OUKA
The University of Osaka
Institutional Knowledge Archive

Title	動的相互作用を考慮した鉄道高架橋システムの設計手法の開発
Author(s)	徳永, 宗正
Citation	大阪大学, 2016, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.18910/59589
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

https://ir.library.osaka-u.ac.jp/

The University of Osaka

博士学位論文

動的相互作用を考慮した
鉄道高架橋システムの設計手法の開発

徳永　宗正

2016年7月
大阪大学大学院工学研究科

目 次

目次 **iv**

図目次 **viii**

表目次 **ix**

第 1 章　序論 **1**

1.1　研究の背景と目的 1

1.2　既往の研究 4

1.2.1　隣接構造物/対象構造物間の動的相互作用 4

1.2.2　鉄道車両/対象構造物間の動的相互作用 5

1.2.3　付帯構造物/対象構造物間の動的相互作用 7

1.3　本論文の構成 9

第 2 章　隣接構造物と対象構造物間の動的相互作用 **19**

2.1　はじめに 19

2.2　検討手法 20

2.2.1　測定対象構造物 20

2.2.2　鉄道高架橋群の連成解析手法 22

2.2.3　プッシュオーバー解析手法 24

2.2.3.1　解析モデル 24

2.2.3.2　解析ケース 25

2.2.4　測定手法 26

2.3　鉄道高架橋群の固有振動モード同定 28

2.3.1　固有値解析結果 28

2.3.2　動的解析結果 28

2.3.3　鉄道高架橋群の固有振動モードの同定手法 30

2.4　弾性固有振動数と降伏振動数の評価 33

2.4.1　常時微動測定による弾性固有振動数の同定 33

2.4.1.1　常時微動下の鉄道高架橋の応答波形 33

2.4.1.2　同定手法の適用 34

2.4.2　プッシュオーバー解析による降伏振動数の算出 36

2.4.2.1　各種パラメータが弾性固有振動数に及ぼす影響 36

2.4.2.2 構造物天端変位の成分分析 38
2.4.3 降伏振動数と弾性固有振動数の関係 39
2.4.3.1 プッシュオーバー解析結果による評価 39
2.4.3.2 常時微動測定結果による評価 40
2.5 常時微動に基づく等価固有周期の推定法 42
2.6 結論 44

第 3 章 地震時における鉄道車両と構造物間の動的相互作用 49
3.1 はじめに 49
3.2 数値解析による鉄道車両の動的影響の検討方法 50
3.2.1 検討項目 50
3.2.2 構造物の力学モデル 52
3.2.3 車両系の力学モデル 54
3.2.4 車輪/レール間の力学モデル 54
3.2.5 入力地震動 55
3.2.6 数値解析法 56
3.3 数値解析による鉄道車両の動的影響の検討結果 56
3.3.1 車両系の動的応答特性 56
3.3.2 車両系の動的効果が構造物応答に及ぼす影響 57
3.3.2.1 線形振動理論による構造物の周波数応答関数 57
3.3.2.2 詳細モデルによる構造物の周波数応答関数 59
3.3.2.3 車両系の動的効果が構造物の地震時応答に及ぼす影響 . . . 62
3.3.3 列車の集中荷重効果が構造物応答に及ぼす影響 62
3.3.4 列車通過時の実線区モデルの地震時応答 64
3.4 検討結果の一般化 67
3.4.1 車両系の動的効果の等価重量率 $\beta_{eq,V}$ 67
3.4.1.1 $\beta_{eq,V}$ の算出 67
3.4.1.2 $\beta_{eq,V}$ の一般化 69
3.4.1.3 $\beta_{eq,V}$ の妥当性 70
3.4.2 集中荷重効果の等価重量率 $\beta_{eq,C}$ 71
3.4.2.1 $\beta_{eq,C}$ の算出 71
3.4.2.2 $\beta_{eq,C}$ の妥当性 74
3.5 鉄道車両の動的影響を考慮した耐震設計法の提案 75
3.5.1 等価重量法（動的解析による方法の場合） 75
3.5.2 等価慣性力法（静的解析による方法の場合） 76
3.6 まとめ 77

第 4 章　列車通過時における防音壁と構造物間の動的相互作用　83

4.1　はじめに 83

4.2　検討方法 84

4.2.1　検討対象 84

4.2.1.1　構造物 84

4.2.1.2　防音壁 84

4.2.2　測定手法 85

4.2.2.1　測定機器 85

4.2.2.2　測定機器設置方法 86

4.2.2.3　測定ケース 87

4.2.3　解析手法 87

4.2.3.1　構造物の力学モデル 87

4.2.3.2　車輪／レール間の力学モデル 89

4.2.3.3　車両の力学モデル 89

4.2.3.4　列車風圧の力学モデル 89

4.2.3.5　数値解析法 92

4.2.3.6　解析ケース 92

4.3　検討結果 93

4.3.1　防音壁の固有振動モード 93

4.3.2　防音壁に作用する列車風圧 95

4.3.3　防音壁の列車走行時の挙動 101

4.3.3.1　時刻歴応答 101

4.3.3.2　列車速度の影響 103

4.3.3.3　列車風圧による応答成分 104

4.3.3.4　列車荷重による応答成分 107

4.3.3.5　成分分析 108

4.4　列車通過時の防音壁の動的応答の一般化検討結果 109

4.4.1　一般化解析の力学モデルの提案 110

4.4.2　固有振動モードによる共振効果 111

4.4.3　後尾部パルスによる重畳効果 113

4.5　列車通過時の防音壁の設計法 116

4.5.1　シミュレーションによる手法 116

4.5.2　簡易法 117

4.6　まとめ 119

第 5 章　地震時における防音壁と構造物間の動的相互作用　123

5.1　はじめに 123

5.2　検討方法 124

5.2.1　対象防音壁 124

5.2.2　対象構造物 125

5.2.3　測定方法 126

5.2.4　限界耐力評価モデルを用いた非線形静的解析 127

5.2.5　水平応答評価モデルを用いた数値解析 128

5.2.6　回転応答評価モデルを用いた数値解析 130

5.2.6.1　解析モデル 130

5.3　検討結果 131

5.3.1　防音壁の固有振動モード 131

5.3.2　防音壁の破壊形態および限界値の評価 134

5.3.3　水平振動による防音壁の地震時応答の評価 135

5.3.3.1　線形 2 自由度振動理論に基づく周波数応答関数 135

5.3.3.2　構造物の弾性固有振動数が及ぼす影響 137

5.3.3.3　防音壁/構造物の相互作用が及ぼす影響 138

5.3.3.4　連成解析に基づく防音壁の地震時水平応答の評価 139

5.3.4　回転振動による防音壁の地震時応答の評価 141

5.4　防音壁の耐震設計法の提案 143

5.5　まとめ 145

第 6 章　結論　151

謝辞　155

図 目 次

1.1 鉄道システムの構成要素間の動的相互作用 4
1.2 各章の関係 9

2.1 構造物の弾性固有周期および等価固有周期 20
2.2 研究フロー 20
2.3 対象構造物の構造形式の模式図 21
2.4 対象構造物外観 23
2.5 鉄道高架橋群の連成解析の解析モデル概念図 24
2.6 プッシュオーバー解析モデル概念図 25
2.7 速度計設置箇所 27
2.8 計測状況 27
2.9 固有値解析による固有振動モード 29
2.10 動的解析 (連成有) による卓越振動数 30
2.11 動的解析による L1G3 地震動時のモード寄与率 31
2.12 高架橋相互の連成が固有振動数に及ぼす影響 31
2.13 同定フロー 32
2.14 インパルス入力の場合の推定結果の妥当性 33
2.15 測定波形とランニングスペクトル 34
2.16 Stabilization Diagram と同定手法の適用例 35
2.17 構造物の弾性固有振動数と構造物高さの関係 36
2.18 各種パラメータが構造物の固有振動数に及ぼす影響 37
2.19 天端変位成分分解 38
2.20 初降伏時の構造物天端の変位成分 39
2.21 降伏振動数/弾性固有振動数の確率密度 (解析結果) 40
2.22 降伏振動数と弾性固有振動数の関係 41
2.23 提案式の推定精度 42
2.24 推定手法の適用例 (線区 A-E) 43
2.25 構造物診断用非接触振動測定システムの適用性 (線区 A-E) 43

3.1 地震時に列車が構造物に及ぼす効果のイメージ 50
3.2 車両系，車輪/レール間の相互作用のモデル化概要 51
3.3 構造物の力学モデル 53

3.4 車両の力学モデル 54
3.5 車輪/レール間の相互作用の力学モデル 55
3.6 入力地震波形例および弾性加速度応答スペクトル 55
3.7 車両系の応答変位および周波数応答関数 56
3.8 車両系の応答変位の時刻歴波形の例 57
3.9 線形振動理論による構造物の周波数応答関数 (重量比$\alpha = 1$) 58
3.10 非線形数値解析による構造物の準周波数応答関数 (重量比 $\alpha = 1, k_{hy}{}^{*} = 0.5$) . 59
3.11 構造物の降伏震度が準周波数応答関数 (重量比 $\alpha = 1$) 60
3.12 構造物/車両の重量比 α が準周波数応答関数に及ぼす影響 61
3.13 バラスト軌道が準周波数応答関数に及ぼす影響 61
3.14 脱線を考慮した準周波数応答関数 (重量比 $\alpha = 1, k_{hy}{}^{*} = 0.5$) 61
3.15 車両系の動的効果が構造物の地震時応答変位に及ぼす影響 62
3.16 列車の集中荷重効果が地震時応答変位に及ぼす影響 (重量比 $\alpha = 1, k_{hy}{}^{*} = 0.5$), L2spe2(G3) 63
3.17 実線区モデルを用いた検討結果 65
3.18 脱線を考慮した準周波数応答関数 $\beta_{eq,v}$ (重量比 $\alpha = 1, k_{hy}{}^{*} = 0.5$) 68
3.19 降伏震度 $k_{hy}{}^{*}$ が等価重量率 $\beta_{eq,v}$ に及ぼす影響 69
3.20 車両系の動的効果の等価重量率 $\beta_{eq,V}$ の一般化の概念図 70
3.21 一般化した車両系の動的効果の等価重量率 $\beta_{eq,V}$ ($k_{hy}{}^{*}$=0.5) 71
3.22 一般化した $\beta_{eq,V}$ の妥当性 (重量比 α=1) 72
3.23 単移動集中荷重による構造物負担重量の影響線 72
3.24 連行荷重/等分布荷重の構造物負担重量比 73
3.25 連行荷重/等分布荷重の構造物負担重量比の最大値 74
3.26 一般化した列車通過時の構造物の最大応答変位の妥当性 74
3.27 等価重量法の概念 75
3.28 等価重量法に基づく列車重量の設定フロー概念 76
3.29 等価慣性力法に基づく列車慣性力の設定フロー概念 77

4.1 対象構造物および防音壁諸元 85
4.2 測定機器設置状況 86
4.3 構造物の力学モデル（解析） 88
4.4 車輪／レール間の力学モデル 88
4.5 車両の力学モデル 89
4.6 列車風圧の力学モデル 90
4.7 防音壁の衝撃振動試験結果の波形・周波数分析例 94
4.8 固有振動モード形状 96

4.9 列車風圧の測定結果・解析入力（252km/h） 97
4.10 本測定による列車風圧ピーク値 98
4.11 既往の測定による列車風圧ピーク値 99
4.12 圧力係数 C_p の提案式 100
4.13 列車風圧ピーク間距離 l_{in}，l_{out} の測定結果 100
4.14 先頭部の K_{in} とピーク前後の傾きの比の測定結果 101
4.15 測定結果・再現解析結果の波形の比較 102
4.16 最大応答ひずみと列車速度の関係 103
4.17 パラメータ解析結果 105
4.18 T-1 基部の応答ひずみ波形の解析結果例 106
4.19 列車風圧による衝撃係数 (詳細解析) 107
4.20 最大応答ひずみの応答成分分析 108
4.21 最大応答ひずみの列車荷重の寄与率 109
4.22 防音壁の力学モデル（一般化解析） 110
4.23 列車風圧の力学モデル（一般化解析） 111
4.24 一般化解析モデルの妥当性 112
4.25 一般化解析による衝撃係数 $i_{nbr,r}$ に各パラメータが及ぼす影響 113
4.26 式 (4.9) による衝撃係数の妥当性 114
4.27 式 (4.9) による衝撃係数 $inbr, s$ に各パラメータが及ぼす影響 115
4.28 設計列車風圧分布図 116
4.29 提案した衝撃係数 118
4.30 提案した設計列車風圧荷重 118

5.1 対象防音壁 124
5.2 対象防音壁の構造図 124
5.3 骨格曲線の振動特性の統計調査結果 126
5.4 測定箇所 127
5.5 限界耐力評価モデル図 128
5.6 水平応答評価モデル図 129
5.7 入力地震動 130
5.8 回転振動モデルの解析モデル 131
5.9 衝撃振動試験による加速度パワースペクトル (No.5) 131
5.10 固有振動モード形状 (No.5) 132
5.11 固有振動特性の測定結果 133
5.12 コンクリートのひび割れ分布および H 鋼の Mises 応力分布 134
5.13 防音壁の震度-変位関係 135

5.14 線形 2 自由度振動理論に基づく防音壁の伝達関数 136
5.15 C 点の考慮の有無が防音壁の最大応答震度に及ぼす影響 ($\alpha_{nbr} = 100$) 137
5.16 防音壁/構造物の相互作用が防音壁の最大応答震度に及ぼす影響 ($k_{hy} = 100$) . 138
5.17 水平振動による防音壁の応答震度 $k_{hr,nbr}$ 139
5.18 基部曲げモーメントの時刻歴 141
5.19 梁理論による回転/水平の入力と応答の関係 142
5.20 応答比 R_θ/R_H と防音壁高さ H の関係 142
5.21 防音壁の設計応答震度 143
5.22 防音壁の設計荷重の比較 146

表 目 次

2.1 対象構造物の構造諸元一覧 21
2.2 プッシュオーバー解析の解析ケース一覧 26
2.3 計測機器一覧 26
2.4 記号対応表（2 章） 45

3.1 検討項目と解析ケース 52
3.2 記号対応表（3 章） 79

4.1 使用した計測機器 86
4.2 列車走行試験ケース一覧 87
4.3 解析ケース一覧 92
4.4 防音壁の固有振動モードの同定結果 95
4.5 防音壁の固有振動モードの同定結果 98
4.6 解析ケース一覧（一般化解析） 111
4.7 記号対応表（4 章） 120

5.1 測定対象防音壁一覧 125
5.2 c_1～c_6 のの多変量解析結果 140
5.3 提案耐震設計法の適用結果 (防音壁の地震時応答震度) 144
5.4 提案耐震設計法の適用結果 (防音壁の限界値と応答値の比較) 145
5.5 記号対応表（5 章） 147

第1章　序論

1.1　研究の背景と目的

我が国の代表的な交通基盤である鉄道は，1872 年に新橋・横浜間が開通して以来，その整備と改良が継続的に進められてきた．特に高速鉄道に関しては，1964 年に東海道新幹線が開業して以降，1972 年に山陽新幹線，1982 年に東北新幹線と上越新幹線，1997 年に北陸新幹線（一部），2004 年に九州新幹線が順次開業するとともに，現在も北海道新幹線など，国土全域への高速移動網の整備が進められている [1.1)]．また，高速鉄道の普及と並行し，車両・構造物の改良による走行速度向上が試みられてきた．各整備新幹線の走行速度は段階的な高速化を果たすとともに，中央新幹線の先行区間である山梨リニア実験線では 580km/h を超える超高速走行を達成している [1.2),1.3)]．我が国の地理的特性から，都市部近郊を高速鉄道が走行することは避けられない．交通空間と居住空間の隣接により，騒音や地盤振動といった鉄道沿線環境の整備が高速化において主要な問題となっており，車両の高速走行技術の観点ではなく，騒音などの鉄道沿線環境に関する規制等により最高速度が決定される場合も少なくない．新幹線騒音は，各部材の振動に起因する転動音，車両機器音，構造物音と，車両の走行によって生ずる空気流の乱れに起因する空力音の４つが主要音源となっており [1.4)]，このうち転動音，車両機器音は防音壁により効果的に低減することが可能であり，整備新幹線の建設が進むにつれ背の高い防音壁の需要が高まってきた．背の高い防音壁は剛性が小さく，また固有振動数が小さくなることから，従来の設計体系では対応できず，列車の高速化に対応した設計基準の整備が急務となっている．

鉄道コンクリート構造物の設計標準においては，国鉄の分割民営化後の 1992 年に制定された「鉄道構造物等設計標準（コンクリート構造物）」[1.5)] において限界状態設計法が導入され，2004 年の改訂 [1.6)] の際に性能照査型へ移行した．また鉄道構造物の耐震設計に関しては，1983 年の設計標準 [例えば1.7)] までは一般に基準の水平震度を 0.2 に対して弾性応答するように設計が行われており，1983 年の設計標準 [1.8)] では地震の影響を 1.5 倍にした荷重によって部材断面が決定されるようになった．1992 年の設計基準においては，基準の水平震度を 1.0 とし，構造物の設計塑性率などから設計水平震度を設定するとともに，せん断破壊を避ける設計体系となった．1995 年に発生した兵庫県南部地震の被害及び知見から，設計地震動として L1 地震動と L2 地震動を考慮し，表層地盤や部材の非線形性を考慮した動的解析による算出する必要があることを指摘された．このような背景から，1999 年に「鉄道構造物等設計標準（耐震設計）」[1.9)] が制定された．加えて，2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震の後，2013 年に改定された耐震標準 [1.10)] ではより設計地震動は高められ，地表断層変位，津波，余震の繰り返しなどの地震随伴事象や残余のリスクへの配慮の必要性

も提唱された．

このように設計地震動が大規模化する中で，構造物自体の応答評価手法に関しては多くの知見が蓄積され，合理的な耐震設計法が提案されているが，構造物以外の要素を耐震設計においてどのように考慮するかについては充分に整理されているとは言い難い状況にある．例えば，構造物上を走行する鉄道車両の耐震設計におけるモデル化は，鉄道構造物が道路構造物と比較して死荷重に占める活荷重の割合が大きいことを考慮すると，非常に重要な課題であり，特に開床式鋼橋のような軽い構造物の場合には，鉄道車両のモデル化方法が構造物の耐震設計に大きな影響を及ぼすこととなる．設計地震動の大規模化や，これに伴う構造物の高耐力化，地震時の走行安全対策のための脱線・逸脱防止ガードの設置 [1.11] 等により，鉄道車両/構造物間にはこれまで以上に大きな相互作用が発生することが予想されるが，耐震設計法の改訂が繰り返される中，現在でも従来の静的設計手法が便宜的に用いられており，動的解析に用いるための鉄道車両の合理的なモデル化手法も提案されていない．加えて，先述した防音壁に関しても，防音壁を支える構造物の降伏震度を静的に作用させる手法が取られており，地震動の大規模化と，防音壁の低剛性化に対応した応答評価手法は提案されていない．

鉄道構造物の維持管理・耐震補強に目を向けると，1964 年の開業以降建設 50 年余りが経過した東海道新幹線を初め，我が国の大動脈として重要な役割を果たしてきた鉄道構造物は，今後も適正な健全度を保ちながら運営されていく必要がある．また，兵庫県南部地震では，RC ラーメン高架橋が崩壊に至る被害 [1.12] を受けたが，その後 L2 地震動に対してせん断破壊をさせないことを目標に耐震補強が進められてきた．国内の鉄道分野においては，許容応力度法により設計された 1970 年代以前の構造物が膨大な数に上り，さらに将来の発生が懸念されている南海トラフや首都圏直下の地震を考慮すると，迅速かつ有効に耐震診断・補強を進めていく必要があり，簡便で実用的な検査技術，耐震診断技術等が求められている．

鉄道構造物の維持管理においては，構造物の弾性固有周期を衝撃振動試験により測定し，標準値を比較して健全度を判定する手法が広く実用化されている [1.13]．衝撃振動試験より簡易な測定手法として，常時微動を用いた手法も提案されてはいる [1.14] ものの，構造物の常時の振動挙動，特に設計で想定する設計単位とは異なり，実際の鉄道高架橋群が連成して挙動する影響については充分に解明されていない状況にある．構造物の維持管理・耐震診断を限られた時間，費用の中で効果的に行っていくために，構造物の振動特性をこれまで以上に精緻かつ簡易に評価する手法の提案が待たれている．

従来の震度法，非線形応答スペクトル法等の設計体系や維持管理法は，電算機等の性能不足，連成応答や共振現象の理解の不十分から，鉄道高架橋，付帯構造物，鉄道車両といった対象を個々に分離して 1 自由度と見なした簡便なものであった．ところが，列車の高速化とそれに伴う騒音問題，設計地震動の大規模化がより顕著となってきたことを考慮する

と，従来の検討方法では実際の現象とは異なる不正確かつ不経済となるばかりか，時には危険側の評価を行ってしまう可能性もある．近年，電算機の高性能化，シミュレーション技術の精緻化・高度化により，従来は難しかった複雑な非線形領域にまで踏み込んだ動的相互作用を考慮したシミュレーションが可能になりつつあり，従来の 1 自由度を基本とした設計体系で対応しきれない領域を補間し信頼性を再確認するための研究が求められている．

本論文では，これまでに十分検討されてこなかった鉄道高架橋と各種対象間に発生する動的相互作用に焦点をあて，この影響を考慮した動的応答設計法の開発を行うことを目的に，実構造物の各種計測と，動的相互作用を考慮した精緻な数値解析を併用して検討を行った．本章において，以下，**1.2** で動的相互作用をキーワードとして，鉄道橋の動的相互作用問題における既往の研究をレビューするとともに，本論文の立場をより具体的に説明する．**1.3** では本論文の構成を述べる．

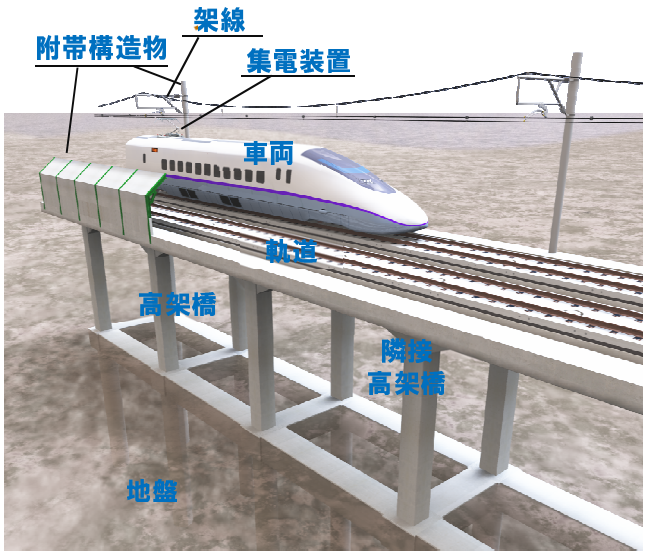


図- **1.1**　鉄道システムの構成要素間の動的相互作用

1.2　既往の研究

図–1.1 に示すように，鉄道は，電力設備，車両，軌道，構造物，基礎の各個別構造の集合体としてシステムを形成しており，動力学的な観点からも各構造要素が互いに作用を及ぼし合い運動している．鉄道動力学の動的相互作用に関する研究は，各境界分野毎に成されており，架線/パンタグラフ，車両/軌道，軌道/構造物，構造物/地盤，付帯構造物/構造物等多岐にわたるが，本論文では特に，隣接構造物/構造物間，鉄道車両/構造物間，防音壁/構造物間の橋軸直角方向の動的相互作用を対象とする．

1.2.1　隣接構造物/対象構造物間の動的相互作用

土木構造物は，道路，鉄道共に構造物は橋軸方向に連続した集合体として，構造物上を走行する車両の通行を可能とするシステムとして機能している．耐震設計では，構造物群を振動単位に分割し，仮定した振動単位の中で地震時挙動を推定するが，実際の構造物では振動単位の中でだけではなく，振動単位間の連成も生じている．つまり，橋脚および柱は支承，桁を介して相互に連成している．可動支承は，異なる振動単位を連結 している部材とみなすことができ，可動支承の移動制限装置は，一般的には温度変化による影響，コンクリー トの乾燥収縮およびクリープによる移動量，桁のたわみによる移動量など常時の荷重を考慮して規定されているが， 地震時に生じる相対変位は考慮されていない．しかし，地震時には移動制限を上回る相対変位が生じ，衝撃荷重が作用したり，支承が破壊にまで至った場合には設計時と異なる支承条件となる可能性がある．

構造物と隣接構造物の連成に関する研究は，地震時を対象としたものが多い．1995 年の兵庫県南部地震の際には道路構造物を中心に，数本の鋼製橋脚が RC 橋脚に挟まれている場合，RC 橋脚に隣接した鋼製橋脚のみに被災が発生するといった，隣接橋脚の相互作用を受けたと考えれる被災事例が発生した [1.15)]．道路橋を対象とした既往の研究 [例えば1.16)～1.19)]

では，鋼製橋脚/RC 橋脚，長大橋/アプローチ桁等の異種構造間の動的相互作用が，構造物の地震時応答に及ぼす影響について評価を行っている．原田ら[1.20]，中田ら[1.21]は，構造物で多用されている鉄道 RC 高架橋の仮想線区を対象とした検討を行っており，動的相互作用が構造物の地震時応答に及ぼす影響を評価している．これらの何れの研究においても検討ケースが限定的であり，特に地震時には構造物応答の非線形性が強く，一般的な検討が難しい状況にはあるが，合理的な耐震設計法の提案等のためにはさらなる検討が待たれる状況にある．

一方，隣接構造物/構造物間の常時の相互作用を扱った研究は，設計における検討項目が無いことも影響してかほとんどなされてない．従来から，鉄道構造物の健全度診断のために鉄道構造物の振動測定に基づいた固有振動数の測定が実施されてきたが[1.21),1.22)]，特に，桁式高架橋の下部構造となる橋脚の振動を測定した場合，周波数領域で複数のピークが見られる，また明瞭なピークが観測できない等の課題が指摘されていた[1.23)]が，その原因は解明されておらず長年の課題となっていた．構造物の固有振動数を精度良く安定して測定し，効率的に健全性診断を進めていくためには，常時の構造物/隣接構造物間の動的相互作用の影響について検討を進める必要がある．

1.2.2 鉄道車両/対象構造物間の動的相互作用

土木構造物とその上を走行する車両の連成解析に関する研究は，道路分野，鉄道分野共に古くからなされている．道路分野においては，鉛直方向には常時の構造物の動的応答の評価を目的として，また水平方向には地震時の構造物の動的応答の評価を目的として，自動車/構造物間の動的相互作用を考慮した検討が行われる．一方，鉄道分野においては，鉛直方向の動的相互作用は，主に常時の車両の走行安全性や乗り心地および構造物の動的応答を評価することを目的として，また水平方向の動的相互作用は，主に地震時の車両の走行安全性および構造物の動的応答を評価することを目的として行われる．

道路分野において，自動車交通と道路構造物の鉛直方向の動的相互作用の研究に関しては，古くは，山田ら[1.25)]，川谷ら[1.26)]，本田ら[1.27),1.28)]などにより行われており，これらにより各種道路構造物の衝撃係数の検討がなされている．

水平方向に関しては，現行の道路橋示方書における耐震規定[1.29)]では，自動車荷重と地震荷重の組合せは必要ないものとされている．この規定は土木研究所で実施された研究[1.30),1.31)]に基づいたものであるが，これは活荷重比が小さく，固有振動数が比較的高い構造物を対象とした限られた範囲の検討であったためと考えられる．亀田ら[1.32)]によると，橋梁と車両の固有周期の兼ね合いにより応答増幅効果，低減効果が現れることを示しているが，用いた地震波が限定的で，比較的固有振動数が高い構造物を対象範囲としている．川谷ら[1.33)]によると，数値解析により，活荷重の存在により考慮しない場合よりも構造物の応答が小さくなる可能性を示唆しているが，対象構造物が限定的で，規模が小さい地震動

を用いた線形範囲内の検討となっている．Wibowo ら[1.34]によると，自動車と曲線合成桁の振動台実験に基づき同様の応答低減例を示しているが，構造物の固有振動数が比較的高く一般的な検討とは言い難い．また，これらの自動車を対象としたいずれの研究においても，自動車モデルが線形であり，近年の設計地震動のような大規模地震時に対する車両系の運動が充分に検証されているとは言い難い．

鉄道分野において，鉄道車両と鉄道構造物の連成応答解析に関する理論的な研究は，東海道新幹線に関する検討に端を発して 60 年代後半より行われてきているが，系統的にまとめられた最初のものは松浦[1.35),1.36)]による研究が挙げられる．ここでは，車両/構造物間の動的相互作用を考慮した二次元モデルを用いて，単純桁の鉛直方向の動的応答特性にを支配する因子，およびその他の基本的な性状が及ぼす影響を明らかにしている．涌井[1.37)～1.38)]らは，三次元モデルを用いた鉄道車両と鉄道構造物の連成解析手法を構築した．ここでは，車輪/レールの接触モデルは車輪とレールの固着を仮定しており，車輪は一定勾配の踏面に鉛直フランジがついた簡易的なモデルで，フランジがレールに接触するまでは接線方向に摩擦力を上限とする線形クリープ力が生じ，フランジが接触してからはレールの小返り力が働くものであった．松本ら[1.39)]は，このモデルに対し，車輪，レールの幾何形状を考慮した接触モデルや構造要素の非線形モデルを構築するなど，地震時の双方の挙動のより合理的な評価が可能となった．さらに，後藤[1.40)]らは，2004 年の新潟中越地震により発生した新幹線車両の高速走行中の脱線を受けて，車輪の脱線後の車輪/走行面の接触モデルを構築し，新幹線車両の脱線後の挙動評価を可能とした．

海外においても，古くから鉄道車両と構造物の連成解析について研究がなされており，代表的な研究チームとしてはミラノ工科大学の Diana，Collina，Stefano らが挙げられ，Fortran による研究プログラムにより，鉛直方向，水平方向の鉄道車両/鉄道構造物の連成解析を早くから実現している[1.41)]．近年では，マドリード大学の Goicolea，Pabro が，汎用ソフトウェアである ABAQUS にユーザーサブルーチンで車輪/レールの接触モデルを導入し，鉛直，水平方向の連成解析を可能としている[1.42)]．同様に，ポルト大学の Calcada，Pedro は，ANSYS で作成した車両，構造物のマトリクスを，Matlab 上で作成した車輪/レールの接触モデルと融合させ，Matlab 上で鉛直，水平方向の連成解析を可能としている[1.43)]．いずれの研究チームにおいても，水平方向の連成解析の主な対象は風荷重であり，日本で考慮する設計地震動時に発生する著大な変位応答，強い非線形性に対応したものではない．

鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）[1.44),1.45)]では，地震時における列車の活荷重の取り扱いにおいて，鉛直方向の列車荷重は，定員乗車（貨車の場合は満載の 70%程度）の条件に基づき算出した重量を，列車の通過頻度に応じて設定する載荷線路数の位置に，等分布荷重として載荷するように規定している．さらに，線路直角方向の列車慣性力には，鉄道車両には動的制振効果があること，車両と構造物とは必ずしも同位相では応答しないことを想定して，列車重量の 30%を一律の上限値として設けている．この耐震設計の静的

解析法[1.2)]で用いられている列車重量の30%を列車慣性力の上限値とする手法の根拠は十分示されておらず，動的解析における列車のモデル化方法についても規定がされていない．加えて，近年大規模地震による被災や，これに伴う耐震標準の改訂を受けて，構造物の設計における降伏震度は，全体として高められる傾向にある．また，各鉄道事業者は，脱線・逸脱防止ガードの設置[1.46)]等の地震時の走行安全対策を進めており，大規模地震時には，車両/構造物間にはこれまで以上に大きな相互作用力が発生することが予想される．特に，鉄道構造物は道路構造物と比較して，死荷重に占める活荷重の割合が大きいことから，耐震設計における活荷重の設定が重要となることを考慮すると，鉄道車両が及ぼす地震時の作用のより合理的な考慮方法を今一度整理する必要がある．

1.2.3 付帯構造物/対象構造物間の動的相互作用

土木構造物上に設置される附帯構造物で構造安全性が要求されるものとして，道路構造物に対しては標識柱，照明柱が，鉄道構造物に対しては電車線柱，防音壁が代表的なものとして挙げられる．

道路構造物の標識柱，照明柱は，1995年に発生した兵庫県南部地震において，道路橋被害の殆どなかった大阪地区で100本以上の照明柱が座屈変形を受けたり，標識などが落下したりといった被害が報告されている[1.47),1.48)]が，設計基準が整理されるには至っておらず，現在でも死荷重，風荷重を考慮した弾性設計がなされている[1.49)]．研究レベルでは，小塩ら[1.50)]，井舎ら[1.51)]は，照明柱，標識柱の自動車走行による走行荷重に対する疲労耐久性について検討している．また，海老澤ら[1.52)]も同様に，照明柱の自動車走行による走行荷重に対する動的応答について検討を行っており，走行荷重によって発生する桁のねじり回転が照明柱の応答に及ぼす影響について言及している点が興味深い．伊津野らは，標識柱[1.53)]，照明柱[1.54)]を対象に，地震応答について検討している．これらの研究から，主構造物と附帯構造物の固有周期が近ければ，共振現象によって附帯構造物の応答が大きくなることから，疲労寿命が短くなること，地震時応答が大きくなること等が明らかとなっている．これらの研究で対象とした標識柱，照明柱は，附帯構造物/主構造物の動的相互作用を考慮した検討が行われているが，附帯構造物/主構造物との質量比が一般的に1/100以下となり，動的相互作用の影響が顕著とならない特徴がある．

鉄道構造物上に設置される電車線柱は，架線や架線金具を支える附帯構造物で，1978年の宮城県沖地震[1.55)]，1995年の兵庫県南部地震等[1.56)]において被害が報告されている．また，2011年の東北地方太平洋沖地震では多数の電車線柱で傾斜や折損等の被害が発生し，その復旧には多くの時間を要した[1.57)]．2013年に発刊された電車線柱の設計基準においては，死荷重，電線の張力に加え，地震の影響を合理的に考慮する方法が示された[1.58)]．この設計基準は，今村ら[1.59)]により検討された高架橋の回転入力による影響，室野ら[1.60)]により検討された地震動の入力レベルや構造物の降伏震度の影響を加味した形で，加藤ら[1.61)]

により提案された電車線柱の応答評価手法を基としている．この電車線柱も，先述した道路附帯構造物と同様に，主構造物との質量比が一般的に 100 以上となり，動的相互作用の影響が顕著とならない特徴がある

本論文で対象とする鉄道構造物上に設置される防音壁は，線路方向に連続した附帯構造物であり，重量も大きく，主構造物との連成が強くなる特徴を有する．防音壁は，防音効果，防雪効果，遮風効果，作業員の安全確保，線路内への第三者の立ち入り防止などの機能を担っているが，特に高速鉄道の構造物では，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．1982 年開業の東北・上越新幹線までは，防音壁として，剛性の高い場所打ち RC 壁が多用されていたが，1997 年開業の北陸新幹線以降，近年の整備新幹線に至るまでは，建設費削減、省力化施工の観点から H 型鋼の支柱にプレキャスト板を落とし込んだ構造が多用されるようになってきた．

この防音壁の構造性能を決定する H 鋼支柱の設計には，風荷重，高欄推力，飛雪荷重，列車風圧等が考慮される [1.62)]．その中でも風荷重 [1.63)] 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．一方，列車風圧は，その設計荷重 1.0kN/m^2 が前述の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る場合が一般的であった．このため，列車風圧を用いての照査は，疲労破壊の照査が必要に応じて行われるに留まっていた．また，地震の影響は，高架橋の降伏震度を想定した k_h=0.7 程度の静的作用として考慮される程度で，実務設計において支配的な条件とはなってこなかった．

従来の防音壁の動特性に関する国内の研究開発は，防音壁高さ H=レールレベル+2m 程度までの比較的剛な防音壁 [1.64)～1.67)] が一般的であったため，その動特性に関してはそれほど多くの研究が行われてきたわけではなかった．しかし，近年の環境問題への意識の高まりから， レールレベル+2m 以上の防音壁を設置するケースも増えてきた．防音壁の嵩上げは，防音壁の性能を向上させるうえで基本となる対策である．自動車のように進行方向の前方を乗客が見通すことのできない鉄道車両では，窓からの視界の確保は乗客に対する貴重なサービスの提供として重要な位置づけにあるため，車両の窓高さを超えないようにレールレベル+2m 程度までの高さの防音壁が多かった．特に東北新幹線（八戸-青森）以降の整備新幹線では，急激に背が高くなってきており，動特性の理解の深度化が急務であった．

欧州基準である UIC コードに目を向けてみると，防音壁や駅舎等の構造物の設計においては列車通過時に発生する列車風圧のピーク値と分布長を考慮する体系が提案されている程度であり [1.68),1.69)]，ドイツ鉄道においても，列車風圧が防音壁に及ぼす動的効果について一部検討されているものの [1.70)]，静的な設計計算を前提としたもので，列車風圧と防音壁の共振現象や防音壁/構造物の動的相互作用が未だ充分に検討されていない段階にある．

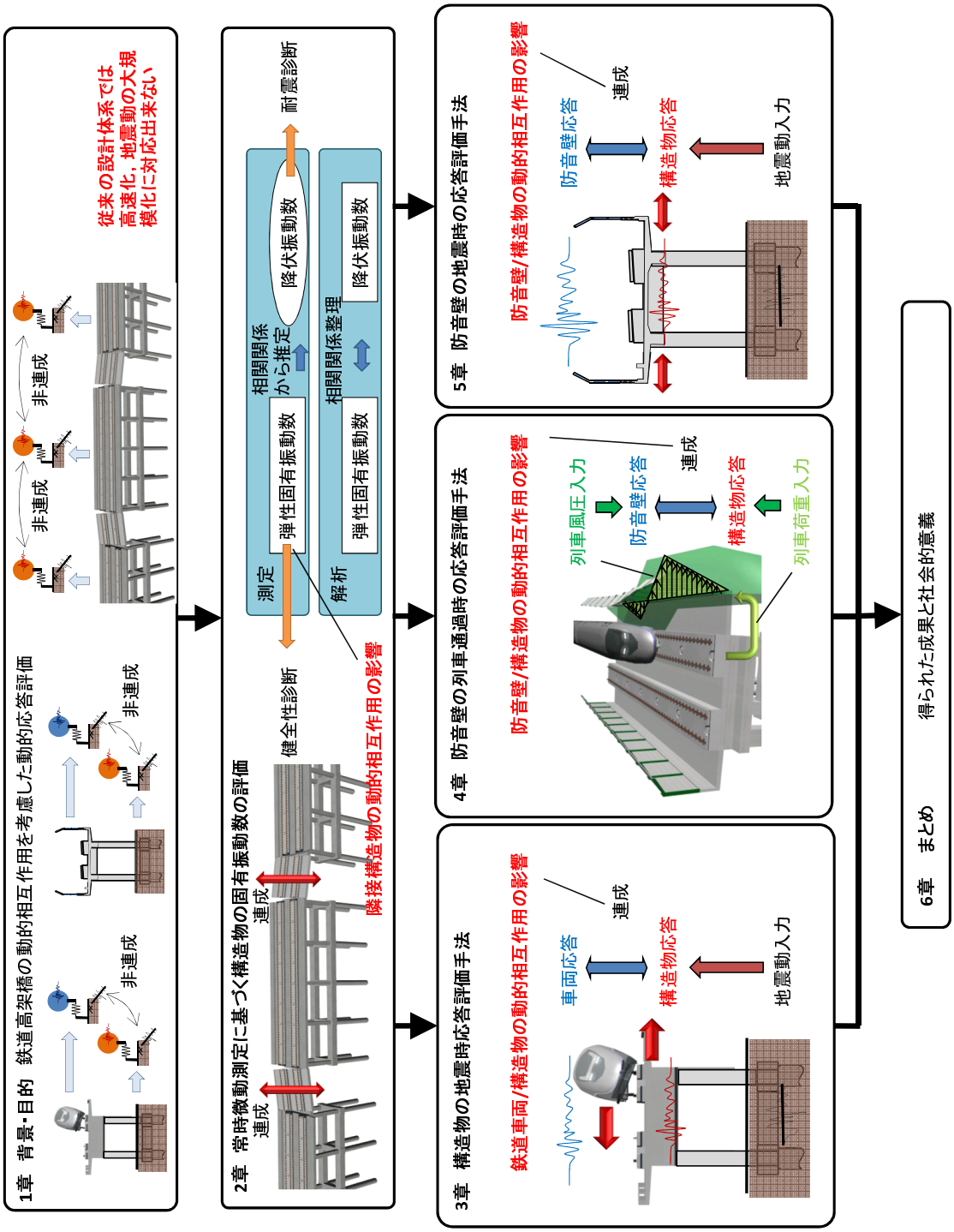


図- 1.2 各章の関係

1.3 本論文の構成

前節で述べた背景に基づき，本論文では図-1.2 に示すフローで示すように，鉄道高架橋と各種相互作用の影響を考慮した動的設計法の開発を行う．

第 1 章では，本論文の背景，鉄道高架橋の動的相互作用に関する既往の知見を概観する

とともに，目的および本論文の構成を示す．

第 2 章では，構造物と隣接構造物の常時微動下の動的相互作用の影響について検討した．鉄道構造物の弾性固有周期は維持管理に，等価固有周期は耐震診断に重要な指標である．弾性固有周期と等価固有周期の相関関係を用いて，常時微動測定により測定した弾性固有周期から等価固有周期の推定方法を構築した．鉄道構造物で一般的な形式 RC ラーメン高架橋 130 基と RC 橋脚 86 基を対象に，有限要素モデルを用いた線形応答解析および静的非線形解析（プッシュオーバー解析）を実施し，限られた測定点から振動モード形状を安定して同定する方法や，高架橋の弾性固有周期に影響を大きく与える要因について検討した．また，構造物の常時微動測定から得られる弾性固有周期と，静的非線形解析から得られる等価固有周期の関係を，構造形式毎に調査した．

第 3 章では，構造物と鉄道車両の地震時の動的相互作用の影響について検討した．鉄道車両を 31 自由度のマルチボディシステム，車輪/レール間の接触を Hertz の接触ばね，クリープ力，フランジ圧，構造物を 1 自由度の非線形トリリニアモデルで詳細に考慮した数値モデルを用い，車両系の振動により構造物の応答が変化する車両系の動的効果と，輪軸の位置に集中荷重として作用する連行荷重により構造物の応答が変化する列車の集中荷重効果を定量化した．加えて，3km 程度に及ぶ実線区構造物の数値モデルを構築し，これらの効果の連成の程度や地震時の列車の走行位置による構造物の地震時応答の発生確率について統計的な観点から検討を行った．さらに，これらの検討を基に抽出した支配的な影響因子を考慮して，合理的な耐震設計法を提案した．

第 4 章では，構造物と防音壁の列車通過時の動的相互作用の影響について検討した．近年建設されたスラブ面からの高さが 5m 程度にも及ぶ防音壁の衝撃振動試験，列車走行試験を実施し，固有振動数，減衰比等の防音壁の基本的な振動特性を把握するとともに，列車通過時の動的応答の実測を行った．鉄道車両を 31 自由度のマルチボディシステム，列車風圧を複数の移動荷重列，構造物，防音壁を有限要素法でモデル化した数値モデルを構築し，実測と比較することで数値モデルの妥当性の検証を行った．加えて，走行速度等変化させたパラメータ解析に基づき，防音壁応答に占める，防音壁の列車風圧による応答と，列車荷重による構造物/防音壁間の動的相互作用に起因する応答の寄与度の評価を行い，列車通過時の防音壁応答の支配因子を明らかにした．さらに，過去の実測と，本実測の結果を包括した設計列車風圧荷重を提案するとともに，支配的なエッセンスのみを抽出した防音壁のマルチボディシステムによる一般化モデルを構築し，列車通過時の防音壁応答評価手法を提案した．

第 5 章では，構造物と防音壁の地震時の動的相互作用の影響について検討した．初めに，有限要素法による非線形静的解析を実施し，防音壁の耐震性能や破壊形態を把握した．さらに，非線形動的解析により，弾性固有周期の影響や主構造物の天端回転，防音壁/構造物間の動的相互作用等の影響度と，地震時の動的応答を評価した．さらに，設計応答震度の

設計式を提案するとともに，対象とした半雪覆型防音壁への適用例を示した．

第 6 章では，各章で得られた結果を総括し，今後の課題を指摘して本論文の結論とする．

参考文献

1.1) 構設史編集研究会編：鉄道構造物を支えた技術集団–国鉄構造物設計事務所の足跡–，（社）日本鉄道施設協会，2009.

1.2) 国土交通省編：国土交通白書（平成 16 年版），ぎょうせい，2004.

1.3) 東海旅客鉄道：THE REVIEW 超電導リニアモーターカー開発の経緯，2003.

1.4) 長倉清：鉄道における防音壁，騒音制御，Vol.36，No.6，pp.393-397，2012.

1.5) 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），丸善，1992.

1.6) 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），丸善，2004.

1.7) 建造物設計標準（鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物，プレストレストコンクリート鉄道橋），1970.

1.8) 建造物設計標準 (改訂)（鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物，プレストレストコンクリート鉄道橋)，1983.

1.9) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，1999.

1.10) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，2012.

1.11) 村松浩成，可知隆，三輪一弘，渡邊康人，船田智巳，生田周史：実台車を用いた加振試験による脱線防止ガードの設計仕様の検討，第 16 回鉄道技術連合シンポジウム講演論文集，No.59-65，pp.491-494，2009.

1.12) 財団法人鉄道総合技術研究所：兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書，鉄道総研報告，Special No.4，1996.

1.13) 村松浩成，可知隆，三輪一弘，渡邊康人，船田智巳，生田周史：実台車を用いた加振試験による脱線防止ガードの設計仕様の検討，第 16 回鉄道技術連合シンポジウム講演論文集，pp.491-494，2009.

1.14) 村田修，上半文昭:常時微動計測により見えてくるもの，RRR，Vol.65，No.5，pp.10-13，2008.

1.15) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，1995.

1.16) 渡辺泰介，亀田弘行，南荘淳:異種橋梁間の動的相互作用に注目した都市高速道路橋の地震応答，土木学会第 49 回年次学術諦寅概要集，pp1694-1695，1994.

1.17) 伊津野和行， 中村公信：鋼製橋脚と隣接 RC 橋脚との地震時相互作用に関する研究，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文，pp287-294，1997.

1.18) 渡邊英一，杉浦邦征，永田和寿，北沢正彦，堀江佳平:鋼製橋脚・RC 橋脚が混在する高架橋の地震時応答性状に関する研究，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp295～300，1997.

1.19) 伊津野和行， 武野志之歩， 中井博：長大橋とそのアプローチ桁の地震時相互作用に関する考察，土木学会論文集，No.633/1-49，pp.169-180，1999.

1.20) 原田和洋，曽我部正道，谷村幸裕：地震時における鉄道構造物群の挙動，第 15 回鉄道技術・政策連合シンポジウム (J-RAIL2008) 講演論文集，pp.205-208，2008.

1.21) 中田裕喜，曽我部正道，谷村幸裕：連続する桁式高架橋の地震時連成挙動挙動の評価，鉄道力学論文集第 1 号，pp.114-121，2010.

1.22) 西村昭彦，棚村史郎 : 既設橋梁橋脚の健全度判定に関する研究，鉄道総研報告，Vol.3，No.8，pp.41-49，1989.

1.23) 西村昭彦 : ラーメン高架橋の健全度評価法の研究，鉄道総研報告，Vol.4，No.9，pp.14-21，1990.

1.24) 上半文昭 : 遠隔非接触振動測定による河川橋脚検査に向けた基礎検討，土木学会年次学術講演会講演概要集，VI-070，pp.139-140，2008.

1.25) 山田善一，小堀為雄:活荷重に対する道路橋の動的応答一衝撃係数一に関する考察，土木学会論文集，第 148 号，pp．40-50，1967．12.

1.26) 川谷充郎，小松定夫，佐々木孝:走行自動車荷重を受けるプレートガーダー橋の動的応答特性に関する研究，土木学会論文集，No．392/1-9，pp．351-358，1988．4.

1.27) 本田秀行，小堀為雄，山田善一:多径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数に関する考察，土木学会論文集，第 331 号，pp．65-73，1983．3.

1.28) 本田秀行，小堀為雄，山田善一:道路鋼桁橋の走行荷重による動的影響評価，土木学会論文集，第 350 号，pp．359-362，1984．10.

1.29) 日本道路協会：道路橋示方所・同解説 V 耐震設計編，2014.

1.30) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室：橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する研究（その 1），土木研究所資料，第 3316 号，1994.

1.31) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室：橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する研究（その 2），土木研究所資料，第 3335 号，1999.

1.32) 亀田弘行，室野剛隆，南荘淳，佐々木伸幸：橋梁―車両連成系による道路橋の地震応答特性，土木学会論文集，No.626/I-48，pp.93-106，1997.

1.33) 川谷充郎，金哲佑，岩下謙司，安井克典：橋梁-車両連成系を考慮した高架道路橋の地震応答解析，土木学会論文集 A，Vol.64，No.4，pp.678-691，2008.

1.34) Wibowo, H., Sanford, D. M., Buckle, I. G. and Sanders, D. H. : Response of a Horizontally Curved Bridge under Combined Seismic and Stationary Vehicular Loads, 7th National Seismic Conference on Bridges and Highways, 2013.

1.35) 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.1074，1978.3.

1.36) 松浦章夫：高速鉄道における橋桁の動的挙動に関する研究，土木学会論文報告集，第 256 号，1978.12.

1.37) 涌井一，小林隆：高速鉄道におけるトラス橋部材の衝撃係数に関する理論的研究，鉄道技術研究報告，No.1220，1982.7.

1.38) 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.

1.39) 松本信之，田辺誠，涌井一，曽我部正道：非線形応答を考慮した鉄道車両と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 A，Vol.63，No.3，pp.533-551，2007.

1.40) 後藤恵一，曽我部正道，田辺誠，浅沼潔：脱線後の車輪と軌道の接触モデルに関する研究，鉄道工学シンポジウム論文集，No.15，pp.132-139，2011.

1.41) S. Alfi, G. Diana, D. Rocchi, G. Fiammenghi, E. Vullo, Train-bridge-wind interaction of the messina bridge, in: ICWE13 (13th International Conference on Wind Engineering), Amster-dam, the Netherlands, 2011.

1.42) P. Antolin, J. M. Goicolea, J. Oliva, M. A. Astiz, Nonlinear train-bridge lateral interaction using a simplified wheel-rail contact method within a finite element framework, Journal of Computational and Nonlinear Dynamics 7 (4) (2012) 041014.

1.43) P. Montenegro, S. Neves, R. Calcada, M. Tanabe, M. Sogabe, Wheel-rail contact formulation for analyzing the lateral train-structure dynamic interaction, Computers & Structures 152 (2015) 200?214.

1.44) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，1999.

1.45) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，2012.

1.46) 村松浩成，可知隆，三輪一弘，渡邊康人，船田智巳，生田周史：実台車を用いた加振試験による脱線防止ガードの設計仕様の検討，第 16 回鉄道技術連合シンポジウム講演論文集，No.16，pp.491-494，2009.

1.47) 阪神高速道路公団監修:震災から復旧まで [写真集]，阪神高速道路管理技術センター，第 3 編，第 6 章，1997.

1.48) 田中亀一郎，金田誠，池田隆政，佐藤光治：阪神高速道路 3 号神戸線の道路照明設備，照明学会誌，Vol.82，No.3，pp.211-217，1998

1.49) 日本道路協会：道路照明施設設置基準・同解説，1981.

1.50) 小塩達也，李相勲，山田健太郎，森成顕，森下宣明：交通荷重による標識柱の振動と疲労耐久性，構造工学論文集，Vol.47A，pp.1009-1017，2001.

1.51) 井舎英生，北田俊行，西岡敬治，徳増健：道路橋の門型標識柱の振動要因に関する研究，構造工学論文集，Vol.51A，pp.43-50，2005.

1.52) 海老澤健正，後藤芳顯，岡部健：走行荷重による高架橋照明柱の振動挙動の計測と動的応答解析，土木学会第 60 回年次学術講演会，第 1 部，pp.1067-1068，2005.

1.53) 伊津野和行：道路高架橋付属構造物の地震応答特性に関する基礎的検討，構造工学論文集，Vol.45A，pp.1037-1046，1999.

1.54) 伊津野和行，津島佑一郎，飯田毅，河野健二：道路橋-付属構造物系のレベル 1 地震動に対する応答評価，応用力学論文集，Vol.11，pp.1039-1046，2008.

1.55) 鉄道電化協会（電車線路耐震性研究委員会）: 電車線路設備耐震設計の研究，pp.47-82，1980.

1.56) 日本鉄道電化技術協会：鉄道電気設備の被害と復旧の記録　～阪神・淡路大震災を乗り越えて～，1996.

1.57) 松尾伸ニ，下山貴史：東北新幹線の被災状況と復旧，建設マネジメント技術，2011 年 10 月号，pp.32-36，2011.

1.58) 鉄道総合技術研究所：電車線設備耐震設計指針・同解説，2013.

1.59) 今村年成，室野剛隆，坂井公俊，佐藤勉 : 電車線柱-高架橋連成系の地震応答解析，土木学会地震工学論文集，pp.1182-1190，2007.

1.60) 室野剛隆，加藤尚，豊岡亮洋 : 地震動の入力レベルが高架橋と電車線柱の共振現象に与える影響評価，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.68，No.4(地震工学論文集第 31-b 巻)，I_418-I_422，2012.

1.61) 加藤尚，坂井公俊，室野剛隆 : 構造物-電車線柱一体モデルによる地震応答特性の評価，鉄道総研報告，Vol.26，No.11，pp.17-22，2012.

1.62) 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），丸善，2004.

1.63) 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.

1.64) 新山純一，岡康博，寺澤正人，北倫彦：SRC 防音壁構造の曲げ挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22，No.3，pp.1081-1086，2000.

1.65) 長谷川淳史，曽我部正道，杉本一朗，鳥取誠一 : 高速列車走行により生じる防音壁支柱部応力に関する検討，土木学会第 60 回年次学術講演会，pp.1119-1120，2005.

1.66) 長谷川淳史，曽我部正道，杉本一朗，鳥取誠一 : 高速列車走行により生じる防音壁支柱部応力に関する検討，土木学会第 60 回年次学術講演会，pp.1119-1120，2005.

1.67) 長谷川淳史，曽我部正道，杉本一朗，鳥取誠一：高速列車走行に対する高架橋情防音壁支柱の安全性評価，第 12 回鉄道技術連合シンポジウム講演論文集，pp.121-124，2005.

1.68) Effect of the slipstream of passing trains on structures adjacent to the track, UIC code, 779-1, 1996.

1.69) Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges, European Committee for Standardization, 1991.

1.70) Schick, A. and Schmidt, C. : Mathematical research into noise barriers along railway l_{in}es, European Rail Technology Review, Vol.51, pp.31-33, 2011.

