

# 第4章 推定地震波による構造物群の挙動解析

## 4.1 構造物群の動的応答の推定手順

構造物群の動的応答の推定手順を以下に示す（図4-1）。

- Step1：構造物群のモデル化（4.2節）  
設計計算書や各種設計標準を参考に対象構造物毎に3次元モデルを構築する。桁、支承部もモデル化し、連結させることで、構造物群モデルを作成する。
- Step2：モデルの妥当性の確認（4.3節）  
4月14日の前震後から臨時で実施した余震観測の記録と、作成したモデルの解析結果（固有値解析、周波数応答解析）や理論伝達関数等を比較することで、Step1で作成した構造物群モデルの妥当性を確認する。
- Step3：3章で推定した地震動に対する非線形動的解析の実施（4.4節）  
鉄道地震災害シミュレータを用いて3章で評価した地震動を構造物群に入力して非線形動的解析を実施し、5章で述べる車両解析に用いる構造物天端



図4-1 構造物群の動的応答の推定手順

の軌道面での波形を算出する。

## 4.2 構造物群のモデル化

### 4.2.1 解析対象の構造物

解析対象範囲を図4-2に示す。図中の赤枠で囲った範囲がモデルを構築した範囲であり、起点方の最初の脱線痕があった第2田崎BL R4高架橋（99km149m）を中心に起点方（熊本駅方）は第2田崎Bv P2橋脚（98km931m）、終点方（鹿児島中央駅方）は坪井川B P2橋脚（99km393m）までの桁および支承を含めた構造物群を3次元フレームモデルによりモデル化した。ただし、車両解析に用いる構造物の応答波形を算出するためのモデルは第2田崎BLから坪井川B P1橋脚まで（図中の青枠）であり、起点方の端部である第2田崎Bv P2橋脚と終点方の端部である坪井川B P2橋脚は、解析範囲端部の境界条件の影響を考慮するために構築したものである。また、3章で示したように、構造物への入力波は地表面位置で与えるため、図4-3のように地表面の波形を直接入力することが可能なモデルを用いた。

### 4.2.2 表層地盤のモデル化

4.3節で後述するように4月14日の前震の発生後に臨時的な常時微動観測、地震観測を実施しており、地表面においても図4-4の▲地点で観測を行った。これらの結果、および既往のボーリング調査記録等を利用することで、脱線開始地点近傍の地震観測点（図4-4のR4G地点）における地盤条件を設定する。具体的には、まずボーリング調査位置でのN値、土質区分を各種地盤調査結果に基づいて設定する。続いてボーリング調査箇所間の地層境

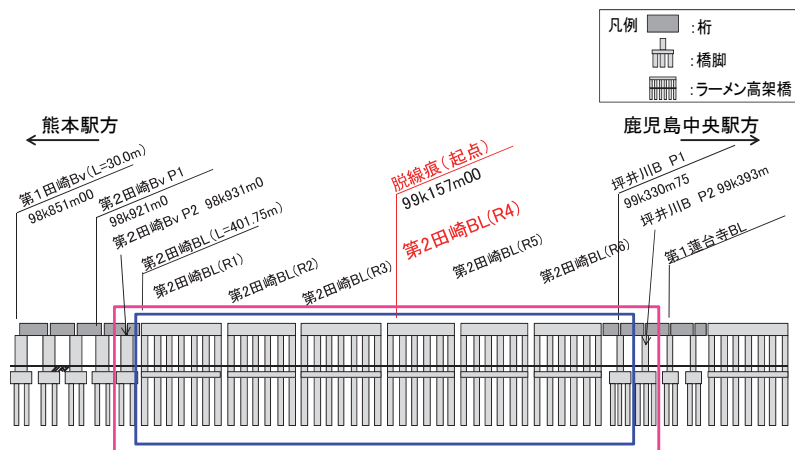


図4-2 解析の対象範囲（赤枠：モデル化範囲，青枠：車両解析に用いる範囲）

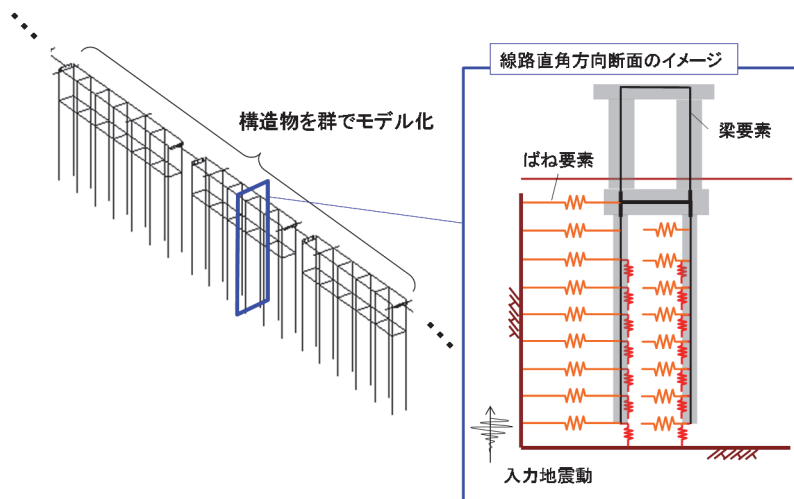


図 4-3 解析モデルに対する地震動の入力方法

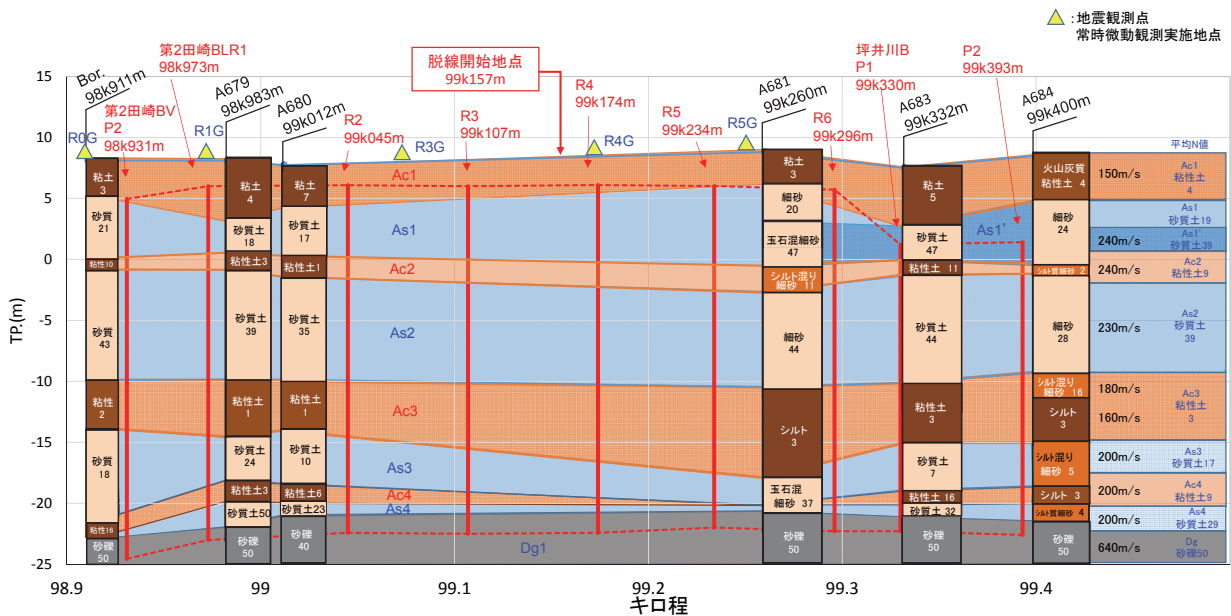


図 4-4 脱線地点周辺の地盤調査結果、地震観測の実施状況

界は全て直線補間により表現するとともに、線路方向に対するN値の空間的な変化はボーリング調査による結果を線形補間することで設定した。

せん断弾性波速度、単位体積重量等の情報は、N値から鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）<sup>2)</sup>に従って設定する。ただし、ボーリング番号 A680 と A681 間の物性については、微動観測結果との比較により、全て A680 による N 値から評価することとした。

