

鉄道路線に沿った地震動と構造物応答の推定

2015年9月

岩田 直泰

鉄道路線に沿った地震動と構造物応答の推定

岩田 直泰

システム情報工学研究科

筑波大学

2015年9月

目次

1. はじめに.....	3
1.1 本研究の背景と目的.....	3
1.2 本論文の構成.....	7
2. 本研究で用いる理論の概要.....	8
2.1 表面波探査.....	8
2.2 微動アレイ探査.....	10
2.3 H/V スペクトル比.....	12
2.4 遺伝的アルゴリズムを用いた逆解析.....	15
2.5 1次元重複反射理論.....	17
2.6 1質点減衰系モデル.....	20
2.7 有限要素法.....	22
3. 本研究の対象路線の概要.....	25
3.1 宮崎リニア実験線の概要.....	25
3.2 旧高千穂鉄道の概要.....	27
4. 本研究の対象路線における地震観測および微動測定.....	29
4.1 宮崎リニア実験線における地震観測.....	29
4.2 宮崎リニア実験線に沿った微動測定.....	34
4.3 旧高千穂鉄道における地震観測.....	37
4.4 旧高千穂鉄道の対象区間に沿った微動測定.....	42
4.5 宮崎リニア実験線で観測した微動と地震動の比較.....	45
4.6 旧高千穂鉄道で観測した微動と地震動の比較.....	47
5. 鉄道路線に沿った地盤上地震動の推定.....	49
5.1 宮崎リニア実験線の地震観測点における地下速度構造の推定.....	49
5.1.1 表面波探査.....	49
5.1.2 微動アレイ探査.....	50
5.1.3 地震観測点のS波速度構造の推定.....	50
5.1.4 推定S波速度構造の検証.....	52
5.2 宮崎リニア実験線に沿った地下速度構造の推定.....	59
5.3 宮崎リニア実験線に沿った地盤上地震動の推定.....	62
5.4 旧高千穂鉄道の地震観測点における地下速度構造の推定.....	66
5.4.1 表面波探査.....	66
5.4.2 微動アレイ探査.....	67
5.4.3 地震観測点のS波速度構造の推定.....	68
5.4.4 推定S波速度構造の検証.....	70

5.5	旧高千穂鉄道の対象区間に沿った地下速度構造推定	73
5.6	旧高千穂鉄道の対象区間に沿った地盤上地震動の推定	75
6.	鉄道路線に沿った構造物上地震動の推定	78
6.1	宮崎リニア実験線に沿った高架橋振動特性の評価.....	78
6.2	宮崎リニア実験線に沿った高架橋上の地震動推定.....	84
6.3	旧高千穂鉄道の対象区間に沿った盛土振動特性の評価	89
6.3.1	盛土の振動特性同定に向けた1質点減衰系モデルの適用性の検討	89
6.3.2	盛土のS波速度構造の推定.....	92
6.3.3	有限要素法を用いた盛土の地震応答に関する検討	96
6.3.4	対象区間に沿った1質点減衰系による振動特性の同定	105
6.4	旧高千穂鉄道の対象区間に沿った盛土上の地震動推定	108
7.	鉄道路線に沿った表層地盤と構造物の地震動増幅特性の把握.....	111
7.1	宮崎リニア実験線に沿った表層地盤と高架橋の地震動増幅特性の把握	111
7.2	旧高千穂鉄道の対象区間の表層地盤と盛土の地震動増幅特性の把握	114
8.	推定地震動を用いた地震時列車運転規制の基準値設定方法の提案.....	116
9.	まとめ.....	121
	謝辞	125
	参考文献	126
	付属資料	130
	論文リスト.....	133

1. はじめに

本章では、本研究の背景と目的、ならびに本論文の構成について述べる。

1.1 本研究の背景と目的

現在、日本の鉄道において地震発生の際に路線上の揺れが大きく、鉄道施設や走行列車の安全性が懸念される場合、鉄道事業者は可能な限り早く列車を停止させる(中村, 1996; 芦谷ほか, 2007; Yamamoto and Tomori, 2013). この列車停止のための警報には、地震動の指標値が予め定めた基準値を超過した場合に出力する S 波警報と、観測された P 波初動から地震の位置と規模を推定して出力する P 波警報(中村, 1996; Odaka et al., 2003; 東田ほか, 2004; 山本ほか, 2012; 岩田ほか, 2015a)の 2 種類がある。また地震計には、線路直近に概ね一定間隔で設置される沿線地震計と、想定される震源域に近くなるよう線路から離れた位置に設置される海岸地震計の 2 種類が存在し(中村, 1996; 岩橋ほか, 2004), 過去の鉄道被災事例に基づきそれぞれの地震計に対する P 波警報や S 波警報の警報出力基準が定められている(中村, 1996; 鈴木・島村, 2003; 中村ほか, 2005) (図 1.1 の(a)).

地震時に警報が出力され列車の運転が停止した後には、沿線地震計で観測された揺れの大きさに応じて地震計ごとに予め定めた受け持ち範囲に対し、徒歩等による安全確認が実施される(例えば、堀込, 2006; 森園, 2006)(図 1.1 の(b), 図 1.2). この安全確認は、地上係員が目視により軌道や構造物などの変状有無を確認することから多大な時間を要する場合がある。新幹線では 10km から 20km の概ね一定間隔で設置される沿線地震計(例えば、岩橋ほか, 2004; 児玉ほか, 2011)の観測情報を、その地震計の受け持ち範囲の代表値として扱い、安全確認の実施判断が行われる。ここで、地震観測点以外の路線上の地震動を素早く正確に把握できれば、上記の安全確認の要否判断や実施範囲の適正化につながり、場合によっては列車の運転停止から再開までのダウンタイムの短縮が期待される。

さらに、地震後に地盤上地震動(図 1.3)のみならず構造物地震応答(図 1.4 の(a)と(b))を正確に把握することができれば、構造物上に付帯する電化柱などの被害も考慮して安全確認の実施を判断できる。2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震の本震(M_w 9.0)や余震では、東北新幹線において高架橋上の電化柱が広範囲に渡り折損および傾斜した事例が報告されている(例えば、水野・野澤, 2011; 野澤ほか, 2012). このことから、構造物上の地震動を考慮した列車運転規制は重要な課題であることが分かる。

対象路線に沿った表層地盤の速度構造および構造物の振動特性を事前に詳細に把握しておけば、地震発生直後に地盤上ならびに構造物上の地震動を素早く推定できる。この推定地震動情報を用いることにより、列車運転停止後の適正な安全確認の実施による安全性の向上、また早期の運転再開による安定性の向上が期待される。他にも、対象路線に沿った表層地盤や構造物の地震動増幅特性の空間変動を正確に把握することができれば、地盤ならびに構造物を含めた弱点箇所の抽出や安全確認の重点箇所選定などに活用できる。

ただし、鉄道路線は線状に連続し、対象となる構造物の数や延長は膨大となるため、地下速度構造の推定や構造物の振動特性の把握には簡明な手法を用いる必要がある。また、地震発生直後の列車運転再開判断に推定地震動情報を活用するには、その地震動算出の迅速性が求められ、推

定精度の確保も重要となる。

そこで、本研究は測定が簡易な微動に着目し、微動に基づいた地下速度構造の推定や構造物振動特性の把握について検討する。さらに、地盤上や構造物上の地震動推定にあたり、演算負荷の少ない簡明な物理モデルを適用して迅速性を確保すると共に、路線沿線に設置された地震計の観測記録を参照することにより、精度の高い地震動推定を目指す。

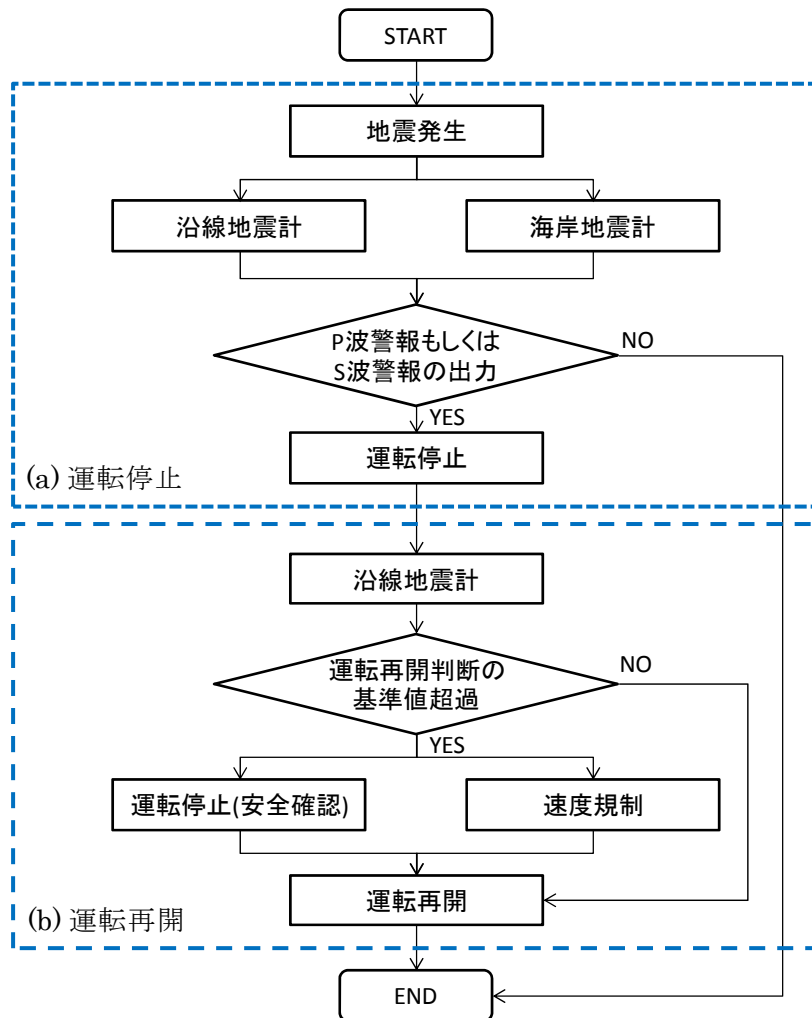


図 1.1 地震時における列車運転規制フローの例

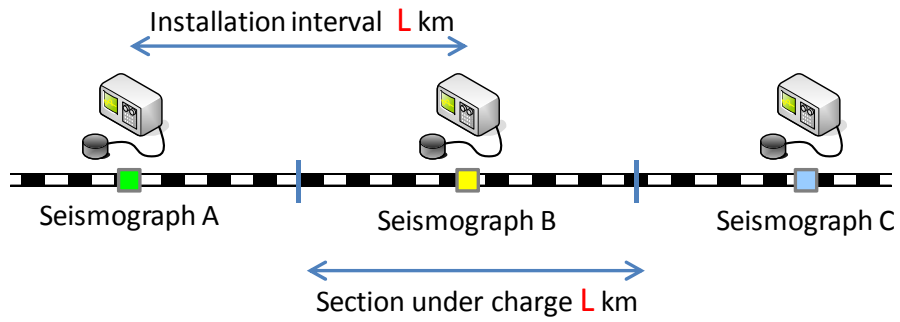


図 1.2 地震計の受け持ち区間の概念(沿線地震計)

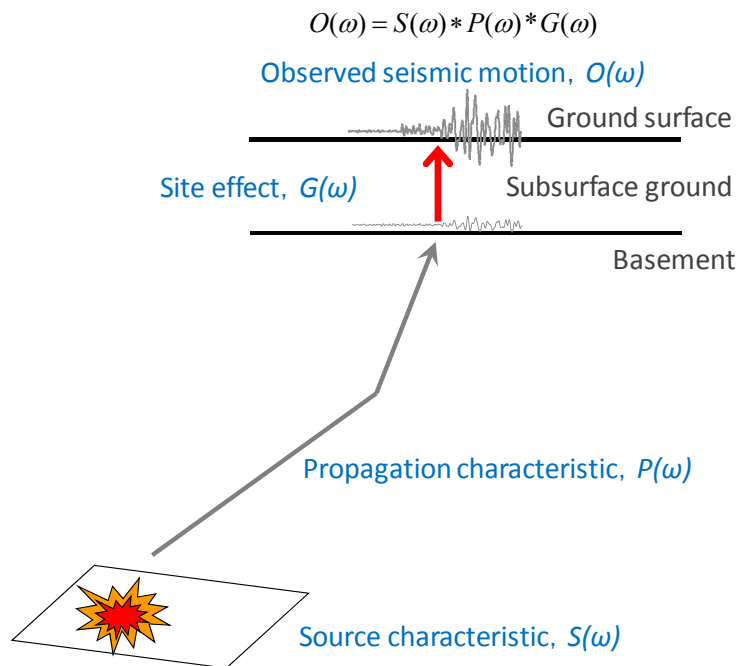
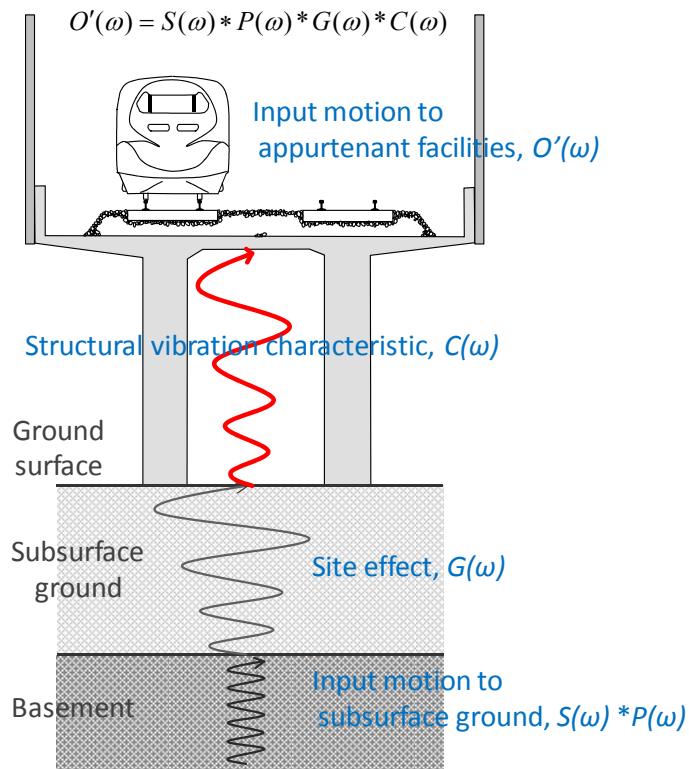
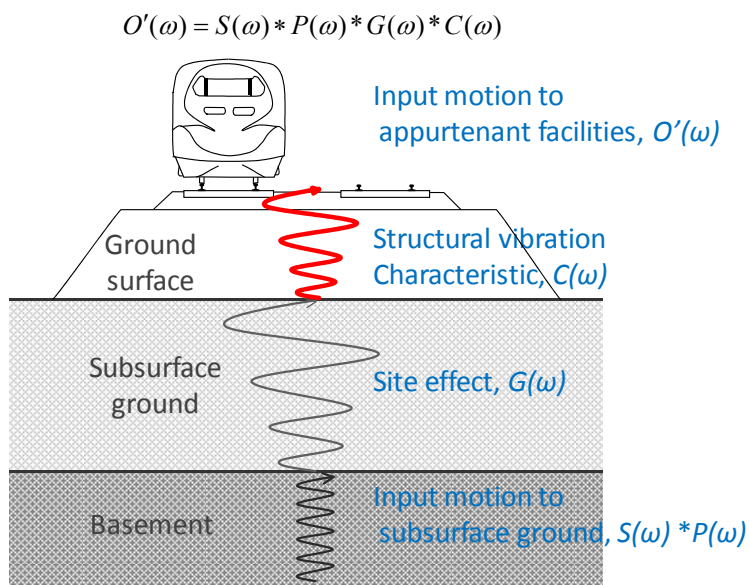


図 1.3 地震動伝播の概念



(a) 高架橋



(b) 盛土

図 1.4 表層地盤および構造物による地震動増幅の概念

1.2 本論文の構成

地盤上と構造物上の地震動推定に関し、本研究は2つの路線を対象とした。1つ目は全線がコンクリート高架橋から成る約7kmの宮崎リニア実験線(鉄道総合技術研究所, 1998), 2つ目は宮崎県の延岡市から高千穂町へと続いていた廃止路線である旧高千穂鉄道の約600mの盛土区間である(3章)。そして、各路線沿線の代表地点で地震観測を行うと共に、路線に沿って微動測定を行った。地震観測ならびに微動測定は地盤上と構造物上で実施した(4章)。

それらの路線において、まず、地盤上で測定した微動に基づき路線に沿った地下速度構造を推定し、沿線で観測された地震動を参照し1次元重複反射理論を用いて路線に沿った地盤上地震動を推定した(5章)。次に、地盤上と構造物上で測定した微動に基づき1質点減衰系モデルを用いて構造物の振動特性を同定し、先に求めた地盤上地震動をモデルに入力して路線に沿った構造物上地震動を推定した(6章)。そして、対象路線の表層地盤と構造物の地震動増幅特性の空間変動について検討した(7章)。本研究における地盤上ならびに構造物上の地震動推定の手順フローを図1.5に示す。最後に、推定地震動を列車運転規制に適用する場合の基準値設定方法の提案を行った(8章)。

なお、鉄道では始点からの延長距離をキロ程と称し、列車運行や施設の管理等はこのキロ程を基準として行われる。宮崎リニア実験線および旧高千穂鉄道とも、本研究は対象路線のキロ程に対して地震動の推定等を行う。

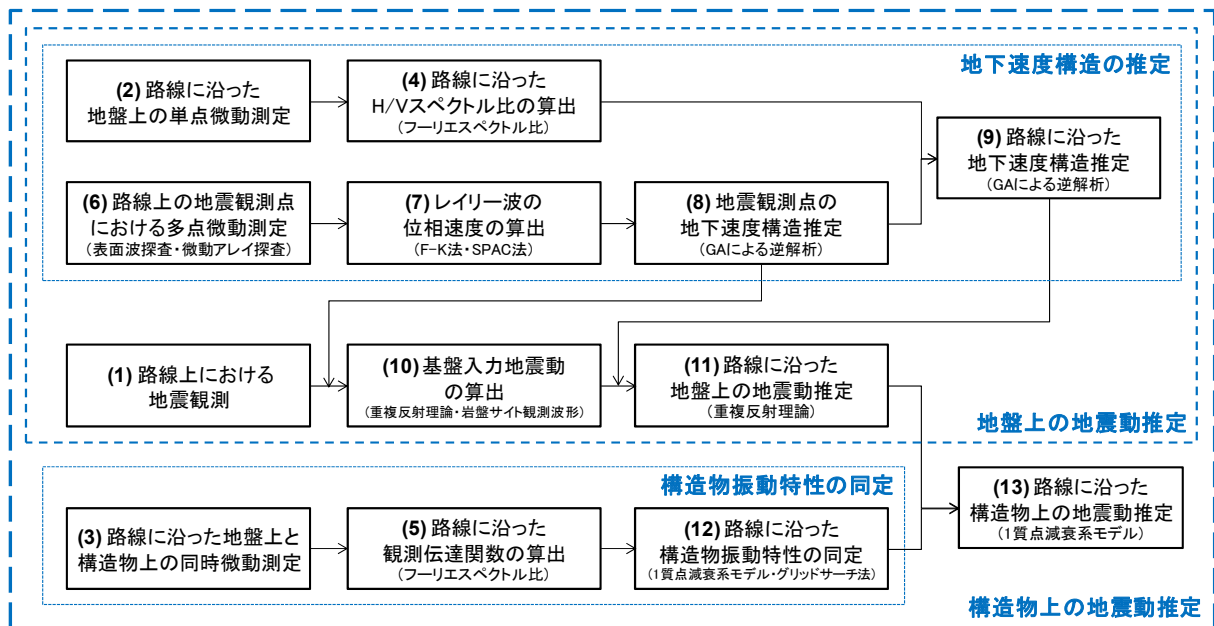


図 1.5 路線に沿った地盤上と構造物上の地震動推定手順フロー

2. 本研究で用いる理論の概要

本章では、本研究の地下速度構造の推定や構造物振動特性の把握、ならびに地盤上や構造物上の地震動推定に用いる理論について概要を記す。

2.1 表面波探査

表面波探査は地表付近を伝わる表面波(レイリー波)を観測して、深度 20m 程度までの S 波速度構造を求める探査法である(例えば、物理探査学会 物理探査要領作成委員会, 2008)。本研究の表面波探査は、人力によるかけや打撃と直線上に配置した 8 台のセンサーを用いる。表面波探査の概念図を図 2.1 に示す。

かけや等で地表面を加振すると弾性波が発生し、地中ならびに地表を伝播していく。地表近傍を伝播する表面波は長い波長(低い周波数)ほど、より深部の S 波速度を反映する。例えば、深度と共に S 波速度が増加する地盤では、表面波は短い波長(高い周波数)では速度が小さく、長い波長では速度が大きくなる。探査深度は経験的に波長の 1/3 程度と考えられている。

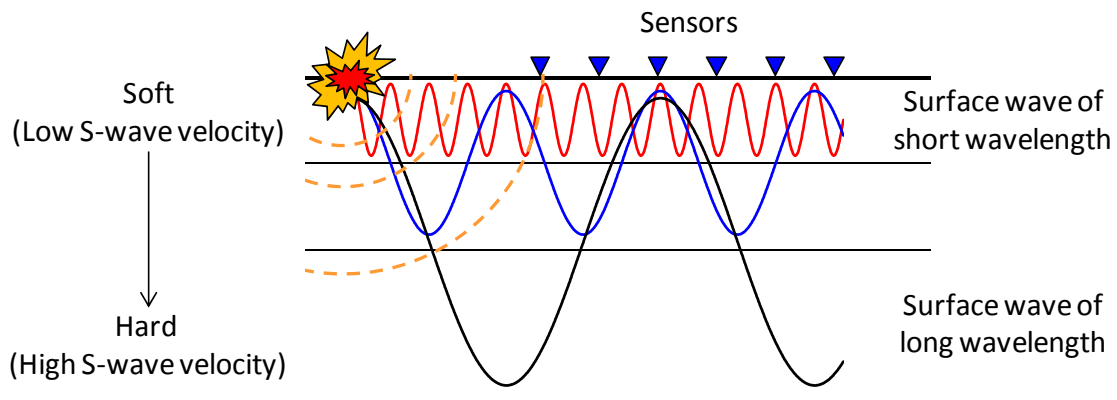


図 2.1 表面波探査の概念

なお、表面波探査における位相速度の抽出方法は、周波数-波数解析法(F-K 法)を用いる(例えば、物理探査学会編, 1999; 日本建築学会編, 2005)。

N 個の観測点 x_i ($i=1, 2, \dots, N$) で微動を観測し、F-K スペクトルの推定量 $\hat{P}(f, k)$ を式(2.1)で求める。

$$\hat{P}(f, k) = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \hat{S}_{ij}(f) e^{-ik(x_i - x_j)} \quad (2.1)$$

ここで、 $\hat{S}_{ij}(f)$ は観測点 i と j の記録コヒーレンシー推定量であり、式(2.2)で求める。

$$\hat{S}_{ij}(f) = \frac{C_{ij}(f)}{\sqrt{C_{ii}(f)C_{jj}(f)}} \quad (2.2)$$

ここで、 C_{ij} はクロススペクトルである。

2点間のクロススペクトルは各点の記録のフーリエ変換 $U_i(f)$ と $U_j(f)$ から式(2.3)によって計算できる.

$$C_{ij}(f) = U_i^*(f)U_j(f) \quad (2.3)$$

ここで, *は共役複素関数を表す.

式(2.1)によって F-K スペクトルを求める方法はビームフォーミング法(BFM, Beam Forming Method)と呼ばれる(Lacoss et al., 1969). さらに, F-K スペクトル推定には分解能のより高いとされる最尤法(MLM, Maximum-Likelihood Method)が知られている(Capon, 1969). MLM による F-K スペクトルの推定量 $\bar{P}(f, k)$ は式(2.4)で表される.

$$\bar{P}(f, k) = \left\{ \sum_{j=1}^N \sum_{i=1}^N q_{ij}(f) e^{-ik(x_j - x_i)} \right\}^{-1} \quad (2.4)$$

ここで, マトリックス $[q_{ij}(f)]$ は式(2.3)のクロススペクトルにより式(2.5)で求められる.

$$[q_{ij}(f)] = [C_{ij}(f)]^{-1} \quad (2.5)$$

式(2.1)の BFM および式(2.4)の MLM の F-K スペクトル推定量よりピークを求め, そのピークを示す波数 k から式(2.6)により位相速度 c が求められる.

$$c = \frac{2\pi f}{k} \quad (2.6)$$

2.2 微動アレイ探査

微動アレイ探査による位相速度の抽出方法は、F-K法(例えば, Horike, 1985; Matsushima and Okada, 1990; 山中ほか, 1994)と空間自己相関法(SPAC法, Spatial Autocorrelation Method)がある。2.1節の表面波探査における位相速度の算出はF-K法を用いて行う。対して, 本論文の微動アレイ探査における位相速度の算出はSPAC法を用いる。SPAC法は, 1957年にAkiにより提案され, 岡田ら(例えば, 岡田ほか, 1990), 松岡ら(例えば, 松岡ほか, 1996)や工藤ら(例えば, Kudo et al., 2002; 津野・工藤, 2005)により実務への適用が検討されている。

SPAC法は, SPAC係数と呼ばれる指標が第1種0次のベッセル関数と同じ関数形になることから, ベッセル関数を介して位相速度を求める手法である。式(2.7)にSPAC係数の計算式を示す。

$$\rho_{SPAC}(r, \omega) = \frac{1}{2\pi} \int_0^{2\pi} \left\{ \operatorname{Re} \frac{S_{XY}(r, \omega, \theta)}{\sqrt{S_X(r, \omega) \cdot S_Y(r, \omega)}} \right\} d\theta \quad (2.7)$$

ここで, $\rho_{SPAC}(r, \omega)$ はSPAC係数, r はアレイ半径(m), ω は角速度(rad/s), θ は円周上のセンサー設置位置(rad), $S_{XY}(r, \omega, \theta)$ は2点間のクロススペクトル, $S_X(r, \omega)$ および $S_Y(r, \omega)$ は各々アレイ中心点と円周上の点のパワースペクトルであり, Re は複素数の実数部を取ることを表す。

SPAC係数は第1種0次のベッセル関数と同じ関数形になることから, 式(2.7)は式(2.8)として表される。

$$\rho_{SPAC}(r, \omega) = J_0[rk(\omega)] = J_0\left[\frac{2\pi fr}{c(f)}\right] \quad (2.8)$$

ここで, J_0 は第1種0次ベッセル関数, $k(\omega)$ は波数である。

図2.2に第1種0次ベッセル関数を示す。

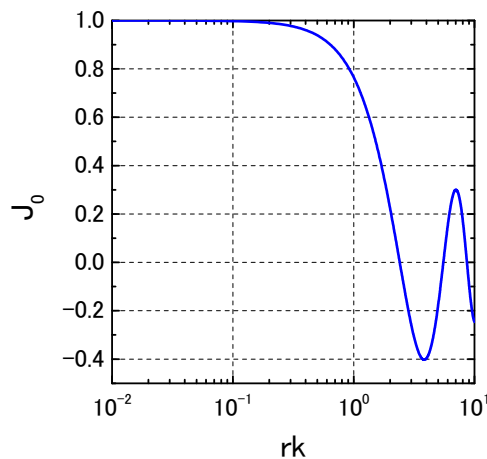


図2.2 第1種0次のベッセル関数

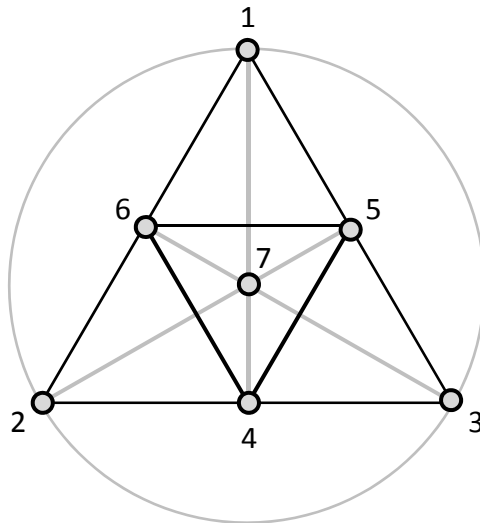


図 2.3 センサー配置の例

SPAC 法におけるアレイ観測のセンサー配置の例を図 2.3 に示す。図の通り，SPAC 法によるセンサー配置は一般的に円周上と円の中心に配置する必要がある。その最も単純な形は円周上に 3 点，重心位置に 1 点の計 4 点を配置するものである(正三角形アレイ)。実際のフィールドでは，円周上の観測点を 3 点以上に増やしても位相速度の推定精度があまり向上しないことから，この正三角形アレイないし大きさの異なる正三角形を組み合わせた複合正三角形アレイが用いられる。なお，SPAC 法により推定可能な位相速度の波長は，アレイ半径の 2 倍から 10 倍程度と考えられている。

2.3 H/V スペクトル比

微動に関し、中村は振動源の影響を取り除き地盤の振動特性を抽出する手法として、地表で観測される微動の水平動と上下動のフーリエスペクトル比(H/V スペクトル比)を用いることを提案した(中村・上野, 1986; 中村, 1988; 中村ほか, 1990).

振動源が地表面付近に存在すること、実体波に比べて幾何減衰が小さいこと、表面波特有の分散性を示すことなどから、微動の波動成分は表面波(レイリー波とラブ波)が支配的であると考えられる(例えば、時松・宮寺, 1992). 大町ら(1994)は、微動は比較的浅い地盤構造を反映し、その上下成分はレイリー波の、水平成分はレイリー波とラブ波の特性に起因する性状を示すことが期待されることを前提に 2 層地盤のレイリー波振幅比と卓越周期に関する検討を行っている. ここでは大町らの手法にほぼ準じて微動の水平動と上下動のフーリエスペクトルの比により求められる H/V スペクトル比について考察する.

ここでは、S 波速度が 400m/s の基盤とそれより小さな S 波速度となる表層で構成される 2 層地盤系(図 2.4)を例にとり検討を行う. なお、S 波速度 400m/s は、鉄道建設時において工学的基盤とされる層に該当する(鉄道総合技術研究所, 2012).

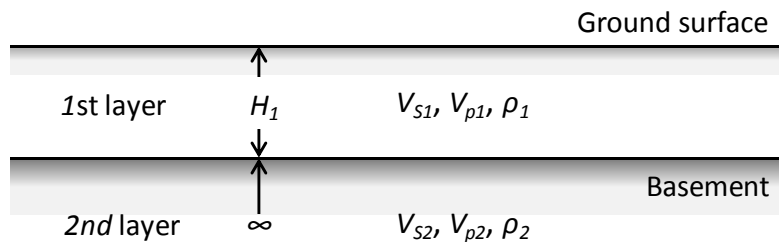


図 2.4 検討対象地盤の概念

表層の S 波速度 V_{s1} は基盤に対するインピーダンス比 $\alpha(=V_{s1}\rho_1/V_{s2}\rho_2)$ が概ね 0.3, 0.4, 0.5 となるように定めた. また、表層地盤の厚さ H は、対象地盤に鉛直入射する S 波のピーク振動数が 1Hz となるように式(2.9)で与える. 検討のために設定した地盤構造の一覧を表 2.1 に示す. 表中の P 波速度や密度は統計的な関係に基づき S 波速度から算出しており(Ludwig et al., 1970), インピーダンス比の異なる 3 つのモデル地盤の S 波速度, P 波速度, 密度を図 2.5 の(a)から(c)にそれぞれ示す.

$$H_i = V_{s_i} / 4 \quad (2.9)$$

表 2.1 検討対象地盤の構造

Case	H_1	V_{s1}	V_{p1}	ρ_1	$f=V_{s1}/4H_1$	H_2	V_{s2}	V_{p2}	ρ_2	α
Type1	50	200	1611	1.73	1	-	400	1798	1.83	0.470
Type2	40	160	1589	1.70	1	-	400	1798	1.83	0.371
Type3	30	120	1559	1.68	1	-	400	1798	1.83	0.274

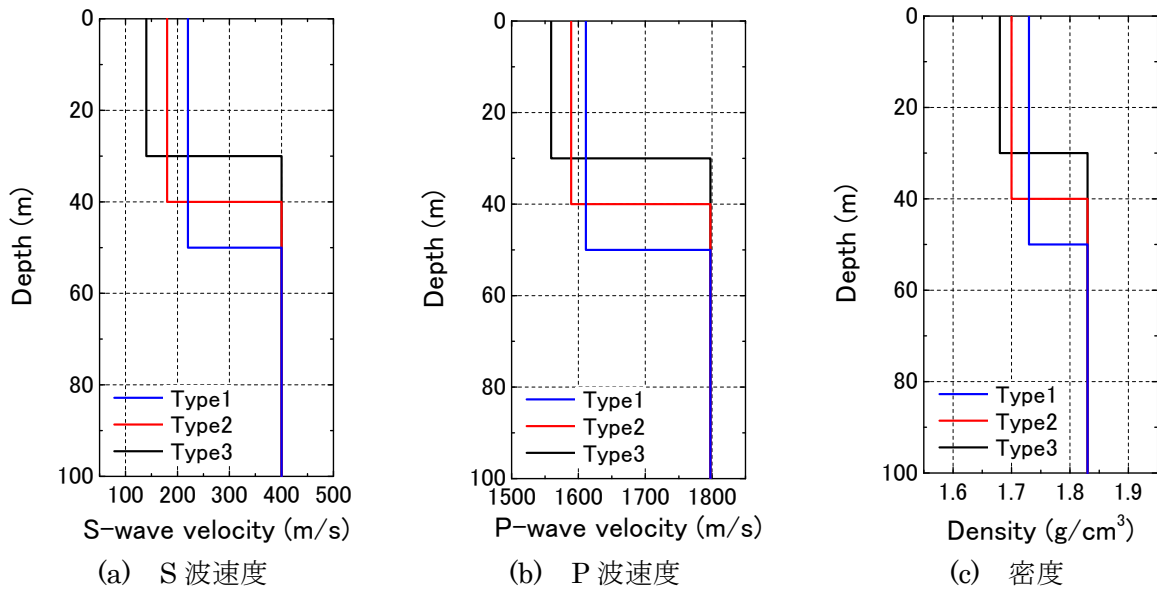


図 2.5 検討対象地盤の構造

地表におけるレイリー波の振幅比は、周波数によって著しく変化する。そして、その変化の状況は、レイリー波の粒子軌跡の形状を考えると明らかになる。レイリー波基本モードの粒子軌跡は、低周波数側と高周波数側の極限では地盤構造によらず逆転の楕円形を描く。それらの中間領域では、図 2.6 に示す 3 つの状態のうちの 1 つとなるが、その支配要因は表層と基盤のインピーダンス比 α である。すなわち、 α が大きい場合、粒子軌跡は周波数によって形状変化を示すものの全周波数に渡って逆転する楕円のままである (Type1)。ある程度 α が小さい場合、周波数が高周波数側から低周波数側へ変動すると、ある周波数 f_1 で水平動振幅が 0 となって楕円軌跡は逆転から順転に移行する。さらに周波数が低くなると、楕円軌跡は順転から逆転へと移行するが、この周波数 f_2 では水平動振幅が 0 になる場合 (Type2) と上下動振幅が 0 になる場合 (Type3) とがある。大町ら (1994) の報告によると、 $0.45 \leq \alpha$ のとき Type1、 $\alpha = 0.4$ のとき Type2、 $\alpha \leq 0.35$ のとき Type3 となることを報告している。

このような粒子軌跡の周波数特性に対応して振幅比の周波数特性、すなわち振幅比スペクトルも 3 種類に大別できる。3 つのタイプの典型的な振幅比スペクトルを両対数で示すと図 2.7 のようになり、Type1 は V 字型、Type2 は W 字型、Type3 は N 字型と呼ぶことができる。Type2 では 2 つの周波数 f_1 と f_2 で水平動振幅が 0 となるため、これら 2 つの周波数で凹部を形成し W 字形を示す。Type3 では f_1 で水平動振幅が 0 となるので凸部となり N 字形を示す。そして、Type1 では両振幅とも 0 となる周波数がないので、凸部も凹部も比較的なだらかな V 字形を示す。

レイリー波の水平動と上下動の振幅スペクトル比は、地下速度構造のみに依存する。従って、微動に含まれるレイリー波を抽出できれば地下速度構造の探査に活用できる。主に表面波から成ると考えられる微動の H/V スペクトル比は、単点観測データから得られることより、その地点の地盤特性を簡易に把握する手法のひとつに挙げられる。

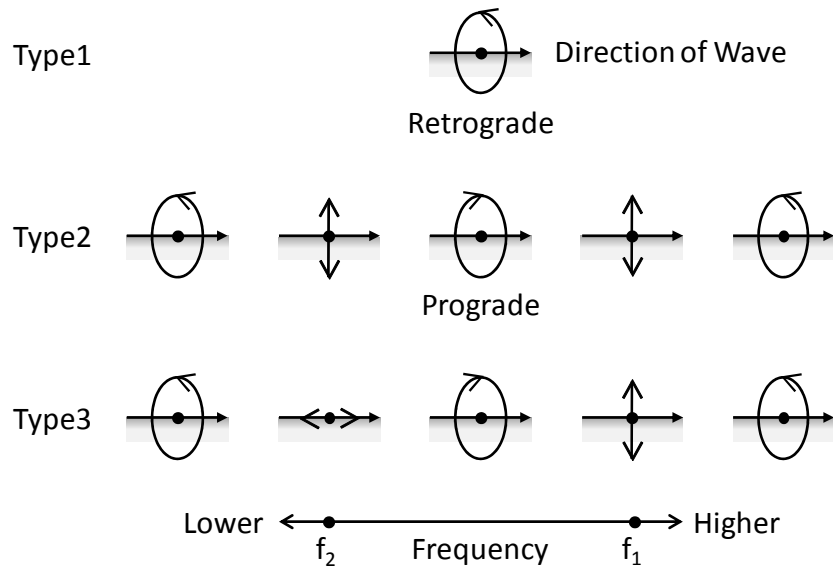


図 2.6 レイリー波基本モードの粒子軌跡からみた地盤分類

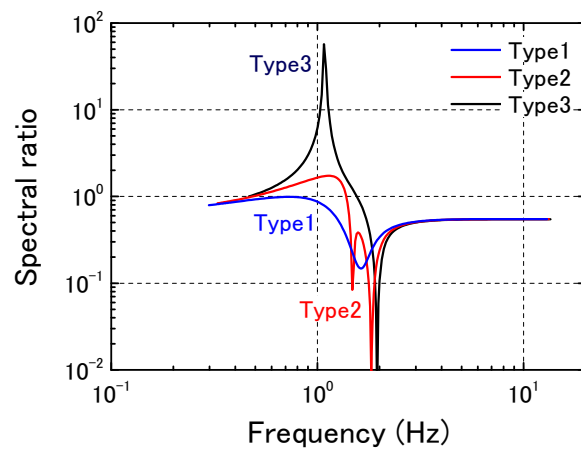


図 2.7 各地盤タイプにおけるレイリー波の振幅スペクトル比

2.4 遺伝的アルゴリズムを用いた逆解析

本研究における S 波速度構造の推定では、表面波探査(2.1 節)および微動アレイ探査(2.2 節)から求めた観測位相速度を統合し、レイリー波の理論分散曲線と合致ように探索する逆解析を行う(図 2.8). 本研究では位相速度の逆解析に遺伝的アルゴリズム(GA, Genetic Algorithm)を用いる(例えば, 山中・石田, 1995).