第2章　隣接構造物と対象構造物間の動的相互作用

2.1　はじめに

鉄道構造物の維持管理や耐震設計において構造物の固有周期，特に，構造物の完全弾性時に対応する弾性固有周期や，初降伏時剛性に対応する等価固有周期といったが指標が重要なパラメータとして用いられている．

図-2.1 に，弾性固有周期，および鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）（以下,「耐震標準」という.）で示されている等価固有周期の定義 [2.3),2.4)] を示す．

弾性固有周期は，衝撃振動試験により測定した値と標準値を比較して健全度を判定する指標として，鉄道構造物の維持管理業務において重要な役割を担っている [2.1),2.2)]．しかし，衝撃振動試験を実施するためには重錘を用いて加振を与える必要があり，また収録された波形から振動特性を同定する際に技術者の経験に頼る部分がある等の課題があった．これらから，より簡易かつ安定的な測定，同定手法の開発が望まれている．

等価固有周期は，構造物の地震時挙動や列車走行性を支配する重要なパラメータであり，新設構造物の耐震設計だけでなく，既設構造物の耐震診断及び維持管理に関する有用な情報も与えられている [2.5)]．一般的な鉄道構造物で，単一主要モードが卓越するような場合は，その等価固有周期と降伏震度の情報があれば非線形応答スペクトルなどを用いて最大応答塑性率を推定することができる．国内の鉄道分野においては，許容応力度法により設計された 1970 年代以前の構造物が多く，合理的に耐震診断を施していく必要がある．一定量の構造物，特に特殊な構造物に対しては，構造物の寸法や配筋などの情報をもとに詳細な数値モデルを構築し，プッシュオーバー解析や動的解析等の数値解析によりその地震時挙動を詳細に把握する必要がある．しかし，膨大な対象を逐一詳細にモデル化することは必ずしも合理的ではなく，また，一部の構造物では設計図書が残されておらず解析自体が困難な例もある．

ところで，弾性固有周期と等価固有周期は，特に標準設計が多用される鉄道高架橋においては一定の相関関係が予想される．この相関関係を利用して，常時微動測定等の簡易な測定により同定した弾性固有周期に基づき等価固有周期を推定できれば，膨大な対象の数値解析を補間する手段として手間，費用を大幅に軽減できる．また，弾性固有周期の測定値は，構造物剛性，基礎形式や地盤条件等の影響を内包する指標であることから，数値解析で適切に設定することが難しいコンクリートのヤング率やボーリング地点と建設地点における地盤条件等のばらつき等も暗に考慮することができる．常時微動を利用した構造物の固有振動モード同定は，振動振幅が比較的大きい長大橋を対象に，AR モデル，ERA 等を適用した例が多く報告されている [2.6)−2.11)]．一方，鉄道高架橋は比較的剛性が高く振動

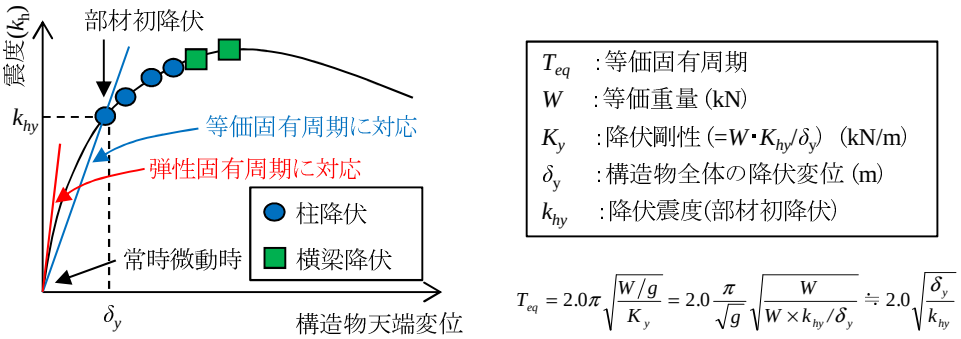


図- 2.1　構造物の弾性固有周期および等価固有周期

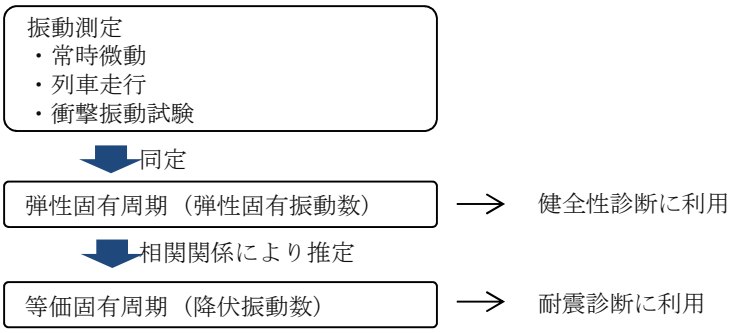


図- 2.2　研究フロー

振幅も小さいこと，ノイズの混入，固有振動モードの励起力不足等により，常時微動下においては固有振動モード同定が難しい傾向にある [2.12)]．著者らは前報告において弾性固有周期と等価固有周期の関係について言及しているが，検討が限定的で定量的な評価は与えていない [2.13),2.14)]．また，線路方向に連続する鉄道高架橋相互の連成が固有振動モードに及ぼす影響は十分に明らかにされているとは言い難い [2.15)−2.17)]．

本章では，**図-2.2** に示すように，常時微動により測定した鉄道高架橋の線路直角方向の弾性固有周期（以下，その逆数を「弾性固有振動数」と言う.）に基づき，等価固有周期（以下，その逆数を「降伏振動数」と言う.）を推定する手法を提案することを目的とする．**2.3** においては，線路方向に連続する鉄道高架橋群の固有振動モードの特徴を明らかにし，効果的な同定手法を検討した．**2.4** においては，鉄道高架橋の弾性固有振動数と等価固有振動数の関係およびその影響因子を検討した．さらに **2.5** において，鉄道高架橋の弾性固有振動数から等価固有振動数を推定する手法をまとめ，適用例を示した．

2.2　検討手法

2.2.1　測定対象構造物

図-2.3 に，本章で測定を行った構造物の構造形式の模式図を示す．対象とした鉄道構造物は，RC ラーメン高架橋 130 基と RC 橋脚 86 基である．RC ラーメン高架橋は，両端に張出

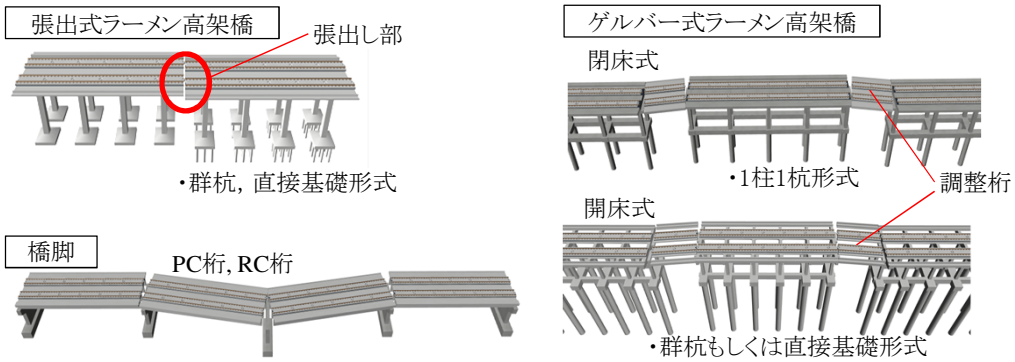


図- 2.3 対象構造物の構造形式の模式図

表- 2.1 対象構造物の構造諸元一覧

	線区	数	地盤種別	構造物高さ (m)	層数
張出式ラーメン高架橋 総数: 63基	A	9	G2~3	9.0 ~ 11.5	1 ~ 2
	B	8	G2~3	12.5 ~ 19.0	2
	C	14	G1~5	7.0 ~ 15.5	1 ~ 2
	D	16	G3~4	7.0 ~ 9.5	1
	E	16	G2~3	6.5 ~ 8.0	1
		数	地盤種別	構造物高さ (m)	層数
ゲルバー式ラーメン高架橋(閉床式) 総数: 42基	F	17	G5	5.0 ~ 8.6	1
	G	4	G4	16.3	2
	H	7	G4	13.8	1
	I	4	G3	8.3 ~ 12.6	1
	J	7	G3	8.0 ~ 9.4	1
	K	3	G4	8.4 ~ 8.8	1
		数	地盤種別	構造物高さ (m)	層数
ゲルバー式ラーメン高架橋(開床式) 総数: 25基	M	5	G2	8.3 ~ 11.8	1 ~ 2
	N	4	G2	7.7 ~ 10.0	1
	O	5	G2~3	6.8 ~ 8.3	1
	P	4	G2~4	7.0 ~ 10.5	1
	Q	7	G3	8.8	1
		数	地盤種別	構造物高さ (m)	特記事項
橋脚 総数: 86基	F	10	G3~5	6.0 ~ 7.4	・全数群杭
	H	5	G4~5	7.1 ~ 10.9	・全数群杭
	I	6	G3	6.7 ~ 8.0	・全数群杭
	J	1	G3	7	・全数群杭
	K	5	G3	9.9 ~ 9.7	・一部直接基礎
	M	4	G2	3.6 ~ 6.8	・全数群杭
	N	5	G2	3.0 ~ 6.2	・全数群杭
	O	15	G2~3	5.0 ~ 14.7	・一部直接基礎
	P	27	G2~4	2.8 ~ 10.5	・全数群杭
	Q	4	G4	6.5 ~ 7.5	・全数群杭
	R	4	G2	10.2 ~ 17.4	・全数直接基礎

し部を持つ張出式ラーメン高架橋，両端に調整桁を持つゲルバー式ラーメン高架橋，さらに，ゲルバー式の一部においては，積雪寒冷地で採用のある床版構造を省いた開床式ラーメン高架橋を対象とした．RC 橋脚は，桁式高架橋区間や河川橋梁，架道橋梁区間において，単径間の RC 桁又は PC 桁を支持する橋脚を対象とした．

表-2.1 に，対象構造物の構造諸元一覧を示す．張出式ラーメン高架橋（以下,「張出式ラーメン」という.）は，線区 A～E の 63 基であり，8m スパン 3 径間タイプの 1 層又は 2 層の

標準設計ラーメン高架橋である．構造物高さは 6.5～19m，基礎は，直接基礎形式もしくは連結，独立の群杭形式であり，杭長は 4～14m 程度，地盤種別は G1～5 である．軌道形式はバラスト軌道である．また，供用 40 年程度の構造物で，被災経験を有しており，鋼板巻による耐震補強が施されている．

閉床式のゲルバー式ラーメン高架橋（以下,「ゲルバー式ラーメン (閉)」という.）は，線区 F～L の 42 基であり，10m スパン 4～7 径間タイプの 1 層又は 2 層の標準設計ラーメン高架橋である．構造物高さは 5.0～16.3m，基礎は 1 柱 1 杭形式であり，杭長は 8～38m 程度，地盤種別は G2～5 である．軌道形式はスラブ軌道である．また，測定時には新設の供用開始前の構造物で，軌道スラブが敷設される前のものであったため，重量が設計条件よりも小さい状態で測定を行った．

開床式のゲルバー式ラーメン高架橋（以下,「ゲルバー式ラーメン (開)」という.）は，線区 M～Q の 20 基であり，6～7m スパン 5～7 径間タイプの 1 層又は 2 層の標準設計ラーメン高架橋である．構造物高さは 6.8～11.8m，基礎は，1 柱 1 杭形式もしくは連結，独立の群杭形式であり，杭長は 8～28m 程度，地盤種別は G2～4 である．軌道形式はスラブ軌道である．

RC 橋脚（以下，単に「橋脚」という.）は，線区 F，H～K，M～R の 86 基であり，一部円形断面柱や直接基礎を有する橋脚であるが，ほとんどが群杭を有する壁式橋脚である．構造物高さは 2.8～17.4m，基礎は群杭形式であり，杭長は 7～38m 程度，地盤種別は G2～5 である．軌道形式はスラブ軌道である．

図-2.4 に，各対象線区において撮影した写真を示す．

2.2.2　鉄道高架橋群の連成解析手法

実務の耐震設計では，一般的に線路方向に連続する隣接構造物の相互作用は考慮せず，その前後の隣接構造物と対象構造物との連成が考慮されることはない．一方，実際の構造物を考えると，張出式ラーメンは，線路直角方向には剛性の小さいレールやバラストでのみ隣接構造物と接続されているため，個々の構造物が独立して挙動するのに対し，ゲルバー式ラーメン，橋脚は桁を介して隣接構造物と連成する．この連成により構造物の固有振動モードがどの程度変化するのかを評価するため，研究用プログラム DIARIST[2.18)] を用いて，**表-2.1** に示す線区 M，P を対象に鉄道高架橋群の連成解析を行った．線区 M，P は，ラーメン高架区間，桁式高架区間，河川橋梁等を内包しており，標準的な鉄道高架区間と考えられたことから検討対象とした．

図-2.5(a) に，鉄道高架橋群の連成解析モデルを示す．橋脚は 1 本の非線形ばね，ラーメン高架橋はその前後両端に配置された 2 本の非線形ばねにより，それらの線路直角方向の水平応答をモデル化した．桁や高架橋の上部工は十分に剛な梁要素でモデル化した．連成の影響を評価するため，梁要素による上部工をモデル化せず，その質量のみを非線形ばね

(a) 線区B

(b) 線区C

(c) 線区G

(d) 線区I, J

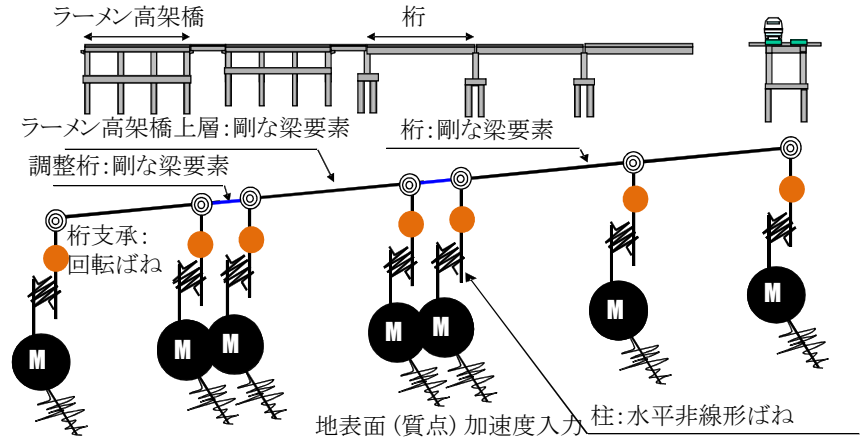
(e) 線区O

(f) 線区Q

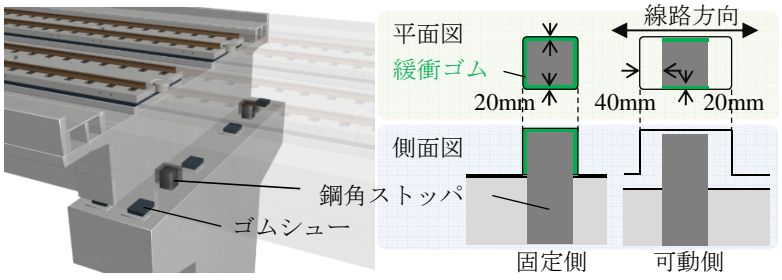
図- 2.4 対象構造物外観

に付加したモデル，回転ばねの剛性を考慮せずピン結合としたモデル，鋼角ストッパの剛性と等価となる回転ばねを与えたモデルを用いた解析を行った．構造物の非線形ばねは設計図書より一律に得られる降伏振動数を基に設定したため，常時微動応答に相当する弾性固有振動数より固有振動数が低くなる数値モデルとなっておらず，実測と直接比較できるわけではない．梁の単位長さ重量は，標準的な RC 構造物を想定して一律 350kN/m と仮定した [2.19)]．減衰はモーダル減衰として考慮し，各モードのモード減衰比は 5%と設定した．

図-2.5(b) に，一般的な新幹線構造物の支承部分の概念図を示す．既往の実験結果を基づ



(a) 全体型



(b) 支承構造

図- 2.5　鉄道高架橋群の連成解析の解析モデル概念図

き支配的となる鋼角ストッパの剛性のみを考慮し，等価回転ばね剛性を算出した．図に示すように，鋼角ストッパの線路直角方向の遊間には緩衝ゴムが密着して設置されることから，線路直角方向の拘束は鋼角ストッパの曲げ剛性に大きく支配されると考えられる．鋼角ストッパによる等価回転ばねの剛性 K_R は，既往のストッパの実験結果 (一本当たり剛性 770000kN/m，降伏点 1500kN，降伏変位 1.95mm[2.17),2.20)] 等に基づき，ストッパの剛性 k_R，橋梁中心からストッパーまで距離 L_R から，$K_R = 2k_R L_R^2 = 1.12\times10^7$(kNm/rad) と設定した．ゴムシューのせん断剛性は，鋼角ストッパと比較して十分小さいことから無視した．実際には緩衝ゴムの変形や橋脚のねじり挙動も想定されることから，K_R はより小さい値になると考えられる．

2.2.3　プッシュオーバー解析手法

2.2.3.1　解析モデル

構造物の弾性固有振動数や，降伏振動数を算出するため，またパラメータが及ぼす影響を評価するため，プッシュオーバー解析を行った [2.21)]．

図-2.6 に，プッシュオーバー解析モデルの概念図を示す．解析は設計図書に基づき耐震標準 [2.3)] に準拠して行った．基礎の支持力係数 α_f は 1.0，材料修正係数 ρ_m は 1.2 とした．線

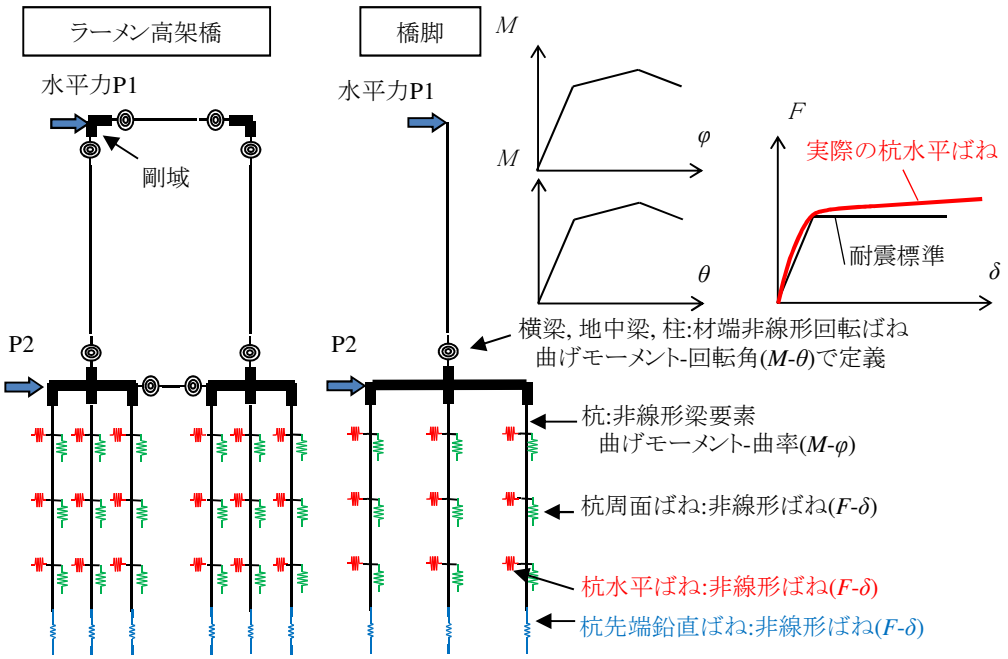


図- 2.6 プッシュオーバー解析モデル概念図

区 A～E の張出式は，鋼板巻立て工法により補強されているため，部材の曲げ性能算定時において，充填モルタル分を柱断面に加味した (鋼板は軸方向には寄与しないため曲げ性能の評価では無視) ．このモデルに対して変位制御によるプッシュ―オーバー解析を行った．なお，測定で想定される荷重条件と等しくなるよう，列車荷重，雪荷重は考慮せず，軌道重量を考慮した解析を基本とした．

2.2.3.2 解析ケース

表-2.2 に，プッシュオーバー解析の解析ケース一覧を示す．降伏振動数を算出することを目的とし，**表-2.1** に示す構造物全数に対して，プッシュオーバー解析を行った．弾性固有周期に各パラメータが与える影響度を評価することを目的とした解析を行った．解析パラメータは，実構造物において不確定原因と想定される，雪重量，軌道重量等による付加荷重 D_1，列車荷重 L，コンクリート強度 f'_{ck}，地盤ばねの水平地盤反力係数の倍率とした．コンクリート強度は，ヤング係数と関係が深く，設計標準において定式化されているものの，そのばらつきは大きい．また，実際のコンクリート強度は設計基準強度より高くなるのが一般的であり，呼び強度 24 に対して 40N/mm^2 程度の強度が発現する場合も少なくない．従って，実条件で想定される範囲でコンクリート強度を 24～40N/mm^2 に変化させた．また，水平地盤反力係数は，**図-2.6** 中に示すように実際には変位レベルに依存して変化する [2.22)−2.25)]．耐震標準で規定されている水平地盤反力係数は，ひずみレベル 10^{-3} 程度を目安に定められたものである [2.3)] が，衝撃試験や本章で対象としている常時微動時のひずみ

表- 2.2　プッシュオーバー解析の解析ケース一覧

目的		降伏振動数の算出	パラメータの影響度	成分分析と固有振動数比の算出
対象構造物	張出式	全数	線区A-R19 線区B-R7 線区C-R8	線区A-R15,19,21~23 線区B-R5~7 線区C-R6~15 線区D-R3~8,11,12 線区E-R25~27,29~41
	ゲルバー式	全数	線区F-R4,15 線区G-R3 線区H-R7 線区I-R4 線区J-R4,8	線区F-R4,15 線区G-R3 線区H-R7 線区I-R4 線区J-R4,8
	橋脚	全数		線区F-P4~9 線区I-P8~12
パラメータ	付加重量 D_1	無	有無	無
	列車荷重 L	有	有無	有
	コンクリート強度 f'_{ck} (N/mm^2)	24	24, 35, 40	24
	水平地盤反力係数	設計値	設計値の1~10倍	設計値

表- 2.3　計測機器一覧

項目	メーカー	製品名	仕様
可搬型データ収録・処理装置	ANET	GEODAS-15	
地表用微動計 (速度計)	ANET	CR4.5-2S	感度 : 1V/cm/sec 測定周波数 : 0.5～18Hz

レベルは 10^{-6} 程度と考えられていることから，水平地盤反力係数を設計値の 1～10 倍に変化させた．

2.2.4　測定手法

表-2.3 に，用いた計測測機器一覧を示す．200Hz のサンプリング周波数で，水平 2 方向，鉛直 1 方向の速度測定を行ったが，分析には線路直角方向の成分のみを用いた．各対象構造物に対し 3～20 分程度の常時微動を測定した．測定波形の分析には数値解析ソフトウェア MATLAB を用い，オフラインにて波形処理を施した．

図-2.7 に，構造物に設置した速度計の設置個所を示す．図に示すように，高架橋上に少なくとも 4 つのセンサを配置して同期計測を行った．ラーメン高架橋を対象とする場合には，センサ B，C をそれぞれ構造物上起点側，終点側の端部に，センサ A，D をそれぞれ前後の隣接構造物上の端部に配置した．橋脚を対象とする場合には，センサ A～D を振動単位と想定される対象構造物を含む範囲の構造物上に設置した．センサ E は，対象箇所の地盤の固有振動を計測することを目的に，構造物の振動の影響を受けないよう概ね 5m 以上構造物から離して地表面上に設置した．

図-2.8 に，計測状況を示す．高架橋上の速度計は，張出スラブ先端に設置することを基

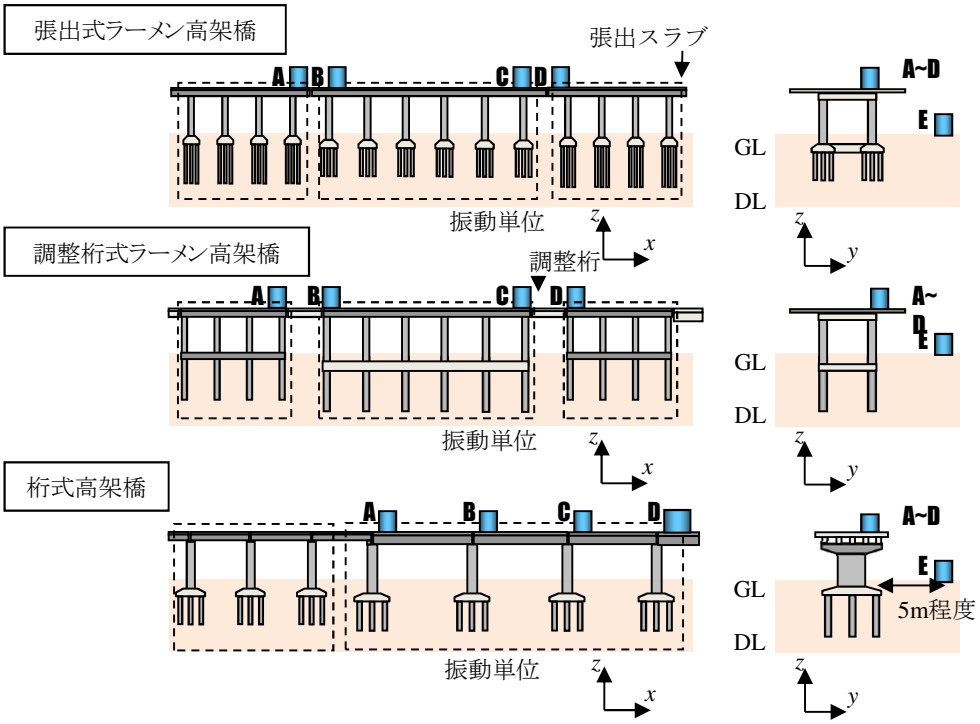


図- 2.7 速度計設置箇所

(a) 高架橋上の収録・処理設置　　(b) 高架橋上の速度計

図- 2.8 計測状況

本としたが，バラスト軌道や開床式高架橋の場合はスラブ上に設置できないため，ダクト壁先端に設置した．

2.3　鉄道高架橋群の固有振動モード同定

2.3.1　固有値解析結果

2.2.2 で示した手法に基づき，固有値解析により，固有振動数，固有振動モードを算出した．

図-2.9 に，線区 M，P の構造物高さ，固有値解析により得られた固有振動数，振動モード形状を示す．図の横軸は距離程であり，構造物の位置を表す．固有値解析は支承部をピン結合としたモデルを用いて行った．振動モード形状は，各振動モードの最大振幅により基準化しており，振幅が 0.05 以上となる範囲のみを示している．図から，ラーメン高架橋は，隣接構造物との連成による影響範囲は前後の 1 構造物程度で連成の程度も小さく，各々が独立に挙動する振動モード形状となる傾向が確認できる．一方，橋脚は連成の程度が強く，ほとんどの橋脚で隣接構造物との連成による影響範囲が 3 径間以上となり，振動モード形状も複雑となることが確認できる．

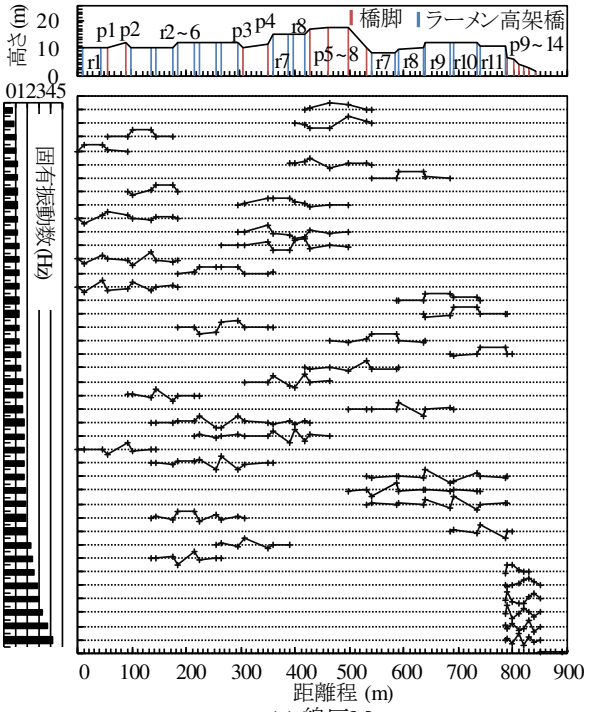
2.3.2　動的解析結果

2.2.2 で示した手法に基づき，各質点に，インパルス入力を与え自由振動を励起させた時刻歴応答解析を行い，振動モード同定手法の検討を行った．

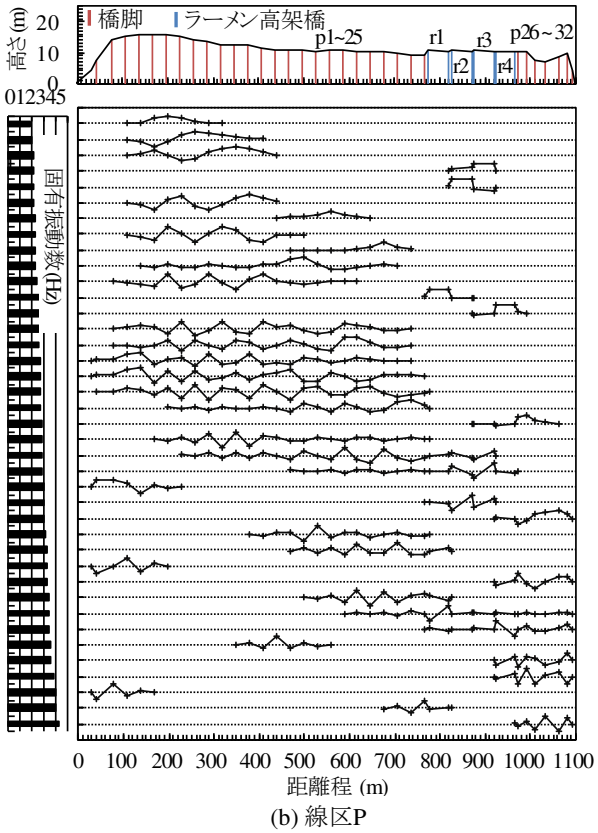
図-2.10 に，線区 M，P にインパルス，L1G3 地震動を入力した場合の連成を考慮した動的解析の卓越振動数を示す．連成を考慮した動的解析では，支承部をピン結合としたモデルを用いた．図の横軸は距離程であり，構造物の位置を表す．インパルス入力は，最大値が 100gal で継続時間が 0.1 秒の三角パルスとした．L1G3 地震動は，耐震標準 [2.3)] の波形の振幅が大きい 25 秒を用いた．これらの波形を構造物の全節点に同位相で与え，各構造物の応答加速度をフーリエ変換した．図には，連成を考慮しない場合の固有振動数を併せて示す．図から，両線区においてラーメン高架橋は，連成を考慮しない場合の固有振動数と連成を考慮した動的解析の卓越振動数が概ね一致していることが確認できる．一方，橋脚の場合は両者に若干の差ができる傾向にある．この傾向はインパルス入力および地震動入力で一致している．

図-2.11 に，線区 M，P に L1G3 地震動を入力した場合に，着目構造物が最大応答変位を示す時刻のモード寄与率を示す．図から，連成を考慮しない場合は当然ながら，単一振動モードが卓越する．ラーメン高架橋の場合は，連成の影響で支配的な振動モードの固有振動数が若干上がる傾向が確認できる．一方，橋脚の場合は，連成を考慮しない場合の固有振動数の前後に，複数の振動モードが励起されており，特に支承による回転剛性を考慮した場合に固有振動数の増加量が大きくなることが確認できる．

図-2.12 に，線区 M，P を対象に，連成を考慮しない固有値解析により得られた固有振動数と，連成を考慮した動的解析の卓越振動数を比較したものを示す．連成を考慮した動的解析では，支承部をピン結合としたモデルを用いた．図中の R はラーメン高架橋，P は橋



(a) 線区M



(b) 線区P

図- 2.9 固有値解析による固有振動モード

脚に対する結果である．連成を考慮した固有振動数は**図-2.11** で示したように，各構造物の最大応答変位の寄与率が最も大きい振動モードの固有振動数とした．図から，高架橋群の固有振動数は，桁により前後に接続される隣接構造物との連成の影響で，ラーメン高架橋

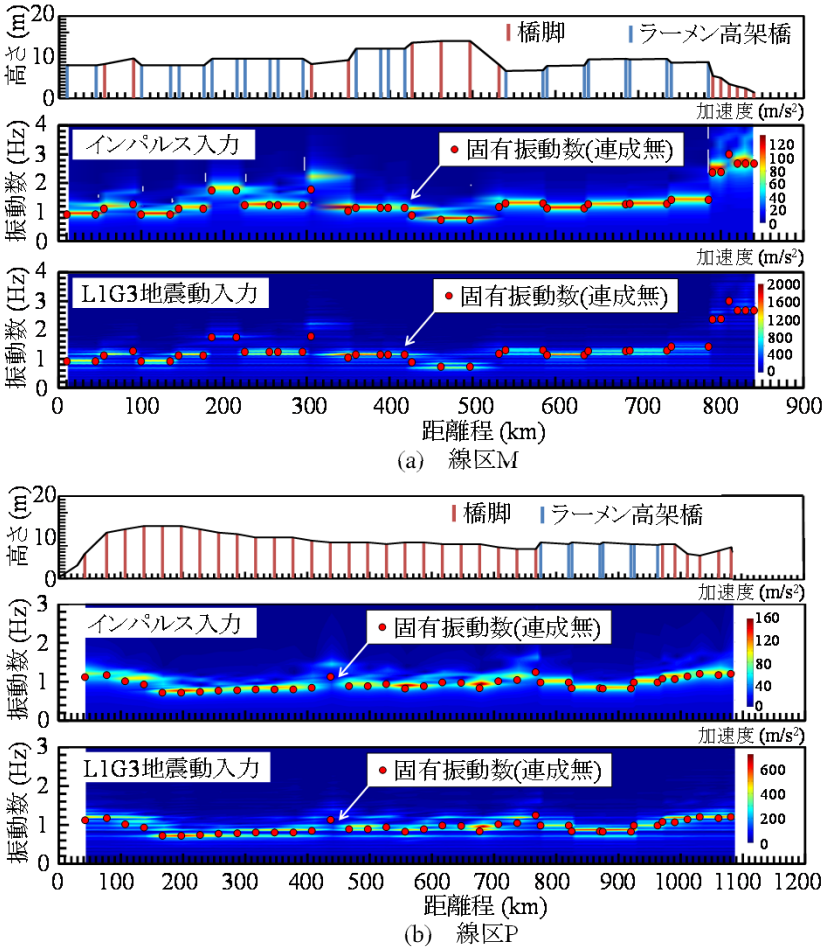


図- 2.10　動的解析 (連成有) による卓越振動数

で 0～+5%程度，橋脚で-20～+30%程度変化することが確認できる．

2.3.3　鉄道高架橋群の固有振動モードの同定手法

図-2.13 に，構造物の固有振動モードの推定手法のフローを示す．本章では，高精度の振動特性同定法とされている ERA (Eigensystem Realization Algorithm) を用い，固有振動数，モード減衰比，振動モード形状といったモーダルパラメーターの情報を最大限に利用して，対象構造物の固有振動モードを推定する手法を提案する．ERA は線形時不変形における最小実現の考え方に基づいた特性行列の推定手法であり，特異値分解による主成分分析，およびその結果として得られる状態マトリクスの固有値解析から振動モードを抽出する方法である [2.7]．**図-2.13**(f) に示すように，ERA においては，振動計測によって得られたインパルス応答を時間ステップごとに並べたハンケルマトリクスが必要となる．ハンケルマトリクスの作成に用いる自由振動波形は，常時微動測定から得られる各チャンネルの自己相関関数を FFT，逆 FFT を利用して求め，入力波形とした [2.7]．**図-2.13**(g) に示すように，ERA によりシステム次数 n 個抽出される振動モードには，固有振動数 f_i，モード減衰比 ξ_i，振動

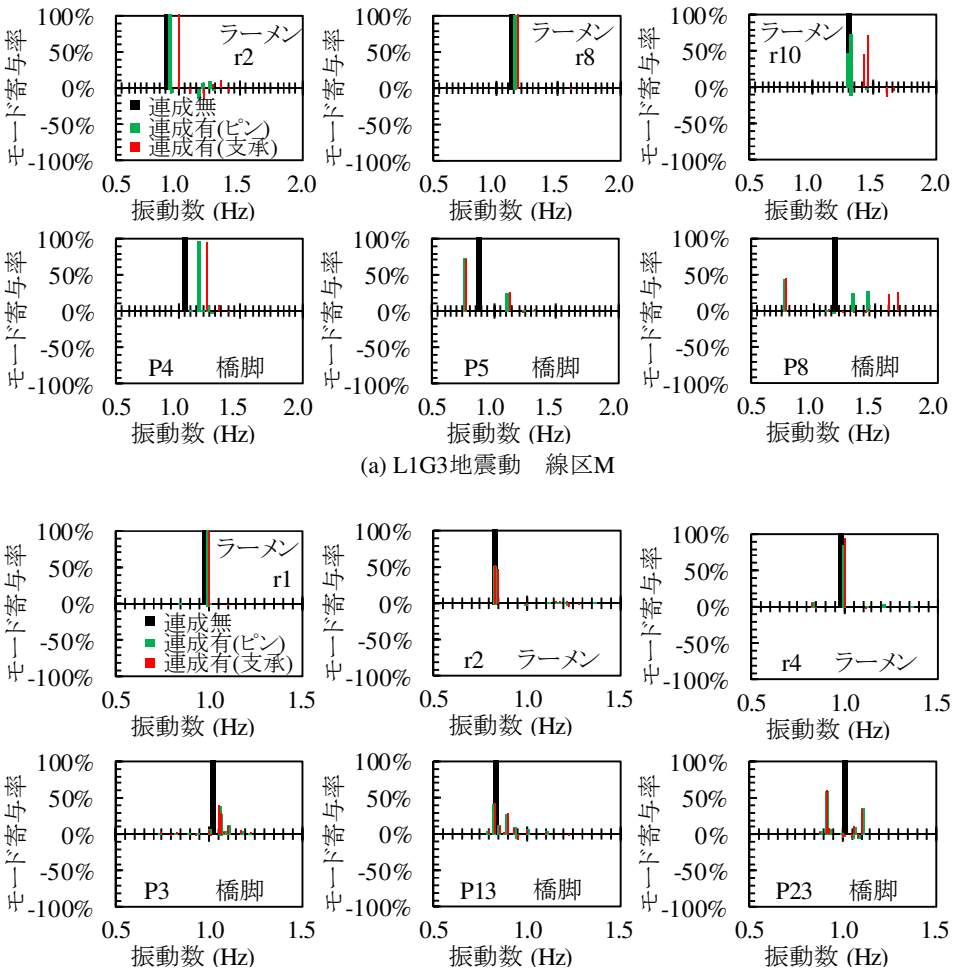


図- 2.11 動的解析による L1G3 地震動時のモード寄与率

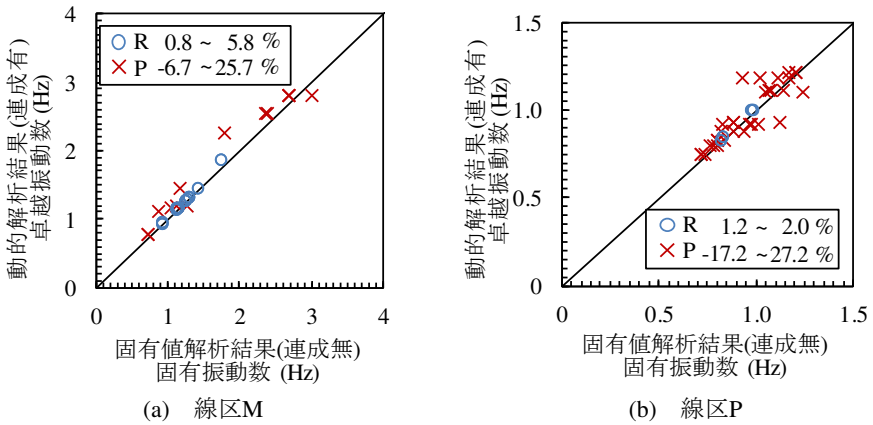


図- 2.12 高架橋相互の連成が固有振動数に及ぼす影響

モード形 ϕ_i が含まれる．i は 1 以上 n 以下である．ERA によって抽出される振動モードから，構造物の固有振動モードを推定するにあたり，3 つのフィルターを用いた．**図-2.13**(h)

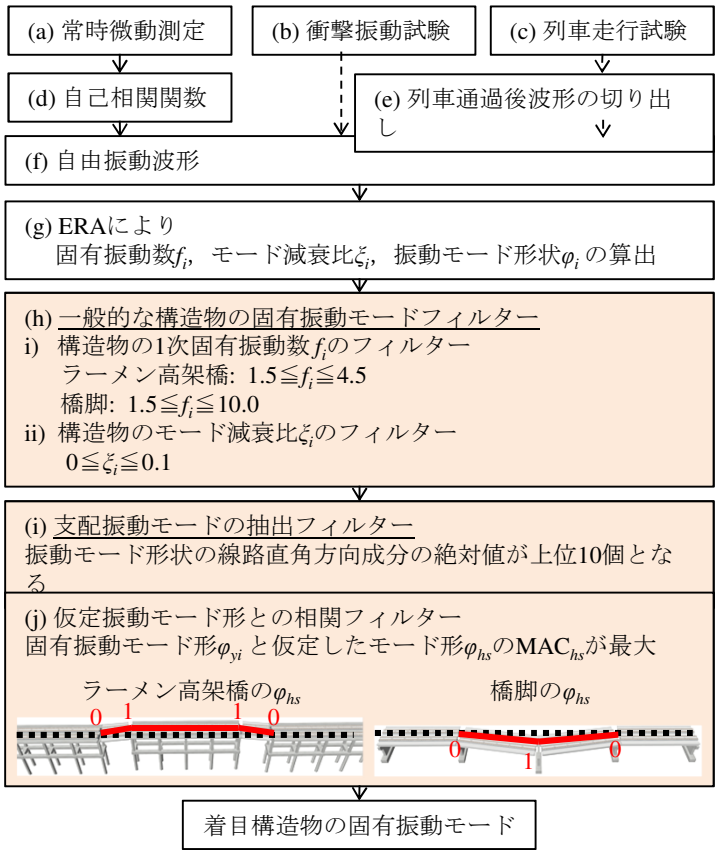
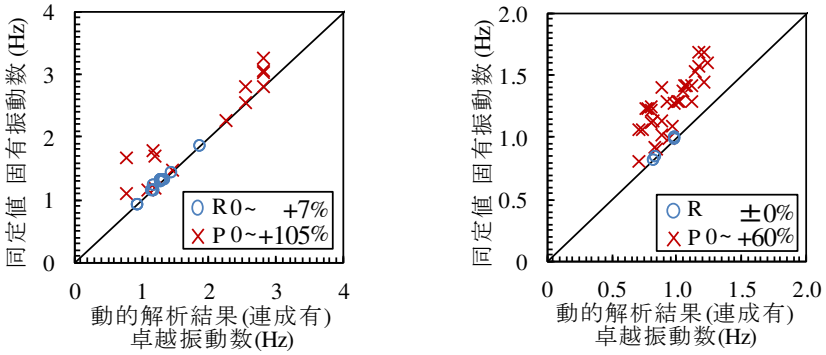


図- 2.13　同定フロー

に示す一般的な構造物の固有振動モードフィルターは，ラーメン高架橋に対しては i) $1.5 \leqq f_i \leqq 4.5$，橋脚に対しては $1.5 \leqq f_i \leqq 10.0$，ii) $0 \leqq \xi_i \leqq 0.10$ の 2 つの条件とした．**図-2.13**(i) に示す支配振動モードの抽出フィルターは，固有振動モードのモードベクトルの線路直角方向成分の絶対値が，上位 10 個以内となる振動モードという条件とし，これにより構造物の固有振動モードと規則的な入力成分に起因するモード以外を排除する．**図-2.13**(j) に示す仮定振動モード形との相関フィルターは，固有振動モード形状 ϕ_{yi} と仮定モード形状 ϕ_{hs} の相関係数 MAC$_{hs}$ が最大となる条件とした．ラーメン高架橋の仮定モード形状 ϕ_{hs} は，**図-2.11** で示した特徴を考慮して，連成による影響を受けずに単体で振動する形状とした．橋脚の仮定モード形状 ϕ_{hs} についても，連成を考慮しない場合の振動モード形状と同一のものとした．これは，実際には，図-7 で示したように橋脚は隣接構造物と強く連成することから，複雑となる振動モード形状が明確に把握できるように，線路方向に 100～200m の範囲で複数径間を同期測定を行うことが望ましいが，線路方向に長距離に渡りセンサを配置し同期計測することが現実的ではないためである．

図-2.14 に，**図-2.13** で示した同定手法の妥当性として，動的解析から得られた卓越振動数と，インパルス入力を用いた動的解析から得られた応答波形を基に同定した固有振動数を比較をしたものを示す．連成を考慮した動的解析では，支承部をピン結合としたモデルを



(a) 線区M (b) 線区P

図- 2.14 インパルス入力の場合の推定結果の妥当性

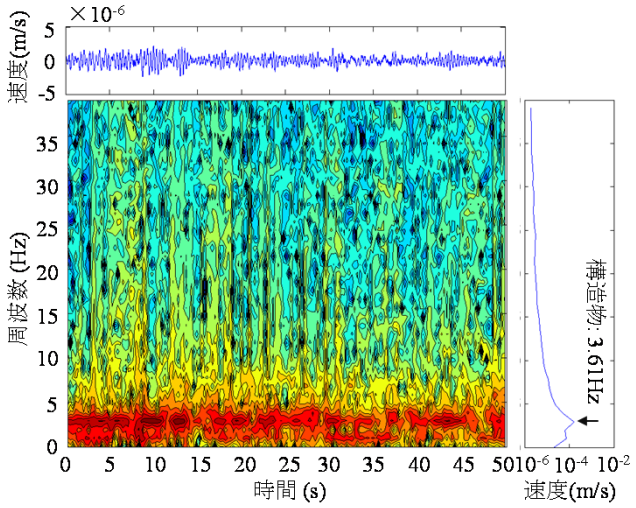
用いた．図の横軸は**図-2.12** の縦軸と同じ値であり，図中の R はラーメン高架橋，P は橋脚に対する結果である．なお，本数値モデルは弾性固有振動数ではなく降伏振動数を用いた数値モデルであることから，**図-2.13**(h) の f_i のフィルターは用いていない．図から，**図-2.13** で示した推定手法は，ラーメン高架橋に対しては，0～+7%の誤差範囲で対象構造物の固有振動数を同定できるが，橋脚に対しては，誤差範囲が 0～+105%となり精度が低くなり，固有振動数を高めに評価する傾向にあることが確認できる．これは，提案した同定手法が，橋脚に対して，狭い範囲の振動モード形状の振幅の情報しか利用しておらず，実際には広範囲で連成する橋脚の固有振動モード形状を正確に捉えられないためと考えられる．つまり，**図-2.13** に示す着目構造物のみが変位するモード形状を仮定した場合，実際に卓越する振動モードより高次の振動モードとの相関係数が高くなってしまい，その結果固有振動数を高めに評価してしまうと考えられる．以上から，ラーメン高架橋は連成が小さく個々が独立して挙動することから，提案手法により概ね 5%以内の精度で固有振動数を推定できるが，橋脚は隣接構造物との連成が強く振動モード形状が複雑になることから，提案手法による誤差が 0～+100%程度となることが明らかとなった．

2.4 弾性固有振動数と降伏振動数の評価

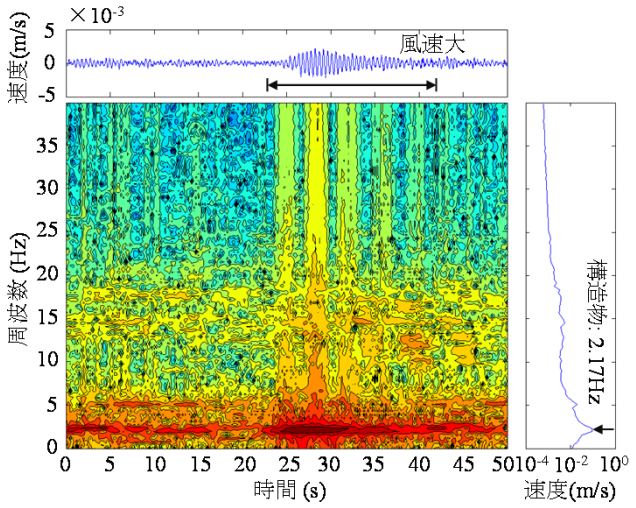
2.4.1 常時微動測定による弾性固有振動数の同定

2.4.1.1 常時微動下の鉄道高架橋の応答波形

図-2.15 に，張出式ラーメン高架橋で測定された時刻歴速度波形，フーリエスペクトル，ランニングスペクトルを示す．応答速度が比較的小さい例として，構造物高さ 6m 程度の線区 F-P2，応答速度が比較的大きい例として，2 層で構造物高さ 17m 程度の線区 C-R1 に着目した．フーリエスペクトルには **2.3.3** の推定手法で最終的に同定した構造物の弾性固有振動数も併せて示す．ランニングスペクトルは，50 サンプル (0.25 秒) 毎の間隔で，512 サンプルを用いたフーリエスペクトルを計算した結果である．図より，車両や風の影響によ



(a) 比較的応答速度が小さい例(線区F-P2)



(b) 比較的応答速度が大きい例 (線区C-R1)

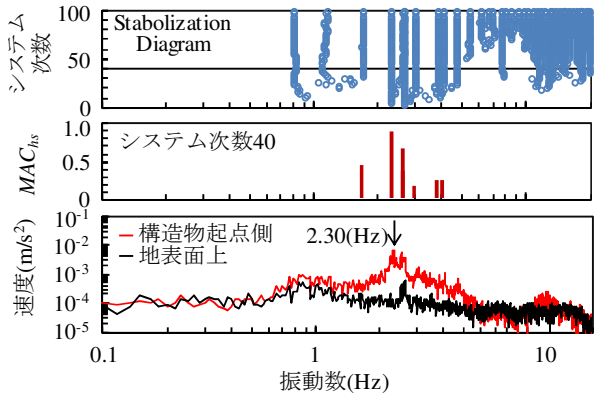
図- 2.15　測定波形とランニングスペクトル

り応答速度が大きくなる時間帯に，より顕著に構造物の固有振動が励起されることが確認できる．本章で実施した常時微動測定では，応答速度の振幅範囲は概ね 10^{-6}～10^{-3}m/s であった．同定を行う際，外乱の影響で構造物の固有振動が励起されている時間帯の波形を用いることで，推定精度が向上すると考えられる．

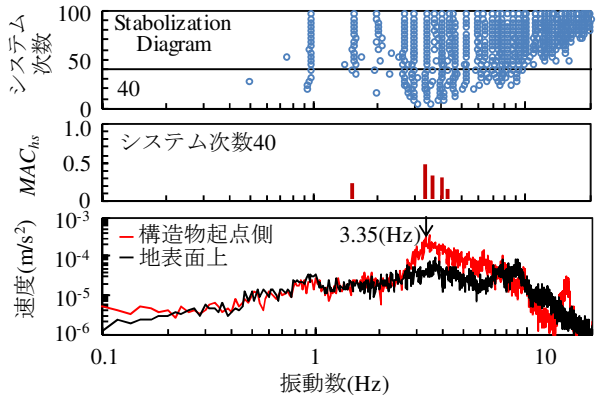
2.4.1.2　同定手法の適用

本章では，安定した固有振動モードが得られるシステム次数を明らかにするため，各構造形式の数橋を対象に Stablization Diagram[2.10] による検討を行った．

図-2.16 に，ERA によって算出された振動モードのうち 0.1～20Hz の固有振動数とシステム次数の関係図 (Stabilization Diagram) を示す．システム次数は最大で 100 までとした．図には，**図-2.13** で示した推定手法で**図-2.13**(h) を通過した振動モードの MAC_{hs} および構造物起点側，地盤上の応答速度のフリーエスペクトルを併せて示す．図から，本章で対象



(a) 張出式ラーメン高架橋 (線区A-R19)



(b) ゲルバー式ラーメン高架橋 (線区I-R4)

図- 2.16　Stabilization Diagram と同定手法の適用例

とする 1～5Hz 程度の振動モードは比較的システム次数が低い段階から安定して算出されており，システム次数を 40 程度としておけば十分であることが分かる．この傾向は他の構造物に対しても同様であった．このことから，本章ではシステム次数は 40 と設定した．また，同定手法による固有振動数は 2.30Hz と構造物起点側のフーリエスペクトルの卓越振動数がそれぞれ一致していることが確認できる．

図-2.17 に，**図-2.13** で示した推定手法による線区 A～R の構造物の弾性固有振動数 f_0 と構造物高さ h の関係を示す．図から，ラーメン高架橋に対しては構造形式に関係なく，h が大きくなると共に f_0 が小さくなる明確な相関関係が確認でき，指数関数 $f_0 = 6.5h^{-0.45}$ による近似曲線に対し，概ね ±30% の誤差範囲であった．一方，橋脚に対しては，h が大きくなるにつれて f_0 が小さくなる若干の傾向は確認できるが，h = 7m の場合でも f_0 = 2～8Hz の範囲で大きくばらついていることが分かる．これは，**2.3.3** で示したように同定手法が橋脚に対して充分な推定精度を有していないこと，橋脚天端の変位が基礎部の水平振動や回転振動に主に起因しており，躯体の変形に起因する割合が小さいことが原因と考えられる．

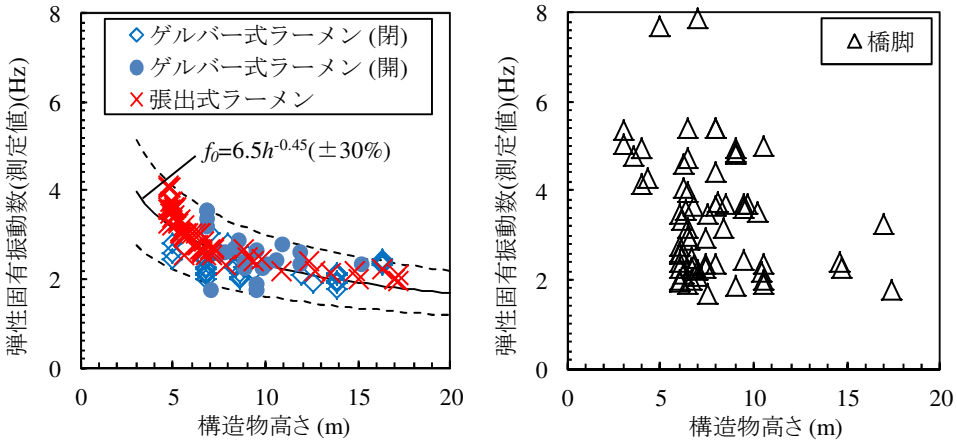


図- **2.17**　構造物の弾性固有振動数と構造物高さの関係

2.4.2　プッシュオーバー解析による降伏振動数の算出

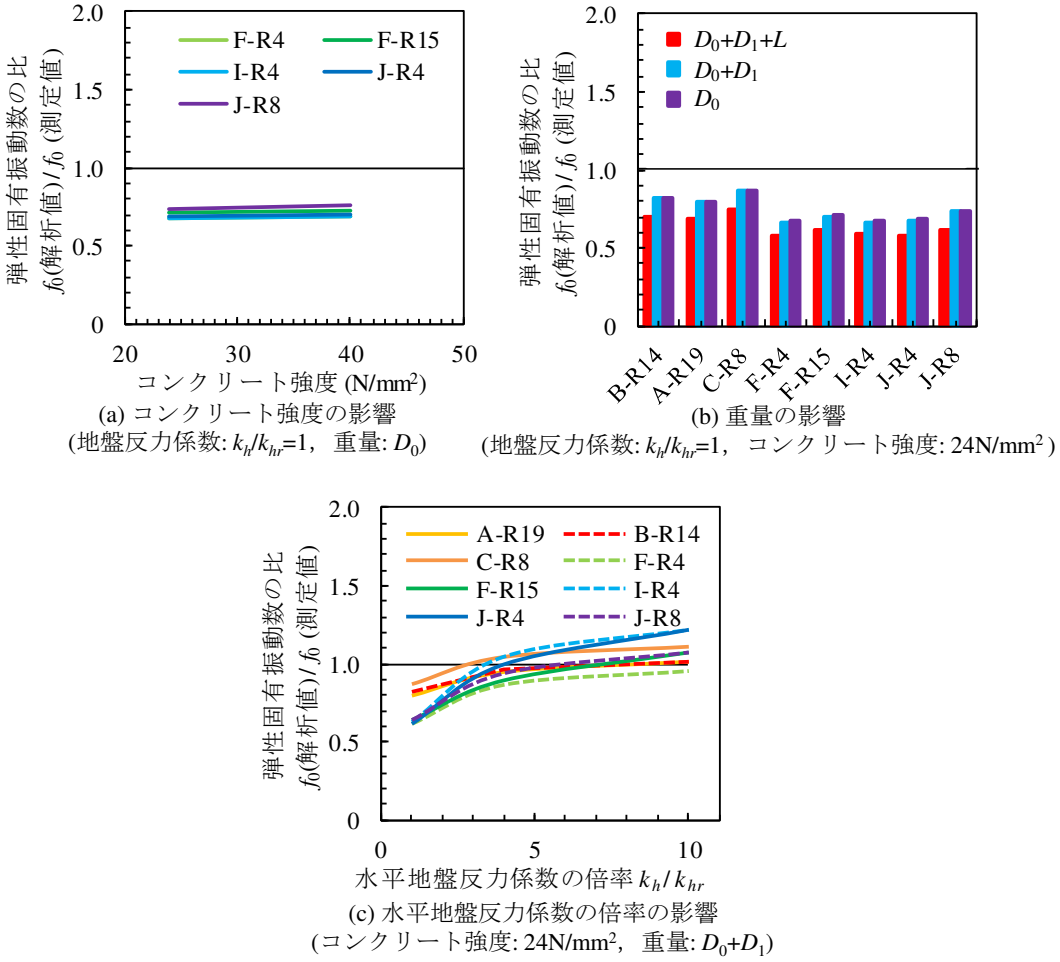
2.4.2.1　各種パラメータが弾性固有振動数に及ぼす影響

表-2.2 に示す一部の構造物を対象に，プッシュオーバー解析により，各種パラメータが構造物の弾性固有振動数に及ぼす影響を評価した．

図-2.18 に，各種パラメータが構造物の弾性固有振動数に及ぼす影響を示す．**図-2.18**(a) から，コンクリート強度 f'_{ck} については，f'_{ck} = 24～40N/mm^2 の間で変化させたが，f_0 の変化は 5%以下とその影響が小さく，f_0 の測定値と解析値の差の主要因とはならないことが分かる．

図-2.18(b) では，重量の影響について，死荷重 D_0 を基準として，付加荷重 D_1，列車荷重 L の影響度を示している．図から，L の影響で f_0 が変化する割合は 2%以下とその影響が小さい一方，D_1 の影響で f_0 が変化する割合は 20%程度であり，比較的 D_1 が大きく影響を及ぼすことが分かる．D_1 の内訳を見てみると，上下線共に考慮して，軌道重量が 35～50kN/m 程度，防音壁が 5～15kN/m 程度，地覆，ダクト等 10kN/m 程度，雪荷重 (2 年確率，積雪深 0.27m) で 5kN/m 程度であり，D_1 のみで最大 80kN/m 程度となることが分かる．コンクリート構造物の上部工重量 250～400kN 程度であることから，D_1 の有無で 20～30%の重量が変化することとなり，その結果，固有振動数が 10～20%程度と比較的大きく変化することとなる．本章で対象とした線区 F～K は，防音壁と軌道が設置される以前に測定を行っており，完成形より 45kN/m 程度軽量となっていることから，弾性固有振動数の測定値を一律 8%低減する補正を行っている．

図-2.18(c) で示す水平地盤反力係数の影響に着目すると，水平地盤反力係数 k_h を設計値である基準水平地盤反力係数 k_{hr} に対し 1～10 倍に変化させることで，弾性固有振動数が+50～+150%程度変化しており，水平地盤反力係数が弾性固有振動数に及ぼす影響が著しいことが分かる．測定条件と近い条件と想定される D_0+D_1 の場合で，解析結果と測定値を比較



(a) コンクリート強度の影響
(地盤反力係数: k_h/k_{hr}=1，重量: D_0)

(b) 重量の影響
(地盤反力係数: k_h/k_{hr}=1，コンクリート強度: 24N/mm^2)

(c) 水平地盤反力係数の倍率の影響
(コンクリート強度: 24N/mm^2，重量: D_0+D_1)

図- 2.18 各種パラメータが構造物の固有振動数に及ぼす影響

すると，常時微動下における水平地盤反力係数は，設計値の基準地盤反力係数の 3～10 程度となることが分かる．水平地盤反力係数の非線形特性について言及した既往の研究[2.23),2.24)]によれば，k_h/k_{hr} は式 (2.1) により表現できる．

$$\frac{k_h}{k_{hr}} = \left(\frac{y}{y_r}\right)^{\frac{-2}{3-log(y/yr)}} \tag{2.1}$$

ここで，y は杭頭変位 (m)，y_r は基準杭頭変位 (m) (= $0.01D_p$)，D_p は杭径である．式 (2.1) は，$y/y_r > 10^{-3}$ の範囲でのみ実験結果と一致することが確認されていることから，常時微動下の応答に対して必ずしも適切な評価を与えるわけではないが，参考までに比較対象とする．常時微動下の構造物天端の応答を，自身の固有振動 f_0 による定常応答と仮定すると，構造物天端の変位の絶対値 $|D|$ と速度の絶対値 $|V|$ は，$|D| = |V|/2\pi f_0$ により関係付けることができる．**図-2.18** で対象とした構造物が f_0 = 2～5Hz 程度であり，**2.4.1** で示したように常時微動下におけて $|V| = 10^{-6}$～10^{-3}m/s 程度であることを考慮すると，$|D| = 8.0\times10^{-5}$～5.3×10^{-8}m 程度となる．さらに，杭頭変位 y と構造物天端変位 D の比 y/D を 0.1～0.4，杭径 D_p を 1.2～1.5m と仮定すると，$y/y_r = 2.6\times10^{-3}$～3.5×10^{-7} となる．これらから式 (2.1) の関係を

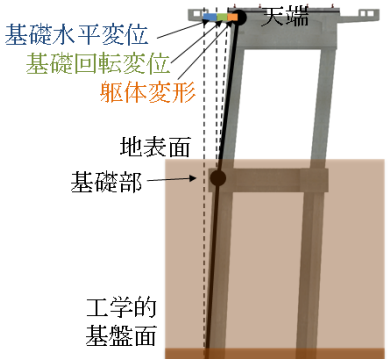


図- 2.19　天端変位成分分解

用いると k_h/k_{hr} は 5～24 倍程度と算出され，**図-2.18** で示した結果と概ね整合性が取れる値となっている．また，水平地盤反力係数は式 (2.1) で示す非線形特性だけでなく，実構造物の建設地点の地盤の層構造や特性と，線路方向に間隔をおいて実施されるボーリング試験結果により得られる各土質定数との違いにも影響も受けることに留意する必要がある．

以上から，鉄道高架橋の弾性固有振動数は，コンクリート強度や付加荷重と比較して水平地盤反力係数に大きく影響を受け，常時微動下における水平地盤反力係数は，設計値の基準地盤反力係数の 3～10 程度となることが明らかとなった．

2.4.2.2　構造物天端変位の成分分析

図-2.19 に示すように，構造物天端の変位は躯体変形，基礎回転変位，基礎水平変位の 3 成分に分解すると，構造形式や構造物高さ，地盤種別等に依存して，非線形化する成分に特徴が生じると考えられる．ここでは，初降伏時の構造物天端の変位成分をプッシュオーバー解析により分析する．なお，本解析は水平地盤反力係数を設計値 k_h の固定値としているため，特に基礎回転変位，基礎水平変位の弾性変形は実際よりも過大に算出している．

図-2.20 に，初降伏時の構造物天端の変位成分を示す．

図-2.20(a) の張出式ラーメン高架橋の結果に着目すると，ほぼ躯体変形成分のみ非線形化することが分かる．これは，対象の張出式ラーメンが群杭形式の，比較的剛性や降伏耐力が高い基礎を有していることに起因していると考えられる．構造物高さと初降伏時天端変位に占める弾性変形量の割合には明確な関係は確認できないが，これは構造物高さが大きくなると共に断面剛性も大きくなるためと考えられる．また，地盤種別が悪くなる程，基礎回転変位，基礎水平変位の弾性変形量の割合が大きくなることが確認できる．

図-2.20(b) のゲルバー式ラーメン高架橋 (閉) の結果に着目すると，躯体変形成分だけではなく，地盤種別や構造物高さに応じて基礎回転変位，基礎水平変位成分も非線形化する傾向が確認できる．これは，対象のゲルバー式ラーメンが 1 柱 1 杭形式であり，各成分の降伏耐力が均衡しているためと考えられる．張出式ラーメンと同様に構造物高さと初降伏時天端変位に占める弾性変形量の割合には明確な関係は確認できない．また，地盤種別が

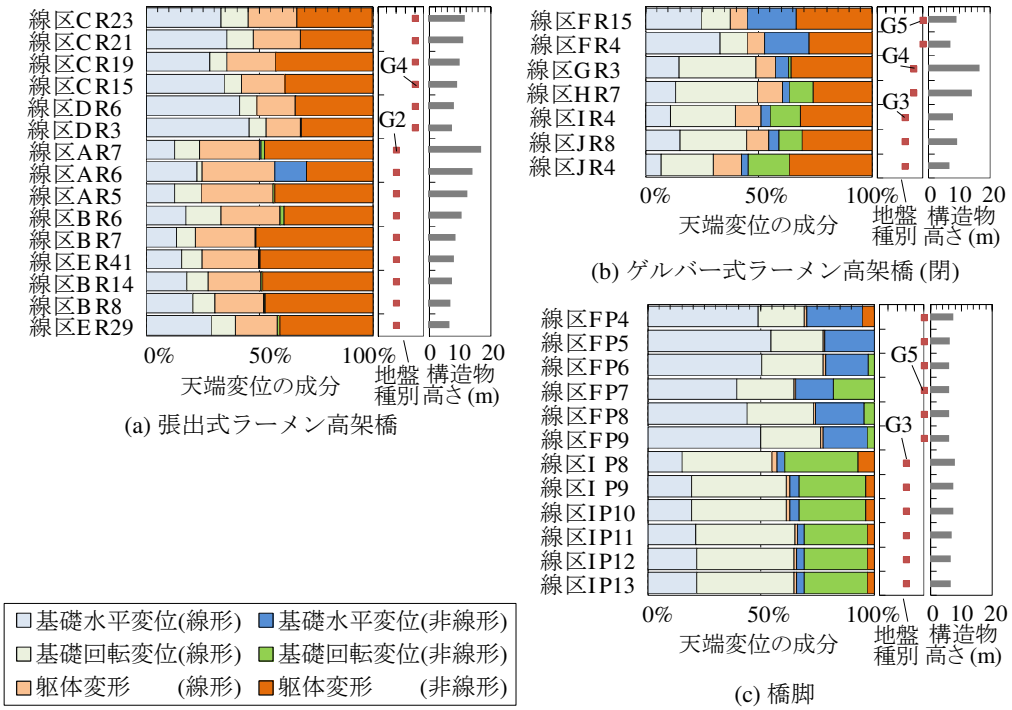


図- 2.20 初降伏時の構造物天端の変位成分

悪くなる程，基礎回転変位より基礎水平変位成分の非線形化が先行することが確認できる．

図-2.20(c) の橋脚の結果に着目すると，躯体変形成分よりも，基礎回転変位，基礎水平変位成分の非線形化が先行する傾向が確認できる．これは，対象とした壁式橋脚躯体の剛性や降伏耐力が，杭基礎や地盤より高いためと考えられる．ゲルバー式ラーメンと同様に構造物高さと初降伏時天端変位に占める弾性変形量の割合には明確な関係は確認できない．また，ゲルバー式ラーメンと同様に，地盤種別が悪くなる程，基礎回転変位より基礎水平変位成分の非線形化が先行することが確認できる．