以上の方針に基づいて最終的に設定した層境界、各地点でのN値等の情報を図4-4に記載している。また、構造物群の解析モデルを構築する際に必要な各構造位置での地盤物性値の設定結果をまとめて図4-5に示す。4.2.3項で後述するように、本物性値を基に杭と地盤の相互作用ばねを設定している。

#### 4.2.3 構造物群のモデル化

次に、図4-2で示した脱線地点近傍の構造物群のモデル化を行う。本項では、各構造物のモデル化に共通した事項、および個別の構造物のモデル化において配慮した事項を示す。

##### (1) 基本的なモデル化方針

各構造物のモデル化に共通した基本的な方針を以下に示す。

- 対象構造物ごとの設計計算書及び各種設計標準<sup>2)3)4)</sup>を参考にしてモデル化した。
- 対象構造物は曲線区間の構造物であるが、直線区間の構造物としてモデル化した。
- 縦断勾配 (0.1%) を有する構造物もあるが、モデル化上は考慮しない
- 軸線は部材中心位置を基本として設定を行う。ただ



し、ラーメン高架橋の上層梁の軸線については、スラブ天端位置とした。

- ・列車荷重は下り線の一線載荷とした。
- ・RC部材はM- $\phi$ モデルとして要素分割を行い、非線形特性はC点、Y点、Y<sub>b</sub>点までを考慮したトリリニア型とする。

## (2) 柱、梁のモデル化

柱、梁のモデル化方法について、ラーメン高架橋、壁式橋脚共通の項目とそれぞれに個別の項目を以下に示す。

### 【共通】

- ・安全係数は全て1.0とする。
- ・材料修正係数は1.2（鉄筋の実強度相当）とする。

### 【ラーメン高架橋】

- ・柱の剛性は、前震発生までにひび割れ程度の軽微な損傷は生じていると想定し、降伏点（Y点）相当の等価剛性を設定する（図4-6）。
- ・柱の軸力変動の影響は考慮するが、梁については無視する。
- ・柱のねじれ剛性は考慮しない。
- ・スラブと上層梁はT型断面としてモデル化する。
- ・電柱は設置位置に剛な支持梁を設け、死荷重として考慮する。

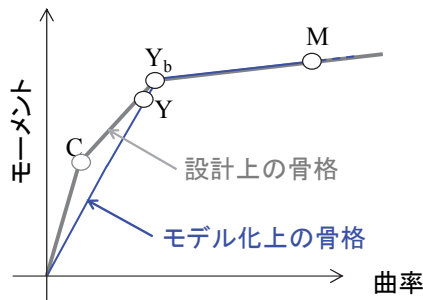
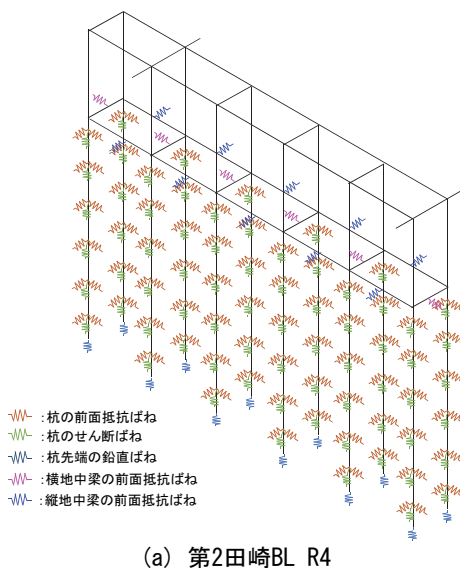


図 4-6 ラーメン高架橋の柱部材の骨格曲線



(a) 第2田崎BL R4

### 【壁式橋脚】

- ・箱桁上にある電柱については、死荷重として橋脚上に付加して考慮する。

## (3) 基礎、周辺地盤のモデル化

基礎、周辺地盤のモデル化方法について、ラーメン高架橋、壁式橋脚の共通の項目とそれぞれに個別の項目を以下に示す。

### 【共通】

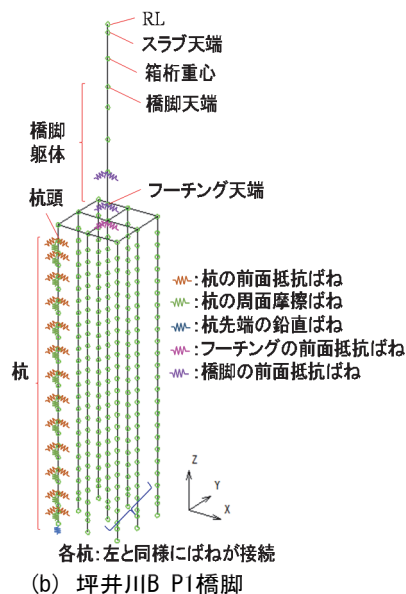
- ・水平抵抗、周面抵抗、杭先端抵抗のばねを設定する（図4-7、図4-8）。
- ・地盤抵抗の上限値は $\alpha_f=2.0$ として算出する。
- ・水平ばねは双曲線モデルとし、微小変形から大変形領域まで連続的に評価できるようにする。その際の初期剛性については、これまでの衝撃振動試験の結果等を参考として、設計で用いる初期剛性の10倍とする（図4-8(c)）。
- ・その値は基礎標準<sup>4)</sup>による。
- ・杭頭から $1/\beta$ （ $\beta$ ：杭の特性値）の範囲における杭周面の鉛直せん断地盤抵抗を無視する。
- ・杭の軸力変動の影響を考慮する。

### 【壁式橋脚】

- ・杭の前面抵抗ばねの初期剛性は、群杭の補正係数（表4-1）を考慮する。
- ・双曲線モデルが正負対称モデルであるため、有効抵抗土圧（図4-8(c)の $P_e$ ）に関する群杭の補正は行わない。