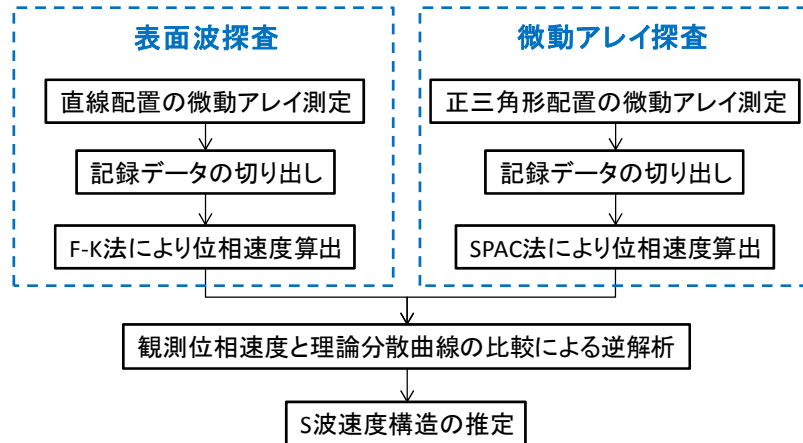


図 2.8 S 波速度構造推定の手順フロー

GA は自然淘汰に基づく生物の進化過程を模擬した最適化手法であり, あらゆる最適化・探索の問題に適用可能な枠組みである. ここでは, 本研究の対象とする観測位相速度とレイリー波の理論分散曲線の比較による逆解析に関して, GA の処理方法を述べる.

水平成層地盤では, レイリー波の位相速度は周波数の関数となり, その関数形は地盤の P 波速度, S 波速度, 層厚, 密度によって決まる. しかし, これらの中で S 波速度と層厚が位相速度に対して影響が大きいことが知られており(Horike, 1985), 本研究では Ludwig et al.(1970)が提案する関係を用い S 波速度と連動させた P 波速度および密度を用いる. 以下では, S 波速度と層厚を未知数として GA に基づいた位相速度の逆解析方法を述べる.

変数の遺伝子コード化では各層の S 波速度と厚さについて探索範囲の上限と下限を決め, その間を 2^n に離散化し, n ビットから成る 2 進数に変換する. これにより変数である S 波速度と層厚はコード化される. 0 と 1 から成る 2 進数の各数字は遺伝子, その 2 進数は染色体と呼ばれる. また, 各層の S 波速度と層厚に対する染色体を連結したものが個体と呼ばれる(図 2.9). 個体の集まり, すなわち各層を合わせた速度構造は集団と呼ばれる.

GA の基本的要素は変数の遺伝子コード化, 遺伝的操作(選択, 交差, 突然変異), 適応度評価の 3 つのプロセスで構成される. 選択は淘汰を促すオペレータで, 次世代に残る個体を選ぶ. ある個体が次世代に残る確率はそのミスフィットに反比例する(ルーレット選択). 最良個体の淘汰消滅を防ぐため集団中の最良個体を必ず次世代に残す場合, これをエリート選択と呼ぶ. 探索を推し進めるのは主に交差オペレータである. 交差は現在の集団からランダムに 2 つの個体のペア(親)を作り, ランダムに選んだ遺伝子の位置で図 2.10 の(a)のように 2 つの個体の染色体を交差率 P_c で入れ替え, 新しい 2 つの個体(子)を作る操作である(1 点交差). 交差によってよい形質をもつ染

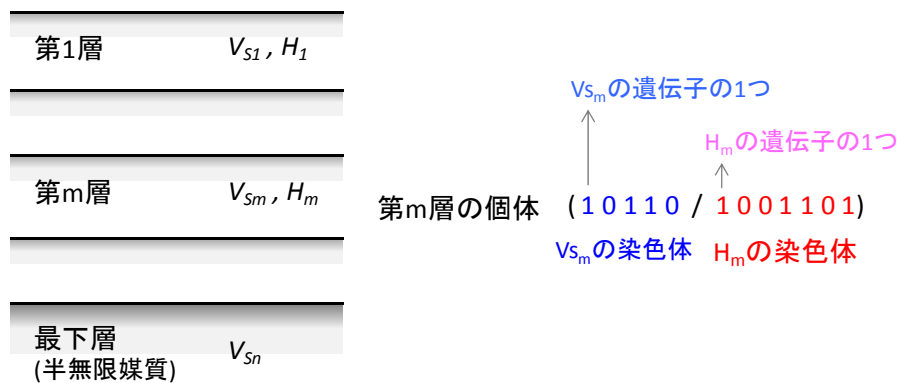


図 2.9 変数の遺伝子コード化の概念

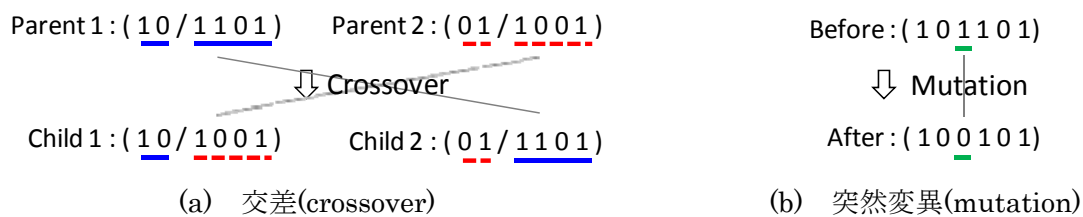


図 2.10 交差と突然変異の概念

染色体の一部が交換され、より適応度の高い個体が現れることが期待される。最適化問題として見た場合には、新しい探索点の発生に対応している。

一方、突然変異は集団の多様性を操作するオペレータで、集団の中から突然変異率 P_m で個体をランダムに選び、ランダムに選んだ遺伝子の位置で遺伝子の値を図 2.10 の(b)のように反転させる操作である。最適化問題として考えれば、局所的な最小値に収束しそうになった場合に、突然変異によってそこからの脱出が可能になると考えられる。ただし、突然変異の発生確率が高すぎると、よい形質をもった染色体も破壊される可能性があり、ランダム探索に近くなってしまう場合がある。

以上の遺伝子レベルの操作を繰り返すことによって、ランダムに発生させた初期世代の集団からミスフィットを指標として最適解近傍へと収束させていく。最適解探索の計算終了は、ミスフィットがある閾値を下回ったか、ミスフィットの減少が見られないまま規定の世代数を経過したか、あるいはミスフィットの評価回数が規定の最大数に達したかなどの条件がある。本研究ではミスフィットの評価回数があらかじめ設定した最大数に達することを終了条件としている。

2.5 1次元重複反射理論

1次元重複反射理論は波動方程式の一般解を用いて、水平成層地盤の地震応答を求める手法であり、地震動推定に広く用いられている(例えば、土木学会編, 1989; 大崎, 1994; Towhata, 2008). 波動方程式の導出として図 2.11 に示す地盤内の微小要素に対する力のつり合いを考える.

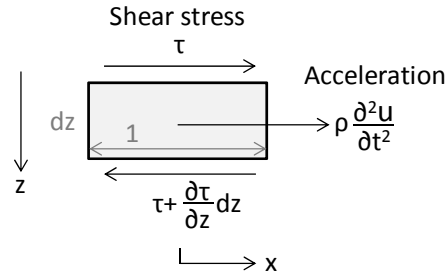


図 2.11 地盤内の微小要素の力のつり合い

図において鉛直下向きを正としており、 dz は微小要素の高さ、 τ はせん断応力、 ρ は密度、 u は水平方向(x 方向)の変位を表す. 微小要素の大きさに関する次元は z 軸方向のみの1次元問題である. せん断応力の変化に伴って発生する加速度は荷重の方向であるせん断応力の増分方向に発生する. 動的問題に対して、荷重方向と逆向きの加速度を考慮した慣性力を静的なつり合い式に加えることで動的なつり合い式ができることから、 x 方向のつり合い式は式(2.10)のようになる.

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} dz + \tau - \left(\tau + \frac{\partial \tau}{\partial z} dz \right) = 0 \quad (2.10)$$

これを整理することにより1次元の波動方程式は式(2.11)で与えられる.

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V_s^2 \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \quad (2.11)$$

ここで、 $V_s = \sqrt{G/\rho}$ であり、 V_s はS波速度、 G はせん断剛性、 ρ は密度である.

水平方向の変位 u は時間 t および空間 z の関数となる. 水平方向の変位を変数分離して、式(2.12)のように仮定する.

$$u(z, t) = u_1(z) \cdot u_2(t) = u_1(z) e^{i\omega t} \quad (2.12)$$

ここで、 ω は角振動数、 t は時間を表す. 式(2.12)を式(2.11)に代入すると、式(2.13)の空間に関する常微分方程式が得られる.

$$\frac{d^2 u_1(z)}{dz^2} + k^2 u_1(z) = 0 \quad (2.13)$$

ここで、 $k = \omega/V_s$ であり、 k は波数である. 式(2.13)の一般解は式(2.14)のように与えられる.

$$u_1(z) = E e^{ikz} + F e^{-ikz} \quad (2.14)$$

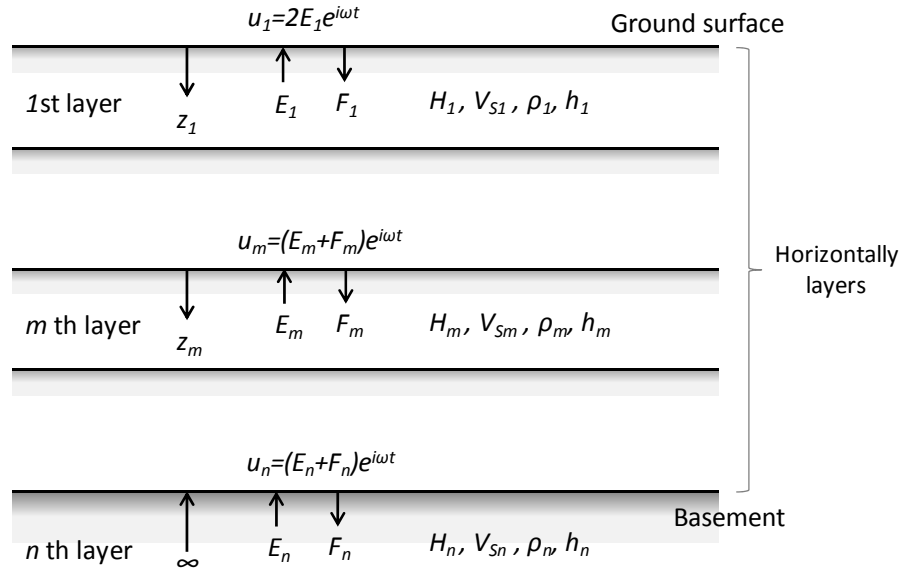


図 2.12 多層地盤モデルの概念

式(2.12)および式(2.14)より，水平方向の変位は式(2.15)のように表せる．

$$u(z, t) = (Ee^{ikz} + Fe^{-ikz})e^{i\omega t} \quad (2.15)$$

ここで， E および F は複素数の積分定数であり，境界条件から決定される．物理的には， E は上昇波， F は下降波の振幅を表している．

図 2.12 に示すような水平成層地盤モデルを考える．ここで，深さ方向の座標 z_m は各層に対する座標である．各層において，密度 ρ_m ，S 波速度 V_{S_m} ，減衰定数 h_m は一定である．

式(2.15)より第 m 層での変位は式(2.16)で表せる．

$$u_m(z, t) = (E_m e^{ik_m z_m} + F_m e^{-ik_m z_m})e^{i\omega t} \quad (2.16)$$

式(2.16)を深さ方向に偏微分すれば式(2.17)のせん断ひずみが得られる．

$$\gamma_m(z_m, t) = \frac{\partial u_m(z, t)}{\partial z_m} = ik_m (E_m e^{ik_m z_m} - F_m e^{-ik_m z_m})e^{i\omega t} \quad (2.17)$$

式(2.17)のせん断ひずみにせん断剛性 $G_m = \rho_m V_{S_m}^2$ を乗じれば，式(2.18)のせん断応力が得られる．

$$\tau_m(z_m, t) = G_m \cdot \gamma_m(z_m, t) = iG_m k_m (E_m e^{ik_m z_m} - F_m e^{-ik_m z_m})e^{i\omega t} \quad (2.18)$$

地表面でのせん断応力は 0

となるため，式(2.19)が成り立つ．

$$\tau_1(z_1 = 0, t) = iG_1 k_1 (E_1 - F_1)e^{i\omega t} = 0 \quad (2.19)$$

すなわち， $E_1 = F_1$ となる．次に，層境界では変位が連続することから式(2.20)が成り立つ．

$$\begin{aligned}
u_m(z_m = H_m, t) &= u_{m+1}(z_{m+1} = 0, t) \\
(E_m e^{ik_m H_m} + F_m e^{-ik_m H_m}) &= (E_{m+1} + F_{m+1})
\end{aligned} \tag{2.20}$$

また、層境界ではせん断応力が連続することから式(2.21) が成り立つ。

$$\begin{aligned}
\tau_m(z_m = H_m, t) &= \tau_{m+1}(z_{m+1} = 0, t) \\
\alpha_m (E_m e^{ik_m H_m} - F_m e^{-ik_m H_m}) &= (E_{m+1} - F_{m+1})
\end{aligned} \tag{2.21}$$

ここで、 α_m はインピーダンス比と呼ばれ、式(2.22)で定義される。

$$\alpha_m = \frac{G_m k_m}{G_{m+1} k_{m+1}} = \frac{\rho_m V_{S_m}}{\rho_{m+1} V_{S_{m+1}}} \tag{2.22}$$

式(2.20)と式(2.21)の和および差をマトリックス表示すると、式(2.23)が得られる。

$$\begin{aligned}
\begin{bmatrix} E_{m+1} \\ F_{m+1} \end{bmatrix} &= \frac{1}{2} \begin{bmatrix} (1 + \alpha_m) e^{ik_m H_m} & (1 - \alpha_m) e^{-ik_m H_m} \\ (1 - \alpha_m) e^{ik_m H_m} & (1 + \alpha_m) e^{-ik_m H_m} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} E_m \\ F_m \end{bmatrix} \\
\begin{bmatrix} E_{m+1} \\ F_{m+1} \end{bmatrix} &= [A_m] \begin{bmatrix} E_m \\ F_m \end{bmatrix}
\end{aligned} \tag{2.23}$$

マトリックス $[A_m]$ は第 m 層と第 $m+1$ 層の振幅の関係を表す伝達マトリックスである。以上を第 n 層まで同様に続け、地表面の境界条件 $E_1=F_1$ を考慮すると、最終的に式(2.24)が得られる。

$$\begin{bmatrix} E_n \\ F_n \end{bmatrix} = [A_n][A_{n-1}][A_{n-2}] \cdots [A_1] \begin{bmatrix} E_1 \\ E_1 \end{bmatrix} \tag{2.24}$$

式(2.24)より、任意の層での上昇波あるいは下降波の振幅が分かれば、地表面での振幅が計算でき、結果的に全ての層での振幅が算定できる。ここで、任意の2つの層上面での振幅比を考える。第 r 層上面での変位および第 s 層上面での変位を式(2.25)に示す。

$$\begin{aligned}
u_r(z_r = 0, t) &= (E_r + F_r) e^{i\omega t} \\
u_s(z_s = 0, t) &= (E_s + F_s) e^{i\omega t}
\end{aligned} \tag{2.25}$$

第 s 層上面に対する第 r 層上面の変位の比を採れば、式(2.26)となり、伝達関数と呼ばれる。式(2.26)の関係は、速度あるいは加速度に対しても同様の形となる。

$$\frac{u_r(z_r = 0, t)}{u_s(z_s = 0, t)} = \frac{(E_r + F_r) e^{i\omega t}}{(E_s + F_s) e^{i\omega t}} = \frac{E_r + F_r}{E_s + F_s} = T_{r/s}(\omega) \tag{2.26}$$

なお、地盤の減衰特性は、例えば式(2.27)で表される複素剛性の導入により考慮する。

$$G^* = G(1 + 2ih) \tag{2.27}$$

2.6 1 質点減衰系モデル

本研究では高架橋や盛土といった構造物を 1 質点減衰系にモデル化し、地震時の応答を推定する(例えば, 大崎, 1996). 地動加振を受ける 1 質点減衰系の概念図を図 2.13 に示す.

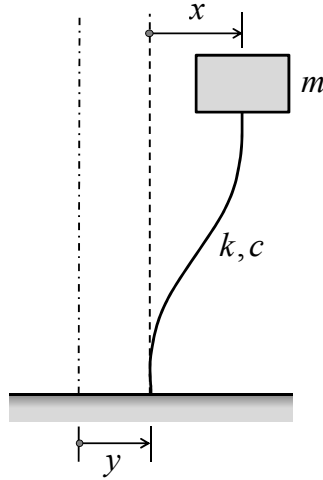


図 2.13 地動加振を受ける 1 質点減衰系モデルの概念

地動加振を受ける 1 質点減衰系の振動について、質点の絶対変位 ξ は式(2.28)となる.

$$\xi = x + y \quad (2.28)$$

従って、質点の絶対加速度は式(2.29)となる.

$$\ddot{\xi} = \ddot{x} + \ddot{y} \quad (2.29)$$

1 質点減衰系の運動方程式は式(2.30)と書くことができる.

$$m(\ddot{x} + \ddot{y}) + c\dot{x} + kx = 0 \quad (2.30)$$

あるいは式(2.30)を m で割り式(2.31)とおけば、式(2.30)は式(2.32)と表される.

$$\bar{\omega} = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad h = \frac{c}{2\sqrt{km}} \quad (2.31)$$

$$\ddot{x} + 2h\bar{\omega}\dot{x} + \bar{\omega}^2 x = -\ddot{y} \quad (2.32)$$

ここで、 $\bar{\omega}$ と h は、それぞれ系の非減衰固有円振動数および減衰定数である.

地動を簡単な調和振動として式(2.33)とする.

$$y = ae^{i\omega t} \quad (2.33)$$

ここで、 a は地動の変位振幅(cm)、 ω は地動の円振動数(rad/s)を表す. 式(2.32)と式(2.33)より、式(2.34)が得られる.

$$\ddot{x} + 2h\bar{\omega}\dot{x} + \bar{\omega}^2 x = \omega^2 ae^{i\omega t} \quad (2.34)$$

振幅と位相の双方を含んだ複素振幅として式(2.35)とおき,

$$x = \bar{X}e^{i\omega t} \quad (2.35)$$

式(2.34)に代入すれば, 式(2.36)となる.

$$\bar{X} = \frac{\omega^2 a}{\bar{\omega}^2 - \omega^2 + 2ih\bar{\omega}\omega} \quad (2.36)$$

式(2.37)の関係を用いれば, 式(2.36)は式(2.38)となる.

$$\frac{1}{\alpha + i\beta} = \frac{1}{\sqrt{\alpha^2 + \beta^2}} e^{-i\theta} \quad \theta = \arctan\left(\frac{\beta}{\alpha}\right) \quad (2.37)$$

$$\bar{X} = \frac{\omega^2 a}{\sqrt{(\bar{\omega}^2 - \omega^2)^2 + (2h\bar{\omega}\omega)^2}} e^{-i\phi} \quad \phi = \arctan\left(\frac{2h\bar{\omega}\omega}{\bar{\omega}^2 - \omega^2}\right) \quad (2.38)$$

式(2.35)より変位は式(2.39)と表される.

$$x = \bar{X}e^{i\omega t} = \frac{\omega^2 a}{\bar{\omega}^2 - \omega^2 + 2ih\bar{\omega}\omega} e^{i\omega t} \quad (2.39)$$

式(2.28)より, 質点の絶対変位は式(2.40)となり,

$$\xi = x + y = \frac{a(\omega^2 + 2ih\bar{\omega}\omega)}{\bar{\omega}^2 - \omega^2 + 2ih\bar{\omega}\omega} e^{i\omega t} \quad (2.40)$$

これを時間 t で 2 回微分すれば, 質点の絶対加速度は式(2.41)と表される.

$$\ddot{\xi} = \ddot{x} + \ddot{y} = -\frac{\omega^2 a(\omega^2 + 2ih\bar{\omega}\omega)}{\bar{\omega}^2 - \omega^2 + 2ih\bar{\omega}\omega} e^{i\omega t} \quad (2.41)$$

従って, 質点の絶対加速度と地動加速度の比を取れば式(2.42)となる.

$$\frac{\ddot{x} + \ddot{y}}{\ddot{y}} = \frac{\bar{\omega}^2 + 2ih\bar{\omega}\omega}{\bar{\omega}^2 - \omega^2 + 2ih\bar{\omega}\omega} \quad (2.42)$$

式(2.42)を式(2.37)などにより変形すれば, 式(2.43)となる.

$$\frac{\ddot{x} + \ddot{y}}{\ddot{y}} = \frac{\bar{\omega}^4 + (2ih\bar{\omega}\omega)^2}{(\bar{\omega}^2 - \omega^2)^2 + (2h\bar{\omega}\omega)^2} e^{-i\phi} \quad \phi = \arctan\left[\frac{2h(\omega/\bar{\omega})^3}{1 - (\omega/\bar{\omega})^2 + 4h^2(\omega/\bar{\omega})^2}\right] \quad (2.43)$$

式(2.42)もしくは式(2.43)が加速度応答倍率, すなわち加速度入力による加速度応答の理論伝達関数である.

2.7 有限要素法

有限要素法(FEM, Finite Element Method)は、解析の対象とする連続体を有限個数の要素に分割し、それらの要素の集合体として近似的に取り扱う手法であり、解析的に解くことが難しい微分方程式の近似解を数値的に得る方法の一つである。

本研究では、盛土の地震応答の検討に有限要素法解析(FEM 解析)を適用した。なお、盛土の地震応答を対象に FEM 解析を用いた既往研究は例えば、井合ほか(1998)や秦ほか(2012)がある。

図 2.14 に、本研究における FEM 解析の手順の概要を示す。本研究では、要素分割および境界条件設定には汎用的な有限要素モデル作成ソフトである FEMAP を使用した。FEMAP による要素分割の例を図 2.15 に示す。

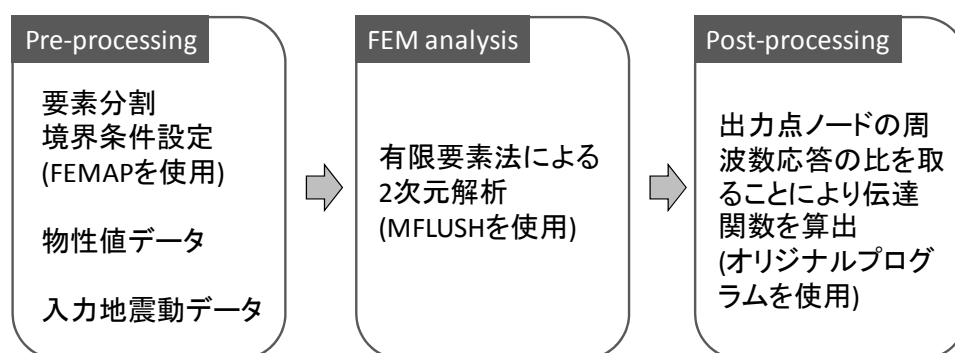


図 2.14 本研究における有限要素法解析の手順

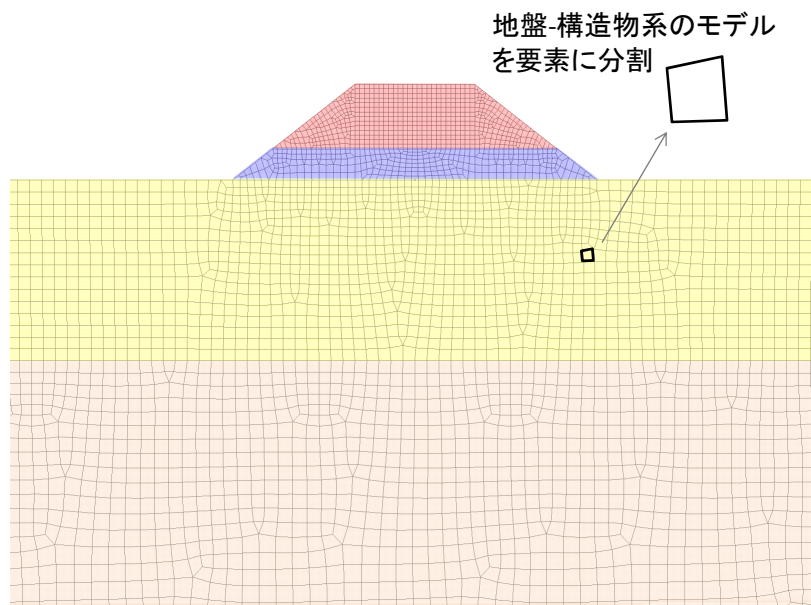


図 2.15 本研究における要素分割の例

本研究では、FEM 解析に 2 次元 FEM 地震応答解析システムの MFLUSH を用いる。この MFLUSH は、カリフォルニア大学の耐震工学チームによって開発された FLUSH の改良版であり、地盤 - 構造物系の地震応答解析プログラムである。以下に、MFLUSH による有限要素解析の概要を記す(基礎地盤コンサルタンツ(株), 1995)。

要素分割によって離散化(本来連続体である地盤を有限個の要素に分割し要素節点での変位によって連続的に変化する地盤内の変位を表現しようとするもの)された 2 次元地盤 - 構造物系の動的載荷時における非減衰方程式は式(2.44)で表される。

$$[M]\{\ddot{\delta}\} + [K]\{\delta\} = \{P\} \quad (2.44)$$

ここで、 $\{\delta\}$ は要素節点の絶対変位ベクトル、 $\{\ddot{\delta}\}$ は要素節点の絶対加速度ベクトル、 $[M]$ は全体質量マトリクス、 $[K]$ は全体剛性マトリクス、 $\{P\}$ は外力ベクトルを表す。

本研究の解析対象である鉛直入射実体波(P 波および S 波)に対する系の応答問題の場合、入力基盤上の強制変位は全ての点で等しい。

各節点の基盤変位に対する相対変位を $\{u\}$ 、相対加速度を $\{\ddot{u}\}$ とし、質量マトリクスから作成されるロードベクトルを $\{F\}$ とすると、式(2.44)は式(2.45)で表される。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = -\{F\}\ddot{z} \quad (2.45)$$

MFLUSH では複素応答法により減衰を考慮する。 \ddot{z} 、 $\{u\}$ に対応する複素量を \ddot{z}^* 、 $\{u^*\}$ で表し、剛性マトリクス $[K]$ を式(2.46)の複素弾性係数を用いて作成する。

$$\text{ヤング係数} \quad E^* = E(1 - 2h^2 + 2ih\sqrt{1-h^2}) \quad (2.46)$$

$$\text{せん断弾性係数} \quad G^* = G(1 - 2h^2 + 2ih\sqrt{1-h^2})$$

式(2.46)により、式(2.45)を式(2.47)に書き換える

$$[M]\{\ddot{u}^*\} + [K^*]\{u^*\} = -\{F\}\ddot{z}^* \quad (2.47)$$

さらに、入力加速度を式(2.48)とおき

$$\ddot{z}^* = e^{i\omega_s t} \quad (2.48)$$

複素相対加速度を式(2.49)とおく。

$$\{u^*\} = \{A^*(\omega_s)\}e^{i\omega_s t} \quad (2.49)$$

式(2.47)と式(2.49)より、式(2.50)が得られる。

$$-\omega_s^2 [M]\{A^*(\omega_s)\}e^{i\omega_s t} + [K^*]\{A^*(\omega_s)\}e^{i\omega_s t} = -\{F\}e^{i\omega_s t} \quad (2.50)$$

この式は式(2.51)に変形される。

$$([K^*] - \omega_s^2[M])\{A^*(\omega_s)\} = -\{F\} \quad (2.51)$$

これより入力波の角振動数 ω_s に対する増幅関数 $\{A^*(\omega_s)\}$, すなわち任意の 2 点間の伝達関数を求めることができる。

3. 本研究の対象路線の概要

本章では、本研究で扱う宮崎リニア実験線および旧高千穂鉄道について概要を述べる。

3.1 宮崎リニア実験線の概要

本研究で対象とする鉄道路線の 1 つ目には、(公財)鉄道総合技術研究所が所有し管理を行っている宮崎リニア実験線を選定した。宮崎リニア実験線は宮崎県中部沿岸部の日向市から都農町にまたがる全長約 7km の路線であり、超電導磁気浮上式鉄道(リニアモーターカー)の旧試験路線である(鉄道総合技術研究所, 1998)。路線は日向灘の海岸に沿ったほぼ直線であり、高低差はほとんどない(図 3.1)。対象路線周辺の地質図(産業技術総合研究所, 2015)を図 3.2 に示す。図より、対象路線上の地質は火山岩の上に海成等の堆積物を有する地盤構造であることが推測される。また、対象路線周辺に活断層等はなく、特異な地質ではないことが確認される。構造物は全線がコンクリート高架橋となっており、始点側(北端側)の約 0.82km と終点側(南端側)の約 0.55km はラーメン高架橋、その間は桁式高架橋から構成されている。ラーメン高架橋は支間長 8.4m の 5 径間背割式構造であり、桁式高架橋は支間長 15.4m の単純桁構造である。図 3.3 の(a)と(b)に宮崎リニア実験線における桁式高架橋とラーメン高架橋の標準図面を示す。宮崎リニア実験線の高架橋はこれらの標準図面に基づき建設されており、橋脚の高さが異なる地点においても橋脚や桁の断面等は共通している。

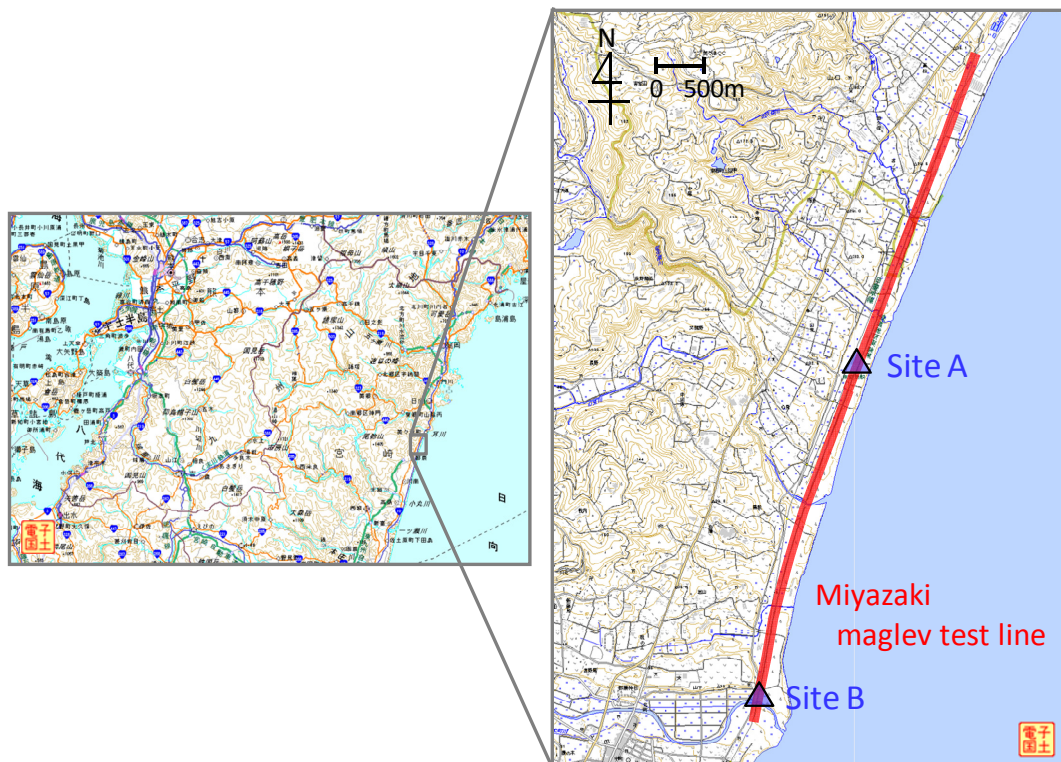


図 3.1 宮崎リニア実験線および地震観測点の位置

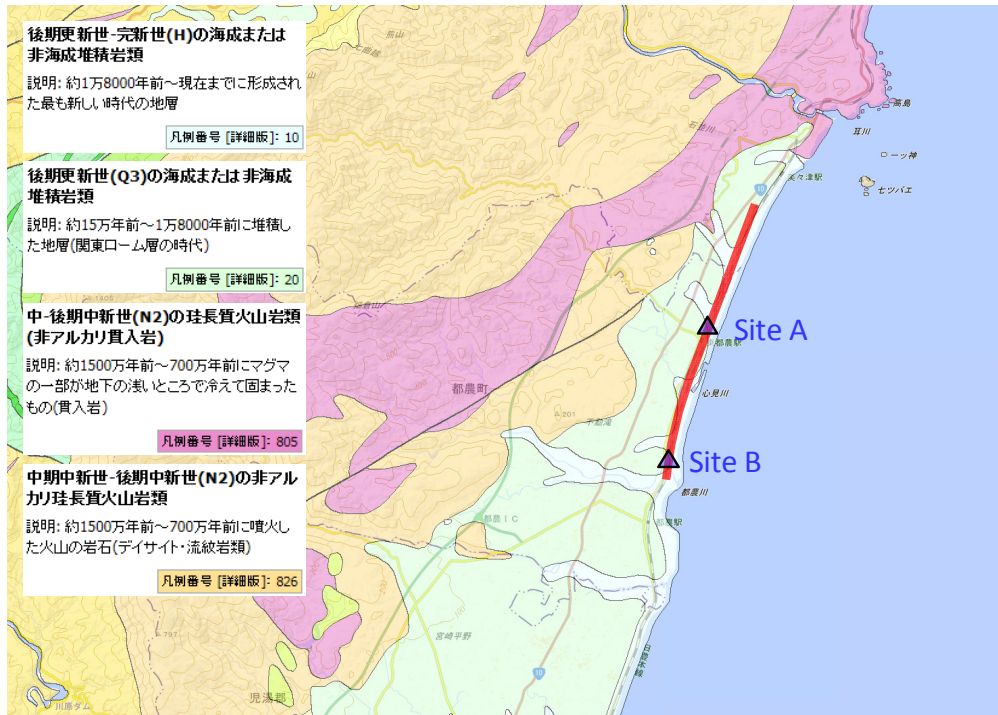
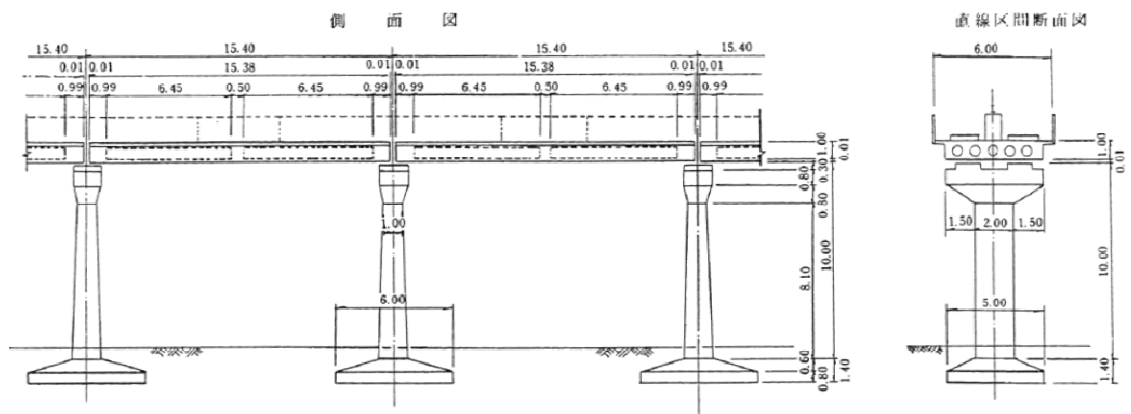
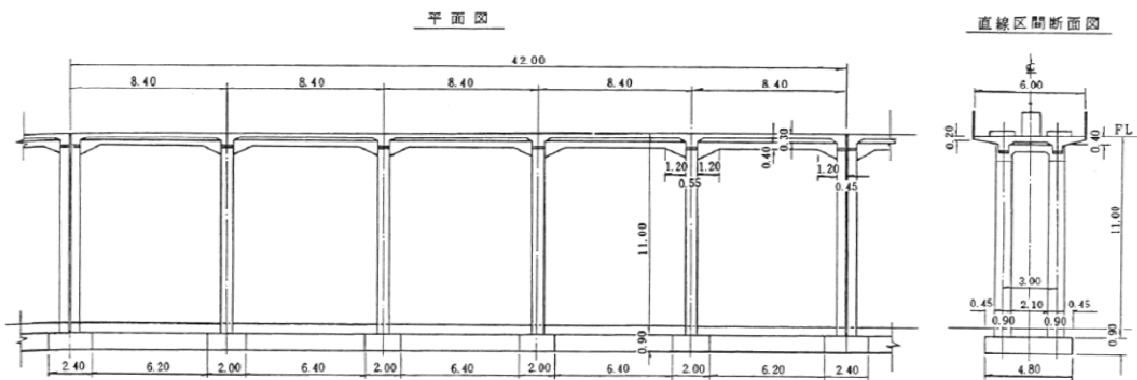