2.4.3 降伏振動数と弾性固有振動数の関係

2.4.3.1 プッシュオーバー解析結果による評価

本章では，降伏振動数と弾性固有振動数の相関として，それらの比 f_{eq}/f_0 の評価を一つの目的としている．**2.4.2.1** で検討したように，初降伏時の構造物天端の変位 δ_y を構成する躯体変形，基礎回転変位，基礎水平変位の 3 成分を，それぞれ δ_b，δ_r，δ_s とし，その弾性変形分 δ_0 をそれぞれ δ_{b0}，δ_{r0}，δ_{s0} とする．さらに，基準水平地盤反力係数 k_{hr} と微小変形時の水平地盤反力係数 k_h の違いにより，基礎回転変位，基礎水平変位の弾性変形成分 δ_{r0}，δ_{s0} が大きく影響を受けることを勘案し，k_h/k_{hr} と線形の関係にあると仮定して，δ_{r0}，δ_{s0} をそれぞれ $\delta_{r0}(k_h/k_{hr})^{-1}$，$\delta_{s0}(k_h/k_{hr})^{-1}$ と記述する．ここで，**図-2.1** で示したように，$f_{eq} = (k_{hy}/\delta_y)^{0.5}/2$ と $f_0 = (k_{hy}/\delta_0)^{0.5}/2$ の関係を用いると，f_{eq}/f_0 は式 (2.2) により表現できる．

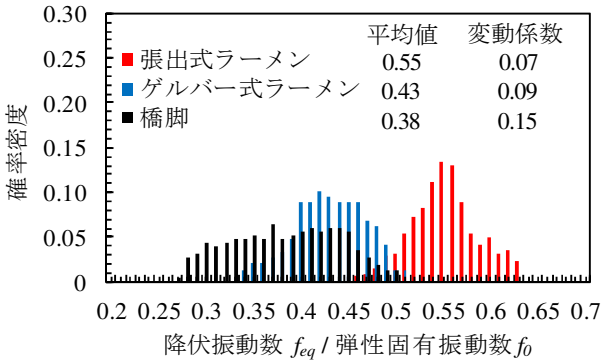


図- 2.21　降伏振動数/弾性固有振動数の確率密度 (解析結果)

$$\frac{f_{eq}}{f_0} = \sqrt{\frac{\delta_{b0} + (\delta_{r0} + \delta_{s0})(k_h/k_{hr})^{-1}}{\delta_b + \delta_r + \delta_s}} \tag{2.2}$$

ここで，$r_1 = \delta_{b0}/\delta_b$，$r_2 = (\delta_s + \delta_r)/\delta_b$，$r_3 = (\delta_{s0} + \delta_{r0})/(\delta_s + \delta_r)$ の無次元量を用いると，式 (2.2) は式 (2.3) のように記述できる．

$$\frac{f_{eq}}{f_0} = \sqrt{\frac{r_1 + r_2 r_3 (k_h/k_{hr})^{-1}}{1 + r_2}} \tag{2.3}$$

図-2.21 に，プッシュオーバー解析結果により算出した降伏振動数 f_{eq}/弾性固有振動数 f_0 の確率密度を示す．ここでは，

図-2.20 で検討を行った各構造物を対象に式 (2.3) に基づき，f_{eq}/f_0 の確率密度を算出した．r_1，r_2，r_3 はプッシュオーバー解析により得られた値を用い，ばらつきが大きい k_h/k_{hr} の分布は 3～10 の範囲で 0.1 刻みで近似した．図から，f_{eq}/f_0 の平均値，変動係数は，それぞれ，張出式ラーメンで 0.55，0.07，ゲルバー式ラーメンで 0.43，0.09，橋脚で 0.38，0.15 であった．これらの結果から，張出式ラーメン，ゲルバー式ラーメン，橋脚の順にばらつきが大きくなっており，地盤の影響が大きい構造物程，f_{eq}/f_0 のばらつきが大きくなることが分かる．

2.4.3.2　常時微動測定結果による評価

図-2.22 に，全対象構造物の降伏振動数 f_{eq} と弾性固有振動数 f_0 の関係を示す．f_{eq} はプッシュオーバー解析で得られた値を用い，f_0 は測定値とした．図には，**2.4.3.1** にてプッシュオーバー解析より得られた f_{eq}/f_0 の 95%信頼区間も併せて示す．95%信頼区間は，張出式ラーメンで 0.48～0.62，ゲルバー式ラーメン (閉) で 0.36～0.50，橋脚で 0.27～0.49 となる．図から，f_{eq} と f_0 は概ね線形関係にあり，構造形式毎にほぼ一定の値を示す傾向が確認できる．特に，張出式ラーメン，ゲルバー式ラーメンの場合には，プッシュオーバー解析より得られた f_{eq}/f_0 の 95%信頼区間と測定値のばらつきが一致していることが分かる．これら

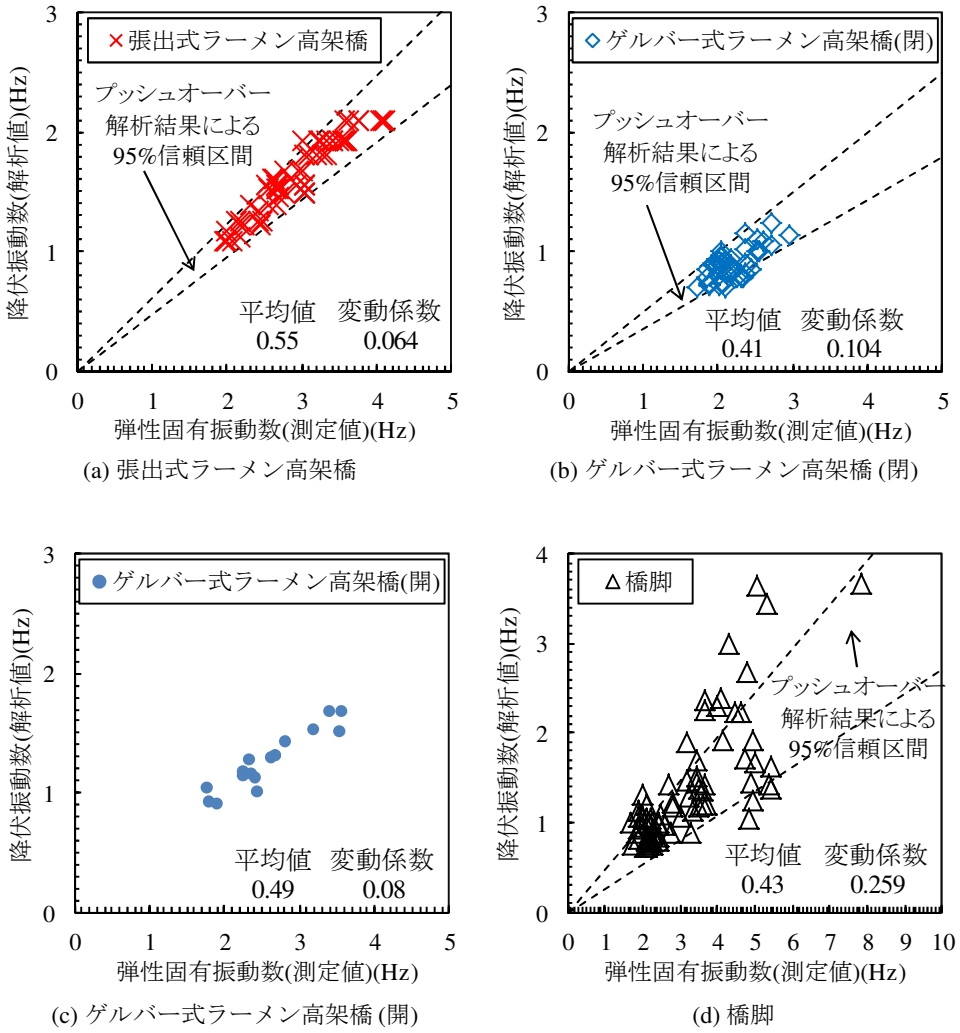


図- 2.22 降伏振動数と弾性固有振動数の関係

から，**2.3.3** で示した同定手法がラーメン高架橋に対して有効であることが確認できる．一方，橋脚に対しては，測定結果と解析結果の平均値は概ね近い関係にあるが，測定結果のばらつきが解析結果より大きいことが分かる．これは，実構造物の橋脚は，**2.3.2** で示したように隣接構造物との連成で固有振動数が大きく変化すること，**2.3.3** で示した同定手法が橋脚に対しては十分な精度を有していないこと，**2.4.2** で示したように，実構造物とボーリング試験結果の地盤条件の誤差により，大きく左右される構造物であること等が起因していると考えられる．また，f_{eq}/f_0 の平均値，変動係数は，それぞれ，張出式ラーメンで 0.55，0.064，ゲルバー式ラーメン (閉) で 0.41，0.104，ゲルバー式ラーメン (開) で 0.49，0.08，橋脚で 0.43，0.26 となっており，ラーメン高架橋に対しては **2.4.3.1** のプッシュオーバー解析結果とほぼ同様の範囲にあることが確認できる．

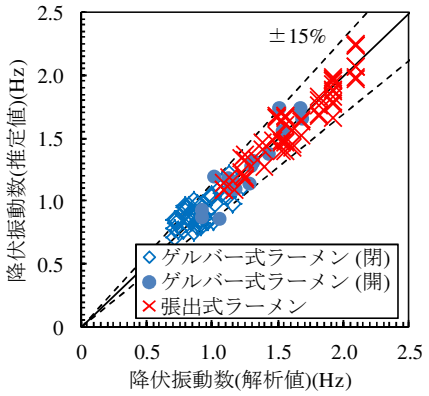


図- 2.23　提案式の推定精度

2.5　常時微動に基づく等価固有周期の推定法

これまでの検討から，常時微動測定に基づき降伏振動数 f_{eq} を推定する方法を提案する．この方法では，まず，**4.2.2** で示した測定手法により構造物の常時微動を測定し，**2.3.3** で示した同定手法により，構造物の弾性固有振動数 f_0 を推定する．この f_0 の測定値を式 (2.4) により降伏振動数 f_{eq} を換算する．f_{eq} の逆数が等価固有周期 T_{eq} となる．なお，橋脚に対しては，**図-2.22** で示したように明確な相関関係が得られなかったため，式中には記載していない．

$$f_{eq} = \begin{cases} 0.55 \times f_{eq} & \text{(張出式ラーメン高架橋)} \\ 0.41 \times f_{eq} & \text{(ゲルバー式ラーメン高架橋 (閉))} \\ 0.49 \times f_{eq} & \text{(ゲルバー式ラーメン高架橋 (開))} \end{cases} \tag{2.4}$$

図-2.23 に，提案式の推定精度として，降伏振動数 f_{eq} の推定値と解析値を比較したものを示す．図から，誤差が概ね ±15% の範囲にあることが確認できる．誤差の平均値は，張出式ラーメンで 6%，ゲルバー式ラーメン (閉) で 11%，ゲルバー式ラーメン (開) で 9%であった．これらから，ラーメン高架橋に対して，提案手法により概ね 10%程度の誤差で降伏振動数を推定できることが確認された．

図-2.24 に，線区 A～E に対して，提案手法を適用した例を示す．図から，構造物高さが大きいほど，地盤条件が悪くなるほど降伏振動数，弾性固有振動数共に大きくなることが確認できる．また，降伏振動数の推定値と解析値はよく一致しており，線区単位に連続して常時微動測定を行うことで，列車走行に大きく影響する降伏振動数の急激な変化点も容易に推定できる．

図-2.25 に，上半らにより研究されている構造物診断用非接触振動測定システム [2.12] を，張出式ラーメン高架橋に適用した結果を示す．**図-2.25**(a) に示すように，ラーメン高架橋の柱上部をターゲットに水平振動を測定し，周波数領域における卓越振動数を弾性固有振動数とした．**図-2.25**(b) に，非接触振動測定システムと **2.3.3** で示した同定手法による弾性固

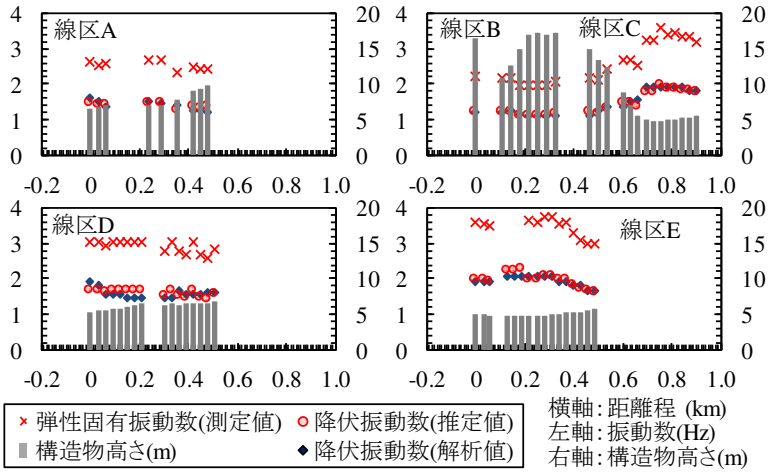


図- 2.24 推定手法の適用例 (線区 A-E)

図- 2.25 構造物診断用非接触振動測定システムの適用性 (線区 A-E)

有振動数の比較を示す．図から，両者が概ね一致しており非接触振動測定システムの適用性が高いことが確認できる．本システムは，多点同期測定が可能であることから，本章の提案手法と組み合わせて用いることで効率的な耐震診断が可能になると考えられる．

2.6　結論

本章では，鉄道 RC ラーメン高架橋 130 基と RC 橋脚 86 基の弾性固有振動数を常時微動により測定し，それに基づき降伏振動数を推定する手法の提案を目的として検討を行った．得られた結論は以下の通りである．

1) 高架橋群の固有振動数は，桁により前後に接続される隣接構造物との連成の影響で，ラーメン高架橋で 0～+5%程度，橋脚で-20～+30%程度変化する．

2) 高架橋群の固有振動モードを，限られた測定点の振動モード形状を利用して同定する手法を提案した．ラーメン高架橋は隣接構造物との連成が弱いことから，同定手法により概ね 5%以内の精度で固有振動数を推定できるが，橋脚は連成が強く振動モード形状が複雑になることから，誤差が 0～+100%となる．

3) 高架橋の弾性固有振動数は，コンクリート強度や付加荷重と比較して水平地盤反力係数に大きく影響を受ける．また，常時微動下における水平地盤反力係数は，設計値の基準地盤反力係数の 3～10 程度となる．

4) RC ラーメン高架橋の弾性固有振動数と降伏振動数には明確な相関関係があり，降伏振動数/弾性固有振動数の値は構造形式に応じてほぼ一定値となる．その平均値は，張出式ラーメン高架橋，閉床式，開床式のゲルバー式ラーメン高架橋に対し，それぞれ 0.55，0.41，0.49 である．この関係を利用した提案手法により 10%程度の誤差で，常時微動測定から降伏振動数を推定できる．

5) RC 橋脚に対しては，降伏振動数/弾性固有振動数に明確な関係は確認できず，本手法による誤差が大きくなることから，隣接構造物との連成が固有振動数，振動モード形状に及ぼす影響，および実構造物とボーリング試験結果の地盤条件の誤差の影響を考慮した手法の開発が望まれる．

表- 2.4 記号対応表（2 章）

K_R	鋼角ストッパによる等価回転ばねの剛性
k_R	鋼角ストッパの剛性
L_R	橋梁中心から鋼角ストッパまでの距離
α_f	基礎の支持力係数
ρ_m	材料修正係数
f'_{ck}	コンクリート強度
n	ERA におけるシステム字数
f_i	ERA における各固有振動モードの固有振動数
ξ_i	ERA における各固有振動モードのモード減衰比
ϕ_i	ERA における各固有振動モードのモード形状
ϕ_{hs}	仮定振動モード形状
f_0	弾性固有振動数
h	構造物高さ
k_h	水平地盤反力係数
k_{hr}	基準水平地盤反力係数
y_{r}	基準杭頭変位
y	杭頭変位
D_p	杭径
D	構造物天端変位
k_{hy}	降伏震度
δ_y	初降伏時の構造物天端の変位
δ_b	初降伏時の構造物天端の変位に占める躯体変形成分
δ_r	初降伏時の構造物天端の変位に占める基礎回転成分
δ_s	初降伏時の構造物天端の変位に占める基礎水平変位成分
δ_0	初降伏時の構造物天端の変位に占める弾性変形成分
δ_{b0}	初降伏時の構造物天端の変位に占める躯体変形の弾性変形成分
δ_{r0}	初降伏時の構造物天端の変位に占める基礎回転の弾性変形成分
δ_{s0}	初降伏時の構造物天端の変位に占める基礎水平変位の弾性変形成分
r_1	δ_{b0}, δ_b に基づく無次元量
r_2	$\delta_s, \delta_r, \delta_b$ に基づく無次元量
r_3	$\delta_{s0}, \delta_{r0}, \delta_s, \delta_r$ に基づく無次元量
T_{eq}	等価固有周期

参考文献

2.1) 西村昭彦，棚村史郎 : 既設橋梁橋脚の健全度判定に関する研究，鉄道総研報告，Vol.3，No.8，pp.41-49，1989.

2.2) 西村昭彦 : ラーメン高架橋の健全度評価法の研究，鉄道総研報告，Vol.4，No.9，pp.14-21，1990.

2.3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，1999.

2.4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（変位制限），丸善，2006.

2.5) 鉄道総合技術研究所編 : 鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）コンクリート構造物，丸善，2007.

2.6) 貝戸清之，阿部雅人，藤野陽三，依田秀則 : レーザー常時微動計測手法の構築と構造物の損傷検出への応用，土木学会論文集，No.689/I-57，pp.183-199，2001.

2.7) 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.

2.8) 岡林隆敏，中忠資，奥松俊博 : 多次元 AR モデルを用いた常時微動による橋梁振動特性推定法と推定精度，土木学会論文集 A，Vol.64，No.2，pp.474-487，2008.

2.9) 山本泰幹，藤野陽三，矢部正明 : 地震観測された長大吊構造系橋梁の動的特性と動的解析モデルによる再現性，土木学会論文集 A，Vol.65，No.3，pp.738-757，2009.

2.10) 吉岡勉，伊藤信，山口宏樹，松本泰尚 : 鋼トラス橋の斜材振動連成とモード減衰比変化を利用した構造健全度評価，土木学会論文集 A，Vol.66，No.3，pp.516-534，2010.

2.11) 松岡弘大，貝戸清之 : TV-VAR モデルの階層ベイズ推計による列車走行時の橋梁振動数の同定，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.68，No.3，pp.738-753，2013.

2.12) 上半文昭 : 遠隔非接触振動測定による河川橋脚検査に向けた基礎検討，土木学会年次学術講演会講演概要集，VI-070，pp.139-140，2008.

2.13) 丸山直樹，曽我部正道，原田和洋，谷村幸裕 : 常時微動測定による鉄道ラーメン高架橋の等価固有周期の推定，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.919-924，2009.

2.14) 徳永宗正，丸山直樹，曽我部正道，谷村幸裕：常時微動測定による既設鉄道高架橋の等価固有周期推定，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp.1093-1098，2010.

2.15) 原田和洋，曽我部正道，谷村幸裕：地震時における鉄道構造物群の挙動，第 15 回鉄道技術・政策連合シンポジウム (J-RAIL2008) 講演論文集，pp.205-208，2008.

2.16) 丸山直樹，曽我部正道，谷村幸裕，松橋宏治，金森真，柳博文：桁・橋脚形式構造における橋脚軸周りの回転剛性，第 16 回鉄道技術・政策連合シンポジウム (J-RAIL2009) 講演論文集，pp.541-544，2009.

2.17) 中田裕喜，曽我部正道，谷村幸裕：連続する桁式高架橋の地震時連成挙動挙動の評価，鉄道力学論文集，No.14，pp.114-121，2010.

2.18) 曽我部正道，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.

2.19) 徳永宗正，曽我部正道，渡辺勉，川村力，小野潔：鉄道車両の動的影響を考慮した鉄道構造物の耐震設計法，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.70，No.2，pp.265-281，2014.

2.20) 岡本大，田所敏弥，松枝修平，佐藤勉，松橋宏治：地震応答解析における鋼角ストッパーのモデル化に関する一考察，鉄道力学論文集，No.12，pp.115-120，2008.

2.21) 構造計画研究所：ASCARS (3 次元立体構造物の静的・動的非線形解析プログラム)

2.22) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物・抗土圧構造物），丸善，2000.

2.23) 西岡英俊，佐名川太亮，篠田昌弘：杭の水平地盤反力係数の変位レベル依存性に関する共振実験および静的載荷実験，地盤工学研究発表会発表講演集 (CD-ROM)，Vol.46，2011.

2.24) 佐名川太亮，西岡英俊，神田政幸：水平地盤反力係数の変位レベル依存性を考慮した単杭の静的非線形解析，地盤工学研究発表会発表講演集 (CD-ROM)，Vol.47，2012.

2.25) 神田政幸，竹村次朗，日下部治：砂地盤中の単杭の p-y 関係のモデル化，土木学会論文集，No.645，III-50，pp.191-207，2000.

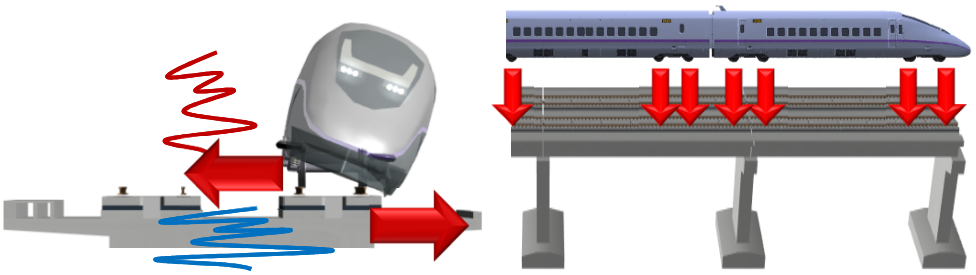
第3章　地震時における鉄道車両と構造物間の動的相互作用

3.1　はじめに

本章では，鉄道車両の振動系が，鉄道構造物の耐震設計に及ぼす影響について，数値解析の観点から検討を行った．鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）[3.1),3.2)] では，地震時における列車の活荷重の取り扱いにおいて，鉛直方向の列車荷重は，定員乗車（貨車の場合は満載の 70%程度）の条件に基づき算出した重量を，列車の通過頻度に応じて設定する載荷線路数の位置に，等分布荷重として載荷するように規定している．さらに，線路直角方向の列車慣性力には，鉄道車両には動的制振効果があること，車両と構造物とは必ずしも同位相では応答しないことを想定して，列車重量の 30%を一律の上限値として設けている．欧州基準 EUROCODE[3.3)] では，耐震設計における荷重の組み合わせにおいて，地震時に考慮する活荷重の特性値を道路橋では 20%，鉄道橋では 30%に低減している (ただし，欧州の列車荷重の特性値は極めて大きいため，特性値の 30%が定員乗車等の通常の使用状態に相当する．)．耐震設計ではこの低減した特性値を基準に慣性力を求めており，特に上限値は設けていない．このため，車両の動的影響を加味した値となっているわけではない．

国内の道路分野においては，地震時における自動車の活荷重に関する研究が多く行われており，道路橋示方書 [3.4)] では，耐震設計において自動車の活荷重を考慮しなくて良いこととしている．土木研究所 [3.5),3.6)] によると，橋脚を非線形と仮定した場合，活荷重を考慮することにより，考慮しない場合と比較して橋脚基部の曲げモーメントは増加するが，その差が 10%程度以内となり活荷重の影響が大きくないとしている．これは，対象とした構造物の重量が比較的大きく，固有振動数も比較的高い範囲の検討であったためと考えられる．亀田ら [3.7)] によると，橋梁と車両の固有周期の兼ね合いにより応答増幅効果，低減効果が現れることを示しているが，用いた地震波が限定的で，比較的固有振動数が高い構造物を対象範囲としている．川谷ら [3.8)] によると，数値解析により，活荷重の存在により考慮しない場合よりも構造物の応答が小さくなる可能性を示唆しているが，対象構造物が限定的で，規模が小さい地震動を用いた線形範囲内の検討となっている．ネバダ大学において，自動車と曲線合成桁の振動台実験 [3.9)] が行われており，同様の応答低減例を示しているが，構造物の固有振動数が比較的高く一般的な検討とは言い難い．また，これらの自動車を対象としたいずれの研究においても，自動車モデルが線形であり，近年の設計地震動のような大規模地震時に対する車両系の運動が充分に検証されているとは言い難い．

一方で，鉄道の耐震設計において静的解析法 [3.2)] で用いられている列車重量の 30%を列車慣性力の上限値とする手法の根拠は十分示されておらず，動的解析における列車のモデ



(a) 車両系の動的効果　　(b) 列車の集中荷重効果

図- 3.1　地震時に列車が構造物に及ぼす効果のイメージ

ル化方法についても規定がされていない．加えて，近年大規模地震による被災や，これに伴う耐震標準の改訂を受けて，構造物の設計における降伏震度は，全体として高められる傾向にある．また，各鉄道事業者は，脱線・逸脱防止ガードの設置 [3.10] 等の地震時の走行安全対策を進めており，大規模地震時には，車両/構造物間にはこれまで以上に大きな相互作用力が発生することが予想される．特に，鉄道構造物は道路構造物と比較して，死荷重に占める活荷重の割合が大きいことから，耐震設計における活荷重の設定が重要となることを考慮すると，鉄道車両が及ぼす地震時の作用のより合理的な考慮方法を今一度整理する必要がある [3.11]．

以上から，本章では，鉄道車両の動的影響を考慮した鉄道構造物の耐震設計法を提案することを目的として，数値解析に基づき，**3.3** において鉄道車両が構造物の地震時応答の及ぼす基本特性を解明し，**3.4** においてその影響を考慮した上で構造物の地震時応答の定量化，一般化を行った．**3.5** において，鉄道車両が及ぼす影響を考慮した構造物の耐震設計法を提案した．

3.2　数値解析による鉄道車両の動的影響の検討方法

3.2.1　検討項目

図-3.1 に，車両系の動的効果および列車の集中荷重効果の概念を示す．本章では，車両系の動的効果を，車両系を剛結付加質量とした場合を基準として，車両系の振動により構造物の応答が変化する効果と定義し，これにより構造物応答が増加する効果を増幅効果，減少する効果を制振効果と呼ぶ．一方，列車の集中荷重効果を，輪軸の位置に集中荷重として作用する連行荷重により構造物が負担する重量が時々刻々と変化し，その結果，列車を等分布荷重とした場合を基準として，構造物の応答が変化する効果と定義する．本章では，車両の脱線前後の挙動を解析できる研究用プログラムとして，新幹線車両と構造物との動的相互作用解析プログラム DIASTARSIII[3.12),3.13)] を用いて，列車通過時の地震時応答に大きく影響を及ぼすこれらの効果を定量化した．

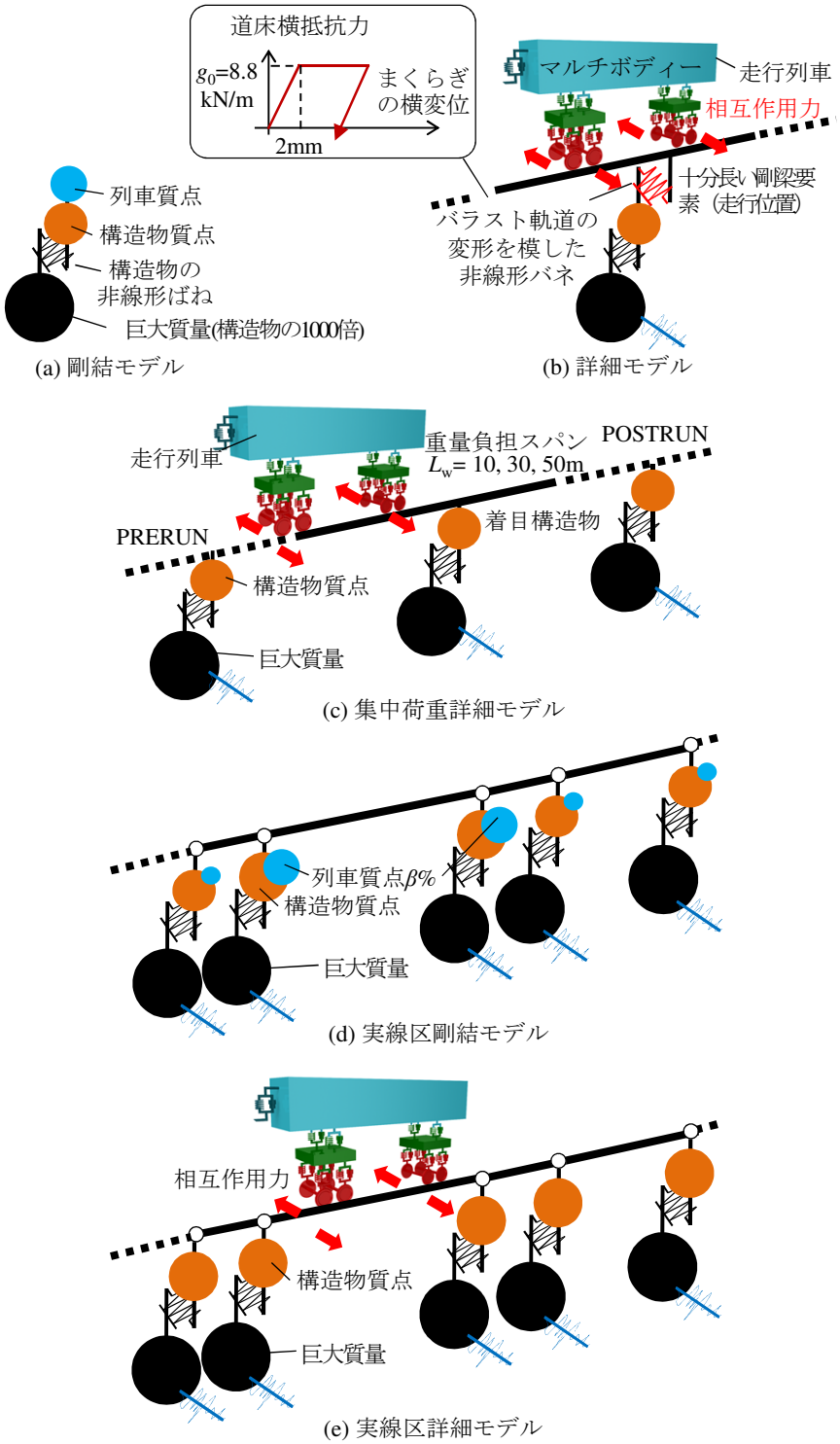


図- 3.2 車両系，車輪/レール間の相互作用のモデル化概要

図-3.2 に，車両系，車輪/レール間の相互作用のモデル化概要を，**表–3.1** に，本章における検討項目と解析ケースをそれぞれ示す．本章では，剛結モデル，詳細モデル，集中荷重詳細モデル，実線区剛結モデル，実線区詳細モデルの 5 通りのモデルを構築した．

図-3.2(a) は，評価の基本となる剛結モデルであり，列車重量を構造物に付加することで，

表- 3.1　検討項目と解析ケース

章節		**3.3.1**	**3.3.2.2**	**3.3.2.3**	**3.3.3**	**3.3.4**
検討項目		車両系動的応答特性	構造物動的応答特性	車両系地震時動的効果	列車荷重集中荷重効果	実線区における影響
車両系, 相互作用モデル		・詳細	・詳細	・剛結 ・詳細	・詳細 ・集中荷重詳細	・実線区剛結 ・実線区詳細
列車	V(km/h)	260	260	260	10, 100, 200, 300	260
	編成数	1両	1両	1両	5両	8両
	走行位置	-	-	-	200通り	1000通り程度(2m刻み)
構造物	k_{hy}	- (5)	0.3, 0.5, 0.7	0.3, 0.5, 0.7	0.5	実構造物 線区
	f_{eq}(Hz)	- (10)	0.5, 1.0, 1.5, 2.0	0.5, 1.0, 1.5, 2.0	2.0	実構造物 線区
	$\alpha(w_s/w_t)$	- (100)	1~20	1~20	1	1, 10
	L_w(m)	-	-	-	10, 30, 50	実構造物 線区
	バラスト	-	考慮無, 有	-	-	-
入力		・正弦波(5波, 最大加速度50, 200, 400gal)	・正弦波(5波, 最大加速度50, 200, 400gal)	・設計地震波 24波 観測地震波2波	・設計地震波1波 (L2spe.2(G3))	・設計地震波 2波 (L1(G3), L2spe.2(G3))

車両と構造物が剛結挙動するモデルとした．図中の巨大質量は，地震動による外力を作用させる質点に，構造物の 1000 倍の質量を付加したものである．

図-3.2(b) の詳細モデルでは，車両を 31 自由度のマルチボディー，車輪/レール間の相互作用を Hertz の接触ばね，クリープ力，フランジ力により詳細にモデル化した．このモデルでは，車両の走行ラインを十分に長く設定し，車輪/レール間の相互作用力を構造物が常に負担する．また，構造物質点とレールの間にバラスト軌道の変形を模した非線形ばねを配置し，地震時にバラスト軌道が変形する影響も考慮できるモデルとした．**3.3.2** において，詳細モデルと剛結モデルと比較することで，車両系の動的効果を把握する．

図-3.2(c) の集中荷重詳細モデルでは，車両系，車輪/レール間の相互作用のモデル化は詳細モデルと同様であるが，列車が重量負担スパン L_w の着目構造物上を通過する時にのみ，列車重量を着目構造物が負担する．**3.3.3** において，集中荷重詳細モデルと詳細モデルと比較することで，列車の集中荷重効果を評価できる．

図-3.2(d) の実線区剛結モデルでは，モデル化した線区の構造物群に，構造物が重量を負担するスパンに応じて，列車重量を剛結質点として付加したものである．

図-3.2(e) の実線区詳細モデルは，車両系，車輪/レール間の相互作用のモデル化は集中荷重詳細モデルと同様となるが，不規則な振動特性を持つ構造物群上を列車が通過することから，車両に入力される加速度が一定の振動周期とはならない点が異なる．**3.4** において，実線区詳細モデルと実線区剛結モデルを用いて，実線区における現象を検討した．

3.2.2　構造物の力学モデル

図-3.3(a) に，単体構造物の力学モデルを示す．鉄道構造物は一般的に標準設計による物が多く，その動的挙動は 1 自由度系モデルで表現できることが多い [3.1),3.2)]．実務設計においても，1 自由度系に基づく非線形応答スペクトル法により，地震時応答を推定するのが一般的である．従って，構造物はトリリニア型の骨格曲線，標準型の履歴特性を持つ 1 自由度系でモデル化した．**図-3.2** で示した剛結モデル，詳細モデル，集中荷重モデルにおいて

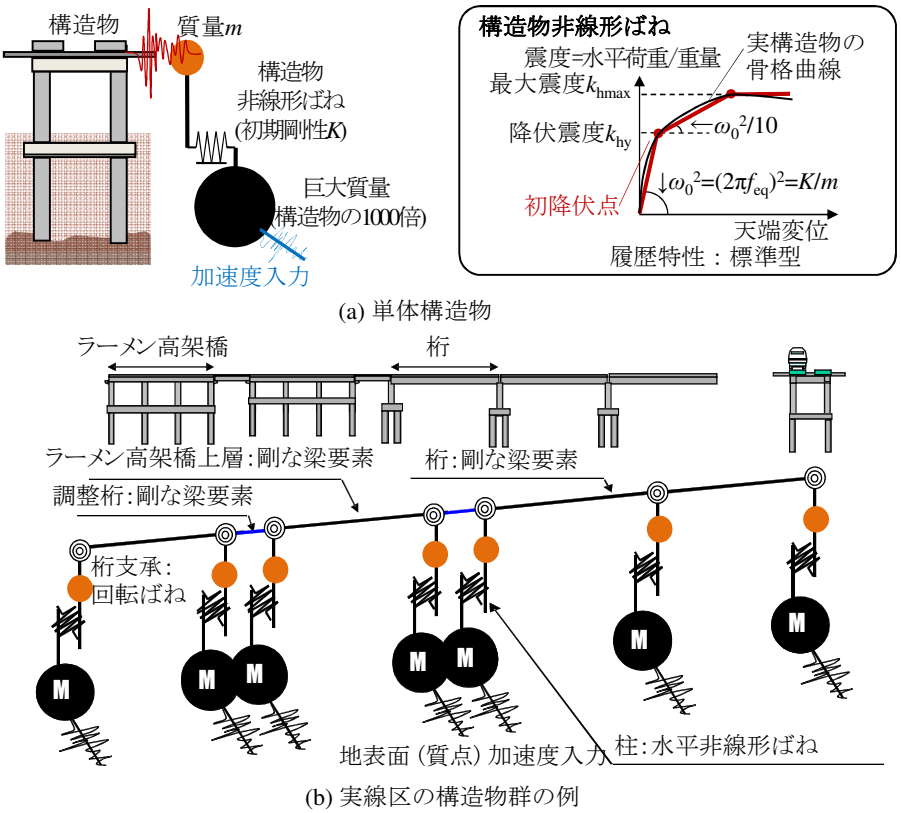


図- 3.3　構造物の力学モデル

は，構造物はこの 1 自由度系を用いてモデル化した．骨格曲線は，降伏震度 k_{hy}^{*}，最大震度 k_{hmax}^{*}，降伏振動数 f_{eq}^{*}，構造物単位長さ重量 w_s をパラメータとして設定し，2 次勾配を 1 次勾配の 1/10，3 次勾配は 1 次勾配の 1/1000 とした．減衰は，構造物の各モードに対して 5%のモード減衰比 ξ^{*} として与えた．これらの変数において添字 * を付加した変数は，列車重量の 100%を付加して算出したものであることを意味している．w_s は，構造物と車両の単位長さ重量 (w_t=17kN/m) の比 $\alpha(=w_s/w_t)$ が 1～20 となるよう設定した．w_s は 35kN/m 程度で旧式鋼橋に多いコンクリート床版を有さない開床式鋼橋相当，300kN/m 程度で RC ラーメン高架橋や PC 橋等のコンクリート構造物相当となる．

図-3.3(b) に，対象とした実線区の構造物群の力学モデル例を示す．**図-3.3** で示した，実線区剛結モデル，実線区詳細モデルにおいて本モデルを用いた．図には参考の構造物群を示しているが，橋脚は 1 本の非線形ばね，ラーメン高架橋はその前後両端に配置された 2 本の非線形ばねにより，その線路直角方向の水平応答をモデル化した．桁や高架橋の上部工は十分に剛な梁要素でモデル化した．その他実線区に含まれるトンネル，盛土区間は剛とし，入力地震波が直接軌道に伝達するモデルとした．

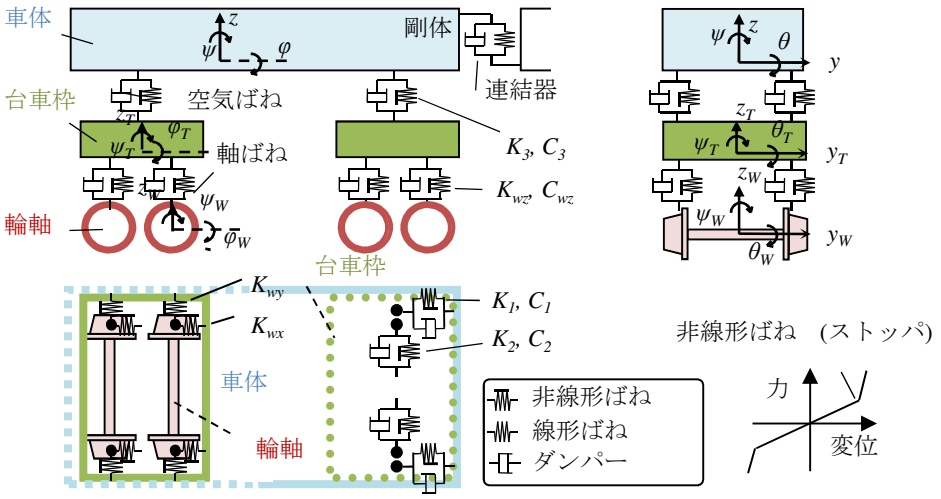


図- 3.4　車両の力学モデル

3.2.3　車両系の力学モデル

図-3.4 に，車両系の力学モデルを示す．車両の力学モデルとして，車体，台車枠，輪軸の各構成要素を剛体と仮定し，これら剛体をばね，ダンパーで結合した三次元車両モデルを用いた．1 車両当たりの自由度は 31 である．実車では，各構成要素間に著大な相対変位を抑制するストッパが設けられている．これらを表現するため，ばねはバイリニア形の非線形ばねとした．なお力学モデルの妥当性については，実物大車両模型を用いた検証実験により既に確認されている [3.13),3.14)]．車両諸元は近年の標準的な高速新幹線車両を参考に設定しており，在来線車両や浮上式車両に関しては別途検討が必要となる．主な入力諸元は，車両長 25m，車体質量 32t，台車枠質量 3t，輪軸質量 2t，1 台車片側の空気ばね鉛直剛性 $K_3 = 200kN/m$，水平剛性 $K_2 = 200kN/m$，空気ばね減衰定数鉛直 $C_3 = 30kNs/m$，水平(左右動ダンパ)$C_2 = 20kNs/m$，1 軸片側の軸ばね剛性 $K_wz = 1200kN/m$，軸ダンパ減衰定数 $C_wz = 40kNs/m$ である．車体/台車間の相対変位が左右ストッパの遊間 30mm を超えた場合の水平剛性は 800kN/m とした．車輪/レール間の遊間は 5mm とした．

3.2.4　車輪/レール間の力学モデル

図-3.5 に，車輪/レール間の力学モデルを示す．脱線前の車輪/レール間の相互作用力は，両者の鉛直方向相対変位および水平方向相対変位を用いて算定した．具体的には，両者の接触面の法線方向には Hertz の接触ばねを，接線方向には走行中の車輪/レール間の微小なころがりすべりに起因して発生するクリープ力をそれぞれ考慮した [3.12)]．車輪フランジとレールが接触した場合には，レールが軌道に拘束される回転剛性に相当するレール小返りばねを用いてフランジ接触力を評価した．接触点と接触角は，車輪およびレールの水平方向相対変位と車輪およびレールの幾何学形状にもとづき定めた接触関数から求めた [3.13)]．また，車輪/レール間の接触減衰は考慮していない．近年，脱線対策が積極的に講じられてお

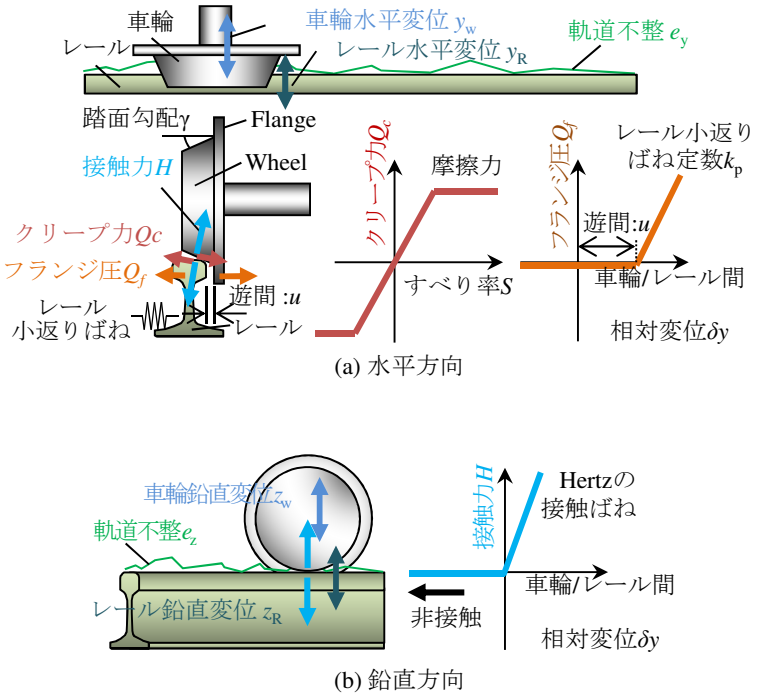


図- 3.5　車輪/レール間の相互作用の力学モデル

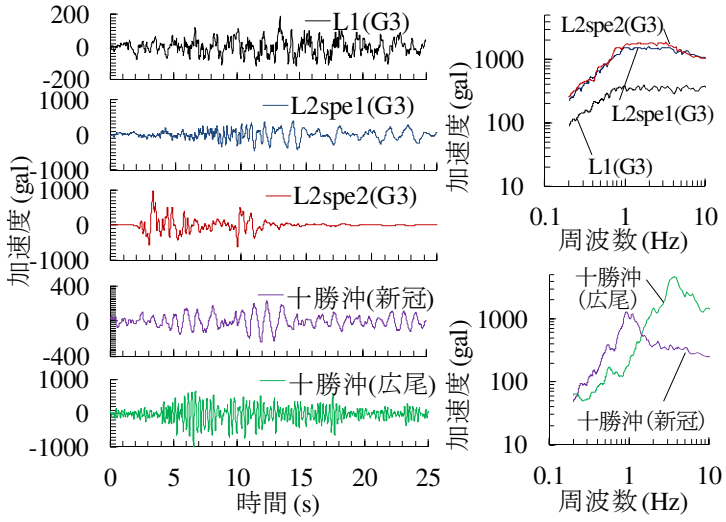


図- 3.6　入力地震波形例および弾性加速度応答スペクトル

り比較的地震時にも脱線しにくくなっているが，本章では列車が脱線せず相互作用を保持したまま走行する条件[3.12]，と車輪が水平方向に 70mm 移動した場合に脱線しスラブ面を走行する条件[3.13),3.15)] の両条件に対して検討を行った．

3.2.5　入力地震動

図-3.6 に，入力地震動波形例を示す．入力地震動として，G0～7 地盤用の設計地震動である L1 地震動，L2 スペクトル 1 地震動，L2 スペクトル 2 地震動[3.1)]（以下,「L1，L2spe.1,

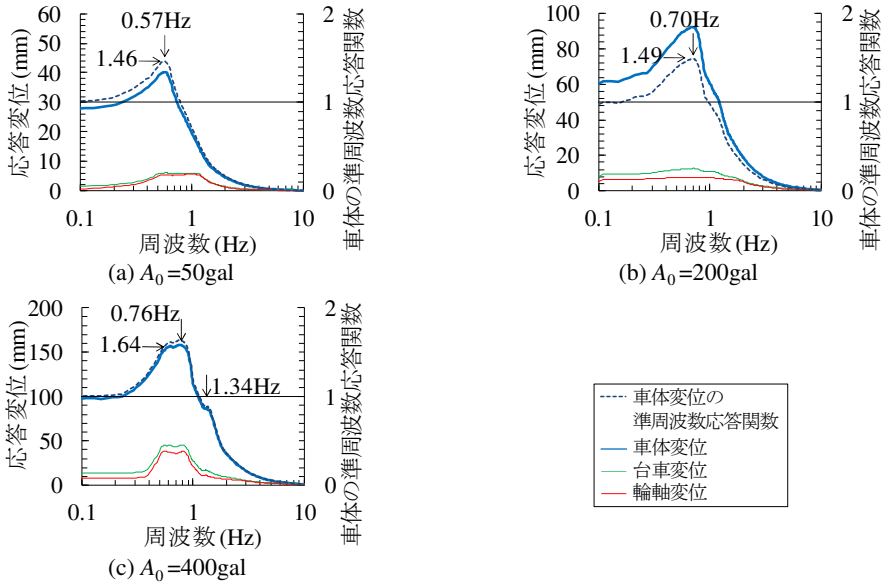


図- 3.7　車両系の応答変位および周波数応答関数

L2spe.2」）の 24 波，および新冠町，広尾で観測された十勝沖地震 [3.16]（以下,「十勝沖 (新冠)，十勝沖 (広尾) 」）の 2 波を採用した．十勝沖 (新冠) は低周波成分が多く，十勝沖 (広尾) は高周波成分が多い特徴を持つ．

3.2.6　数値解析法

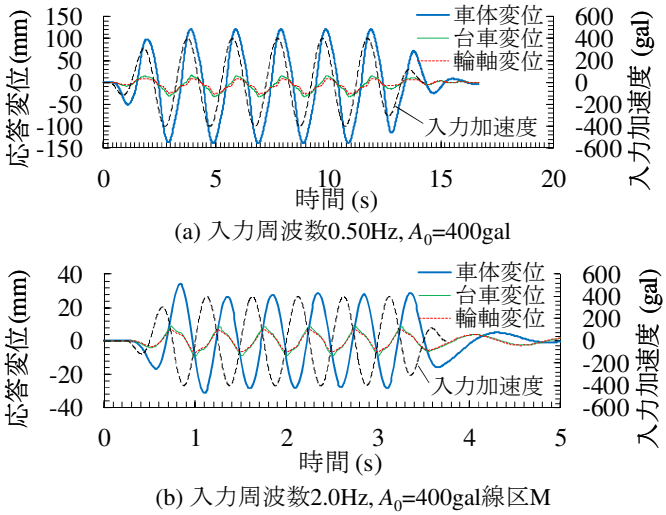
車両および構造物に関する運動方程式を連立して解くことにより，車両と構造物との動的な連成解析を行った．効率的な数値解析を行うために，車両および構造物の運動方程式をモーダル変換し，Newmark の平均加速度法 (β = 1/4) により時間増分 Δt 単位に解いていく．ただし，運動方程式が非線形であることから，不釣合力が十分小さくなるまで Δt 内において反復計算を行った．この際，数値解析速度を向上させるために，時間増分 Δt 内における収束回数をモニターし，Δt の大きさをプログラム内で自動的に調整する手法を用いた．解析に用いた Δt は 10^{-5} 秒を標準とした．

3.3　数値解析による鉄道車両の動的影響の検討結果

3.3.1　車両系の動的応答特性

強い非線形性を有する車両系の周波数応答関数を評価するために，**表-3.1** に示すパラメータ範囲で，詳細モデルを用いて，5 周期分の正弦波を入力とした動的応答解析を行った．このモデルでは，構造物ばねの剛性を十分大きくして解析を行った．

図-3.7 に，車体，台車，輪軸の最大応答変位（左縦軸）および車体の周波数応答関数（右縦軸）を示す．ここで，車体の周波数応答関数は，得られた最大応答変位を静的変位で除することで算出したもので，必ずしも定常応答とはなっていないが，本章では以降これを



(a) 入力周波数0.50Hz, A_0=400gal

(b) 入力周波数2.0Hz, A_0=400gal線区M

図- 3.8 車両系の応答変位の時刻歴波形の例

準周波数応答関数という．静的変位は，入力周波数が 0.1Hz の場合の応答変位で代替した．図から，概ね 1Hz 以下の領域で車体の周波数応答関数が 1 以上となり，概ね 1Hz 以上の領域で車体の周波数応答関数が 1 以下となることが分かる．また，入力最大加速度 A_0 に依存して車両系の見かけ上の固有振動数が 0.57Hz から 0.76Hz へと高くなっていることが確認できる．加えて，周波数応答関数の最大値も，1.46 から 1.64 へと増加しており，A_0 が大きくなるほど車両系の応答が励起されやすくなっていることが確認できる．これらは，A_0 が大きくなると，車輪フランジがほとんどの時間でレールと接触状態になること，車体/台車間の左右ストッパが接触し，非線形ばねの剛性が高くなること等に起因すると考えられる．

図-3.8 に，車体，台車，輪軸の応答変位および入力加速度の時刻歴波形の例を示す．図から，入力周波数が 0.5Hz の場合は，車体，台車，輪軸が加速度入力に対してほぼ同位相で応答しているのに対し，入力周波数が 2.0Hz の場合は位相遅れが発生しており，車体に至ってはほぼ逆位相の応答となっていることが分かる．

以上から，車両の固有振動数付近である 1Hz 程度以下の周波数領域では車両は同位相に応答し，入力を増幅する一方，1Hz 程度以上の周波数領域では位相遅れが発生し入力を抑制する効果があることが分かった．

3.3.2 車両系の動的効果が構造物応答に及ぼす影響

3.3.2.1 線形振動理論による構造物の周波数応答関数

ここでは，車両系と構造物の応答をそれぞれ 1 自由度の線形ばねとダッシュポットで表現した線形振動理論により，車両系が構造物の応答に及ぼす動的効果について俯瞰する．2 自由度を有する振動系に対して，m_v の質量を持つ車両の自由度に $m_v g e^{j\omega t}$，m_s の質量を持つ構造物の自由度に $m_s g e^{j\omega t}$ の調和外力がそれぞれ作用している場合の，構造物に着目した周波数応答関数は，動的応答 $X_s(\omega)$ と静的応答 $X_{s,st}(= g/(2p\pi f_s)^2)$ の比である式 (3.1) の

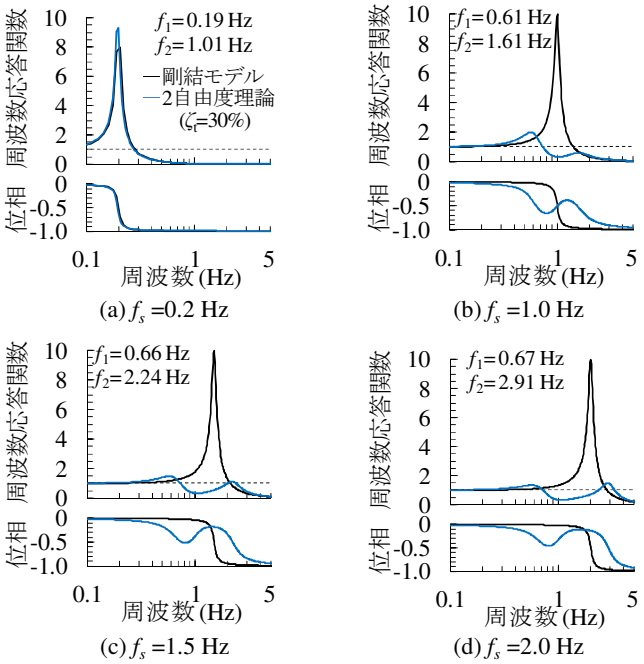


図- 3.9　線形振動理論による構造物の周波数応答関数 (重量比α = 1)

ように表現できる．

$$\frac{X_s(\omega)}{X_{s,st}} = \sum_{r=1}^{2} \frac{1}{2\pi f_s} \frac{1/(\phi_{rv} m_v + \phi_{rs} m_s)}{(1 + 2j\xi_r \omega/\omega_r - (\omega/\omega_r)^2} \tag{3.1}$$

ここで，g は重力加速度，f_s は車両系剛結時の構造物の固有振動数，k_r，ω_r，ξ_r，ϕ_{rv}，ϕ_{rs} はそれぞれ r 次のモード剛性，角固有振動数，モード減衰比，モードベクトルの車両系および構造物の各自由度成分，ω は角振動数である．

図-3.9 に，式 (3.1) による 2 自由度系，および車両系を構造物に剛結した剛結モデル (1 自由度系) の周波数応答関数を示す．ここでは，**3.3.1** の結果を勘案して，車両系単体時の固有振動数が f_v = 0.7Hz，減衰比が ξ_v= 30%，および構造物の固有振動数が f_s= 0.2，1.0，1.5，2.0Hz，減衰比が ξ_v = 5%，さらに極端な例ではあるが，車両系の影響が明確に現れるよう構造物/車両の重量比 α=1 という条件とした．図中には，固有値解析により算出された 2 自由度系の固有振動数 f_1，f_2 を併せて示す．なお，横軸は $f = \omega/2\pi$ の関係を用いて角振動数を振動数に変換して示している．図から，f_s が車両の固有振動数である 1.0Hz を大きく下回る f_s = 0.2Hz の場合には，剛結モデルと 2 自由度系の周波数応答関数が概ね一致しており，車両系が構造物と剛結挙動していることが分かる．一方，f_s が車両系の固有振動数付近以上となる $f_s \geq$ 0.8Hz の場合には，剛結モデルと 2 自由度系の周波数応答関数の形状が大きく異なっており，車両系の応答の影響で構造物の応答が変化する動的効果が確認できる．2 自由系の周波数応答関数は剛結モデルと比較して f_1，f_2 付近では上回る一方，f_1，f_2 の間の領域では下回っている．

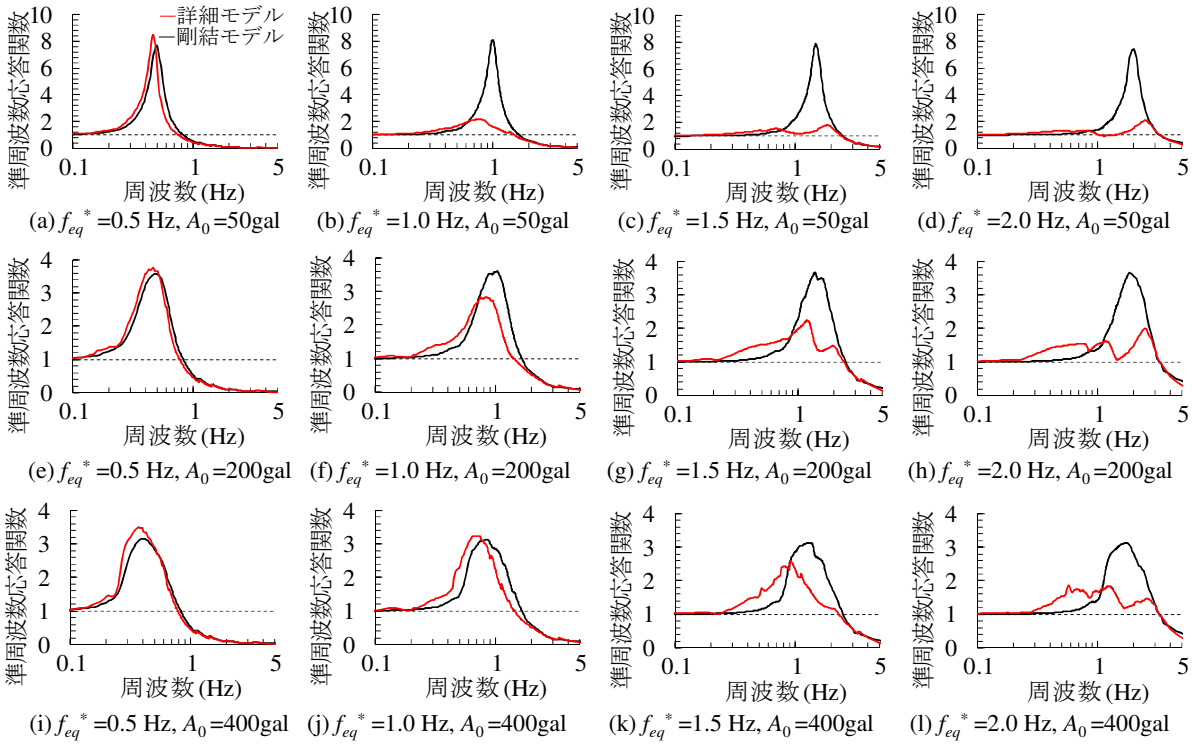


図- 3.10 非線形数値解析による構造物の準周波数応答関数 (重量比 $\alpha = 1, k_{hy}^* = 0.5$)

以上から，構造物の固有振動数が車両系と近いもしくは大きい場合には車両系の動的効果により構造物の応答が変化する一方，構造物の固有振動数が車両系より十分小さい場合には動的効果はほとんど発揮されず，車両系は構造物と剛結挙動することが理論の観点から明らかとなった．

3.3.2.2 詳細モデルによる構造物の周波数応答関数

3.3.2.1 では，車両系と構造物の応答をそれぞれ 1 自由度とした線形振動理論に基づいた検討であったが，実際には，車両系はストッパ等の複数の非線形ばねにより構成される多自由度であり，車輪/レール間には複雑な相互作用が働いている．さらに，地震時には構造物は非線形挙動する．**3.3.2.2** では，これらの影響を加味した準周波数応答関数を 5 周期分の正弦波を入力とした動的応答解析により算出する．パラメータ範囲は**表-3.1** に示す通りとし，車両系の影響が明確に現れるように，構造物/車両の重量比 α=1 を基本とし，α=1～20 の範囲とした．

図-3.10 に，非線形動的解析から得られた α=1，k_{hy}^*=0.5 の場合の，詳細モデルおよび剛結モデルの構造物の準周波数応答関数 $|X_s(\omega)/X_{s,st}|$ を示す．準周波数応答関数は，動的応答解析から得られた構造物の最大応答変位 X_s を静的変位 $X_{s,st}(= A_0/(2\pi f_{eq}^*)^2)$ で除することで算出した．図から，構造物の降伏振動数 f_{eq}^*=0.5Hz の場合には，詳細モデルと剛結モデルで準周波数応答関数が概ね一致していることが分かる．一方，f_{eq}^*=1.0，1.5，2.0Hz の場合には，両者の間に大きな差が生じており，車両系の動的効果が現れていることが確