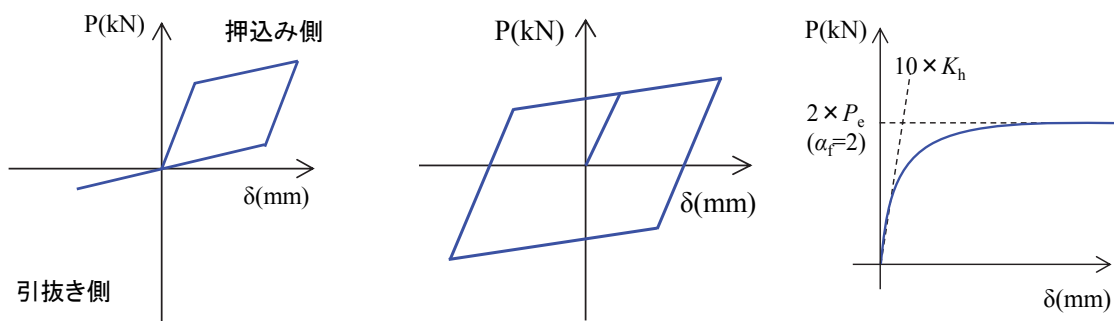
表4-1 群杭の補正係数（壁式橋脚）

	線路直角方向	線路方向
第2田崎Bv P2橋脚	0.49	0.56
坪井川B P1橋脚	0.41	0.41
坪井川B P2橋脚	0.41	0.41



(b) 坪井川B P1橋脚

図4-7 地盤ばねのモデル化



(a) 杭先端ばね（非対称バイリニア） (b) 杭周面ばね（バイリニア） (c) 杭前面抵抗ばね（Masing則）

図4-8 地盤ばねの非線形特性

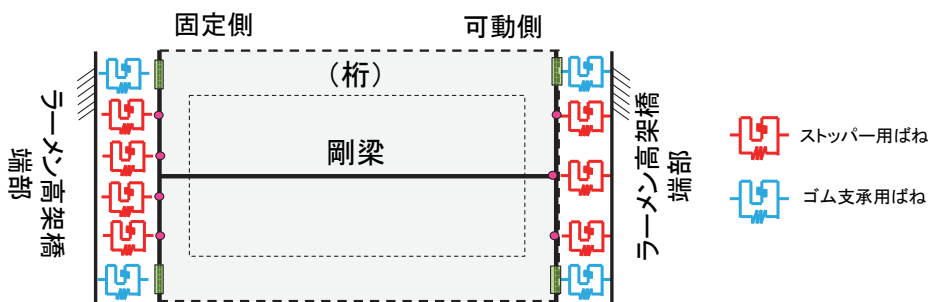


図4-9 支承部および桁のモデル化概要

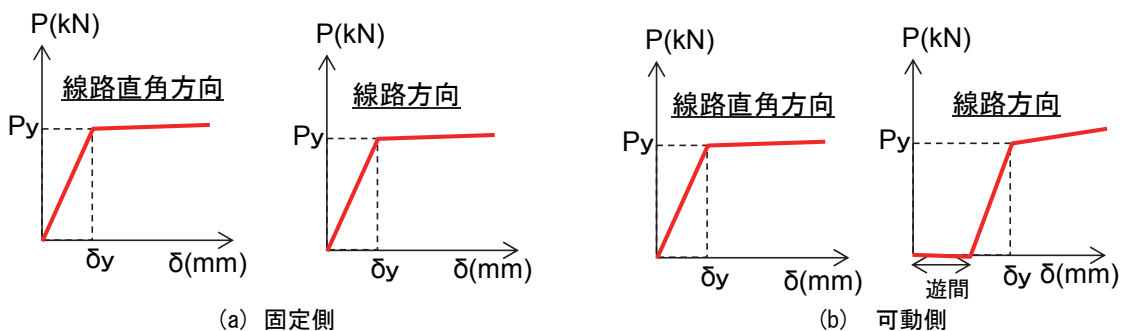


図4-10 鋼棒ストッパーの非線形特性

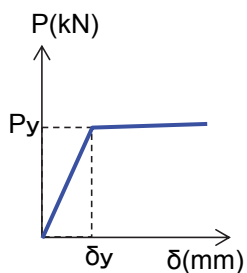


図4-11 ゴム支承の非線形特性

表4-2 鋼棒ストッパーの諸元

検討方向	支承条件	遊間 (mm)	降伏荷重 $P_y$ (kN)	降伏変位 $\delta_y$ (mm)
線路直角方向	固定側	—	450	5
	可動側	—	450	5
線路方向	固定側	—	450	5
	可動側	40	450	45(遊間込)

・土被りが厚い橋脚（坪井川B）は橋脚前面の抵抗ばねも考慮する。

#### 4. 2. 4 支承部と桁のモデル化

図4-9に支承部および桁のモデル化の概要を示す。固定および可動側の鋼棒ストッパーの非線形特性については、図面等をもとに文献5), 6)の知見を適用できると判断し、図4-10のように設定した。表4-2に解析に用いた諸元の一覧を示す。ゴム支承はゴムパッドのせん断剛性

およびゴムパッドとコンクリートの摩擦を考慮し、鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）<sup>3)</sup>に従って、図4-11のようにモデル化した。また、桁は全て剛梁とした。

#### 4. 2. 5 減衰特性の設定

減衰特性はレーリー減衰を用いて設定することとし、4.3節で述べる余震観測結果から得られた線路直角方向の1次モードの減衰定数（2.2%）と同程度となり、1～

10Hz程度の範囲で振動数による変動が小さいように設定した(図4-12)。

#### 4.2.6 構造解析モデル

##### (1) 単体モデル

4.2.2~4.2.5項のモデル化方針でモデル化した構造物ごとの単体モデルを図4-13に示す。なお、第2田崎BL R4高架橋については、単体モデルと(2)に述べる構造物群モデルとの解析結果の比較を実施し、構造物群としてモデル化した場合の影響について評価している(付属資料5)。