図 3.2 宮崎リニア実験線周辺の地質図



(a) 桁式高架橋



(b) ラーメン高架橋

図 3.3 宮崎リニア実験線の高架橋の標準図面

3.2 旧高千穂鉄道の概要

対象路線の2つ目には、旧高千穂鉄道を選定した。旧高千穂鉄道は宮崎県の延岡市から高千穂町へと続いていた廃止路線であり、その多くが盛土や切土などの土構造物により構成されている。この路線は2005年、台風による大雨のため橋梁が流出するなどの甚大な被害を受けたことにより廃止となった。

対象区間は谷を盛土で渡り、尾根を切通で貫き、再び谷を盛土で渡る約600mの範囲を選定した(図3.4)。対象区間周辺の地質図(産業技術総合研究所, 2015)を図3.5に示す。図より対象区間周辺は主に砂岩泥岩互層の山(硬い地盤)と河川堆積層の谷(柔らかい地盤)から成ることが見てとれる。対象区間の盛土の状況を図3.6の(a)と(b)に示す。(a)は東側のSite C側の谷を渡る盛土(対象区間の東端から終点方に向けて撮影)、(b)は西側のSite D側の谷を渡る盛土(対象区間の西端から始点方に向けて撮影)である。なお、当該区間は宮崎県延岡市が管理している。

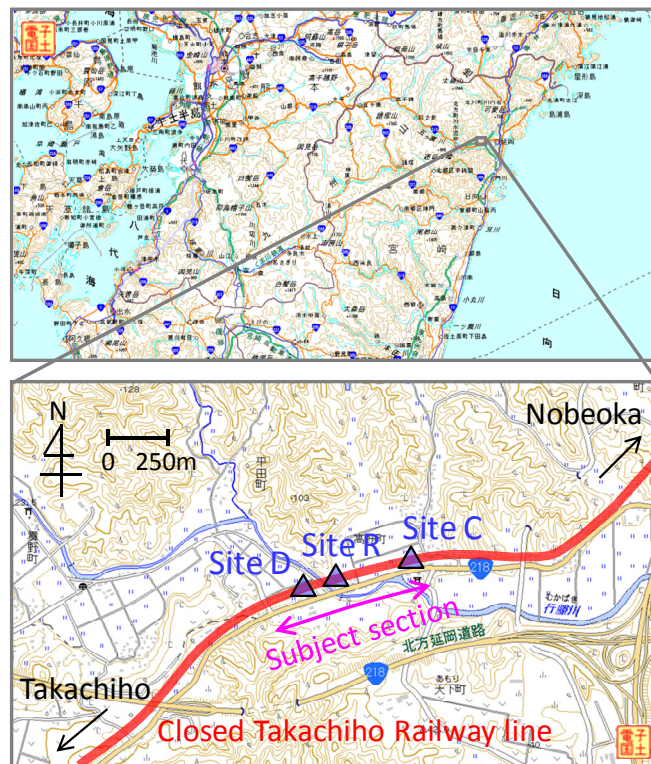


図 3.4 旧高千穂鉄道および地震観測点の位置

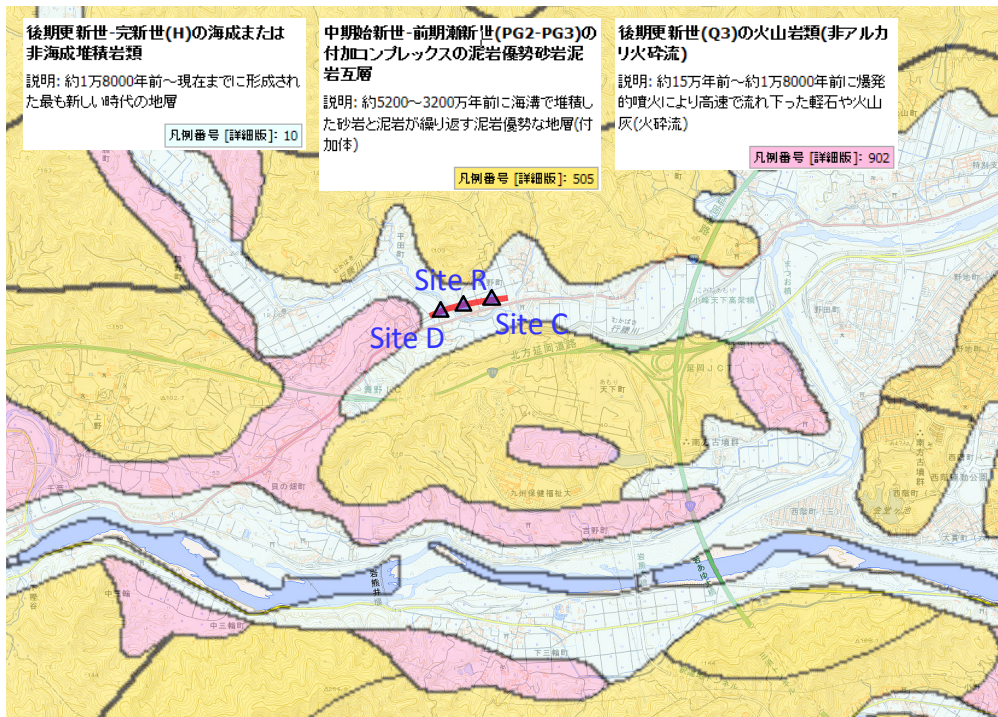


図 3.5 旧高千穂鉄道の対象区間周辺の地質図



(a) Site C 側



(b) Site D 側

図 3.6 盛土の状況

4. 本研究の対象路線における地震観測および微動測定

本章では、本研究で扱う宮崎リニア実験線と旧高千穂鉄道における地震観測および微動測定について述べる。

4.1 宮崎リニア実験線における地震観測

地盤上の地震動推定の参照ならびに検証に用いるため、加えて高架橋の地震応答を直接観測するため、宮崎リニア実験線の間地点(Site A)と南端地点(Site B)の2地点の地盤上と高架橋上に地震計を設置し、地震観測を行った(岩田ほか, 2013a)。地震計を設置した地点を図 3.1 および図 4.1 に示す。なお、Site A と Site B の離隔距離は約 4km である。

観測機器は、データロガーに白山工業(株)の Datamark LS-8800、加速度センサーに(株)ミツトヨの JEP-6A3(2V/G, G:gravity)を用い、水平成分の観測は橋軸方向と橋軸直角方向として、100Hz サンプルングで連続的にデータを記録した。観測期間は 2011 年 1 月から 2012 年 12 月までの約 2 年間であった。地盤上のセンサーは、両サイトとも橋脚の振動の影響が最も小さくなると考えられる支間中央に設置し、高架橋上のセンサーは桁の振動の影響を抑える目的から橋脚直上に設置した。各サイトにおける地盤上ならびに高架橋上のセンサーの設置状況を図 4.2 に示す。図の配置は左列が Site A、右列が Site B、上段が地盤上、下段が高架橋上である。

Site A と Site B において観測された水平成分合成の最大加速度が 1.0cm/s^2 以上となる 15 地震の諸元を表 4.1 に記し、これらの地震の震央位置を図 4.3、対象地震のマグニチュードと震源深さの関係を図 4.4 に示す。表 4.1 と図 4.3 および図 4.4 の地震 ID は対応しており、本研究では宮崎リニア実験線に対してこれらの地震を扱う。なお、宮崎リニア実験線で記録された地震動一覧を巻末の付属資料の付表 1 に記す。

連続データから地震動の記録部分を抽出する際は、気象庁の震源カタログを参照した。抽出データは 60 秒間とし、両サイトの地震計(計 4 台)の記録に対するデータ抽出の開始時刻は統一した。図 4.5 に Site A および Site B で観測された地震波形の橋軸直角方向の例(地震 ID-ML11)を示す。これらの図は縦軸を同じスケールで記しているが、Site A と Site B で加速度の振幅が大きく異なる。この地震に対する各サイトの震源距離は Site A が 70.2km、Site B が 67.5km であり、震源距離の差はわずかである。上記の場合、震源は同一、伝播経路はほぼ同様であるため、観測される地震動の差異は両サイトの表層地盤特性が大きく異なっていることが原因と考えられる。

表 4.1 で示した 15 地震について、計測震度(I_s)の比較を図 4.6 に示す。この図の(a)は地盤上と高架橋上の比較、すなわち高架橋による地震動増幅の程度を表す。図によると両サイトとも高架橋により計測震度が 1.0 程度増幅していることが分かる。(b)は Site A と Site B の違いを表しており、Site A は Site B と比べて地盤上および高架橋とも計測震度が 1.0 程度大きいことが分かる。

なお、計測震度は気象庁が開発した地震動指標であり、地震動の加速度、周期および継続時間等の要素を組み合わせで定義されている(気象庁, 1996)。計測震度を算出する際に用いられるフィルターの周波数特性を図 4.7 に示す。

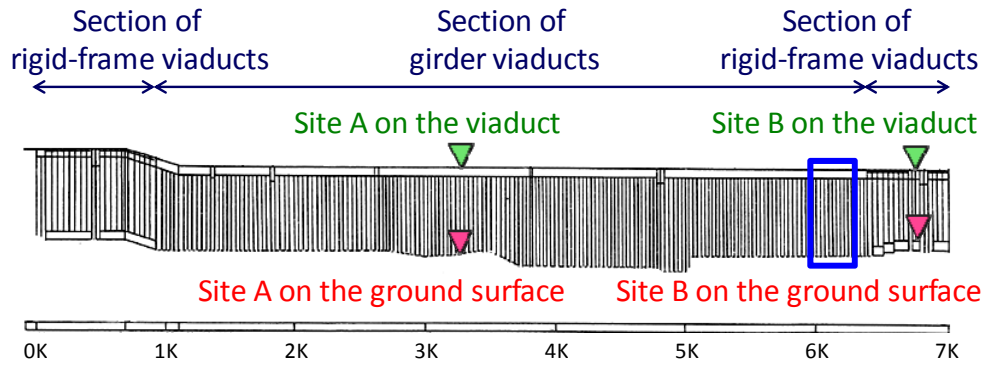


図 4.1 断面図および地震観測点の位置

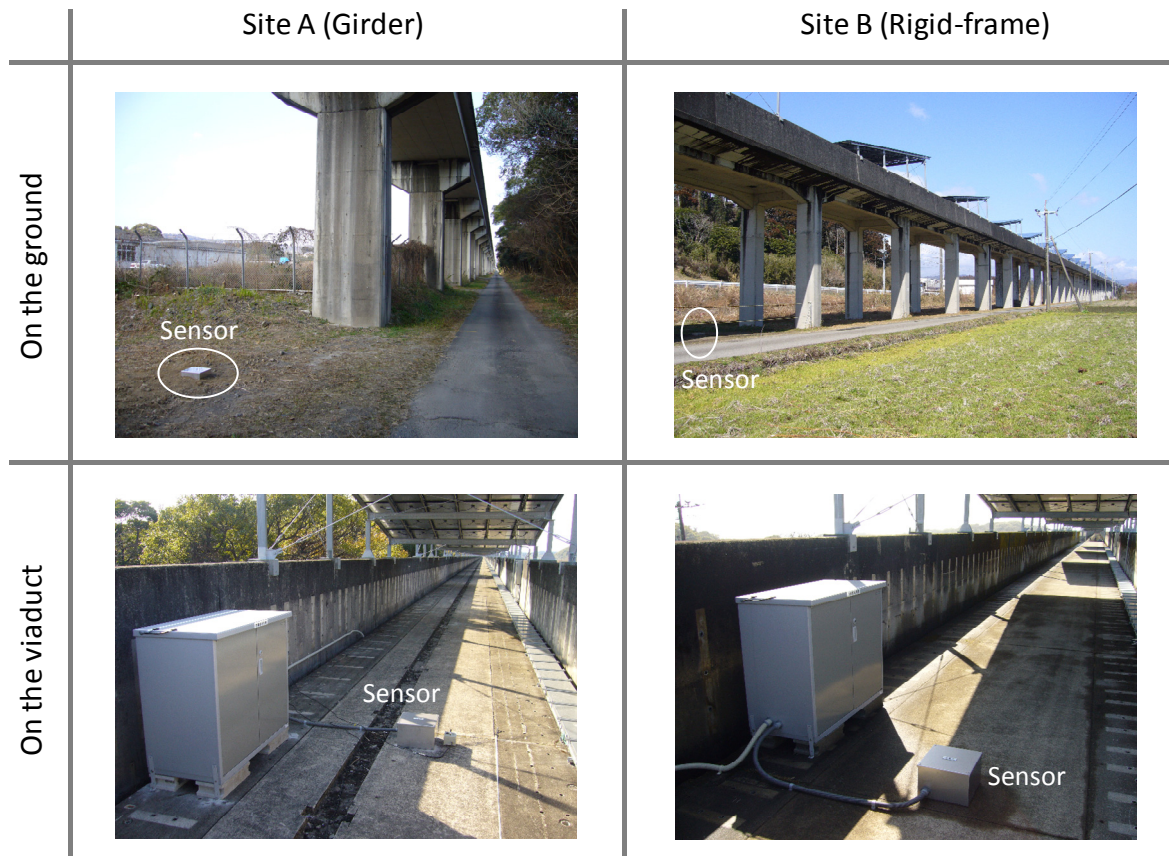


図 4.2 センサーの設置状況

表 4.1 評価対象地震の諸元一覧

ID	Date	Time	Mag.	Focal Dep. (km)	Epicentral region
ML1	Feb. 28, 2011	09:04	4.6	34	Hyuga-nada
ML2	Apr. 09, 2011	21:57	5.8	62	S.E. off Tanegashima island
ML3	Apr. 20, 2011	02:35	3.7	30	Hyuga-nada
ML4	Oct. 05, 2011	23:33	4.5	10	Kumamoto region
ML5	Jan. 20, 2012	17:36	3.9	37	Hyuga-nada
ML6	Jan. 30, 2012	03:18	4.9	39	Hyuga-nada
ML7	Feb. 09, 2012	12:55	4.6	22	Hyuga-nada
ML8	Feb. 29, 2012	01:22	4.5	28	Hyuga-nada
ML9	Feb. 29, 2012	19:33	4.1	25	Hyuga-nada
ML10	Apr. 03, 2012	18:10	4.1	20	Hyuga-nada
ML11	May 14, 2012	12:36	4.8	27	Hyuga-nada
ML12	Jun. 04, 2012	15:50	4.4	9	South Miyazaki pref.
ML13	Jun. 20, 2012	03:34	4.1	26	Hyuga-nada
ML14	Aug. 17, 2012	08:46	4.9	10	Amakusa-nada
ML15	Oct. 26, 2012	01:54	4.4	27	Hyuga-nada

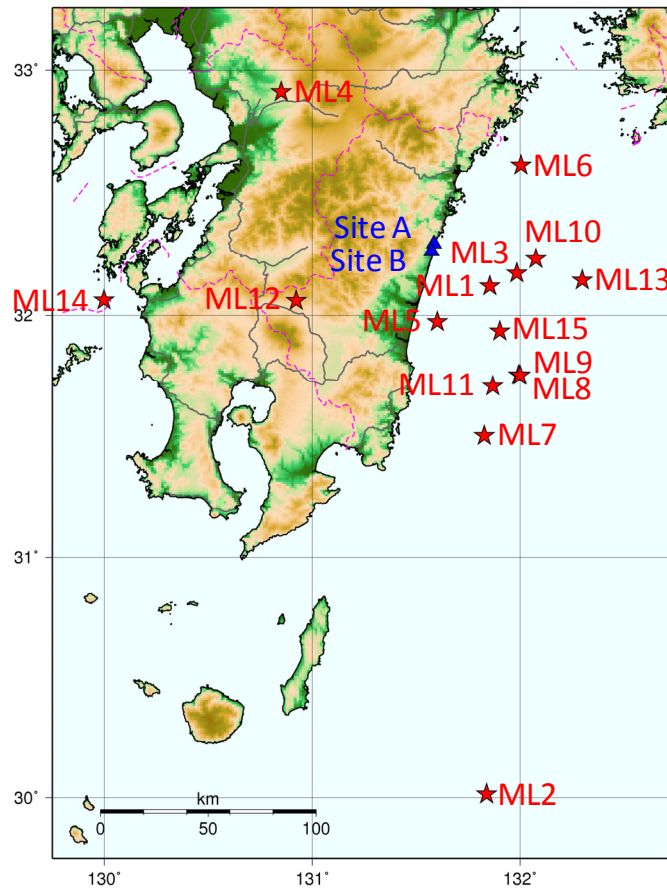


図 4.3 地震観測点と評価対象地震の震央位置

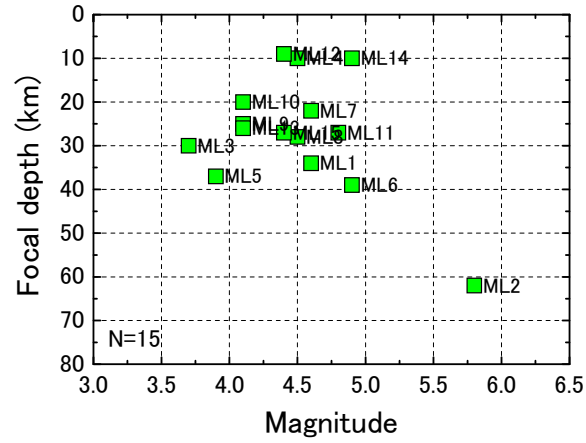


図 4.4 対象地震のマグニチュードと震源深さの関係

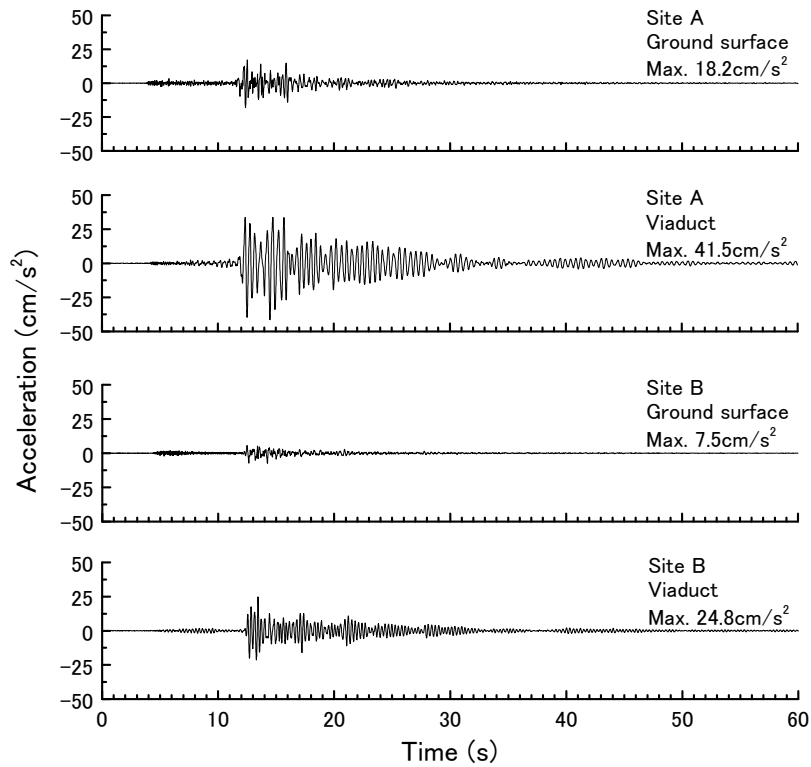
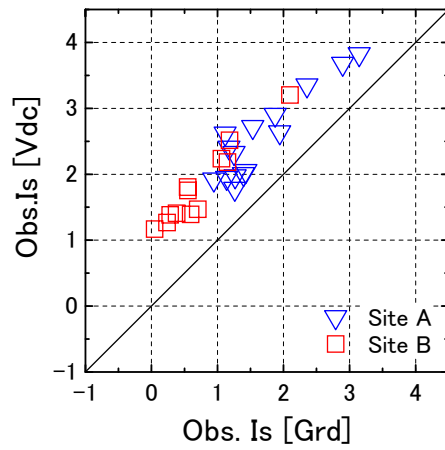
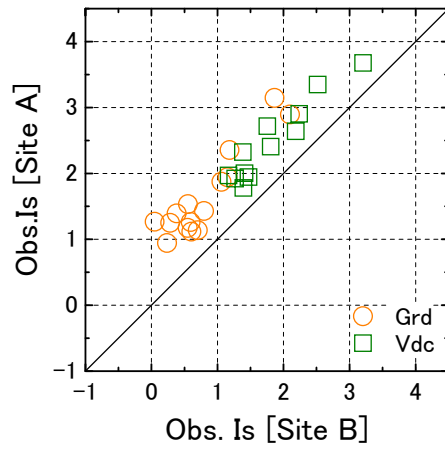


図 4.5 観測波形例

(橋軸直角方向, 地震 ID-ML11, 2012 年 5 月 14 日, 日向灘, M4.8)



(a) 地盤上と高架橋上の比較



(b) Site A と SiteB の比較

図 4.6 計測震度(I_s)の比較

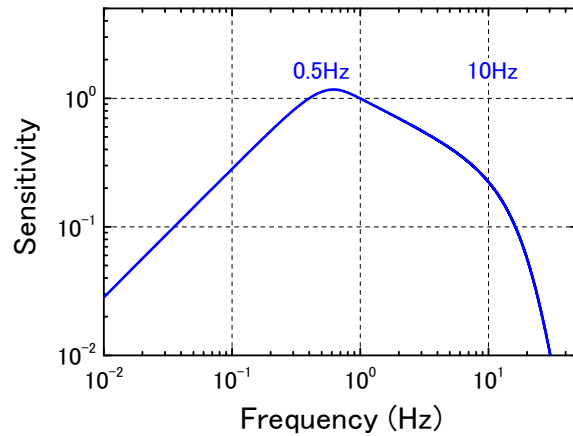


図 4.7 計測震度(I_s)算出時のフィルター特性

4.2 宮崎リニア実験線に沿った微動測定

軌道や構造物のみならず、駅舎や変電所などを含めた鉄道施設は主に線状に連続していることから、地震時における路線上の地震動を推定するために線状に連続した地下速度構造を把握しておくことが望ましい。しかし、実際の路線上の地盤情報は、建設時に実施された標準貫入試験などが挙げられるが、建設年代の古い路線では記録がないことも多い。また、この試験では主に N 値 50 程度となる層までが調査されるため、地震動推定の観点からは調査深度が不足している場合もある。より深くまで簡易に地下速度構造を把握するためには物理探査手法を用いることが有効であると考えられる。また、構造物の地震応答を考慮した地震時の列車運転規制を実用化するためには、構造物の振動特性を路線に沿って高密度に把握しておく必要性は高い。

本研究では、地盤の S 波速度構造推定および高架橋の振動特性把握に資するため、対象路線に沿って約 100m 間隔で地盤上と高架橋上の同時微動測定を実施した。測定箇所は全部で 87 地点となった。微動測定時のセンサー位置は、地震観測点の考え方に合わせ全観測点とも地盤上は支間中央、高架橋上は橋脚直上とした。測定には(公財)鉄道総合技術研究所が開発した可搬型微動測定装置(MESSE, Mobile system for Estimating Site Effects)を使用した。センサーは(株)ANET の速度計 CR4.5-2S を用いた。データ収録の際はサンプリング周波数を 100Hz とし、カットオフ周波数 25Hz のローパスフィルター処理を施している。1 地点の測定では 60 秒間の測定を 5 回程度実施した。

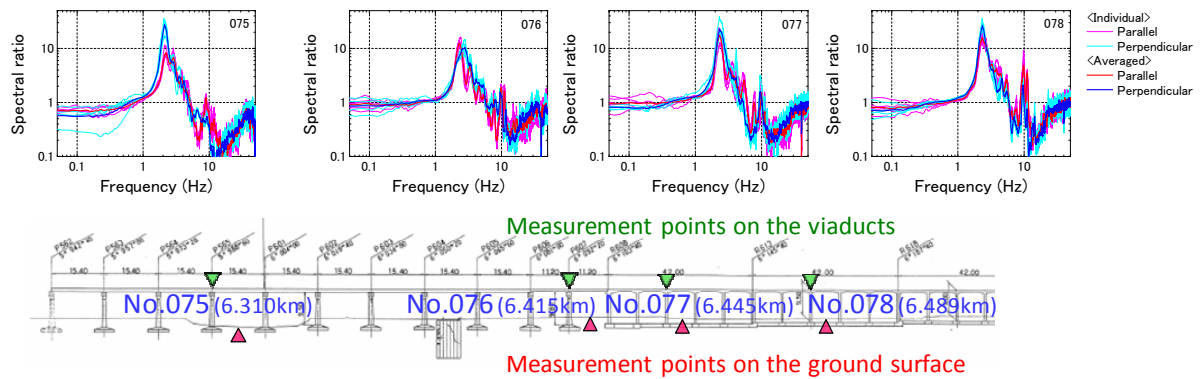
次に、得られた地盤上の微動測定データから、データ不良の 4 地点を除いた計 83 地点に対し H/V スペクトル比を求めた。H/V スペクトル比はバンド幅 0.5Hz の Parzen ウィンドウによる平滑化処理を施したフーリエスペクトルの水平動と上下動の比として算出している。

対象路線は高架橋上の一部区間において試験用の疑似トンネルが設けられており、高架橋上では測定を行うことができない。この区間の 5 地点を除いた計 78 地点に対し、高架橋上と地盤上の水平動フーリエスペクトル比(観測伝達関数)を求めた。観測伝達関数の計算は、H/V スペクトル比の算出と同様にバンド幅 0.5Hz の Parzen ウィンドウによる平滑化処理を施している。

対象路線に沿った地盤上と高架橋上における微動測定の概念図および得られた微動データから算出した地盤上の H/V スペクトル比と高架橋の観測伝達関数の例(キロ程 6.264km~6.534km 区間)を図 4.8 に示す。この区間は図 4.1 の青四角で囲んだ部分に対応しており、4 地点で微動測定を行っている。図 4.8 の地盤上の H/V スペクトル比は橋軸と橋軸直角の方向を区別せずにプロットしているが各方向に対する H/V スペクトル比はほぼ同一である。これは他の観測点にも共通していることから地盤上では、橋軸方向と橋軸直角方向に対して H/V スペクトル比を別々に求め、すべての H/V スペクトル比の対数平均を当該地点の H/V スペクトル比とした。一方、構造物の観測伝達関数は橋軸方向と橋軸直角方向でピークとなる周波数や振幅比に差異がある場合があり、方向別に対数平均を行った。

対象路線のキロ程に対する地盤上の H/V スペクトル比のコンターを図 4.9 に示す。図中には H/V スペクトル比が卓越している部分を○印で示しているが、短い区間にも関わらず H/V スペクトル比のピーク周波数に大きな差異が認められる。キロ程が 3.158km の Site A では 1.8Hz が卓越しており、6.708km の Site B では 0.9Hz が卓越していることから、各サイトの地下速度構造が大きく異なることが示唆される。また、対象路線のキロ程に対する橋軸方向と橋軸直角方向の

Spectral ratio of horizontal components on the viaducts to those on the ground surface



H/V spectral ratio on the ground surface

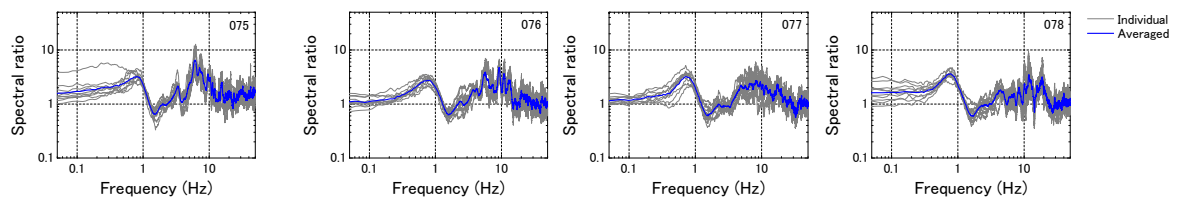


図 4.8 路線(キロ程 6.264km~6.534km 区間)に沿った微動測定のご概念

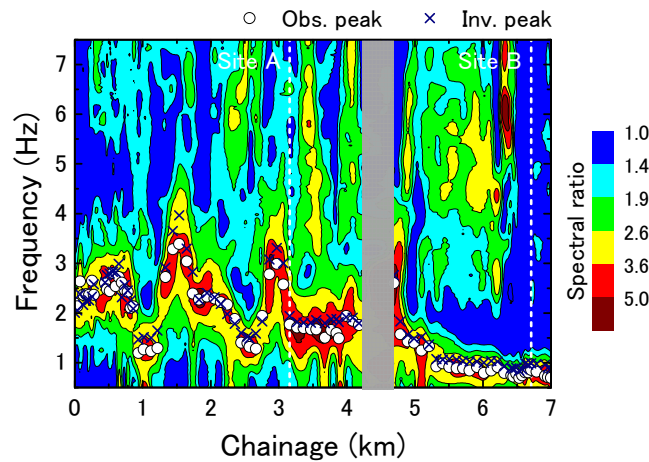
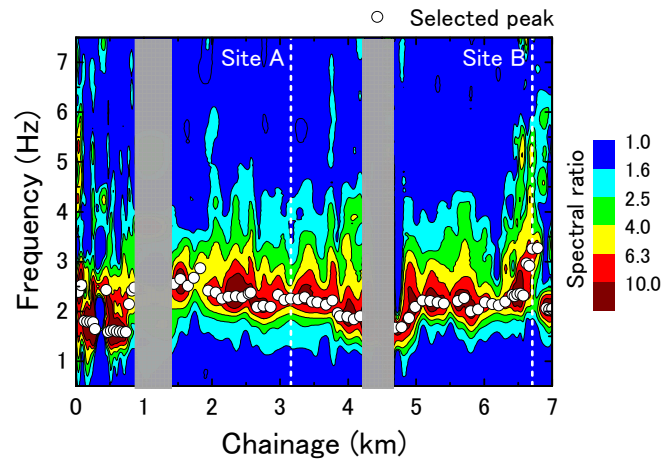


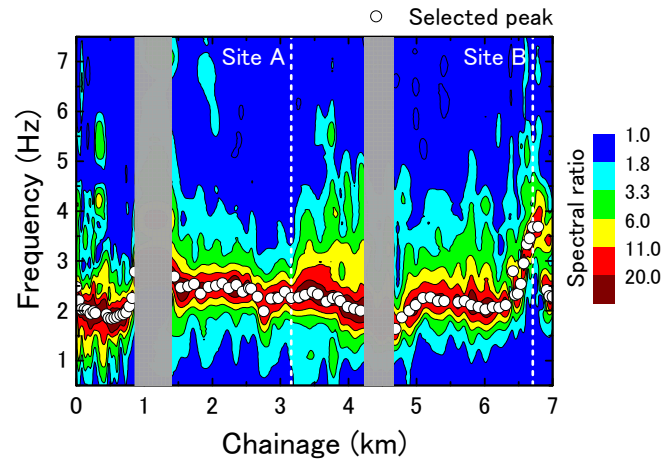
図 4.9 H/V スペクトル比のコンター

観測伝達関数のコンターを図 4.10 の(a)と(b)に示す。これらの図中においても○印はピーク周波数を表しており, Site A の橋軸と橋軸直角方向は 2.3Hz で同一, Site B はそれぞれ 3.3Hz と 3.7Hz である。(a)と(b)の各方向のコンターを比較すると差異が見られるが, 鉄道構造物は線状に連続しており, 橋軸方向と橋軸直角方向の振動特性は異なると考えられる。

なお, 図 4.9 および図 4.10 において灰色で示す部分はデータが欠測もしくは不良の区間を表している。



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図 4.10 観測伝達関数のコンター

4.3 旧高千穂鉄道における地震観測

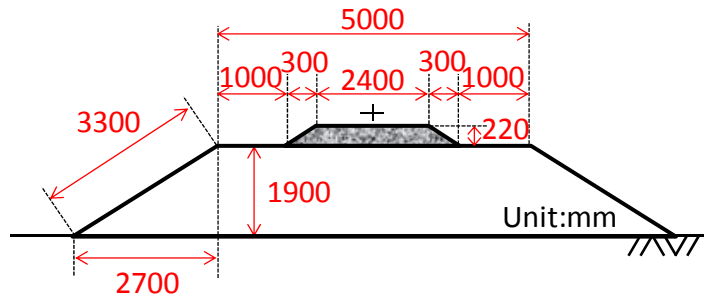
旧高千穂鉄道では、3.2節で述べた約600mの対象区間の3地点で地震観測を行った。このうち東側の盛土区間における地震観測点をSite C、西側の盛土区間における地震観測点をSite D、切通区間の地震観測点をSite Rと呼ぶ(図3.4)。Site Rは切取により路線が尾根を横断している区間の中にあり、切土法面は岩が露出し急勾配であるが自立している。

地震計を設置したSite CとSite Dの盛土の断面図を図4.11に示す。この断面図は簡易的な測量に基づき作成している。図の通りSite Cの盛土の高さは約2m、Site Dの盛土の高さは約4mである。例としてSite Cの盛土上と地盤上の地震計設置状況を図4.12の(a)と(b)に示す。

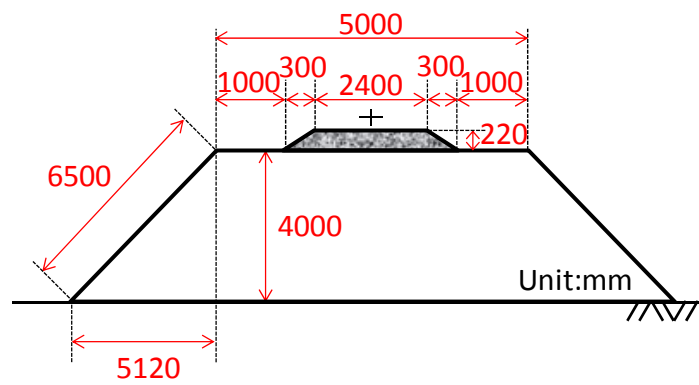
地震観測に用いた機器は4.1節に記した宮崎リニア実験線の機材と同一であり、データロガーに白山工業(株)のDatamark LS-8800、加速度センサーに(株)ミツトヨのJEP-6A3(2V/G, G:gravity)を採用した。水平成分の観測は線路方向と線路直角方向として、100Hzサンプリングで連続的に記録した。地震観測の期間は2011年8月から2012年12月までの概ね1年半であった。連続データから地震動が記録されている部分を切り出す際には、気象庁の震源カタログを参考にした。データ切り出しの時間幅は60秒間とし、3地点の地震計(計5台)の記録に対する切り出し開始時刻は統一した。抽出した地震のうち、本研究ではSite CとSite Dの水平成分合成最大加速度が共に 1cm/s^2 以上となる地震を検討対象とした。選定された地震数は20であり、それらの地震の地震諸元一覧を表4.2、震央位置を図4.13、マグニチュードと震源深さの関係を図4.14に示す。ここで、図4.13と図4.14の地震IDは表4.2と対応している。宮崎リニア実験線を対象とする表4.1と旧高千穂鉄道を対象とする表4.2は重複している地震もあるが、本研究では別々に扱うこととする。なお、旧高千穂鉄道で記録された地震動一覧は巻末の付属資料の付表2および付表3に記す。

図4.15に、Site C、Site RおよびSite Dで記録された線路直角方向における地盤上ならびに盛土上の加速度波形の例(地震ID-TR11)を示す。この記録は、本研究の観測期間中に得られた最大加速度振幅を示す地震動である。この図によると岩が露出している地点で観測されたSite Rに比べSite CおよびSite Dの最大加速度は大きく、谷に堆積した表層地盤により地震動が増幅していることが分かる。Site CとSite Dを比較するとSite Cの方が最大値はやや大きい。次に、地盤上と盛土上を比較すると、Site Cではほとんど増幅が見られないのに対し、Site Dでは増幅が見られる。

加えて、統計的傾向を把握するためSite Rに対するSite CとSite Dの地盤上の計測震度(I_s)の関係を図4.16の(a)に示す。図によると、Site CならびにSite Dとも表層地盤による増幅が見られSite Rよりも計測振動は1程度大きくなっている。その増幅程度はSite Cの方がSite Dよりもやや大きい傾向が統計的にも確認され、両サイトの地下速度構造の差異が推測される。次に、地盤上と盛土上の計測震度を比較した結果を図4.16の(b)に示しており、盛土高さ約2mのSite Cでは地盤上と盛土上の計測震度がほぼ同じであるのに対し、盛土高さ約4mのSite Dでは盛土による計測震度が0.8程度大きくなっている。図4.16の(c)には、各サイトの地盤上と盛土上の計測震度を示しており、地盤上では表層地盤の地震動増幅特性の違いからSite Cの方が大きな揺れとなっているが、盛土上においてはその地震応答特性の差異によりSite Dの方が大きな揺れとなっている。このことから、盛土上を走行する車両や盛土上に設置されている電化柱へ入力される地震動は、地盤上の揺れの大きさの他に、盛土の地震応答の影響を考慮する必要性が示唆される。



(a) Site C

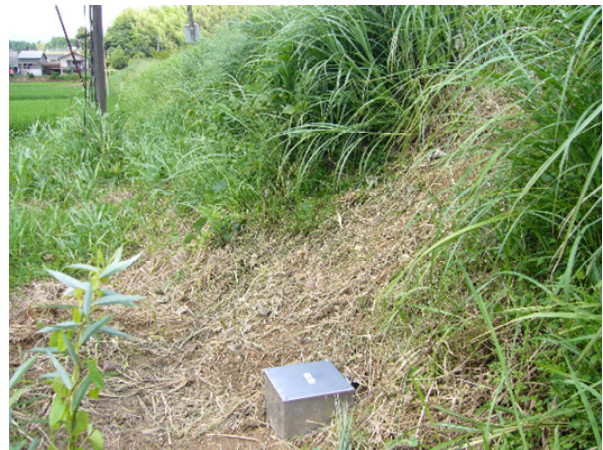


(b) Site D

図 4.11 盛土断面



(a) 盛土上



(b) 地盤上

図 4.12 センサーの設置状況の例(Site C)

表 4.2 評価対象地震の諸元一覧

ID	Date	Time	Mag.	Focal Dep. (km)	Epicentral region
TR1	Aug. 11, 2011	21:35	3.4	44	South Oita pref.
TR2	Oct. 05, 2011	23:33	4.5	10	Kumamoto region
TR3	Nov. 11, 2011	15:27	3.5	34	Hyuga-nada
TR4	Jan. 20, 2012	17:36	3.9	37	Hyuga-nada
TR5	Feb. 09, 2012	12:55	4.6	22	Hyuga-nada
TR6	Feb. 29, 2012	01:22	4.5	28	Hyuga-nada
TR7	Feb. 29, 2012	19:33	4.1	25	Hyuga-nada
TR8	Mar. 03, 2012	17:21	3.4	77	North Miyazaki pref.
TR9	Mar. 24, 2012	07:37	2.2	13	North Miyazaki pref.
TR10	Apr. 03, 2012	18:10	4.1	20	Hyuga-nada
TR11	May 14, 2012	12:36	4.8	27	Hyuga-nada
TR12	Jun. 04, 2012	00:39	3.1	42	Hyuga-nada
TR13	Jun. 04, 2012	14:08	3.8	8	South Miyazaki pref.
TR14	Jun. 04, 2012	15:50	4.4	9	South Miyazaki pref.
TR15	Jun. 20, 2012	03:34	4.1	26	Hyuga-nada
TR16	Jun. 22, 2012	10:28	3.0	13	South Miyazaki pref.
TR17	Jul. 15, 2012	09:50	2.5	15	South Miyazaki pref.
TR18	Jul. 30, 2012	02:33	3.8	47	Hyuga-nada
TR19	Oct. 10, 2012	05:49	4.5	33	Hyuga-nada
TR20	Oct. 16, 2012	22:39	5.0	166	West off Satsuma penin.