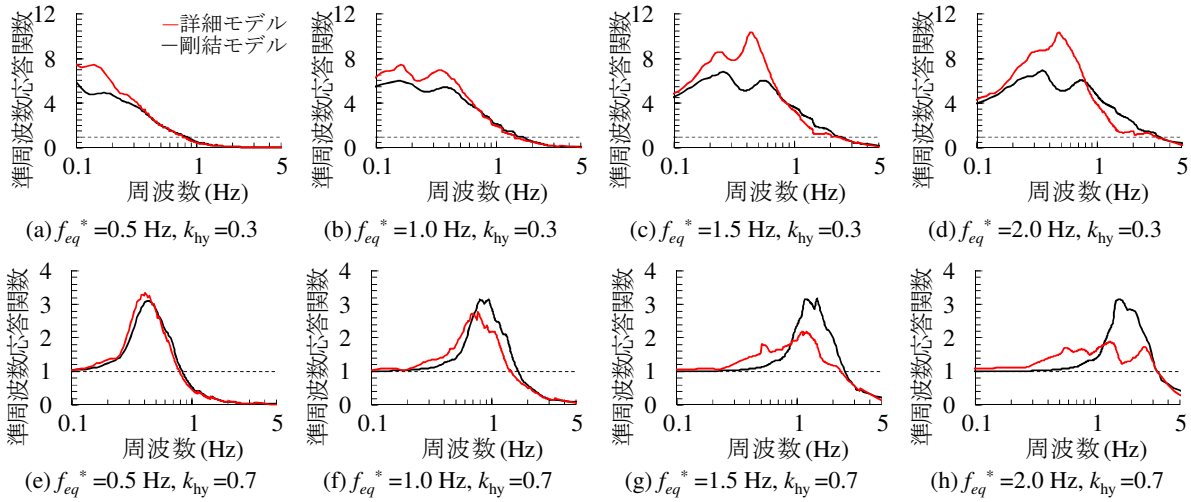


図- 3.11　構造物の降伏震度が準周波数応答関数 (重量比 α = 1)

認できる．この傾向は **3.3.2.1** の理論的な検討結果と同様の傾向であり，A_0=50gal の場合は，**図-3.10**(a)～(d) の詳細モデルと，**図-3.9**(a)～(d) の理論による周波数応答関数が比較的近い形状をしていることが分かる．一方，A_0=200，400gal の場合は，準周波数応答関数のピークが，構造物の塑性化に起因して鈍くなると共に，低周波側に移動している．さらに，A_0=50gal の場合と比較して，車両系の動的効果による制振効果が小さくなり，逆に増幅効果が大きくなっている．これは，**図-3.7** で示したように A_0 が大きい程，車体の準周波数応答関数の絶対値が大きくなり，車両系の応答が励起され易くなることに起因すると考えられる．これらから，車両系の応答が励起される程度に依存して構造物の応答も変化すると考えられる．

図-3.11 に，構造物の降伏震度 k_{hy}^* が準周波数応答関数に及ぼす影響について，α=1，A_0=400gal の例を示す．図から，k_{hy}^*=0.3 の場合，**図-3.10**(i)～(f) に示す k_{hy}^*=0.5 の場合と比較して，特に低周波領域で詳細モデルと剛結モデルの差が非常に大きくなっており，詳細モデルが剛結モデルを大きく上回っている．加えて，1～2Hz 程度の領域で確認できる車両系の動的効果による制振効果も小さくなっている．これらは，k_{hy}^* が小さいほど構造物の塑性化が進行しやすくなり，構造物の固有振動数が下がることで，構造物の応答を増幅させる低周波成分が増えるためと考えられる．

図-3.11(e)～(h) に示す k_{hy}^*=0.7 の場合は，k_{hy}^*=0.3 の場合と逆の傾向となっており，構造物の塑性化の程度も小さくなっており，詳細モデルの値が全体的に小さくなっている．

図-3.12 に，構造物/車両の重量比 α が準周波数応答関数に及ぼす影響を示す．図から，重量比 α=1 の場合には，詳細モデルと剛結モデルの差が顕著となっているが，α が大きくなるに従いその差は小さくなり，詳細モデルが剛結モデルに漸近していく傾向が確認できる．

図-3.13 に，バラスト軌道が準周波数応答関数に及ぼす影響について，影響が比較的明確に現れた A_0=400gal，f_{eq}^*=1.0，3.0Hz の例を示す．バラスト軌道の影響を表現するため，

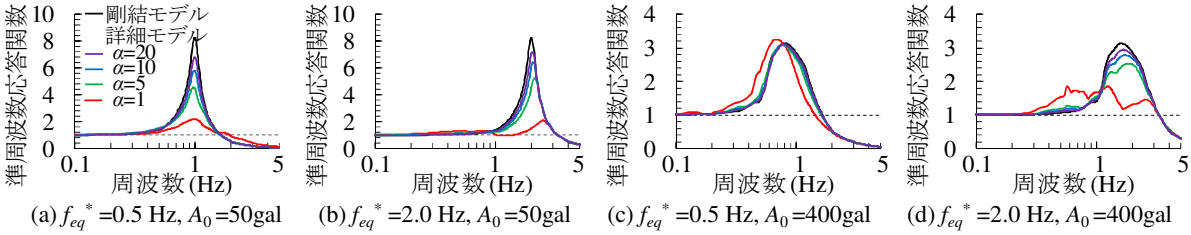


図- 3.12 構造物/車両の重量比 α が準周波数応答関数に及ぼす影響

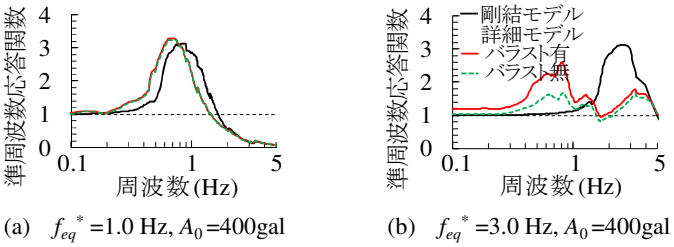


図- 3.13 バラスト軌道が準周波数応答関数に及ぼす影響

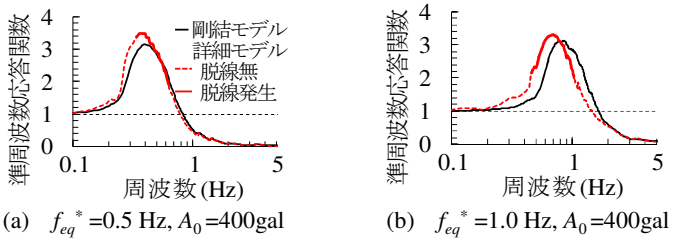


図- 3.14 脱線を考慮した準周波数応答関数 (重量比 $\alpha = 1, k_{hy}^* = 0.5$)

図-3.2(b) に示す非線形ばねを組み込んだモデルを用いた．非線形ばねの降伏点は，新幹線軌道工事標準示方書 (営業線) 及び同解説 [3.17] で示されている一般区間の必要最小値 8.8kN/m とし，バイリニア型移動硬化則に従う特性とした [3.18]．この時，バラスト軌道の固有振動数は列車重量を 100%考慮した状態で 8Hz 程度となる．図から，比較的構造物が剛な f_{eq}^*=3.0Hz の場合にバラスト軌道の影響が現れている一方，一般的な構造物の振動特性 f_{eq}^*=1.0Hz の場合は，バラスト軌道が構造物の準周波数応答関数に及ぼす影響は小さいことが確認できる．

図-3.14 に，車輪フランジの高さを 30mm として脱線する現象を考慮した場合の構造物の準周波数応答関数として，脱線したケースが比較的多かった A_0=400gal の結果を示す．図から，**図-3.10**(i)～(j) に示す脱線を考慮しない場合とは異なり，車両の脱線の有無に関係なく，構造物の準周波数応答関数はほとんど一致していることが確認できる．これは，構造物の最大応答変位が発生した後に車両が脱線したケースがほとんどであったためと考えられる．この傾向は，入力波の継続時間や繰り返し数によっても変化すると予想されるが，設計地震動などの地震波を入力した場合においては傾向は同じであった．

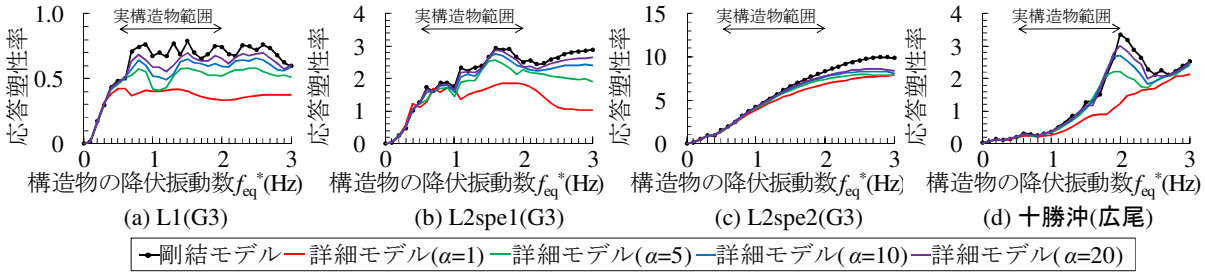


図- 3.15　車両系の動的効果が構造物の地震時応答変位に及ぼす影響

3.3.2.3　車両系の動的効果が構造物の地震時応答に及ぼす影響

地震時の車両系の動的効果を評価するため，**表-3.1** に示すパラメータに基づき，剛結モデルと詳細モデルの地震時応答を比較した．

図-3.15 に，車両系の動的効果が構造物の地震時応答に及ぼす影響として，詳細モデルおよび剛結モデルに地震波を入力した場合の応答塑性率の比較を示す．応答塑性率は，最大応答変位と降伏変位の比である．横軸の降伏振動数 f_{eq}^* は，列車重量を 100%考慮した時の振動数である．図から，詳細モデルの応答塑性率は剛結モデルと比較して，$f_{eq}^* \leq 0.5$Hz 程度の領域で同等か大きく，$f_{eq}^* \geq 0.5$Hz 程度の領域で小さくなる傾向にあることが分かる．特に，構造物/車両の重量比 α が小さい場合にこの傾向が顕著に現れており，α=1 の場合，実構造物の降伏振動数範囲である 0.5～2.0Hz に着目すると，応答塑性率は最大で-50～+20%の間で変化することが確認できる．L1 地震動のように構造物が弾性挙動する場合には，制振効果が大きく現れる傾向にあるが，L2spe2 地震動のように構造物が大きく塑性化する場合には，制振効果が小さくなる傾向が確認できる．また，十勝沖 (広尾) 地震動のように比較的構造物の塑性率が大きい場合でも，制振効果が顕著に現れる場合もある．これらのように，制振効果の程度は，**図-3.10, 3.11** で示した構造物の周波数応答関数の違いと入力地震動の周波数特性に依存して変化すると考えられる．例えば，**図-3.10** において，f_{eq}^*=0.5Hz の場合は，詳細モデルと剛結モデルで周波数応答関数の差が小さいため，入力地震波の周波数特性に依存して応答塑性率に違いは生じないが，$f_{eq}^* \geq 0.5$Hz の場合には両者の周波数応答関数の違いが顕著となるため，地震波の周波数特性に依存して応答塑性率が大きく変化する．

以上から，車両系の動的効果により構造物の地震時応答は変化し，その程度は地震動の周波数特性，構造物の塑性化の程度，構造物の降伏振動数に依存する．構造物/車両の重量比が 1 の場合，応答塑性率は最大で-50～+20%の間で変化することが明かとなった．

3.3.3　列車の集中荷重効果が構造物応答に及ぼす影響

3.3.3 においては列車の集中荷重効果を評価するため，**表-3.1** に示すパラメータに基づき，**図-3.2** に示す剛結モデルと集中荷重詳細モデルを比較した．輪軸位置の影響を詳細に考慮

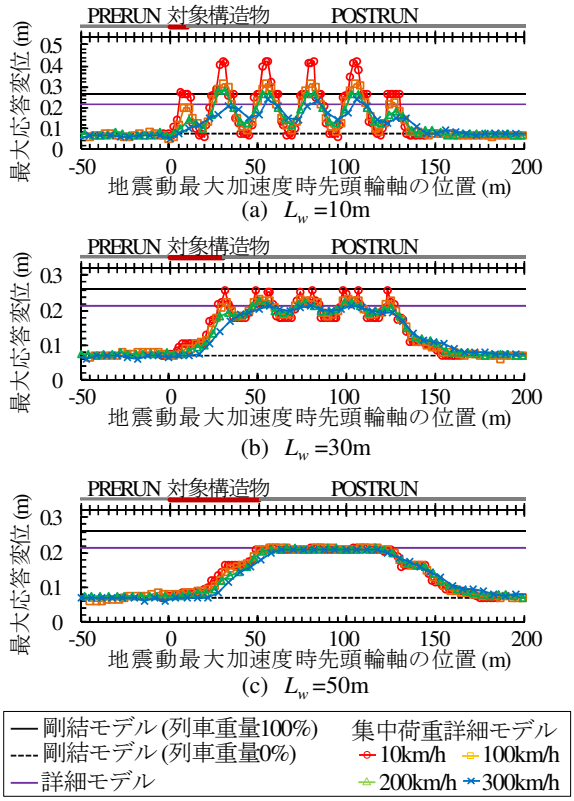


図- 3.16 列車の集中荷重効果が地震時応答変位に及ぼす影響 (重量比 $\alpha = 1, k_{hy}^{*} = 0.5$), L2spe2(G3)

できるよう列車の走行開始位置を 200 ケース変化させた．これにより，5 両編成の列車の輪軸が入力地震波の最大加速度時に橋梁上に網羅的に配置される．

図-3.16 に，列車の集中荷重効果が構造物の地震時最大応答変位に及ぼす影響を示す．縦軸は，輪軸位置に応じて構造物負担重量が変化し降伏変位が変化することから，無次元化した塑性率ではなく応答変位とし，列車走行位置を 200 ケース変化させた各ケースの時刻歴の最大値とした．横軸は，地震波の最大加速度時の先頭輪軸位置を示している．重量負担スパンは L_w=10，30，50m とした．図には，詳細モデル，列車重量を 0%もしくは 100%考慮した場合の剛結モデルの最大応答変位も併せて示した．

図から，集中荷重詳細モデルの最大応答変位は，地震動の最大加速度時における輪軸位置に依存して大きく変化していることが確認できる．図には着目構造物の位置を併せて示しているが，特に L_w=10，30m の場合に，地震動の最大加速度時に，連結器を挟む 4 輪軸が着目構造物上に配置されるケースにおいて，集中荷重詳細モデルの最大応答変位が，詳細モデルと比較して最大で+20～+100%程度大きくなっている．一方，最大加速度時に輪軸が着目構造物上に配置されないケースでは，集中荷重詳細モデルと列車重量 0%の剛結モデルの結果が一致しており，詳細モデルと比較して最大で-70%程度となっている．加えて，L_w=10，30m の場合には，列車速度が速くなるほど，集中荷重詳細モデルの最大値が詳細モデルの結果に近づく傾向が確認できる．これは，列車速度が 10km/h の場合には最大

加速度時付近において，着目構造物上を連結器を挟む 4 輪軸が 1 セットのみ通過する一方，列車速度が早くなるにつれて，連結器を挟む 4 輪軸が通過するセット数が増え，着目構造物が負担する重量が平均化されるためと考えられる．L_w=50m の場合には，着目構造物が負担する列車重量が等分布に近くなることから，列車の集中荷重効果が小さくなり，集中荷重詳細モデルの最大値が詳細モデルの結果に近づく傾向が確認できる．

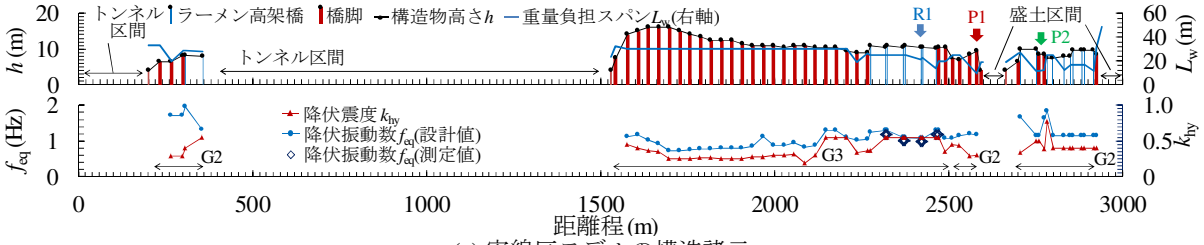
以上から，非常に稀なケースではあるが，地震動の最大加速度時に，連結器を挟む 4 輪軸が着目構造物上に配置される場合には，列車重量を等分布で相当するよりも，構造物の地震時応答は大きくなることが明らかとなった．この程度は，重量負担スパン，列車速度がそれぞれ小さいほど顕著となり，構造物/車両の重量比が 1 の場合，応答変位は最大で-70 ～ +100%程度の間で変化する．

3.3.4　列車通過時の実線区モデルの地震時応答

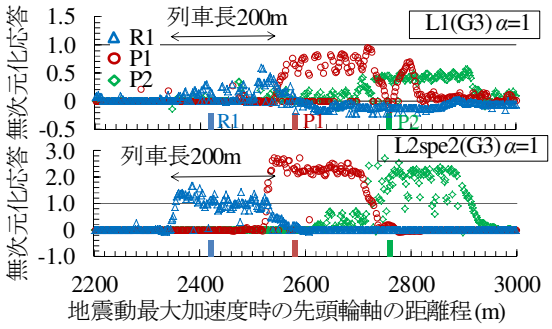
実線区においては，振動系が異なる構造物が不規則に配置されることから，構造物が均一である詳細モデルとは異なり，車両系の応答に強い非定常性が発生することが予想される．**3.3.4** においては，実線区モデルを用いて，車両系の動的効果や集中荷重効果の程度や，列車走行位置の確率を考慮した構造物の応答の評価を行う．列車は，列車速度 V=260km/h の 8 両編成 (全長 200m) の列車を用い，集中荷重効果の影響を詳細に考慮できるよう走行開始位置を 2m 毎の 1129 ケース変化させた．なお，対象線区の構造物はコンクリート構造物であることから，構造物/車両の重量比 α は概ね 10 以上となるが，列車重量の影響が明確に現れるよう α=1 の場合の結果に主に着目した．

図-3.17(a) に，設計図書から得られた実線区モデルの構造諸元を示す．本章で対象とした実線区は，1 線区の中に橋梁，桁式高架橋，調整桁式ラーメン高架橋，トンネル，盛土等を含む 3km 程度の延長である．地盤種は G2～3，構造物高さ h は 4～16m 程度，等価固有周期の逆数である降伏振動数 f_{eq} は 0.7～2.0Hz 程度，降伏震度 k_{hy} は 0.2～0.7 程度である．h が小さくなる程，f_{eq}，k_{hy} は共に大きくなる傾向が確認できる．また，トンネル坑口付近には，構造物高さが小さい壁式橋脚が設置されることが多いことから，f_{eq}，k_{hy} が急激に変化する箇所が多い．上記実線区において，実際の構造物の振動特性を調査するために，別途行った常時微動測定に基づき得られた降伏振動数も，図に併せて示す．この降伏振動数は，文献[3.19)] の手法に基づき，常時微動波形と ERA[3.20)] により同定した各構造物の弾性固有振動数 f_s に，一律 0.4 を乗じて算出した．図中の測定結果から，実際の構造物においても降伏振動数が不規則に変動しているが，この傾向は設計値と測定値で概ね一致していることが確認できる．

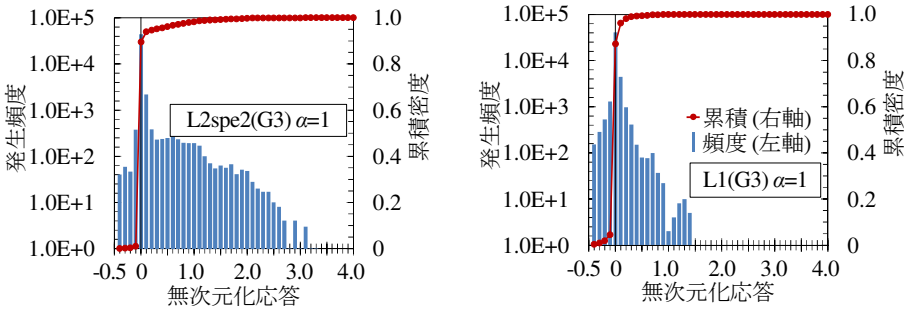
図-3.17(b) に，**図-3.17**(a) 中に示す着目構造物 (R1，P1，P2) の，各走行ケースの無次元化応答を示す．縦軸の無次元化応答は，実線区剛結モデルにおいて列車重量を 0%，100%考慮した時の応答をそれぞれ 0，1 として，実線区詳細モデルの各ケースの最大応答塑性率を



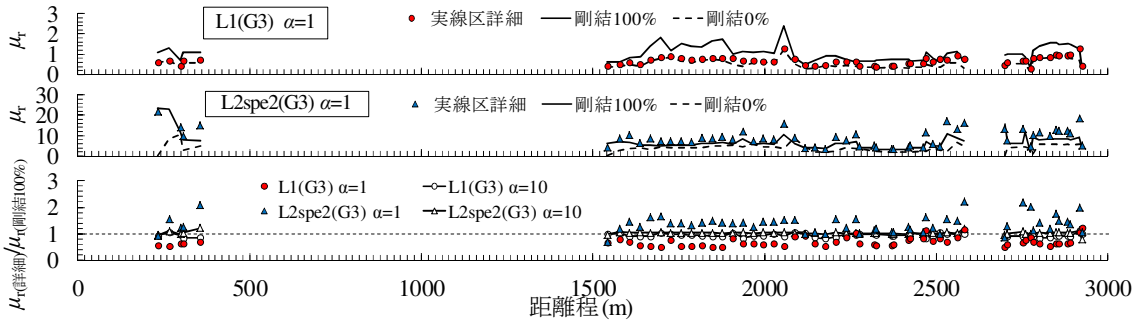
(a) 実線区モデルの構造諸元



(b) 着目構造物の無次元応答



(c)　線区単位の無次元化応答の発生確率



(d)　線区全体の最大応答塑性率

図- 3.17　実線区モデルを用いた検討結果

線形に基準化したものである．横軸は，地震波の最大加速度時の先頭車軸位置を示している．図から，各着目構造物が存在する距離程の前後 150m 程度の位置を，タイミングよく列車が通過した際に応答が大きくなっていることが分かる．一方，地震波の最大加速度を示す時間帯に，列車が他の構造物上を走行するケースでは，当然ながら無次元化応答は 0 となっており列車重量を考慮しない結果と等しくなっている．

図-3.17(c) に，線区単位の無次元化応答の発生確率を示す．左軸は，**図-3.17**(a) に示す 55

基の全構造物を対象に 1129 ケースの全走行ケースで得られた無次元化応答 62095 サンプルの発生頻度を示している．右縦軸は，その累積密度である．国内都市部の密な運行ダイヤを想定し，3 分間隔で全長 300m の列車が 50km/h で運行している状況を仮定すると，延長に対して 10%の割合で列車が存在している．一方，本解析においては，2258m の走行開始位置範囲に 200m の列車が 1 編成であり，延長に対して概ね 10%の割合で列車が存在していることから，本解析結果は都市部の密な運行ダイヤ相当となる．

図から，L1 地震動の場合は，無次元化応答が-0.5～1.5 の範囲に分布しており，5%程度の確率で無次元化応答が負の値となり制振効果が充分に得られてることが分かる．80%程度の確率で無次元化応答が 0 となり地震時に列車が通過していないことが分かる．残りの 15%程度が地震動の最大加速度時付近で着目構造物が列車重量を負担する確率となるが，無次元化応答が 0.09 の時に累積発生率が 95%に達しており，列車重量を 10%程度考慮しておけば 95%以上の確率で L1 地震時において安全側の評価となることが分かる．一方，L2spe2 地震動の場合は，無次元化応答が負となるのは 1%程度，0 となるのが 88%，無次元化応答が正となるのは残りの 11%程度となる．地震動の最大加速度時付近で着目構造物が列車重量を負担する場合には，車両系の動的効果と**図-3.16** で述べた集中荷重効果の連成により，無次元化応答が 1 以上となるケースも多く確認できる．無次元化応答が 0.27 の時に累積発生率が 95%に達していることから，列車重量を 30%程度考慮しておけば L2 地震時において 95%以上の確率で安全側の評価となることが分かる．

図-3.17(d) に，線区全体の最大応答塑性率を示す．応答塑性率は，各構造物について全走行ケースの最大応答とした．図から，α=1 の場合には，実線区詳細モデルと実線区剛結モデルの応答塑性率に大きな差が確認できる．L1(G3) 地震動の場合は，詳細モデルが列車重量 0%の剛結モデルと列車重量 100%の剛結モデルの間の値を示す構造物が多く，**図-3.15** で示したような制振効果が発揮されていることが分かる．一方，L2spe2(G3) 地震動の場合は，詳細モデルが列車重量 100%の剛結モデルの応答塑性率を大きく上回る構造物が散見され，特に，L_w が小さい箇所において列車重量 100%の剛結モデルの+100～+200%の応答塑性率を示す構造物が確認できる．これは，**図-3.15** で示したように，L2spe2(G3) 地震動の場合は得られる制振効果が小さいこと，加えて**図-3.16** で示したように，L_w が小さい場合には集中荷重効果により応答が大きく増幅されることが原因と考えられる．α=10 の場合は，これまでの検討と同様に，モデル間による大きな違いは確認できない．

以上から，実線区構造物を模した数値解析においても，車両系の動的効果，集中荷重効果の連成により，列車重量の 100%を考慮する以上の応答が発生することが確認された．また，L1 地震時には列車重量の 15%程度，L2 地震時には列車重量の 80%程度を考慮しておくことで 95%の確率で安全側の評価となることが明らかとなった．なお，紙面の都合上割愛するが，同様の検討を他の実線区 20km 程度に対して行なっており，本章と同様の傾向となることを確認している．

3.4 検討結果の一般化

3.3 で述べたように，構造物の重量が小さい場合には，車両系の動的効果および列車の集中荷重効果に依存して，列車通過時の構造物の地震時応答は大きく変化する．**3.4** では，これらの効果を一般化し，列車通過時の構造物の地震時応答の評価する．

3.4.1 車両系の動的効果の等価重量率 $\beta_{eq,V}$

3.4.1.1 $\beta_{eq,V}$ の算出

車両系の動的効果を列車重量の増減により評価する方法について検討する．具体的には，車両系の動的効果と等価となる列車重量の割合 $\beta_{eq,V}$ を定義して検討に用いる．これは，実務設計において，車両系の動的効果を考慮して構造物の応答を評価することを想定した場合，**図-3.2** で示したような詳細モデルを用いるのは煩雑となるためである．従来実務設計で用いられてきた非線形応答スペクトル法 [3.1),3.2)] のように，構造物の応答を 1 自由度系で評価できれば簡便である．非線形応答スペクトルでは，構造物の履歴則と入力波形を仮定した場合，応答塑性率 μ_r は降伏震度 k_{hy}，降伏振動数 f_{eq}，減衰比 ξ をパラメータとした関数 F_{nsp} から得ることができることから，式 (3.2) のように記述できる．

$$\mu_r = F_{nsp}(k_{hy}, f_{eq}, \xi) \tag{3.2}$$

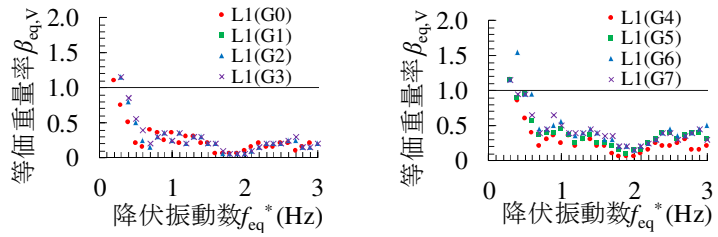
1 自由度系の地震時応答に対して，車両系の動的効果を考慮することを想定した場合，動的効果と等価となるように減衰を変化させて構造物の応答を増減させる方法も考えられるが，列車重量の 30%のみを考慮する従来の方法から逸脱しないことを勘案し，列車重量の増減により変化する構造物の応答について考察する．

式 (3.3) の運動方程式に示すような，質量 m，減衰定数 c，初期剛性 k，初降伏点 F_y の非線形ばね $F(x)$ を有する 1 自由度系に $a_g(t)$ の地震動が入力された場合の系の応答 x を考える．この系の初期剛性に対する固有角振動数 ω は $\sqrt{k/m}$，モード減衰比 ξ は $c/(2\sqrt{mk})$ と記述できる．

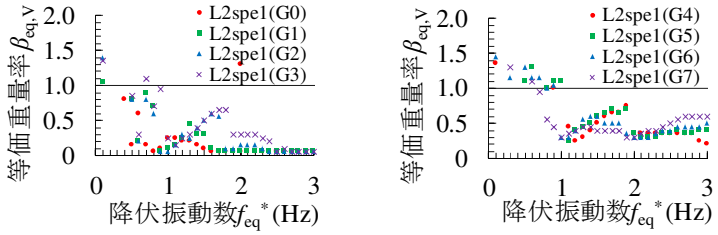
$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x} + F(x) = ma_g(t) \tag{3.3}$$

ここで，式 (3.3) の運動方程式において，c，F を一定とし質量 m のみを γm のように変化させた系の応答 x は，m を一定とし，F_y を $\gamma^{-1}F_y$，c を $\gamma^{-1}c$ のように変化させた系の応答と等しくなる．つまり，質量 m を γm のように変化させた系においては，降伏点 $F_y' = \gamma^{-1}F_y$，固有角振動数 $\omega' = \gamma^{-0.5}\omega$，モード減衰比 $\xi' = \gamma^{-0.5}\xi$ となることから，応答塑性率 μ_r' は式 (3.4) のように記述できる．

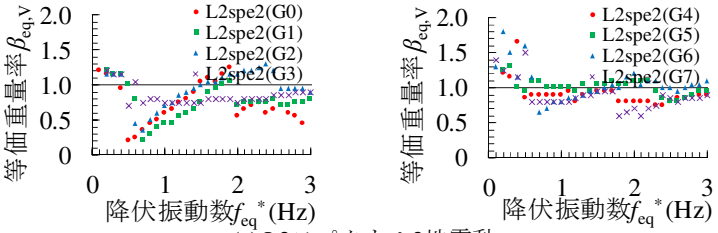
$$\mu_r = F_{nsp}(\gamma^{-1}k_{hy}, \gamma^{-0.5}f_{eq}, \gamma^{-0.5}\xi) \tag{3.4}$$



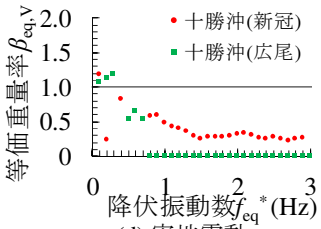
(a) L1地震動



(b) L2スペクトル1地震動



(c) L2スペクトル2地震動



(d) 実地震動

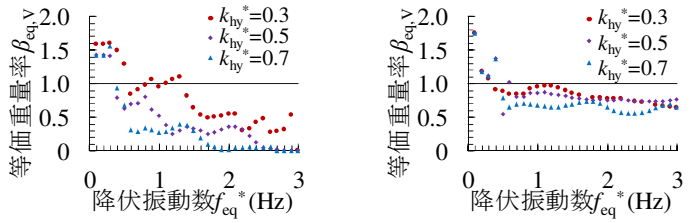
図- 3.18　脱線を考慮した準周波数応答関数 $\beta_{eq,v}$ (重量比 $\alpha = 1, k_{hy}{}^* = 0.5$)

ここで，γ を変化後重量/変化前重量とすると，γ は構造物の単位長さ重量 w_s，車両の単位長さ重量 w_t，重量負担スパン L_w，列車重量の考慮率の変化後の値 β_{eq}，列車重量の考慮率の変化前の値 β_0，および $w_s = \alpha w_t$ の関係を用いて，式 (3.5) のように記述できる．本章では列車重量の 100%の条件で $\beta_0 = 1$ として算出される $k_{hy}{}^*$，$f_{eq}{}^*$，ξ^* を基準とし，以下議論を進める．

$$\gamma = \frac{w_s L_w + \beta_{eq} w_t L_w}{w_s L_w + \beta_0 w_t L_w} = \frac{\alpha + \beta_{eq}}{\alpha + \beta_0} \tag{3.5}$$

式 (3.4)，式 (3.5) より，列車重量の考慮率のみ変化させることは，降伏震度，降伏振動数，減衰比を変化させることと等価となることが確認できる．

図-3.18 に，車両系の動的効果の等価重量率 $\beta_{eq,V}$ を示す．$\beta_{eq,V}$ は，詳細モデルと剛結モデルの応答塑性率が等しくなる場合の β_{eq} として，地震動，降伏振動数，降伏震度毎に，式



(a) L2spe1(G3)地震動　　(b) L2spe2(G3)地震動

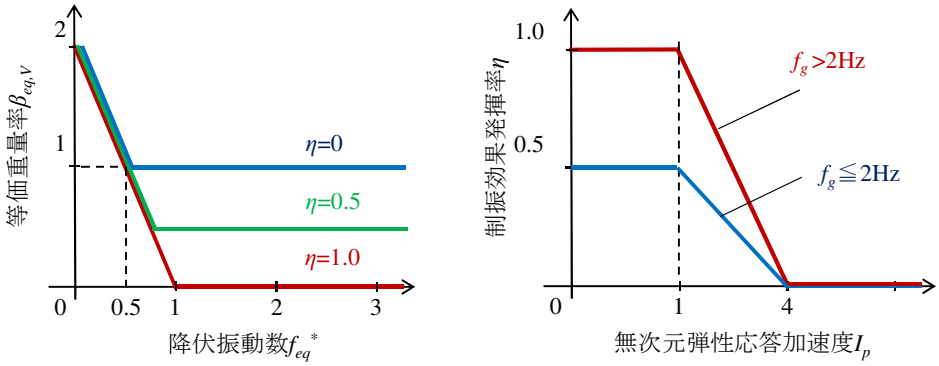
図- 3.19 降伏震度 k_{hy}^* が等価重量率 $\beta_{eq,V}$ に及ぼす影響

(3.4)，式 (3.5) に基づき逆解析的に算出した．図から，設計地震動の比較的表層地盤が固い G0～3 地盤の場合に着目すると，L1 地震動，L2spe1 地震動の場合は，$f_{eq}^* \geq 1$Hz の領域で，$\beta_{eq,V}$ は比較的小さく概ね 0.3 以下の値を示している．一方，L2spe2 地震動の場合は，$\beta_{eq,V}$ が 0.5 以上の比較的大きい値を示すケースが多い．比較的表層地盤が軟弱な G4～7 地盤の場合に着目すると，G0～3 地盤と比較して，低周波成分が多く制振効果が得られにくいことから，$\beta_{eq,V}$ の値が全体的に 0.1～0.5 程度上昇している．また，$f_{eq}^* \leq 0.5$Hz の領域ではほとんどのケースで $\beta_{eq,V} \geq 1$ となっており，車両系の動的効果により構造物の応答が増幅される領域であることが分かる．実地震動の結果に着目すると，高周波成分の多い十勝沖 (広尾) 地震動の場合は，$f_{eq}^* \geq 1$Hz の領域で充分な制振効果が得られ，概ね $\beta_{eq,V}$=0 を示している．一方，低周波成分の多い十勝沖 (新冠) 地震の場合は，制振効果が小さくなり，概ね $\beta_{eq,V}$=0.5 程度を示している．また，$f_{eq}^* \leq 0.5$Hz の領域では設計地震動と同様に $\beta_{eq,V} \geq 1$ となるケースが確認できる．**図-3.18** においては，この等価重量率 $\beta_{eq,V}$ は，構造物/車両の重量比 α=1 の場合の結果であるが，α に依存せず概ね一定値を示すことを別途確認している．

図-3.19 に，降伏震度 k_{hy}^* が車両系の動的効果の等価重量率 $\beta_{eq,V}$ に及ぼす影響として，L2spe1(G3)，L2spe2(G3) 地震動の結果を示す．図から，k_{hy}^* が小さいほど $\beta_{eq,V}$ が大きくなっており，制振効果が発揮されにくくなることが確認できる．これは，**図-3.11** で述べたように，k_{hy}^* が小さいほど構造物の塑性化が進行しやすくなり，構造物が長周期化するためである．

3.4.1.2 $\beta_{eq,V}$ の一般化

3.4.1.1 において車両系の動的効果の等価重量率 $\beta_{eq,V}$ を算出したが，$\beta_{eq,V}$ は降伏振動数や降伏震度，地震動の周波数特性に依存して 0～2 程度の間で大きく変化することが分かった．設計において，構造物の地震時応答を過少に評価しないためには，極端に高周波成分が多い地震波でなければ，$\beta_{eq,V}$ を大きめに設定するほうが安全側の評価となる．例えば，$f_{eq}^* \leq 0.5$Hz で $\beta_{eq,V}$=2，$f_{eq}^* \geq 0.5$Hz で $\beta_{eq,V}$=1 程度を設定しておけば，構造物の地震時応答を過少評価することはほとんどない．しかし，実際には**図-3.18** から分かるように，L2spe2



(a)　提案式による$\beta_{eq,V}$　　(b)　提案式によるη

図- 3.20　車両系の動的効果の等価重量率 $\beta_{eq,V}$ の一般化の概念図

地震時の場合でも $\beta_{eq,V}$=0.5 程度となるケースもあり過大な設計を招きかねない．

図-3.20 に，車両系の動的効果の等価重量率 $\beta_{eq,V}$ の一般化の概念図を示す．この $\beta_{eq,V}$ は，構造物の固有振動数 f_{eq}^*，制振効果発揮率 η をパラメータとした式 (3.6) により算出される．

$$\beta_{eq} = \begin{cases} -2f_{eq}^* + 2 & (0.1 \le f_{eq}^* \le 0.5\eta + 0.5) \\ 1 - \eta & (0.5\eta + 0.5 \le f_{eq}^* \le 3) \end{cases} \tag{3.6}$$

ここで，η は式 (3.7) により算出され．地盤の固有振動数 f_g に依存する指標 I_g と無次元弾性応答加速度 I_p をパラメータとしている．

$$\eta = \begin{cases} I_g & (0.1 \le I_p \le 1) \\ I_g(1.5 - 0.5I_p) & (1 \le I_p \le 4) \\ 0 & (4 \le I_p) \end{cases} \tag{3.7}$$

ここで，I_g は $f_g \ge 2$,Hz の場合 I_g=1，$f_g \le 2$Hz の場合 I_g=0.5 とした．これは，**図-3.18** で示したように低周波成分が多い地震動の場合，制振効果が得られにくいためである．構造物の塑性化の程度を表す無次元弾性応答加速度 I_p は，地震波の弾性応答加速度 A_r と，降伏震度 k_{hy}^* を用いて，$I_p = A_r / k_{hy}^*$ g とした．A_r は振動数を f_{eq}^* としたときの値である．

3.4.1.3　$\beta_{eq,V}$ の妥当性

図-3.21 に，一般化した車両系の動的効果の等価重量率 $\beta_{eq,V}$ を示す．図から，**図-3.18** の数値解析より算出した詳細モデルの結果と概ね一致していることが確認できる．

図-3.22 に，一般化した車両系の動的効果の等価重量率 $\beta_{eq,V}$ の妥当性として，一般化した等価重量率 $\beta_{eq,V}$ に基づき，式 (3.4)，式 (3.6) により推定した応答塑性率と，詳細モデルによる応答塑性率の比較を示す．図から，降伏振動数や降伏震度，地震動に関わらず，推定手法は詳細モデルの応答を概ね再現できていることが分かる．特に，十勝沖 (新冠) や十勝沖 (広尾) 地震動のような極端な周波数特性を持つ観測地震波においても，**3.4.1.1** で述べ

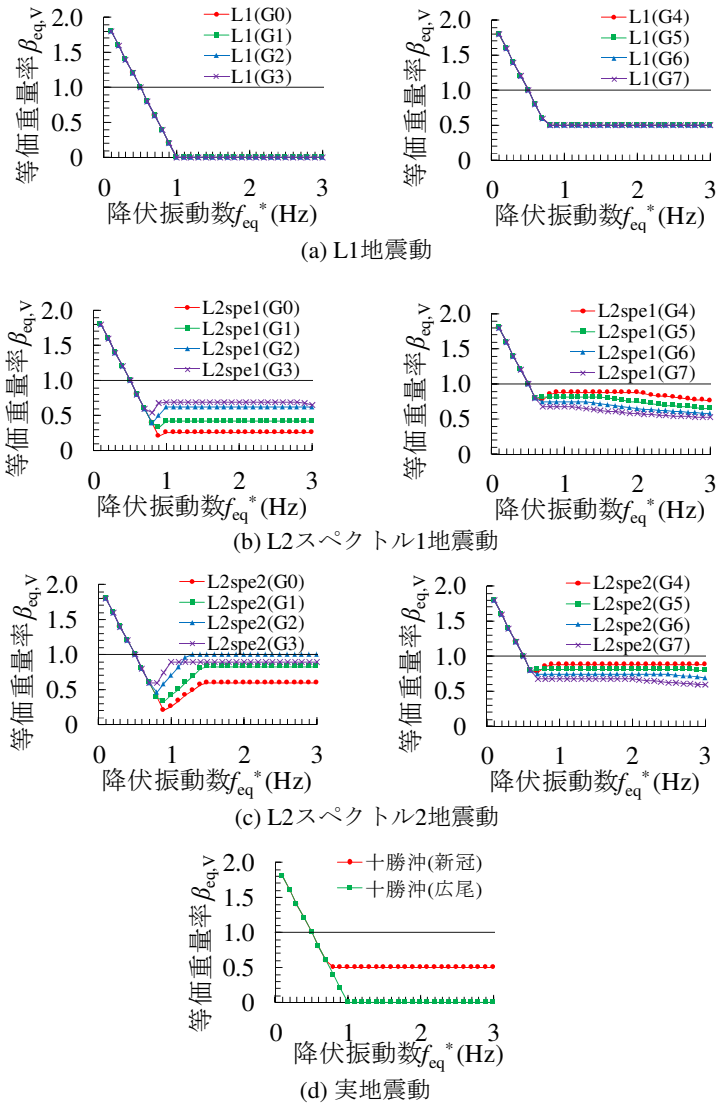


図- 3.21 一般化した車両系の動的効果の等価重量率 $\beta_{eq,V}$ (k_{hy}^*=0.5)

たような特徴を再現できており，本手法の妥当性が確認できる．

3.4.2 集中荷重効果の等価重量率 $\beta_{eq,C}$

3.4.2.1 $\beta_{eq,C}$ の算出

3.3.3 で先述したように，集中荷重詳細モデルの最大応答変位は，地震波の最大加速度時における輪軸位置に依存して大きく変化する．これは，時々刻々と輪軸位置が変化することにより，構造物が負担する列車重量が変化し，振動系が変化しているためである．ここでは，構造物が負担する列車重量の履歴を理論的に算出する．

図-3.23 に，移動集中荷重による構造物負担重量の影響線を示す．鉄道構造物には，張出式や背割れ式のラーメン高架橋のように鉛直荷重を前後に連続する構造物が分担しないタイプ（以下,「非分担式」）と，桁式高架橋のように鉛直荷重を前後に連続する構造物が分

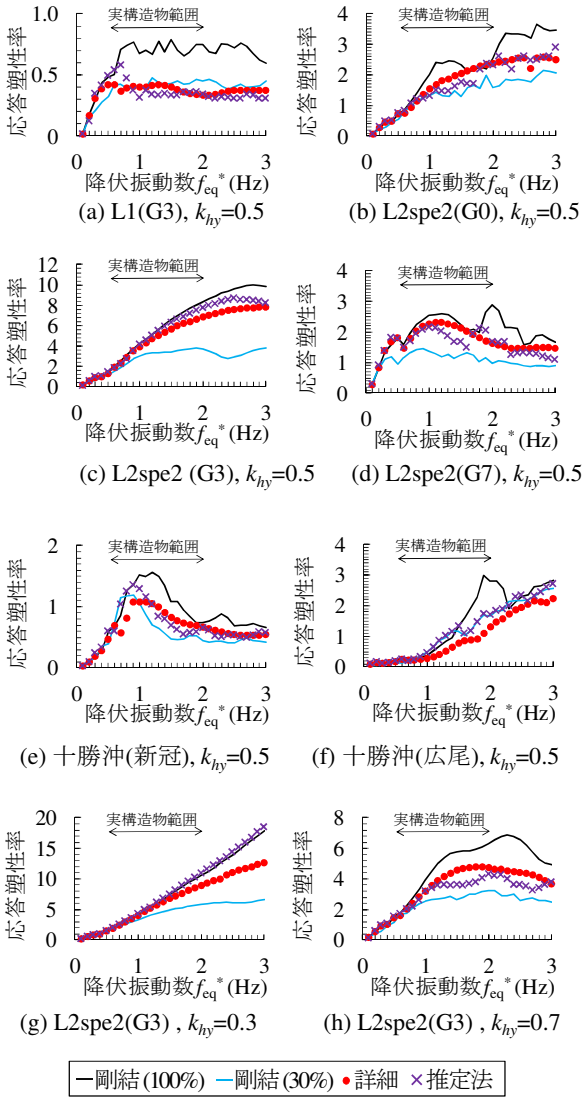


図- 3.22　一般化した $\beta_{eq,V}$ の妥当性 (重量比 α=1)

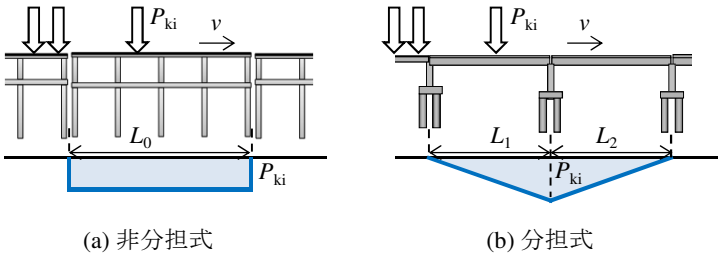
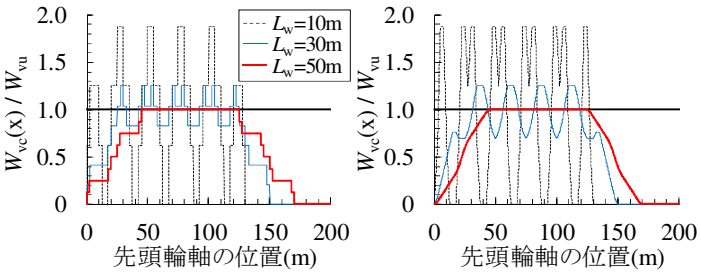


図- 3.23　単移動集中荷重による構造物負担重量の影響線

担するタイプ（以下,「分担式」）がある．実際の列車荷重は複数の移動集中荷重から成る連行荷重であることから，連行荷重による構造物負担重量 $W_{vu}(x)$ は通過中の列車の先頭輪軸の位置 x の関数として，分担式，非分担式それぞれに対して式 (3.8)，式 (3.9) のように記述できる．



(a) 非分担式 (b) 分担式

図- 3.24 連行荷重/等分布荷重の構造物負担重量比

$$W_{vc}(x) = \sum_{k=1}^{n_w} \sum_{i=1}^{4} P_{ki} U(x - v\tau_{ki}) - U(x - L_0 - v\tau_{ki}) \tag{3.8}$$

$$\begin{aligned} W_{vc}(x) = \sum_{k=1}^{n_w} \sum_{i=1}^{4} P_{ki} \{ & \frac{2x}{L_1 + L_2} U(x - v\tau_{ki}) - U(x - (L_1 + L_2) - v\tau_{ki}) \\ & - \frac{2(x - v\tau_{ki} - L_1)}{L_2} U(x - v\tau_{ki} - L_1) - U(x - (L_1 + L_2) - v\tau_{ki}) \} \end{aligned} \tag{3.9}$$

$$\begin{aligned} \tau_{k1} &= \{(k-1)L_v\}/v \\ \tau_{k2} &= \{(k-1)L_v + a\}/v \\ \tau_{k3} &= \{(k-1)L_v + a + b\}/v \\ \tau_{k4} &= \{(k-1)L_v + 2a + b\}/v \end{aligned} \tag{3.10}$$

ここで，U は単位ステップ関数，v は列車速度，τ_{ki} は式 (3.10) に示す各車軸荷重の入力開始時間，L_0，L_1，L_2 は重量負担スパン，n_w は車両数，L_v は車両長，a は軸距，b は台車間隔である．

図-3.24 に，式 (3.8)，式 (3.9) から算出した $W_{vu}(x)$ と，列車重量を等分布荷重と仮定した場合の構造物負担重量 W_{vu} の比である $W_{vu}(x)/W_{vu}$ を示す．W_{vu} は w_{tL} により算出した．ここでは，n_w=5，L_v=25m，a=2.5m，b=17.5m，$L_1 = L_2$ を仮定している．図から，**3.3.3** の集中荷重詳細モデルの解析結果と同様に，重量負担スパン L_w が短い場合には，輪軸が重量負担スパン中央に配置される際に $W_{vu}(x)/W_{vu}$ が大きく 1 を超えていることが確認できる．

図-3.25 に，$\beta_{eq,C}$ と重量負担スパン L_w の関係を示す．$\beta_{eq,C}$ は $W_{vu}(x)/W_{vu}$ の最大値として算出した．以下，$\beta_{eq,C}$ を集中荷重効果の等価重量率と呼ぶ．$L_w = L_0 = L_1 = L_2$ としている．図から，列車重量を等分布で考慮した場合と比較して，L_w が短いほど構造物の負担重量は大きくなることが分かる．L_w=10m の場合には，等分布荷重の 2 倍程度の列車重量を構造物が負担することが確認できる．一方，L_w が長い場合にはその影響が小さくなり $W_{vu}(x)/W_{vu}$ の値は 1 に漸近している．**図-3.17** の実線区モデル解析結果おいて L_w が小さく，

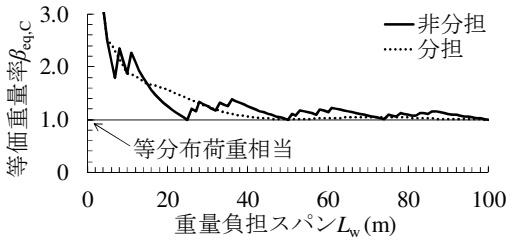


図- 3.25　連行荷重/等分布荷重の構造物負担重量比の最大値

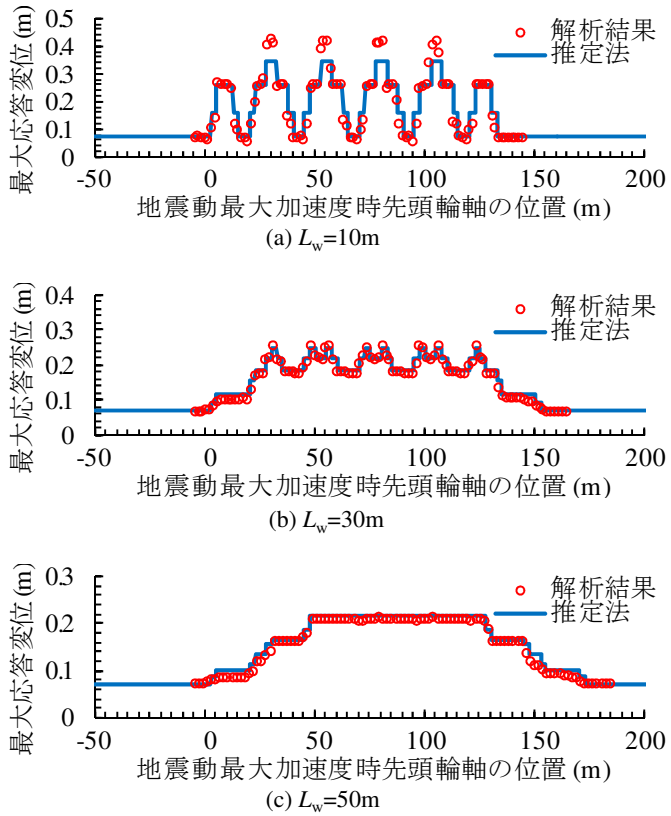


図- 3.26　一般化した列車通過時の構造物の最大応答変位の妥当性

構造物重量が軽い $\alpha = 1$ の場合に，剛結モデルと比較して，応答塑性率が著大となっているケースが散見されるのはこの集中荷重効果が顕著に現れたためである．

3.4.2.2　$\beta_{eq,C}$ の妥当性

図-3.26 に，**図-3.16** で示した最大応答変位，および式 (3.4)，式 (3.8) により一般化した列車通過時の構造物の最大応答変位を示す．式 (3.4) の γ は $\beta_{eq} = \beta_{eq,V} \times W_{vu}(x)/W_v$ とした式 (3.5) により算出した．$\beta_{eq,V}$ は，**図-3.18** の $f_{eq}^{*} = 2$Hz，L2spe2(G3) の結果に基づき 0.7 とし，$W_{vu}(x)/W_v$ は式 (3.8) に基づき算出した．図から，$\beta_{eq,V}$，$W_{vu}(x)/W_v$ を同時に考慮した推定法と数値解析による応答が概ね一致しており，列車通過時の構造物の応答を推定する手法の妥当性が確認できる．一部，$L_w = 10$m で最大応答を示す列車走行位置の場合の

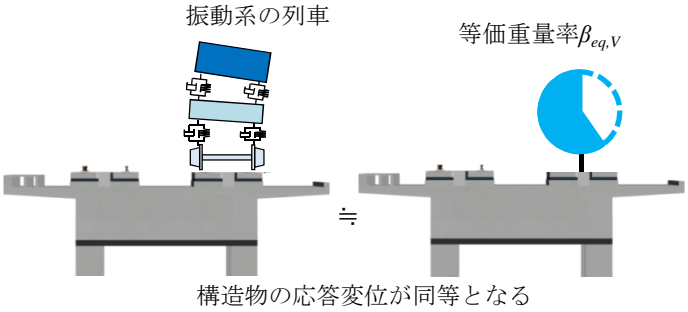


図- 3.27　等価重量法の概念

解析ケースにおいて，解析結果が推定値を上回っていることが確認できる．これは，本検討では**図-3.18** に基づき $\beta_{eq,V}$ = 0.7 で一定値としたが，実際には列車の走行位置に応じて，$W_{vu}(x)/W_v$ が 0～1.9 程度の間で変化することで，$f_{eq}{}^*$ が 1.4～2.4 程度の間で変化し，その結果 $\beta_{eq,V}$ が 0.7～0.9 程度の間で変化するためと考えられる．以上から，集中荷重効果は，列車荷重を複数の移動集中荷重で考慮することで概ね評価できる．また，列車通過時の構造物の地震時応答変位は，車両系の動的効果と集中荷重効果を同時に考慮することで評価できる．

3.5　鉄道車両の動的影響を考慮した耐震設計法の提案

3.5.1　等価重量法（動的解析による方法の場合）

本章では，これまでの検討結果を踏まえ，車両系の動的効果を設計において簡易に評価するための列車重量のモデル化方法として，等価重量法を提案する．

図-3.27 に，等価重量法の概念を示す．等価重量法では，車両系の影響で現れる車両系の動的効果は，それらと等価となる列車重量の等価重量率 $\beta_{eq}(=\beta_{eq,C}\times\beta_{eq,C})$ により考慮する．なお，**3.3.3**，**3.3.4**，**3.4.2** で検討したように，列車の集中荷重効果により特に重量負担スパンが短い場合には，列車通過時の地震時応答は大きく変化することが明らかになっているが，この効果は考慮せず，$\beta_{eq,C}$=1 つまり列車重量は等分布でモデル化してよいこととした．これは，列車の通過する頻度や，地震により大きな加速度が入力されるタイミングと列車の輪軸が通過するタイミングが完全に合致する確率を考慮した場合，**図-3.17** で示したように，車両系の動的効果を考慮した場合の応答以上となる確率は非常に小さくなると考えてのことである．実際の現象としては，地震と列車通過のタイミングが合致した場合には構造物の応答が大きくなる可能性が 0 ではないことに留意する必要がある．

図-3.28 に，動的解析における列車重量の簡易モデル化手法として提案する，等価重量法に基づく列車重量の設定フローを示す．耐震標準 [3.2)] では，地震動に対する構造物の応答値を算定する場合，動的解析法と静的解析法を規定している．いずれの場合でも，一般的にはフレームモデルにより高架橋等の構造物をモデル化し，プッシュオーバー解析等によ

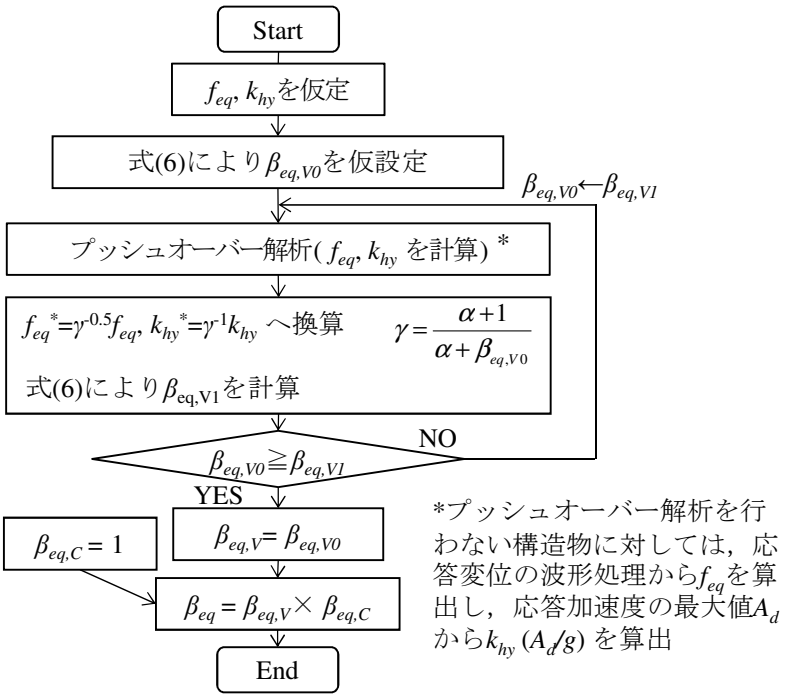


図- 3.28　等価重量法に基づく列車重量の設定フロー概念

り構造物の破壊形態を事前に確認する．等価重量法は，列車単位長さ重量 w_t に β_{eq} を乗じた列車重量をフレームモデルの桁や上層梁の位置に剛結されることで列車の影響を考慮するもので，車両系や車両/構造物間の相互作用を詳細にモデル化することなく，構造物の地震時応答を算定するものである．図に示すように，列車重量をモデル化する初期のステップでは，降伏振動数 f_{eq}，降伏震度 k_{hy} の情報は得られていないことから，構造諸元から概算値を推定し，式 (3.6) もしくは実務設計用に提供される数表に基づき β_{eq,V_0} を仮定する．この値に基づきプッシュオーバー解析を行い，得られた f_{eq}，k_{hy} を基に算出した β_{eq,V_1} と β_{eq,V_0} を比較する．$\beta_{eq,V_1} \geq \beta_{eq,V_0}$ となる場合，もしくはより詳細に β_{eq,V_0} を設定する場合には，再度フローを戻り β_{eq,V_0} に β_{eq,V_1} を代入しプッシュオーバー解析し直すこととなる．$\beta_{eq,V_0} \geq \beta_{eq,V_1}$ となる場合，β_{eq,V_0} を最終的な等価重量率 β_{eq} として採用することとなる．なお，長大橋等地震時に複数の振動モードが卓越し，プッシュオーバー解析を行わないような構造物に対しては，動的応答解析結果から，応答変位の波形処理から卓越振動数 f_d を抽出し f_{eq} として代用して良いこととした．k_{hy} は，応答加速度の最大値 A_d を算出し，A_d/g で代用して良いこととした．

3.5.2　等価慣性力法（静的解析による方法の場合）

3.1 で述べたように，従来，静的解析による手法では列車慣性力は，列車重量の 30%を震度に関係ない一定値として作用させる方法が採用されてきた．ここでは，列車荷重に考慮する震度の上限値 k_V と，**3.5.1** の動的解析の等価重量率 β_{eq} が概ね同等の評価を与える等価

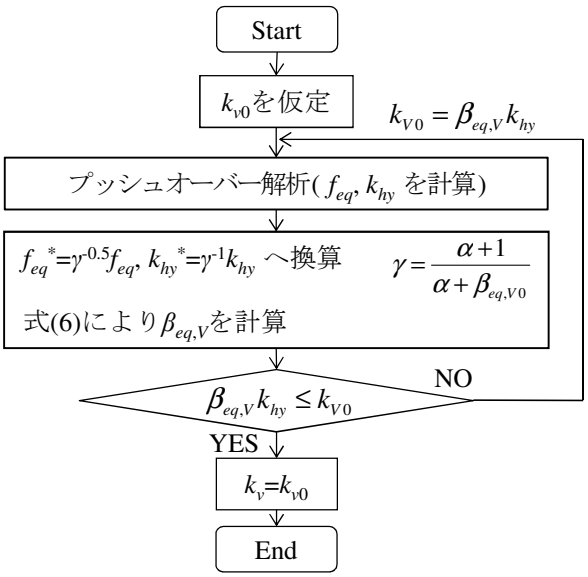


図- 3.29　等価慣性力法に基づく列車慣性力の設定フロー概念

慣性力法を提案する．

図-3.29 に，静的解析における列車慣性力の簡易モデル化手法として提案する，等価慣性力法に基づく列車慣性力の設定フローを示す．図に示すように，列車荷重に考慮する震度の仮定した値 k_{V0} に基づきプッシュオーバー解析を行い，プッシュオーバー解析により得られた f_{eq}，k_{hy} を基に $\beta_{eq,V}$ を算出する．降伏震度 k_{hy} に相当する慣性力が作用している場合に，**3.5.1** の等価重量法以上の慣性力となる条件 $\beta_{eq,V}k_{hy} \le k_{V0}$ を満たす場合には，k_{V0} を列車荷重に考慮する震度の上限値 k_V として採用してよい．

3.6　まとめ

本章では，鉄道車両の動的影響を考慮した鉄道構造物の耐震設計法を提案することを目的に検討を行い，以下の結論を得た．

1) 車両系の動的効果により，構造物の地震時応答は変化し，その程度は地震動の周波数特性，構造物の塑性化の程度，構造物の降伏振動数に依存する．構造物/車両の重量比が 1 の場合，応答塑性率は最大で-50 ～ +20%の間で変化する．

2) 列車の集中荷重効果により，非常に稀なケースではあるが，地震動の最大加速度時に，連結器を挟む 4 輪軸が着目構造物上に配置される場合には，列車重量を等分布で相当するよりも，構造物の地震時応答は大きくなる．この程度は，重量負担スパン，列車速度がそれぞれ小さいほど顕著となり，構造物/車両の重量比が 1 の場合，応答変位は最大で-70 ～ +100%程度の間で変化する．

3) 実線区構造物を模した数値解析においても，車両系の動的効果，集中荷重効果の連成により，列車重量の 100%を考慮する以上の応答が発生することが確認された．ま

た，L1 地震時には列車重量の 10%程度，L2 地震時には列車重量の 30%程度を考慮しておくことで 95%の確率で安全側の評価となる．

4) 耐震性能評価における列車重量の簡易モデル化手法として，動的解析の場合には，車両系の動的効果を等価重量率を用いて評価する等価重量法を，静的解析の場合には等価慣性力法を提案した．これにより，鉄道車両の動的影響を精緻かつ簡易に考慮した列車のモデル化が可能となった．

表- 3.2 記号対応表（3 章）

v	列車走行速度
L_v	車両長さ
L_b	台車長さ
L_w	車軸間隔
k_{hy}	構造物の降伏震度
k_{hmax}	構造物の最大震度
f_{eq}	構造物の降伏振動数
ξ	構造物のモード減衰比
k_{hy}^*	列車質量を 100%考慮した場合の構造物の降伏震度
k_{hmax}^*	列車質量を 100%考慮した場合の構造物の最大震度
f_{eq}^*	列車質量を 100%考慮した場合の構造物の降伏振動数
ξ^*	列車質量を 100%考慮した場合の構造物のモード減衰比
w_s	構造物の単位長さ重量
w_t	列車の単位長さ重量
α	構造物と車両の単位長さ重量の比 $(=w_s/w_t)$
Δt	数値積分時の時間増分
A_0	正弦波の最大入力加速度
g	重力加速度
m_s	線形振動理論で考慮する構造物の質量
f_s	線形振動理論で考慮する構造物の固有振動数
k_r	r 次モード剛性
ω_r	r 次角固有振動数
ζ_r	r 次モード減衰比
ϕ_{rs}	r 次モードベクトルの構造物系の自由度の成分
ϕ_{rv}	r 次モードベクトルの車両系の自由度の成分
ω	角振動数
h	構造物高さ
μ_r	構造物の応答塑性率
F_{nsp}	非線形応答スペクトルにより応答塑性率を求める関数
F_y	構造物の降伏耐力
η	車両系の動的効果による制振効果発揮率
I_g	地盤の固有振動数に依存する指標
f_g	地盤の固有振動数
I_p	構造物の塑性化の程度を表す無次元弾性応答加速度
A_r	地震波の弾性応答加速度
$\beta_{eq,V}$	車両系の動的効果の等価重量率
$\beta_{eq,C}$	集中荷重効果の等価重量率
W_{vu}	列車荷重を等分布荷重とした場合の構造物負担重量
$W_{vu}(x)$	列車荷重を集中荷重とした場合の構造物負担重量
k_v	列車荷重に考慮する震度の上限値

参考文献

3.1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，1999.