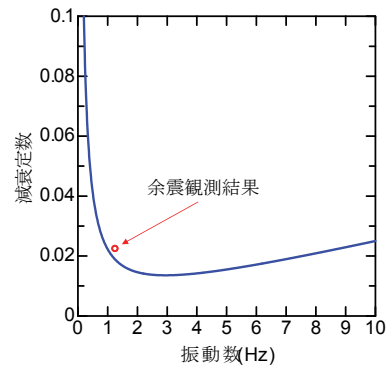


図 4-12 減衰特性の設定

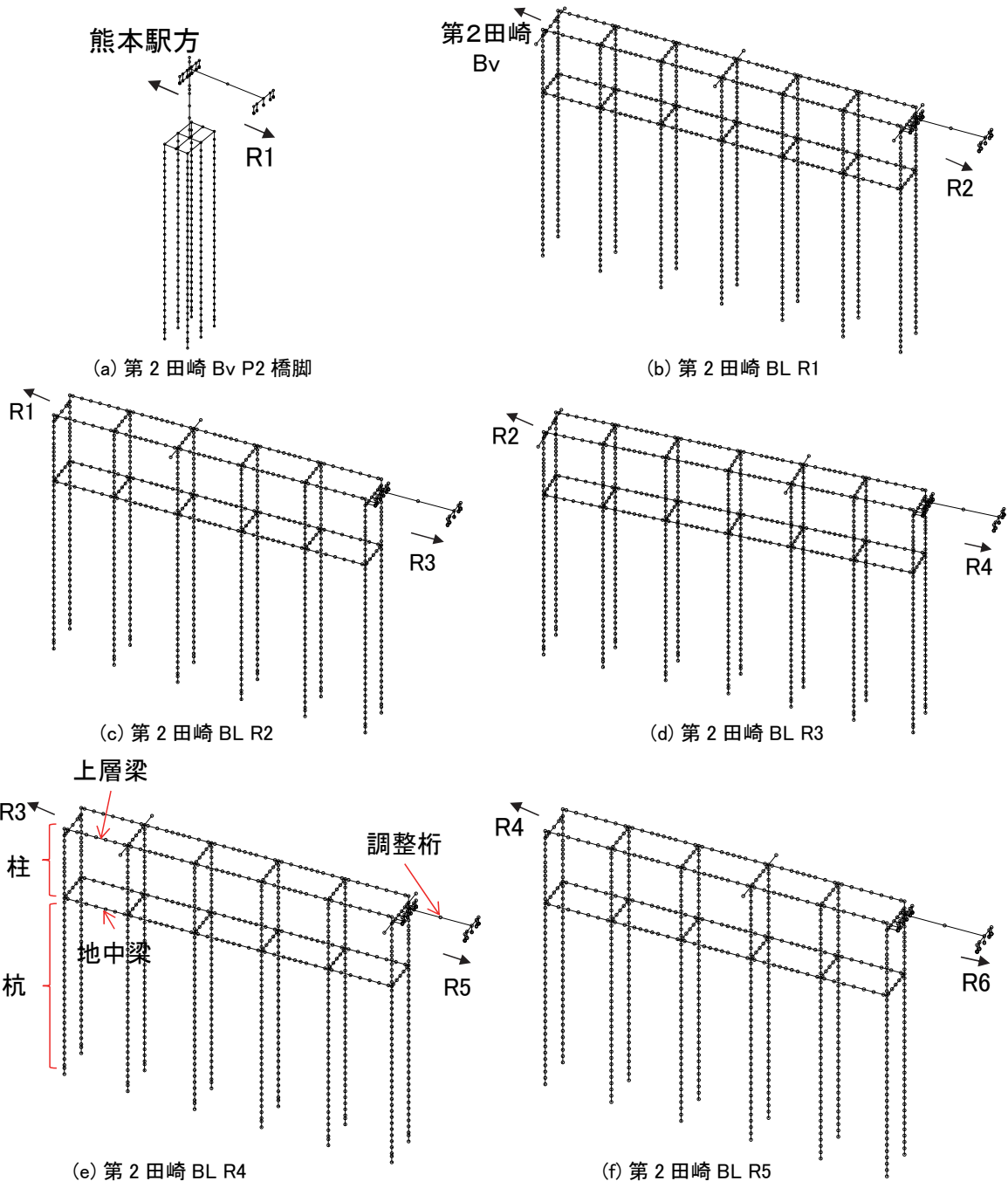


図 4-13 構造物ごとの単体モデル

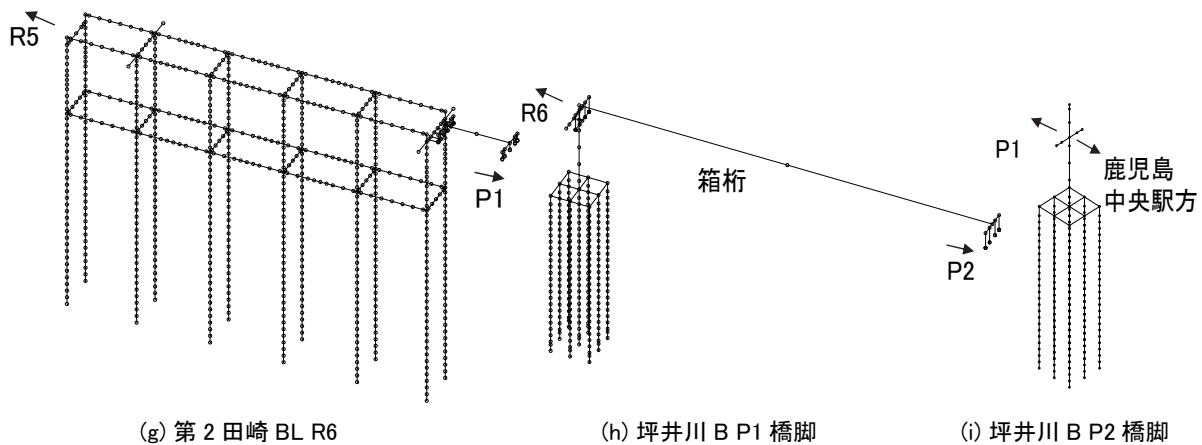


図 4-13 (続き) 構造物ごとの単体モデル

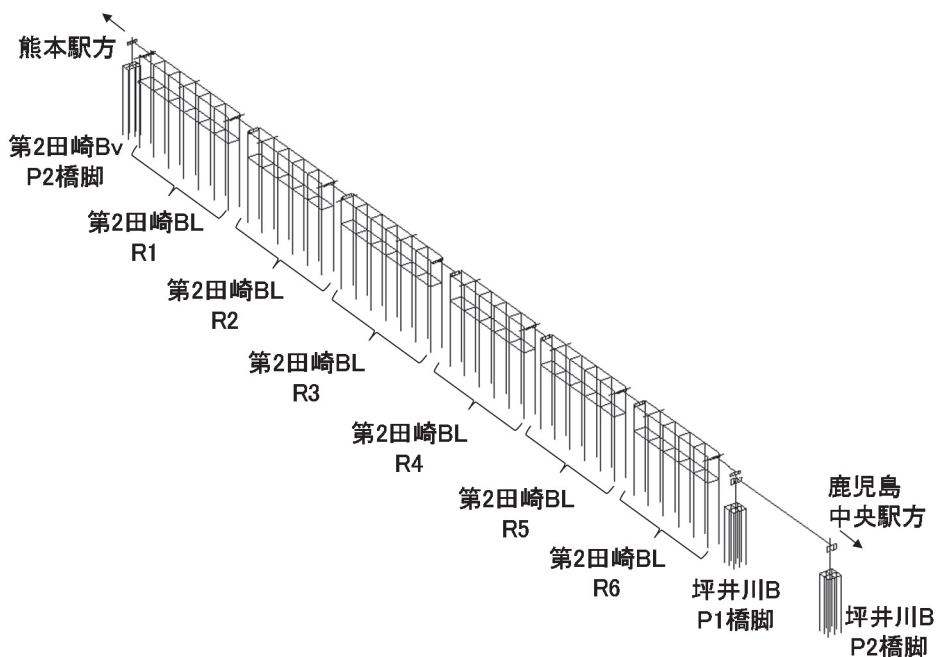


図 4-14 構造物群モデル

## (2) 構造物群モデル

(1)で示した単体モデルを4.3.2項に示す支承部で連結させた構造物群モデルのモデルを図4-14に示す。以降の解析は、本モデルを用いて実施する。

## 4.3 余震観測記録を用いたモデルの検証

### 4.3.1 余震観測の概要

4月14日の前震の発生後に実施した臨時の常時微動観測、地震観測の位置を図4-15に示す。図中に示すように地盤上 (R0G~R5G) および第2田崎BL上 (R1S, R4S, R6S) で余震観測を実施している。

地盤モデルの妥当性は、常時微動観測結果を用いて確認した (4.3.2項に後述)。また、構造物モデルの妥当

性は、表4-3に示した余震記録を用いて確認した (4.3.3項に後述)。なお、これらの余震は脱線痕がある第2田崎BL R4上 (R4S) および近傍の地盤 (R4G) それぞれで結果が取得できているものである。表4-3の期間に取得された全地震情報と観測記録を付属資料4に示す。

### 4.3.2 地盤モデルの検証

図4-5で設定した地盤物性値の妥当性は、地震計設置位置の理論伝達関数のピーク振動数と微動観測記録のH/Vスペクトル比のピーク振動数の比較により確認した。その比較結果を図4-16に示す。これを見ると、4.2.2項で述べた方針に従って地盤物性を設定することで、微動から得られるH/Vスペクトル比のピーク振動数を概ね表現できていることが確認でき、設定した地盤モデルは妥当であると判断した。