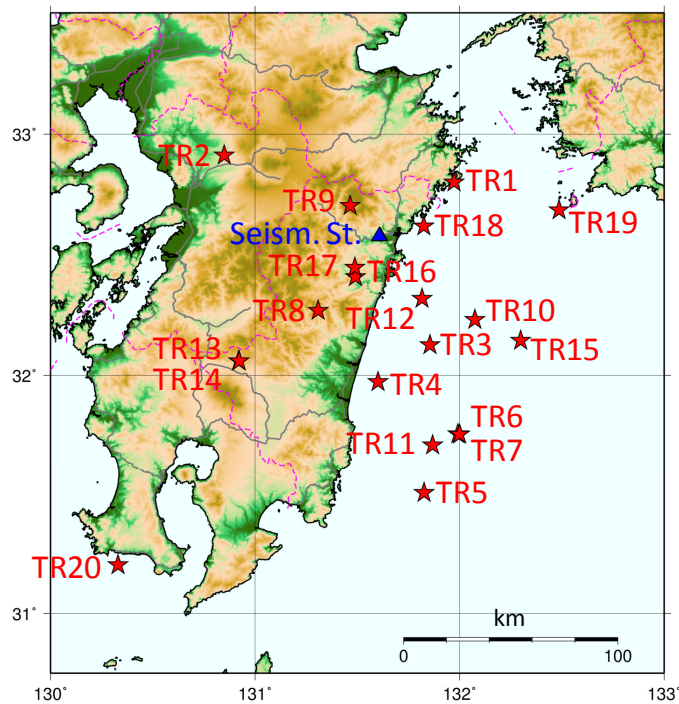


図 4.13 地震観測点と評価対象地震の震央位置

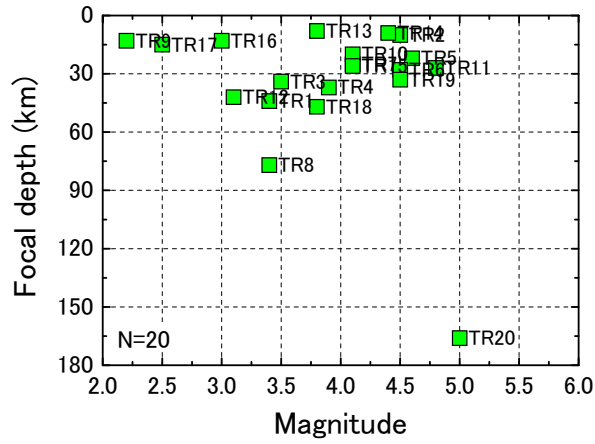


図 4.14 対象地震のマグニチュードと震源深さの関係

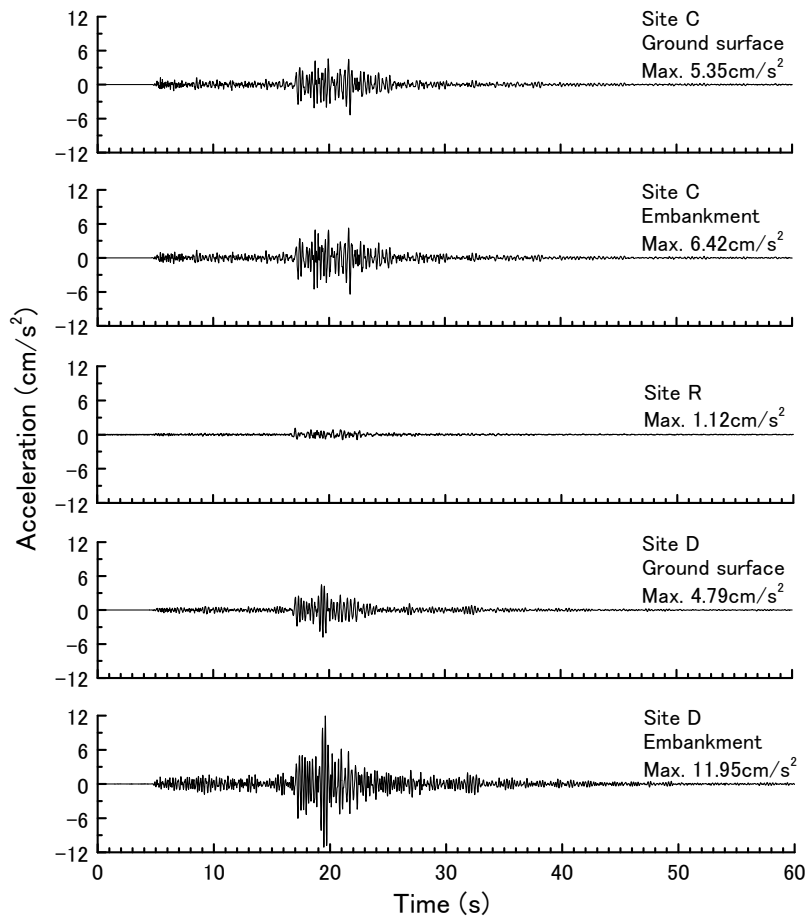
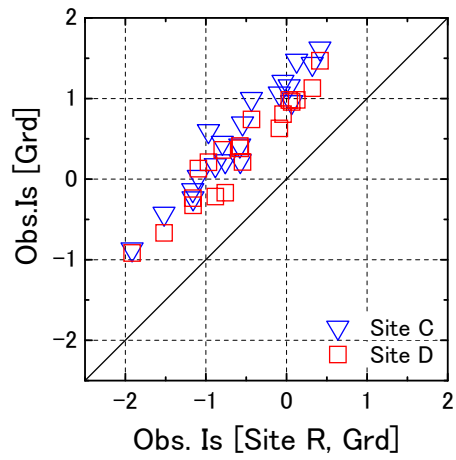
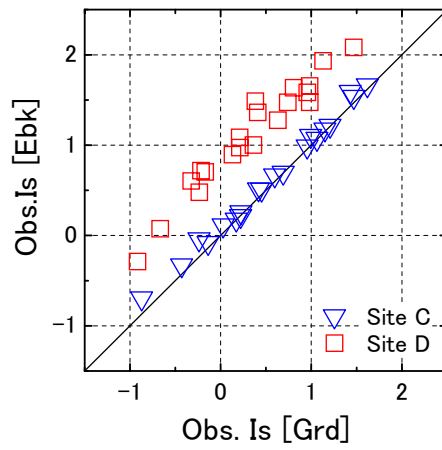


図 4.15 観測波形例

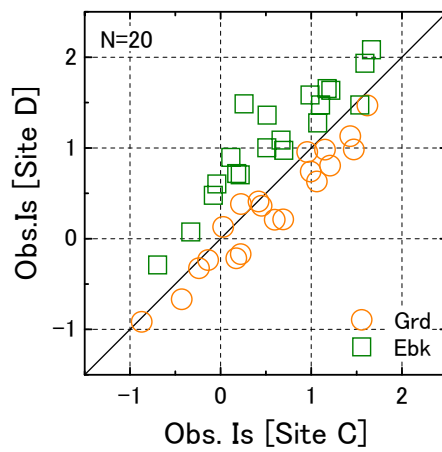
(線路直角方向, 地震 ID-TR11, 2012 年 5 月 14 日, 日向灘, M4.8)



(a) Site R との比較



(b) 地盤上と盛土上の比較



(c) Site C と Site D の比較

図 4.16 計測震度(I_s)の比較

4.4 旧高千穂鉄道の対象区間に沿った微動測定

旧高千穂鉄道沿線の約 600m の対象区間に沿って、地下速度構造および盛土振動特性を把握するため、地盤上と盛土上で微動測定を実施した。約 20m 間隔で測定を行い、線状に連続した 30 点でデータを取得した。測定には、宮崎リニア実験線と同じく(公財)鉄道総合技術研究所が開発した可搬型微動測定装置(MESSE)を使用し、1 地点の測定では 60 秒間のデータを 5 回程度記録した。センサーは(株)ANET の速度計 CR4.5-2S を用い、データ収録はサンプリング周波数を 100Hz とし、カットオフ周波数 25Hz のローパスフィルター処理を施している。

次に、取得した地盤上微動データから H/V スペクトル比を求めた。H/V スペクトル比は、バンド幅 0.5Hz の Parzen ウィンドウによる平滑化処理を施したフーリエスペクトルの水平動と上下動の比として算出している。ここでは、線路方向と線路直角方向に対して H/V スペクトル比を別々に求め、全ての H/V スペクトル比の対数平均を計算し、これをその地点の H/V スペクトル比とした。

図 4.17 は旧高千穂鉄道の対象区間のキロ程に対する H/V スペクトル比のコンター図であり、H/V スペクトル比が卓越している部分を○で示す。対象区間は約 600m と短いですが、谷、尾根、谷と地形が変化していることもあり H/V スペクトル比のピーク周波数に大きな変動が見られる。

先にも述べた通り、鉄道では始点からの延長距離をキロ程と称し、列車運行や施設の管理等はキロ程を基準に行われる。図 4.18 に、対象区間の谷、尾根、谷と続く地形変化が把握できる衛星写真を示す。旧高千穂鉄道は延岡駅が始点であり、本研究の対象範囲は 6.983km から 7.587km の区間である。Site C、Site R および Site D のキロ程は、それぞれ 7.023km、7.300km、7.442km である。

加えて、対象路線のキロ程に対する線路方向、線路直角方向、上下方向の観測伝達関数のコンターを図 4.19 の(a)から(c)にそれぞれ示す。ここでも、観測伝達関数は盛土上と地盤上における観測微動の水平動フーリエスペクトル比としており、卓越している部分を○で示している。これらの図によると切通区間よりも始点側の Site C 区間では観測伝達関数にピークが見られず、切通区間よりも終点側の Site D 区間では各方向ともピークを有することが分かる。

なお、図 4.17 および図 4.19 において橙色で示す部分は切通区間であり、灰色で示す部分は河川区間(行藤川)を表している。

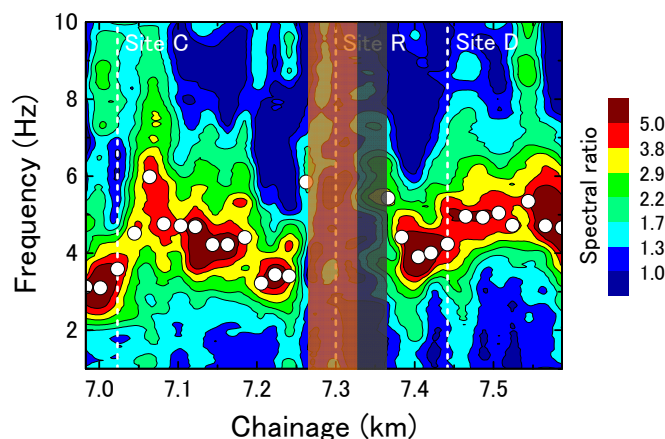


図 4.17 H/V スペクトル比のコンター

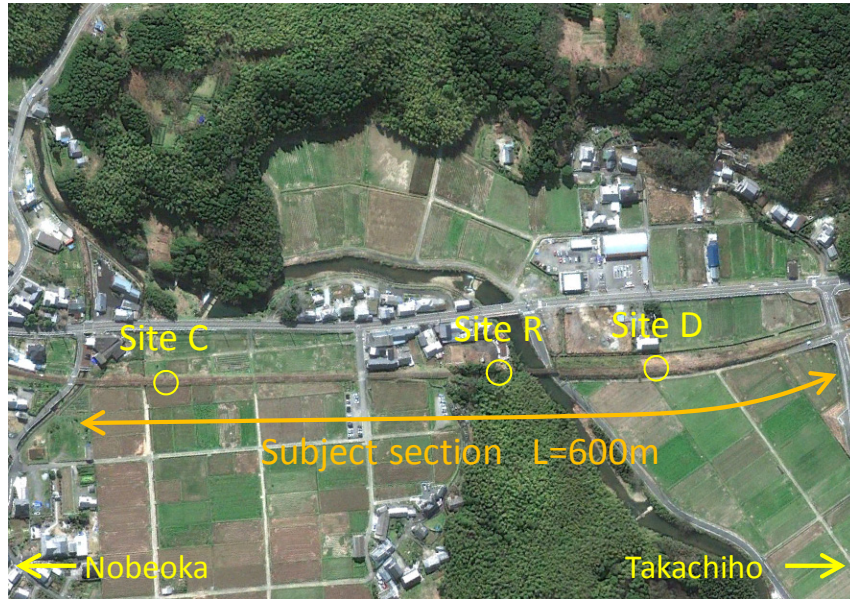
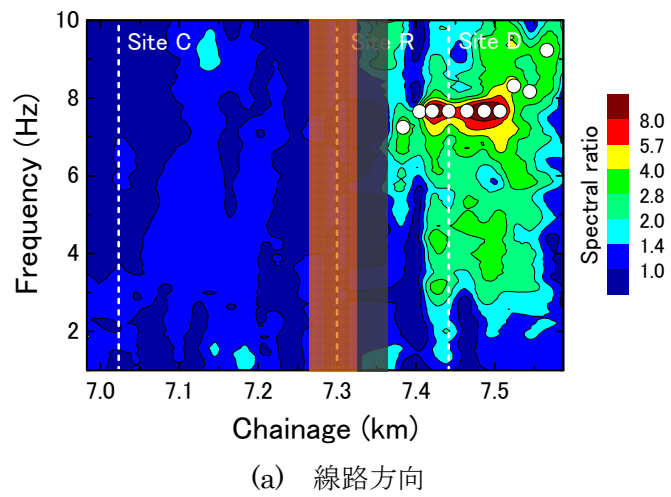
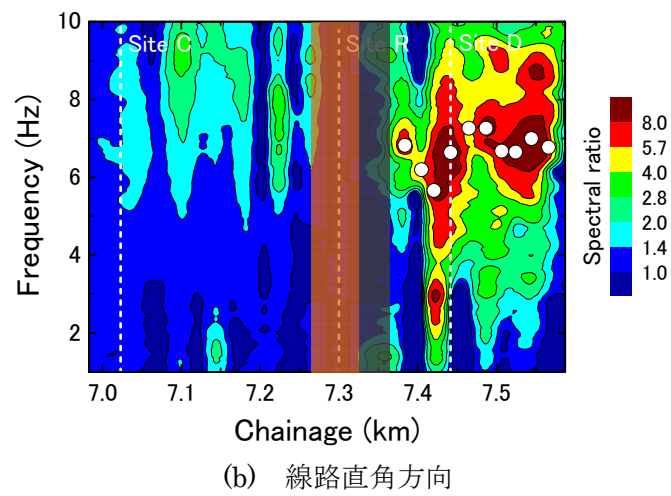


図 4.18 対象区間の衛星写真

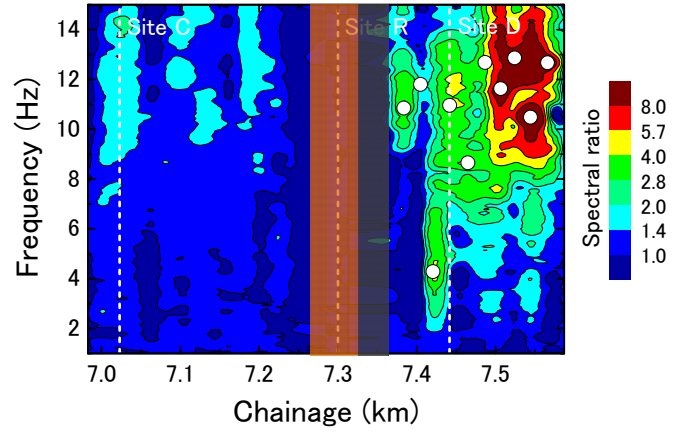


(a) 線路方向



(b) 線路直角方向

図 4.19 観測伝達関数のコンター



(c) 上下方向

図 4.19(続) 観測伝達関数のコンター

4.5 宮崎リニア実験線で観測した微動と地震動の比較

本研究では観測微動に基づき地下速度構造の推定や構造物の振動特性の同定を行い、それらを用いて地盤上や構造物上の地震動を推定する。このため、まず地震観測点において観測された微動と地震動の周波数特性を比較し、地震動に対する微動の周波数特性の類似性を確認する。

図 4.20 は、宮崎リニア実験線の Site A および Site B で観測された微動と地震動の地盤上の H/V スペクトル比を示す。図の配置は左列が Site A、右列が Site B、上段が微動、下段が地震動である。この図によると、各サイトとも微動と地震動の H/V スペクトル比のピーク周波数は概ね一致しており、特に 10Hz より低い周波数帯域においてそれらの形状もよく類似していることが認められる。

また、図 4.21 は各サイトにおける微動と地震動の高架橋の観測伝達関数を示す。図の配置は図 4.20 と同じである。観測伝達関数は橋軸方向と橋軸直角方向を分けて示しているが、図より各サイトの微動と地震動の観測伝達関数のピーク周波数は両方向ともほぼ同一である。さらに、それらの形状もよく類似していることが確認される。

これより、宮崎リニア実験線において地震観測点の微動の H/V スペクトル比や観測点伝達関数は地震動のそれらと類似しており、微動に基づく地盤上の地震動や高架橋の地震応答の推定等は信頼性を有すると判断した。

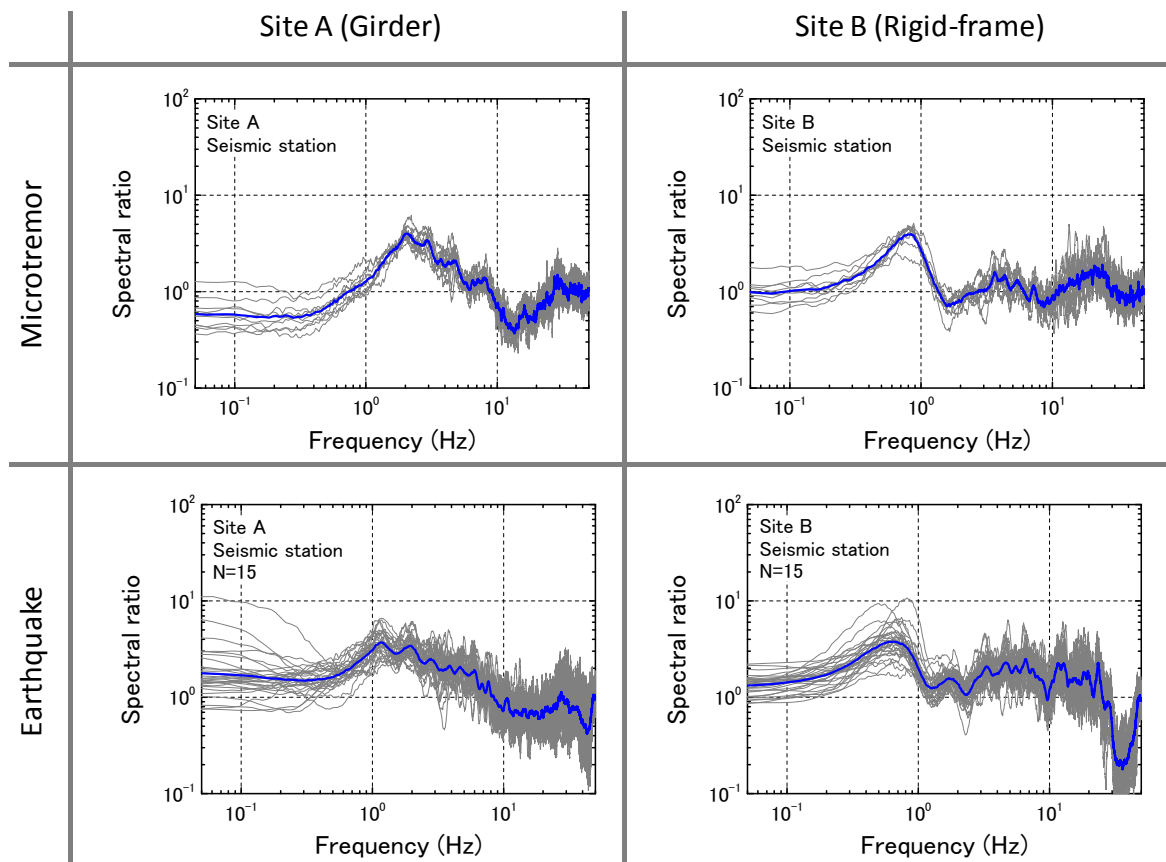


図 4.20 微動と地震動の H/V スペクトル比の比較

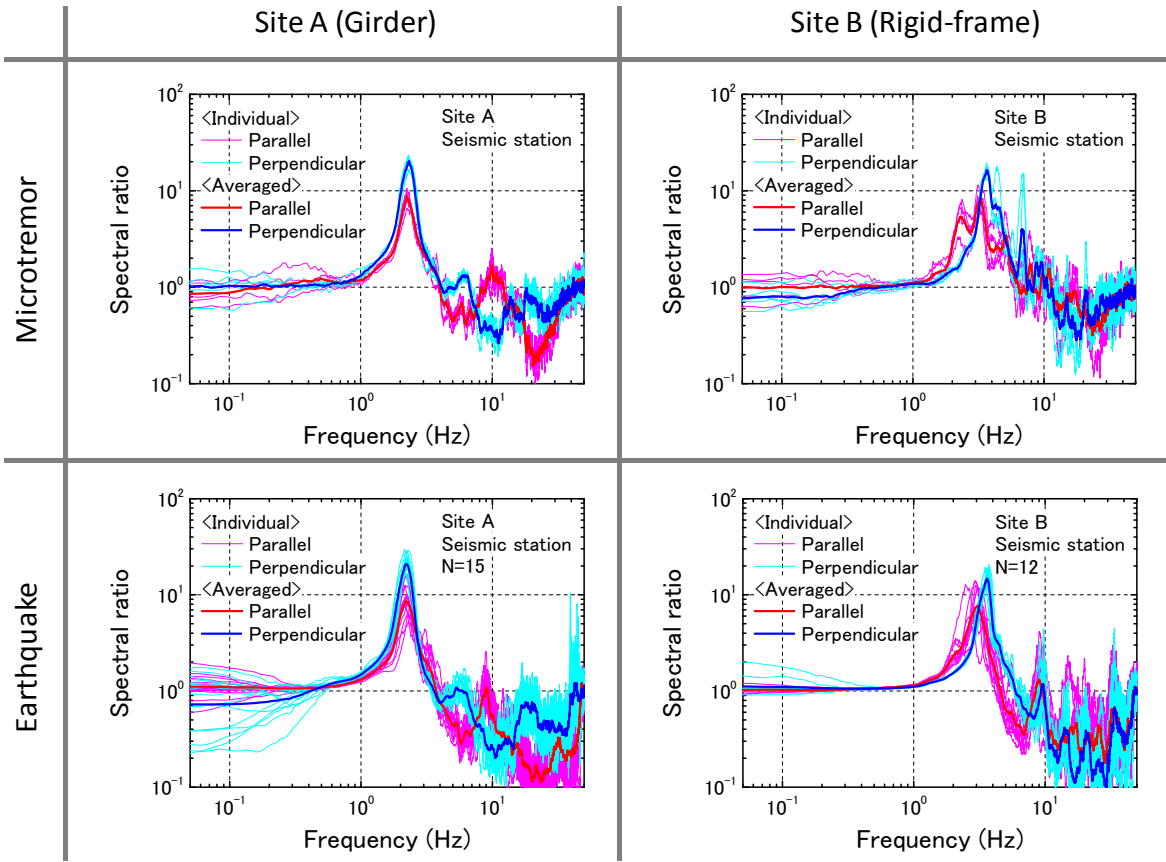


図 4.21 微動と地震動の観測伝達関数の比較

4.6 旧高千穂鉄道で観測した微動と地震動の比較

ここでは、4.5 節の宮崎リニア実験線に続き旧高千穂鉄道における微動と地震動の H/V スペクトル比と、盛土の観測伝達関数の比較を行う。

図 4.22 は Site C と Site D で観測された微動と地震動の地盤上の H/V スペクトル比の比較である。図の配置は左列が Site C、右列が Site D、上段が微動、下段が地震動である。この図によると微動と地震動の H/V スペクトル比のピーク周波数はほぼ同一であり、特に 10Hz より低い周波数帯域において形状もよく一致している。

さらに、各サイトにおける微動と地震動の盛土の観測伝達関数を図 4.23 に示す。図の配置は図 4.22 と同じである。観測伝達関数は線路方向、線路直角方向および上下方向を分けて示している。これらの図より、盛土高さが約 2m の Site C では明確なピークが見られず、10Hz 程度まではその形状がほぼ平坦である。一方、高さが約 4m の Site D は線路方向および線路直角方向において 6Hz から 7Hz、上下方向において 10Hz 前後においてピークが見られ、微動と地震動のピーク周波数は概ね整合している。サイトにより明確なピークを有するか否かの差異はあるものの、形状に着目すると各サイトとも微動と地震動はよく一致していることが認められる。

これより、宮崎リニア実験線と同様に旧高千穂鉄道においても、地震観測点の微動の H/V スペクトル比や観測点伝達関数は地震動のそれらと類似しており、地盤上の地震動や構造物の地震応答の推定等にあたり、観測された微動の活用は有効であると判断した。

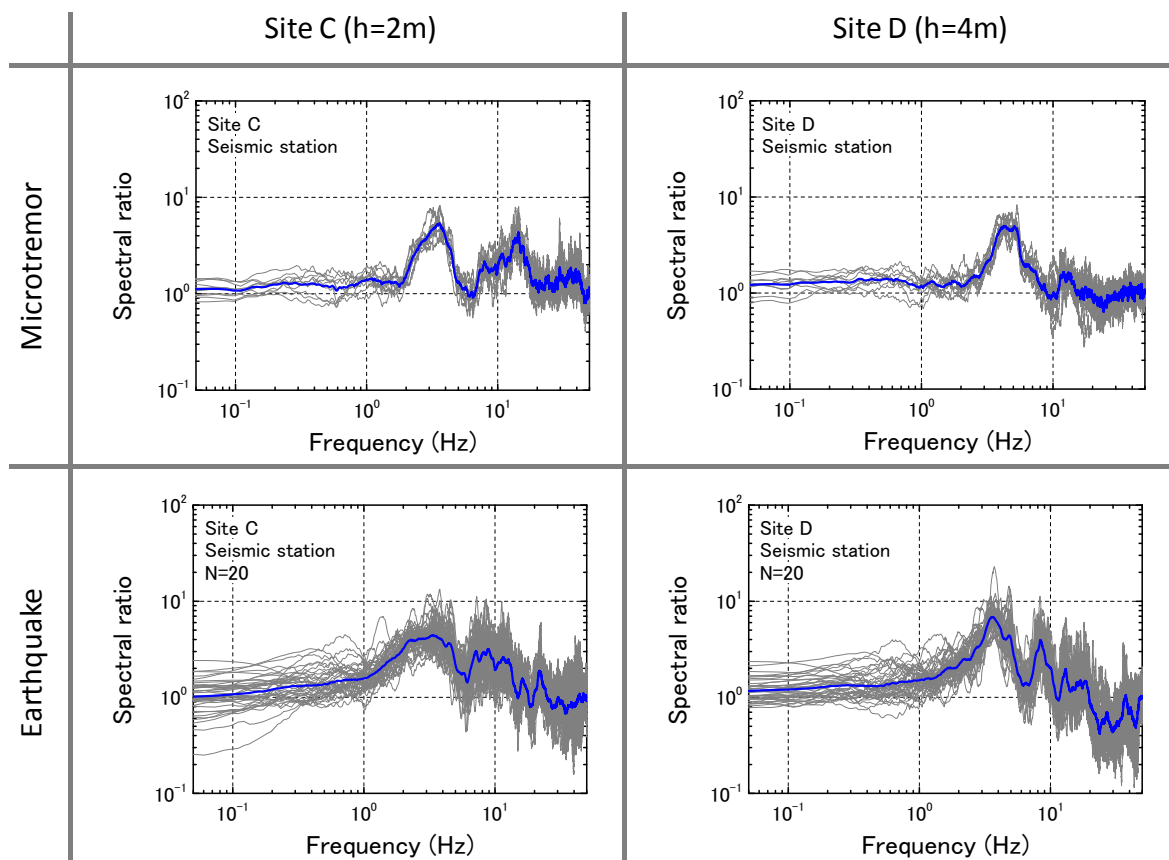


図 4.22 微動と地震動の H/V スペクトル比の比較

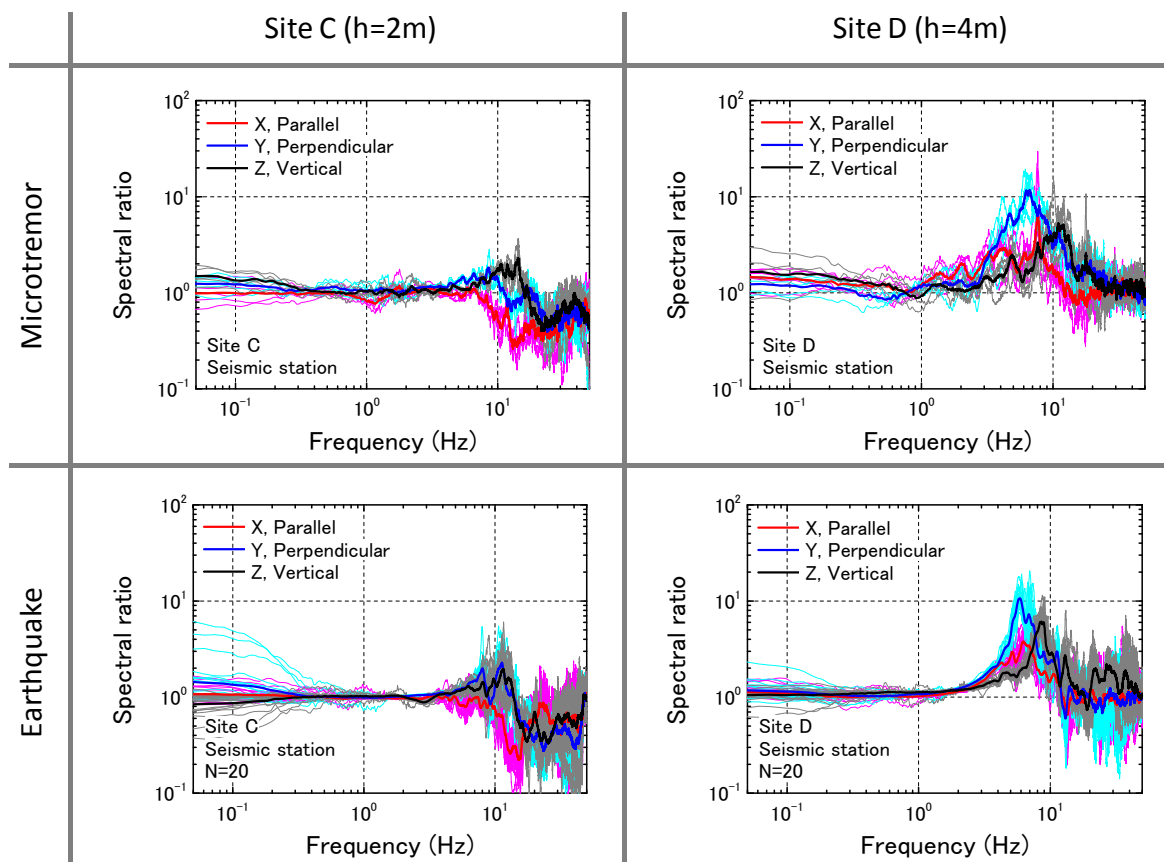


図 4.23 微動と地震動の観測伝達関数の比較

5. 鉄道路線に沿った地盤上地震動の推定

本章では、まず宮崎リニア実験線(岩田ほか, 2014), 次に旧高千穂鉄道(岩田・津野, 2015b)の路線に沿った地盤上の地震動推定について述べる。

5.1 宮崎リニア実験線の地震観測点における地下速度構造の推定

5.1.1 表面波探査

宮崎リニア実験線の地震計が設置されている Site A および Site B において、主に浅層部の S 波速度構造を推定するために表面波探査(例えば、芦谷ほか, 1999)を実施した。測定には 4.2 節で示した微動測定と同じ機器を用い、固有周期 2 秒の速度計 8 台により、100Hz サンプリングにてデータを記録した。センサーの配置を図 5.1 に示す。この図に示す通り、センサーは 1 台目から 2 台目の離隔距離を 1m とし、それ以降は設置間隔を 1m ずつ増やし、最遠点となる 8 台目が打撃点から 38m となるように設置した。打撃はかけやを用いた人力によるものとし、最遠点での S/N 比が確保されていることを確認しながらデータの記録を行った。

図 5.2 の(a)と(b)に Site A および Site B におけるかけや打撃波形の上下成分の例をそれぞれ示す。これらの図によると、最遠点である 38m の地点でも、打撃による振動が到達し良好に記録さ

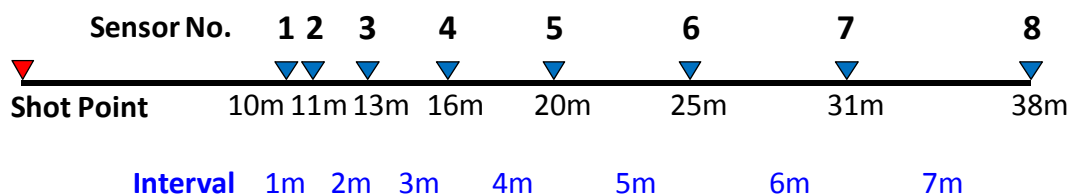


図 5.1 表面波探査のセンサー配置

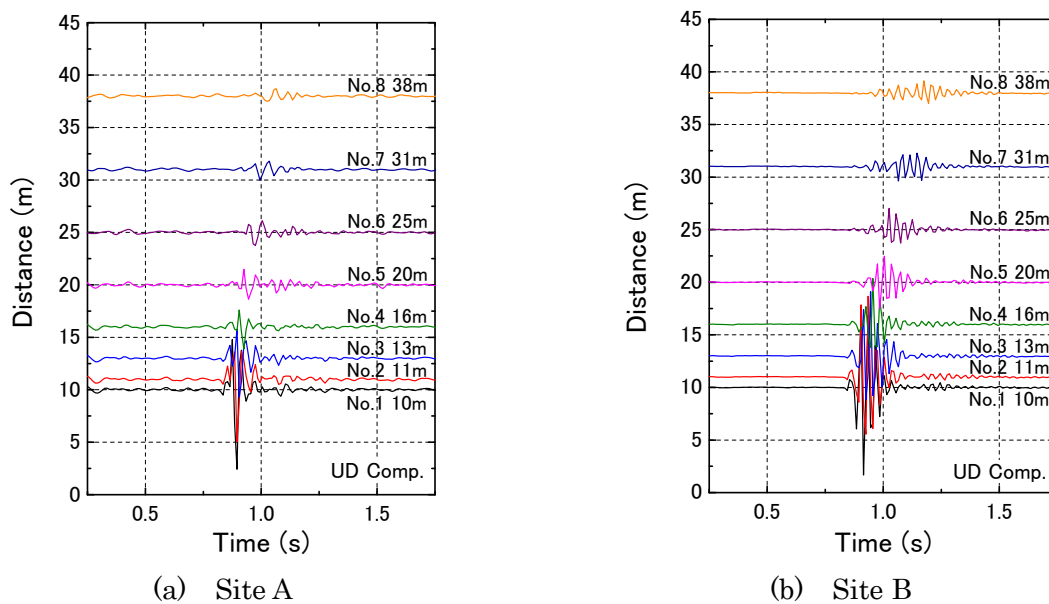


図 5.2 表面波探査の記録波形の例(上下成分)