3.2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，2012.

3.3) Eurocode 8：Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges, European Committee for Standardization, 2005.

3.4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.

3.5) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室：橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する研究（その 1），土木研究所資料，第 3316 号，1994.

3.6) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室：橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する研究（その 2），土木研究所資料，第 3335 号，1999.

3.7) 亀田弘行，室野剛隆，南荘淳，佐々木伸幸：橋梁―車両連成系による道路橋の地震応答特性，土木学会論文集，No.626/I-48，pp.93-106，1997.

3.8) 川谷充郎，金哲佑，岩下謙司，安井克典：橋梁-車両連成系を考慮した高架道路橋の地震応答解析，土木学会論文集 A，Vol.64，No.4，pp.678-691，2008.

3.9) Wibowo, H., Sanford, D. M., Buckle, I. G. and Sanders, D. H.: Response of a Horizontally Curved Bridge under Combined Seismic and Stationary Vehicular Loads, 7th National Seismic Conference on Bridges and Highways, 2013.

3.10) 村松浩成，可知隆，三輪一弘，渡邊康人，船田智巳，生田周史：実台車を用いた加振試験による脱線防止ガードの設計仕様の検討，第 16 回鉄道技術連合シンポジウム講演論文集，No.59-65，pp.491-494，2009.

3.11) 徳永宗正，曽我部正道，後藤恵一：車両／構造物間の動的相互作用が構造物の地震時応答変位に及ぼす影響，土木学会論文集 A2 (応用力学)，Vol.68，No.2 (応用力学論文集 Vol. 15)，I_795-I_804，2012.

3.12) 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.

3.13) 松本信之，田辺誠，涌井一，曽我部正道：非線形応答を考慮した鉄道車両と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 A，Vol.63，No.3，pp.533-551，2007.

3.14) 宮本岳史，松本信之，曽我部正道，下村隆行，西山幸夫，松尾雅樹：大変位軌道振動による実物大鉄道車両の加振実験，日本機械学会論文集（C 編），Vol.72，No.706，pp.1849-1855，2005.

3.15) 後藤恵一，曽我部正道，田辺誠，浅沼潔 : 脱線後の車輪と軌道の接触モデルに関する研究，鉄道工学シンポジウム論文集，No.15，pp.132-139，2011.

3.16) 気象庁：気象統計情報/強震観測結果，

http://www. seisvol.kishou.go.jp/eq/kyoshin/jishin/030926_tokachioki/index.htm

3.17) 日本鉄道施設協会：新幹線軌道工事標準示方書 (営業線) 及び同解説，1995.

3.18) 浅沼潔，関根悦夫，片岡宏夫，曽我部正道，渡辺勉，後藤恵一：バラスト軌道の地震時変形挙動に関する解析的検討，鉄道工学シンポジウム論文集，No.14，pp.21-28，2010.

3.19) 徳永宗正，曽我部正道，上半文昭，谷村幸裕，室野剛隆，小野潔 : 常時微動による鉄道構造物の等価固有周期推定手法，鉄道総研報告，pp.35-40，2011.

3.20) 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.

3.21) 東海道新幹線工事誌工事誌 東京-大阪，1965.

3.22) 大阪幹線工事局：山陽新幹線 (新大阪・岡山間) 建設工事誌，1972.

3.23) 新幹線建設局：山陽新幹線 (岡山・博多間) 建設工事誌，1977.

3.24) 日本国有鉄道：東北新幹線工事誌 (大宮・盛岡間)，1983.

3.25) 日本鉄道建設公団北陸新幹線建設局：北陸新幹線工事誌 (高崎・長野間)，1983.

第4章　列車通過時における防音壁と構造物間の動的相互作用

4.1　はじめに

橋梁，高架橋等の鉄道構造物は，線路直角方向両端部に防音壁あるいは高欄（手すり）を有している．これらは，防音効果，防雪効果，遮風効果，作業員の安全確保，線路内への第三者の立ち入り防止などの機能を担っている．特に高速鉄道の構造物では，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．1982 年開業の東北・上越新幹線までは，防音壁として，剛性の高い場所打ち RC 壁が多用されていたが，1997 年開業の北陸新幹線以降，近年の整備新幹線に至るまでは，建設費削減、省力化施工の観点から H 型鋼の支柱にプレキャスト板を落とし込んだ構造が多用されるようになってきた．この防音壁の構造性能を決定する H 鋼支柱の設計には，風荷重，高欄推力，飛雪荷重，列車風圧等が考慮される [4.1)]．その中でも風荷重 [4.2)] 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．

一方，本章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 が前述の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る場合が一般的であった．このため，列車風圧を用いての照査は，疲労破壊の照査が必要に応じて行われるに留まっていた．この 1.0kN/m^2 は，測定結果に基づき安全側に定められたもので，列車速度による列車風圧の増加や，比較的剛な防音壁を対象とした動的な増幅の影響が包括的に加味されている．従来は，防音壁高さ H = レールレベル + 2.5m 程度（以下，レールレベルを「$R.L.$」と記載する）までの比較的剛な防音壁 [4.3),4.4)] が一般的であったため，設計において防音壁が共振増幅に至るケースまでを設計上想定する必要がなかったため，防音壁の振動特性によらず一定値を用いた簡易な照査が行われてきた．

これに対して，近年，整備新幹線の建設が進むにつれ，背の高い防音壁の開発ニーズが増してきた．この背景には周辺環境への一層の配慮と寒冷地への対応が挙げられる．防音壁は，背を高くすることにより，主として転動音騒音等の伝搬行路を長くし，その回折減衰により遮音効果を高めることができる．同様に，既設新幹線の速度向上対応では，既設防音壁の嵩上げや形状改良などが実施される場合もある．また，軌道内における貯雪スペース確保のためレールレベルを高くする必要があるため，相対的に背の高い防音壁が必要となってきた．背の高い防音壁を実用化する場合には，その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，体系的には行われていなかった．国内においては，著者らによる限定的な検討が行われている程度で [4.5),4.6)]，

実際に発生する列車風圧，高速列車風圧が作用した場合の実際の動的な応答メカニズム，防音壁と列車荷重や構造物との相互作用の影響，実測に基づく実防音壁の固有振動数，振動モード，減衰定数，設計上の安全領域と危険領域を分ける閾値の考え方などについては検討が行われていないの実状である．欧州基準である UIC コードでは，防音壁や駅舎等の構造物の設計において，列車通過時に発生する列車風圧のピーク値と分布長を考慮する体系が提案されており[4.7),4.8)]，ドイツ鉄道において，列車風圧が防音壁に及ぼす動的効果について一部検討されているものの[4.9)]，静的な設計計算を前提としたもので列車風圧と防音壁の共振現象に関しては考慮されていない．

以上のような背景から，筆者等はこれまでに $H = R.L. + 4.0\text{m}$ 程度の背の高い防音壁の開発に取り組んできた．本章では，この背の高い防音壁を対象に，特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として，**4.3** において，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した．さらに，**4.4** において，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し，**4.5** において，列車通過時の防音壁の応答を設計で評価するための手法を提案した．

4.2　検討方法

4.2.1　検討対象

4.2.1.1　構造物

図-4.1 に対象とした構造物の諸元を示す．図に示すように，対象構造物は起点側より壁式橋脚，橋長 10m の RC 桁，橋長 40m ラーメン高架橋から構成されている．鉄道構造物には，様々な高架橋，橋梁が存在し，構造物の高さや地盤により構造形式，形状が大きく異なる．しかしながら，防音壁の応答に寄与することが想定される縦梁，中間スラブ，張出スラブは，列車荷重および死荷重により断面が決定されるため，それらの基本的な構造寸法は同一となる．そこで，桁式構造物で最も張出長さの長い RC 桁と，最も一般的な構造物であるラーメン高架橋を対象構造物として選定した．これらの構造物を分析することにより，近年，整備新幹線で建設されているほとんどの構造物が安全側に網羅できると考えてよい．

4.2.1.2　防音壁

図-4.1 に対象とした防音壁諸元を示す．下り線側の $R.L. + 3.953\text{m}$（以下，四捨五入して「$R.L. + 4.0\text{m}$」と記載する）および上り線側の $R.L. + 2.0\text{m}$ の半雪覆型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構造物上の積雪防止効果を期待したものである．下り線側防音壁が本章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」と言う）を用いた形式が一般的で

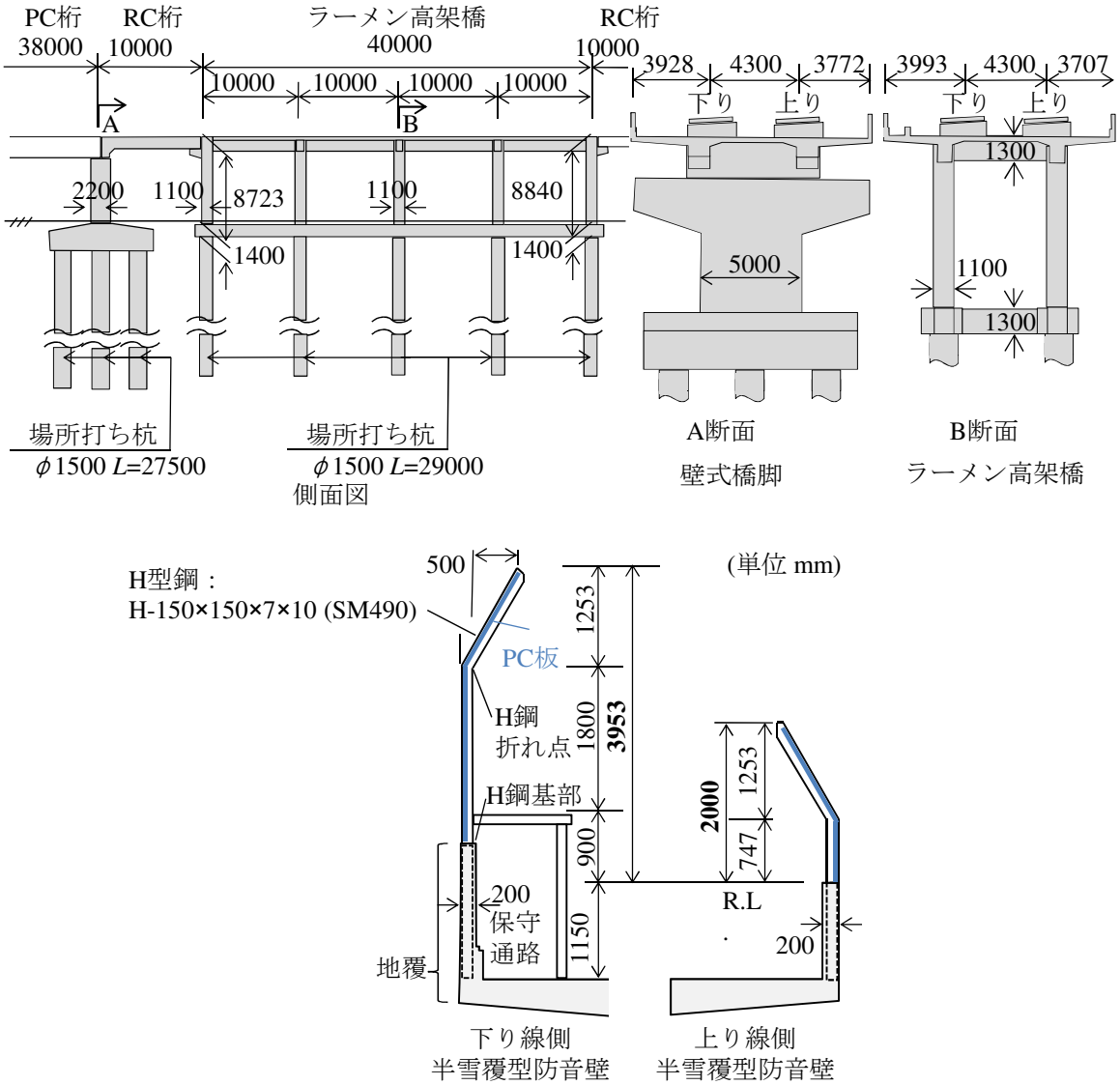


図- 4.1 対象構造物および防音壁諸元

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．PC 板で使用されるコンクリートの設計基準強度は 40N/mm^2 で，ヤング係数は 28.1kN/mm^2 である．

4.2.2 測定手法

4.2.2.1 測定機器

表-4.1 に使用した測定機器を示す．測定システムは，風圧・ひずみ測定システム，RC 桁の加速度測定システム，ラーメン高架橋の加速度測定システムの 3 つとした．各測定システムは独立で，時刻同期をとらずに測定した．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，風圧・ひずみは 100Hz，加速度は 200Hz のローパスフィルタを適用した波形を分析に用いた．

表- 4.1　使用した計測機器

項目	機器	メーカー	製品名
風圧	風圧計	SANKEI ENGINEERING	DP8H-01S
	風圧計	KYOWA	PSS-02KBF
ひずみ	ひずみゲージ	KYOWA	KFW防水型 箔ひずみゲージ
加速度	圧電型 加速度計	リオン	PV85
	プリアンプ	リオン	NH-22+UA-03
	シャーシ	NI	cDAQ-9172
	加速度 モジュール	NI	NI9233
	圧電 モジュール	NI	NI9215
	インパルス ハンマ	東陽テクニカ (PCB製)	086D05

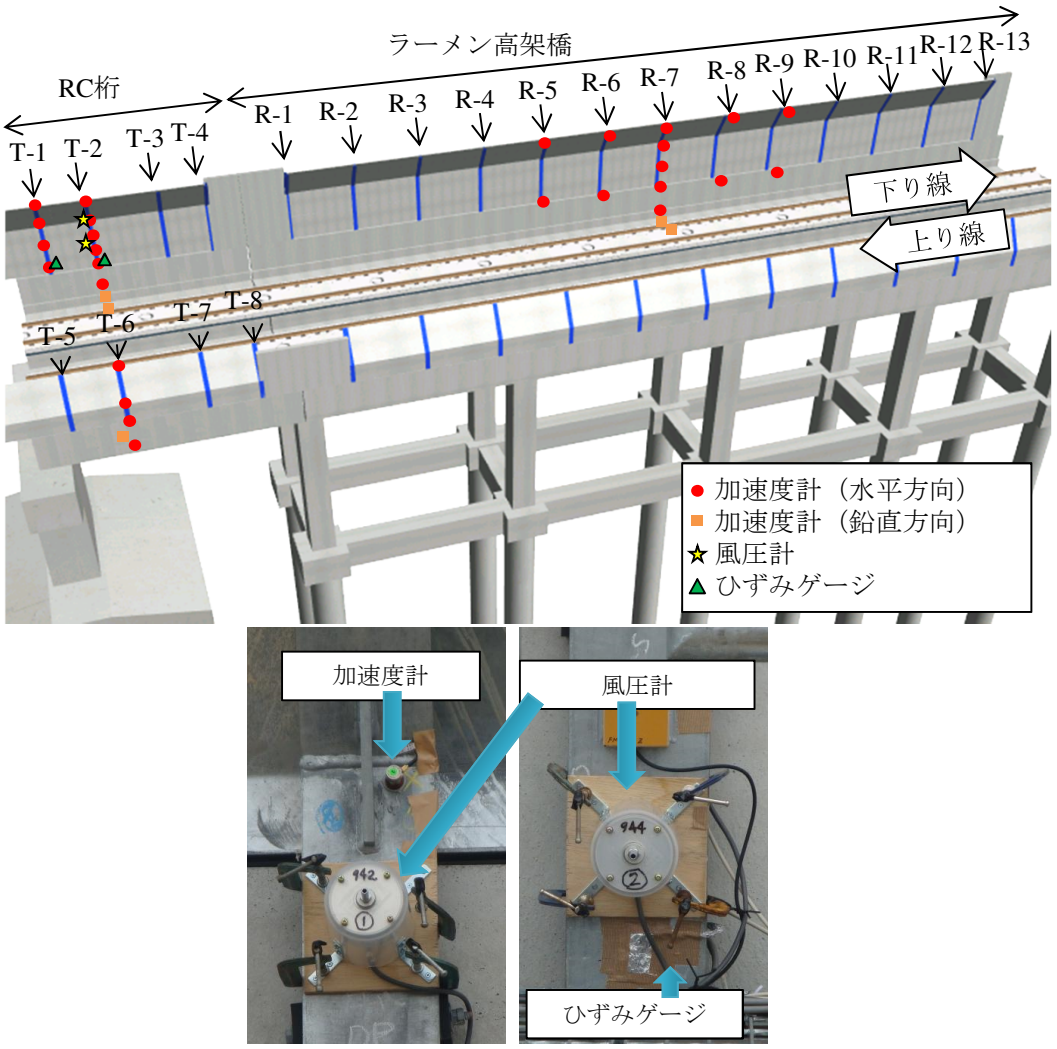


図- 4.2　測定機器設置状況

4.2.2.2　測定機器設置方法

図-4.2 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」という），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」という），張出

表- 4.2 列車走行試験ケース一覧

	方向	列車速度 (km/h)
1	下り	238
2	上り	237
3	下り	246
4	上り	248
5	下り	240
6	上り	240
7	下り	252
8	上り	249
9	下り	256
10	上り	258

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．

4.2.2.3 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，配置した各加速度計近傍を，インパルスハンマーにより人力加振し，加速度を測定した．

表-4.2 に列車走行試験ケース一覧を示す．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．

4.2.3 解析手法

本章では，列車通過時の防音壁の動的応答特性を詳細に検討するため，研究用プログラムである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，数値解析を行った [4.10)]．

4.2.3.1 構造物の力学モデル

図-4.3 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．壁式橋脚，ラーメン高架橋柱は梁要素，RC 桁，ラーメン高架橋上部工の張出スラブ，中間スラブ，縦梁，横梁はシェル要素とし，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．H 鋼は梁要素，PC 板は梁要素を用いた格子モデルとした．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

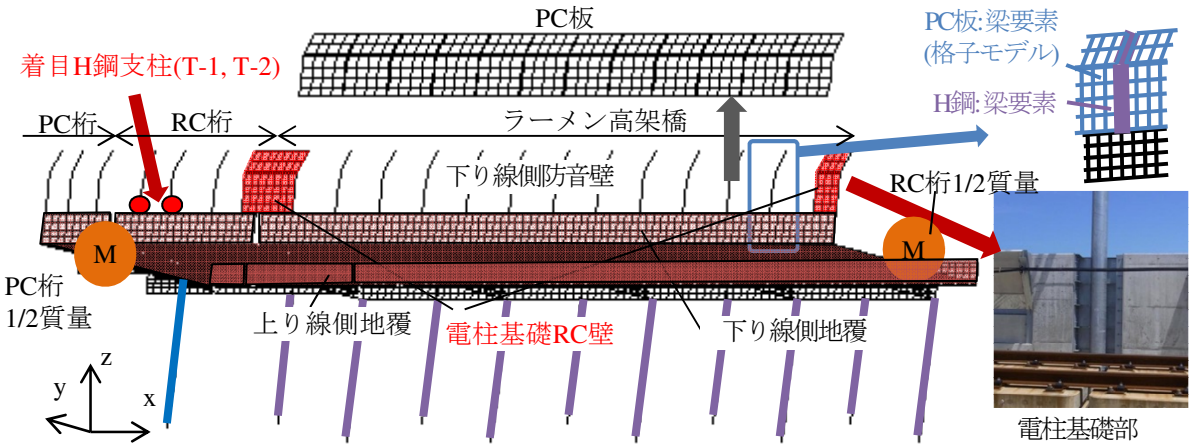


図- 4.3　構造物の力学モデル（解析）

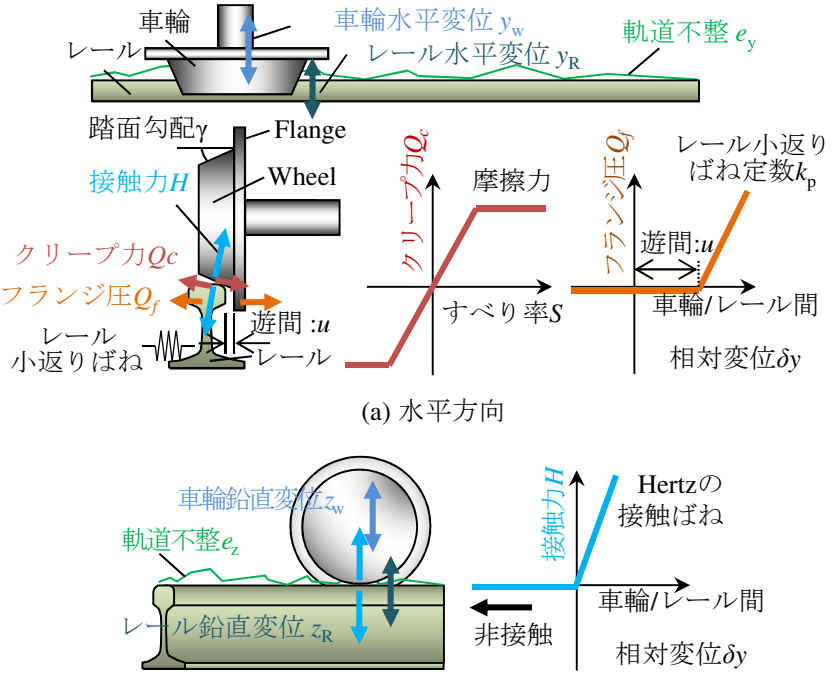


図- 4.4　車輪／レール間の力学モデル

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．構造物および地覆のコンクリート材料のヤング率は 26.5kN/mm^2，31.0kN/mm^2 の 2 通り，H 鋼はヤング率 210kN/mm^2 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%と設定した．構造物の各モードのモード減衰比は 1%および 2%とした．

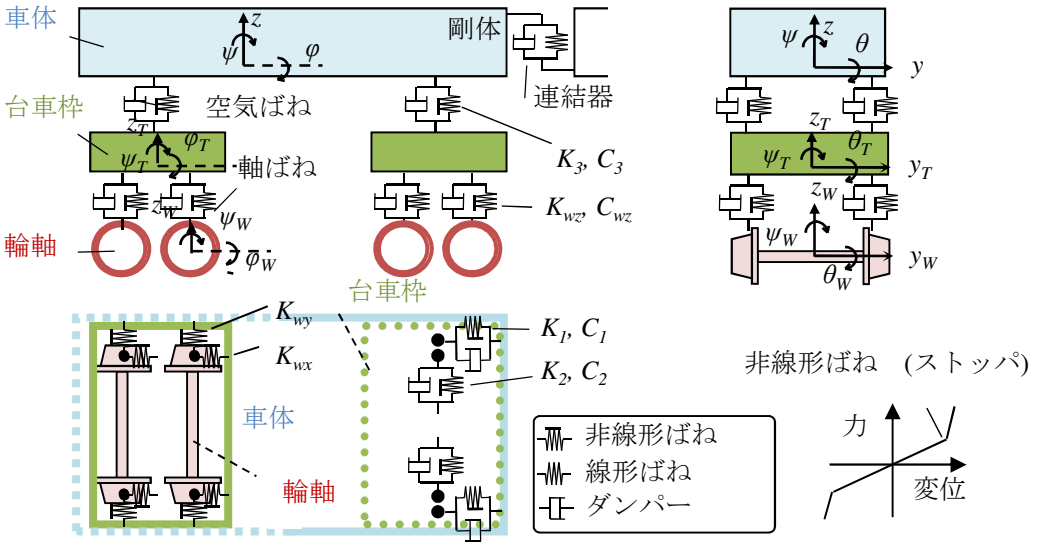


図- 4.5 車両の力学モデル

4.2.3.2 車輪／レール間の力学モデル

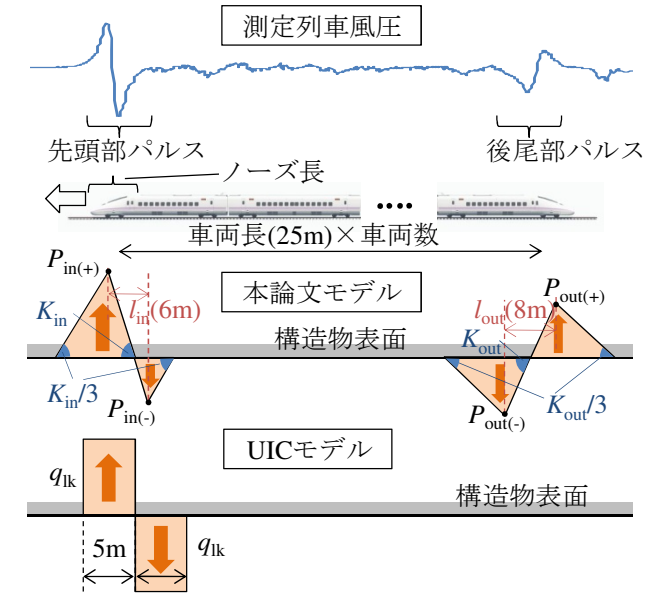
図-4.4 に車輪／レール間の力学モデルを示す．車輪／レール間の相互作用力は，両者の鉛直方向相対変位及び水平方向相対変位を用いて算定した．具体的には，両者の接触面の法線方向には Hertz の接触ばねを，接線方向にはクリープ力をそれぞれ考慮した．車輪フランジとレールが接触した場合にはレール小返りばね定数を用いてフランジ接触力を評価した．接触点と接触角は，車輪およびレールの水平方向相対変位と車輪およびレールの幾何学形状にもとづき定めた接触関数から求めた [4.10)]．

4.2.3.3 車両の力学モデル

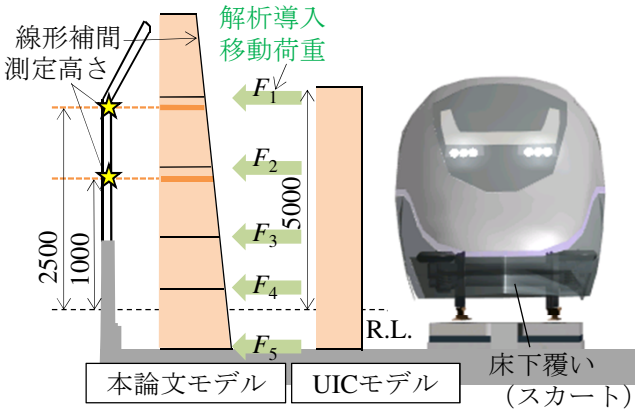
図-4.5 に車両の力学モデルを示す．車両の力学モデルは，車体，台車枠，輪軸の各構成要素を剛体と仮定し，これら剛体をばね，ダンパで結合した三次元モデルとした．1 車両当たりの自由度は 31 である．実車では，各構成要素間に著大な相対変位を抑制するストッパが設けられている．これらを表現するため，ばねはバイリニア形の非線形ばねとした．なお力学モデルの妥当性については，実車両と車両試験台を用いた検証実験が既に実施されている [4.11)]．この車両モデルを 12 両連結してモデル化した．車両諸元は近年の高速新幹線車両を参考に設定した．

4.2.3.4 列車風圧の力学モデル

図-4.6 に列車風圧の力学モデルを示す．列車が通過する際には，列車風と同時に圧力変動が生じる．この圧力場が列車とともに移動するため，通過列車の近傍では，先頭部通過時に正負の圧力パルス（以下,「先頭部パルス」と呼ぶ.），後尾部通過時に負正の圧力パル



(a)　橋軸方向



(b)　高さ方向

図- 4.6　列車風圧の力学モデル

ス（以下,「後尾部パルス」と呼ぶ.）を伴う圧力変動として観測される．従来より，多くの列車風圧測定が行われており，列車風圧のピーク値は列車速度の 2 乗に比例して増加する傾向を示すことから式 (4.1) が適用できることが明らかとなっている．

$$P = \frac{1}{2}\rho v^2 C_p \tag{4.1}$$

ここで，P は列車風圧のピーク値 (N/m^2)，ρ は空気密度 (1.25kg/m^3)，v は列車速度 (m/s)，C_p は速度圧 ($\rho v^2/2$) に対する圧力変動最大値の比を表す圧力係数である．

国内の既往の研究から，列車風圧の大きさを支配する C_p に関して，後尾部では列車風圧の最大値は先頭部ほど大きくならないこと [4.12]，軌道中心からの離れの 2 乗に反比例して，C_p が小さくなること [4.13]，列車風が外側に吹き抜けるため，高い位置ほど C_p が小さくな

る傾向にあること [4.12), 4.14)]，車両の先頭形状に依存して変化すること [4.15), 4.16)] 等が明らかとなっている．車両の先頭形状が及ぼす影響については，断面形状の変化が緩やかなほど C_p は小さくなること，円錐型より楔形のほうが C_p が小さくなること [4.15), 4.16)]，車両下の床下覆い（スカート）の有無に依存して変化し，床下覆いが無いほうが C_p が小さくなること [4.16)]，正負圧に変化するピーク間距離は車両の先頭のノーズ角に依存して変化すること [4.15)]，等が明らかとなっている．

図-4.6(a) に示すように，橋軸方向の列車風圧形状は，先頭および後尾部の正負三角パルスをそれぞれ再現したモデルとした．先頭部，後尾部の正負のピーク値 $P_{in(+)}$，$P_{in(-)}$，$P_{out(+)}$，$P_{out(-)}$ は，それぞれ速度圧で無次元化した圧力係数 $C_{p,in(+)}$，$C_{p,in(-)}$，$C_{p,out(+)}$，$C_{p,out(-)}$ を測定に基づき設定した．先頭部，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，**4.3.2** で後述するが，測定結果をもとに K_{in}，K_{out} の 1/3 とした．

図-4.6(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，測定の風圧計の位置 ($R.L.+1.0$m，$R.L.+2.5$m) の風圧を高さ方向に線形補間することで設定した．さらに防音壁の領域を 3 分割，地覆の領域を 2 分割し，支配面積上の風圧 P を領域積分することで移動線荷重 $F_i(i=1\sim5)$ を定義し，5 本の線荷重列としてモデル化した．

図-4.6 の UIC モデルとして示すように，欧州では防音壁等の設計において，鉛直面に作用する列車風圧のモデル化手法を以下のように規定している．高さ方向の列車風圧形状は，レール頭面から 5m の高さまで一定の値とし，橋軸方向の列車風圧形状は，対象構造物の動的応答を考慮せず 5m の正負長方形パルスとしている [4.7),4.8)]．列車風圧の設計分布荷重の特性値 q_{lk} は，測定統計データに基づき，軌道中心からの離れ，車両の先頭形状，局所部に作用する列車風圧の最大値の影響を個々に分離して考慮した式 (4.2) により算出している．式 (4.1) の C_p は，式 (4.2) において車両の先頭形状の影響を考慮する係数 k_1 を含んだ $C'_p k_1$ に概ね対応する．また，式 (4.1) の P は列車風圧のピーク値を表す一方，式 (4.2) の q_{lk} は列車風圧分布と等価となる等分布の設計荷重であり，列車風圧の最大値を考慮する係数 k_2=1.3 の場合に式 (4.1) の P と式 (4.2) の q_{lk} は概ね等価となる．

$$q_{lk} = \frac{1}{2}\rho v^2 C_p k_1 k_2 \tag{4.2}$$

$$C_p = \frac{1.5}{(a_g + 0.25)^2} + 0.02 \tag{4.3}$$

ここで，q_{lk} は分布荷重に対応する列車風圧の特性値，C_p は軌道中心からの離れに依存する圧力係数，k_1 は車両の先頭形状の影響を考慮する係数 (k_1 =1.0：空気力学上有効な形状でない列車，k_1 =0.85：列車速度 220km/h までの空気力学特性に優れた列車，k_1 =0.60：

表- 4.3　解析ケース一覧

(a) 解析パラメータ

	ヤング率E_c(kN/mm^2)	列車風圧	列車速度 (km/ h)	構造物モードのモード減衰比
再現解析	31.0	平均値	252	2%
パラメーター解析	26.5	包絡値	10 ~ 500 (10刻み)	1%

(b) パラメータ解析の解析ケース

ケース名	列車風圧	列車荷重	動or静	構造物剛性	目的
$WI_{\mathrm{W}}LI_{\mathrm{L}}$	○	○	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
W　L	○	○	静	無し	・$WI_{\mathrm{W}}LI_{\mathrm{L}}$ケースに含まれる静的応答成分を把握
WI_{W}	○	×	動	無し	・$WI_{\mathrm{W}}LI_{\mathrm{L}}$ケースに含まれる列車風圧による動的応答成分を把握
$WI_{\mathrm{W}(1)}$	○(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
W	○(1波)	×	静	無し	・WI_{W}ケースに含まれる静的応答成分を把握
LI_{L}	×	○	動	無し	・$WI_{\mathrm{W}}LI_{\mathrm{L}}$ケースに含まれる列車荷重による応答成分を把握　低速時が静的応答
$LI_{\mathrm{L}(柱)}$	×	○	動	柱剛	・LI_{L}ケースの応答に構造物の水平振動が及ぼす影響度を把握
$LI_{\mathrm{L}(ス)}$	×	○	動	中間スラブ剛	・LI_{L}ケースの応答に中間スラブの振動が及ぼす影響度を把握

ICE，TGV，ETR 等の空気力学特性に非常に優れた高速列車)，k_2 は局所部に作用する列車風圧の最大値を考慮する係数 (k_2 =1.3：高さ 1.00m 以下もしくは幅 2.50m 以下の受圧対象の場合)，a_g は軌道中心からの離れ (m) ($a_g \geq 2.3$m) である．

4.2.3.5　数値解析法

車両及び構造物に関する運動方程式を連立して解くことにより，複数の車両からなる列車と構造物との動的な連成解析を行った．効率的な数値解析を行うために，車両及び構造物の運動方程式をモーダル変換する．得られる車両及び構造物のモーダル座標系上での運動方程式を，Newmark の平均加速度法 ($\beta = 1/4$) により時間増分 Δt 単位に解いていく．ただし，運動方程式が非線形であることから，不釣合力が十分小さくなるまで Δt 内において反復計算を行った．この際，数値解析速度を向上させるために，時間増分 Δt 内における収束回数をモニターし，Δt の大きさをプログラム内で自動的に調整する手法を用いた．解析に用いた Δt は，10^{-5} 秒を標準とした．考慮するモード次数は 160 次とした．

4.2.3.6　解析ケース

表-4.3 に解析の解析ケース一覧を示す．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**表-4.2** の試験ケース 7 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, …, 500km/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-4.3(b) にパラメータ解析の具体的な解析ケースを示す．表に示す $W_{IW}L_{IL}$ ケースは，列車荷重 (W) と列車荷重 (L) を動的 (I_W, I_L) に載荷させたケースで，基本ケースである．W_{IW} ケースは，列車荷重 (W) のみを動的 (I_W) に載荷させたケースで，$W_{IW}L_{IL}$ ケースと比較することで $W_{IW}L_{IL}$ ケースに含まれる列車風圧による応答成分を把握することを目的とする．$W_{IW(1)}$ ケースは，**図-4.6** に示す列車荷重 (W) の先頭部の 1 波のみを動的 (I_W) に載荷させたケースで，W_{IW} ケースと比較することで，突入時，退出時の入力の重畳効果を把握することを目的とする．W ケースは，列車荷重 (W) を静的に載荷させたケースで，W_{IW} ケースと比較することで，列車風圧による応答成分の動的応答成分と静的応答成分を把握することを目的とする．L_{IL} ケースは，列車荷重 (L) のみを動的 (I_L) に載荷させたケースで，$W_{IW}L_{IL}$ ケースと比較することで $W_{IW}L_{IL}$ ケースに含まれる列車荷重による応答成分を把握することを目的とする．$L_{IL(柱)}$ ケースは，構造物が水平方向に振動しないように，壁式橋脚とラーメン高架橋の柱剛性を十分大きくしたモデルに，列車荷重 (L) のみを動的 (I_L) に載荷させたケースであり，L_{IL} ケースと比較することで，構造物の水平振動が及ぼす影響度を把握することを目的とする．同様に，$L_{IL(ス)}$ ケースは，中間スラブの剛性を十分大きくしたモデルに，列車荷重 (L) のみを動的 (I_L) に載荷させたケースであり，L_{IL} ケースと比較することで，中間スラブの振動が及ぼす影響度を把握することを目的とする．

4.3 検討結果

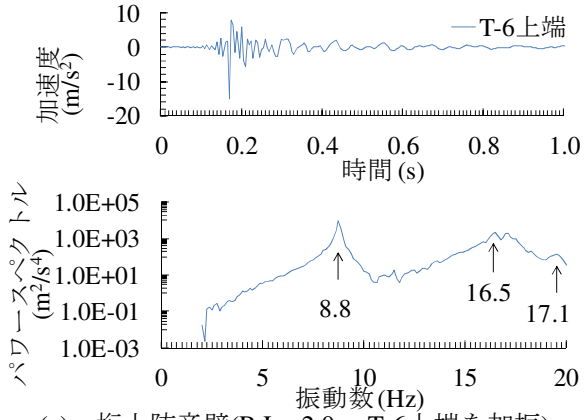
4.3.1 防音壁の固有振動モード

図-4.7 に，防音壁の衝撃振動試験結果の時刻歴波形および周波数分析例を示す．**図-4.7**(a) は，*R.L.* + 2.0m の高さの上り線側桁上防音壁の測定結果である．パワースペクトルにおいて 8.8Hz に明確なピークが確認でき，防音壁の 1 次固有振動数と推定される．16.5，17.1Hz にもピークが確認でき，それぞれ 2 次，3 次の高次モードと考えられる．

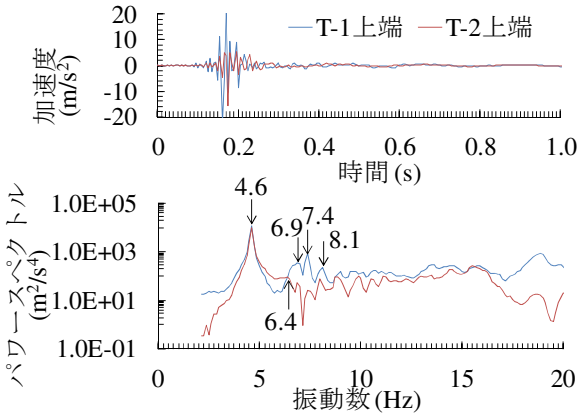
図-4.7(b) は，*R.L.* + 4.0m の高さの下り線側桁上防音壁の測定結果である．パワースペクトルにおいて 4.6Hz に明確なピークが確認でき，防音壁の 1 次固有振動数と推定される．6.4，6.9，7.4，8.1Hz にもピークが確認でき，それぞれ高次モードと考えられる．

図-4.7(c) は，*R.L.* + 4.0m の高さの下り線側ラーメン上防音壁の測定結果である．図から，1 次固有振動モードと推定される 3.3Hz，高次モードと推定される 3.8，4.4，5.0，5.8Hz が確認できる．

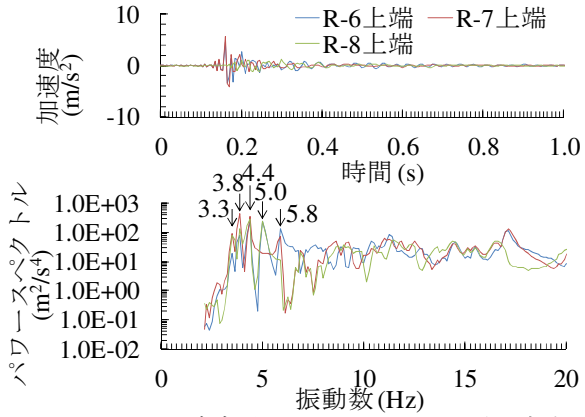
表-4.4 に，実測に基づく防音壁の固有振動モードの同定結果として，固有振動数，モード減衰比を示す．同定手法として自由振動波形と ERA を用いた手法 [4.17] を用い，*R.L.* + 4.0m の防音壁で 1～4 次，*R.L.* + 2.0m の防音壁で 1 次の固有振動モードが同定できた．表から，測定から得られた固有振動数は，上り線側桁上防音壁で 8.8Hz，下り線側桁上防音壁で 4.6Hz，下り線側ラーメン上防音壁で 3.3Hz であり，*R.L.* + 2.0m の防音壁の 8.8Hz と比較して，*R.L.* + 4.0m の防音壁は固有振動数が半分程度となっていることが分かる．また，



(a)　桁上防音壁(R.L.+2.0m, T-6上端を加振)



(b)　桁上防音壁(R.L.+4.0m, T-1上端を加振)



(c)　ラーメン上防音壁(R.L.+4.0m, R-6上端を加振)

図- 4.7　防音壁の衝撃振動試験結果の波形・周波数分析例

同じ *R.L.* + 4.0m の防音壁でも，ラーメン上防音壁の方が桁上防音壁より固有振動モードが低い振動数領域に集中している．これは，**図-4.2** に示すように，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ためと考えられる．このことから，防音壁の固有振動数に電柱基礎 RC 壁といった拘束間隔が及ぼす影響は大きいと推察される．また，固有振動数の変動係数は 1%程度と非常に安定した値を示していることが確認できる．モード減衰比は変動係数が 50～100%程度と安定した値とは言い難いが概ね各モードに対して

表- 4.4 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
下り線側 桁上 (R.L.+4.0m)	1次	4.2	4.4	4.6	0.4%	0.008	77.0%	23
	2次	5.6	5.8	6.4	0.8%	0.008	83.4%	17
	3次	6.4	6.8	6.9	0.6%	0.015	64.0%	11
	4次	7.4	8.1	8.1	0.4%	0.004	67.8%	35
	5次	9.2	9.5	-	-	-	-	-
下り線側 ラーメン上 (R.L.+4.0m)	1次	3.3	3.4	3.3	1.1%	0.013	90.1%	17
	2次	3.5	3.6	3.8	1.5%	0.014	68.4%	12
	3次	4.0	4.1	4.2	1.4%	0.021	69.7%	5
	4次	4.3	4.8	4.6	0.4%	0.007	125.4%	6
	5次	4.6	4.8	-	-	-	-	-

ave.=平均値, c.c.=変動係数, m=同定が可能となった測定回数

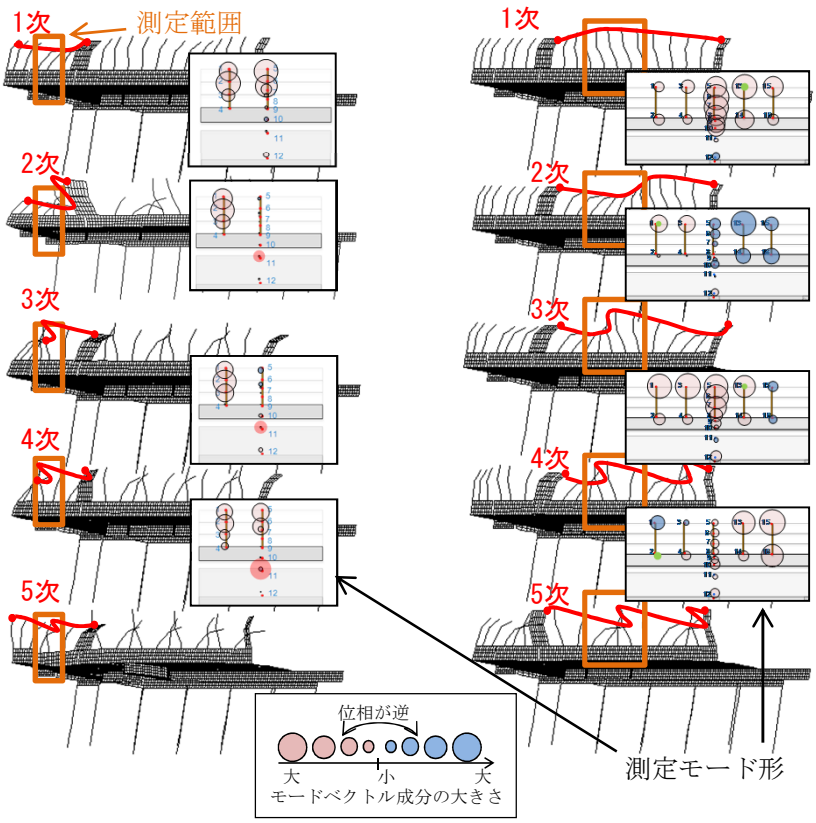
桁上防音壁で 0.5～1.5%，ラーメン上防音壁で 1.0～2.0%となり，ラーメン上防音壁の方が若干大きい結果となった．これらの結果から，解析に用いるモード減衰比は 1.0%とした．

表-4.4 に，E_c が 26.5kN/mm^2，31kN/mm^2 の場合に対して行った固有値解析の結果を併せて示す．*R.L.* + 2.0m の防音壁は，**4.2.3.1** で述べたようにモデル化していないことから，固有振動数の解析結果は得られていない．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，測定と解析で概ね一致していることが確認できる．

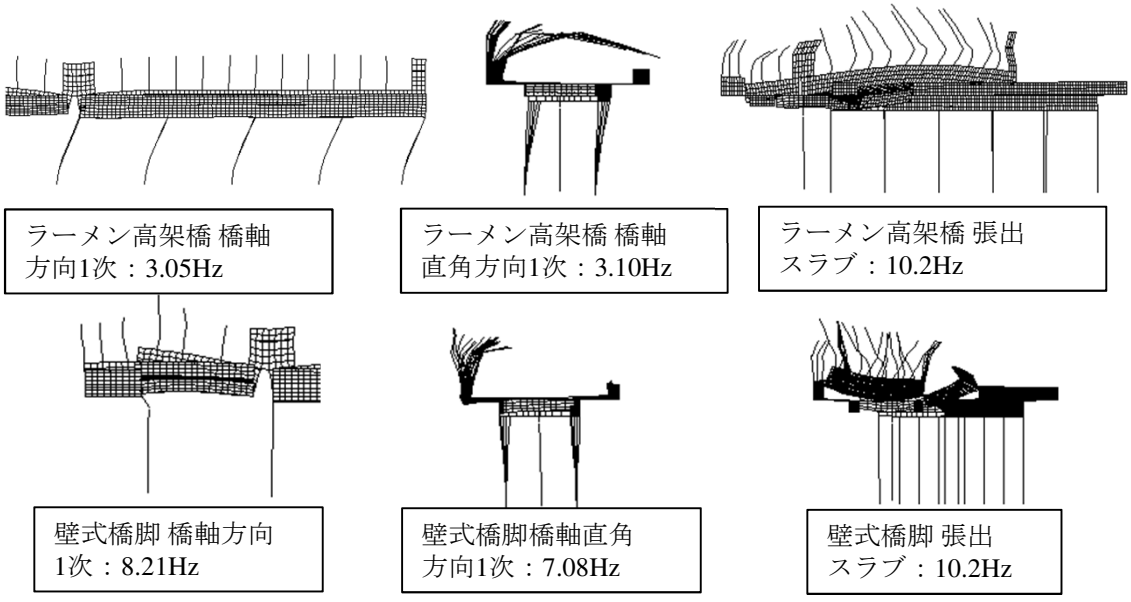
図-4.8 に，E_c が 31kN/mm^2 の場合の固有値解析から得られる，振動モード形状および衝撃振動試験結果から得られる振動モード形状を示す．図中の測定振動モード形状は，○の大きさがモードベクトル成分の大きさを表し，赤と青が位相が逆であることを表している．**図-4.8**(a) には，防音壁の振動モード形状を示す．測定点が少ないことから，振動モード形状の違いがそれぞれのモードで明確に判別できるわけではないが，防音壁の振動モード形状は，測定と解析で概ね一致していることが確認できる．**図-4.8**(b) に，主に下部の構造物が変形する振動モードのうち，代表的な振動モードを示す．張出スラブの固有振動モードは，防音壁と比較して高く 10Hz 程度であった．

4.3.2 防音壁に作用する列車風圧

図-4.9 に，列車速度 252km/h である試験ケース 7 における *R.L.* + 1.0m で観測された列車風圧波形，周波数分析結果を示す．周波数分析結果は，先頭部パルス，後尾部パルスの風圧変化の激しい 2 秒程度の波形を切り出し，周波数領域に変換したものである．図から，突入時に ±0.4kN/m^2 程度の風圧が測定されており，正圧が過ぎた後急激に負圧に変化していることが確認できる．退出時には ±0.2kN/m^2 程度の風圧が測定されており，退出に合わせて負圧から正圧に変化していることが確認できる．また，列車風圧の周波数特性に着目する



(a)　防音壁



(b)　構造物

図- 4.8　固有振動モード形状

と概ね 5Hz 以下の周波数成分が多いことが確認できる．ここで，周波数特性を考察するため，時間 $[-T < t < T]$ の定義域における周期 $2\pi f_0$ の正弦波の $sin2\pi f_0 t$ を考える．$sin2\pi f_0 t$ を周波数領域にフーリエ変換した時の絶対値は式 (4.4) となる．

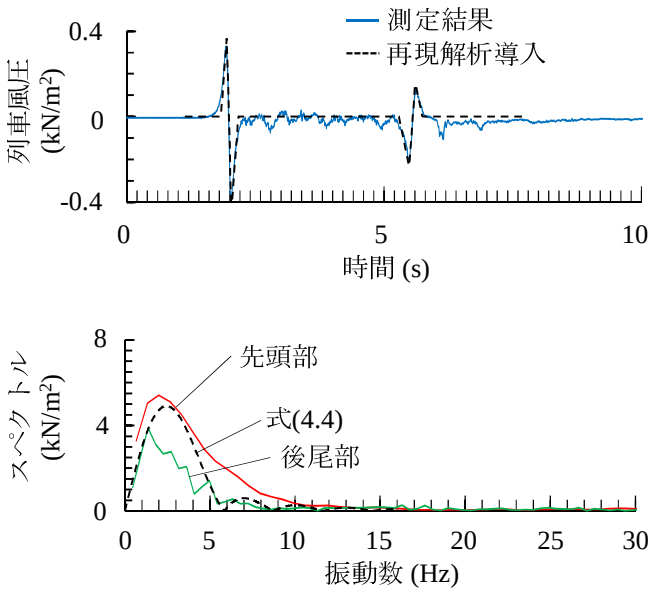


図- 4.9 列車風圧の測定結果・解析入力（252km/h）

$$|F(f)| = \frac{1}{2\pi}\left|\frac{sin2\pi(f-f_0)T}{f-f_0} - \frac{sin2\pi(f-f_0)T}{f-f_0}\right| \tag{4.4}$$

対象としている列車風圧の先頭部パルスは，後述するように平均的には，ピーク間距離が 6m 程度，傾き比が 3 程度であることから，6m×4 で 1 波長 24m 程度の正弦波 1 波と考えることができる．従って，列車速度を V (km/h) とすると，$T = 12\times3.6/V$，$f_0 = V/3.6/24$Hz となる．V = 252km/h とすると，f_0 = 2.9Hz 程度となる．**図-4.9** にはこの時のスペクトルを記載しているが，式 (4.4) と列車風圧の周波数分析結果は概ね一致していることから，列車風圧の入力特性は正弦波 1 波により俯瞰することができることが分かる．また，**表-4.4** の防音壁の固有振動数の測定結果から，*R.L.*＋2.0m の防音壁の固有振動数である 8.8Hz は列車風圧の入力スペクトルが小さい領域に固有振動数があったが，本章で対象とする *R.L.*＋4.0m の防音壁の固有振動数である 3.3Hz は，入力スペクトルが大きい領域に固有振動数が入っていることが確認できる．

図-4.10 に，列車走行試験で得られた列車風圧ピーク値-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，およびその C_p に対応する式 (4.1) による列車風圧-列車速度関係も併せて示す．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 40～80%程度であり，突入時よりも小さいことが確認できる．

表-4.5 に，列車風圧測定から得られた圧力係数 C_p の一覧を示す．解析に導入する列車風圧の力学モデルの設定では，再現解析では本測定結果の平均値相当の C_p，パラメータ解析では最大値相当の C_p を用いた．

図-4.11 に，既往の代表的な測定により得られた列車風圧ピーク値-列車速度の関係を示

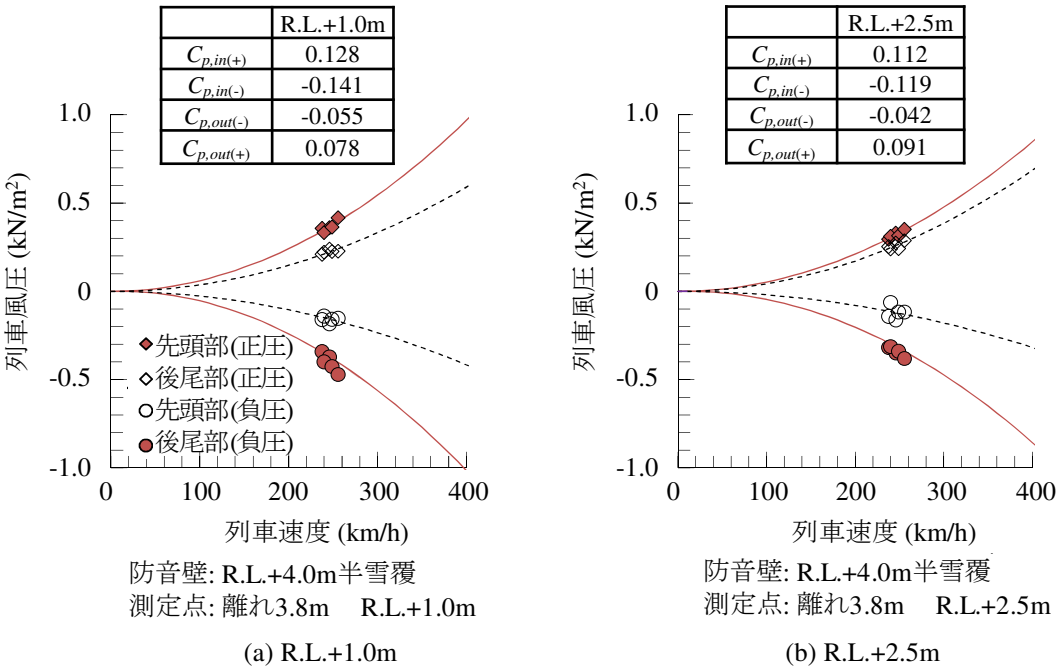


図- 4.10　本測定による列車風圧ピーク値

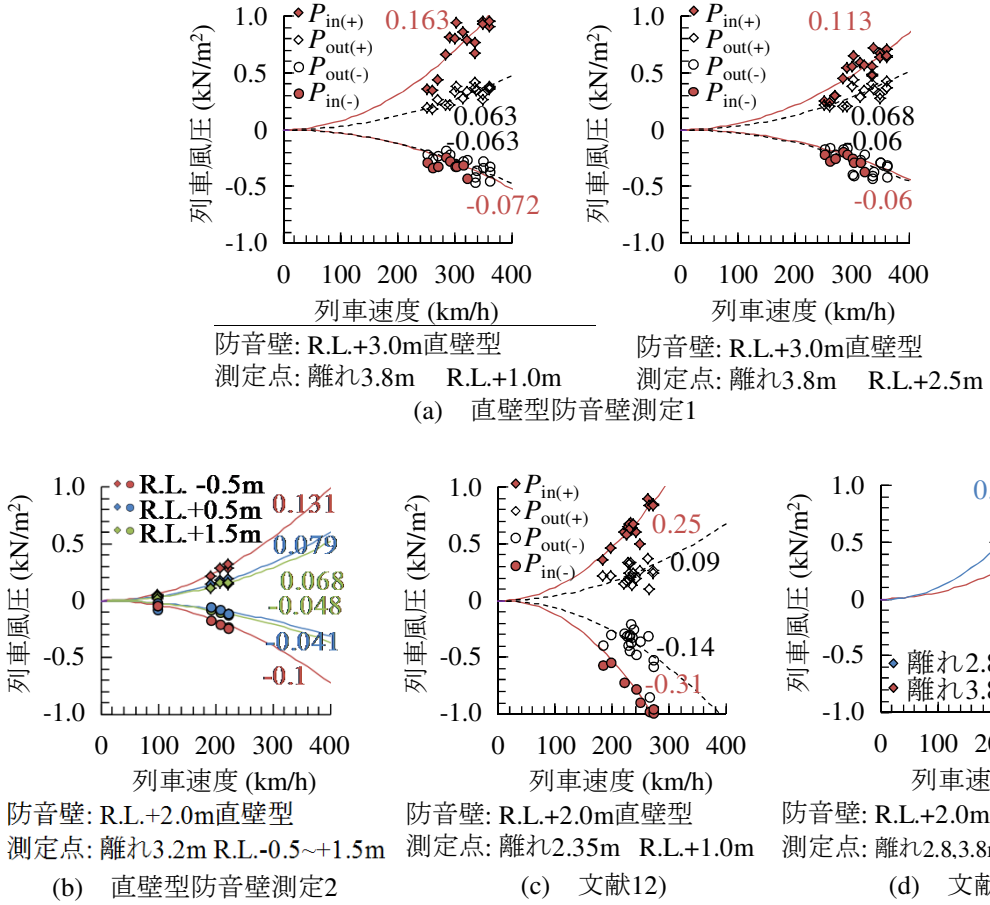
表- 4.5　防音壁の固有振動モードの同定結果

	R.L.+1.0m		R.L.+2.5m	
	平均値	最大値	平均値	最大値
$C_{p,in(+)}$	0.128	0.135	0.112	0.116
$C_{p,in(-)}$	-0.141	-0.152	-0.119	-0.123
$C_{p,out(-)}$	-0.055	-0.065	-0.042	-0.058
$C_{p,out(+)}$	0.078	0.084	0.091	0.096

す．本章の測定条件と完全に一致しているわけではないが，**図-4.11**(a)，(b) は，H 鋼支柱が鉛直方向に直線となる直壁型防音壁を対象に，過去に著者らにより行われた列車風圧の測定結果であり，**図-4.11**(c)，(d) は，既往の文献の測定結果を示している [4.12), 4.18)]．図中の値は，各測定データの平均値相当の C_p である．