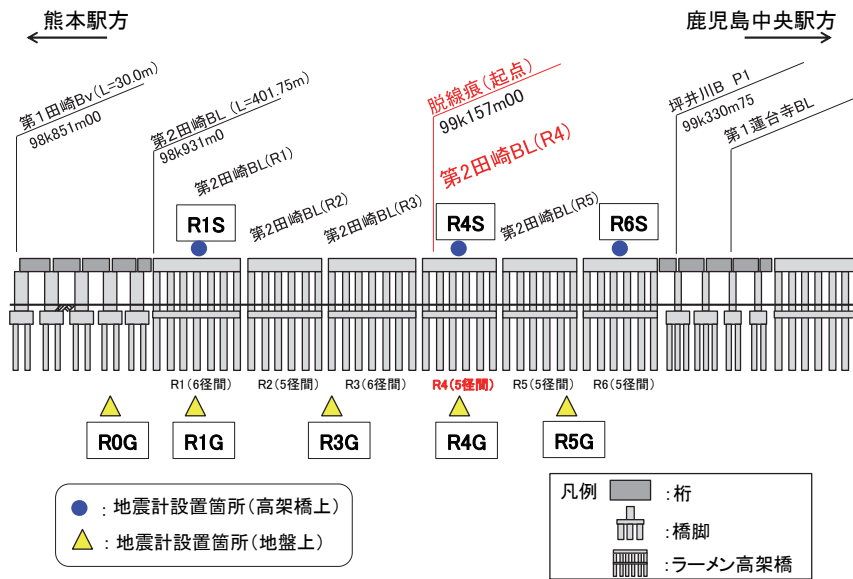


図 4-15 余震観測の観測点概要

表 4-3 構造物モデルの妥当性確認に用いた余震記録

発生日時	地震規模 $M_j$	震源位置		
		緯度	経度	深さ(km)
4/26 10:53	1.9	32° 47.9'	130° 44.2'	5
4/26 11:37	1.5	32° 47.1'	130° 43.6'	9
4/26 12:22	2.5	32° 46.4'	130° 46.7'	10
4/26 13:14	1.7	32° 48.5'	130° 42.7'	6
4/26 13:19	2.2	32° 44.3'	130° 44.8'	14
4/26 13:50	2.1	32° 45.1'	130° 43.6'	11
4/26 14:35	1.7	32° 48.4'	130° 43.8'	6
4/26 15:17	2.4	32° 41'	130° 43.9'	14
4/26 16:21	3	32° 43.1'	130° 40.9'	12
4/26 16:35	2.2	32° 39.4'	130° 41.3'	10
4/26 16:38	2	32° 48.4'	130° 43.3'	6
4/26 16:43	3.2	32° 41.7'	130° 42.9'	17
4/26 16:47	2.4	32° 48.4'	130° 45.6'	4
4/26 17:50	2.7	32° 35.3'	130° 40.1'	9
4/26 18:01	2	32° 40.6'	130° 43.2'	11
4/26 21:12	2.3	32° 36.7'	130° 43'	5
4/26 21:27	1.8	32° 39.4'	130° 41'	11
4/26 21:50	3.9	32° 35.2'	130° 40.1'	10
4/26 22:06	1.7	32° 38.9'	130° 43.6'	7
4/26 22:09	2.4	32° 35.6'	130° 40.2'	10
4/26 22:36	2.1	32° 35.2'	130° 40.1'	10
4/26 22:41	2	32° 51.3'	130° 49.8'	13
4/26 23:20	1.5	32° 48'	130° 42'	5
4/27 0:15	2.2	32° 47.7'	130° 49.8'	7
4/27 1:06	2.5	32° 38.5'	130° 44.3'	11
4/27 1:30	1.7	32° 38.1'	130° 43.3'	5
4/27 1:34	2.2	32° 47.2'	130° 48.7'	5
4/27 2:30	2.4	32° 40.4'	130° 40.6'	10

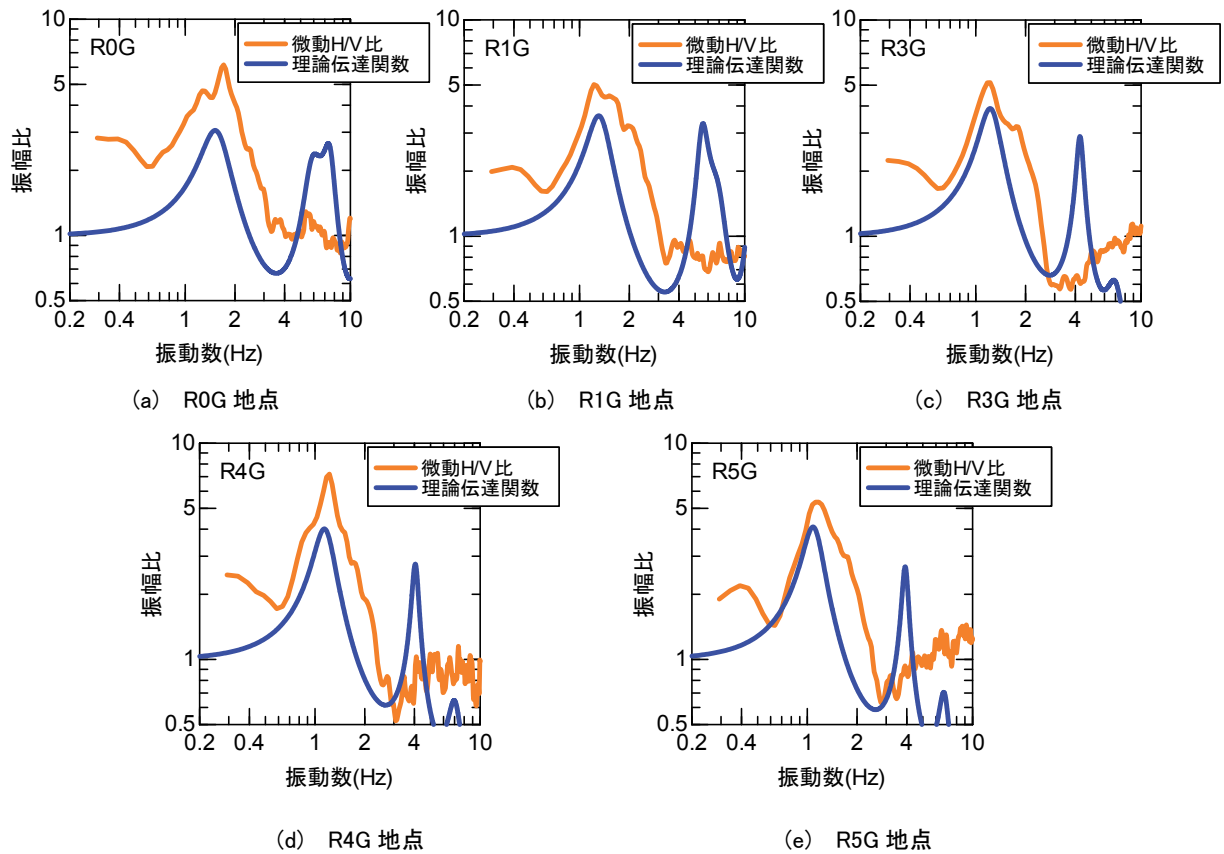


図 4-16 各地点の理論伝達関数と微動 H/V スペクトル比の比較

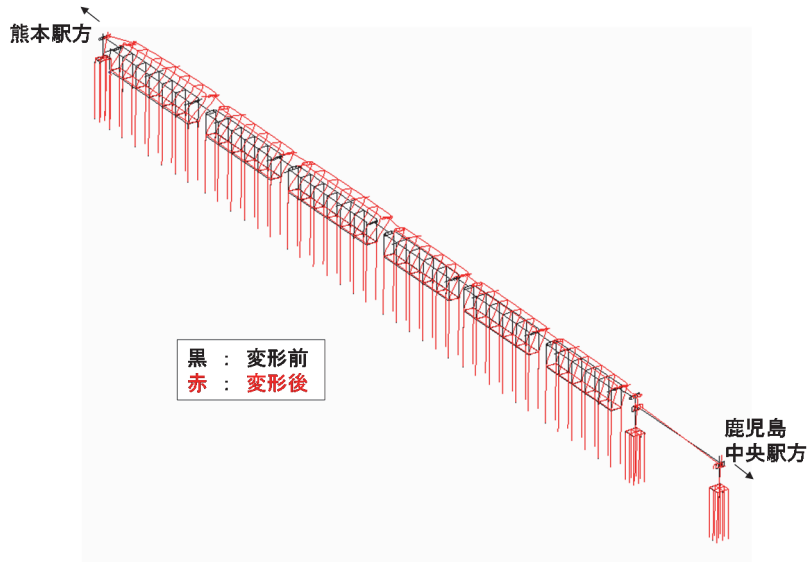


図 4-17 固有値解析結果による線路直角 1 次モード (1.34Hz)