れていることが確認される。また, Site A と Site B の波形を比較すると振動特性は異なっており, この点からも各サイトの地下速度構造は大きく異なっていると推測される。なお, ここでの位相速度の算出には, Lacoss et al.(1969)のビームフォーミング法(BFM, Beam Forming Method)を用いた。

5.1.2 微動アレイ探査

表面波探査に加え, より深部の S 波速度構造を把握するために微動アレイ探査(例えば, Kudo et al., 2002; 津野・工藤, 2005)を行った。測定には微動測定や表面波探査と同一の速度計を用い, 100Hz サンプリングにて微動データを記録した。測定時間は 30 分程度とし, 自動車の通過等に伴う雑振動の少ない時間帯を切り出して SPAC 法(Aki, 1957; 岡田ほか, 1990; Okada, 2003)による解析を行った。

センサーの配置を図 5.3 の(a)と(b)に示す。(a)の Site A では小(S)・大(L)アレイの組み合わせを正三角形の 1 辺が 10m・40m および 20m・80m, また(b)の Site B では小(S)・中(M)・大(L)アレイの組み合わせを 20m・50m・90m および 30m・40m・70m とした。なお, 測定箇所の制約により Site B の中・大アレイでは中心位置にセンサーを設置せずに測定を行った。

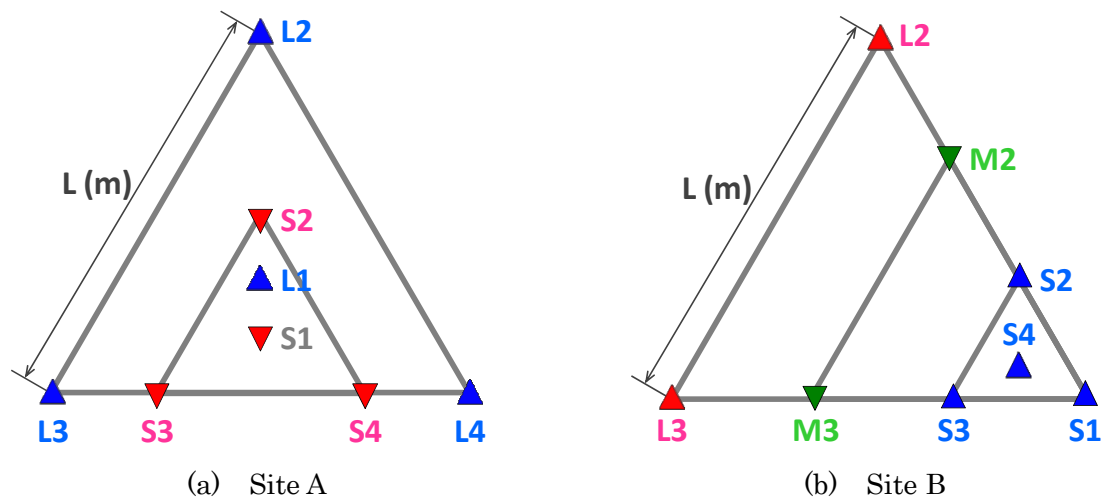


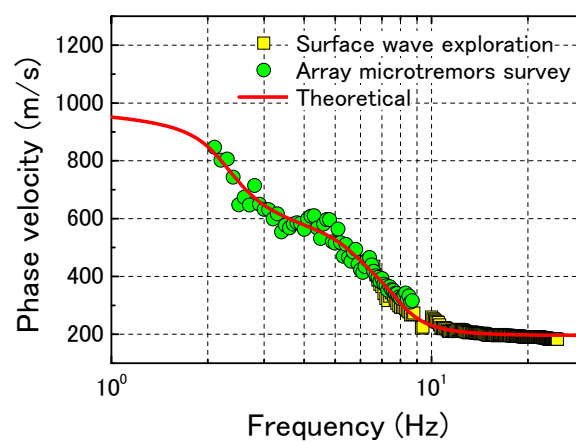
図 5.3 微動アレイ探査のセンサー配置

5.1.3 地震観測点の S 波速度構造の推定

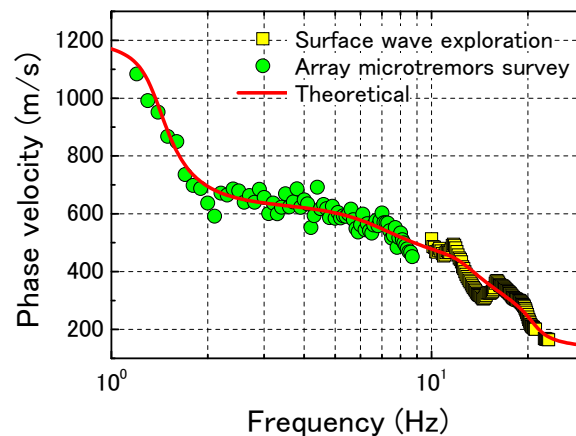
表面波探査および微動アレイ探査により得られたレイリー波の位相速度を統合することにより, Site A と Site B のレイリー波の分散特性を抽出する。図 5.4 の(a)と(b)に Site A および Site B で観測された位相速度を示しており, 図中の□は表面波探査, ○は微動アレイ探査から得られた位相速度を表す。両サイトとも高周波数帯域の位相速度は表面波探査, 低周波数帯域の位相速度は微動アレイ探査から得られている。Site A ではおおよそ 2Hz から 25Hz, Site B ではおおよそ 1Hz から 25Hz の広帯域なレイリー波の分散曲線が連続的に得られた。なお, 位相速度を算出する際の周波数刻みは両探査手法で同一としている。

このレイリー波の分散曲線から、遺伝的アルゴリズムを用いた逆解析により S 波速度構造を推定した(山中・石田, 1995). 図 5.4 の(a)と(b)に, 表面波探査および微動アレイ探査により算出した位相速度と併せ, 逆解析から求めた地下速度構造を用いて算出したレイリー波の理論分散曲線を各サイトについて示す. これらの図から, 観測と理論のレイリー波の分散特性はよく一致していることが分かる.

図 5.5 の(a)と(b)に Site A および Site B の推定 S 波速度構造を示し, 表 5.1 にその一覧をそれぞれ示す. なお, 表 5.1 の P 波速度や密度は統計的な関係に基づき推定 S 波速度から算出している(Ludwig et al., 1970). 図 5.5 と表 5.1 の通り, Site A および Site B とも 4 層となる地下速度構造が求められた. 各サイトの特徴的な差異として, S 波速度構造が 1000m/s 以上となる第 3 層と第 4 層の層境界の深さが約 86m 異なる点が挙げられる.



(a) Site A



(b) Site B

図 5.4 観測位相速度と理論分散曲線

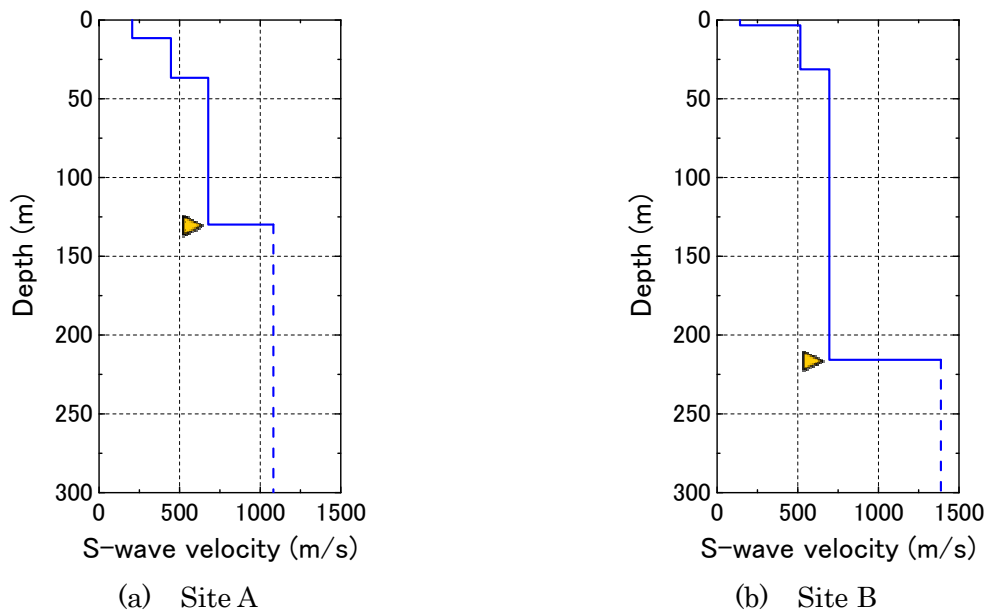


図 5.5 推定 S 波速度構造

表 5.1 推定地下速度構造

(a) Site A

Layer No.	H (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	Density (g/cm ³)
1	11.6	206	1615	1.73
2	25.2	446	1839	1.86
3	93.1	678	2056	1.95
4	-	1081	2442	2.10

(b) Site B

Layer No.	H (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	Density (g/cm ³)
1	3.4	142	1576	1.69
2	28.0	516	1899	1.89
3	184.4	695	2078	1.96
4	-	1388	2838	2.19

5.1.4 推定 S 波速度構造の検証

(1) PS 検層との比較

宮崎リア実験線の地震観測点 2 箇所のごく近傍において PS 検層を実施した。PS 検層結果と推定した Site A および Site B の浅部 S 波速度構造の比較を図 5.6 の(a)と(b)にそれぞれ示す。これらの図を見ると、Site A において S 波速度が約 200m/s と約 500m/s の境界層の深さは、推定が 11.6m、PS 検層は 21.0m であり差異が認められる。また、Site B では PS 検層には明瞭な速度逆転層が見られるものの、本研究における S 波速度構造の推定では速度が逆転する層構造を仮定しておらず、PS 検層の結果とは一致していない。加えて、両サイトとも PS 検層は S 波速度が

400m/s となるまでを目安に実施したため調査深度が浅く、S 波速度が約 500m/s と約 700m/s の境界層を確認できていない。

しかし、微動アレイ探査はある程度の広がりを持った領域を平均した面的な S 波速度構造が抽出されるため、点的な情報である PS 検層の結果と完全に一致するものではないことが指摘されている(津野・工藤, 2005)。特に Site A は、図 4.9 から確認される通り H/V スペクトル比の卓越する周波数が急変する地点となっていることから、水平成層構造を仮定した推定 S 波速度構造と PS 検層では速度境界層の深さに不一致が生じたと考えられる。ただし、Site A における推定地下速度構造の第 1 層および第 2 層の S 波速度は PS 検層結果と概ね整合している。一方、Site B において PS 検層の結果が得られている深さ 17.0m までの平均 S 波速度を求めたところ PS 検層は 316m/s、推定では 340m/s とほぼ同一の結果となった。PS 検層との比較により、本研究による Site A と Site B の推定 S 波速度構造は、速度に関してはほぼ PS 検層の結果と一致した。

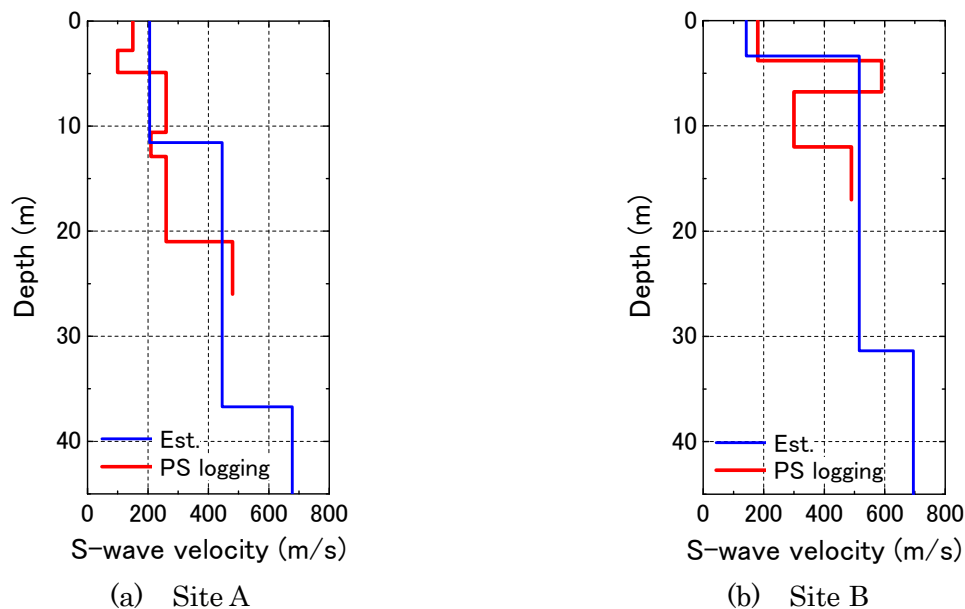
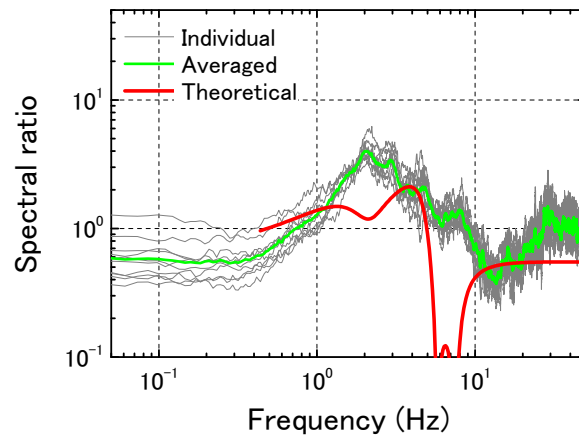


図 5.6 PS 検層と推定 S 波速度構造の比較

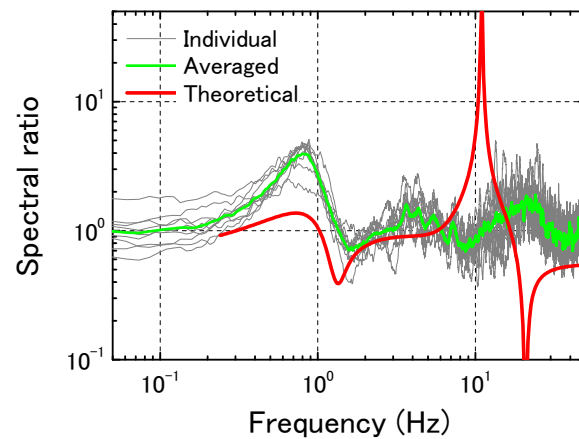
(2) 観測と理論の H/V スペクトル比の比較

Site A と Site B の推定 S 波速度構造の妥当性を確認する目的から、図 5.7 の(a)と(b)に Site A および Site B にて測定した微動の H/V スペクトル比(Averaged)と推定 S 波速度構造に基づくレイリー波の理論 H/V スペクトル比(Theoretical)を比較する。観測 H/V スペクトル比は 4.2 節で述べた方法と同様に算出しており、図中の細実線(Individual)は個別の観測 H/V スペクトル比を表し、太実線(Averaged)はそれらの対数平均を表す。

各サイトの理論 H/V スペクトル比は、5.1.3 項で述べた表面波探査および微動アレイ探査に基づく推定 S 波速度構造から算出している。この推定には空間的に広がりを持ったレイリー波の観測位相速度を用いていることから、微動に基づく観測 H/V スペクトル比と理論 H/V スペクトル比は完全には一致していない。しかし、観測と理論の H/V スペクトル比の大局的な凸部の周波数は概ね一致していることが分かる。



(a) Site A



(b) Site B

図 5.7 観測と理論の H/V スペクトル比の比較

(3) 基盤入力地震動の推定および比較

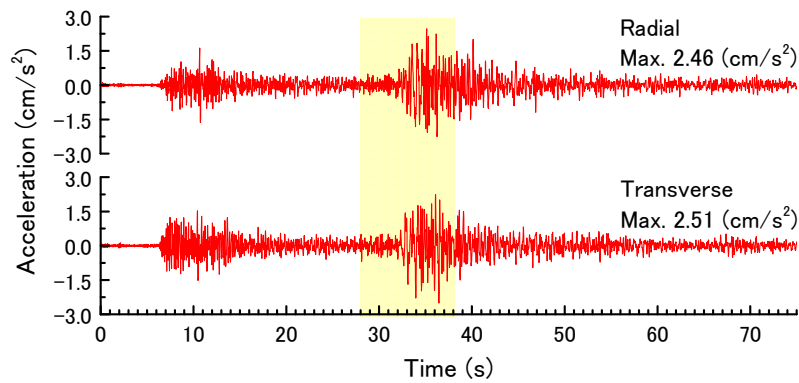
Site A と Site B において S 波速度が 700m/s 程度以浅の推定 S 波速度構造の検証を目的として、各サイトの基盤入力地震動の比較を行う。検討対象は地震 ID-ML2 とした。この地震のマグニチュードは 5.8 であり、宮崎リニア実験線における約 2 年間の地震観測のなかで波形が記録された最も規模の大きな地震である。対象地震に対する震源距離は Site A が 261.2km, Site B が 258.0km であり、各サイトと震央との位置関係は図 4.3 に示す通りである。

図によると、ほぼ南北に延びる宮崎リニア実験線の橋軸方向は上記地震の放射方向(Radial 成分)、橋軸直角方向は放射直角方向(Transverse 成分)に概ね一致している。ただし、ここでは Site A と Site B における基盤入力地震動を算出し比較することから、波形を回転させて放射方向と放射直角方向の波形を用いることとした。波形の回転角度は、電子地図を用いて各サイトの橋軸方向に対する北からの角度を取得することにより求めた。各サイトの離隔距離は対象地震の震源までの距離に比べると十分に小さいことから両サイトの基盤に入力する地震動はほぼ同一であると考え、ここでは 5.1.3 項で推定した各サイトの地下速度構造と地盤上で観測された地震動を用いてそれぞれの基盤入力地震動を算出し比較を行う。

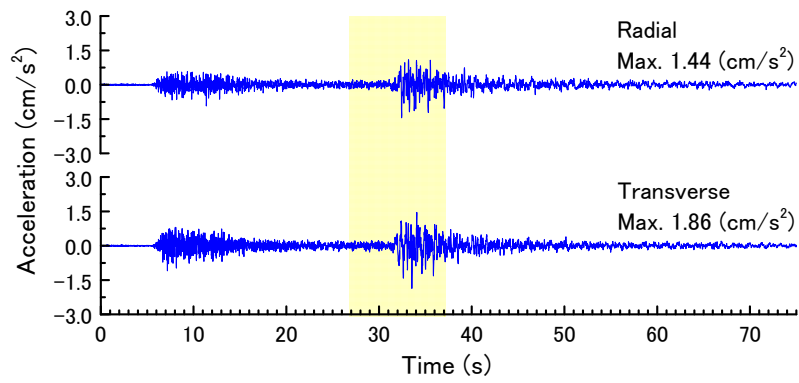
図 5.8 の(a)と(b)に Site A と Site B の放射および放射直角方向の地盤上の加速度波形比較の例(地震 ID-ML2)を示す。この地震についても 4.1 節で述べた通り Site A の方が Site B よりも加速度の最大値は大きい。図 5.9 には、各サイトにおける放射直角方向の地盤上加速度波形のフーリエスペクトルを示す。0.4Hz から 1Hz の帯域では Site B の振幅は Site A よりも大きい。一方、1Hz から 10Hz の帯域では逆に Site A の振幅は Site B よりも大きい。各サイトの推定地下速度構造を比較すると、第 2 層と第 3 層の層境界までの平均 S 波速度と深さは、Site A は 326m/s および 36.7m、Site B は 403m/s および 31.4m であり、Site A の方がより深くまで平均 S 波速度が小さくなっている。1Hz から 10Hz の帯域で Site A の方が大きくなるのは上記の表層 S 波速度構造に起因していると考えられる。また、第 3 層と第 4 層の層境界は S 波速度が約 700m/s の下面となるが、この層境界までの深さは、Site A は 129.8m、Site B は 215.7m であり Site B の方が深くなっている。0.4Hz から 1Hz の帯域で Site B の方が大きくなるのは上記の深部 S 波速度構造に起因していると考えられる。図 4.5、図 4.6 および図 5.8 に示す通り、地盤上で観測される最大加速度は Site A の方が Site B に比べて大きい。これは Site A の第 2 層までの表層地盤により 1Hz から 10Hz の比較的高い周波数成分が増幅されるためと推測される。

次に、Site A および Site B の基盤入力加速度波形を 5.1.3 項で推定した各サイトの地下速度構造を用いて 1 次元重複反射理論により算出した。Q 値は周波数依存を与えず推定 S 波速度(cm/s)を 15 で除した値とした。各サイトの表層地盤の伝達関数を図 5.10 に示し、算出した基盤入力加速度波形を図 5.11 に示す。算出方法は齋藤ほか(1995)および津野・工藤(2005)を参考にした。波形を算出した基盤面は、Site A は 3 層(S 波速度 678m/s)と 4 層(1081m/s)の境界面(図 5.5 の(a)の△印位置)、Site B も 3 層(S 波速度 695m/s)と 4 層(1388m/s)の境界面(図 5.5 の(b)の△印位置)とした。各サイトの基盤入力地震動を算出した境界面は深さが約 86m 異なるが、ほぼ同一のコントラスト比を持つことからこの境界面を選択している。図 5.11 は、算出した基盤面における入力加速度波形の到達時間差を補正して 28 秒から 38 秒の部分拡大したものである。具体的には、対象地震の震源に近い Site B の波形を 0.6 秒遅らせて表示している。なお、この 10 秒間は図 5.8 の黄色の部分に対応している。図によると、S 波が到達したと考えられる 32 秒以降において両サイトの基盤入力加速度波形の振幅や位相は概ね一致している。特に、SH 波が卓越する放射直角方向では良く一致し、S 波到達直後は特に良好である。

図 5.12 に各サイトにおける放射直角方向の基盤入力加速度波形のフーリエスペクトルを示す。なお、図 5.12 の基盤入力フーリエスペクトルは、図 5.9 の地盤上フーリエスペクトルを図 5.10 の伝達関数で割ることにより算出される。その結果、Site A は 1.5Hz と 3Hz 付近のピーク周波数が抑えられ、Site B は 0.7Hz および 2.5Hz 付近の振幅が補正されたことから、基盤入力は地盤上に比べ対象地震の主要帯域である 0.4Hz から 3Hz で一致が高まっている。ただし、3Hz よりも高周波数成分の一致はやや低い。加えて、より低周波数帯域を強調させて Site A と Site B の基盤入力地震動を比較するために速度波形での比較も行った。図 5.13 に、図 5.11 の加速度波形を積分した各サイトにおける基盤入力速度波形を重ねて示す。なお、積分の際には 0.1Hz と 10Hz をカットオフ周波数とするバンドパスフィルター処理を施した。積分時のバンドパスフィルターの周波数特性を図 5.14 に示す。図 5.13 を見ると、高周波数成分がカットされた結果、S 波到達後の両サイトの振幅や位相はよく一致し、S 波到達直後の放射直角方向の整合性は高い。



(a) Site A



(b) Site B

図 5.8 地盤上の加速度波形の例
(地震 ID-ML2, 2011 年 4 月 9 日, 種子島南東沖, M5.8)

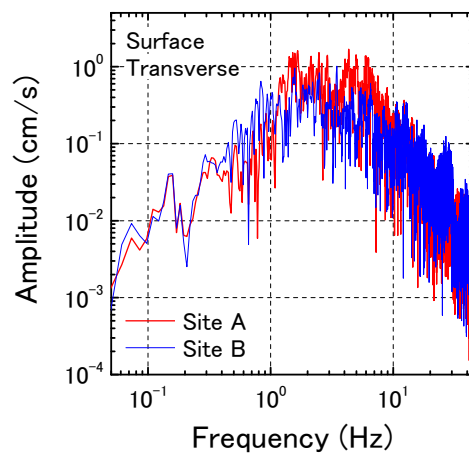


図 5.9 フーリエスペクトル比較の例(地盤上)

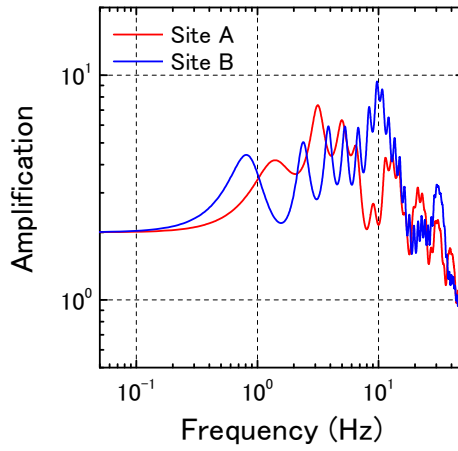


図 5.10 表層地盤の伝達関数の比較

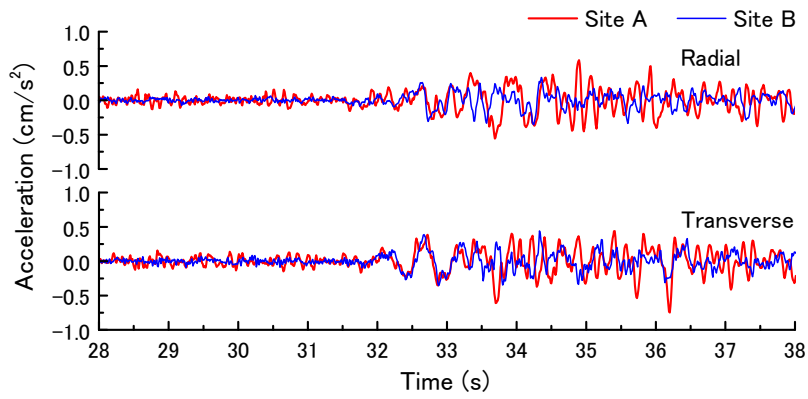


図 5.11 推定基盤入力地震動比較の例(加速度波形)

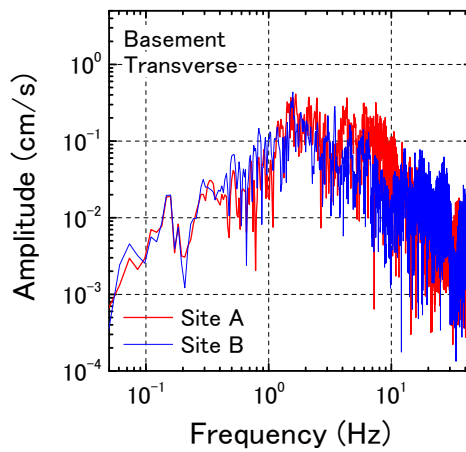


図 5.12 フーリエスペクトル比較の例(基盤入力)

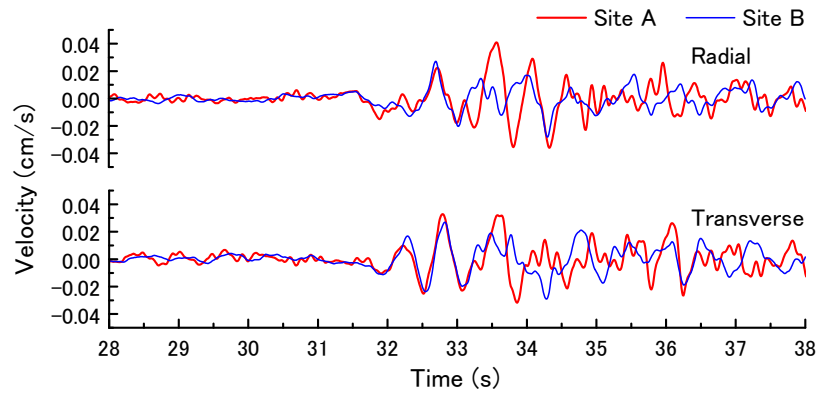


図 5.13 推定基盤入力地震動比較の例(速度波形)

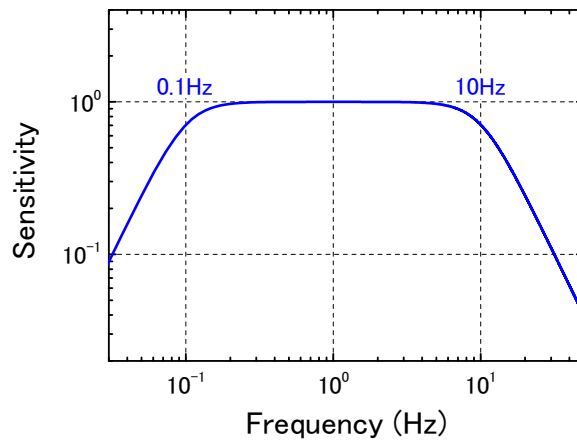


図 5.14 速度波形算出時のフィルター特性

上記の通り，両サイトの S 波到達直後の基盤入力地震動は振幅や位相は概ね一致しているものの，図 5.11 および図 5.13 を見ると S 波到達直後以降は位相の一致が低下する．この理由として，本研究の S 波速度構造の推定や重複反射理論を用いた基盤入力地震動の推定は地盤の水平成層構造を仮定しているが，図 4.9 の通り Site A では H/V スペクトル比のピーク周波数が急変しており地下速度構造が水平成層ではないことが示唆され，2 次元もしくは 3 次元の効果が影響していると考えられる．

PS 検層との比較，観測と理論の H/V スペクトル比のピーク周波数の比較と併せ，両サイトの基盤入力地震動の S 波到達直後の良好な一致も確認できたことから，本研究の Site A と Site B における推定 S 波速度構造は，特に S 波速度が 700m/s 程度以浅において地震動推定のための信頼性を有していると考えられる．

5.2 宮崎リニア実験線に沿った地下速度構造の推定

本研究では、5.1.3項で述べた Site A および Site B の推定 S 波速度構造を参照し、4.2 節に記す微動測定点の H/V スペクトル比を用いて S 波速度構造を連続的に推定する(津野ほか, 2011)。H/V スペクトル比は S 波速度と層厚のトレードオフが強く(Scherbaum et al., 2003)、H/V スペクトル比のみからでは地下速度構造の決定に不確かさを残すため、表面波探査ならびに微動アレイ探査から推定した S 波速度構造に基づくこととした。

推定に用いる微動の H/V スペクトル比は、ピーク周波数の 0.5 倍から 1.5 倍の帯域を用いた。まず、S 波速度と層厚のトレードオフを生じにくくするため Site A の推定地下速度構造の層厚と S 波速度に $\pm 10\%$ 幅の探索範囲を設けて、遺伝的アルゴリズムによる逆解析により対象路線全線の S 波速度構造を線状に連続して推定した。同様に、Site B の推定地下速度構造に基づき、Site A と同じ条件を設定した上で対象路線全線の S 波速度構造を線状に連続して推定した。

図 5.15 に Site A および Site B の推定地下速度構造に基づき全線に渡って S 波速度構造を推定した際の評価値と、その評価値の Site A と Site B の比を示す。評価値は微動観測に基づく H/V スペクトル比のピーク周波数の 0.5 倍から 1.5 倍の帯域における観測と理論の差分絶対値の総和とした。これらの図によると、評価値が交差しその比が 1.0 以上とそれ以下に分かれるのはキロ程 5.261km 付近となる。本研究ではこの地点よりも北側を Site A 参照区間(Site A を参照し地下速度構造を推定した区間)、南側を Site B 参照区間(Site B を参照し地下速度構造を推定した区間)として、対象路線に沿った S 波速度構造を決定することとした。なお、この参照区間の境界位置は図 4.9 の○で示した H/V スペクトル比のピーク周波数が 1Hz を下回る位置に概ね対応している。Site A 参照区間および Site B 参照区間の観測 H/V スペクトル比と逆解析時のレイリー波理論 H/V スペクトル比の比較例として、図 5.16 の(a)と(b)にキロ程 2.148km 地点および 6.415km 地点をそれぞれ示す。これらの例から観測(Averaged)と理論(Theoretical)のピーク周波数が良好に一致していることが確認できる。

前掲の図 4.9 には、H/V スペクトル比におけるピーク周波数の実測値(○)と理論値(×)が重ねて示されている。ここで、理論値は上記の逆解析により求められた地下速度構造を用いてレイリー波の理論 H/V スペクトル比を算出することにより得られた値である。この図によると、逆解析により求められた推定地下速度構造の理論 H/V スペクトル比のピーク周波数は観測値よりもわずかに大きな値となっている地点も見られるが全体としてよく一致している。これよりモデル路線全線に渡り、線状連続の地下速度構造推定に向けたピーク周波数の再現は概ね良好であることが確認される。

図 5.17 に H/V スペクトル比に基づく宮崎リニア実験線に沿った推定 S 波速度構造のコンター図を示す。なお、Site A 参照区間ならびに Site B 参照区間とも S 波速度が 1000m/s 以上と考えられる第 4 層は、参照する Site A および Site B の推定 S 波速度の信頼性が微動アレイ探査から得られた位相速度の限界によりやや低いと考えられるため、コンター図においては同一色としている。図中の(A1)185~226 は Site A 参照区間の 1 層目かつ推定 S 波速度が 185 m/s から 226m/s であることを表し、(A2)401~432 は Site A 参照区間の 2 層目かつ推定 S 波速度が 401 m/s から 432m/s であることを表している。その他、(A3)610~743 や(B1)128~147 など同様の表現である。この図より、共に 4 層構造である Site A 参照区間と Site B 参照区間の各層の S 波速度は概

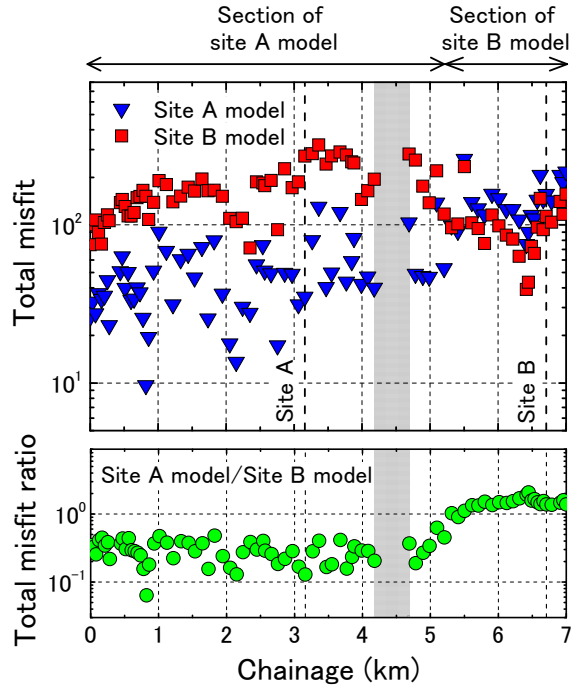
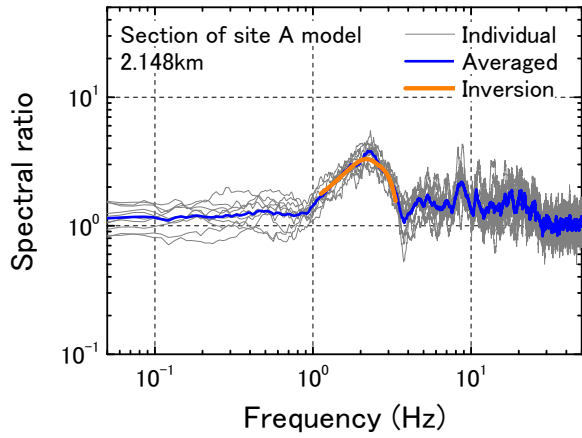
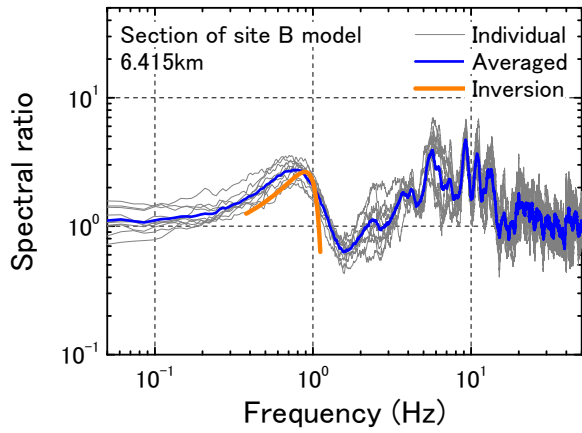


図 5.15 評価値を用いた参照区間の分割



(a) Site A モデル参照区間(キロ程 2.148km)



(b) Site B モデル参照区間(キロ程 6.415km)

図 5.16 実測と理論の H/V スペクトル比の比較例

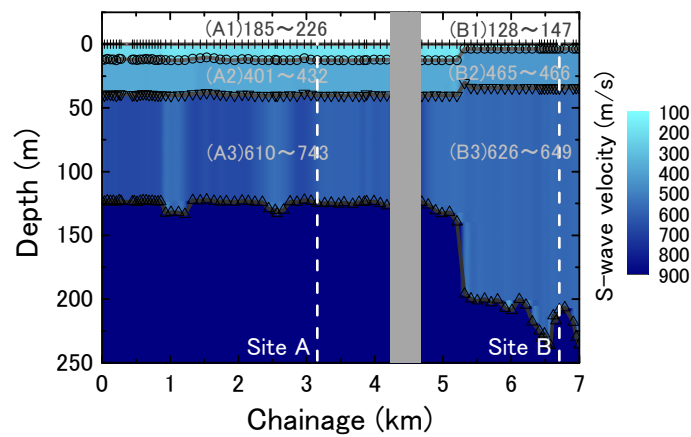


図 5.17 路線に沿った S 波速度構造

ね共通している結果が得られた。キロ程が 1.0km 前後および 2.5km 前後では第 3 層の層厚が大きくなると共に S 波速度が小さくなっている。これは、図 4.9 に示した H/V スペクトル比のピーク周波数とその周辺よりも小さくなっている区間に対応している。