図-4.11(a) は，離れ a_g = 3.8m，*R.L.* + 1.0, 2.5m の位置における測定結果である．*R.L.* をパラメータとし，列車速度 360km/h 程度までの高速領域で測定が行われている．先頭部，後尾部の正負圧のピーク値がそれぞれ得られている．図から，本測定結果と同程度の離れであるにも関わらず，C_p が 0.16 となっている．

図-4.11(b) は，離れ a_g = 3.25m，*R.L.* − 0.5, + 0.5, + 1.5m の位置における列車風圧の測定結果であり，先頭部の $P_{in(+)}$，$P_{in(-)}$ のみ整理されている．測定点の高さをパラメータとしており，低い位置ほど列車風圧が大きくなっており，*R.L.* + 1.5m では *R.L.* − 0.5m の半分程度となっていることが確認できる．既往の測定で対象としている直壁型防音壁は，空気が逃げやすいため，**図-4.10** で示した半雪覆型防音壁より，風圧分布が高さ方向に変化しやすいと推測される．**図-4.11**(c) は，離れ a_g = 2.35m，*R.L.* + 1.0m 程度の位置における列車風



防音壁: R.L.+3.0m直壁型
測定点: 離れ3.8m R.L.+1.0m
(a) 直壁型防音壁測定1

防音壁: R.L.+3.0m直壁型
測定点: 離れ3.8m R.L.+2.5m

防音壁: R.L.+2.0m直壁型
測定点: 離れ3.2m R.L.-0.5~+1.5m
(b) 直壁型防音壁測定2

防音壁: R.L.+2.0m直壁型
測定点: 離れ2.35m R.L.+1.0m
(c) 文献12)

防音壁: R.L.+2.0m逆L型
測定点: 離れ2.8,3.8m R.L.+2.0m程度
(d) 文献18)

図- 4.11 既往の測定による列車風圧ピーク値

圧の測定結果である．図から，先頭部の負圧の C_p が 0.3 程度であり，離れが小さいことから本測定結果の 2 倍程度の値となっていることが確認できる．

図-4.11(d) は，離れ a_g = 2.8，3.8m，*R.L.* + 2.0m 程度の位置における列車風圧の測定結果であり，文献中の図を読み取ったものである．文献では，軌道中心からの離れをパラメータとしており，図から，軌道中心に近い位置ほど列車風圧が大きくなっていることが確認できる．

図-4.12 に，**図-4.10**，**図-4.11** で示した各測定結果から得られた C_p と離れ a_g の関係，および欧州基準となる式 (4.3)[4.6] を示す．式 (4.3) は **4.2.3.4** で示したように，$a_g \geq$ 2.3m が適用範囲となっている．測定結果から得られた C_p は，先頭部および後尾部の正負圧の最大の値とし，車両の先頭形状の影響 k_1，列車風圧の最大値を考慮する係数 k_2 の影響を含んだ値となっている．図中の式 (4.3) は計算された C_p に k_1，k_2 の係数を乗じたものである．

図から，a_g が小さくなるほど C_p が大きくなる傾向が確認できる．また，式 (4.3) (k_1=1.0, k_2=1.0) や式 (4.3) (k_1=1.0，k_2=1.3) は測定結果を包絡できておらず，車両の先頭形状の影響を考慮した式 (4.3) (k_1=0.85，k_2=1.3) も同様に C_p を過小評価する傾向が確認できる．**図-4.10**，**図-4.11** で示した測定結果が近年の高速鉄道車両を対象に行われており，空気力学の観点からも有利な形状であること，車両の先頭形状について検討した数値解析からも C_p の

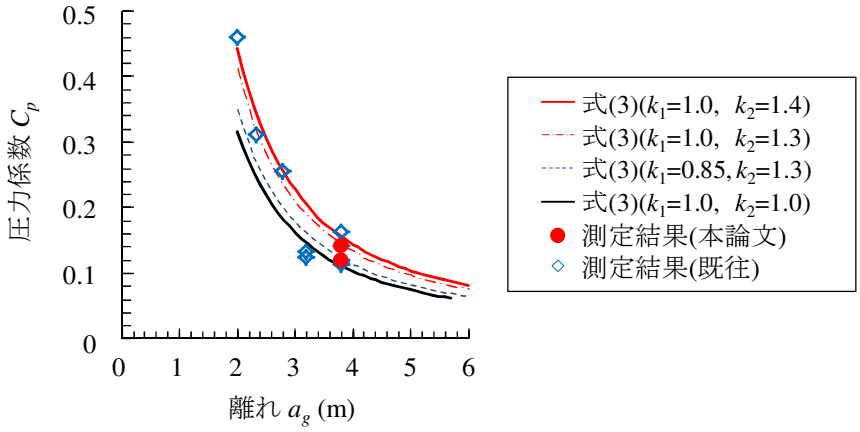


図- 4.12　圧力係数 C_p の提案式

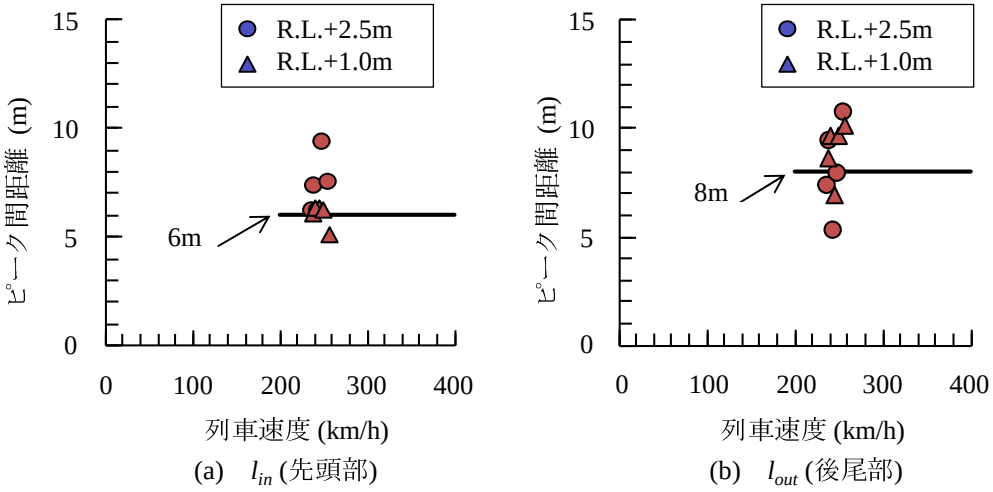


図- 4.13　列車風圧ピーク間距離 l_{in}，l_{out} の測定結果

低減量は 10～20%程度である [4.15] ことを考慮すると，欧州基準の k_1=0.6，0.85[4.6),4.7)] をそのまま適用するのは難しいと考えられる．図には，車両の先頭形状の影響 k_1=1.0，列車風圧の最大値を考慮する係数 k_2=1.4 の場合の C_p と離れ a_g の関係を示しているが．各測定結果を包絡できていることが分かる．設計においては測定値を包絡する安全側の値を用いることが望ましいが，対象線区の列車種や防音壁形状が明確になっている場合は，測定等から C_p を算出することでより合理的な設計が出来ると考えられる．

図-4.13 に，列車走行試験の各測定ケースで得られた列車風圧ピーク間距離 l_{in}，l_{out} を示す．l_{in} は，列車速度に依存せず概ね 5～10m の範囲にあり，平均値は 6m 程度であった．この列車風圧ピーク間距離 l_{in} は，理想条件のもとであるが理論式により導くことができる [4.13)]．式 (4.5) は，円形断面の列車により励起される圧力場のピーク間距離を表しているが，a_g を 3.8m とすると，l_{in} は 8m 程度となる．

$$l_{in} = a_g(\sqrt{2} + 1/\sqrt{2}) \tag{4.5}$$

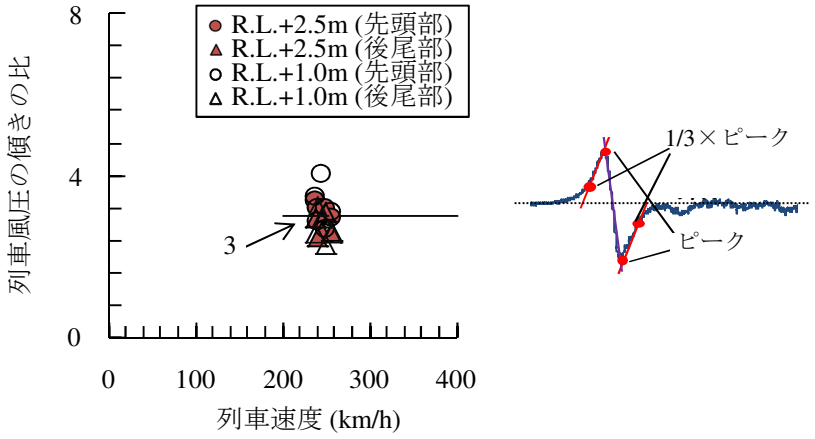


図- 4.14 先頭部の K_{in} とピーク前後の傾きの比の測定結果

同様に，本測定の l_{out} は 5～11m の範囲にあり，平均値は 8m 程度であった．以上の測定結果から **4.2.3.4** の列車風圧の力学モデルの設定では，測定結果の平均値を参考に l_{in} を 6m，l_{out} を 8m と設定した．

図-4.14 に，**図-4.6** に示す先頭部の K_{in} とピーク前後の傾きの比を示す．ピーク前後の傾きは，図に示すように，正負のピークそれぞれの 1/3 の点とピークを結んだ直線の勾配とした．図から，K_{in} とピーク前後の傾きの比は，3 程度であることから，**4.2.3.4** の列車風圧の力学モデルの設定では，ピーク前後の勾配を K_{in} の 1/3 と設定した．

4.3.3 防音壁の列車走行時の挙動

4.3.3.1 時刻歴応答

図-4.15 に再現解析から得られた応答ひずみ，応答加速度，応答変位の時刻歴波形を，測定結果と比較して示す．応答加速度，応答変位は H 鋼支柱の上端，応答ひずみは H 鋼基部のものである．梁要素を用いて行った解析結果の応答ひずみは，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．測定結果の応答変位は，応答加速度をフーリエ変換により周波数領域に変換し，1～100Hz のバンドパスフィルタを通した後，周波数領域で 2 回積分し，さらに逆フーリエ変換することで算出した．また，各図から再現解析と測定で結果が非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，応答変位は，列車風圧の移動に併せて，列車の先頭，後尾部が通過する際に大きくなる一方，応答加速度は頭部と後尾部の間の列車通過中にも，一定の振幅を持った高周波成分が確認できる．本解析では防音壁の各振動モードの減衰比を 1%と設定しているが，列車通過後の残留波形の一致度合を勘案すると，概ね妥当であると考えられる．一方，桁やラーメンの下部工や張出スラブ等の構造物の各振動モードに関しては，1～5%の間で複数ケースの解析を行ったが，特に列車通過中の応答加速度に及ぼす影響が大きく，モード減衰比を小さくした場合には，列車荷重に起因する高周波成分が過大に重畳されたため，構造物のモード減衰比は，2%とした．

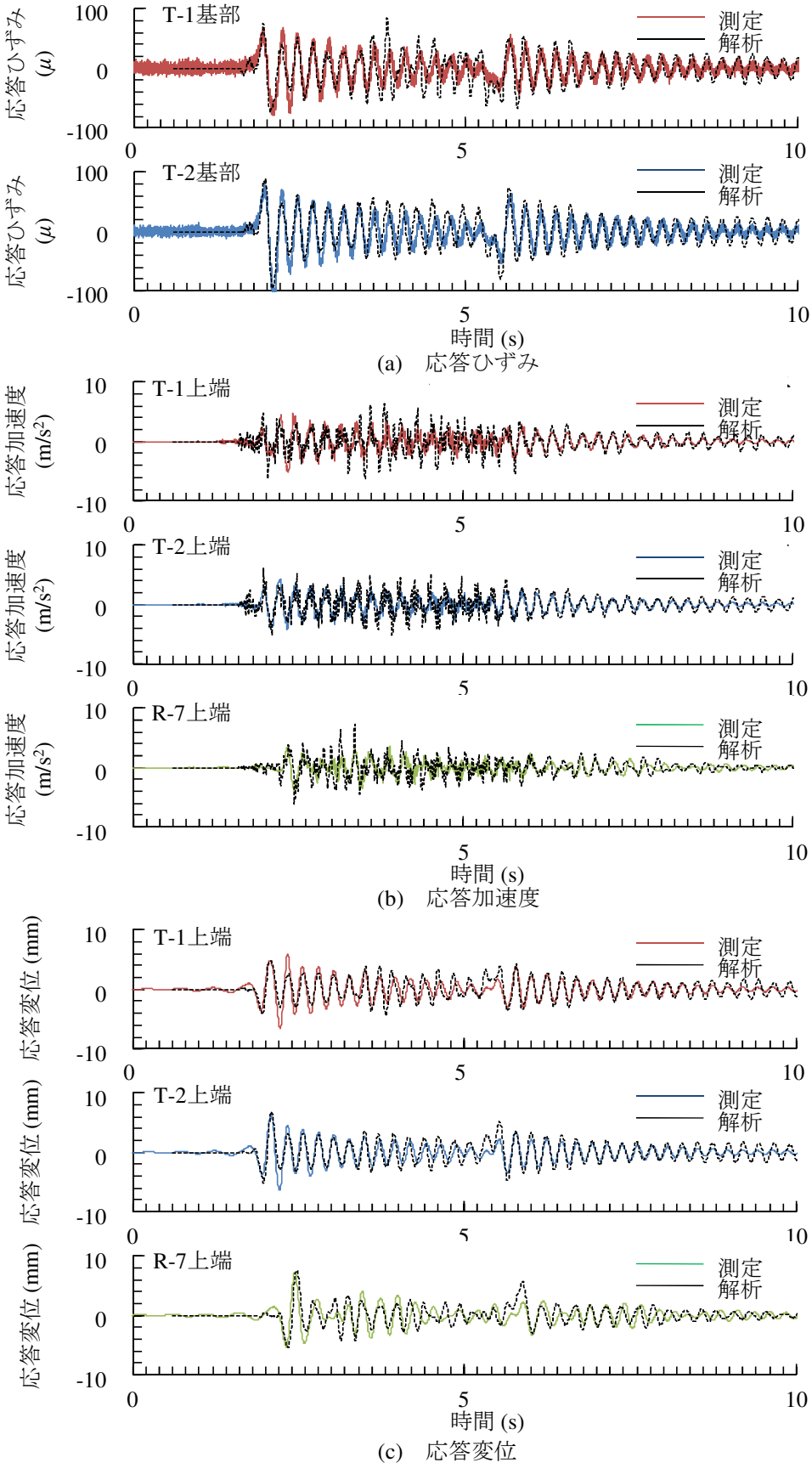


図- 4.15　測定結果・再現解析結果の波形の比較

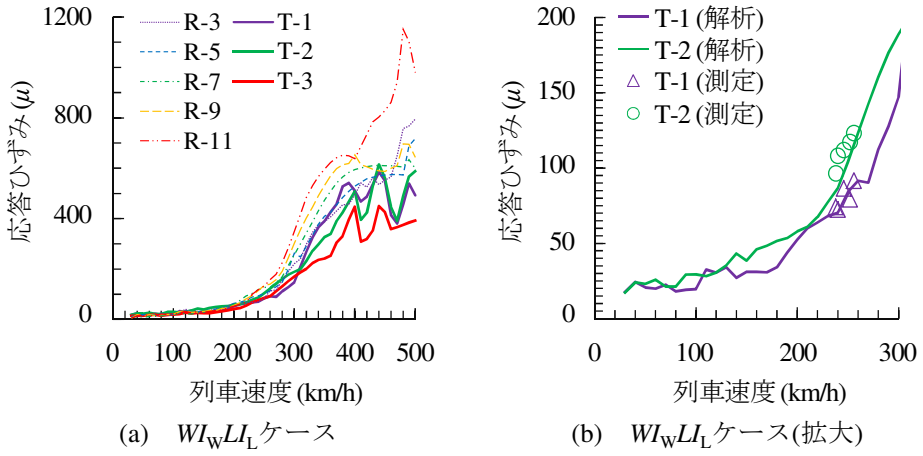


図- 4.16 最大応答ひずみと列車速度の関係

以上のように，数値解析モデルにより，測定結果の時刻歴波形を十分に再現できることから，列車荷重をマルチボディーおよび詳細な接触モデル，列車風圧を移動線荷重とした数値解析モデルは十分な妥当性を有していると考えられる．

4.3.3.2 列車速度の影響

図-4.16 に，解析の基本ケースとなる $W_{IW}L_{IL}$ ケースから得られる，最大応答ひずみ - 列車速度の関係を示す．代表的な断面として，**図-4.2** で示した T-1，T-2，T-3，R-3，R-5，R-7，R-9，R-11，R-13 の H 鋼支柱基部の最大応答ひずみ に着目した．図には，測定から得られた T-1，T-2 の H 鋼支柱基部の最大応答ひずみも併せて記載した．**図-4.16**(b) は，**図-4.16**(a) の一部を拡大したものである．

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．H 鋼支柱基部の最大応答ひずみは，列車速度が 300km/h の場合でも RC 桁上防音壁で 200μ，ラーメン上防音壁で 300μ 程度であり，H 鋼の降伏ひずみ 1500μ に比べて小さい値にとどまっていることが確認できる．また，最大応答ひずみは列車速度の増加に伴って大きくなり，列車速度が 200km/h を超過する辺りから急激に応答が大きくなっており，共振現象の発生が推定される．H 鋼支柱毎の違いに着目すると，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，ラーメン上防音壁の方が低い速度領域で共振を始めており，かつ応答ひずみが大きくなっている．これは，**5.3.1** の衝撃振動試験・固有値解析の結果から明らかとなったように，ラーメン上防音壁の固有振動数が桁上防音壁と比較して低いこと，2 次モード以降の固有振動モードも低周波領域に集中していることに起因すると考えられる．

また，同じラーメン上防音壁でも，ラーメン終点方に位置する R-13 の方が，起点型の R-3，中央の R-7 より最大応答ひずみが大きくなっている．これは，300km/h を超すような高速領域では，防音壁の 1 次固有振動モード以上に，より高次の振動モードが励起されているためと考えられる．実際，式 (4.4) により簡易的に考察を試みると，$f_0 = V/3.6/24$ と

なることから，例えば V = 200km/h で f_0 = 2.7Hz 程度，V = 300km/h で f_0 = 3.5Hz 程度，V = 400km/h で f_0 = 4.6Hz 程度，V = 500km/h で f_0 = 5.8Hz 程度となる．ラーメン上防音壁の 2 次固有振動モードの固有振動数が 3.5Hz 程度であることを考慮すると，列車速度 300km/h 程度以上の場合，2 次以上の固有振動モードが励起されやすいことが分かる．

以上のことから，防音壁の動的応答を評価するにあたり，両端拘束長や 2 次以降の固有振動モードは重要な要因になると考えられる．

4.3.3.3　列車風圧による応答成分

図-4.17～図-**4.19** に，パラメータ解析から得られる，H 鋼支柱基部の最大応答ひずみ - 列車速度の関係，T-1 基部の応答ひずみ波形の特徴的な例，衝撃係数をそれぞれ示す．

図-4.17(a) の W_{IW} ケースは，$W_{IW}L_{IL}$ ケースで用いた列車風圧と同じとなる先頭部，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，**図-4.16**(a) の $W_{IW}L_{IL}$ ケースとほぼ完全に一致していることが確認できる．このことから，列車速度が大きい領域では列車風圧のみを考慮することで防音壁の動的応答を推定できると考えられる．低速領域で防音壁の最大応答ひずみが概ね 50μ より小さい場合には，$W_{IW}L_{IL}$ ケースより，W_{IW} ケースの応答が小さくなっている．

図-4.17(b) の $W_{IW(1)}$ ケースは，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，**図-4.17**(a) に示した W_{IW} ケースと一致している．一方，列車速度が 400km/h 以上の領域で，$W_{IW}L_{IL}$ ケースや W_{IW} ケースで特徴的に見られた鋭いピークが，$W_{IW(1)}$ ケースでは確認できない．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 W_{IW} ケースが $W_{IW(1)}$ ケースを 40%程度上回り，列車速度が 470km/h の場合は W_{IW} ケースが $W_{IW(1)}$ ケースを 10%程度下回っている．この時の波形を，**図-4.18**(a) に示す．**図-4.18**(a) から，後尾部が通過するまでは $W_{IW(1)}$ ケースと W_{IW} ケース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，応答ひずみ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-4.17(c) の W ケースは，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，**図-4.17**(b) に示した $W_{IW(1)}$ ケースと比較することで，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-4.19** に，最大応答ひずみの W_{IW} ケース/W ケース-1 の値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，**図-4.9** および式 (4.4) から分かるように，入力される列車風圧において，列車速度が 200km/h を超過する辺りから，防音壁の固有振動数である 3～

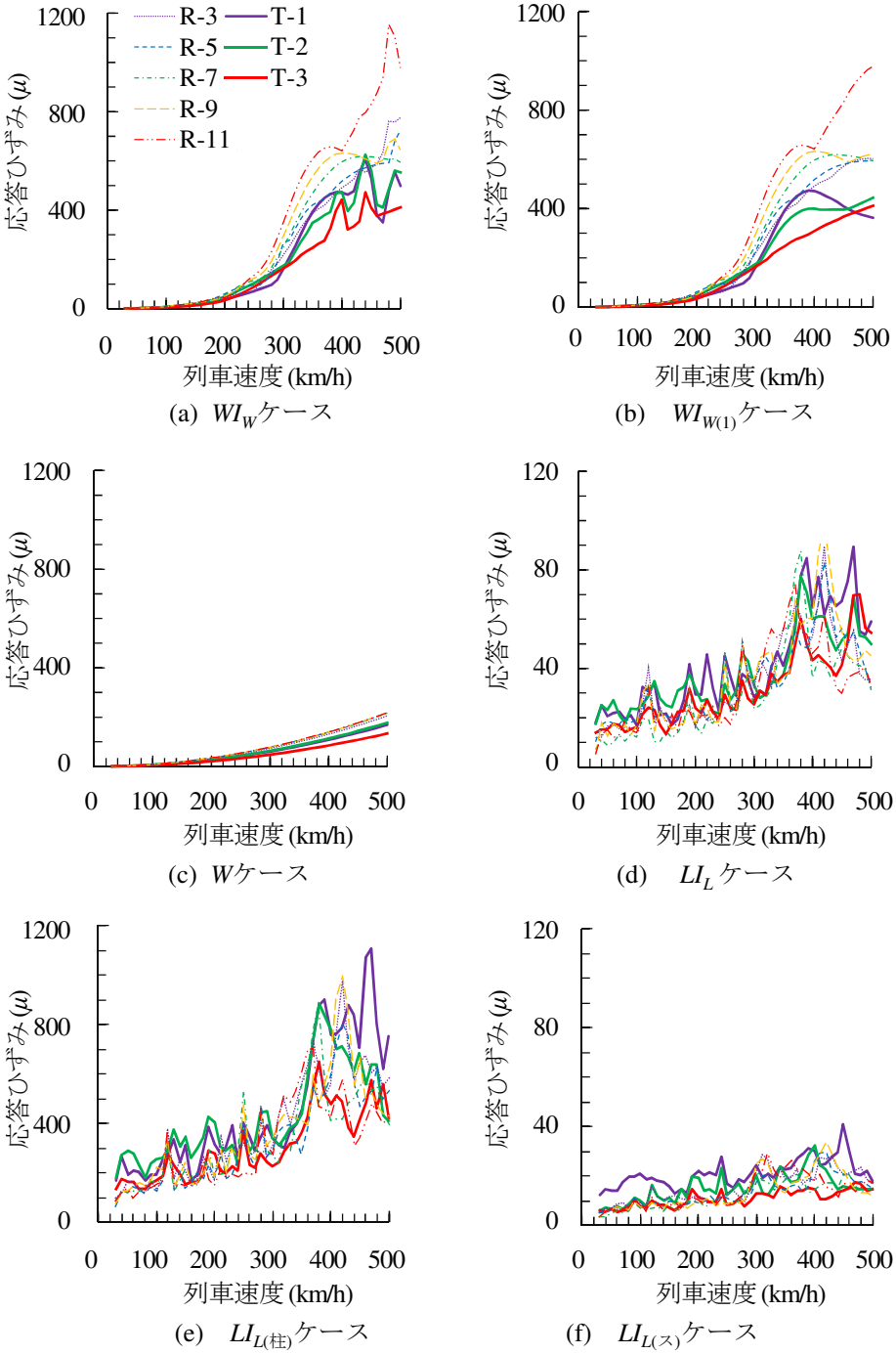
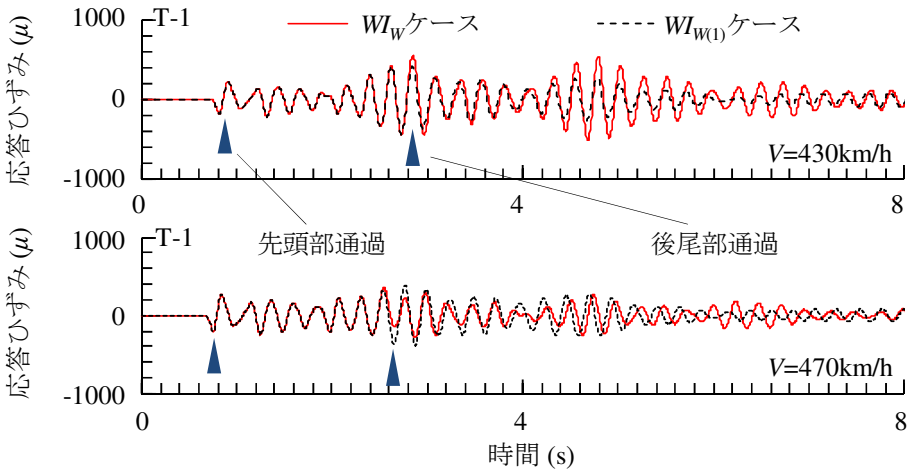


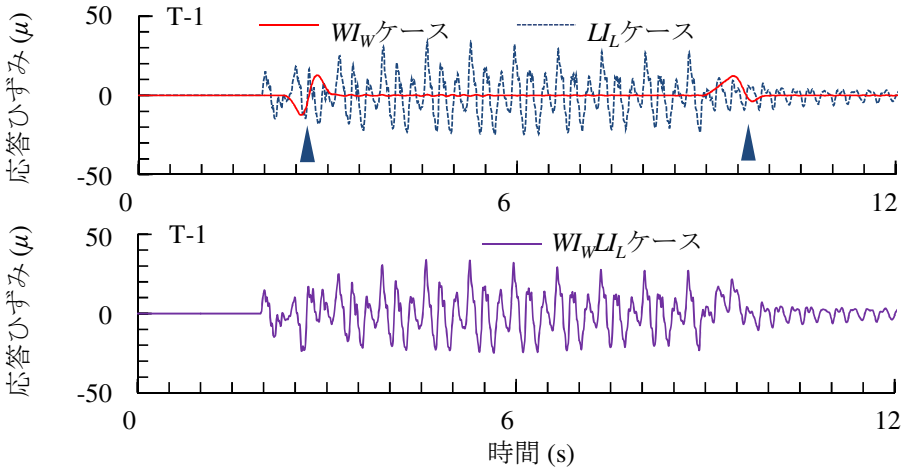
図- 4.17 パラメータ解析結果

4Hz 程度の周波数成分が増加し始めるためと考えられる．また，H 鋼支柱毎で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 は最大値が 3 程度であるのに対し，R-11 支柱では 5 となっている．これは，**4.3.3.2** で述べたように，両端拘束長の違いで防音壁の固有振動数が異なり，かつ H 鋼支柱の位置によって振動モードの寄与率が異なるためと考えられる．

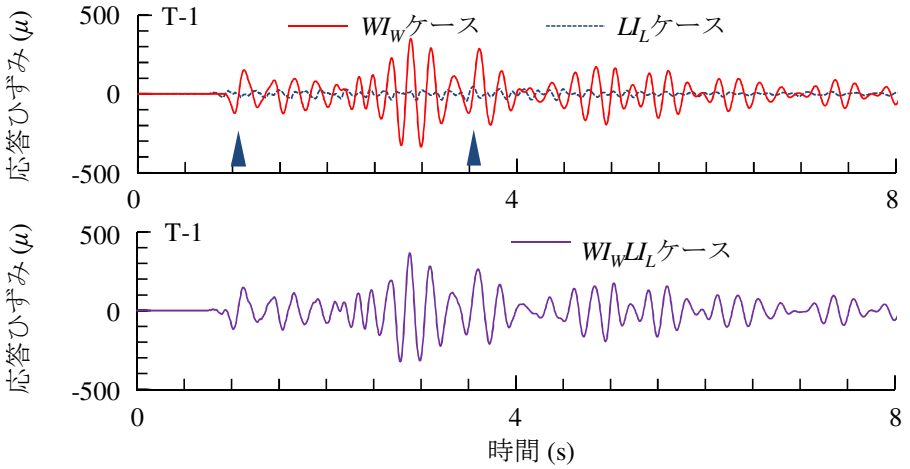
これらのことから，列車風圧による防音壁の応答は，列車風圧パルスの加振振動数と防



(a)　パルスの重畳効果が顕著な例



(b)　列車荷重が支配的な例 (列車速度130km/h)



(c)　列車風圧が支配的な例 (列車速度340km/h)

図- 4.18　T-1 基部の応答ひずみ波形の解析結果例

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を明らかにした．本章では，以下これらの応答増幅効果を,「共振効果」

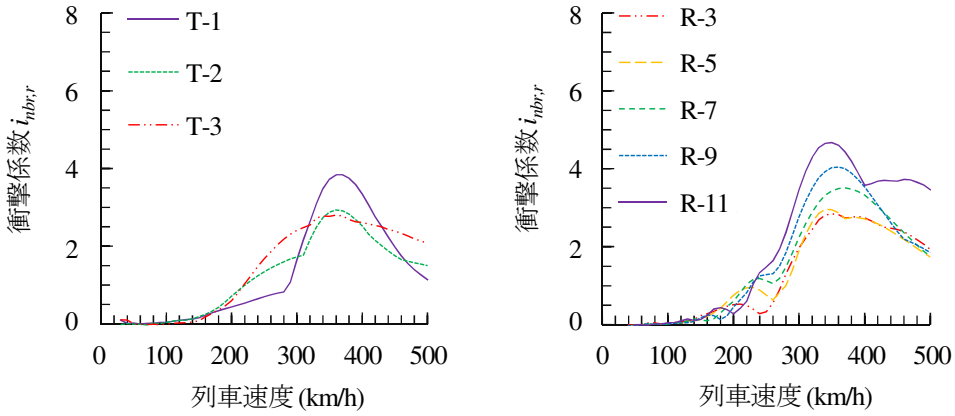


図- 4.19 列車風圧による衝撃係数 (詳細解析)

および「後尾部パルスの重畳効果」と呼ぶ.

4.3.3.4 列車荷重による応答成分

図-4.17(d) の L_{IL} ケースは，列車荷重のみを考慮した解析により得られた最大応答ひずみである．縦軸が，列車風圧を考慮した解析結果の 1/10 となっていることに注意されたい．図から，列車速度の増加と共に最大応答ひずみも大きくなり，列車速度 100km/h の場合 20μ，列車速度 400km/h の場合 100μ となっている．列車速度が小さい領域では，相対的に列車荷重による応答成分が大きくなり支配的となる一方，列車速度が大きい領域では列車風圧が支配的となる．**図-4.18**(b) に，列車速度 130km/h で列車荷重が支配的な例を，**図-4.18**(c) に，列車速度 340km/h で列車風圧が支配的な例を示す．図から，列車速度 130km/h の場合，列車風圧が小さいことから $W_{IW}L_{IL}$ ケースの波形のほとんどが，列車荷重による応答波形により形成されているのに対し，列車風圧が大きくなる速度 340km/h の場合には，$W_{IW}L_{IL}$ ケースの波形に列車荷重の影響はほとんど含まれていない．加えて，列車荷重による応答では，列車通過中つまり先頭部パルス，後尾部パルスの間の時間に最大値を迎え，パルス通過時となるわけではないことが確認できる．

図-4.17(e) の $L_{IL(柱)}$ ケースは，柱要素を十分剛として，列車荷重のみを考慮した解析により得られた最大応答ひずみである．図から，柱の振動を考慮した**図-4.17**(d) とほぼ同様となっていることから，列車荷重による防音壁の応答に，構造物の水平振動が及ぼす影響は殆ど無いことが明らかとなった．

図-4.17(f) の $L_{IL(ス)}$ ケースは，中間スラブ要素を十分剛として，列車荷重のみを考慮した解析により得られた最大応答ひずみである．図から，中間スラブの振動を考慮した**図-4.17**(d) と比較して，応答が半分以下になっていることが確認できる．このことから，列車荷重により加振される中間スラブの振動が，張出スラブ，高欄さらに防音壁に伝達することにより防音壁の振動が励起されており，列車荷重による防音壁の応答は中間スラブ振動に主に起因していることが明らかとなった．

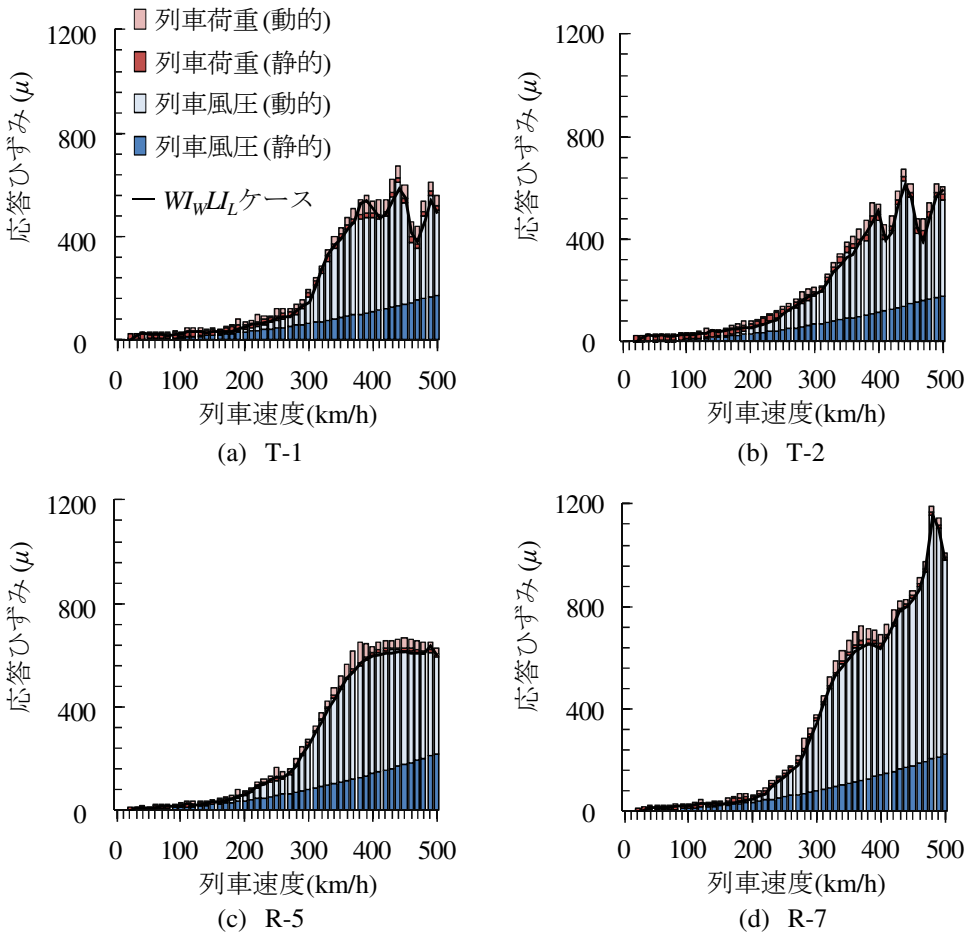


図- 4.20　最大応答ひずみの応答成分分析

4.3.3.5　成分分析

図-4.20 に，T-1，T-2，R-5，R-7 の H 鋼支柱基部の最大応答ひずみの応答成分分析結果を示す．図凡例の W は列車風圧による静的応答成分 で，W ケースの値である．IW は列車風圧による動的応答成分で，W_{IW} ケース- W ケースとして算出した．L は列車荷重による静的応答成分で，L_{IL} ケースによる列車速度 10 ～ 50km/h の平均値を採用した．IL は列車荷重による動的応答成分で，L_{IL} ケースの値から L を除算して求めた．図には，列車荷重と列車風圧を同時に考慮した $W_{IW}L_{IL}$ ケースの結果も併せて記載している．図から，低速領域では各成分の和に占める列車荷重による応答の割合が大きいが，高速領域では列車風圧による応答の割合が大きくなる．列車荷重による応答の和：列車風圧による応答の和の比は，例えば，列車速度が 100km/h の場合は 0.76：0.24 程度である一方，列車速度が 300km/h の場合は 0.16： 0.84 程度，列車速度が 500km/h の場合は 0.08：0.92 程度と，列車風圧の割合が大きくなっている．ここで，$W_{IW}L_{IL}$ ケースに着目すると，応答ひずみが絶対的に大きくなる列車速度 200km/h 以上の領域では，W と IW の和が $W_{IW}L_{IL}$ ケースの応答ひずみにほぼ一致していることが確認できる．

図-4.21 に，T-1，T-2，R-5，R-7 の H 鋼支柱基部の最大応答ひずみの列車荷重の寄与率を示す．列車荷重の寄与率は，(W_{IW} L_{IL} ケース- W_{IW} ケース) / W_{IW} L_{IL} ケースにより算出

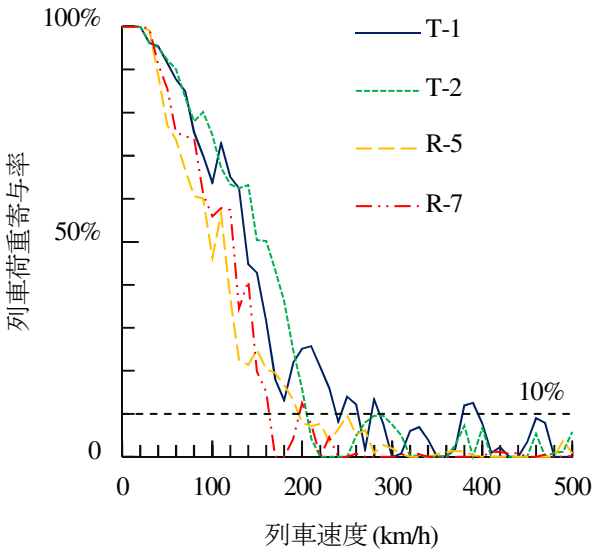


図- 4.21 最大応答ひずみの列車荷重の寄与率

した．図から，それぞれの H 鋼支柱基部で，列車速度 200km/h 以下の領域では，列車荷重による応答が支配的となっており，列車風圧は最大応答ひずみに寄与していない一方，列車速度 200km/h 以上の領域では，最大応答ひずみの列車荷重の寄与率が大きくとも 15%程度であり，**図-4.18**(b) の時刻歴で確認できたようにほとんど寄与しないことが分かる．

これらのことから，列車通過時の防音壁の応答において，列車速度 200km/h 以上の高速領域では列車風圧による応答が支配的となり，200km/h 以下の領域では列車荷重による応答が支配的となることが明らかとなった．

4.4 列車通過時の防音壁の動的応答の一般化検討結果

4.3 の動的相互作用を考慮した数値解析（以下,「詳細解析」と言う）の結果から，防音壁の列車通過時の動的応答を評価する場合，共振効果と後尾部パルスの重畳効果を考慮する必要があることが明らかとなっている．**4.4** では，**4.3** で評価の難しかった防音壁の固有振動数や H 鋼支柱数等のパラメータの影響評価が可能となるよう，列車通過時の防音壁の動的応答を一般化する．

図-4.21 に示した最大応答ひずみに及ぼす列車荷重の寄与率からもわかるように，列車速度が 200km/h 以下の領域では，列車荷重による応答が支配的になることから，列車荷重の影響を考慮することが望ましい．ところが，一般的に防音壁の設計において，風荷重 (3.0kN/m^2) の作用と比較して列車通過時の作用が支配的となるのは，防音壁の衝撃係数 i_{nbr} が 5 と仮定すると概ね列車速度が 300km/h 以上の領域である．従って，列車速度が 200km/h 以下の領域では，列車通過時の作用が設計で支配的な要因にならないこと，加えて，列車速度が 200km/h 以上の領域では，列車風圧が支配的となり，列車荷重の寄与が小さくなることを勘案し，本章では列車風圧のみの一般化を行った．

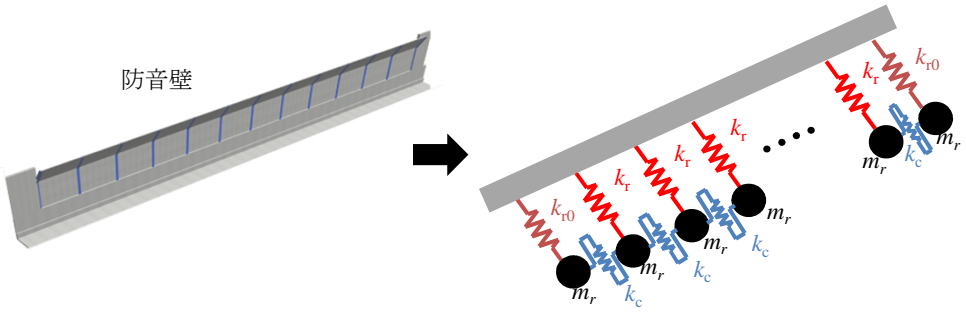


図- 4.22　防音壁の力学モデル（一般化解析）

4.4.1　一般化解析の力学モデルの提案

列車通過時の防音壁の動的応答特性を評価する場合，防音壁の 2 次以上の振動モードおよび両端の拘束長が及ぼす影響を考慮する必要がある．これらの影響を，マルチボディーにより一般化した数値解析（以下,「一般化解析」と言う）を行い，防音壁の固有振動モードによる共振効果を評価した．

図-4.22 に，一般化した防音壁の力学モデルを示す．新幹線で用いられる防音壁支柱は，50m 程度の間隔毎に配置される電柱基礎部 RC 壁や鋼板壁により両端を拘束された振動系と考えることができる．図に示すように，本章では，各防音壁の H 鋼支柱の橋軸直角方向の応答を，質量 m_r の 1 自由度系で表し，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，防音壁の応答の一般化を試みた．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．

質量 m_r は，衝撃係数に寄与しないことから詳細にモデル化する必要がないが，ここでは橋軸方向に 3m，高さ方向に 5m の PC 板 (1.5kN/m^2) を想定し，2.3 t とした．

支柱剛性 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．梁理論に基づき，**図-4.1** の対象防音壁の f_r を算出したところ 3.17Hz であった．従って，$k_r = 9.12 \times 10^2$(kN/m) となる．パラメータ解析では，f_r をパラメータとして制御することで k_r を算出した．

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できる．対象防音壁に対して，RC 壁の剛性を考慮した基本固有振動数 f_r0 を算出したところ 7.70Hz であった．従って，$k_{r0} = 5.38 \times 10^3$ (kN/m) となり，k_r の 6 倍程度の剛性であった．

H 鋼支柱間の接続剛性 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．両側を十分に剛な支柱と，PC 板により接続された H 鋼支柱を仮定すると， PC 板および地覆部の接続を考慮した固有振動数 f_r'，および k_c は式 (4.6)，式 (4.7) のように記述できる．

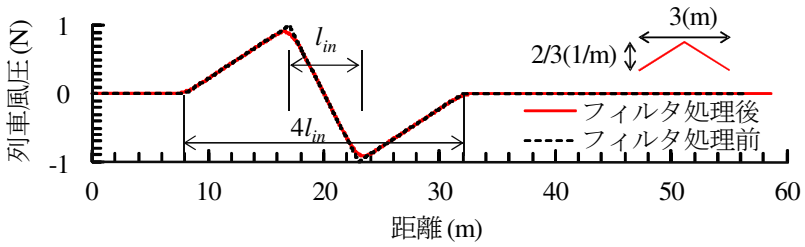


図- 4.23 列車風圧の力学モデル（一般化解析）

表- 4.6 解析ケース一覧（一般化解析）

防音壁基本固有振動数 (Hz)	f_r	1 ~ 10 (1刻み)
防音壁支柱数	n_n	3 ~ 20 (1刻み)
列車速度 (km/ h)	V	10 ~ 500 (10刻み)
ピーク間距離 (m)	l_{in}	4, 6, 8, 10, 12

$$f_r' = \frac{\sqrt{(k_r + 2l_c)/m_r}}{2\pi} \tag{4.6}$$

$$k_c = k_c \frac{(f_r'/f_r)^2 - 1}{2} \tag{4.7}$$

f_r' は，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より算出したところ 7.28Hz であった．従って，k_c = 1.94×103 (kN/m) となり，k_r の 2 倍程度の剛性であった．

図-4.23 に，一般化解析で用いた入力波形を示す．一般化解析は，衝撃係数を評価するための線形モデルのため，入力の絶対値に依存しない．そのため，最大列車風圧を 1 (N) としている．また，一般化解析では，H 鋼支柱を接続している PC 板をモデル化していないことから，H 鋼支柱の風圧分担範囲を入力荷重で考慮する必要がある．そこで，図中に示すように，風圧分担範囲長 3m の三角形分布により長さ方向に平滑化した．

表-4.6 に，一般化解析の解析ケース一覧を示す．表に示すように防音壁の動的応答特性に影響を及ぼす，防音壁の基本固有振動数，防音壁支柱数，列車速度，ピーク間距離の 4 つのパラメータを設定し，合計 45000 ケースの解析を行った．

4.4.2 固有振動モードによる共振効果

図-4.24 に，一般化解析モデルの妥当性を示す．

図-4.24(a) に，詳細解析と一般化解析の 1～5 次の固有振動モードの固有振動数を比較を示す．一般化解析の固有振動数は，ラーメン上，桁上防音壁を想定し n_n=13，5 の場合の固有振動数を算出した．図から，一部の固有振動数において誤差が 10%以上のものもあるが，

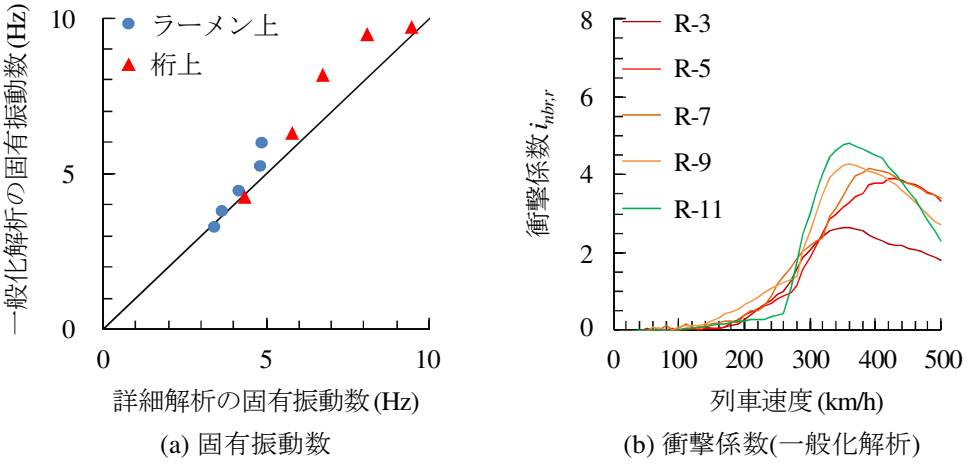


図- 4.24　一般化解析モデルの妥当性

概ね両者が一致していることが分かる．

図-4.24(b) に，一般化解析による算出したラーメン上防音壁の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．一般化解析の $i_{nbr,r}$ は，各列車速度の応答変位を列車速度 10km/h の応答変位を静的応答として基準化し算出した．図から，**図-4.19** で示した詳細解析と一般化解析の衝撃係数が概ね一致しており，防音壁の固有振動モードによる共振効果は一般化したモデルで評価できることが確認できる．

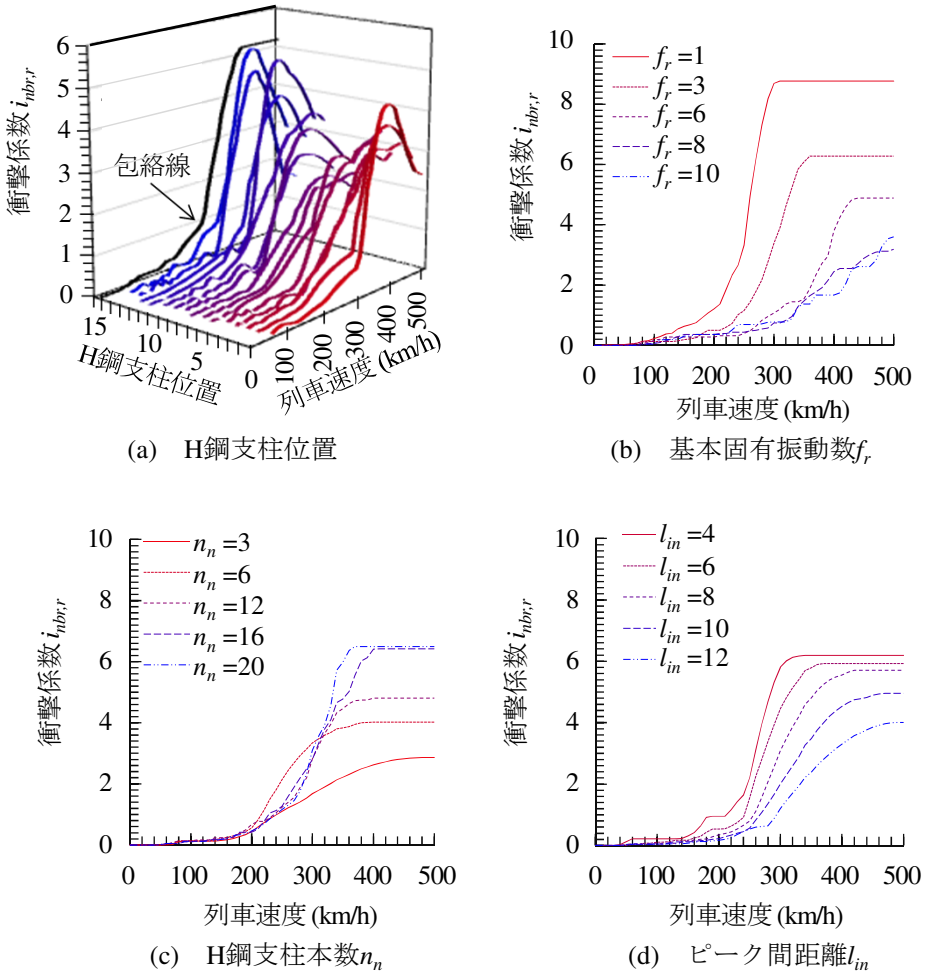
図-4.25 に，一般化解析により算出した衝撃係数 $i_{nbr,r}$ に，**表-4.6** に示したパラメータが及ぼす影響を示す．実際には，防音壁高さ等が変化し，f_r が変化すれば，k_r だけでなく，k_{r0} や k_c も同時に変化するはずであるが，本章では k_{r0} や k_c は前述した一定の値とし，その他のパラメータの影響を評価した．

図-4.25(a) は，n_n =15，f_r =4，l_{in} =6 の場合の結果で，H 鋼支柱の位置が及ぼす影響である．図から，f_r や V に依存して励起される振動モードが変化するため，各質点により $i_{nbr,r}$ が異なっていることが分かる．防音壁の H 鋼支柱は，線路方向に同じ材料，断面で計画されるのが一般的であることを考慮すると，$i_{nbr,r}$ は最大値で整理するのが合理的である．従って，$i_{nbr,r}$ は以後各質点の $i_{nbr,r}$ を包絡し，かつ速度に対して負の勾配とならないように整理する．

図-4.25(b) は，n_n =10，l_{in} =6 の場合の結果で，基本固有振動数 f_r が及ぼす影響である．図から，f_r が小さくなるほど，$i_{nbr,r}$ は大きくなっており，列車速度が小さい領域で共振現象が発生していることが確認できる．

図-4.25(c) は，f_r =3，l_{in} =6 の場合の結果で，H 鋼支柱本数 n_n が及ぼす影響である．図から，n_n に依存して $i_{nbr,r}$ の最大値や共振速度が変化していることが分かる．n_n が大きい程 $i_{nbr,r}$ の最大値が大きくなる傾向にあることから，両端の拘束長が長い場合，防音壁が共振に至る可能性が高いことが分かる．

図-4.25(d) は，n_n =10，f_r =3 の場合の結果で，ピーク間距離 l_{in} が及ぼす影響である．図



(a) H鋼支柱位置 (b) 基本固有振動数f_r

(c) H鋼支柱本数n_n (d) ピーク間距離l_{in}

図- 4.25 一般化解析による衝撃係数 $i_{nbr,r}$ に各パラメータが及ぼす影響

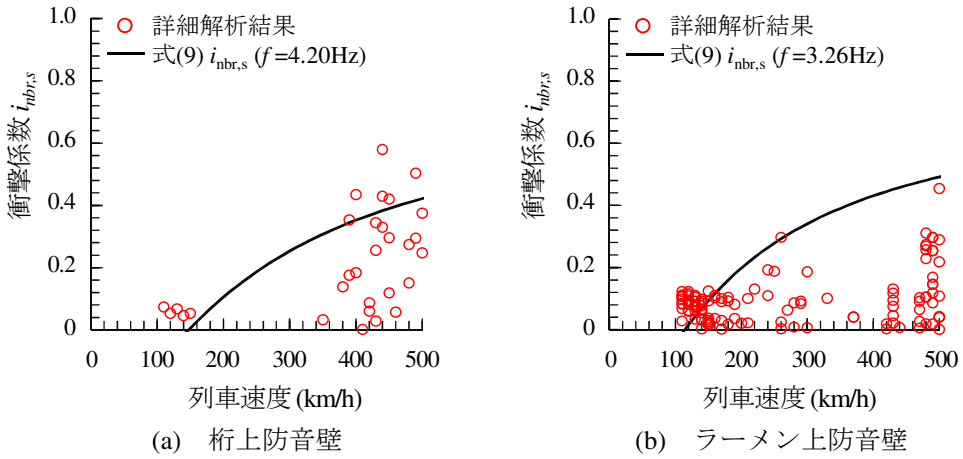
から，l_{in} が大きくなるほど，$i_{nbr,r}$ が小さくなっていることから，車両の先頭部長さが長い場合には，防音壁の共振を発生させる可能性が低いことが確認できる．

4.4.3 後尾部パルスによる重畳効果

4.3.3 から，列車風圧による防音壁の応答は，後尾部パルスが入力のタイミングに依存して増幅する場合があることが分かった．ここで，1 自由度系の自由振動を考えると，応答変位は式 (4.8) のように記述できる．

$$x = Ae^{-\xi\omega t}\cos(2\pi f t - \phi) \tag{4.8}$$

ここで，x は変位，A は初期条件に依存する定数，ξ は減衰定数，f は固有振動数，ϕ は位相である．つまり，1 自由度系の自由振動は に依存して指数関数的に減衰していく．列車長を l_v，列車速度を V とすると，先頭部パルスで加振された 1 自由度系の，後尾部通過時の応答は，先頭部パルスによる最大応答の 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，後尾部パルスによる最大応答は先頭部パルス



(a)　桁上防音壁　　(b)　ラーメン上防音壁

図- 4.26　式 (4.9) による衝撃係数の妥当性

による最大応答の β 倍となり，後尾部通過時の応答はこれらの和で先頭部パルスによる最大応答の $(\beta + e^{\xi 2\pi f(l_v/v)})$ 倍となる．加えて，先頭部パルスの l_{in} と後尾部パルスの 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 (4.9) のように記述することができる．

$$i_{nbr,s} = \frac{i_{nbr,r}(f_r, n_n, l_{out})}{i_{nbr,r}(f_r, n_n, l_{in})}\beta + e^{\xi 2\pi f(l_v/v)} - 1 \tag{4.9}$$

図-4.26 に，**図-4.17** で示した詳細解析および式 (4.9) による $i_{nbr,s}$ を比較を示す．詳細解析による $i_{nbr,s}$ は，W_{IW} ケース/$W_{IW(1)}$ ケース-1 として算出した．図中に記載した式 (4.9) において，後尾部パルスの倍率 β は**図-4.10** の測定結果と同程度の 0.8，$l_{in} = l_{out}$ とした．図から，詳細解析による $i_{nbr,s}$ は，特定の列車速度において断続的に大きい値を示しており，その値は列車速度が大きくなる程大きくなる傾向にある．これは，後尾パルスによる応答と先頭部パルスによる応答の位相に依存すると考えられるが，設計においては，多種な速度，列車長の列車が走行することを想定し，同位相となる条件を想定するのが良いと考えられる．式 (4.9) による $i_{nbr,s}$ は，応答の位相を考慮せずピークのみを考慮しているが，詳細解析の傾向を概ね再現できており，防音壁の応答の重畳効果は 1 自由度系の自由振動により評価できることが確認できる．なお，モード減衰比が同じ場合，高周波振動は同じ時間間隔における減衰量が大きく，後尾パルスによる応答に影響しにくいことを想定し，f は防音壁の 1 次モードの固有振動数とした．

図-4.27 に，式 (4.9) により算出した衝撃係数 $i_{nbr,r}$ に各パラメータが及ぼす影響を示す．

図-4.27(a) は，ξ =0.01，l_v =250，β =0.8 の場合の結果で，固有振動数 f が及ぼす影響である．図から，f が小さくなるほど，$i_{nbr,s}$ は大きくなっており，防音壁の固有振動数が低い場合は，減衰する速度が遅く，後尾部パルスの影響を受けやすいことが確認できる．

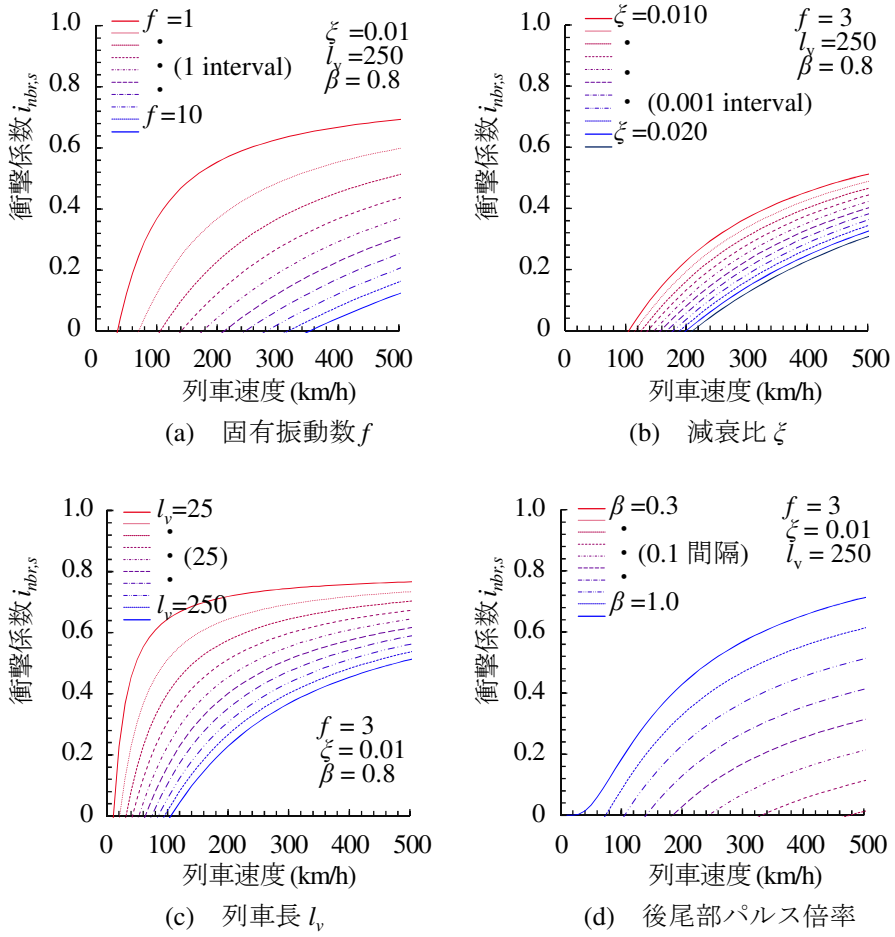
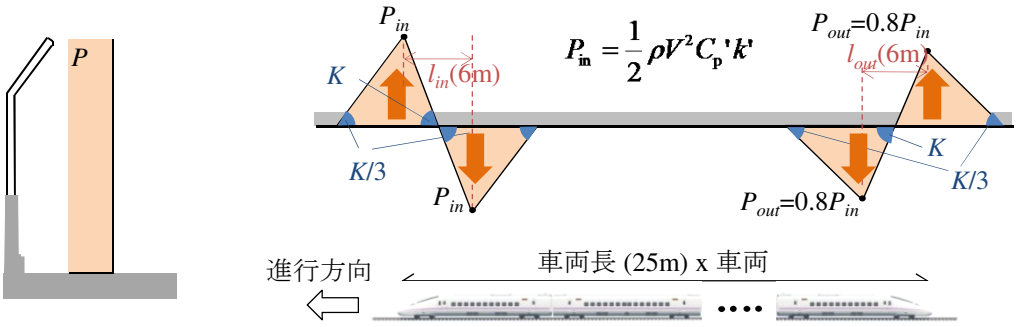