#### 4. 3. 3 構造物群モデルの検証

図4-17に固有値解析によって得られた構造物群モデルの線路直角方向の1次モードを示す。固有振動数は1.34Hzである。また、周波数応答解析によって得られた地表に対する第2田崎BL R4高架橋上におけるスペクトル比と余震観測記録（表4-3の各記録におけるR4SとR4Gのフーリエ振幅比の平均値）の比較結果を図4-18に

示す。線路直角方向の1次モードに対応するスペクトル比のピーク値と振動数に関して、解析結果と観測結果が良好な一致を示している。このことから、構築した構造物群モデルが妥当であると判断した。なお、1次モードよりも高い振動数領域では伝達関数の一致度が低下しているが、今回の解析結果は車両の脱線解析に用いることを目的としており、こうした高い振動数領域の応答は車

両挙動に与える影響が少ないと考えられることから、本モデルを用いて以降の動的解析を実施した。

#### 4.4 構造物群の動的解析結果

線路直角方向に3章で評価した地表面地震動（図4-19）を入力として非線形動的解析を実施した。運動方程式の積分にはNewmark- $\beta$ 法を用いて、積分時間刻みは0.001(sec)とした。本解析結果により得られた各構造物天端の応答波形（①線路直角方向成分，②鉛直方向成分，③線路方向軸回り成分の3成分）を用いて，5章で述べる車両解析を実施する。以下では解析結果の一例を示す。

図4-20に動的解析結果の波形の算出点を示す。車両解析に用いる構造物（図中の青枠）ごとの下り線位置での時刻歴波形（絶対加速度，絶対速度）を図4-21～図4-27に示す。表4-4にはこれらの最大応答の総括表を示す。また，第2田崎BL R4高架橋について，代表的な柱部材のモーメント-曲率の履歴（図4-28），調整桁位置での鋼棒ストッパーの荷重-変位関係（図4-30）を示す。ここで，柱部材および調整桁の出力は図4-31に示す位置である。

本解析により得られた第2田崎BL R4高架橋の柱部材の応答は，図4-28に示すように降伏点をやや超える程度となった。これは，図4-29に示すように，現地を確認・撮影した第2田崎BL R4高架橋における柱部材の実際の損傷状況と整合しており，本解析結果が実際の地震時の

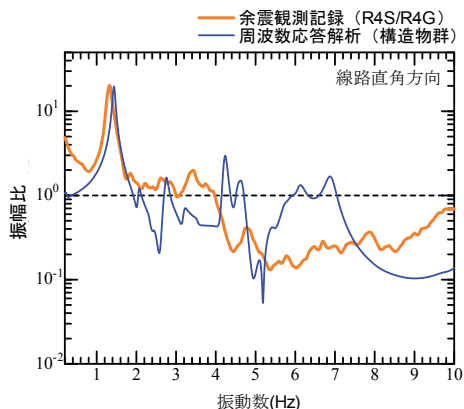


図 4-18 余震観測記録と周波数応答解析結果の比較

挙動を再現していると考えられる。また，支承部については，図4-30に示すように大きな塑性化等の損傷は生じない結果となった。

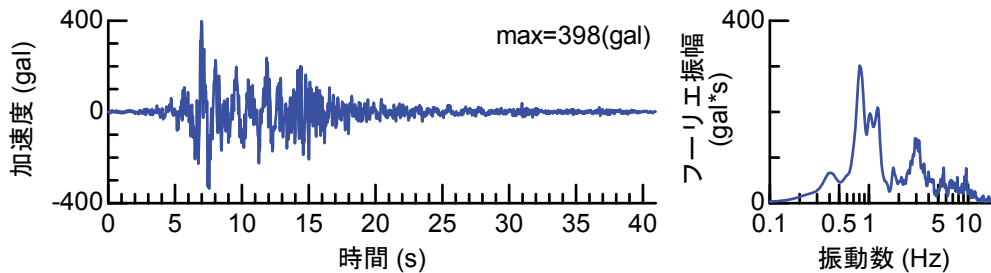


図 4-19 入力した地表面地震動波形（図 3-49(a)の再掲）

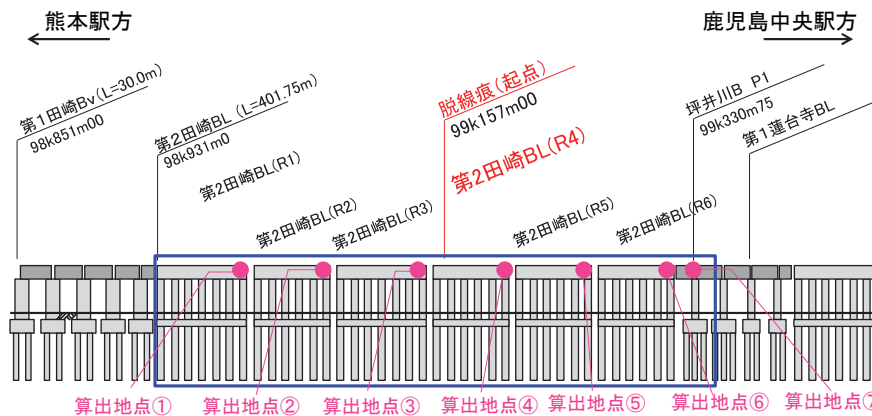


図 4-20 絶対加速度波形、絶対速度波形の算出地点（青枠：車両解析に用いる構造物）

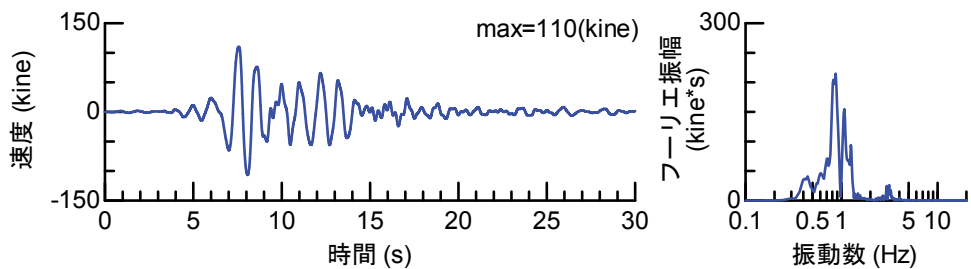
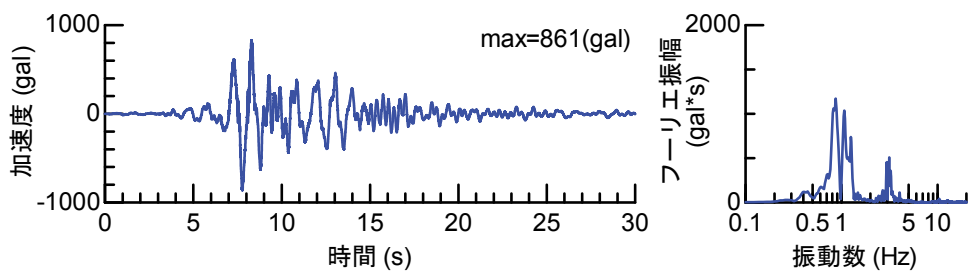