この図によると、両区間の境界位置であるキロ程 5.261km 付近では第 3 層と第 4 層の境界層の深さにやや大きな変化が見られる。これは、参照する Site A と Site B の推定 S 波速度構造が異なっており、観測 H/V スペクトル比に基づき遺伝的アルゴリズムを用いて S 波速度構造を推定する際の探索範囲を小さく設定していることに起因する。ただし、図 4.9 に示した H/V スペクトル比のピーク周波数はキロ程 4.5km 付近から南側へ向かうに従い低くなる傾向にあることから、これらのピークを生じさせる第 3 層と第 4 層の境界層は次第に深度を増すと考えられる。対象路線に沿って推定した本研究の地下速度構造は、参照区間の境界位置前後においてこの傾向を捉えていると考える。

5.3 宮崎リニア実験線に沿った地盤上地震動の推定

Site A および Site B で観測された対象地震について、地盤上における推定地震動の精度を確認する。ここでは、5.1.3 項で推定した Site B の S 波速度構造を用い、同サイトで観測された地震動から基盤入力地震動を算出し、この基盤入力地震動と 5.2 節で H/V スペクトル比に基づき求めた S 波速度構造から両サイトの地盤上地震動を推定した。なお、算出する地震動指標は水平成分合成の最大加速度(PA , Peak Acceleration, cm/s^2)および最大速度(PV , Peak Velocity, cm/s , 図 5.4)の他に、鉄道の運転規制に用いられている代表的な指標の警報用最大加速度(PA_{JR} , cm/s^2)および SI 値(SI , cm/s)とした。

警報用最大加速度は 0.05Hz から 5Hz のバンドパスフィルター処理を施した水平成分合成の最大加速度であり、旧国鉄が定め現在も広く使用されている鉄道固有の地震動指標である(中村ほか, 2005)。警報用加速度算出時のフィルター特性を図 5.18 に示す。

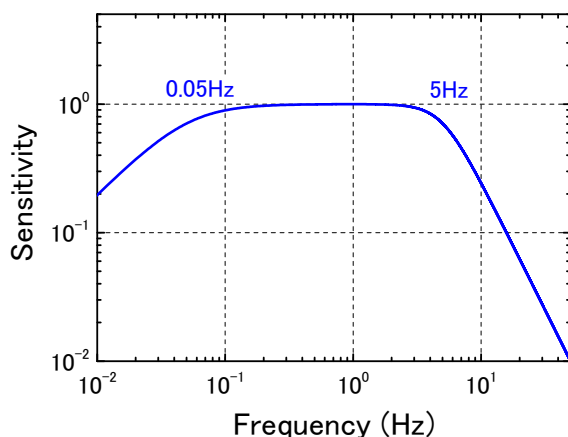


図 5.18 警報用加速度(PA_{JR})算出時のフィルター特性

SI 値は、Housner(1961)によって提唱された地震動指標であり、一般的な建造物の固有周期を考慮して減衰定数 20%の速度応答スペクトルの周期 0.1 秒から 2.5 秒までの平均値として定義される。SI 値の定義式を式(5.1)に示す。

$$SI = \frac{1}{2.4} \int_{0.1}^{2.5} S_v(T) dT \quad (5.1)$$

ここで、 SI は SI 値(cm/s)、 $S_v(T)$ は各周期における速度応答スペクトル(cm/s)、 T は周期(s)である。SI 値のリアルタイム計算手順はいくつか提案されているが、ここでは東大生産研方式と呼ばれる手法(古川ほか, 1999; 鈴木・島村, 2003)を採用した。

5.1.4 項 (3)の各サイトにおける基盤入力地震動の比較では、波形の振幅や位相の一致を検討する目的から気象庁発表による震央位置の情報を用いて波形を回転させ放射方向と放射直角方向に対して検討を行った。しかし、本研究の目的としている地震発生直後の地震動推定では、正確な震央位置の情報取得を待つことなく即時性の高い評価を目指している。従って、ここでは震源情報が取得される前の状況を考え、観測された橋軸方向と橋軸直角方向の記録をそのまま用いて精度検証を行うこととした。

両サイトの各地震動指標に対する実測と推定の比較を図 5.19 の(a)から(d)に示す。これらの図において、(a)は最大加速度、(b)は最大速度、(c)は警報用最大加速度、(d)は SI 値の比較である。また、両サイトの各指標に対する実測と推定の相関係数を表 5.2 に示す。図 5.19 と表 5.2 によると Site B は参照点であることから各指標とも実測と推定はよく一致しており、相関係数は全ての指標とも 0.99 となった。わずかに差異が生じている理由は、基盤入力地震動の算出に用いる地下速度構造(5.1.3 項)と路線に沿った地盤上の地震動推定に用いる地下速度構造(5.2 節)が同一でないことによる。Site A ではやや差異を生じた地震があるものの、各指標とも相関係数 0.89 程度と高い。これより、本研究の地盤上地震動の推定手法は信頼性を有すると考える。

次に、5.2 節で線状に連続して S 波速度構造を推定した微動測定点に対し、地盤上地震動の推定を行う。ここで対象とした地震動指標は、地震時の列車運転規制に対して近年導入された指標の 1 つである SI 値とした。対象地震は地震 ID-ML4, ML6, ML11 の 3 地震を扱う。図 5.20 の(a)から(c)に、宮崎リニア実験線のキロ程と推定した SI 値の関係を示す。この検討でも地震動推定には Site B で観測された地震動を参照している。Site B における推定の結果を見ると実測と推

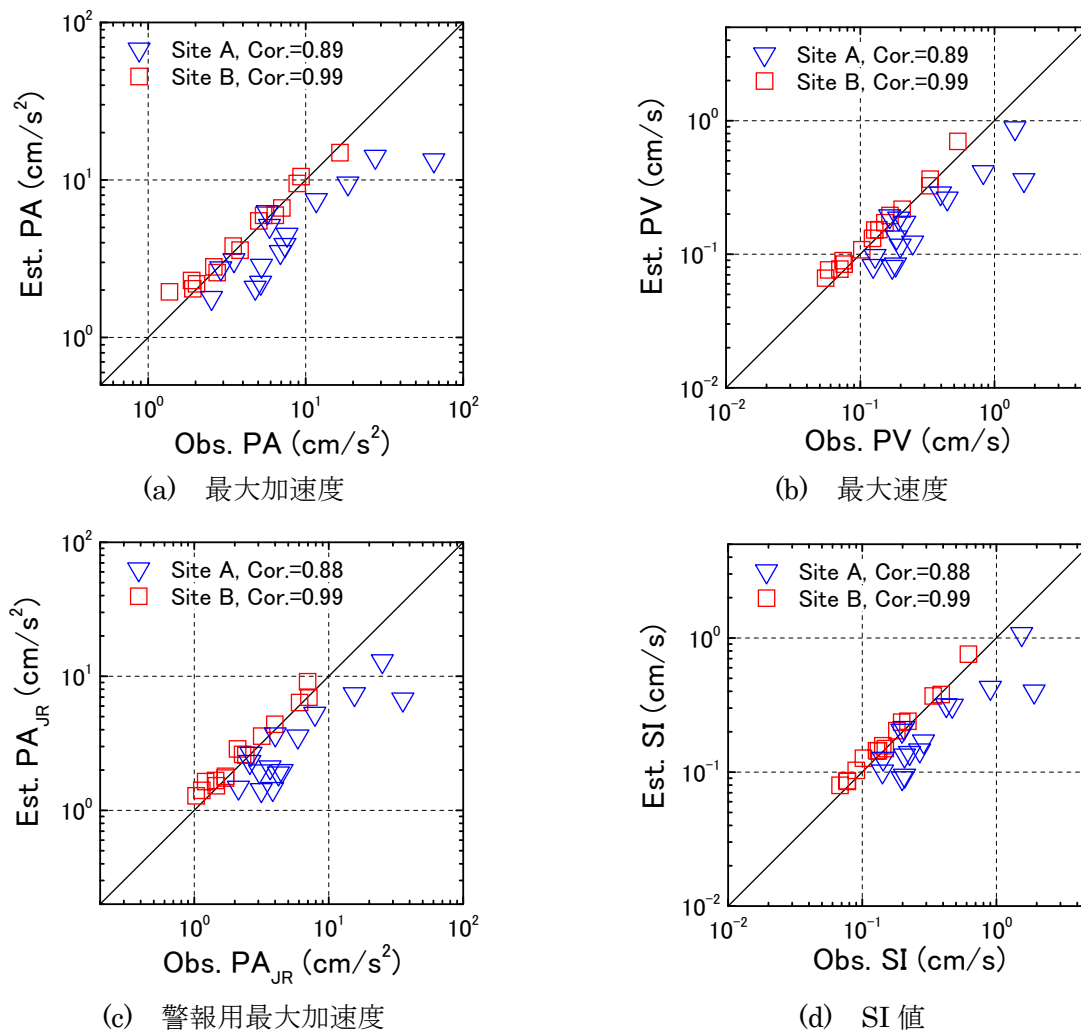
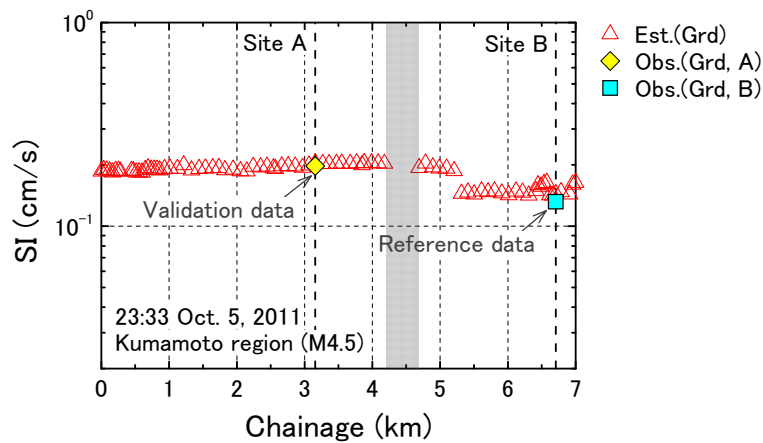


図 5.19 地盤上地震動の実測と推定の比較

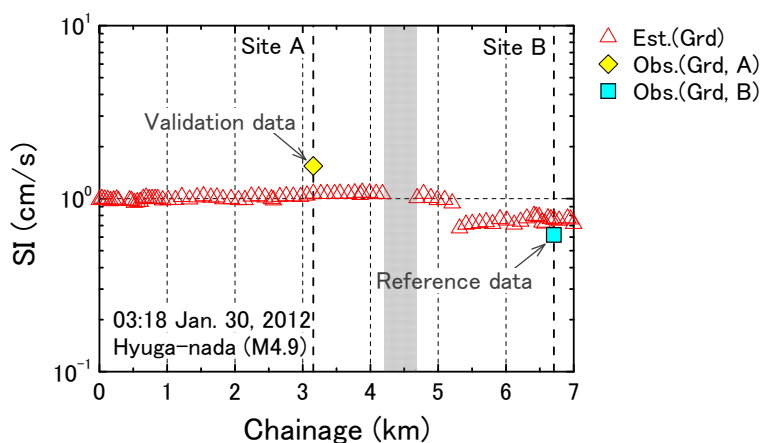
定にわずかな差異があるが、この理由は先に述べた通り基盤入力地震動の算出に用いる地下速度構造と路線に沿った地盤上地震動の推定に用いる地下速度構造が同一でないことによる。検証点である Site A を見るとやや過小推定となっている地震もあるが、実測と推定は概ね一致している。これより、本研究の手法を用いることにより宮崎リニア実験線に沿った地震動分布を対象地震に対して詳細に把握できたと考える。

表 5.2 地盤上地震動の実測と推定の相関係数

Seismic index	Correlation coefficient of the logarithm scale	
	Site A	Site B
Peak acceleration (PA)	0.89	0.99
Peak velocity (PV)	0.89	0.99
JR Peak acceleration (PA _{JR})	0.88	0.99
Spectral intensiy (SI)	0.88	0.99

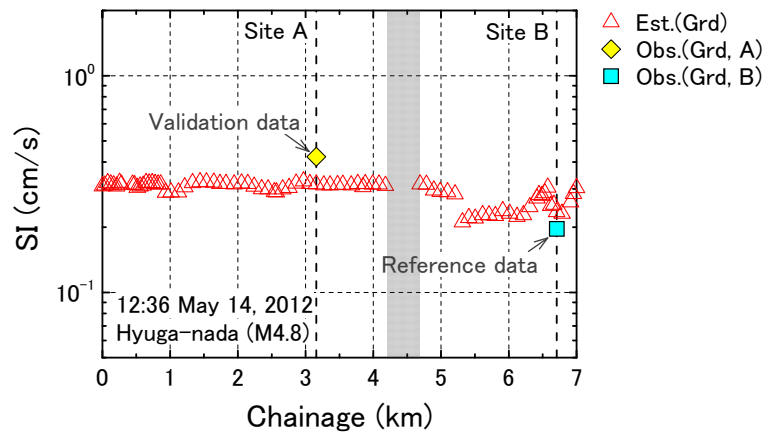


(a) 地震 ID-ML4(M4.5)



(b) 地震 ID-ML6(M4.9)

図 5.20 路線に沿った地盤上地震動推定の例(SI 値)



(c) 地震 ID-ML11(M4.8)

図 5.20(続) 路線に沿った地盤上地震動推定の例(SI 値)

5.4 旧高千穂鉄道の地震観測点における地下速度構造の推定

5.4.1 表面波探査

旧高千穂鉄道の地震観測点である Site C と Site D において、主に浅層部の S 波速度構造を推定する目的から表面波探査(例えば, Tsuno et al., 2008)を実施した。測定には 4.4 節に記した微動測定と同じ機器を用い、速度計 8 台により 100Hz サンプリングにてデータを記録した。センサーの配置は宮崎リニア実験線での表面波探査と同一とした(図 5.1)。図の通りセンサーは、1 台目を打撃点から 10m 離れた後、1 台目から 2 台目の離隔距離を 1m、それ以降は設置間隔を 1m ずつ増やし、最遠点となる 8 台目が打撃点から 38m となるように配置した。打撃はかけやを用い、最遠点での打撃波形の S/N 比を確認しながらデータを収録した。各サイトの近傍における表面波探査の実施位置を図 5.21 に示す。図中の赤色の直線が表面波探査の実施位置を表す。

Site C ならびに Site D とも人力によるかけや打撃は 20 回以上行い、その中で打撃前後が比較的静穏であった 12 打撃のデータを切り出し、上下成分波形の位相が一致するように手動で時間差を補正してスタック処理を行った。例として、Site A の最遠点のセンサーにおける 12 波形とスタック波形を図 5.22 に重ねて示す。この図によると、12 個の打撃波形はシグナル部分の振幅および位相がほぼ同一でありスタック処理により S/N 比が向上していることが分かる。図 5.23 の(a)



図 5.21 表面波探査と微動アレイ探査の実施位置

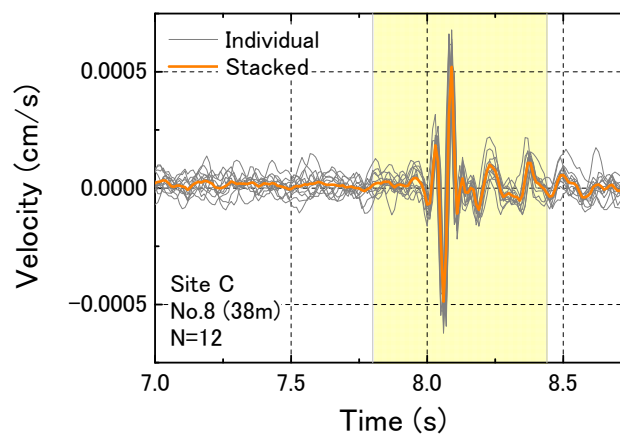


図 5.22 表面波探査の記録波形スタック処理の例

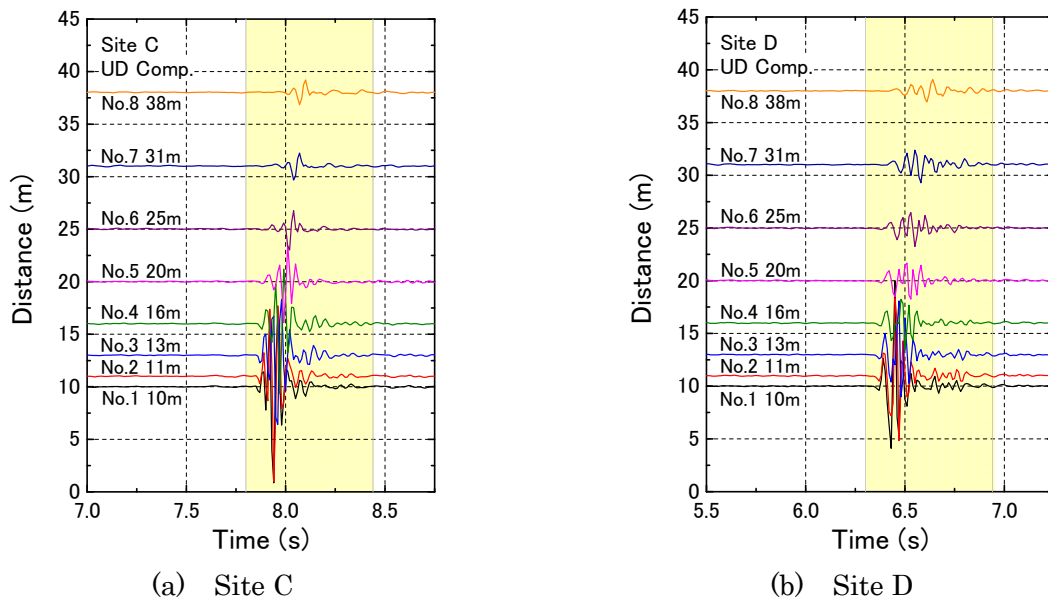


図 5.23 表面波探査の記録波形の例(上下成分, スタック処理後)

と(b)に Site C および Site D のスタック処理後の波形を並べて示す. Site C と Site D の波形を比較すると振動特性は異なっており, 両地震観測点付近の地下速度構造が異なっていることが示唆される. なお, 位相速度の算出には図中の黄色で示したシグナル部分の 0.64 秒を対象として, ここでは Capon(1969)の最尤法(MLM, Maximum-Likelihood Method)を用いた.

5.4.2 微動アレイ探査

主に浅層部の S 波速度構造推定に主眼を置いた表面波探査に加え, 深層部の S 波速度構造の把握を目的として, 地震観測点の Site C と Site D の近傍において微動アレイ探査を行った. 測定には微動測定や表面波探査と同一の速度計を用い, 100Hz サンプリングにて微動データを記録し

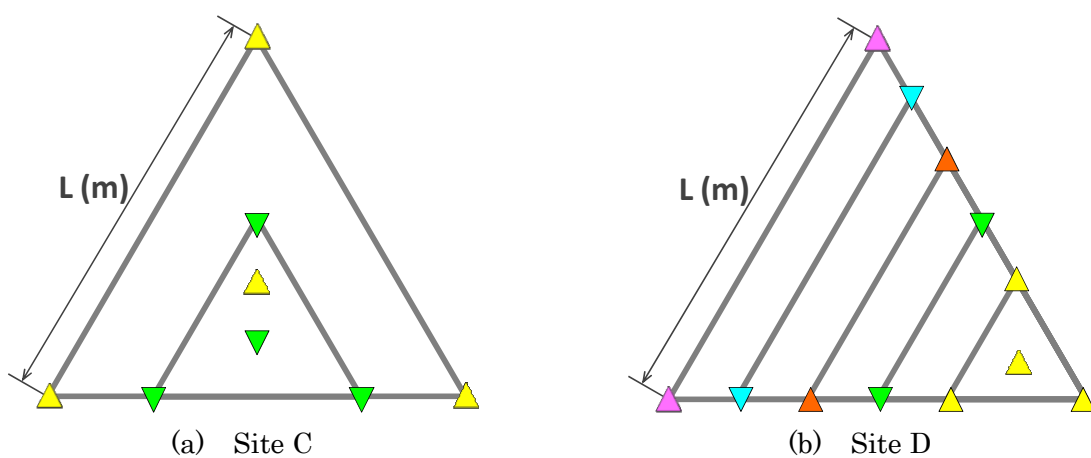


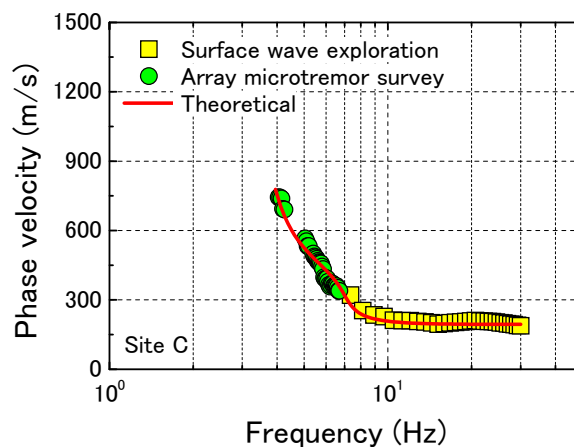
図 5.24 微動アレイ探査のセンサー配置

た。位相速度は、自動車の通過等に伴う雑振動の少ないデータ区間を切り出し、SPAC 法により算出した。各サイトの近傍における微動アレイ探査の実施位置は図 5.21 の通りである。図中の黄色の正三角形が微動アレイ探査の実施位置を表す。

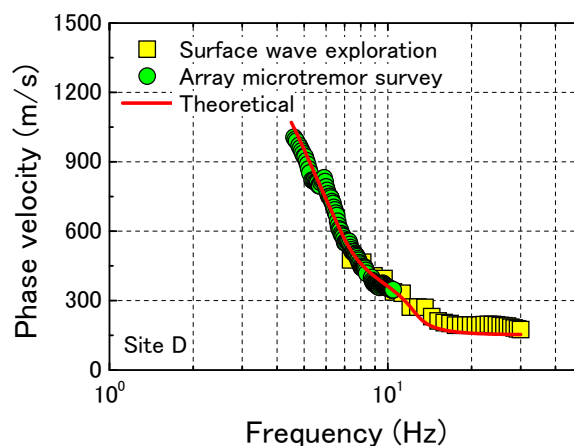
センサーは図 5.24 の(a)と(b)に示す通り、Site C では正三角形の1辺(L)が 34.6m・69.3m となるよう、Site D では 20m・30m および 40m・50m・60m となるよう配置した。Site D では測定箇所の制約により 20m のアレイ以外は中心位置にセンサーを設置せずに測定を行った。データの記録は、Site C では 30 分を 1 回、Site D では異なるセンサー配置で 20 分を 1 回ずつ行った。

5.4.3 地震観測点の S 波速度構造の推定

表面波探査と微動アレイ探査から別々に得られた位相速度を統合することにより、Site C と Site D のレイリー波の分散特性を把握する。図 5.25 の(a)と(b)に各サイトの位相速度を示す。両サイトとも高周波数帯域の位相速度は表面波探査、低周波数帯域は微動アレイ探査から得られおり、おおよそ 4Hz から 30Hz の広帯域なレイリー波の分散曲線が連続的に得られた。



(a) Site C



(b) Site D

図 5.25 観測位相速度と理論分散曲線

このレイリー波の分散曲線から、遺伝的アルゴリズムを用いた逆解析(山中・石田, 1995)により S 波速度構造を推定した. 図 5.25 の(a)と(b)に, 表面波探査および微動アレイ探査から算出した観測位相速度と併せ, 逆解析により推定された S 波速度構造のレイリー波の理論分散曲線も併せて示す. 図によると, 観測と理論のレイリー波の分散特性の整合性は高いことが確認される.

Site C と Site D の推定 S 波速度構造を図 5.26 の(a)と(b)に示す. 図の通り, Site C は 2 層, Site D は 3 層の構造が得られた. 両サイトの地下速度構造の一覧を表 5.3 にそれぞれ記す. この表の P 波速度や密度は統計的な関係に基づき推定 S 波速度から算出した(Ludwig et al., 1970).

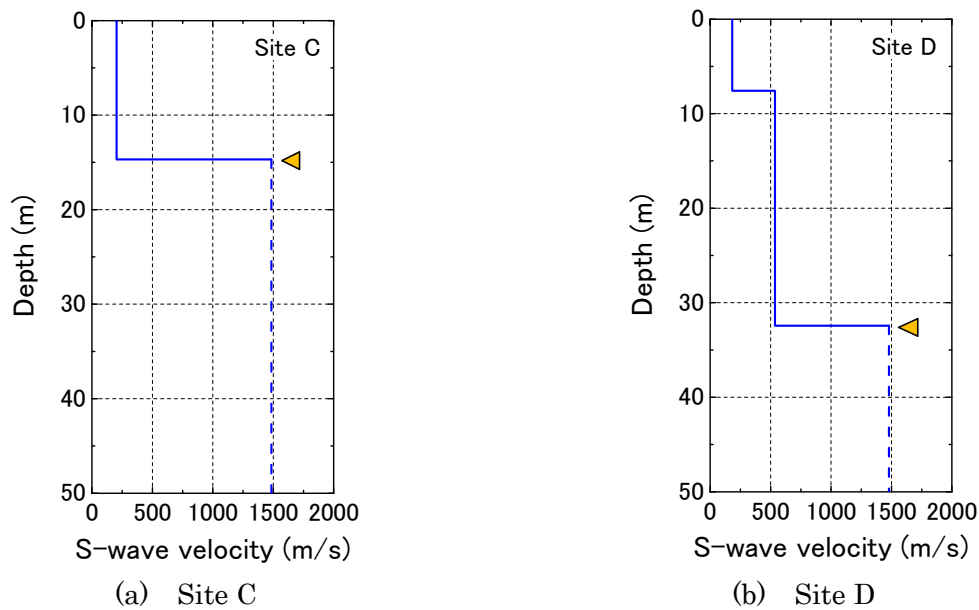


図 5.26 推定 S 波速度構造

表 5.3 推定地下速度構造

(a) Site C

Layer No.	H (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	Density (g/cm ³)
1	14.7	204	1614	1.73
2	-	1484	2980	2.22

(b) Site D

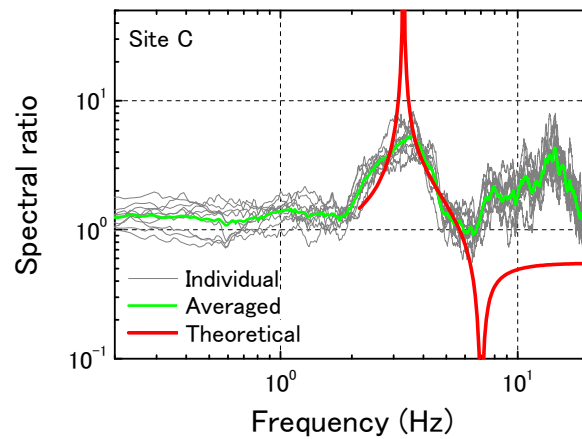
Layer No.	H (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	Density (g/cm ³)
1	7.6	182	1601	1.72
2	24.8	536	1915	1.90
3	-	1478	2971	2.21

5.4.4 推定 S 波速度構造の検証

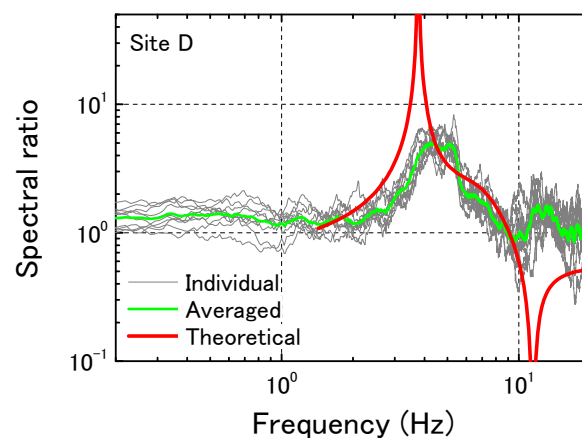
(1) 観測と理論の H/V スペクトル比の比較

Site C と Site D の推定 S 波速度構造の妥当性を確認する目的から、図 5.27 の(a)と(b)に Site C および Site D にて測定した微動の H/V スペクトル比(Averaged)と、5.4.3 項で求めた両サイトの S 波速度構造から算出したレイリー波の理論 H/V スペクトル比(Theoretical)を重ねて示す。観測 H/V スペクトル比の算出方法は 4.4 節に記した通りであり、図中の細実線(Individual)は個別の観測 H/V スペクトル比、太実線(Averaged)はそれらの対数平均を表す。

図によると、Site C の観測と理論の 1 次ピーク周波数はそれぞれ 3.6Hz と 3.3Hz で良く一致しており、Site D でもそれぞれ 4.2Hz と 3.8Hz で概ね一致している。理論 H/V スペクトル比は広がりを持ったアレイ空間内で観測された位相速度に基づいており、微動データによる観測 H/V スペクトル比とは差異を生じる場合があると考えられる。Site D の観測と理論の H/V スペクトル比の 1 次ピーク周波数はわずかに差異を生じているが、その原因の一つに上記が考えられる。



(a) Site C

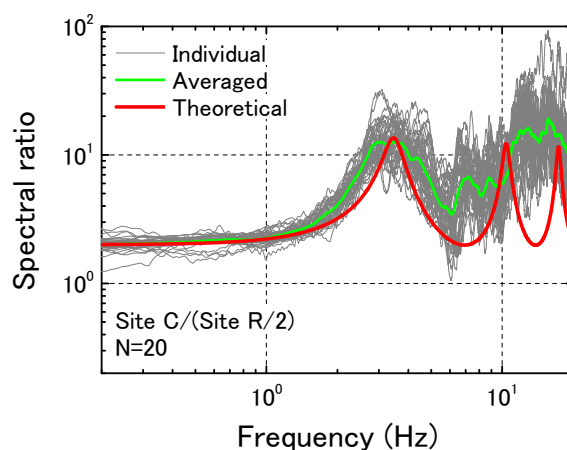


(b) Site D

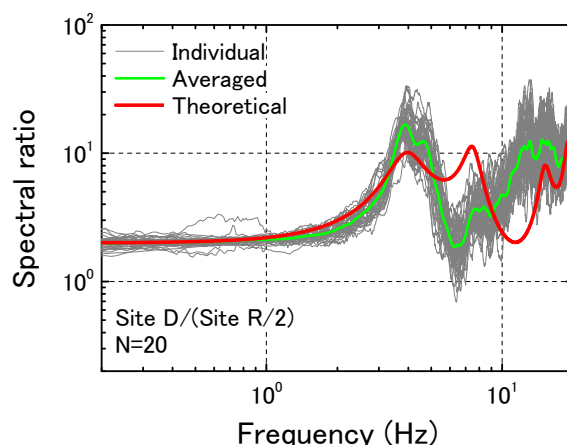
図 5.27 観測と理論の H/V スペクトル比の比較

(2) 観測と理論の地盤増幅特性の比較

Site R は切通区間内の地震観測点であり、切土の法面に岩が露出していることから観測された地震動の 1/2 倍は上昇波のみの基盤入力地震動に近似すると推測される。Site C と Site D で観測された地震動のフーリエスペクトルと Site R のフーリエスペクトルの 1/2 倍の比は、両サイトの表層地盤の増幅特性を表すと考えられる。図 5.28 の(a)と(b)に、観測地震に対する Site C と Site D の増幅特性(観測伝達関数, Averaged)を示す。ここで、フーリエスペクトルには 0.5Hz 幅の Parzen ウィンドウによる平滑化処理を行っている。この図には、Site C と Site D で推定した S 波速度構造と 1 次元重複反射理論を用いて算出した増幅特性(理論伝達関数, Theoretical)を併せて示す。なお、減衰特性を与える Q 値に関し、理論伝達関数を計算する際は周波数依存型 $Q=Q_0f^N$ ($V_S>700\text{m/s}$ の場合は $N=0.5$, $V_S<700\text{m/s}$ の場合は $N=0.7$ とした)とし、 Q_0 は S 波速度(m/s)の 1/10 を与えた(津野・工藤, 2005)。Site C の観測と理論の伝達関数は、3Hz のピーク周波数において振幅比が良く一致している。Site D についても、4Hz のピーク周波数は観測と理論で良く一致し、振幅比も概ね一致している。



(a) Site C



(b) Site D

図 5.28 表層地盤の伝達関数

(3) 基盤入力地震動の比較

次に、Site C と Site D における観測データと推定地下速度構造から 1 次元重複反射理論を用いてそれぞれの基盤入力地震動を推定し、Site R の観測波形の 1/2 倍と比較する。ここでも Q 値は周波数依存型のモデルとした。地震動を推定した層境界は各サイトで深さが異なるものの、S 波速度が約 1500m/s の層の上面(図 5.26 の△印位置)である。

Site C と Site D の基盤入力速度波形および Site R の振幅を 1/2 倍した線路方向の速度波形を図 5.29 に並べて示す(地震 ID-TR5)。なお、加速度波形を積分する際には 0.1Hz と 10Hz をカットオフ周波数とするバンドパスフィルター処理を施している(図 5.14)。この図によると、図中に黄色で示す S 波到達直後の 18.5 秒から 22.5 秒の約 4 秒間に渡り、振幅および位相ともにそれぞれの波形の整合性は高い。

観測と理論における H/V スペクトル比のピーク周波数比較、観測と理論の表層地盤の伝達関数比較と併せ、ここでは両サイトにおける S 波到達直後の基盤入力地震動の波形が良く一致することが確認できた。これより、本研究で推定した Site C と Site D の S 波速度構造は、特に S 波速度が 1500m/s 程度以浅において地震動推定のための信頼性を有していると判断した。

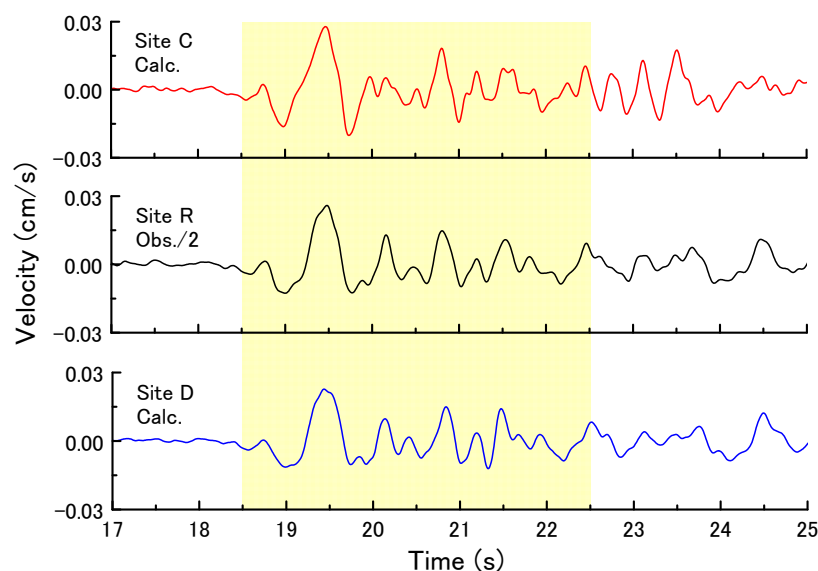


図 5.29 推定基盤入力地震動比較の例(速度波形)
(線路方向, 地震 ID-TR5, 2012 年 2 月 9 日, 日向灘, M4.6)

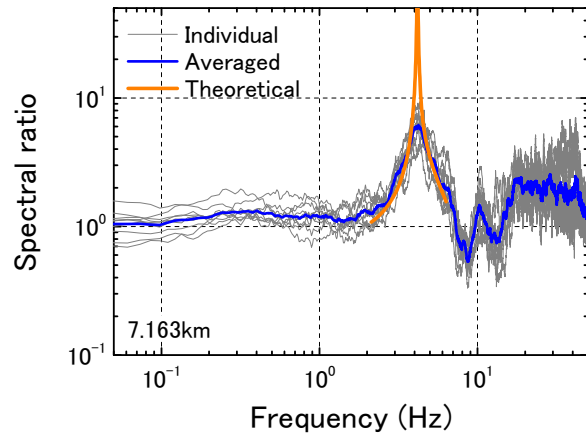
5.5 旧高千穂鉄道の対象区間に沿った地下速度構造推定

本研究では、5.4.3 項で推定した地震観測点の Site C と Site D の S 波速度構造を参照し、測定した微動データの H/V スペクトル比のピーク周波数に基づき、微動測定点の S 波速度構造を順次推定する。なお、H/V スペクトル比を用いた地下速度構造の推定では、S 波速度と層厚にトレードオフが生じ地下速度構造の決定に不確かさを残すため、表面波探査と微動アレイ探査から推定した S 波速度構造を参照することとした。ここで、Site C は 2 層、Site D は 3 層構造と層数が異なるため、切通区間よりも東側は Site C、西側は Site D の地下速度構造モデルから参照を開始する区間に分離した。本研究では両参照区間とも、まず地震観測点に最寄りの微動測定点における S 波速度構造を H/V スペクトル比に基づき求め、新たに得られた地下速度構造を参照しつつ、H/V スペクトル比に基づき 1 つ隣を順次求めていき、各地点の 1 次元の地下速度構造を水平に連続させて対象区間の 2 次元的な地下速度構造を推定した。