図- 4.27 式 (4.9) による衝撃係数 *inbr, s* に各パラメータが及ぼす影響

図-4.27(b) は，f =3，l_v=250，β =0.8 の場合の結果で，減衰比 ξ が及ぼす影響である．図から，ξ が小さくなるほど，$i_{nbr,s}$ は大きくなっており，減衰比に依存して $i_{nbr,s}$ は 0.2 程度変化することが確認できる．

図-4.27(c) は，f =3，ξ =0.01，β =0.8 の場合の結果で，列車長 l_v が及ぼす影響である．列車長 l_v は 1 車両長 25m の倍数とした．図から，l_v が小さくなるほど，$i_{nbr,s}$ は大きくなっており，車両数が少ない場合には列車速度が低い領域で，β である 0.8 に漸近していくことが確認できる．車両数が少ない検査用車両等が高速走行する場合は，後尾部パルスの影響を受けやすいことが分かる．

図-4.27(d) は，f =3，ξ =0.01，l_v =250 の場合の結果で，後尾部パルスと先頭部パルスの比 β が及ぼす影響である．図から，当然ながら β が大きいほど，$i_{nbr,s}$ は大きくなっていることが確認できる．



(a)　高さ方向　　(b)　橋軸方向

図- 4.28　設計列車風圧分布図

4.5　列車通過時の防音壁の設計法

4.5 では，**4.4** までの検討を設計実務に反映させるための設計法をまとめる．設計法が性能照査型規定へ移行したことを受けて設計法は，設計者がニーズに合せて使い分けられるよう，シミュレーションによる手法と簡易法の 2 つの手法を提案することとした．

4.5.1　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 **4.2.3** で示したような有限要素法により解くこととなる．

図-4.28 に，本章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た．これは，**図-4.10** で示したように高さ方向で顕著な列車風圧の勾配が確認できなかったこと，防音壁の形状が異なる場合高さ方向の列車風圧分布が変化してしまうこと，設計における簡便さと安全側の評価，等を勘案したためである．また，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．これは，**図-4.9** で示したように防音壁の動的応答を評価する場合，入力の周波数特性が重要となるためである．先頭部パルスの l_{in}，後尾部パルスの l_{out} は，測定や解析から求まる場合はその値を用いるのが良いが，l_{in} は**図-4.13** で示した本測定結果を基に 6m とし，l_{out} は実務設計における簡便さと安全側の評価を勘案し，l_{in} と同じ値である 6m とした．先頭部パルスのピーク値の設計値 P_{in}(N/m^2) は，式 (4.10) により算出できる．

$$P_{in} = \frac{1}{2}\rho v^2 C_p k_j \tag{4.10}$$

ここで，P_{in} は先頭部パルスのピーク値 (N/m^2)，C_p' は式 (4.3) に示す軌道中心からの離れに依存する圧力係数である．本検討の範囲では，車両の先頭形状の影響は明確に確認できなかったことから，式 (4.2) において k_1 =1 とした．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測定結果を包絡するように，式 (4.2) 中 k_2 の 1.3 から 1.4 に割り増して設定した．後尾部パルスのピーク値は，**図-4.10** の本測定結果から先頭部よりある程度は小さくなることが分かっていることから，先頭部パルスの 0.8 倍とした．式 (4.10) の値は，設計における簡便さと現実的な範囲で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．なお，式 (4.10) の値は当然ながら衝撃係数の影響を含んでいないことから，応答値の算定には有限要素等により詳細にモデル化し，提案列車風圧を入力する必要がある．具体的な手法は，**5.2**，**4.3** に準じるが，この場合，連続する防音壁の端部の境界条件に注意する必要がある．減衰定数については，1%とするのがよい．

また，H 鋼支柱と PC 板等を用いた構造形式を限定する場合には，**4.4** で示した防音壁をマルチボディーによりモデル化する手法も有効である．H 鋼支柱間の接続剛性等を慎重に設定する必要があるが，有限要素法と比較して計算コストも低く，簡単な手法と言える．

4.5.2 簡易法

簡易法では，上記したような有限要素法やマルチボディー等を用いた動的解析を行うことなく，設計列車風圧 P_{d0} を一定値として与えるもので，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，衝撃係数を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，以下のように設定した．

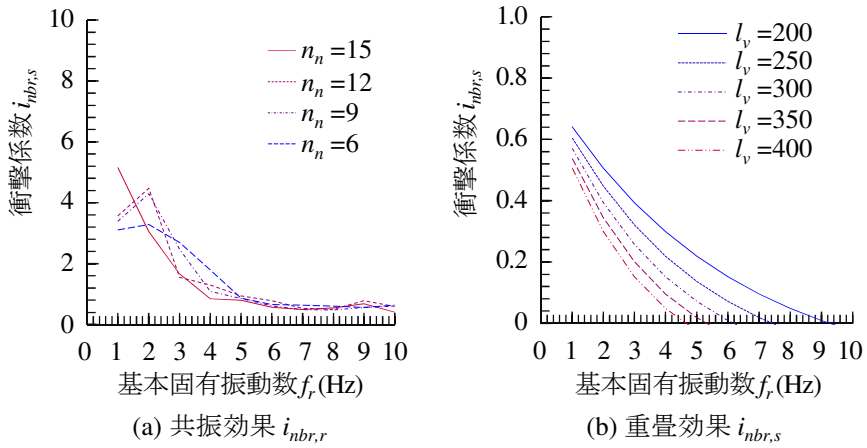
防音壁の応答は，これまで述べてきたように，固有振動モードによる共振効果，後尾部パルスによる重畳効果により増幅されることから，衝撃係数 $i_{nbr,r}$，$i_{nbr,s}$ によりそれらの影響を考慮する必要がある．ここでは，一般的な条件を対象に，式 (4.10) により算出した列車風圧 P_{in} に，式 (4.11) に示すように衝撃係数を加味することで基準列車風圧荷重 P_d を算出する．とした．

$$P_d = (i_{nbr,r} + 1)(i_{nbr,s} + 1)P_{in} \tag{4.11}$$

一般的な条件として，軌道中心からの離れ a_g を 3.8m とし $P_{in} \doteqdot 0.5\text{kN/m}^2$，加えて，H 鋼支柱本数 $n_n = 6$〜15，列車速度 $V = 260$km/h，列車長 l_v は 8〜16 両編成 ($l_v = 200$〜400m)，後尾部パルスの倍率 $\beta = 0.8$，$l_{in} = l_{out}$ を考える．

図-4.29 に，これらの条件のもと，**4.4.2**，**4.4.3** の手法により算出した衝撃係数 $i_{nbr,r}$，$i_{nbr,s}$ を示す．$i_{nbr,s}$ は，過小に評価しないよう，式 (4.9) の f に基本固有振動数 f_r を代入し算出した．図から，$i_{nbr,r}$，$i_{nbr,s}$ ともに f_r が小さくなるほど大きくなっており，一般的な条件では $i_{nbr,r}$ は 0.5〜5.0 程度，$i_{nbr,s}$ は 0〜0.8 程度となることが分かる．$i_{nbr,r}$ と $i_{nbr,s}$ を比較すると $i_{nbr,r}$ が 10 倍程度となることが確認できる．

図-4.30 に，式 (4.10) により算出した列車風圧に，**図-4.29** の衝撃係数を乗じた基準設計



(a) 共振効果 $i_{nbr,r}$　　(b) 重畳効果 $i_{nbr,s}$

図- 4.29　提案した衝撃係数

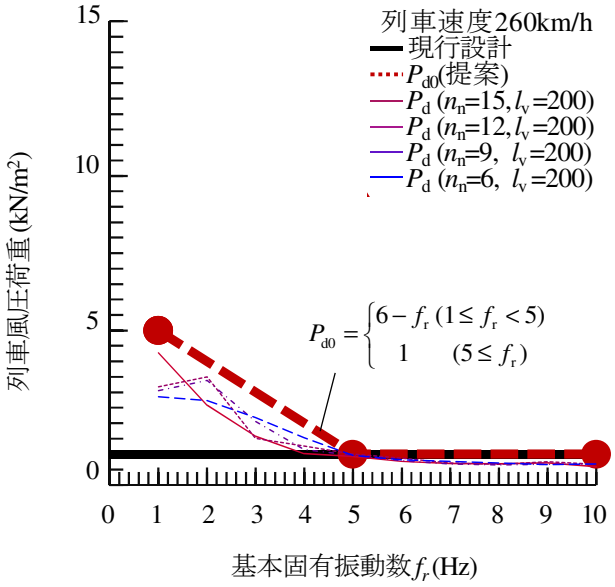


図- 4.30　提案した設計列車風圧荷重

列車風圧荷重 P_d，現行の設計列車風圧，および式 (4.12) に示す本章で提案する設計列車風圧荷重 P_{d0} を示す．P_{d0} は，現行の設計列車風圧および P_d を包絡するように設定した．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 以下となると，破壊の照査に従来から用いられている風荷重 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．

$$P_{d0} = \begin{cases} 6 - f_r & (1 \le f_r \le 5) \\ 1 & (5 \le f_r) \end{cases} \tag{4.12}$$

$$P_{d0} = \begin{cases} 13 - 1.5 f_r & (1 \leq f_r \leq 7) \\ 2.5 & (7 \leq f_r) \end{cases} \tag{4.13}$$

4.6 まとめ

本章では，共振が懸念される $H = R.L. + 4.0\text{m}$ 程度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を提案することを目的に，測定・数値解析を行い，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が重畳する現象であることを明らかにした．

2) 列車荷重による防音壁の応答は，列車荷重に加振される中間スラブの振動が防音壁に伝達することに起因する．

3) 列車通過時の防音壁の応答において，200km/h 以下の低速領域では列車荷重による応答が支配的となる一方，列車速度 200km/h 以上の高速領域では列車風圧による応答が 90%以上を占め，設計においては列車風圧のみを考慮すればよい．

4) 列車風圧による防音壁の共振を一般化する手法として，マルチボディーによる振動モデルを提案した．併せて，防音壁の固有振動数，支柱数，列車速度，ピーク間距離等のパラメータの影響度を評価し，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．

5) 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．併せて，防音壁の固有振動数，減衰比，列車長，後尾部パルスの大きさ等のパラメータの影響度を評価し，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．

6) 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について，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．

表- 4.7　記号対応表（4 章）

H	防音壁高さ
P	列車風圧のピーク値
ρ	空気密度 (1.25kg/m3)
v	列車速度 (m/s)
C_p	速度圧 (ρ v 2/2) に対する圧力変動最大値の比を表す圧力係数
$P_{in(+)}$	列車風圧の先頭部の正側のピーク値
$P_{in(-)}$	列車風圧の先頭部の正側のピーク値
$P_{out(+)}$	列車風圧の後尾部の負側のピーク値
$P_{out(-)}$	列車風圧の後尾部の負側のピーク値
$C_{p,in(+)}$	列車風圧の先頭部の正側の圧力係数
$C_{p,in(-)}$	列車風圧の先頭部の正側の圧力係数
$C_{p,out(+)}$	列車風圧の後尾部の負側の圧力係数
$C_{p,out(-)}$	列車風圧の後尾部の負側の圧力係数
K_{in}	列車風圧の先頭部の正圧から負圧に変化する際の圧力勾配
K_{out}	列車風圧の後尾部の負圧から制圧に変化する際の圧力勾配
l_{in}	列車風圧の先頭部の正負圧ピーク間の距離
l_{out}	列車風圧の後尾部の正負圧ピーク間の距離
F_i	数値解析に導入した線移動荷重
q_{lk}	列車風圧の設計分布荷重の特性値
k_1	車両の先頭形状の影響を考慮する係数
k_2	局所部に作用する列車風圧の最大値を考慮する係数
a_g	軌道中心からの離れ
E_c	コンクリートヤング率
V	列車速度 (km/h)
i_{nbr}	防音壁の衝撃係数
m_r	質量
k_r	H 鋼支柱剛性
k_{r0}	両端の RC 壁の剛性を含んだ H 鋼支柱剛性
k_c	H 鋼支柱間の接続剛性
f_r	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’	PC 板および地覆部の接続を考慮した固有振動数
n_n	防音壁の支柱数
$i_{nbr,r}$	防音壁の固有振動モードによる共振効果の衝撃係数
x	変位
A	初期条件に依存する定数
ξ	減衰定数
f	固有振動数
ϕ	位相
l_v	列車長
β	後尾部パルスの先頭部パルスに対する大きさの比
$i_{nbr,s}$	後尾部パルスによる重畳効果の衝撃係数
P_{d0}	設計列車風圧
P_d	基準列車風圧

参考文献

4.1) 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），丸善，2004.

4.2) 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.

4.3) 新山純一，岡康博，寺澤正人，北倫彦：SRC 防音壁構造の曲げ挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22，No.3，pp.1081-1086，2000.

4.4) 長谷川淳史，曽我部正道，杉本一朗，鳥取誠一：高速列車走行により生じる防音壁支柱部応力に関する検討，土木学会第 60 回年次学術講演会，pp.1119-1120，2005.

4.5) 長谷川淳史，曽我部正道，杉本一朗，鳥取誠一：高速列車走行に対する高架橋情防音壁支柱の安全性評価，第 12 回鉄道技術連合シンポジウム講演論文集，pp.121-124，2005.

4.6) 徳永宗正，曽我部正道，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.

4.7) Effect of the slipstream of passing trains on structures adjacent to the track, UIC code, 779-1, 1996.

4.8) Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges, European Committee for Standardization, 1991.

4.9) Schick, A. and Schmidt, C.: Mathematical research into noise barriers along railway lines, European Rail Technology Review, Vol.51, pp.31-33, 2011.

4.10) 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.

4.11) 曽我部正道，古川淳，下村隆行，飯田忠史，松本信之，涌井一：列車の高速化に対応した構造物の変位制限，鉄道総研報告，Vol.18，No.8，pp.41-46，2004.

4.12) 堀江篤，杉山友康：東北新幹線における列車風に関する現地試験，鉄道技術研究所速報，No.A-86-155，1986.

4.13) Kikuchi, K., Uchida, K., Nakatani, K., Yoshida, Y., Maeda, T. and Yanagizawa, M. : Numerical analysis of pressure variation due to train passage using the boundary element method, QR of RTRI, Vol.37, No.4, 1996.

4.14) 四十九勇治，曽我部正道，村田香，涌井一，橋下渉一：側壁ビーム式ガイドウェイの動的挙動に関する研究，第 5 回鉄道技術連合シンポジウム講演論文集，pp.71-74，1998.

4.15) 菊池勝浩，山内伸亮，吉田康夫，中西正利，高橋亮一，田中靖幸，飯田雅宣 : 明かり区間沿線における列車通過時圧力変動の低減法，鉄道総研報告，Vol.14，No.9，pp.31-36，2000.

4.16) 芳賀昭弘，舟木豊明，下村隆行：走行模型試験装置を用いた壁面に作用する圧力変動，第 8 回鉄道技術連合シンポジウム講演論文集，2001.

4.17) 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. 佐藤清一，伊藤昭夫：列車風圧とアルミニウム枠防音工の強度特性，SED(Structural Engineering Data)，12 巻，pp.64-73，1999.

第5章　地震時における防音壁と構造物間の動的相互作用

5.1　はじめに

4章で述べたように，防音壁の構造性能を決定するH鋼支柱の設計には，風荷重，高欄推力，飛雪荷重，列車風圧等が考慮される[5.1)]．その中でも風荷重[5.2)]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．

本章で主として取り扱う地震の影響であるが，高架橋の降伏震度を想定したk_h=0.7程度の静的作用として考慮される程度で，設計風荷重3.0kN/m2が震度に換算するとk_h=2.0程度に相当することから実務設計において支配的な条件とはなってこなかった．

従来は，防音壁高さH＝レールレベル＋2.5m程度（以下，レールレベルを「*R.L.*」と記載する）までの比較的剛な防音壁[5.3)]が一般的であったため，設計において防音壁が共振増幅に至るケースまでを設計上想定する必要がなかった．一方，近年，整備新幹線の建設が進むにつれ，背の高い防音壁の開発ニーズが増してきた．背の高い防音壁を実用化する場合には，その固有振動数が低くなるため，高速列車周りの列車風圧変動[5.4)]や，地震動時の構造物応答との共振による動的応答増幅が懸念される．

土木構造物上に設置される附帯構造物の地震時安全性に関する研究は，道路構造物の標識柱，照明柱[5.5),5.6)]，鉄道構造物の電車線柱[5.7),5.8)]等を対象として過去に行われてきた．これらの付帯構造物は比較的重量が小さく，附帯構造物/主構造物との質量比が一般的に1/100以下となることから附帯構造物/主構造物間の動的相互作用の影響は顕著とならない特徴がある．一方，本章で対象とする鉄道構造物上に設置される防音壁は，線路方向に連続した附帯構造物であり，重量も大きく，その動的挙動は主構造物との強い連成を示すという特徴を有する．加えて，過去の検討では，L1地震時のように構造物がほぼ弾性応答する場合の共振現象や，附帯構造物/主構造物との相互作用について詳細に言及した検討は行われていない．

本章では，*R.L.*＋3.5mまでの背の高い防音壁の地震時応答特性の把握およびその耐震設計法の提案を目的として，**5.3**では，現地測定，数値解析に基づき，背の高い防音壁の破壊形態を明らかにした上で，構造物の弾性応答性状，防音壁と構造物との相互作用，構造物からの回転入力等が，防音壁の地震時応答に及ぼす影響を定量化した．**5.4**において，それらの結果を踏まえて防音壁の合理的な耐震設計法を提案した．

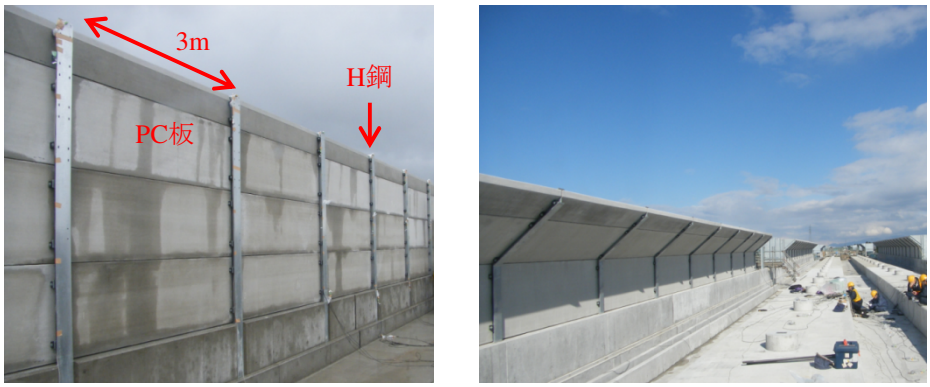
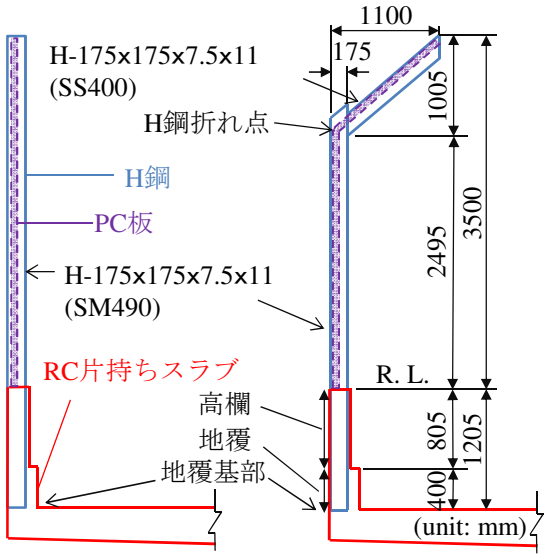
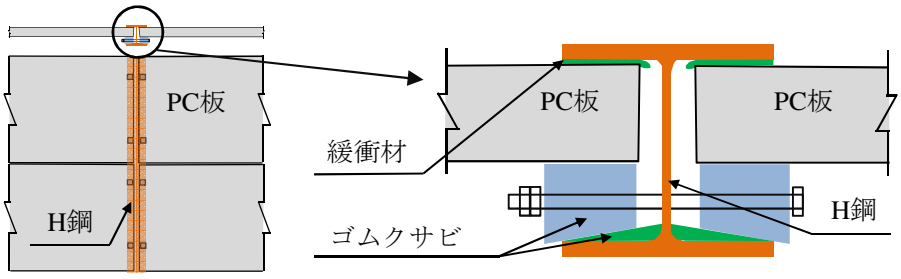


図- 5.1　対象防音壁



(a) 構造一般図



(b) 支柱接合部詳細図

図- 5.2　対象防音壁の構造図

5.2　検討方法

5.2.1　対象防音壁

図-5.1，**図-5.2** に，本章で対象とした直型および半雪覆型の防音壁の写真，構造図をそれぞれ示す．防音壁には建設地域，年代により多くの構造形式が存在するが，本章では一般的な直型および，積雪が多い地域での採用の多い半雪覆型防音壁を検討対象とした．従来の防音壁は高さ $H = R.L. + 2.0\text{m}$ までのものが主であったが，本章では最大で $H = R.L. + 4.0\text{m}$

表- 5.1 測定対象防音壁一覧

No.	構造形式	スパン(m)	防音壁形式	高さ(m)
1	PC桁	29	直型	R.L.+2.0m
2	RC桁	12	半雪覆型	R.L.+2.0m
3	RC桁	19	直型	R.L.+3.5m
4	PC桁	29	直型	R.L.+3.5m
5	RC桁	15	半雪覆型	R.L.+3.5m
6	ラーメン高架橋	60	半雪覆型	R.L.+3.5m
7	RC桁	10	半雪覆型	R.L.+2.0m
8	RC桁	10	半雪覆型	R.L.+3.953m
9	ラーメン高架橋	40	半雪覆型	R.L.+3.953m

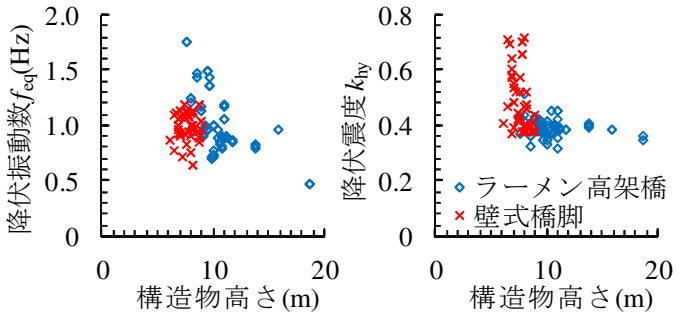
までのものを対象とした．整備新幹線で導入されている防音壁は，H 鋼とそれを支える高欄および PC 板により構成されるものが一般的である．RC 高欄で使用されるコンクリートの設計基準強度は 27N/mm^2 である．PC 板は**図-5.2**(b) に示すようにゴムクサビと緩衝材を介して H 鋼支柱に圧着される構造となっている．PC 板で使用されるコンクリートの設計基準強度は 40N/mm^2 で，ヤング係数は 28.1kN/mm^2 である．

表-5.1 に，本章で測定対象とした防音壁の一覧を示す．表中の No. 7，8，9 は **4 章**にて検討を行った防音壁である．

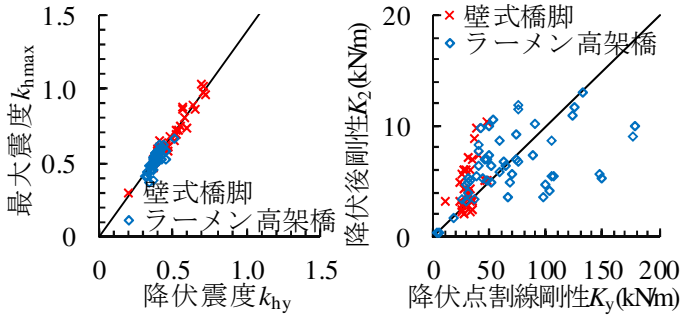
5.2.2 対象構造物

対象とした構造物は，対象防音壁が多用されている線区の代表的な構造物を抽出し，標準的な形状で設計されたゲルバー式ラーメン高架橋（以下,「ラーメン高架橋」）52 基および壁式橋脚 39 基とした．防音壁の地震時応答は，高架橋の振動特性の影響を受けることから，設計図書に基づき構造物の骨格曲線に関する統計調査を行った．

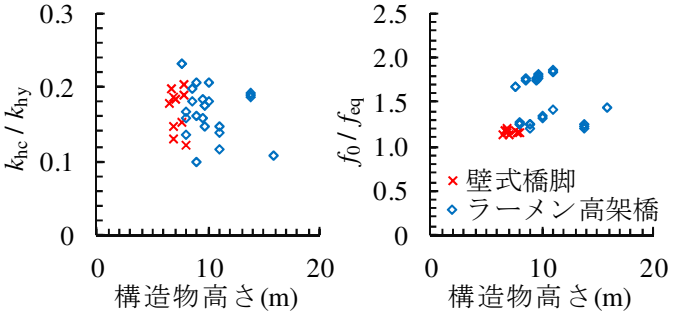
図-5.3 に，対象構造物の水平震度・変位関係の骨格曲線調査結果を示す．図から，構造物高さは，壁式橋脚で 6～9m と比較的狭い範囲，ラーメン高架橋で 7～20m と広い範囲に分布している．**図-5.3**(a) から，等価固有周期の逆数である降伏振動数 f_{eq} は，壁式橋脚で 0.6～1.3Hz と比較的狭い範囲，ラーメン高架橋で 0.5～2.0Hz と広い範囲に分布している．一方，降伏震度 k_{hy} は，壁式橋脚で 0.3～0.7 と比較的広い範囲，ラーメン高架橋で 0.3～0.5 と狭い範囲に分布している．**図-5.3**(b) から，最大震度 k_{hmax} と k_{hy} の関係は，ラーメン高架橋，壁式橋脚で差はなく概ね k_{hmax}/k_{hy}=1.4 であった．Y 点以降の剛性である降伏後剛性 K_2 と降伏点割線剛性 K_y の関係は，ラーメン高架橋と壁式橋脚で傾向は異なるが，平均的には K_2/K_y は概ね 0.1 程度である．ひび割れによる剛性低下が発生する点（以下,「C 点」）に関するパラメータとして，C 点震度 k_{hc} と C 点の割線剛性に対応する固有振動数 f_0 を設計図書から得られる骨格曲線から抽出した．C 点は最も骨格曲線の剛性変化が著しい点とした．**図-5.3**(c) から，k_{hc} と k_{hy} は概ね k_{hc}/k_{hy}=0.1～0.2 の関係にあり，f_0 と f_{eq} は概ね f_0/f_{eq}=1.0～2.0 の関係にあることが分かる．著者らは，既往の研究で，常時微動測定から得られる構



(a)　Y点(降伏点)に関する統計結果



(b)　M点(最大点)に関する統計結果



(c)　C点(ひび割れ点)に関する統計結果

図- 5.3　骨格曲線の振動特性の統計調査結果

造物の弾性固有振動数 f_0 と降伏振動数 f_{eq} の関係を調査しており，構造種別に応じて概ね f_0/f_{eq}=2.0～2.5 となる [5.7] ことを明らかにしているが，**図-5.3**(c) の f_0/f_{eq} と比較して大きい値であることが分かる．これは，微小振動時には実構造物の地盤剛性が設計値より 4～10 倍程度大きいため [5.7] である．以上の振動特性に関する統計調査結果を用い，構造物のパラメータ範囲を設定した．

5.2.3　測定方法

実防音壁における振動特性の把握を目的として，インパルスハンマを用いた衝撃振動試験による加速度測定を行った．

図-5.4 に，加速度測定箇所として，No.5 の例を示す．測定点は，防音壁の線路方向および線路直角方向の振動モード形状が把握できるよう，1 橋りょうに対し 10 箇所程度とした．加速度計は RION 製の圧電式加速度計 PV85 とし，National Instruments 社のシステム開発

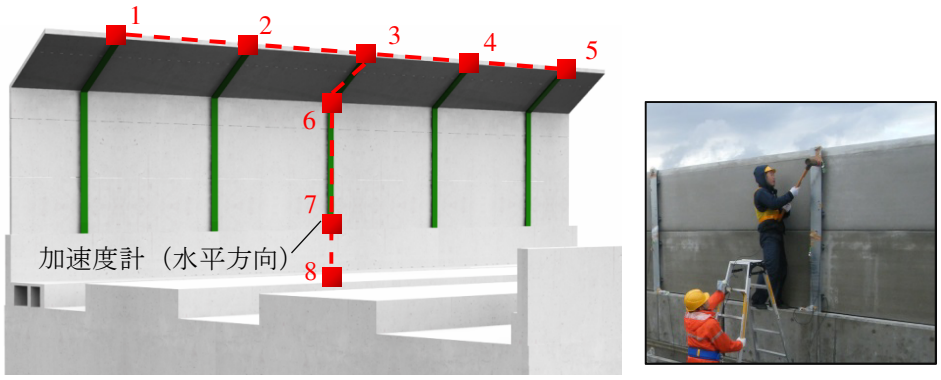


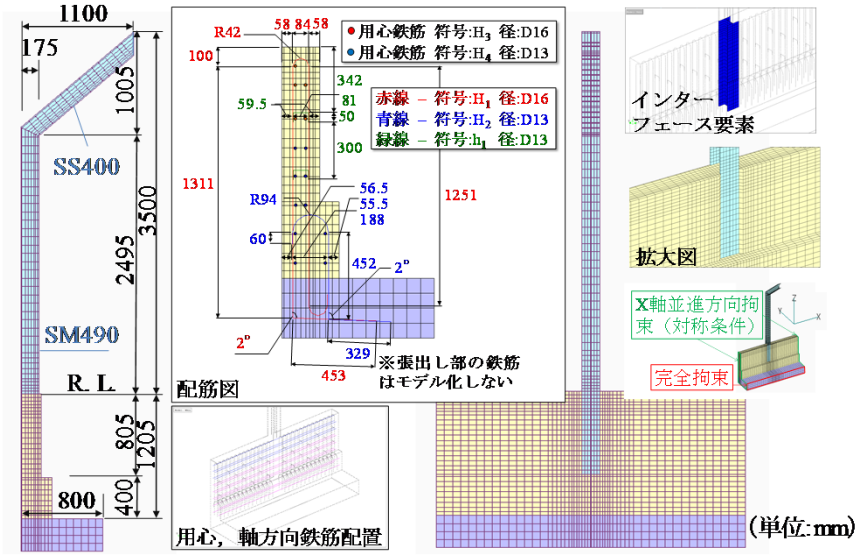
図- 5.4 測定箇所

ソフトウェア Labview 上に構築したシステムにより収録を行った．インパルスハンマにより励起された減衰振動波形を 10 秒程度，サンプリング周波数 2000Hz で収録した．

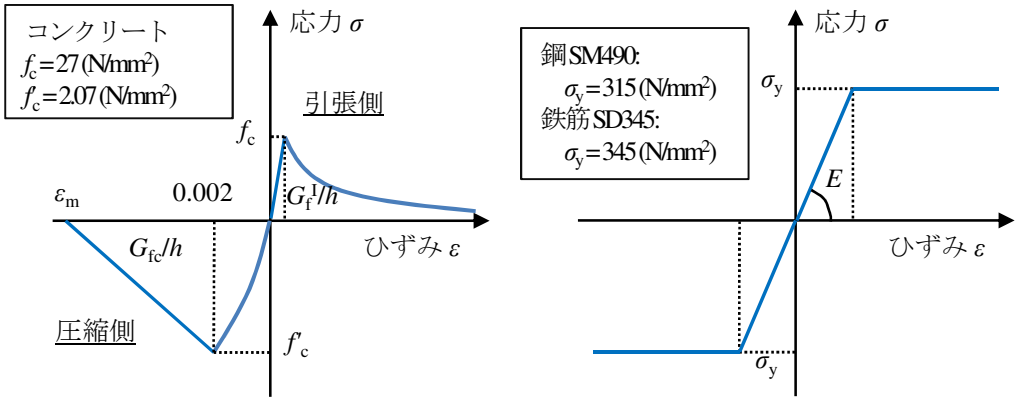
5.2.4 限界耐力評価モデルを用いた非線形静的解析

図-5.5 に，防音壁の破壊形態および限界値を把握するための，限界耐力評価モデルを用いた解析モデルを示す．に，防音壁の破壊形態および限界値を把握するための，限界耐力評価モデルを用いた数値解析では，No.5，6 の防音壁と同一となる半雪覆型で $H = R.L. + 3.5\text{m}$ の防音壁を対象とした．半雪覆型の防音壁は，同一高さの直型と比較して先端重量が大きくなることから耐力に対する慣性力が大きくなる．H 鋼は 3m 間隔に配置されているため，**図-5.5**(a) に示すように H 鋼を中心にして，線路方向に 3m の支柱 1 本分の範囲を解析対象とした．PC 板のモデル化では，PC 板の剛性は考慮せず，その質量に相当する慣性力を支配面積に応じて**図-5.2** に示すゴムクサビの位置に載荷させた．H 鋼，コンクリートはソリッド要素，軸方向鉄筋，用心鉄筋は梁要素，帯鉄筋は埋め込み要素，H 鋼とコンクリート間はインターフェース要素によりモデル化した．地覆内の用心鉄筋は H 鋼に孔を空けて貫通している．用心鉄筋と H 鋼との応力伝達はないため，埋込み鉄筋要素ではなく，はり要素でモデル化して H 鋼の節点と共有させないモデルとした．H 鋼とコンクリート間にあるシーリング材はモデル化していない．地覆部内にある鉄筋の円弧形状は多角形でモデル化した．張出スラブは，端部から 800mm の範囲をモデル化した．

図-5.5(b) に，コンクリート，鋼，鉄筋の応力 - ひずみ関係を示す．コンクリート要素のヤング係数 E は $2.65 \times 10^4 (\text{N/mm}^2)$，ポアソン比 ν は 0.2 とした．コンクリート要素の圧縮軟化特性には最大応力 (ひずみ $\epsilon_0 = 2000\mu$) までは文献 [5.1)] の曲線部を参考にし，最大応力以降は圧縮破壊エネルギーを考慮して線形で軟化する曲線を設定した．引張軟化特性には，引張破壊エネルギーを考慮した Hordijk 式を用いた．ひび割れモデルには回転ひび割れモデルを用いた．圧縮破壊エネルギー G_{Fc} は，中村らによる式 [5.10)] から算出した．鋼要素，鉄筋要素のヤング係数 E は $2.0 \times 10^5 (\text{N/mm}^2)$，ポアソン比 ν は 0.3 とした．降伏条件には von Mises 基準を用い，完全弾塑性モデルとした．コンクリートと鉄筋は完全付着を



(a) 解析モデル図



(b) 応力 - ひずみ関係

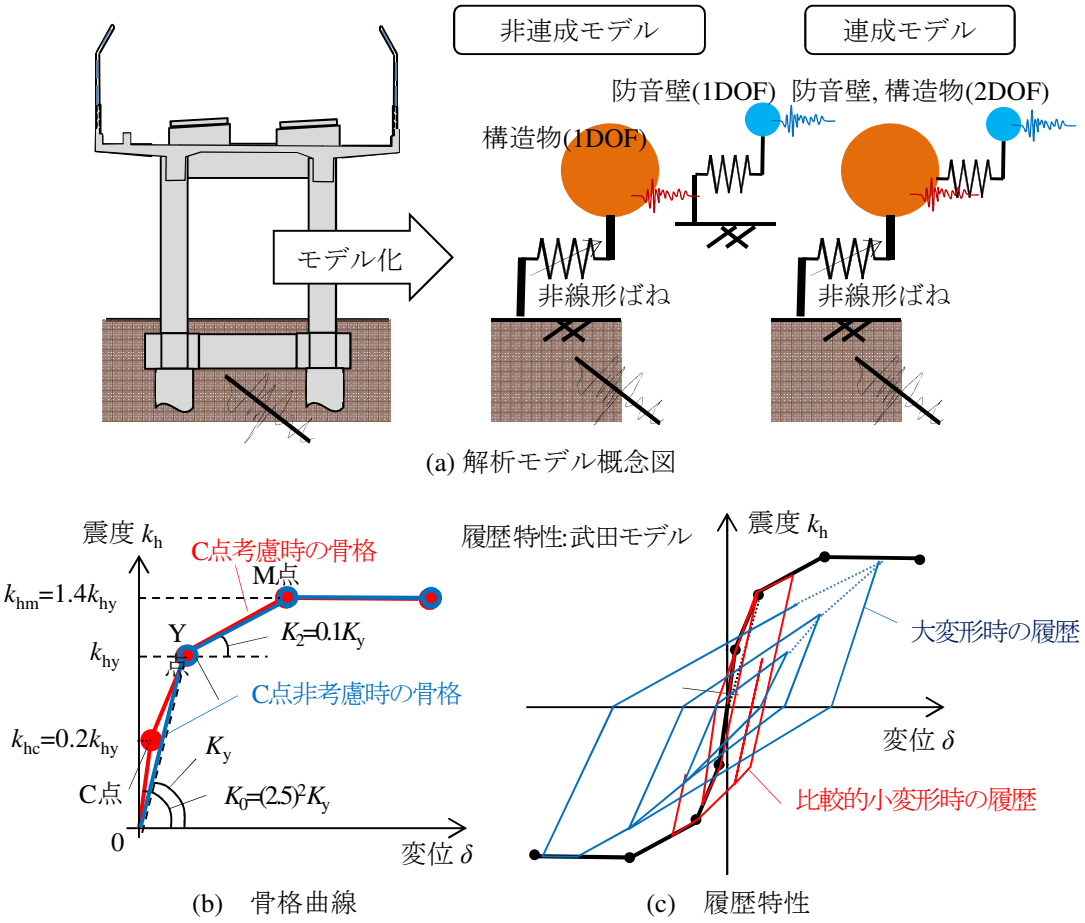
図- 5.5　限界耐力評価モデル図

仮定してモデル化した． 境界条件は，張出しスラブの端部切断面を完全拘束，モデル両端の切断面を X 軸方向拘束とした．

限界値算出のための限界耐力評価モデルでは，正側 (軌道側) 載荷，負側 (外側) 載荷の 2 通りの解析を行った．自重による初期状態を再現した後，慣性力を静的に線路直角方向へ漸増載荷した．自重載荷では，コンクリート，H 鋼重量は物体力として，PC 板重量は地覆表面に等分布荷重として載荷した．慣性力載荷では，コンクリート，H 鋼重量は物体力として，PC 板重量は H 鋼の載荷方向側のフランジ最外面に質量節点荷重として載荷した．

5.2.5　水平応答評価モデルを用いた数値解析

図-5.6 に，防音壁の地震時の応答値を算出するための水平応答評価モデルを示す．**図-5.5** に示す限界耐力評価モデルと同様に，線路方向に 3m の支柱 1 本分の範囲を解析対象とした．**図-5.6**(a) に示すように，固有振動数等のパラメータの影響を検討しやすいよう，構造



(a) 解析モデル概念図

(b) 骨格曲線　　(c) 履歴特性

図- 5.6 水平応答評価モデル図

物，防音壁の応答をそれぞれ 1 自由度で表現した．構造物は非線形ばねおよび線形ダッシュポット，防音壁は線形ばねおよび線形ダッシュポットでモデル化した．防音壁/構造物間の相互作用を考慮せず，構造物の応答加速度を防音壁に入力する非連成モデルと相互作用を考慮する連成モデルを構築した．構造物，防音壁のダッシュポットは，それぞれを線形 1 自由度系とした時のモード減衰比が 5%，2%となるよう設定した．構造物が非線形化した後はこれらのダッシュポットで考慮する粘性減衰に加え，履歴減衰が付加されることとなる．**5.3.1** の測定結果によると防音壁のモード減衰比は 1～2%程度であったが，地震時は衝撃振動試験時より応答振幅が大きくコンクリート部材等の履歴減衰が期待できると考え 2%と設定した．**図-5.6**(b) に，骨格曲線の統計調査の結果に基づき設定した構造物の非線形ばね特性を示す．図に示すように，C 点を考慮した骨格曲線と考慮しない骨格曲線を用いた．C 点考慮の骨格曲線では，C 点の影響が明確となるよう $k_{hc} = 0.2k_{hy}$，$f_0 = 2.5f_{eq}$ とした．M 点は，$k_{hmax} = 1.4k_{hy}$，$K_2 = 0.1K_y$，に基づき設定し，M 点以降は剛性 $K_3 = 0$ とした．構造物の履歴特性は，鉄道構造物に多い RC 構造物を想定しコンクリート部材の応答を詳細に表現できる武田モデル [5.11] とした．

図-5.7 に，水平応答評価モデルで用いた入力地震動の時刻歴波形および弾性応答スペクトルを示す．入力地震動は，G3 地盤用の設計地震動である L1，L2 スペクトル Ⅰ，L2 スペ

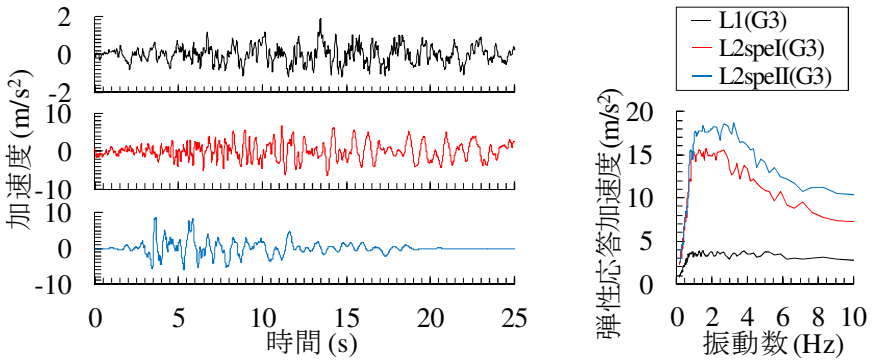


図- 5.7　入力地震動

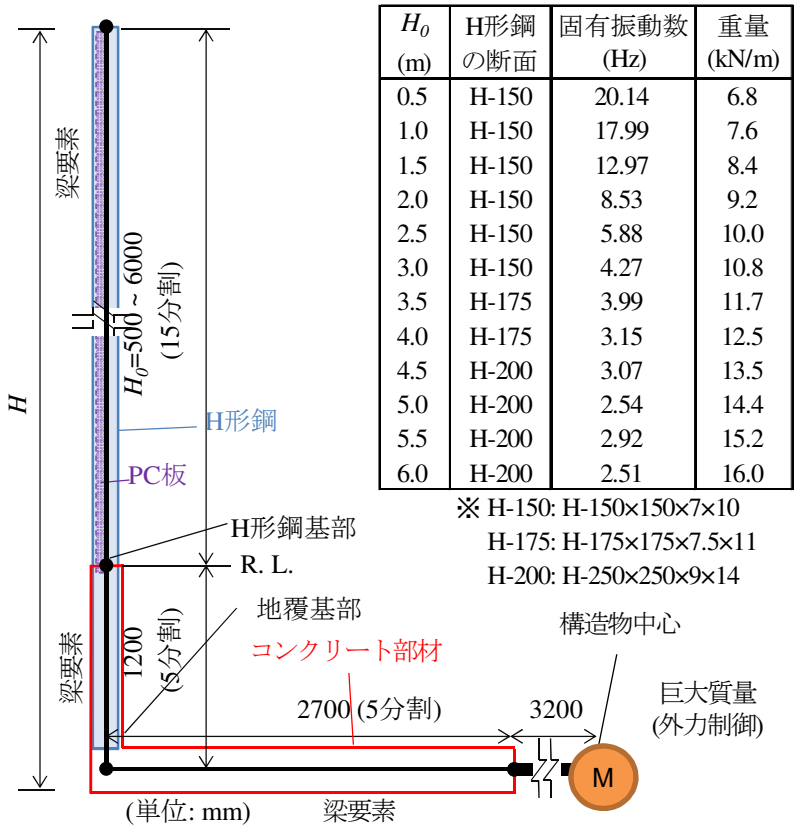
クトル II（以下，それぞれ「L1(G3), L2speI(G3), L2speII(G3)」）の 3 通りとした [5.12)].

応答値算出のための水平応答評価モデルでは，入力地震動として，L1(G3)，L2speI(G3), L2speII(G3) の 3 通りを用いた．構造物に関するパラメータとして，降伏振動数を f_{eq} = 0.4～3.0Hz，降伏震度を k_{hy}=0.5～1.0，**図-5.7** に示す C 点の考慮の有無，相互作用をパラメータとした．相互作用の影響を評価するため，**図-5.6** に示す非連成モデル，連成モデルを用い，連成モデルでは構造物と防音壁の重量比 α_{nbr} を 1，10，100 で変化させた．防音壁に関するパラメータとしては，防音壁の固有振動数を f_{nbr}=1～10Hz とした．

5.2.6　回転応答評価モデルを用いた数値解析

5.2.6.1　解析モデル

図-5.8 に，高架橋の回転入力が及ぼす影響を検討するため回転応答評価モデルの解析モデルを示す．**図-5.5** に示す限界耐力評価モデルと同様に，線路方向に 3m の支柱 1 本分の範囲を解析対象とし，梁要素を用いたモデルに構造物中心に配置した巨大質量（防音壁全重量の 1000 倍）の水平，回転方向に，別途算出した構造物の応答加速度を作用させた．回転入力に対する防音壁の応答は，防音壁高さに依存して大きく変化すると予想されたため，まず防音壁高さ $H(= R.L. + H_0)$ をパラメータとして，H_0 =0.5～6.0m の範囲で一般的な条件を基に防音壁の試設計を行った．高欄高さ ($R.L.$ と等しい) は，新幹線構造物の標準的な高さとして 1200mm とした．作用を風荷重 3.0kN/m^2，作用係数 1.2 とした場合に，H 形鋼基部が降伏しない断面寸法を選定した．図中に，H_0 毎の断面及防音壁の 1 次固有振動数 f_{nbr} を示しているが，H_0 が大きくなる程 f_{nbr} が小さくなっており，2.5～20Hz の範囲となることが分かる．一方，地覆基部以上の単位長さ重量は H_0 と共に大きくなっており，コンクリート構造物の単位長さ重量が 300kN/m 程度を想定すると構造物/防音壁の重量比 α_{nbr} は 10～20 程度，鋼・合成構造物で 150kN/m 程度を想定すると，α_{nbr} は 5～10 程度となることが分かる．構造物の降伏振動数 f_{eq} は 2.0Hz，降伏震度 k_{hy} は 0.7 とした．文献 [5.12)] によれば，構造物の水平応答と回転応答の関係は，構造物の降伏変位 δ_y，降伏回転角 θ_y の比 $k_\theta(= \theta_y/\delta_y)$ により整理されており，RC ラーメン高架橋で k_θ=0.01～0.05 程度，壁式橋脚で



H_0 (m)	H形鋼の断面	固有振動数 (Hz)	重量 (kN/m)
0.5	H-150	20.14	6.8
1.0	H-150	17.99	7.6
1.5	H-150	12.97	8.4
2.0	H-150	8.53	9.2
2.5	H-150	5.88	10.0
3.0	H-150	4.27	10.8
3.5	H-175	3.99	11.7
4.0	H-175	3.15	12.5
4.5	H-200	3.07	13.5
5.0	H-200	2.54	14.4
5.5	H-200	2.92	15.2
6.0	H-200	2.51	16.0

※ H-150: H-150×150×7×10
H-175: H-175×175×7.5×11
H-200: H-250×250×9×14

図- 5.8 回転振動モデルの解析モデル

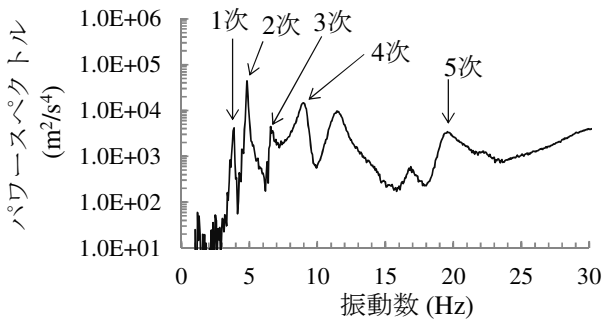


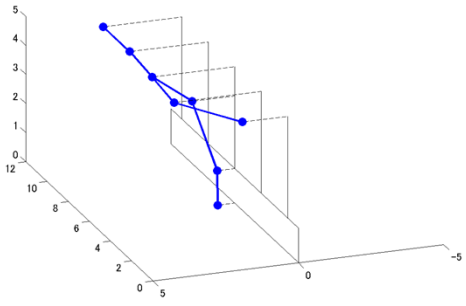
図- 5.9 衝撃振動試験による加速度パワースペクトル (No.5)

k_θ=0.01～0.10 程度である．これらを勘案し，入力地震動 L2speII(G3) の回転入力 I_θ(m) と水平入力 I_H(rad) の比 (= I_θ/I_H) を 0.1 とした．

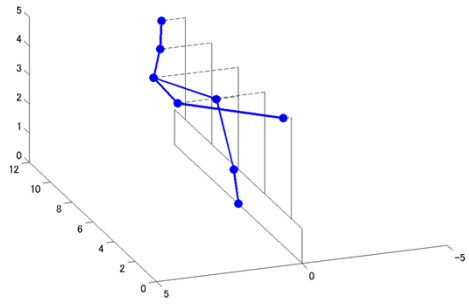
5.3 検討結果

5.3.1 防音壁の固有振動モード

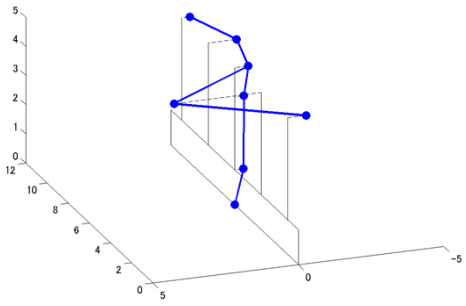
図-5.9 に，衝撃振動試験により得られた加速度パワースペクトルとして，防音壁 No.5 の測点 4 の近傍を加振したときの測点 5 の応答を示す．図から，3～20Hz 程度の周波数領域に多くの明確なピークが確認でき，各 H 鋼支柱間の連成が予想される．



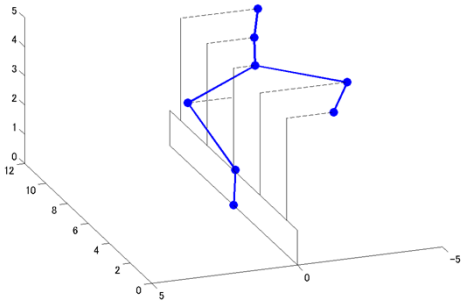
(a) 1次モード (3.88Hz)



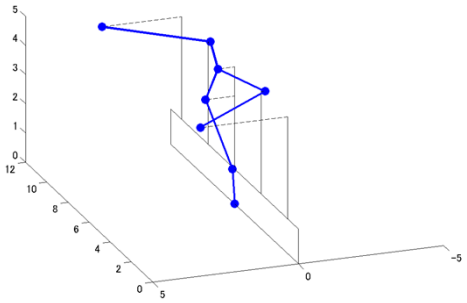
(b) 2次モード (4.81Hz)



(c) 3次モード (6.56Hz)



(d) 4次モード (8.93Hz)



(e) 5次モード (19.56Hz)

図- 5.10　固有振動モード形状 (No.5)

図-5.10 に，防音壁の固有振動モード形として，No. 5 の同定結果を示す．同定には ERA 法 [5.13] を用いた．ERA 法では，システム次数は 40 とし，モード減衰比が 0～5%で複数回の衝撃振動試験で安定した振動モード形状を示すものを抽出した．図から，1，2 次の固有振動モードでは H 鋼各支柱が同一方向に挙動するのに対し，それ以上の振動モードでは各支柱の位相が変化しており，複雑なモード形状となっている．地震時に作用する慣性力は各質点への同一方向入力であることから，低次の 1，2 次の固有振動モードが支配的となることが予想される．

図-5.11 に，測定を行った各防音壁の固有振動特性の同定結果を示す．図中の値は 20 回程度の測定結果の平均値である．なお，**図-5.11**(a) において No.9 の 5 次振動モード等のように値が示されていないものや，**図-5.11**(b) において 2 次のモード減衰比の値が 0 となって

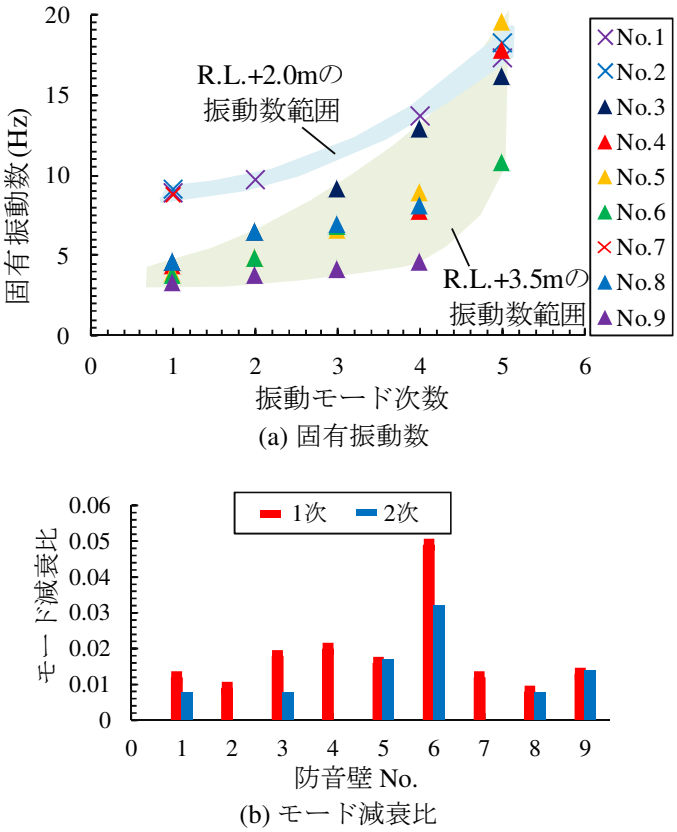
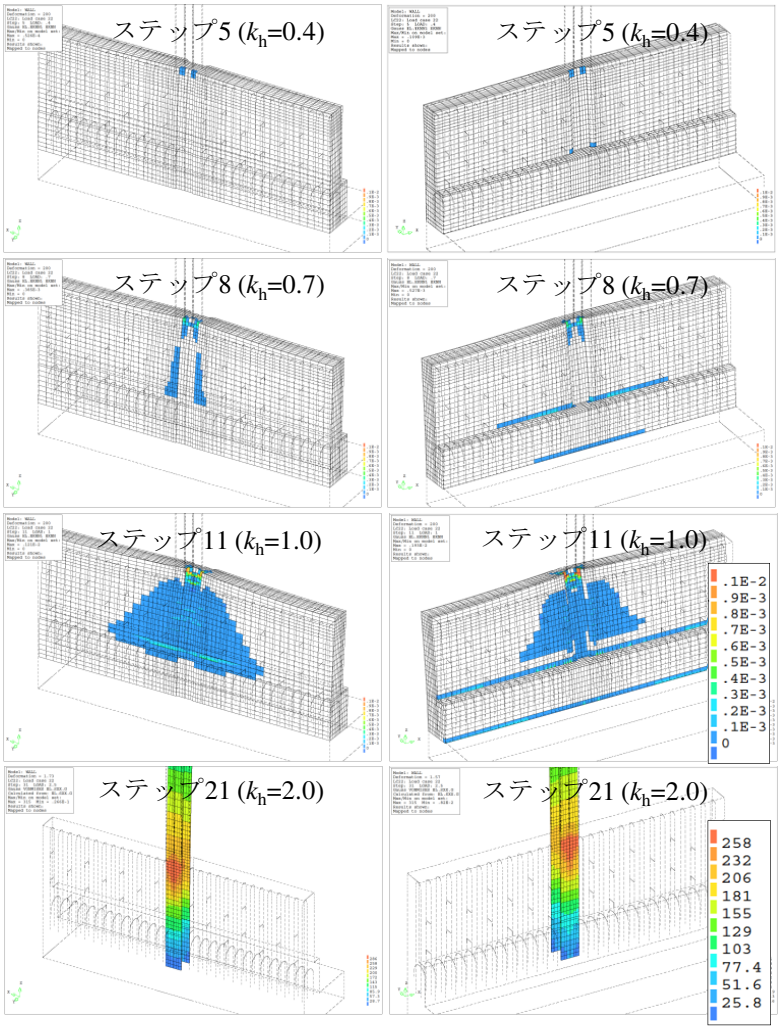


図- 5.11 固有振動特性の測定結果

いるものは，振動モード形状が明確でなく同定が難しかったケースである．**図-5.11**(a) に示す固有振動数の測定結果から，*R.L.* + 2.0m の防音壁では 1 次振動モードが 9Hz 程度である一方，*R.L.* + 3.5m の防音壁では 1 次振動モードが 3～5Hz 程度に分布し，2 次以上の高次モードも対象によって固有振動数が広い範囲で分布していることが分かる．これは，H 鋼支柱と PC 板は，**図-5.2** に示すようにゴムクサビによって接合され，この圧着の程度はナットの締め付けトルクや，PC 板，クサビの据え付け具合に依存して大きく変化するためと考えられる．例えば，No.9 は高次モードでも固有振動数の上昇が小さいことから，接合の程度が弱いのに対し，No.3 は固有振動数の上昇が大きいことから接合の程度が強いと考えられる．本章では 5Hz 程度までの低次モードが卓越し，同一入力となる地震時の応答を対象としていることから，3 次以降の固有振動モードの影響は小さいものと予想されるが，特に *R.L.* + 2.0m では測定対象が少なかったことも考慮すると，高次モードと接合の関係に関しては今後のより詳細な調査が必要である．**図-5.11**(b) に，1 次および 2 次固有振動モードのモード減衰比を示す．図から，No.6 の防音壁以外のモード減衰比は概ね 1～2%であることが確認できる．なお，モード減衰比の測定結果の変動係数は概ね 20～100%程度であった．また 3 次振動モード以上のモード減衰比の測定結果は変動係数が大きいこと，地震時の応答への寄与が小さいと考えられたことから割愛した．



(a) 正側載荷　　(b) 負側載荷

図- 5.12　コンクリートのひび割れ分布および H 鋼の Mises 応力分布

5.3.2　防音壁の破壊形態および限界値の評価

図-5.12 に，限界耐力評価モデル解析結果から得られるコンクリートのひび割れ分布および H 鋼の von Mises 応力分布を示す．ステップ 5～11 まではコンクリートに発生するひび割れ分布を示し，ステップ 21 では H 鋼の von Mises 応力分布を示す．図から，正側載荷，負側載荷の両ケースにおいて，震度 0.4 程度で高欄天端にひび割れが発生することが確認できる．その後，震度 0.7 程度でひび割れが H 鋼に沿って断面変更箇所にまで広がり，震度 1.0 程度でひび割れが 45°の方向に広がり地覆基部にまで到達する．　H 鋼の von Mises 応力分布から，図に示すステップ 21 に近いステップ 26 の震度 2.2 程度で，初めて高欄天端付近の圧縮フランジおよびウェブの接合部が降伏応力である 315N/mm^2 に達する．H 鋼の高欄天端付近の圧縮フランジ全体に塑性化が広がるのが震度 2.5 程度である．その後，耐荷力を保持できず変形が急増し，終局限界に至ることが確認できる．本章では，終局限界に至る震度を変形が急増する点と仮定し，震度 3.2 とした．

図-5.13 に，限界耐力評価モデルの静的漸増載荷解析結果から得られた震度-変位関係を

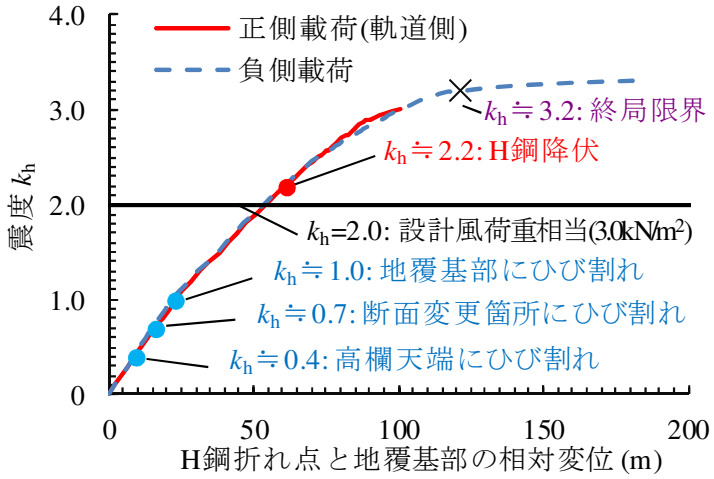


図- 5.13 防音壁の震度-変位関係

示す．横軸は H 鋼折れ点と地覆基部との相対変位である．図から，正側載荷，負側載荷の両ケースにおいてほぼ同様の挙動となっており，震度 1.0 程度まではほぼ弾性挙動，震度 2.5 以降に変形が急増し崩壊に至る挙動が確認できる．

5.3.3 水平振動による防音壁の地震時応答の評価

5.3.3.1 線形 2 自由度振動理論に基づく周波数応答関数

防音壁の水平振動に対する伝達関数を考察するため，線形 2 自由度振動理論に基づき，2 自由度系の各自由度が同様に加振された場合の周波数応答関数を算出する．複数の点 i=1 (防音壁)，2 (構造物) に調和外力 $F_i e^{j\omega t}$ が作用している多自由度系の運動方程式は式 (5.1) のように記述できる．