図 4-21 時刻歴応答波形 算出地点①：第 2 田崎 BL R1 終点方

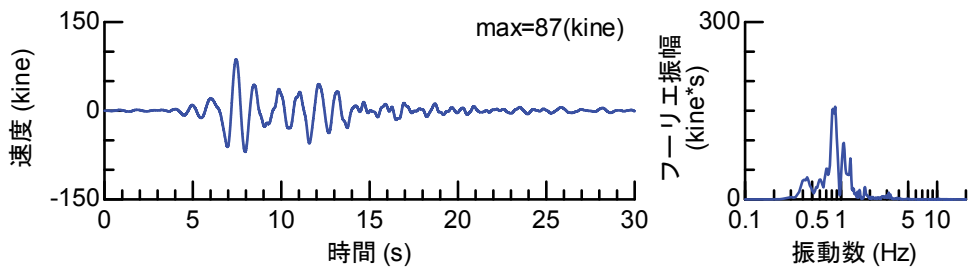
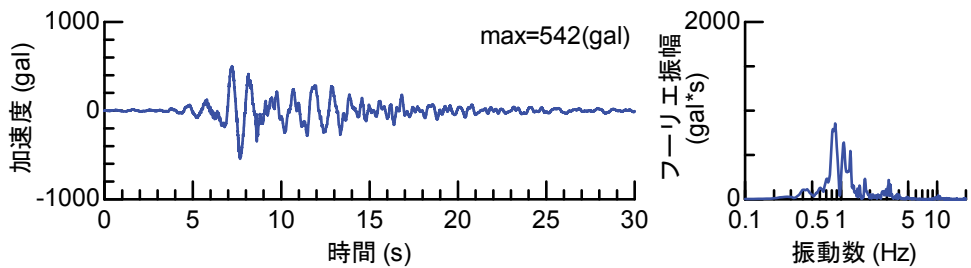


図 4-22 時刻歴応答波形 算出地点②：第 2 田崎 BL R2 終点方

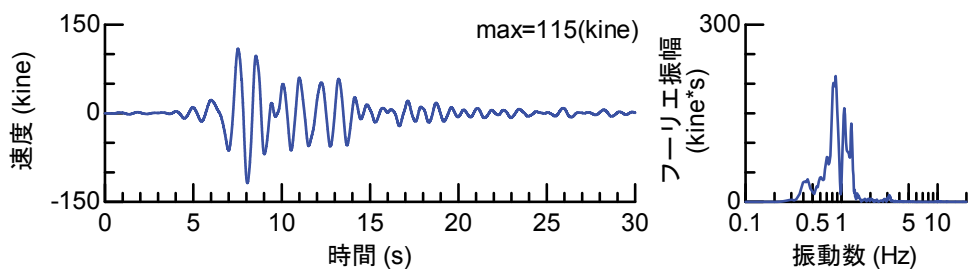
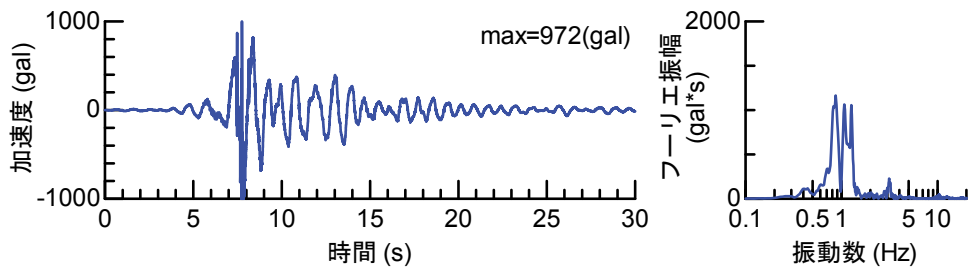


図 4-23 時刻歴応答波形 算出地点③：第 2 田崎 BL R3 終点方

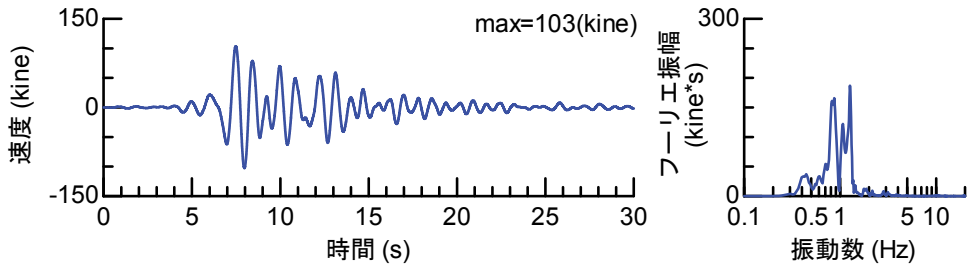
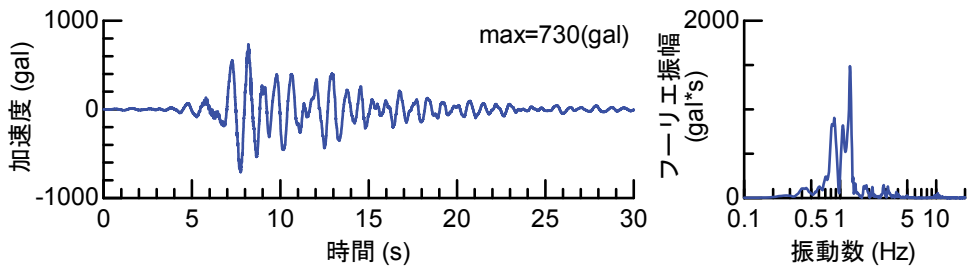


図 4-24 時刻歴応答波形 算出地点④：第 2 田崎 BL R4 終点方

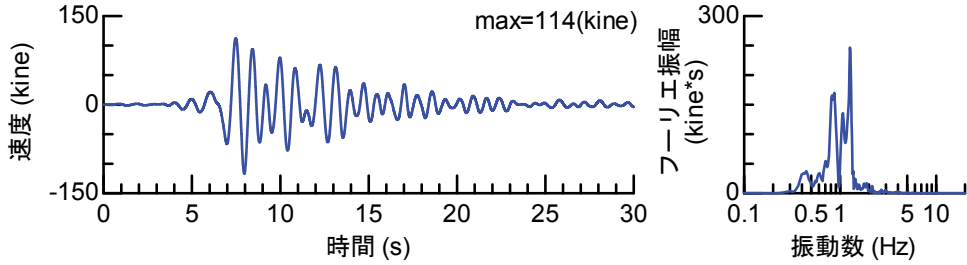
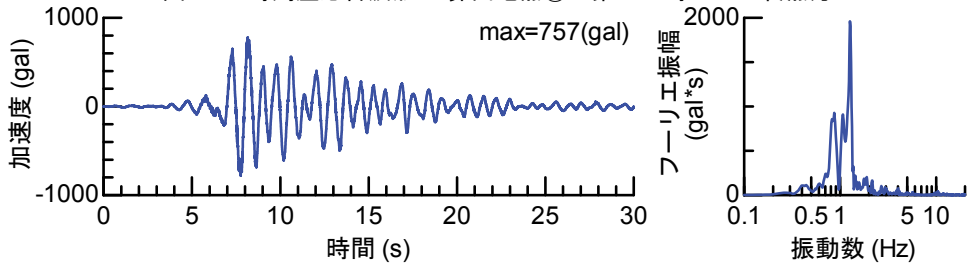