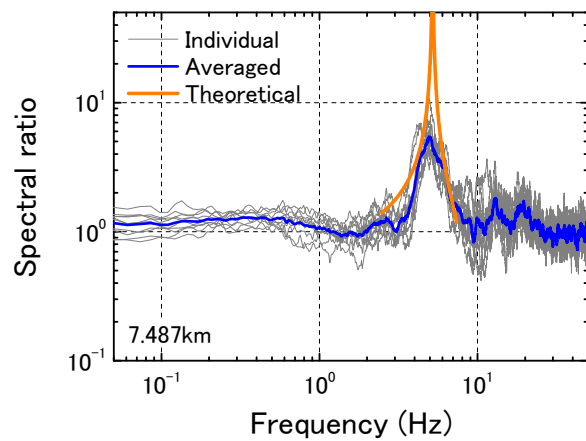
H/V スペクトル比のピーク周波数を用いた本研究の地下速度構造の推定には、ピーク周波数の 0.5 倍から 1.5 倍の帯域を用い、観測 H/V スペクトル比のピーク周波数が理論レイリー波基本モードのそれに一致するように遺伝的アルゴリズムを用いた逆解析により算出した。逆解析を行う際の探索範囲に関して、S 波速度は地震観測点で推定された値に拘束し、層厚についてのみ参照する 1 つ隣の構造の $\pm 25\%$ (0.75 倍から 1.25 倍) 幅を個別に設定した。Site C および Site D モデル参照区間における観測と理論の比較例を図 5.30 の (a) と (b) にそれぞれ示す。ここで、観測 (Averaged) はその地点の微動データから算出された H/V スペクトル比であり、理論 (Theoretical) は逆解析により推定した地下速度構造から算出したレイリー波基本モードの H/V スペクトル比である。図によると対象帯域において観測と理論のピーク周波数は良い一致が確認される。

次に、旧高千穂鉄道の対象区間に沿って推定した 2 次元的な S 波速度構造を図 5.31 に示す。ここで、図中のキロ程 6.98 から 7.26km の区間は Site C から、キロ程 7.37 から 7.59km の区間は Site D から地下速度構造の推定を開始した区間となる。この図によると、S 波速度 200m/s 前後の層は Site C 側区間の方が Site D 側区間よりも厚く、変化の程度も大きいことが分かる。また、Site D 側区間の約 540m/s の層はキロ程 7.400km 前後でやや厚くなっており、空間的な変動が見られる。図 4.16 の (c) の通り、観測地震動は統計的に Site C の方が Site D より大きくなっているが、これは S 波速度 200m/s 前後の層の深さの違いに起因すると推測される。

なお、図中の橙色、灰色の区間はそれぞれ切通区間と河川区間(行藤川)を表す。切通区間内では 3 地点で微動測定を行っているが、岩盤区間であることから S 波速度構造および地震動の推定対象からは除外している。



(a) Site C モデル参照区間(キロ程 7.163km)



(b) Site D モデル参照区間(キロ程 7.487km)

図 5.30 実測と理論の H/V スペクトル比の比較例

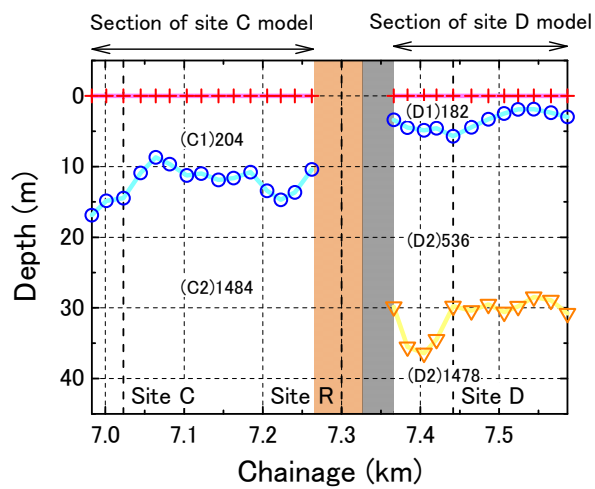


図 5.31 路線に沿った S 波速度構造

5.6 旧高千穂鉄道の対象区間に沿った地盤上地震動の推定

地震動の推定手法を検証するため、地震観測点である Site C と Site D の地盤上地震動を推定して地震動指標を算出し、両サイトの観測記録から求めた値と比較した。基盤入力地震動には Site R の観測波形を 1/2 倍して用い、1次元重複反射理論により地震動を求める際の Q 値は 5.4.4 項 (2) に記した周波数依存型を設定した。なお、この計算には 5.4.3 項で述べた表面波探査および微動アレイ探査に基づく S 波速度構造ではなく、5.5 節に記した H/V スペクトル比から推定した S 波速度構造を用いた。

図 5.32 の(a)から(d)に、両サイトの各地震動指標に対する実測と推定の比較を示し、表 5.4 に各指標に対する実測と推定の相関係数を示す。図 5.32 において、(a)は最大加速度、(b)は最大速度、(c)は警報用最大加速度、(d)は SI 値の比較である。図 5.32 と表 5.4 によると、(a)の最大加速度を指標とした際には両サイトとも相関係数が 0.8 を下回り、ややばらつきが認められる。それ以外の指標では、Site D の警報用最大加速度は相関係数が 0.83 となっているものの、その他は 0.9 以上であり、実測と推定の相関は高い結果を得た。これより、本研究で用いた地震動の推定手法は実務で使用可能な精度を有していると考えられる。

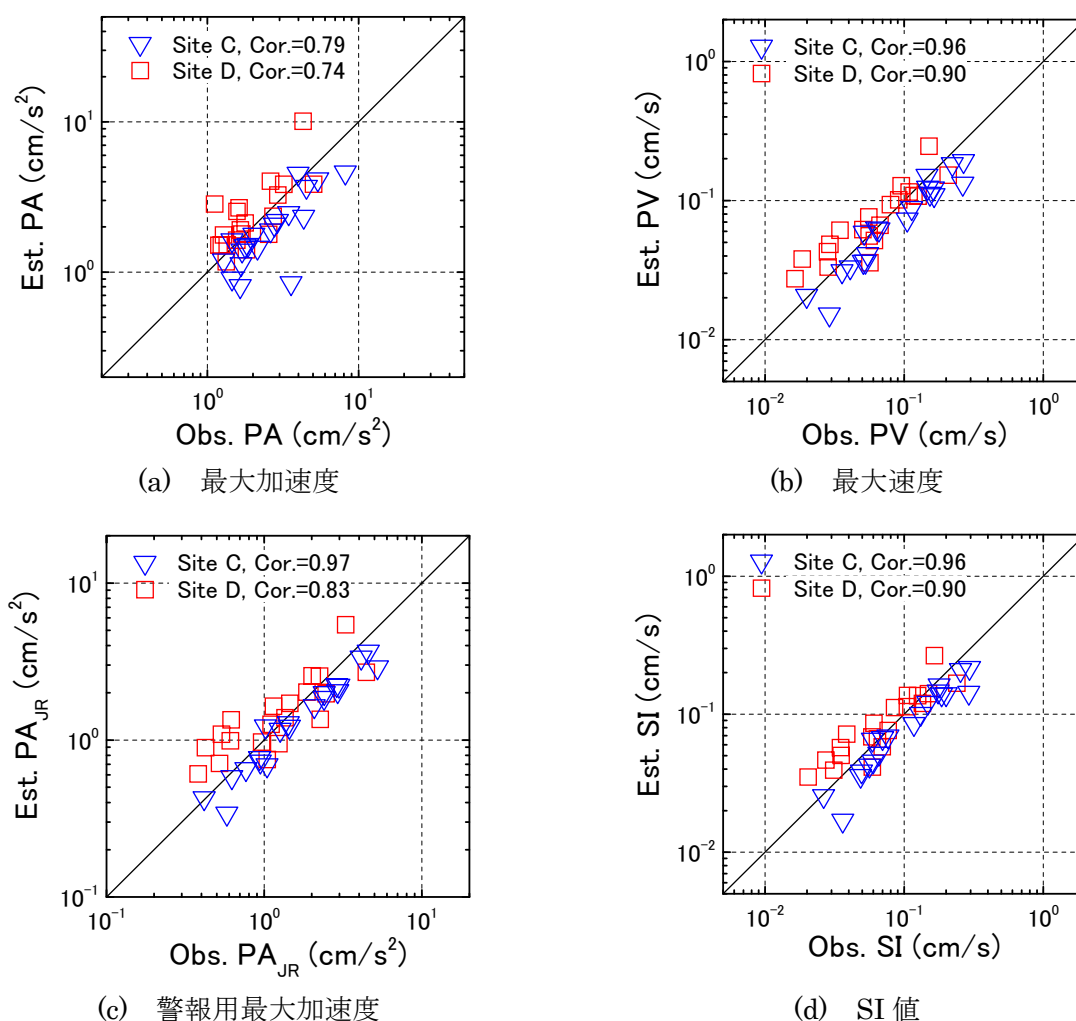
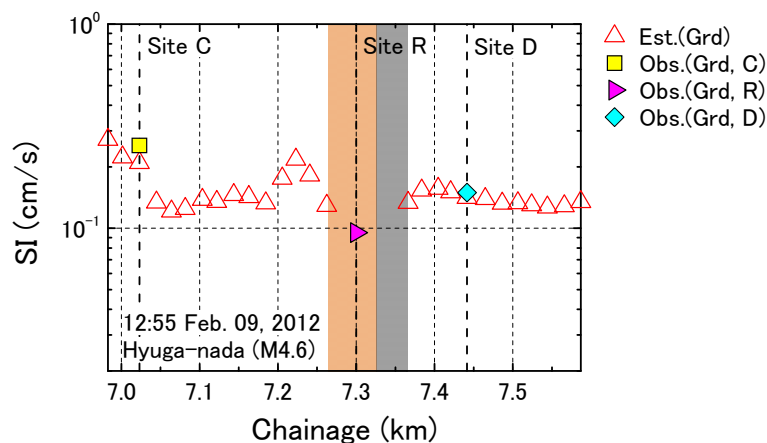


図 5.32 地盤上地震動の実測と推定の比較

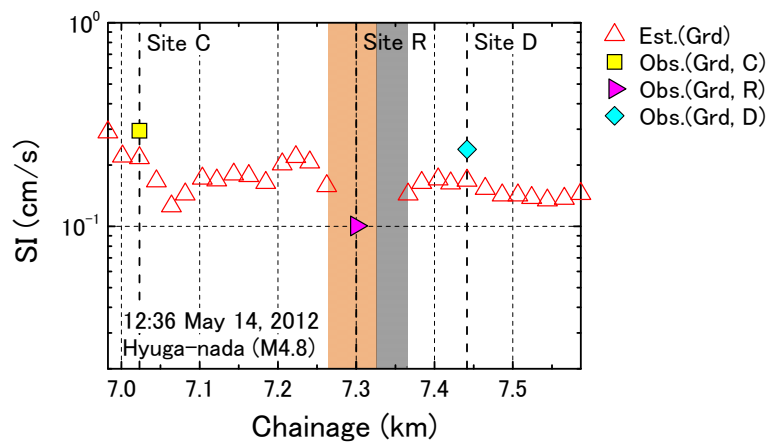
次に、微動測定点における地震動を線状に連続して算出することにより、旧高千穂鉄道の対象区間に対する地盤上地震動の空間的な分布を求めた。ここで対象とした地震動指標は、宮崎リニア実験線に沿った地盤上の地震動推定と同様に SI 値とした。図 5.33 の(a)から(c)に微動測定点の推定地震動と各地震観測点で記録された SI 値を対象区間のキロ程に対して示す。ここでは評価対象の内、マグニチュードの上位 3 地震(地震 ID-TR5, TR11, TR20)を選んでいる。これらの図によると、地震観測点における実測と推定はよく一致しており、対象区間における当該地震の揺れの空間的な変動についても良好に把握できたと考える。

表 5.4 地盤上地震動の実測と推定の相関係数

Seismic index	Correlation coefficient of the logarithm scale	
	Site C	Site D
Peak acceleration (PA)	0.79	0.74
Peak velocity (PV)	0.96	0.90
JR Peak acceleration (PA _{JR})	0.97	0.83
Spectral intensiy (SI)	0.96	0.90

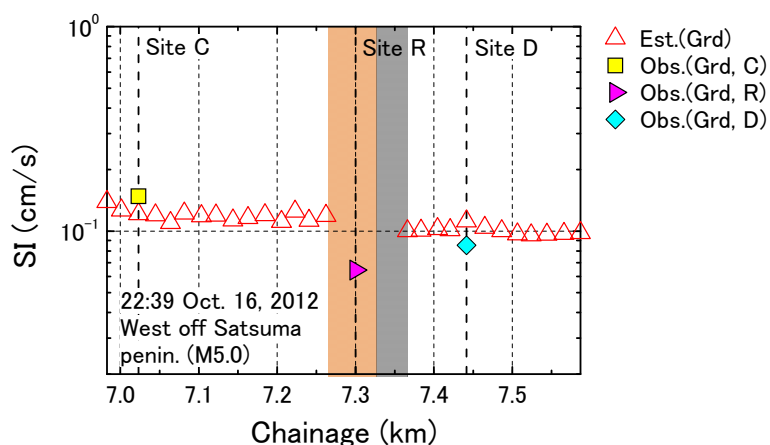


(a) 地震 ID-TR5(M4.6)



(b) 地震 ID-TR11(M4.8)

図 5.33 対象区間に沿った地盤上地震動推定の例(SI 値)



(c) 地震 ID-TR20(M5.0)

図 5.33(続) 対象区間に沿った地盤上の地震動推定の例(SI 値)

なお, 推定 SI 値の対象区間における最小と最大の差は地震 ID-TR5 の場合 0.27 と 0.12 となり, 区間延長は約 600m と短いものの 2 倍以上の差異が生じる結果を得た. これより, 微動データに基づく推定地震動を用いて列車停止後の運転再開判断を行う場合, S 波速度構造の推定を高密度に行い, 表層地盤特性の空間変動の程度などを考慮することが効果的と考える.

6. 鉄道路線に沿った構造物上地震動の推定

本章では、まず宮崎リニア実験線(Iwata and Tsuno, 2013c; 岩田・津野, 2015c), 次に旧高千穂鉄道の鉄道路線に沿った高架橋上および盛土上の地震動推定について述べる。

6.1 宮崎リニア実験線に沿った高架橋振動特性の評価

高架橋上の地震動を推定する前段階として、微動に基づく観測伝達関数から対象路線に沿った高架橋の振動特性の同定を行う。

本研究では、対象路線の高架橋の振動特性を1質点減衰系モデルと仮定(例えば、室野・佐藤, 2007)して同定を行う。この際、鉄道構造物の振動特性は橋軸と橋軸直角の各方向で異なることから、振動特性の同定は各方向に対して個別に行った。1質点減衰系モデルの概念図は図 2.13 に示す。また、地動に対する運動方程式および周波数応答関数(理論伝達関数)はそれぞれ式(2.30)と式(2.42)に示す(大崎, 1996)。

本研究における観測伝達関数と理論伝達関数の比較による高架橋の振動特性同定では評価値に式(6.1)を用いる。

$$Misfit = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N [\log_{10}(H_o(\omega_i)) - \log_{10}(H_c(\omega_i))]^2} \quad (6.1)$$

ここで、 $Misfit$ は評価値、 N はデータ数、 $H_o(\omega_i)$ は観測伝達関数、 $H_c(\omega_i)$ は理論伝達関数である。同定手法はグリッドサーチ法を用い、観測伝達関数のピーク周波数の 0.5 倍から 1.5 倍を対象帯域とした。この範囲は観測伝達関数が 1 以上の帯域に概ね対応している。

振動特性の同定では、解の効率的な算出のために探索範囲を設けている。固有振動数の算出に対する探索範囲は、観測伝達関数から得られる値の信頼性が高いと考えられることからピーク周波数の±1%と狭く設定し、探索間隔は 0.01Hz とした。減衰定数の探索範囲は 0.0 から 0.2 とやや広く設定し、探索間隔は 0.001 とした。定めた探索範囲のもとで、グリッドサーチ法により式(6.1)の評価値が最小となるように固有振動数と減衰定数を同定した。

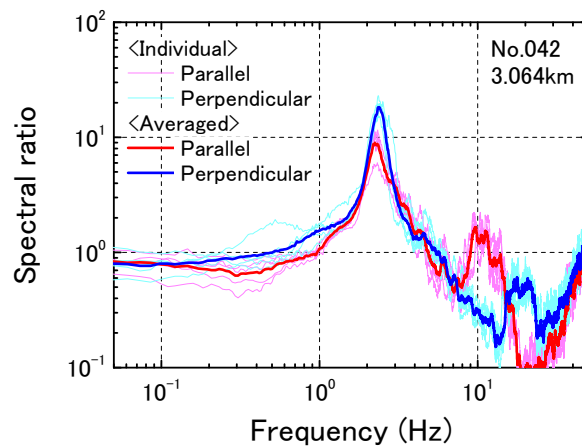
本研究において、振動特性の同定に用いる観測伝達関数は平滑化処理を行わず、複数のフーリエスペクトル比の対数平均とした。例として、キロ程 3.064km の平滑化処理有無別の観測伝達関数を図 6.1 の(a)と(b)に示す。ここで平滑化処理はバンド幅 0.5Hz の Parzen ウィンドウを用いている。これらの図より、観測伝達関数のピーク周波数の形状は平滑化処理を行わない方が鋭いことが認められる。ただし、固有振動数の探索範囲の設定にはピーク周波数を安定して求める目的から、平滑化を行った後の観測伝達関数を用いた。

橋軸方向ならびに橋軸直角方向に対する同定結果の例を図 6.2 の(a)から(c)に示す。図中には同定された固有振動数(f_s)と減衰定数(h_s)の値を記しており、太実線は同定の対象帯域を表している。これらの図より、1次ピークに対し1質点減衰系モデルを用いた高架橋の振動特性の同定が良好に行われたことが確認でき、評価対象とした周波数帯域より低い周波数帯域で良好な一致となっている。1次ピークよりも高周波数側で良好な一致が見られないが、これは振動の高次モードを考慮していないなどの理由が考えられる。しかし、鉄道高架橋の振動特性の簡易評価は、1質点減衰系モデルによる1次ピークのみでの考慮でも十分と考える(例えば、室野・佐藤, 2007)。なお、

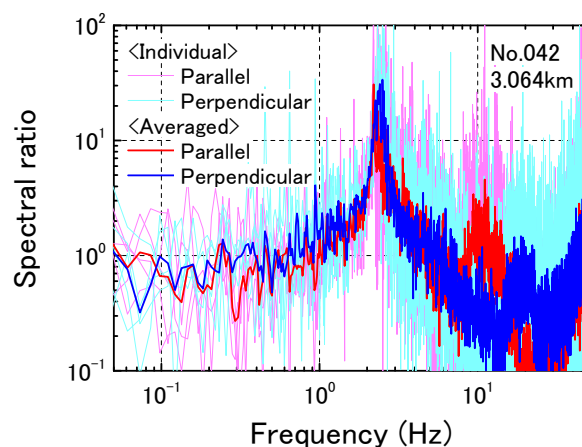
図 6.3 は固有振動数を 2Hz とした際に減衰定数を変化させた結果を示す。この図より、減衰定数の差異が 1 次ピークよりも高周波数側の伝達関数へ与える影響は小さいことが確認される。

図 6.4 に、同定した固有振動数を対象路線のキロ程に対して示す。この図によると橋軸方向、橋軸直角方向とも固有振動数は地点により大きく異なっている、同図には対象路線のキロ程に対する橋脚高さも併せて示しており、同定固有振動数と橋脚高さは逆相関となっていることが確認される。なお、この橋脚高さは図面に基づくものではなく、微動測定時に可搬型のレーザー測距儀により地表面から床版裏までを簡易的に実測した値である。

図 6.5 に橋脚高さと同定固有振動数の関係を示す。この図によると、高架橋の同定固有振動数は桁式高架橋ならびにラーメン高架橋とも橋脚の高さと強い相関があることが確認される。図 6.6 の(a)と(b)に、高さの異なる桁式高架橋とラーメン高架橋の橋軸直角方向に対する観測伝達関数を示す。これらの観測伝達関数からも、橋脚が高くなるに従い 1 次ピークの周波数が低くなることが確認される。既往の研究でも橋脚高さおよび桁重量は橋梁の固有振動数と強い相関があり、そ

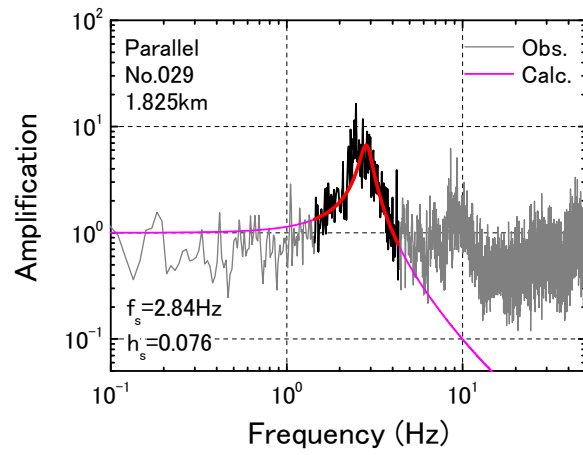


(a) 平滑化処理あり

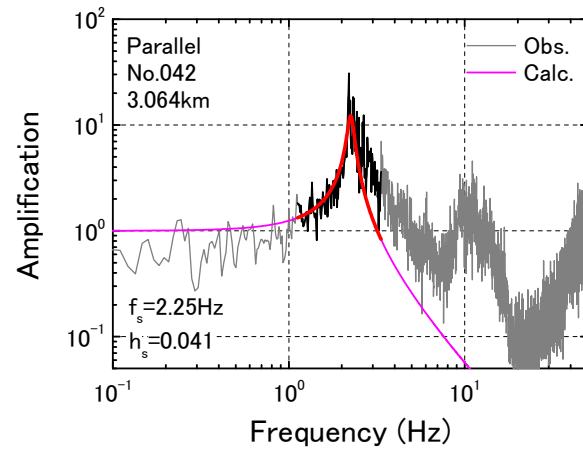


(b) 平滑化処理なし

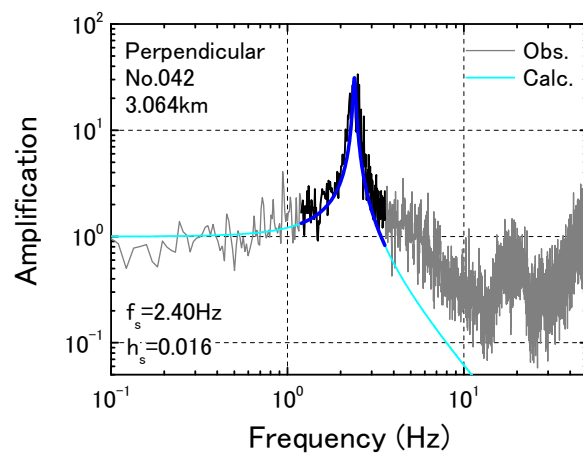
図 6.1 観測伝達関数の例(キロ程 3.064km)



(a) 橋軸方向(キロ程 1.825km)



(b) 橋軸方向(キロ程 3.064km)



(c) 橋軸直角方向(キロ程 3.064km)

図 6.2 観測と理論の伝達関数の例

れを統計的に求める式が提案されている(西村・棚村, 1989). 本研究が対象とした宮崎リニア実験線の桁式高架橋およびラーメン高架橋の設計は, 当該路線における標準仕様に基づいており全線に渡り支間はほぼ同一であることから地点による桁重量の変化は小さい(鉄道総合技術研究所, 1998). 同定された固有振動数の違いは橋脚高さに支配されていると考えられ, 既往研究の知見と同一傾向の結果が得られたと考える.

図 6.7 には, 同定により算出した減衰定数をキロ程に対して示す. この図によると橋軸直角方向はばらつきが小さく, 概ね 1%前後に分布している. 一方, 橋軸方向は地点により大きく異なっているが, その多くは 1%から 5%の範囲にある. 図 6.2 の(a)には, 橋軸方向において減衰定数が比較的大きく求められた地点における観測と理論の伝達関数の例を示しているが, この図よりそれらの整合性は高いことが確認され, 同定された減衰定数は信頼性を有すると考える.

なお, 鉄道構造物の設計標準(鉄道総合技術研究所編, 2012)に示されている設計計算用の減衰定数は 3%から 5%であり, 橋軸直角方向に対して同定された減衰定数はやや小さな値となった. この差異が生じた原因の一つとして, 本研究の対象高架橋は超電導磁気浮上式鉄道(リニアモーターカー)の試験用に建設されており, 桁の上に地上コイルを設置するためのコンクリート製ガイドウェイを有するなど一般の鉄道高架橋とは振動特性が異なることが挙げられる. また, 橋軸方向と橋軸直角方向で減衰定数のばらつきの程度が大きく異なる原因の一つとして, 橋軸方向では橋脚と桁との境界である支承部に摩擦などが生じ, 橋軸直角方向と比較し減衰定数のばらつきが大きくなることが推測される. 同定減衰定数の最頻値などを全線共通の値として与えることも考えられるが, 本研究では微動に基づく観測伝達関数を用いた同定減衰定数を当該地点に対しそのまま用いることとした.

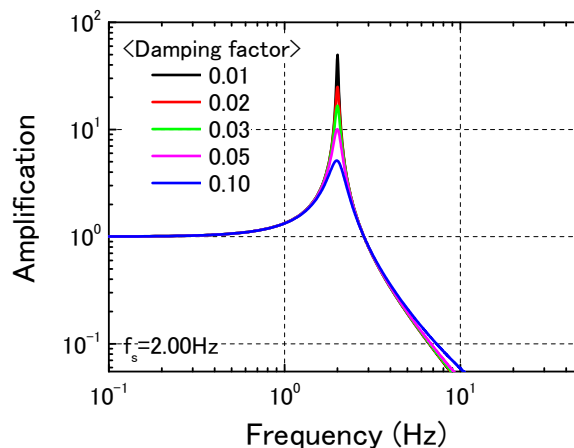


図 6.3 減衰定数の違いによる理論伝達関数の比較

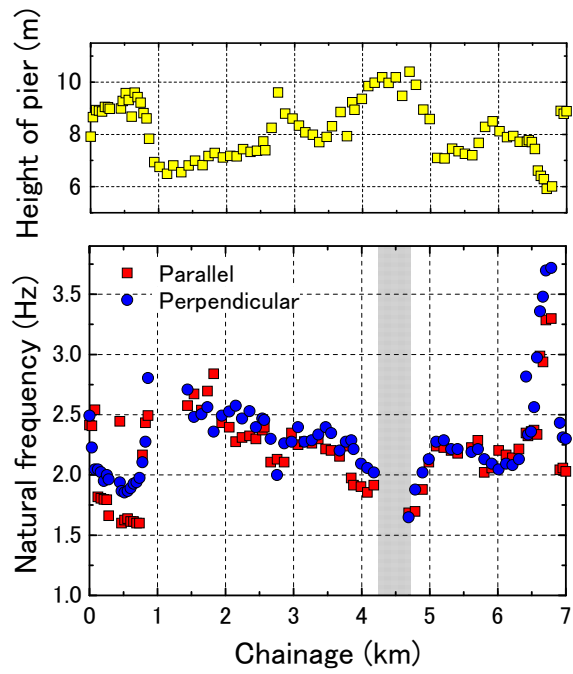


図 6.4 橋脚高さと同定固有振動数

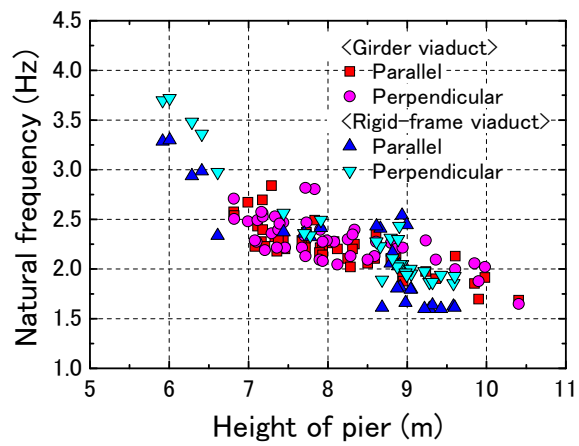
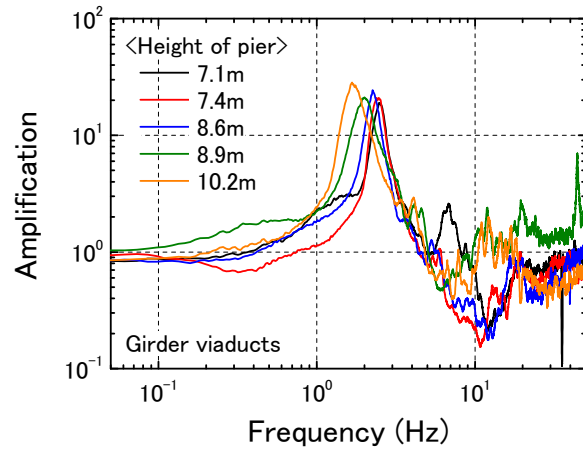
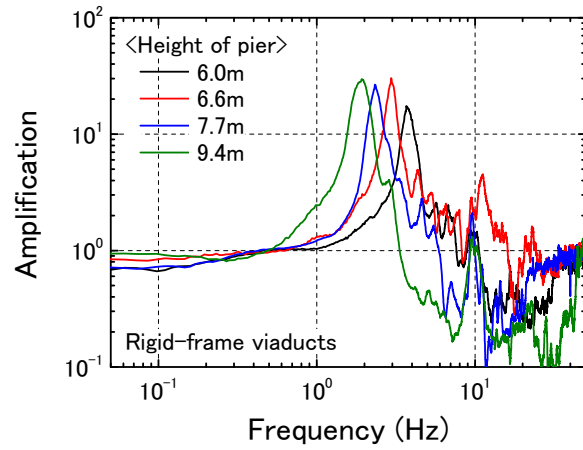


図 6.5 橋脚高さと同定固有振動数の関係



(a) 桁式高架橋



(b) ラーメン高架橋

図 6.6 橋脚高さの異なる観測伝達関数(橋軸直角方向)

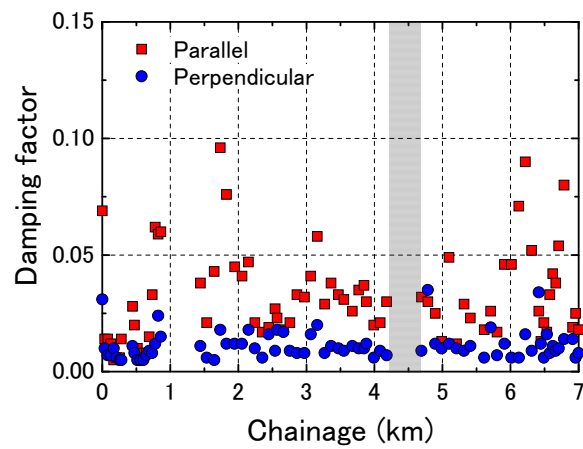


図 6.7 同定減衰定数

6.2 宮崎リニア実験線に沿った高架橋上の地震動推定

振動特性を同定した高架橋に地盤上の推定地震動を入力して、高架橋上の地震動を路線に沿って高密度に推定した。

高架橋上における実測と推定の加速度波形比較の例(地震 ID-ML4)として、Site B の橋軸方向と橋軸直角方向を図 6.8 の(a)と(b)に示す。ここでは地盤上の観測記録と当該地点の同定パラメータを用いて 1 質点減衰系モデルより高架橋上の波形を推定(図 6.9)し、実測と並べて表示している。この地震では各方向の振幅ならびに位相とも良好な一致が認められる。加えて統計的な確認として、対象地震に対する Site A および Site B の高架橋応答の実測と推定の各地震動指標に対する比較を図 6.10 の(a)から(d)に示す。ここで、(a)は最大加速度、(b)は最大速度、(c)は警報用最大加速度、(d)は SI 値の比較である。本研究において、加速度および速度の最大値は水平成分の橋軸方向と橋軸直角方向をベクトル合成して算出している。高架橋上に付帯する電化柱の折損・傾斜や車両の走行安全性に対し、振動方向の影響として一般的に橋軸直角方向が支配的と考えられる。しかし、列車の運転規制には橋軸方向も考慮した方が安全性は高まることから、ここでは高架橋上の地震動に関しても水平成分をベクトル合成した指標を用いた。なお、加速度を積分して速度を計算する際には 0.1Hz と 10Hz をカットオフ周波数とするバンドパスフィルター処理を施した(図 5.14)。表 6.1 に各地震動指標の実測と推定の相関係数を示す。両サイトの各指標とも相関係数は概ね 0.97 程度であることから高架橋上の地震動推定に向けた 1 質点減衰系モデルの適用性は高いことが確認される。

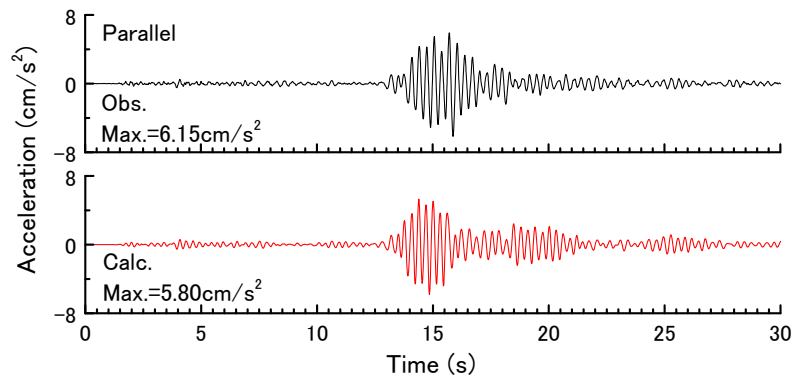
次に、両サイトの高架橋上地震動の実測と推定の各地震動指標に対する比較を図 6.11 の(a)から(d)に示す。この評価は、Site B の地盤上観測記録を参照して求めた両サイトの地盤上における推定地震動を両サイトの同定 1 質点減衰系モデルに入力して高架橋上地震動を推定し、高架橋上観測記録と比較した結果である。評価に用いた地震動指標は図 6.10 と同じく、(a)は最大加速度、(b)は最大速度、(c)は警報用最大加速度、(d)は SI 値である。表 6.2 に各地震動指標の実測と推定の相関係数を示す。図 6.11 と表 6.2 によると、高架橋上地震動に関して参照点の Site B は良好な推定結果が得られ各指標とも相関係数は 0.98 程度である。検証点である Site A は全体的にやや過小推定の傾向となり相関係数はそれぞれ 0.90 程度であった。

さらに、対象路線に沿った地盤上と高架橋上の地震動推定の例を図 6.12 の(a)から(c)に示す。地震は 5.3 節と同じ 3 地震を対象としており、採用した地震動指標は SI 値とした。なお、図 6.12 の地盤上の地震動は図 5.20 と同一である。本研究では Site B の地盤上で観測された地震動を参照して、その他の微動測定点における地盤上と高架橋上の地震動を推定している。Site B は参照点であることから地盤上ならびに高架橋上とも実測と推定の整合性は高い。Site A はやや過小推定となる結果が得られたが、対象路線に沿って地盤上ならびに高架橋上とも高密度な地震動が把握できたと考える。

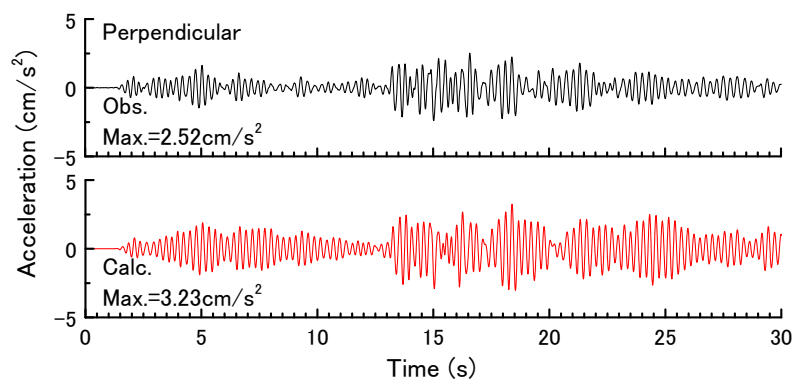
地震動推定の精度に関して、図 6.11 および表 6.2 によると、Site A における地盤上ならびに高架橋上の実測と推定の相関係数は 0.88 程度と高い。ただし全体的に過小推定の傾向が見られ、推定には系統的な誤差の混入が推測される。特に、その影響は地盤上に対して大きいと考えられる。この理由の一つとして Site B で求めた基盤入力地震動が対象路線の全線で共通と仮定していることが挙げられる。図 5.17 に示す通り、対象路線に沿った地下速度構造はキロ程 5.2km 前後で大

大きく変化しており不整形な地下構造となっている。不整形基盤への入力地震動の評価方法等については、今後の検討課題である。

なお、本研究では簡易性と即時性を重視していることから非線形性を考慮していない。しかし、地震時における列車の運転規制という観点から見れば、線形領域における高架橋応答は非線形を考慮するよりも大きく算定され、規制の発令に対し安全性は確保されると考える。



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図 6.8 高架橋上における実測と推定の加速度波形比較の例
(Site B, 地震 ID-ML4, 2011 年 10 月 5 日, 熊本県熊本地方, M4.5)

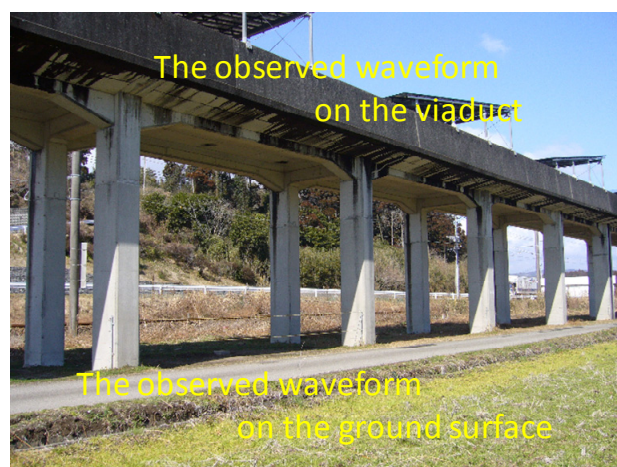


図 6.9 高架橋応答の検証の概念(Site B)