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = \begin{pmatrix} F_1 \\ F_2 \end{pmatrix} e^{j\omega t} \tag{5.1}$$

ここで，M，C，K はそれぞれ 2×2 の質量，減衰，剛性マトリクス，F_i は外力の絶対値でスカラーである．式 (5.1) をモーダル変換し x について解くと式 (5.2) が得られる．

$$x = \sum_{r=1}^{2} \frac{\sum_{i=1}^{2} \phi_{ri} F_i}{-m_r \omega^2 + jmc_r \omega + k_r} \phi_r e^{j\omega t} \tag{5.2}$$

ここで，n はモード数で，m_r，c_r，k_r はそれぞれ各モード $(r = 1, 2)$ のモード質量，モード減衰，モード剛性でスカラー，ϕ_r は 2×1 のモードベクトル，ϕ_r は ϕ_r の i に対応する要素である．ω は角振動数，j は虚数単位である．調和外力の振幅 F_i を，外力が作用する点 i の質量 m_i，震度 k_h，重力加速度 g を用いて，$F_i = m_i k_h g$ のように表す．さらに，防音壁の応答変位を x_{nbr}，構造物の応答変位を x_{str} とすると，防音壁と構造物の相対変位 $d_{nbr}(= x_{nbr} - x_{str})$ は，式 (5.3) のように記述できる．

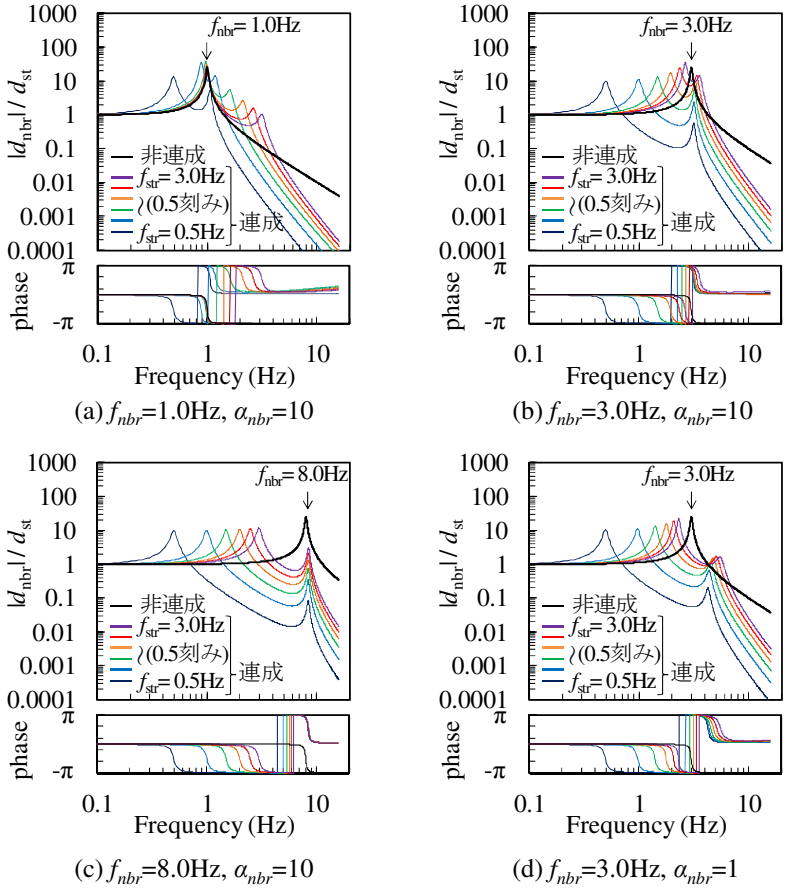


図- 5.14　線形 2 自由度振動理論に基づく防音壁の伝達関数

$$d_{nbr} = k_h g \sum_{r=1}^{2} \frac{\phi_{r1} m_1 + \phi_{r2} F_2}{-m_r \omega^2 + j m c_r \omega + k_r} (\phi_{r1} - \phi_{r2}) e^{j\omega t} \tag{5.3}$$

防音壁を 1 自由度で考えた場合の静的変位 d_{st} は $k_h g/(2\pi f_{nbr})^2$ のように記述できる．さらに，$d_{nbr} = |d_{nbr}|e^{j\omega t}$ および $k_r/m_r = \omega_r^2$ の関係を用いると，動的増幅率 $|d_{nbr}|/d_{st}$ は，式 (5.4) のように記述できる．ω_r は，系の各モードの固有角振動数である．

$$\frac{|d_{nbr}|}{d_{st}} = \frac{1}{(2\pi f_{nbr})^2} \sum_{r=1}^{2} \frac{(\phi_{r1} m_1 + \phi_{r2} F_2)/k_r}{1 - (\omega/\omega_r)^2 + 2j\xi_r \omega/\omega_r} (\phi_{r1} - \phi_{r2}) \tag{5.4}$$

図-5.13 に，式 (5.4) において f_{nbr}=1.0，3.0，8.0Hz とした場合の，線形 2 自由度振動理論に基づく防音壁の動的増幅率 $|d_{nbr}|/d_{st}$ を示す．f_{nbr}=3.0Hz 程度で *R.L.* + 3.5m の比較的背の高い防音壁相当，f_{nbr} = 8.0Hz 程度で *R.L.* + 2.0m の従来多用されてきた防音壁相当となる．防音壁の減衰比は ξ_{nbr} = 2%，構造物の減衰比は ξ_{str} = 5%とした．図から，当然ながら 1 自由度系の非連成モデルは f_{nbr} にのみ共振点を示す一方，連成モデルでは f_{nbr} 付近と構造物の固有振動数 f_{str} 付近に共振点が確認でき，防音壁は自身の固有振動モードのみならず，構造物の固有振動モードが卓越する場合にも変形することが確認できる．ところ

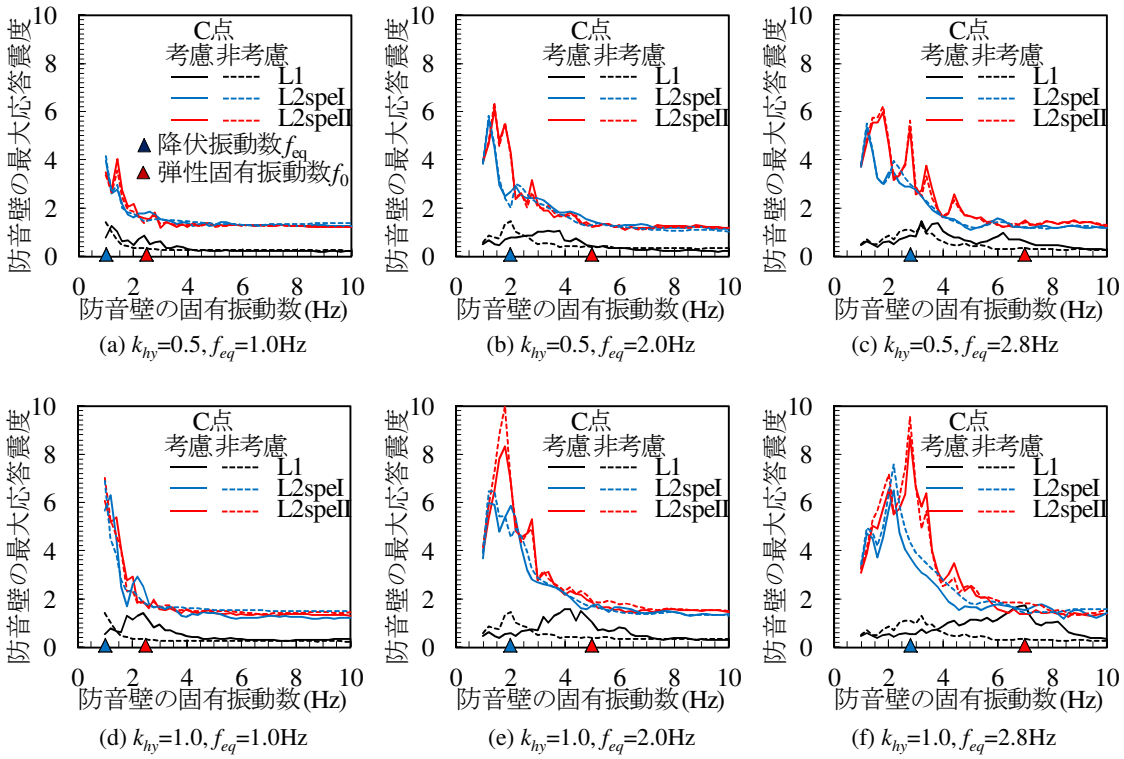


図- 5.15 C 点の考慮の有無が防音壁の最大応答震度に及ぼす影響 (α_{nbr} = 100)

で，f_{nbr} は一般的には低くとも 3Hz 程度であることから，構造物の地震時応答を支配する降伏振動数の一般的な値より大きくなる．この場合，**図-5.13**(b)～(d) に示すように f_{str} 以上の周波数領域では入力が伝達しにくいことから，f_{nbr} 付近の周波数領域においても，連成モデルによる防音壁の動的増幅率は非連成モデルよりも小さくなる傾向にある．加えて，**図-5.13**(b)，(d) から，この程度は α_{nbr} が小さくなる程，また f_{nbr} に対して f_{str} が小さくなる程顕著となっていることが確認できる．一方，極端な例ではあるが，**図-5.13**(a) のように $f_{nbr} \leq f_{str}$ となる場合には入力が十分に伝達されることから，f_{nbr} 付近の周波数領域においても，連成モデルが非連成モデルよりも大きくなる傾向にあることが確認できる．これらのことに起因して，**図-5.12** で示したように防音壁/構造物の相互作用に依存して，防音壁の最大応答震度が変化すると考えられる．

以上から，防音壁の動的増幅率は，構造物の降伏振動数や重量に依存して大きく変化するため，防音壁/構造物の相互作用の影響を適切に考慮して，防音壁応答を評価する必要があることが明らかとなった．

5.3.3.2 構造物の弾性固有振動数が及ぼす影響

図-5.15 に，C 点の考慮の有無が防音壁の最大応答震度に及ぼす影響として，重量比 α_{nbr}=100 の連成モデルの構造物に基づく，防音壁の最大応答震度を示す．防音壁の最大応答震度は，線形ばねの作用力と防音壁重量の比から算出した．図から，C 点非考慮の場合は，それぞれの地震動において，防音壁の固有振動数 f_{nbr} が，構造物の応答周期を支配する降伏振動

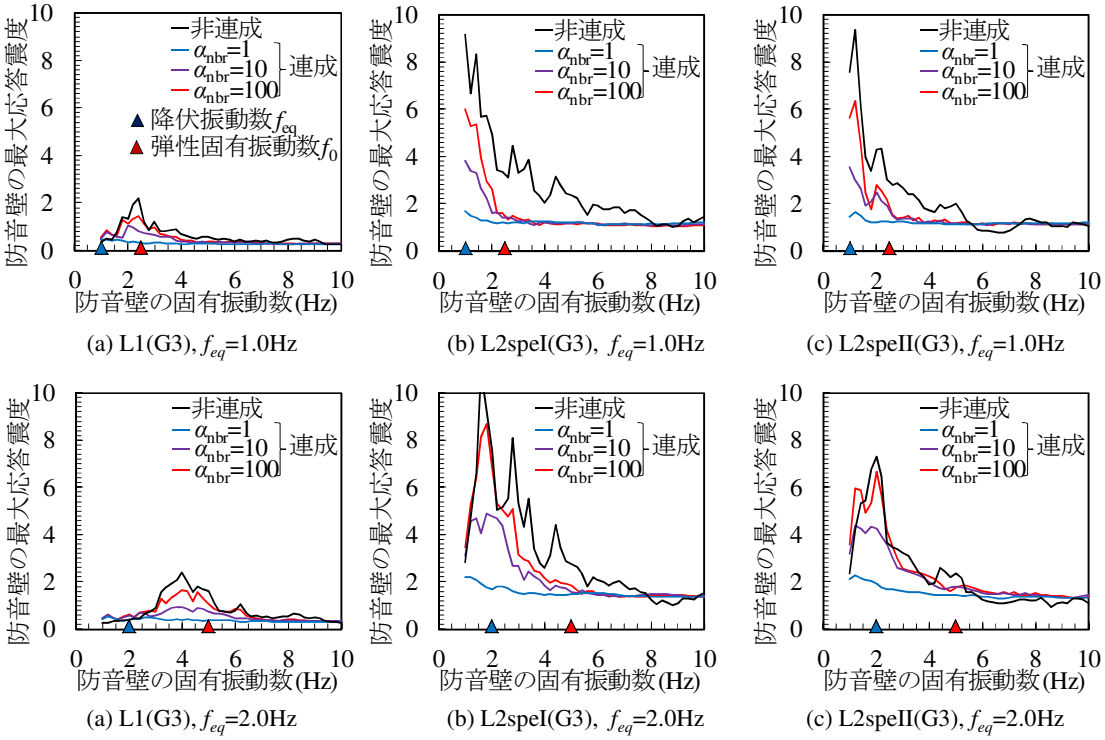
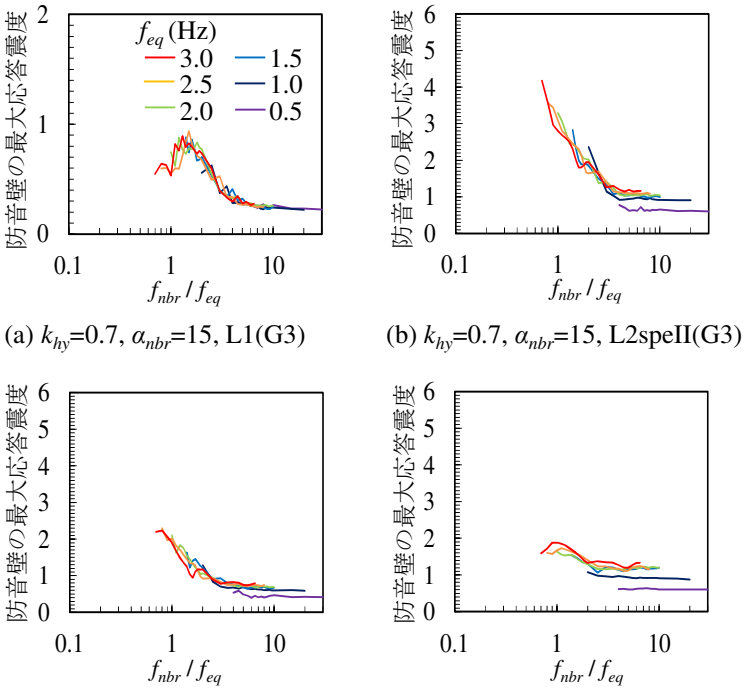


図- 5.16　防音壁/構造物の相互作用が防音壁の最大応答震度に及ぼす影響 (k_{hy} = 100)

数 f_{eq} と一致する場合，もしくは f_{eq} より小さくなる場合に，防音壁の最大応答震度が大きくなることが確認できる．C 点考慮の場合は，L2 地震時には，C 点非考慮の場合と同等の応答となり C 点の影響は明確に現れていない．一方，L1 地震時には C 点の影響が顕著に現れており，$f_{eq} \leq f_{nbr} \leq f_0$ となる場合に，防音壁の最大応答震度が大きくなっていることが分かる．このことから，L2 地震時には，防音壁は構造物の降伏振動数と共振現象を起こす可能性がある一方，L1 地震時のように構造物がほぼ弾性応答する場合には，防音壁は f_0 と共振現象を起こす可能性があることが明らかとなった．この程度は，k_{hy} が大きくなる程顕著となっており，k_{hy}=1.0 で f_{eq}=1.0，2.0Hz の場合には f_{nbr} が f_0 と概ね一致する領域で応答震度が 1.5 程度となり，防音壁は L1 地震時でも比較的大きく応答する．さらに，背の低い壁式橋脚のように降伏震度，降伏振動数が大きくなる k_{hy}=1.0，f_{eq}=2.8Hz の場合に着目すると，f_{nbr} が f_0 と概ね一致する領域で L1 地震時の防音壁の応答震度が 1.8 程度となり，L2 地震時と同等以上となることが確認できる．以上から，L1 地震時や降伏震度が高く，構造物がほぼ弾性応答する場合には，構造物の初期剛性およびひび割れによる剛性低下の影響を適切に考慮して，防音壁応答を評価する必要があることが明らかとなった．

5.3.3.3　防音壁/構造物の相互作用が及ぼす影響

図-5.16 に，防音壁/構造物の相互作用が防音壁の最大応答震度に及ぼす影響として，k_{hy} = 1.0，f_{eq} = 1.0, 2.0Hz の構造物における，図から，f_{eq} = 2.0Hz の場合には，$f_{nbr} \leq$ 1.0Hz の全ての領域で連成モデルが非連成モデルより小さくなっていることが確認できる．また，α_{nbr}



(a) k_{hy}=0.7, α_{nbr}=15, L1(G3)　(b) k_{hy}=0.7, α_{nbr}=15, L2speII(G3)

(c) k_{hy}=0.3, α_{nbr}=15, L2speII(G3)　(b) k_{hy}=0.7, α_{nbr}=1, L2speII(G3)

図- 5.17　水平振動による防音壁の応答震度 $k_{hr,nbr}$

が小さくなる程，全体的に応答震度が小さくなる傾向にあることが確認できる．f_{eq} = 2.0Hz の場合には，それぞれの地震動において，f_{nbr} = 1.0～2.0Hz 程度の領域においては，連成モデルの応答震度が非連成モデルより大きくなっており，f_{nbr} ≥ 2.0Hz の領域では逆の傾向となっている．これらは，**図-5.14** に示したように，防音壁の伝達関数は f_{nbr} と f_0 もしくは f_{eq} の大小に依存して連成モデルと非連成モデルで変化し，α_{nbr} が小さくなる程連成モデルの防音壁の伝達関数が小さくなる傾向があるためである．また，防音壁の固有振動数が現実的に最も低くなる 3Hz で，コンクリート構造物相当の α_{nbr} = 10 の場合に着目すると，連成モデルの応答は非連成モデルと比較して-50～-30%程度となり，連成を考慮しない場合には応答を過大に評価する傾向にあることが分かる．

5.3.3.4　連成解析に基づく防音壁の地震時水平応答の評価

図-5.17 に，C 点の影響，防音壁/構造物の相互作用の影響を考慮した水平振動による防音壁の最大応答震度 $k_{hr,nbr}$ を示す．一般的な範囲では，防音壁の固有振動数と構造物の降伏振動数の比 $f_{nbr}/f_{eq} > 1$ となる．図から，防音壁の最大応答震度 $k_{hr,nbr}$ は f_{nbr}/f_{eq} の相関が強く，f_{eq} に依存せず概ね一定の曲線上に分布することが分かる．**図-5.17**(a) から，L1 地震動の場合は f_{nbr}/f_{eq} = 2 程度で $k_{hr,nbr}$ が極大点となる一方，**図-5.17**(b) から，L2 地震動の場合は $f_{nbr}/f_{eq} \leq 1$ の領域でも $k_{hr,nbr}$ が大きくなり続け，実際には考えにくい領域ではあるが極大点が $f_{nbr}/f_{eq} \leq 1$ となることが分かる．これらは，構造物が，L1 地震時にはほぼ弾性応答，L2 地震時には大きく塑性化することから見かけの固有振動数が f_{eq} よりも小さくな

表- 5.2　c_1～c_6 のの多変量解析結果

			G0	G1	G2	G3	G4	G5
L1	Y_a	c_1	0	0	0	0	0	0
		c_2	0.03	0.03	0.03	0.05	0.04	0.03
		c_3	0.15	0.20	0.25	0.35	0.35	0.55
	Y_b	c_4	0	0	0	0	0	0
		c_5	0	0	0	0	0	0
		c_6	0.25	0.25	0.30	0.35	0.30	0.30
L2speI	Y_a	c_1	0.45	1.4	3.6	3.3	2.25	1
		c_2	0.10	0.11	0.13	0.13	0.13	0.10
		c_3	0.95	0.55	0.00	0.00	0.10	0.65
	Y_b	c_4	0.3	0.75	0.95	0.85	0.75	0.55
		c_5	0	0	0	0	0	0
		c_6	0.50	0.30	0.35	0.40	0.45	0.45
L2speII	Y_a	c_1	1.7	2.7	3.65	3	2	1.05
		c_2	0.10	0.13	0.11	0.12	0.11	0.09
		c_3	0.60	0.25	0.00	0.15	0.45	0.60
	Y_b	c_4	0.75	0.9	0.85	0.8	0.7	0.55
		c_5	0	0	0	0	0	0
		c_6	0.35	0.35	0.55	0.50	0.50	0.50

ることに起因すると考えられる．また，**図-5.17**(b)，(c) から，降伏震度 $k_{hy} = 0.7$ の場合の方が $k_{hy} = 0.3$ の場合より応答が大きくなることが分かる．これは，k_{hy} が大きいほど構造物の応答加速度が大きくなり，かつ構造物が塑性化により長周期化しにくくなるためと考えられる．**図-5.17**(b)，(d) から，$\alpha_{nbr} = 1$ の場合は，コンクリート構造物相当の $\alpha_{nbr} = 15$ の場合と比較して応答が 50%程度となっていることが分かる．

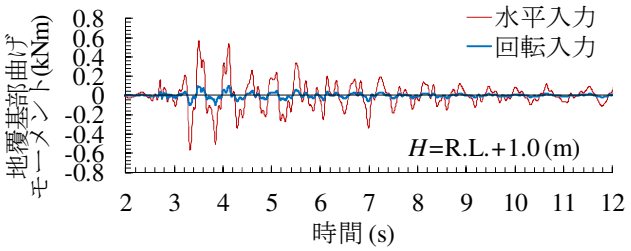
ここで，水平振動による防音壁の応答震度の一般化を試みる．まず，相関の高い $f_{nbr}/f_{eq}(=\beta)$ をパラメータとして式 (5.5) に基づき，$f_{nbr}/f_{eq} \leqq A_1$ の領域の最大値 Y_a，および $f_{nbr}/f_{eq} \geqq 10$ の領域の最大値 Y_b を解析ケース毎に抽出した．なお，L1 地震動時は $A_1 = 2.5$，$A_2 = 5$，L2 地震動時は $A_1 = 1$，$A_2 = 10$ とした．

$$k_{hr0,nbr} = \begin{cases} Y_a & (1.0 \leq \beta \leq A_1) \\ (Y_a - Y_b)\left|\frac{\beta-10}{A_1-10}\right|^{A_2} + Y_b & (A_1 \leq \beta \leq 10) \\ Y_b & (10 \leq \beta) \end{cases} \tag{5.5}$$

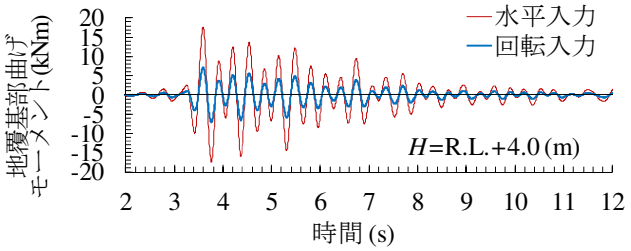
次に，地震動毎に Y_a，Y_b に大きく影響を及ぼすパラメータ k_{hy}，α_{nbr} による多変量解析を行い，式 (5.6) で示すような 1 次関数により，c_1～c_6 の最適化を行う．

$$\begin{pmatrix} Y_a \\ Y_b \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} c_1 & c_2 \\ c_4 & c_5 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} k_{hy} \\ \alpha_{nbr} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} c_3 \\ c_6 \end{pmatrix} \tag{5.6}$$

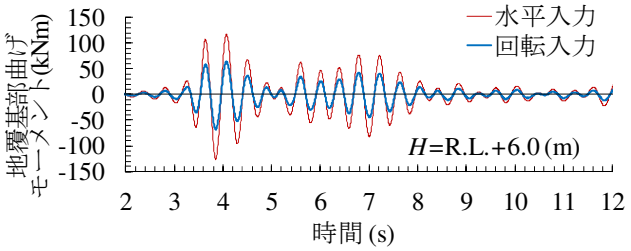
表-5.2 に，c_1～c_6 の多変量解析結果を示す．式 (5.5)，式 (5.6) の適用範囲は，$f_{nbr}/f_{eq} \geq 1$，$0.3 \leq k_{hy} \leq 1.1$，$1 \leq \alpha_{nbr} \leq 20$ である．L1 地震動時は構造物が弾性挙動となるため，k_{hy} の係数となる c_1，c_4 は 0 となる．



(a) H=R.L.+1.0m



(b) H=R.L.+4.0m



(c) H=R.L.+6.0m

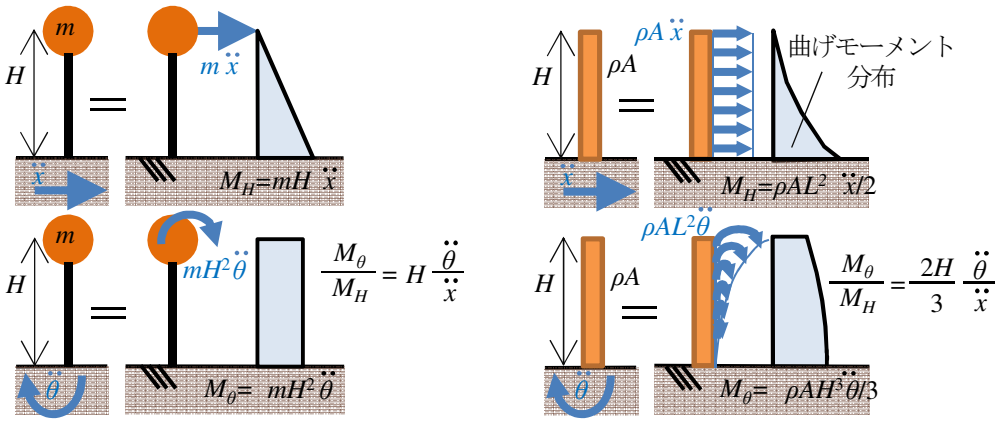
図- 5.18 基部曲げモーメントの時刻歴

5.3.4 回転振動による防音壁の地震時応答の評価

図-5.18 に，回転振動モデルにより得られた地覆基部曲げモーメントの時刻歴を示す．図から，各ケースにおいて，水平入力，回転入力による応答の位相が一致しており，同一の振動モードが励起されていることが分かる．回転入力と水平入力の比 I_θ/I_H=0.1 に対して，$H = R.L. + 1.0$m の場合は，回転入力と水平入力による最大曲げモーメントの応答比 R_θ/R_H は 0.16 程度，$H = R.L. + 4.0$m の場合は R_θ/R_H は 0.40 程度，$H = R.L. + 6.0$m の場合は R_θ/R_H は 0.55 程度であり，防音壁高さ H に依存して R_θ/R_H が大きくなることが分かる．

図-5.19 に，梁理論による回転/水平の入力と応答の関係を示す．電車線柱に対しては R_θ/R_H と I_θ/I_H は，高さ $H(m)$ に基づいた式 (5.7) により関係付けられており，H = 10m とすると回転入力による応答は水平入力による応答の 50～100%となる．**図-5.19**(a) に示すように，式 (5.7) は，電車線柱のように上部に重量が集中する構造を対象としていることから，このまま防音壁に適用することはできない．防音壁は，**図-5.19**(b) に示すように，高さ方向に対し概ね等分布重量となることから，$\gamma = 2H/3$ とした場合の式 (5.7) の適用性を検討する．

$$\frac{R_\theta}{R_H} = \gamma \frac{I_\theta}{I_H} \tag{5.7}$$



(a) 先端集中重量の場合　　(b) 等分布重量の場合

図- 5.19　梁理論による回転/水平の入力と応答の関係

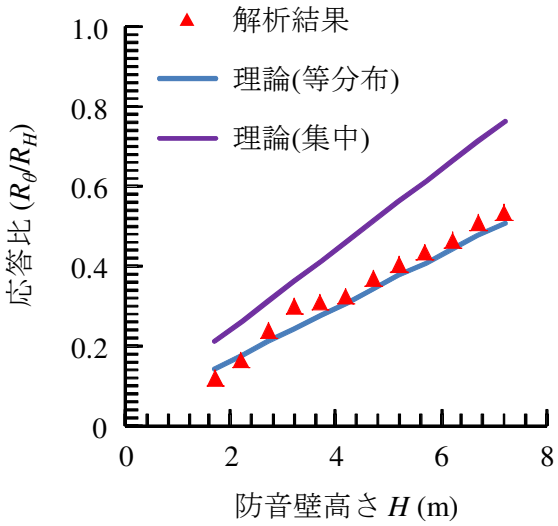


図- 5.20　応答比 R_θ/R_H と防音壁高さ H の関係

図-5.20 に，応答比 R_θ/R_H と高さ H_0 の関係を示す．図から，$\gamma = 2H/3$ とした場合の式 (5.7) と解析結果の R_θ/R_H が一致しており，等分布重量を仮定することで回転入力による防音壁応答を評価できることが分かる．一方，$\gamma = H$ とした場合の式 (5.7) は R_θ/R_H を過大評価していることから防音壁に適用することは難しいと考えられる．実在構造物の一般的な範囲として I_θ/I_H が 0.1 未満，防音壁高さ H が 5 未満とすると，$\gamma = 2H/3$ とした場合の式 (5.7) より R_θ/R_H は概ね 0.35 以下となることが分かる．以上から，回転入力による防音壁の応答は等分布重量を仮定した梁理論で評価でき，水平振動による応答の概ね 35%以下となることが明らかとなった．

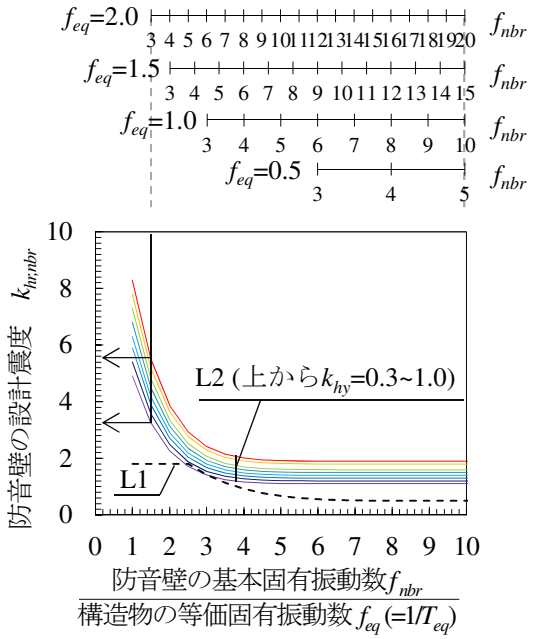


図- 5.21 防音壁の設計応答震度

5.4 防音壁の耐震設計法の提案

これまでの検討から，防音壁の地震時応答を適切に評価するためには，防音壁と構造物の連成を考慮する必要があり，特に L1 地震動が入力となる場合には，防音壁と構造物の弾性固有周期との共振の影響を考慮する必要があることが明らかとなった．本章では，防音壁の設計応答震度は $k_{hrd,nbr}$ を，一般化した水平振動による防音壁の応答震度 $k_{hr0,nbr}$ に，回転振動による影響を考慮するための $(1 + \frac{2H}{3}k_\theta)$ を乗じた形とした式 (5.8) を提案する．

$$k_{hrd,nbr} = k_{hr0,nbr} \cdot (1 + \frac{2H}{3}k_\theta) \tag{5.8}$$

ここで，H は構造物重心からの防音壁の高さ (m)，k_θ は回転振動による補正係数 [5.9] で，本検討の I_θ/I_H と一致し，$\theta = 0.10$ 程度で概ね安全側の評価となる．

表-5.3 に，本検討で対象とした半雪覆型防音壁の地震時応答を式 (5.8) に基づき算出した結果を示す．対象防音壁は，**図-5.2** で示したように H = 4.7(m)，また**図-5.2** で示したように f_{nbr} = 3.3Hz である．加えて，実構造物の重量を考えると α_{nbr} = 2～20 となることから，安全側の評価のために α_{nbr} = 20 の条件を仮定した．図から，L1 地震時には構造物の降伏震度，降伏振動数に応じて 0.5～1.8 程度，L2 スペクトル I 地震動時には 0.9～4.1 程度，L2 スペクトル II 地震動時には 1.0～4.2 程度となることが分かる．

表-5.4 に，**表-5.3** の結果と**図-5.10** に示した限界値を比較した結果を示す．表から，$f_{eq} \geq$ 1.7Hz の領域で，H 鋼材が大きく降伏し，終局状態にまで至る可能性があることが分かる．

$k_{hr,nbr}$ は，式 (5.8) を基に算出することもできるが，設計での簡易応答評価法として，α_{nbr} =

表- 5.3　提案耐震設計法の適用結果 (防音壁の地震時応答震度)

(a)　L1 (G3)

		f_{eq}															
		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
k_{hy}	0.3	0.48	0.56	0.68	0.84	1.01	1.19	1.37	1.54	1.71	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77
	0.4	0.48	0.56	0.68	0.84	1.01	1.19	1.37	1.54	1.71	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77
	0.5	0.48	0.56	0.68	0.84	1.01	1.19	1.37	1.54	1.71	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77
	0.6	0.48	0.56	0.68	0.84	1.01	1.19	1.37	1.54	1.71	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77
	0.7	0.48	0.56	0.68	0.84	1.01	1.19	1.37	1.54	1.71	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77
	0.8	0.48	0.56	0.68	0.84	1.01	1.19	1.37	1.54	1.71	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77
	0.9	0.48	0.56	0.68	0.84	1.01	1.19	1.37	1.54	1.71	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77
	1.0	0.48	0.56	0.68	0.84	1.01	1.19	1.37	1.54	1.71	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77

(b)　L2スペクトルI (G3)

		f_{eq}															
		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
k_{hy}	0.3	0.86	0.87	0.89	0.93	1.02	1.13	1.28	1.46	1.66	1.88	2.11	2.35	2.59	2.84	3.08	3.33
	0.4	0.97	0.98	1.00	1.05	1.13	1.24	1.39	1.57	1.77	1.99	2.22	2.46	2.70	2.95	3.19	3.44
	0.5	1.08	1.09	1.11	1.16	1.24	1.36	1.51	1.68	1.88	2.10	2.33	2.57	2.81	3.06	3.31	3.55
	0.6	1.20	1.20	1.22	1.27	1.35	1.47	1.62	1.80	2.00	2.21	2.44	2.68	2.92	3.17	3.42	3.66
	0.7	1.31	1.31	1.33	1.38	1.46	1.58	1.73	1.91	2.11	2.32	2.55	2.79	3.04	3.28	3.53	3.77
	0.8	1.42	1.42	1.44	1.49	1.57	1.69	1.84	2.02	2.22	2.44	2.67	2.90	3.15	3.39	3.64	3.89
	0.9	1.53	1.54	1.56	1.60	1.69	1.80	1.95	2.13	2.33	2.55	2.78	3.02	3.26	3.51	3.75	4.00
	1.0	1.64	1.65	1.67	1.72	1.80	1.91	2.06	2.24	2.44	2.66	2.89	3.13	3.37	3.62	3.86	4.11

(c)　L2スペクトルII (G3)

		f_{eq}															
		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
k_{hy}	0.3	0.97	0.98	1.00	1.05	1.13	1.24	1.39	1.57	1.77	1.99	2.22	2.46	2.70	2.95	3.19	3.44
	0.4	1.08	1.08	1.10	1.15	1.23	1.35	1.50	1.68	1.88	2.10	2.32	2.56	2.81	3.05	3.30	3.54
	0.5	1.18	1.19	1.21	1.26	1.34	1.45	1.60	1.78	1.98	2.20	2.43	2.67	2.91	3.16	3.40	3.65
	0.6	1.29	1.29	1.31	1.36	1.44	1.56	1.71	1.89	2.09	2.31	2.54	2.77	3.02	3.26	3.51	3.75
	0.7	1.39	1.40	1.42	1.47	1.55	1.67	1.82	1.99	2.19	2.41	2.64	2.88	3.12	3.37	3.61	3.86
	0.8	1.50	1.50	1.52	1.57	1.65	1.77	1.92	2.10	2.30	2.52	2.75	2.98	3.23	3.47	3.72	3.96
	0.9	1.60	1.61	1.63	1.68	1.76	1.88	2.03	2.20	2.40	2.62	2.85	3.09	3.33	3.58	3.82	4.07
	1.0	1.71	1.71	1.73	1.78	1.86	1.98	2.13	2.31	2.51	2.73	2.96	3.19	3.44	3.68	3.93	4.17

20，$k_\theta = 0.1$，$H = 5$(m) の条件のもとに，L1，L2 地震動の各地盤条件の結果を包絡するように導出した**図-5.21** を提案する．図上の f_{nbr} は，図の横軸 f_{nbr}/f_{eq} の値を基に f_{eq} の値を仮定して導かれるものである．

図-5.21 から，防音壁の固有振動数 f_{nbr} は現実的には**図-5.8** で示したとおり 3Hz 以上となり，また構造物の降伏振動数 f_{eq}=0.5～2Hz であることを考慮すると，最も厳しい設計条件となる $\beta = f_{nbr}/f_{eq} = 1.5$ の場合は k_{hy} に応じて $k_{hrd,nbr}$=3.2～5.5 となることが分かる．

図-5.22 に，防音壁の設計荷重の比較を示す．具体的には，**図-5.21** で提案した防音壁の設計震度と，**4 章**にて提案した設計列車風圧荷重，および従来から用いられている設計風荷重を，防音壁の固有振動数 f_{nbr} を横軸として比較した．防音壁の重量は概ね 1.5kN/m^2 であることから，設計荷重をこの値で除することで水平震度と比較することが可能となる．つまり，設計風荷重 3.0kN/m^2 は $k_{hrd,nbr}$=2.0 に対応することとなる．

図から，構造物の降伏振動が数 f_{eq}=0.5，1.0 のように剛性が比較的低い構造物の場合には，地震動に対する設計震度が比較的小さくなり，$f_{nbr} \geq 4$ の領域では設計風荷重が，$3 \leq f_{nbr} \leq 4$ の領域では設計設計列車風圧荷重が，支配的な設計荷重となることが分かる．構造物の降伏振動が数 f_{eq}=2.0 のように剛性が比較的高い構造物の場合には，降伏震度にも寄るが，特

表- 5.4 提案耐震設計法の適用結果 (防音壁の限界値と応答値の比較)

(a) L1 (G3)

		f_{eq}															
		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
k_{hy}	0.3																
	0.4																
	0.5																
	0.6																
	0.7																
	0.8																
	0.9																
	1.0																

(b) L2スペクトルI (G3)

		f_{eq}															
		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
k_{hy}	0.3												降伏	降伏	降伏	降伏	終局
	0.4											降伏	降伏	降伏	降伏	降伏	終局
	0.5											降伏	降伏	降伏	降伏	終局	終局
	0.6										降伏	降伏	降伏	降伏	降伏	終局	終局
	0.7										降伏	降伏	降伏	降伏	終局	終局	終局
	0.8									降伏	降伏	降伏	降伏	降伏	終局	終局	終局
	0.9									降伏	降伏	降伏	降伏	終局	終局	終局	終局
	1.0								降伏	降伏	降伏	降伏	降伏	終局	終局	終局	終局

(c) L2スペクトルII (G3)

		f_{eq}															
		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
k_{hy}	0.3											降伏	降伏	降伏	降伏	降伏	終局
	0.4											降伏	降伏	降伏	降伏	終局	終局
	0.5										降伏	降伏	降伏	降伏	降伏	終局	終局
	0.6										降伏	降伏	降伏	降伏	終局	終局	終局
	0.7										降伏	降伏	降伏	降伏	終局	終局	終局
	0.8									降伏	降伏	降伏	降伏	終局	終局	終局	終局
	0.9								降伏	降伏	降伏	降伏	降伏	終局	終局	終局	終局
	1.0								降伏	降伏	降伏	降伏	降伏	終局	終局	終局	終局

に防音壁の固有振動数が低い場合に，地震動に対する設計震度が支配的となる場合が多くなり，一方防音壁の固有振動数が高い場合には設計風荷重が支配的となることが分かる．

5.5 まとめ

本章では，$H = R.L. + 4.0$m までの背の高い防音壁の地震時応答特性の把握およびその耐震設計法の提案を目的に，現地測定や非線形静的解析，非線形水平応答解析，線形回転応答解析に基づいた検討を行い，以下の結論を得た．

1) 非線形静的解析による結果から，対象とした高さ $H = R.L. + 3.5$m の半雪覆型防音壁は，震度 0.4 程度で高欄天端のひび割れ，震度 2.2 程度で H 鋼の降伏，震度 3.2 以降で崩壊となる破壊形態となる．

2) 非線形水平応答解析による結果から，防音壁の動的増幅率は，構造物の降伏振動数や重量に依存して大きく変化する．防音壁の固有振動数が 3Hz で，コンクリート構造物の場合，防音壁の応答は構造物との連成の影響で-50～-30%程度となり，連成を考慮しない場合は応答を過大に評価する傾向にある．

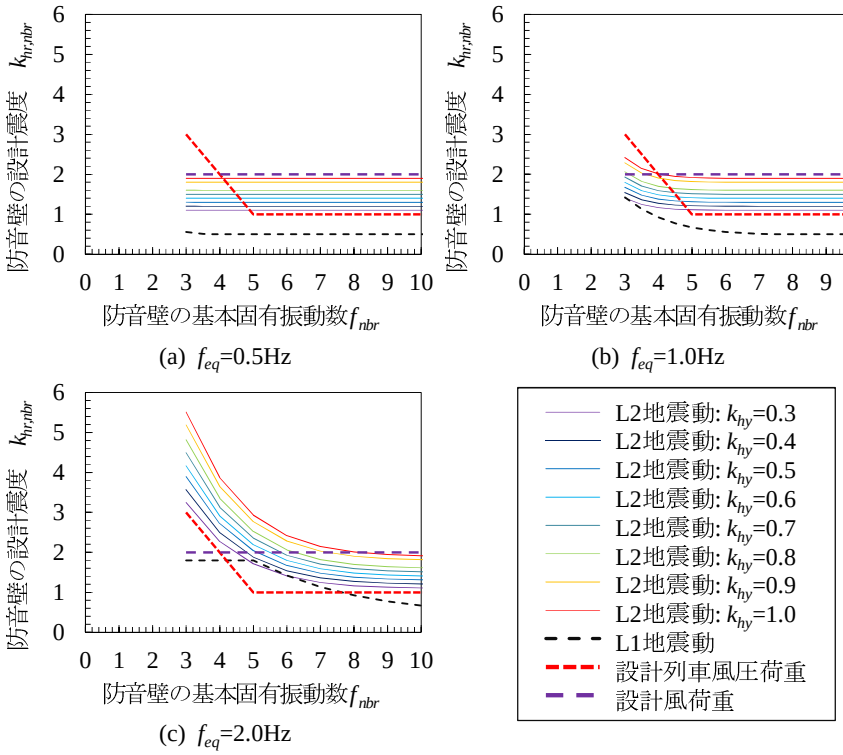


図- 5.22　防音壁の設計荷重の比較

3) 非線形水平応答解析による結果から，L2 地震時には，防音壁は構造物の降伏振動数と共振現象を起こす一方，L1 地震時のように構造物がほぼ弾性応答する場合には，防音壁は弾性固有振動数と共振現象を起こす．この程度は，降伏震度が大きくなる程顕著となり，背の低い壁式橋脚のように降伏震度，降伏振動数が大きい場合には，L1 地震時の防音壁の応答震度が 1.8 程度となり，L2 地震時と同等以上となる．

4) 線形回転応答解析による結果から，回転入力による防音壁の応答は等分布重量を仮定した梁理論で評価でき，水平振動による応答の概ね 35%以下となる．

5) 構造物の弾性応答性状，降伏振動数，降伏震度，防音壁と構造物の相互作用，回転振動の影響を考慮した防音壁の設計応答震度の簡易評価法を提案した．

表- 5.5 記号対応表（5 章）

H	防音壁高さ
H_0	高欄高さを含まない防音壁高さ
k_{hy}	構造物のひび割れ震度（初期剛性変化点）
k_{hy}	構造物の降伏震度
k_{hmax}	構造物の最大震度
K_0	構造物のひび割れ発生前の初期剛性
K_y	構造物の降伏点活線剛性
K_2	構造物の降伏点以降の剛性
K_3	構造物の最大点以降の剛性
f_{str}	構造物の固有振動数
f_0	構造物の弾性固有振動数
f_{eq}	構造物の降伏振動数
f_{nbr}	防音壁の固有振動数
α_{nbr}	構造物/防音壁の単位長さ重量の比
E	ヤング率
ν	ポアソン比
G_{Fc}	圧縮破壊エネルギー
δ_y	構造物の降伏変位
θ_y	構造物が降伏時の天端の回転角
k_θ	構造物が降伏時の回転角と変位の比 (= θ_y/δ_y)
I_H	防音壁に入力される構造物の応答加速度の水平成分
I_θ	防音壁に入力される構造物の応答加速度の回転成分
R_H	水平成分による防音壁の応答曲げモーメント
R_θ	回転成分による防音壁の応答曲げモーメント
m_r	r 次モード質量
k_r	r 次モード剛性
ω_r	r 次角固有振動数
ϕ_r	r 次モードベクトル
ω	角振動数
x_{str}	構造物の動的応答変位
x_{nbr}	防音壁の動的応答変位
d_{nbr}	防音壁の動的応答変形量
d_{st}	防音壁の静的応答変形量
ζ_{str}	構造物のモード減衰比
ζ_{nbr}	防音壁のモード減衰比
$k_{hr,nbr}$	防音壁の応答震度
$k_{hrd0,nbr}$	一般化した水平振動による防音壁の応答震度
$k_{hrd,nbr}$	防音壁の設計応答震度
h	構造物高さ
μ_r	構造物の応答塑性率
F_{nsp}	非線形応答スペクトルにより応答塑性率を求める関数
F_y	構造物の降伏耐力

参考文献

5.1) 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），丸善，2004.

5.2) 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（特集:構造物技術），鉄道総研報告，pp.11 16，2001.

5.3) 新山純一，岡康博，寺澤正人，北倫彦：SRC 防音壁構造の曲げ挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，pp.1081 1086，2000.

5.4) 徳永宗正，曽我部正道，後藤恵一，山東徹生，玉井真一，小野潔：列車通過時の鉄道構造物上防音壁の動的設計法，土木学会論文集 A1，Vol. 69，No. 2，pp. 392-409，2013.

5.5) 井舎英生，北田俊行，西岡敬治，徳増健：道路橋の門型標識柱の振動要因に関する研究，構造工学論文集，Vol.51A，pp.43-50，2005.

5.6) 海老澤健正，後藤芳顯，岡部健：走行荷重による高架橋照明柱の振動挙動の計測と動的応答解析，土木学会第 60 回年次学術講演会，第 I 部，pp.1067-1068，2005.

5.7) 室野剛隆，加藤尚，豊岡亮洋：地震動の入力レベルが高架橋と電車線柱の共振現象に与える影響評価，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.68，No.4(地震工学論文集第 31-b 巻)，I_418-I_422，2012.

5.8) 今村年成，室野剛隆，坂井公俊，佐藤勉：電車線柱-高架橋連成系の地震応答解析，土木学会地震工学論文集，pp.1182-1190，2007.

5.9) 徳永宗正，曽我部正道，上半文昭，谷村幸裕，室野剛隆，小野潔：常時微動測定に基づく鉄道高架橋の等価固有周期の推定手法，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol. 71，No. 1，pp.72-86，2015.

5.10) Hikaru NAKAMURA, Takeshi HIGAI : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, 2001.

5.11) T. Takeda, Mete A. Sozen and N. Norby Nielsen : REINFORCED CONCRETE RESPONSE TO SIMULATED EARTHQUAKE, Journal of the Structural Division, Vol. 96, No. 12, pp.2557-2573, 1970.

5.12) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，2012.

5.13) 長山智則，阿部雅人，藤野洋三，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，Vol.745/1-65，pp.155-169，2003.

第6章　結論

本論文では，従来未検討で設計では考慮されてこなかった鉄道高架橋と各種対象間に発生する動的相互作用に焦点をあて，この影響を考慮した動的応答設計法の開発を行うことを目的に，実構造物の各種計測と，動的相互作用を考慮した精緻な数値解析を併用して検討を行ってきた．

第 2 章では，構造物と隣接構造物の常時微動下の動的相互作用の影響を明らかにした上で，常時微動測定により同定した鉄道高架橋の弾性固有周期を基に，等価固有周期を推定する手法を提案した．具体的には，鉄道構造物で一般的な形式 RC ラーメン高架橋 130 基と RC 橋脚 86 基を対象に，有限要素モデルを用いた線形応答解析および静的非線形解析を実施し，高架橋群の振動モード形状の特徴を利用して，固有振動モードを効果的に同定する手法を提案し，ラーメン高架橋の弾性固有周期を 5%以内の誤差で同定できることを示した．さらに，ラーメン高架橋の弾性固有周期/等価固有周期の比が構造形式に応じてほぼ一定値となることを示し，この関係を利用した換算法により 10%程度の誤差で，常時微動測定から等価固有周期を推定できることを示した．橋脚に対しては，隣接構造物との連成や地盤条件のばらつき等の影響を受け易い構造物であることから，誤差が大きくなることを明らかにした．

第 3 章では，構造物と鉄道車両の地震時の動的相互作用の影響を考慮した鉄道構造物の耐震設計法を提案した．鉄道車両を 31 自由度のマルチボディシステム，車輪/レール間の接触を Hertz の接触ばね，クリープ力，フランジ圧，構造物を 1 自由度の非線形トリリニアモデルで詳細に考慮した数値モデルにより，車両系の動的効果により，地震動の周波数特性，構造物の塑性化の程度，構造物の降伏振動数に依存して応答塑性率は最大で-50～+20%の間で変化すること，列車の集中荷重効果により，列車重量を等分布で想定するよりも構造物の地震時応答は大きくなることが明かとなった．加えて，耐震性能評価における列車重量の簡易モデル化手法として，動的解析の場合には車両系の動的効果を等価重量率を用いて評価する等価重量法を，静的解析の場合には等価慣性力法を提案した．

第 4 章では，構造物と防音壁の列車通過時の動的相互作用の影響を明らかにした上で，防音壁の列車通過時の動的設計法の提案を行った．実測により妥当性を検証した詳細な動的相互作用解析から，列車通過時の防音壁の応答において，列車速度が 200km/h 以下の場合は列車荷重による構造物/防音壁間の動的相互作用に起因する応答が支配的となる一方，200km/h 以上の場合は列車風圧による応答が 90%以上を占め，設計においては列車風圧のみを考慮すればよいこと，列車風圧による防音壁の応答は，列車風圧パルスと固有振動モードによる共振効果，後尾部パルスの重畳効果により増幅されること等を解明した．さらに，

列車通過時の防音壁の動的応答を一般化し，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．

第 5 では，構造物と防音壁の地震時の動的相互作用の影響について取り扱う．初めに，有限要素法による非線形静的解析を実施し，防音壁の耐震性能や破壊形態を把握した．さらに，非線形動的解析により，弾性固有周期の影響や主構造物の天端回転，防音壁/構造物間の動的相互作用等の影響度と，地震時の動的応答を評価した．さらに，設計応答震度の設計式を提案するとともに，対象とした半雪覆型防音壁への適用例を示した．

本論文で得られた知見により，優先度の高い動的相互作用関連の研究に関して一定の成果が達成されたと考えている．しかしながら，動的相互作用に関する研究対象はまだ残っており，その中でも今後の課題として残っているのもは以下の通りである．

構造物/隣接構造物の常時の動的相互作用に関する研究は，特に桁式高架橋区間の固有振動モードの連成の定量的な評価が必要である．振動を利用した健全度診断の需要は，構造物の老朽化と重なって大きくなると予想される．桁式高架橋区間の固有振動モードの同定精度の向上のためにも，数百メーター線区単位の振動モードの測定が必要考えている．

構造物/隣接構造物の地震時の動的相互作用に関する研究は，本論文で対象した範囲ではないが，上記した常時に加え強い非線形性が加わることから，難易度が一層高くなる．現行の振動単位に分けた設計法が必ずしも実挙動に対応するとは限らないため，相互作用の定量的な評価と合理的な耐震設計への考慮方法が必要と考えている．

鉄道車両/構造物の鉛直方向の常時の動的相互作用に関する研究も，本論文で対象した範囲ではないが，これまでに一部検討はされているものの，定量化と設計法への反映にまでは達していない．特に軽い鋼橋への影響は大きくなると予想され興味深い．

鉄道車両/構造物の水平方向の地震時の動的相互作用に関する研究は，本論文で対象としていない線路方向には未着手のままであるため，今後体系的な検討が必要と考えている．

最後に，防音壁に関しては，その柔軟な構造とき動的応答増幅の程度から，共振を考慮した疲労設計が必要と考えている．今後体系的な検討が必要と考えている．

本研究で得られた成果は以下の論文に纏められ公表されています.

査読付論文集（土木学会論文集，構造工学論文集）

- 徳永宗正，曽我部正道，後藤恵一，山東徹生，玉井真一，小野潔：列車通過時の鉄道構造物上防音壁の動的設計法，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.69，No.2，pp.392-409，2013.
- 徳永宗正，曽我部正道，渡辺勉，川村力，小野潔：鉄道車両の動的影響を考慮した鉄道構造物の耐震設計法，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.70，No.2，pp.265-281，2014.
- 徳永宗正，曽我部正道，谷村幸裕，小野潔：常時微動測定に基づく鉄道高架橋の等価固有周期の推定手法，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.71，No.1，pp.72-86，2015.
- 徳永宗正，曽我部正道，渡辺勉，山東徹生，玉井真一：鉄道構造物上防音壁の地震応答特性および耐震設計法，構造工学論文集，Vol.62A，2016.

International Journal

- M. Tokunaga, M. Sogabe, T. Santo and K. Ono, Dynamic response evaluation of tall noise barrier on high speed railway structures, Journal of Sound and Vibration, Vol. 366, pp.293-308, 2016

査読付論文集（その他）

- 徳永宗正, 曽我部 正道, 後藤 恵一：車両／構造物間の動的相互作用が構造物の地震時応答変位に及ぼす影響，土木学会論文集 A2（応用力学），Vol. 68，No.2(応用力学論文集 Vol. 15)，I_795-I_804，2012.
- 徳永宗正，曽我部正道，浅沼潔，松本光矢，山東徹生，徳富恭彦：鉄道高架橋上の防音壁の地震時安全性の評価，鉄道工学シンポジウム論文集，No.15，pp. 156-163，2011.
- 徳永宗正，曽我部正道，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.
- 徳永宗正，曽我部正道，渡辺勉，山東徹生，玉井真一：鉄道構造物上防音壁の地震時応答の基本特性，鉄道工学シンポジウム論文集，No.16，pp.141-148，2013.
- 徳永宗正，丸山直樹，曽我部正道，谷村幸裕：常時微動測定による既設鉄道高架橋の等価固有周期推定法，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，2010.
- 徳永宗正，曽我部正道，浅沼 潔：列車荷重のモデル化が構造物の地震時動的応答に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，2011.
- 徳永宗正，曽我部正道，後藤恵一，中田裕喜：加速度・ひずみ測定に基づく鉄道 PC 桁の実剛性推定，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，2012.
- 松岡弘大，貝戸清之，徳永宗正，渡辺勉，曽我部正道：走行列車の車軸加速度応答を用いた橋梁振動特性の抽出，土木学会論文集 F4，Vol.68，No.3，pp175-192，2012.11.
- 数実浩佑，松岡弘大，貝戸清之，徳永宗正，曽我部正道：SSVS-VAR モデルを用いた列車走行時の振動性状分析法，土木学会論文集 A2 分冊（応用力学）特集号，2013.9.
- 松岡弘大，貝戸清之，徳永宗正，渡部勉，曽我部正道：逐次データ同化を利用した列車走行時の橋梁加速度応答に基づく変位応答推計，土木学会論文集 A1，Vol.69，No.3，pp.527-542，2013.11.
- 松岡弘大，貝戸清之，徳永宗正，曽我部正道：インパルスハンマーによる多点加振を用いた部材振動特性の同定，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，2011.

- 松岡弘大，貝戸清之，徳永宗正，曽我部正道 : 鉄筋腐食を考慮した RC 高欄の剥離・剥落発生予測モデル，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学会，Vol.34，No.2，pp.1435-1440，2012. 7.

鉄道総研関連出版物

- 徳永宗正，曽我部正道，上半文昭，谷村幸裕，室野剛隆，小野潔 : 常時微動による鉄道構造物の等価固有周期推定手法，鉄道総研報告，Vol.25，No.6，pp.35-40，2011.
- 徳永宗正, 曽我部正道, 後藤恵一, 山東徹生, 玉井真一, 小野潔 : 列車通過時の鉄道高架橋上防音壁の動的設計法，鉄道総研報告，Vol.27，No.10，pp.41-46，2013.
- M. TOKUNAGA, M. SOGABE, F. UEHAN, H. TANIMURA, Y. MURONO, K. ONO, Method to Estimate Equivalent Natural Period with Micro-tremor Measurements, Quarterly Report of RTRI, Vol.53, No. 1, pp.21-27, 2012.

Proceedings

- M. Tokunaga, Method for Estimating Equivalent Natural Period with Microtremor Measurement,
- M. TOKUNAGA, M. SOGABE, Effect of Dynamic Interaction between Train Vehicle and Structure on Seismic Response of Structure, PROCEEDINGS OF THE FIFTHTEENTH WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING LISBON, PORTUGAL, 2012.
- M. TOKUNAGA, M. SOGABE, T. WATANABE, T. SANTO and S. TAMAI, DYNAMIC RESPONSE CHARACTERISTICS OF THE TALL NOISE BARRIER ON RAILWAY STRUCTURES DURING SEISMICITY, EASEC, 2013.
- Munemasa Tokunaga, Masamichi Sogabe, Tsutomu Watanabe, Tetsuo Santo, Shinichi Tamai, Dynamic response characteristics of the tall noise barrier on railway structures during passage of trains and its design method, Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, pp.3761-3768, EURODYN 2014

謝辞

本論文を結ぶにあたり，本論文作成にご指導，ご助力を賜りました方々へ，ここに記して感謝の意を申し上げます．

本学位論文の審査におきまして，主査を務めて頂きました大阪大学大学院准教授の貝戸清之博士には，論文を作成するに当たっての心構えから，論文の構成と内容までご助言を頂きました．また，著者の大学院生時代から，鉄道総研への入所以降も，共同研究等で長い期間多くのご指導を賜りました．心より感謝し，御礼申し上げます．また，副査を務めて頂きました，早稲田大学大学院教授 小野潔 博士には，著者が大阪大学の学部生の頃から研究者としての基礎を教えて頂き，鉄道総研への入所以降も，論文執筆のご指導，博士論文の執筆への後押し等も賜りました．心より感謝し，御礼申し上げます．同じく副査を務めて頂きました，大阪大学大学院教授 奈良敬 博士，大阪大学大学院教授 鎌田敏郎 博士には， 貴重な時間を割いて有益なご指導を頂きました，厚く御礼申し上げます．

本学位論文は，筆者が，2009 年に公益財団法人鉄道総合技術研究所へ入所して以来，業務の主たる部分として取り組んできた内容を取りまとめたものです．本検討は，山陽新幹線の常時微動測定から始まりましたが，当初は研究者としても，かつ社会人としても未熟であったため，周囲の方々に多大な迷惑をお掛けました．特に，構造力学研究室の曽我部正道博士には，著者のような未熟な部下にも関わらず，入所以来直接の上司として，社会人としての基礎，研究者としての心構え，専門知識，解析技術等，厳しくも暖かなご指導，ご鞭達を賜りました．厚く御礼申し上げます．また，構造力学研究室関係者の涌井一博士，浅沼潔博士，上半文昭博士，渡辺勉博士，後藤恵一氏，箕浦慎一郎氏，松岡弘大博士，村井佐和子氏，高木秀典氏には，直接，間接的に多大なるご助言とご支援を頂きましたおかげで，本研究を円滑に進めることが出来ました． ここに厚く御礼申し上げます．

本研究の遂行ならびに，設計標準の策定の業務においては，鉄道総研の関係各所の皆様また OB の方々に，多くのご指導，ご助言を頂きました．特に，石田弘明博士，池田充博士，谷村幸裕博士，室野剛隆博士には，さまざまな面から貴重なご助言を賜りました．ここに厚く御礼申し上げます．

本研究では，鉄道車両と鉄道構造物の精緻な動的相互作用解析法を用いた検討を一つの柱としています．数値解析を進めるにあたっては神奈川工科大学の田辺誠博士に，有限要素法の基礎から動的相互作用解析に至るまで，多岐にわたる多くのご指導を賜りました．ここに厚く御礼申し上げます．

著者は 2014 年 4 月から 2015 年 3 月の間，動的相互作用解析法に関する共同研究でミラ

ノ工科大学に赴任しておりました．その間，Prof. Andrea Collina には，研究情報を出し惜しみなく提供して頂き，研究遂行にご援助を頂き，国際論文を提出の際等多くのアドバイスを賜りました．また，ミラノでの生活面での多大なご配慮，ご支援を頂きました．ここに厚く御礼申し上げます．

本論文は，書ききれぬほどの多くの方々からの厚いご支援とご協力の下に纏めることができたものであり，今後は本研究の成果を基に，日本また世界の鉄道の持続可能な発展のために尽力していく所存であります．

最後に，私事ではありますが，本論文を纏めるに際して，このような機会を与えてくれた両親と，終始応援し心の支えとなってくれた妻の友美，娘の葉奈，紗良に心から感謝します．

2016 年 7 月

徳永　宗正