図 4-25 時刻歴応答波形 算出地点⑤：第 2 田崎 BL R5 終点方

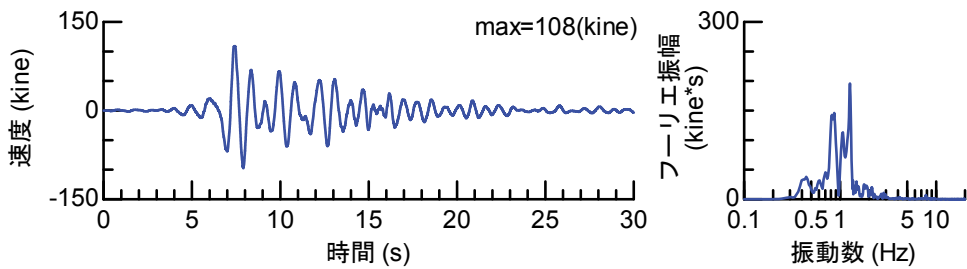
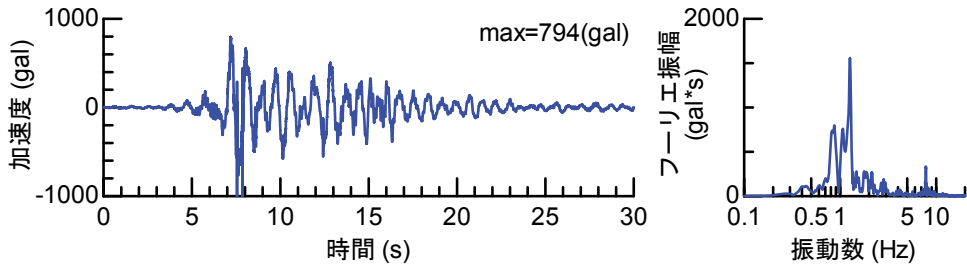


図 4-26 時刻歴応答波形 算出地点⑥：第 2 田崎 BL R6 終点方

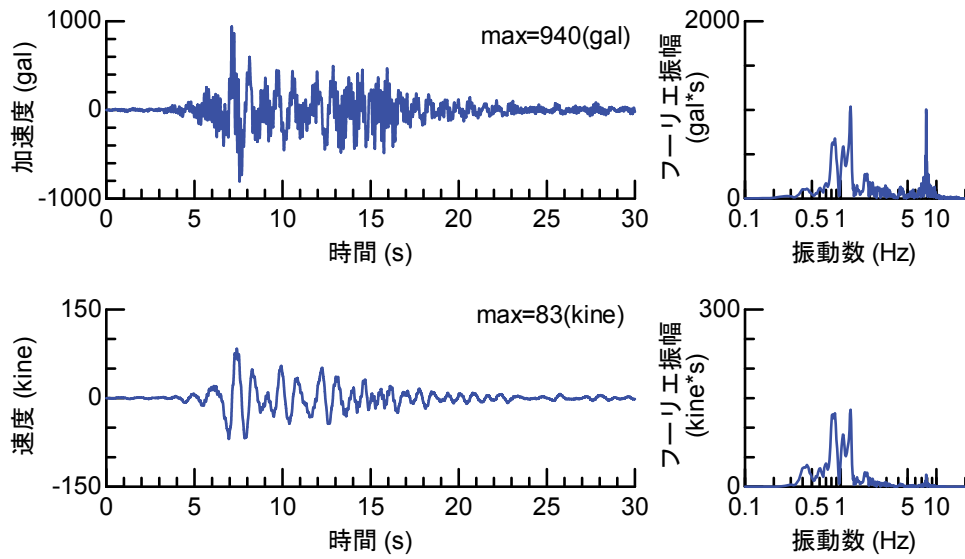


図4-27 時刻歴応答波形 算出地点⑦：坪井川P1橋脚 調整桁上

表 4-4 最大応答総括表

出力箇所	絶対最大加速度(gal)	絶対最大速度(kine)
①：第2田崎BL R1終点方	861	110
②：第2田崎BL R2終点方	542	87
③：第2田崎BL R3終点方	972	115
④：第2田崎BL R4終点方	730	103
⑤：第2田崎BL R5終点方	757	114
⑥：第2田崎BL R6終点方	794	108
⑦：坪井川P1橋脚 調整桁上	940	83

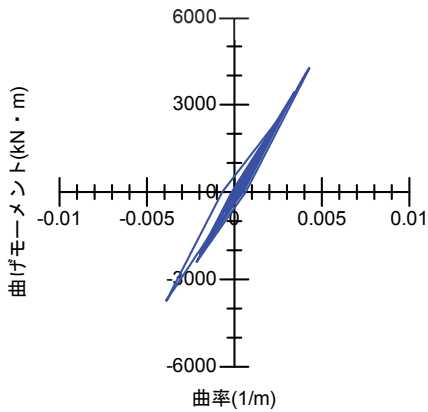


図 4-28 柱部材の履歴図



図 4-29 現地の状況（鉄道総研撮影）

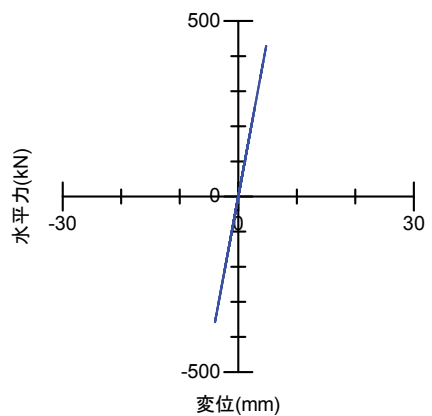
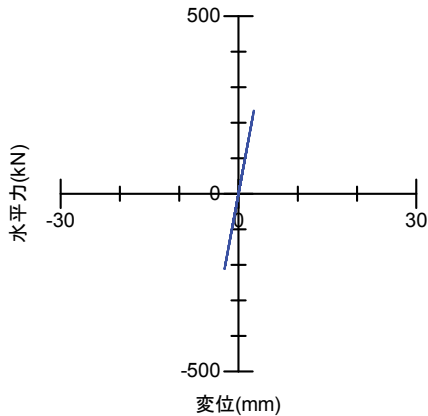


図 4-30 支承（鋼棒）の履歴（左：固定側、右：可動側）

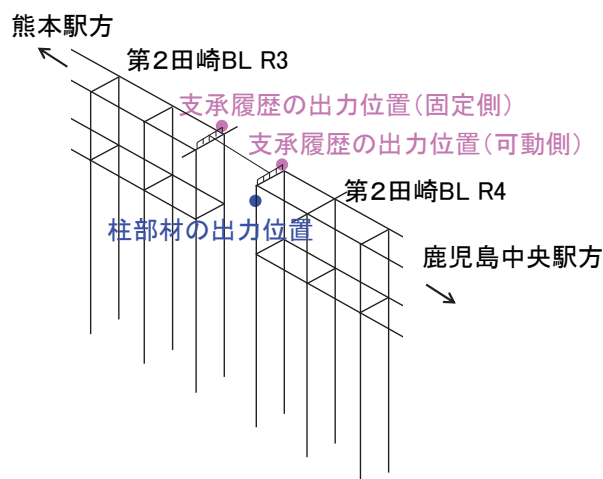


図 4-31 部材および支承の履歴の出力位置

#### 文 献（４章）

- 1) 本山紘希, 坂井公俊, 井澤淳, 室野剛隆: 鉄道地震災害シミュレータの開発, 鉄道総研報告 Vol.30, No.5, pp.5-10, 2016
- 2) (公財) 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), 丸善出版, 2012
- 3) (財) 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), 丸善出版, 2004
- 4) (公財) 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), 丸善出版, 2012
- 5) 原田和洋, 曾我部正道, 谷村幸裕, 金森真, 柳博文, 黒田聡: 支承構造の影響を考慮した構造物群の地震時挙動の解析, 第14回鉄道技術連合シンポジウム, pp.201-204, 2007
- 6) 原田和洋, 曾我部正道, 谷村幸裕, 松橋宏治: 連続する鉄道高架橋群の地震時挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1-6, 2009