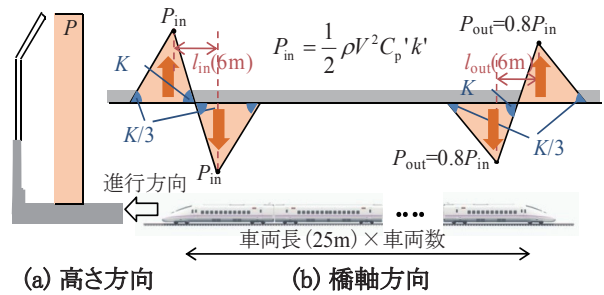


図 12 提案した設計列車風圧分布図

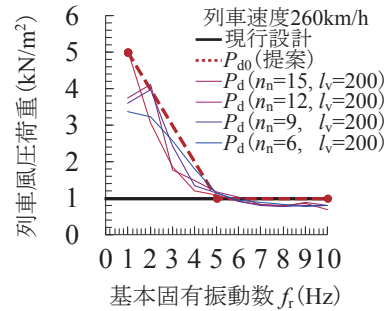


図 13 提案した設計列車風圧荷重 P_{d0}

て、マルチボディーによる振動モデルを提案した。一般的な条件においては、共振効果による衝撃係数が 0.5 ~ 5.0 程度となることを示した。

- (3) 後尾部パルスによる重畳効果を、1 自由度系の自由振動理論により一般化できることを示した。一般的な条件においては、重畳効果による衝撃係数が 0 ~ 0.8 程度となることを示した。
- (4) 防音壁の設計法として、シミュレーションによる手法と簡易法を提案した。シミュレーションによる手法では、列車風圧のモデル化手法を本測定結果および既往の新幹線の測定結果に基づき提案した。簡易法については、防音壁の固有振動数が 5Hz 以下の領域で従来用いられてきた 1.0kN/m^2 以上の値を与える設計列車風圧を提案した。

文献

- 1) 平暁, 村田清満, 今井俊昭, 種本勝二, 後藤貴士: 盛土上防音壁の設計風荷重の考え方, 鉄道総研報告, Vol.15, No.3, pp.11 ~ 16, 2001
- 2) 徳永宗正, 曾我部正道, 後藤恵一, 山東徹生, 徳富恭彦: 鉄道高架橋上防音壁の動的応答特性の評価, 鉄道工学シンポジウム論文集, No.16, pp.141-148, 2012
- 3) 涌井一, 松本信之, 松浦章夫, 田辺誠: 鉄道車両と線路構造物との連成応答解析法に関する研究, 土木学会論文集, No.513/I-31, pp.129-138, 1995
- 4) 長山智則, 阿部雅人, 藤野陽三, 池田憲二: 常時微動計測に基づく非比例減衰系の非反復構造逆解析と長大吊橋の動特性の理解, 土木学会論文集 No.745 / I-65, pp.155-169, 2003