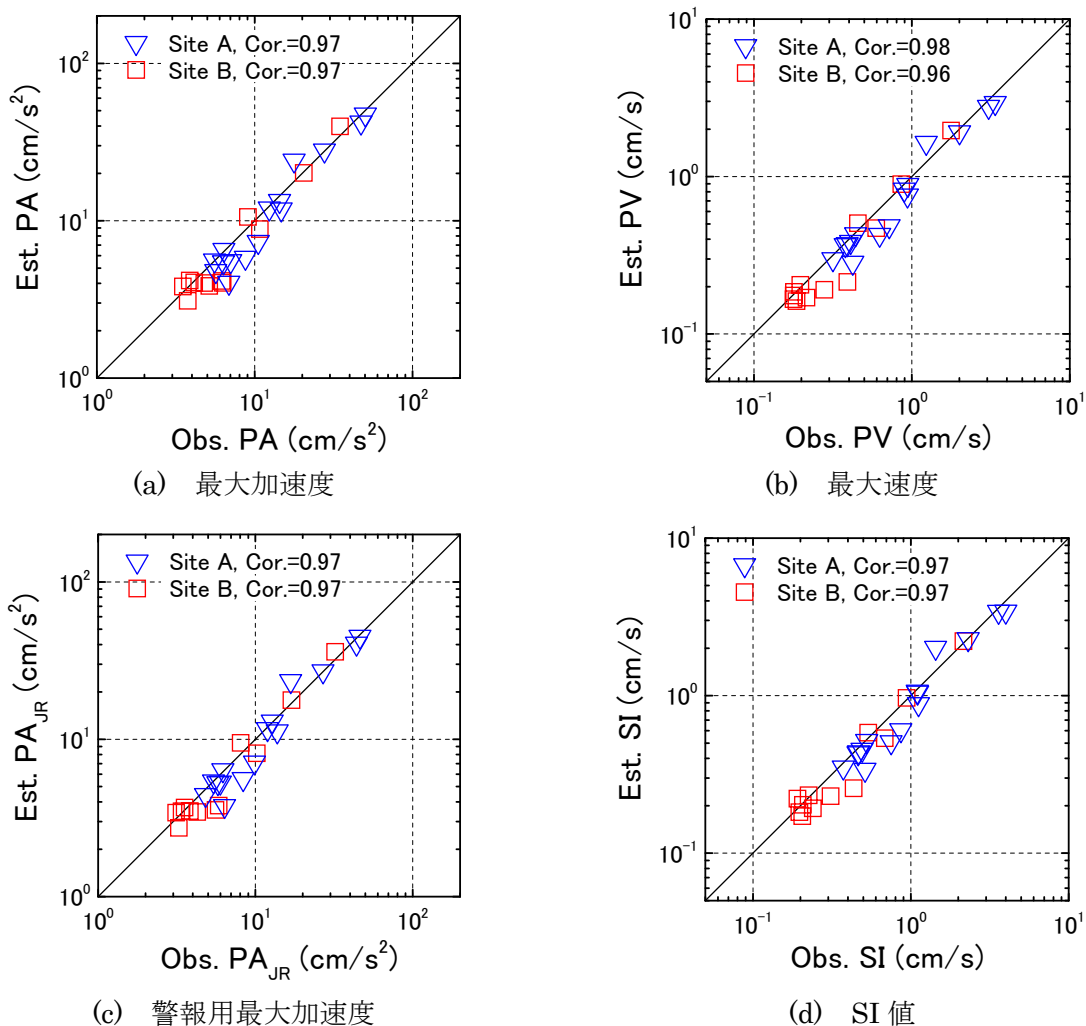


図 6.10 高架橋応答の実測と推定の比較

表 6.1 高架橋応答の実測と推定の相関係数

Seismic index	Correlation coefficient of the logarithm scale	
	Site A	Site B
Peak acceleration (PA)	0.97	0.97
Peak velocity (PV)	0.98	0.96
JR Peak acceleration (PA _{JR})	0.97	0.97
Spectral intensity (SI)	0.97	0.97

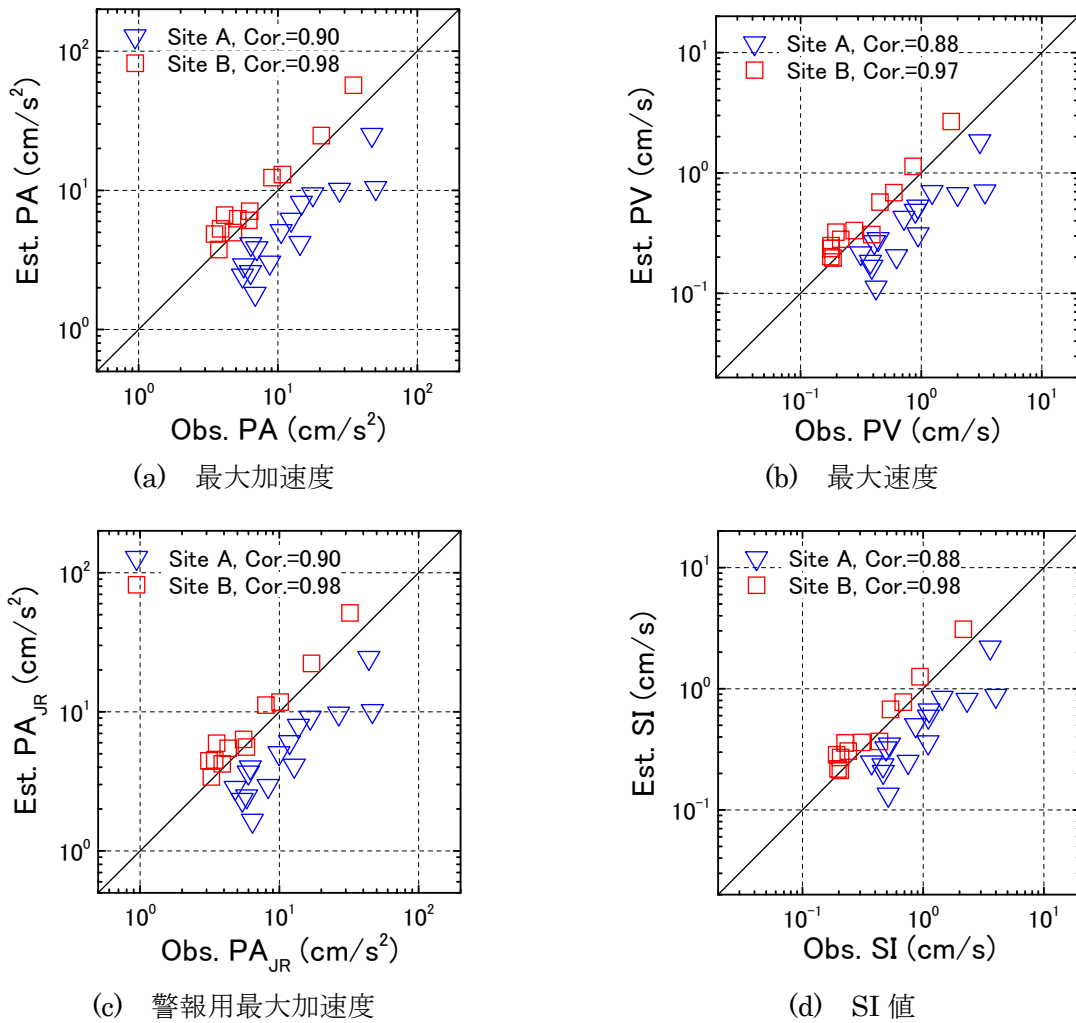
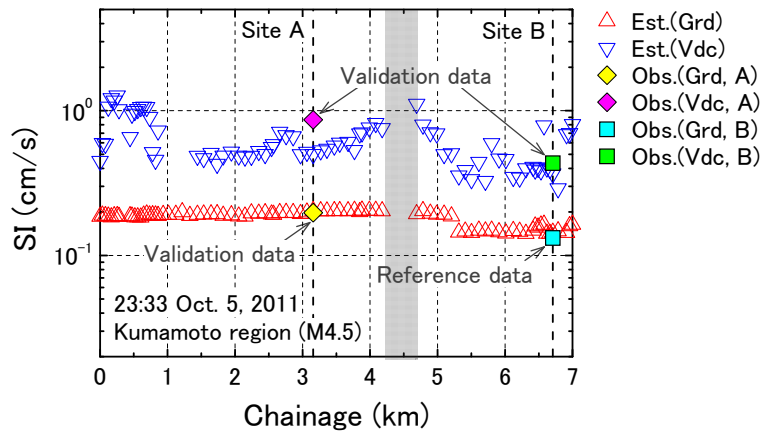


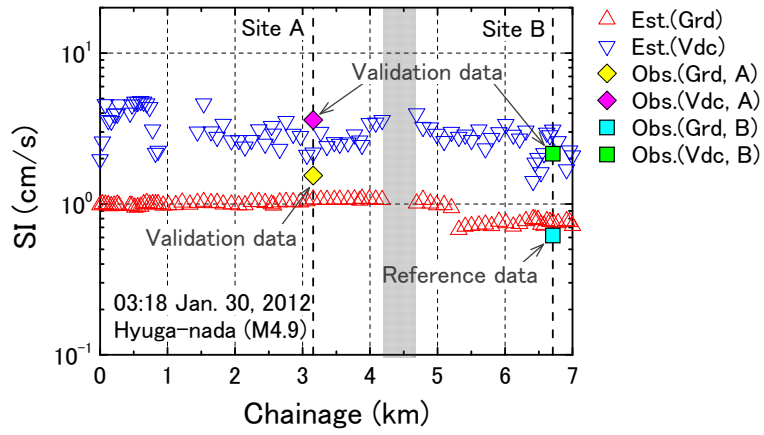
図 6.11 高架橋上地震動の実測と推定の比較

表 6.2 高架橋上地震動の実測と推定の相関係数

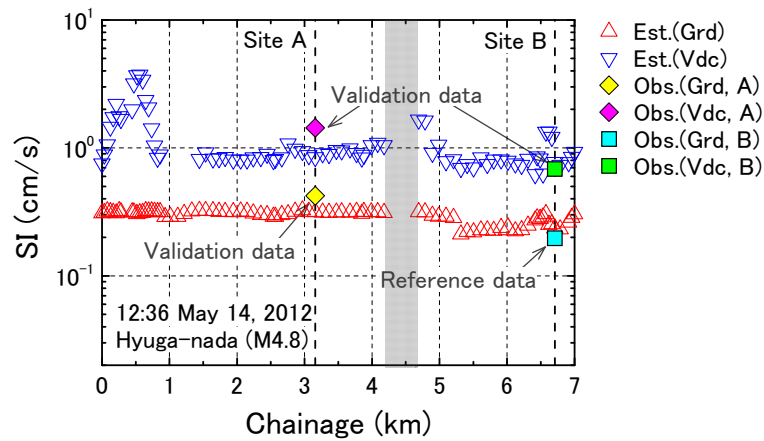
Seismic index	Correlation coefficient of the logarithm scale	
	Site A	Site B
Peak acceleration (PA)	0.90	0.98
Peak velocity (PV)	0.88	0.97
JR Peak acceleration (PA _{JR})	0.90	0.98
Spectral intensity (SI)	0.88	0.98



(a) 地震 ID-ML4(M4.5)



(b) 地震 ID-ML6(M4.9)



(c) 地震 ID-ML11(M4.8)

図 6.12 路線に沿った高架橋上地震動推定の例(SI 値)

6.3 旧高千穂鉄道の対象区間に沿った盛土振動特性の評価

6.3.1 盛土の振動特性同定に向けた1質点減衰系モデルの適用性の検討

全線がコンクリート高架橋から成る宮崎リニア実験線は、1質点減衰系モデルを用いて高架橋の振動特性を同定し高架橋上の地震動を推定した。本節では、この1質点減衰系モデルが土構造物である盛土にも適用可能であるかを検討する。

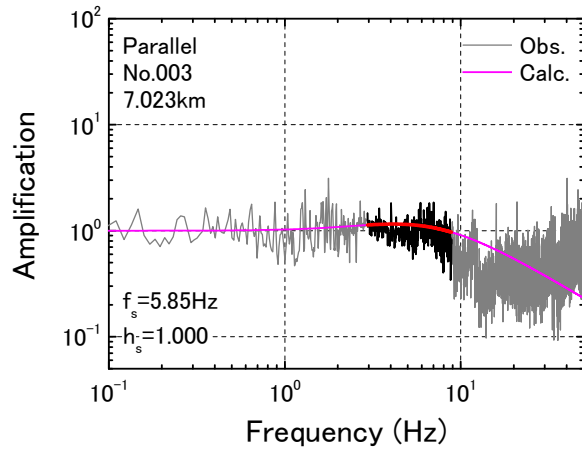
図4.23には、盛土上と地盤上に設置した微動計と地震計の観測記録に基づくそれらの観測伝達関数を示した。この図によると、盛土高さが約2mであるSite Cは微動ならびに地震動とも応答特性は10Hz程度までほぼ平坦である。一方、盛土高さが約4mであるSite Dは成分によって周波数帯域はやや異なるが10Hz程度以下においてピークを有し応答により地震動の増幅が確認される。特に上下動にも明確な応答が見られることが注目される。

上下動が盛土被害へ及ぼす影響は明らかではないが、Hata et al.(2009)は盛土などの土構造物の変形量の定量的評価手法の1つであるNewmark法(Newmark, 1965; 舘山ほか, 1998; 坂井ほか, 2012)への適用に向けて、盛土の水平ならびに上下方向の応答特性を同時に考慮した質点系を用いた簡便な地震応答解析手法を提案している。本研究では、盛土の振動特性同定に向けた1質点減衰系モデルの適用性の事前検討にあたり、上下動も扱うこととした。

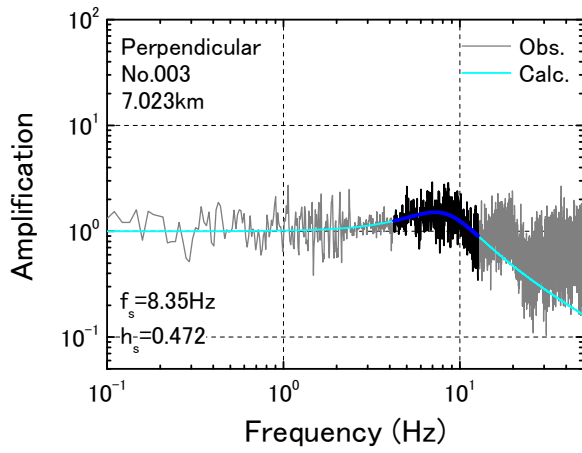
1質点減衰系モデルの周波数応答関数(理論伝達関数)は、宮崎リニア実験線の高架橋へ適用したものと同じく式(2.42)とした。また、グリッドサーチ法を用いた振動特性の同定にあたり、観測伝達関数と理論伝達関数の比較に対する評価値は式(6.1)を用いた。評価対象の周波数帯域も同様に、観測伝達関数の0.5倍から1.5倍とした。固有振動数の探索範囲は、観測伝達関数に基づく値を信頼して、ピーク周波数の $\pm 1\%$ に設定し、探索間隔は0.01Hzとした。盛土に対する減衰定数は、予備計算で大きな値が得られる場合があったことから0.0から1.0と広く設定し、探索間隔を0.001とした。なお、ここでも同定時の観測伝達関数は平滑化処理を行わず、複数のフーリエスペクトル比の対数平均としている。ただし、固有振動数の探索範囲の設定に用いるピーク周波数の算出には、安定した値を得る目的から0.5HzのParzenウィンドウによる平滑処理後のスペクトルを用いた。

Site Cにおける観測と理論の伝達関数を図6.13の(a)から(c)に示す。太実線は同定の対象帯域を表しており、同定した固有振動数(f_s)と減衰定数(h_s)の値も図中に記している。(b)の線路直角方向と(c)の上下方向に対して、理論伝達関数は観測伝達関数のピークの形状を概ねとらえている。しかし、得られた減衰定数は45%以上の大きな値となった。また、(a)の線路方向では、観測伝達関数の形状が8Hz程度までほぼ平坦であり、同定された減衰定数は100%となった。大きな減衰定数が得られた原因には、盛土高さが約2mのSite Cでは、各方向の観測伝達関数において盛土応答に明確なピークが表れていないことが挙げられる。このような盛土に対して1質点減衰系モデルを用いた振動特性の同定は物理的に限界があると考えられる。

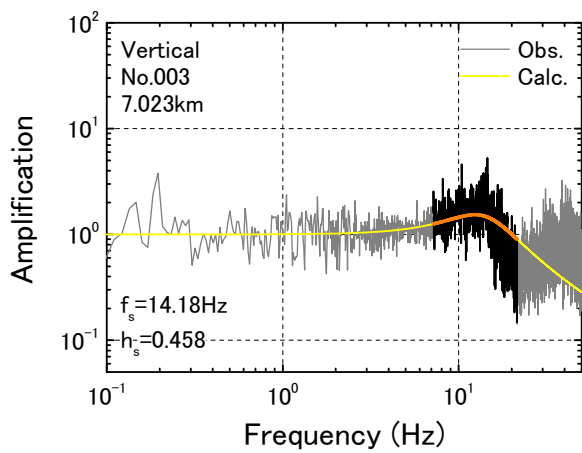
一方、Site Dにおける観測と理論の伝達関数を図6.14の(a)から(c)に示す。これらの図によると各方向とも、理論伝達関数は観測伝達関数のピーク周波数を概ね再現できている。減衰定数は、(a)の線路方向で約19%、(c)の上下方向で約10%とやや大きな値が得られた。この値の妥当性の判断は難しいものの、微動に基づく観測伝達関数に明確なピークが見られる盛土については、振動特性の同定に対して1質点減衰系モデル化の適用は可能と考える。



(a) 線路方向

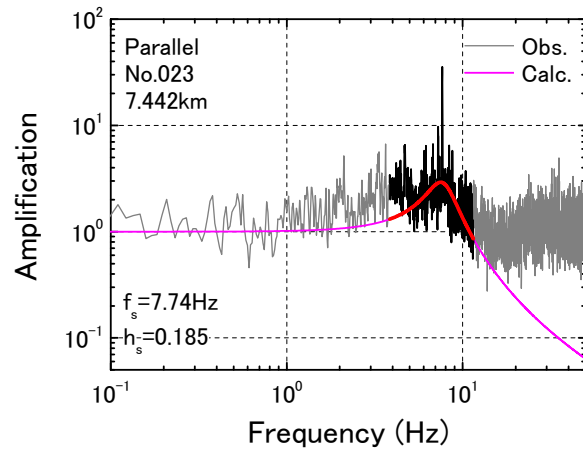


(b) 線路直角方向

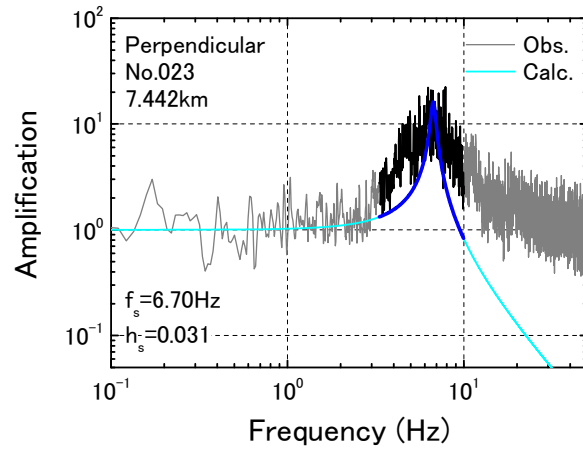


(c) 上下方向

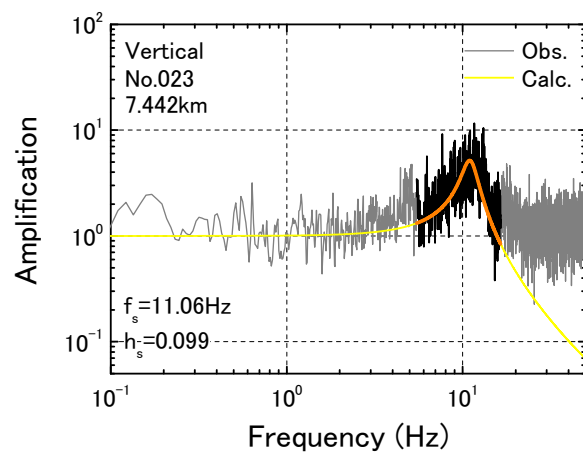
図 6.13 観測と理論の伝達関数(Site C)



(a) 線路方向



(b) 線路直角方向



(c) 上下方向

図 6.14 観測と理論の伝達関数(Site D)

6.3.2 盛土の S 波速度構造の推定

盛土の振動特性や地震応答特性を把握するには、盛土の S 波速度構造の把握が重要と考えられる。Towhata(2008)は、地形の形状効果と S 波速度から地震動の増幅特性を理論的に求める手法を示している。また、ため池や道路盛土などにおいて物理探査手法等を用いて築堤や盛土の S 波速度構造を推定することが試みられている(例えば、斎藤ほか, 2008; 秦ほか, 2010)。しかし、鉄道盛土において検討された事例はわずかである(例えば、神田ほか, 2005; 泉並ほか, 2012)。

本研究では、地震計を設置した Site C と Site D の 2 箇所を対象に、盛土の S 波速度構造の推定を試みた。推定手順として、表面波探査と微動アレイ探査を盛土上において地盤上と同様に行い、位相速度を算出した。次に、得られた位相速度を用いてレイリー波の理論分散曲線と合致するように遺伝的アルゴリズムを用いた逆解析により S 波速度構造を推定し、盛土の S 波速度構造を求めた(岩田ほか, 2013b)。

まず、表面波探査の測定には、地盤上における測定と同一の速度計を 8 台用い、設置間隔と打撃位置までの距離を変えながら複数回の測定を実施した。打撃はかけやを用いた人力による。表面波探査のセンサー配置の例を図 6.15 に示し、両サイトで測定した際の打撃点から 1 番目のセンサーまでの離隔距離およびセンサー間の離隔距離を表 6.3 にまとめる。1 回の測定では複数回の打撃を行ったが、S/N 比を向上させる目的から波形のスタッキングを行った。図 6.16 に示す通り、スタック処理により S/N 比の向上が確認される。

また、微動アレイ探査の測定にも表面波探査と同一の速度計を用いた。データの記録時間は 15 分間とし、自動車の通過等に伴うノイズの少ない時間帯を切り出して SPAC 法による解析を行った。センサーの配置は Site C および Site D とともに正三角形の頂点とその中心点とした。ただし、幅が 5m 程度の盛土上での測定であり正三角形の 1 辺は 4m および 2m となった。盛土上におけるセンサーの設置状況の例を図 6.17 に示す。

図 6.18 の(a)と(b)に表面波探査(SWE, Surface wave exploration)と微動アレイ探査(AMS,

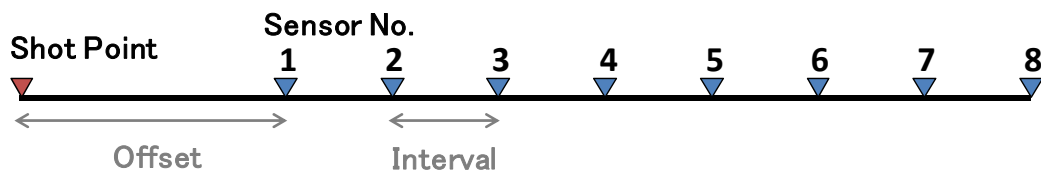


図 6.15 表面波探査のセンサー配置(盛土上)

表 6.3 表面波探査の測定ケース(盛土上)

Case	Site C		Site D	
	Interval (m)	Offset (m)	Interval (m)	Offset (m)
1	2	10	2	10
2	2	20	2	20
3	2	30	2	30
4	5	10	5	10
5	-	-	5	20
6	-	-	5	30

Array microtremor survey)から求めた Site C と Site D の地盤上ならびに盛土上の観測位相速度を重ねて示す。地盤上の観測位相速度は図 5.25 と同一である。両探査から得られた位相速度を合わせることで、Site C では 7Hz から 28Hz, Site D では 8Hz から 25Hz の帯域で分散性を有する位相速度が得られた。地盤上での観測から得られた位相速度と比較すると Site C, Site D とともに分散特性に差異があり、この違いは主に盛土の特性に起因すると考えられる。

本研究では、盛土上の観測で得られた位相速度を用いて 5.4.3 項と同様の手法により S 波速度構造の推定を試みた。両サイトの地盤と盛土の推定 S 波速度構造を図 6.19(図中の Depth の負部分が盛土を表す)を重ねて示す。図 6.18 には求められた S 波速度構造の理論分散曲線(TDC, Theoretical dispersion curve)を併せて示す。ただし、盛土上の観測から得られた位相速度は

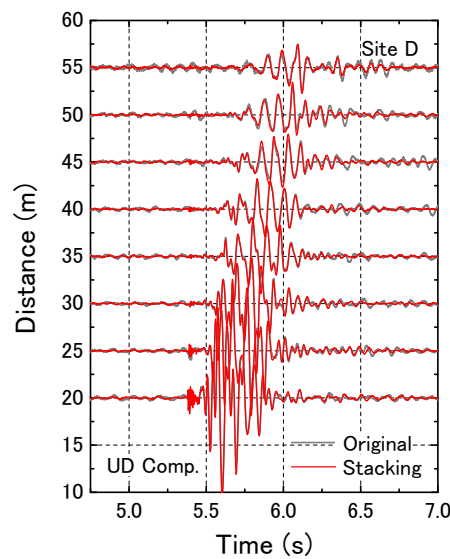


図 6.16 表面波探査の記録波形の例(上下成分, スタック処理前後, Site D)

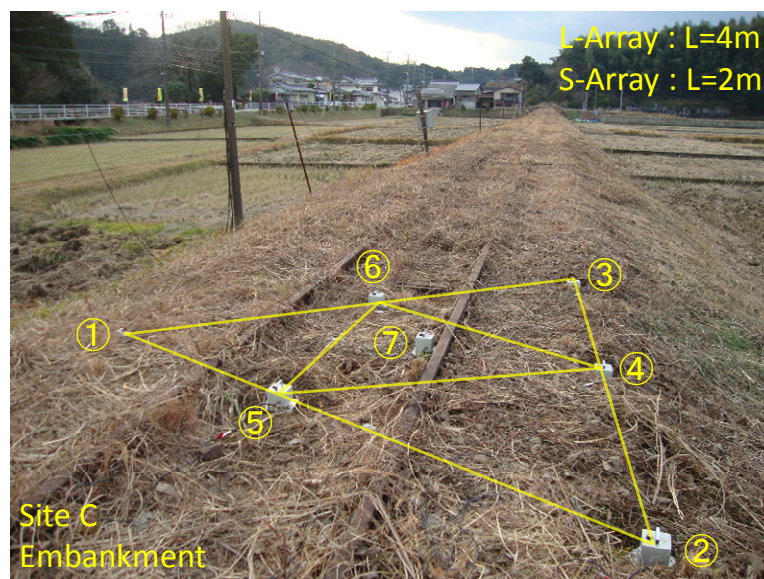
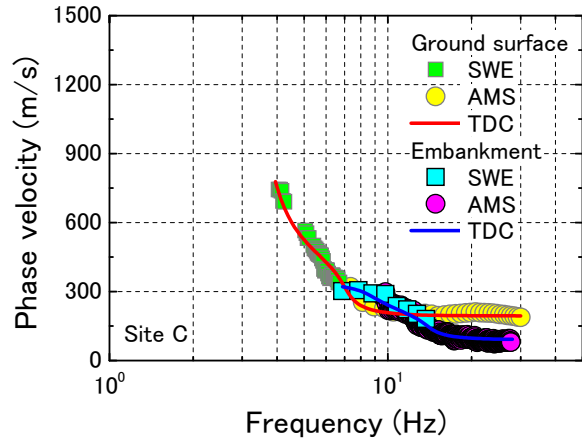
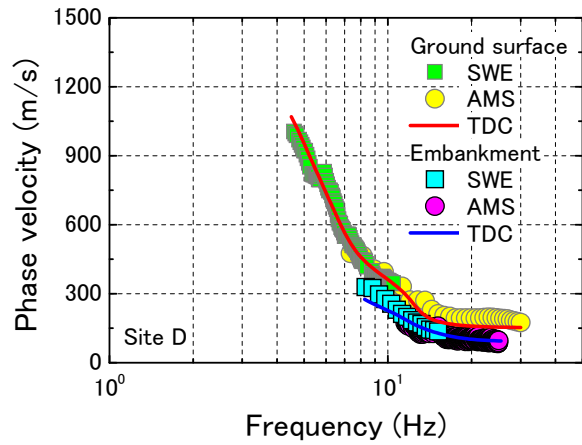


図 6.17 微動アレイ探査のセンサー設置状況の例(Site C)

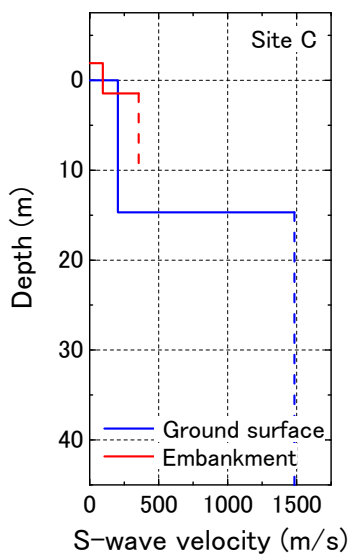


(a) Site C

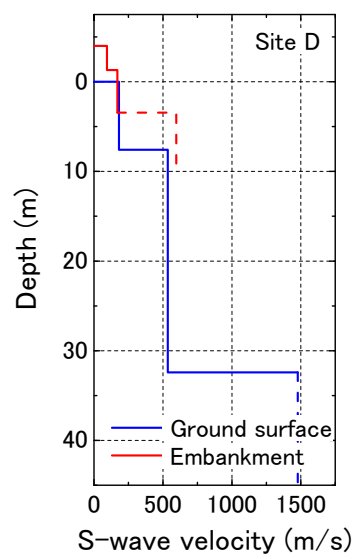


(b) Site D

図 6.18 地盤と盛土の観測位相速度と理論分散曲線



(a) Site C



(b) Site D

図 6.19 地盤と盛土の推定 S 波速度構造

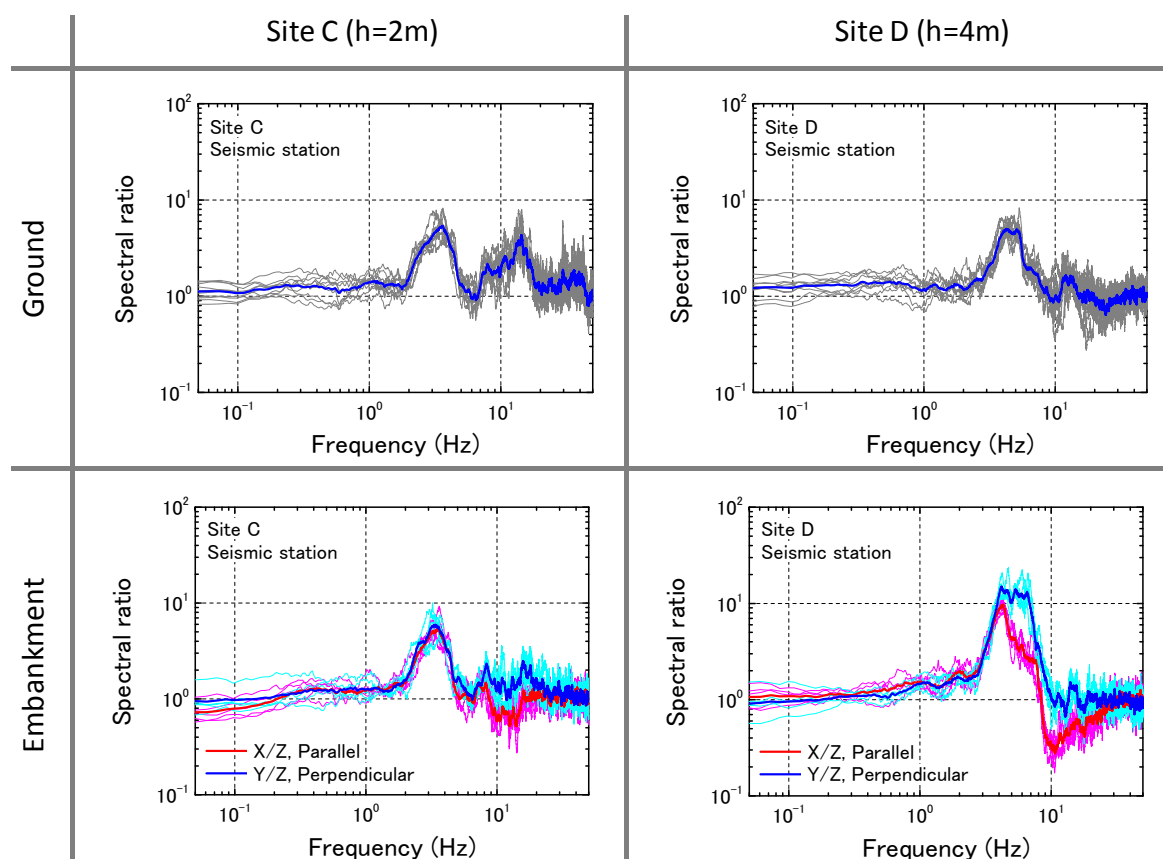


図 6.20 地盤上と盛土上の微動 H/V スペクトル比の比較

300m/s 程度までであり、S 波速度がそれを大きく上回る推定速度構造は信頼性が低いと考えられる。よって、図 6.19 の通り S 波速度が 300m/s を上回る層の深さ 10m 程度までの速度構造のみを示す。推定の結果、個別に求めた位相速度に基づくことから、地盤上の結果と盛土上の結果では、地盤の浅部でやや異なる S 波速度構造が得られた。盛土の S 波速度に着目すると Site C は 95m/s (厚さ 1.9m) の 1 層構造、Site D は 94m/s (2.7m) と 169m/s (1.2m) の 2 層構造となった。

図 6.20 に地盤上と盛土上の地震観測点で測定した微動の H/V スペクトル比を並べて示す。図の配置は左列が Site C、右列が Site D、上段が地盤上、下段が盛土上である。鉄道盛土は線状構造物であることから線路方向と線路直角方向では振動特性が異なると考えられ、H/V スペクトル比の算出において線路方向と線路直角方向の H/V スペクトル比を別々に算出した。その結果、盛土高さ約 2m の Site C の盛土上(図の左下)は線路方向と線路直角方向のピーク周波数やその振幅比が概ね同一であり地盤上(図の左上)ともほぼ一致した。一方、盛土高さ約 4m の Site D の盛土上(図の右下)では線路方向と線路直角方向のピーク周波数やその振幅比が異なり、地盤上(図の右上)とも違っている。これより、線路方向および線路直角方向の振動特性は盛土高さ(盛土形状)により異なることが推測される。

本研究では盛土の位相速度の算出および S 波速度構造の推定において、地盤と同一の手法を試みた。しかし、盛土高さによっては観測される微動に盛土の振動特性が混入するため、位相速度を算出する手法の適用性について、事例を蓄積しつつ今後さらに検討を行う必要がある。

6.3.3 有限要素法を用いた盛土の地震応答に関する検討

(1) 地震観測点の盛土のモデル化

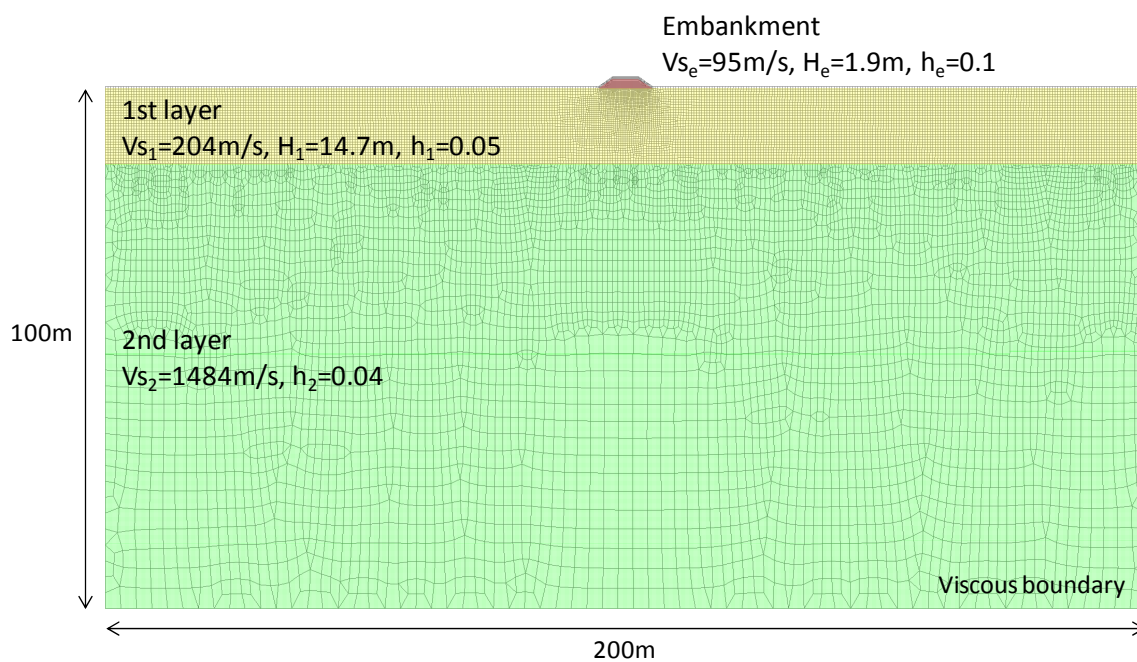
6.3.1 項では、盛土に対する 1 質点減衰系モデルの適用性を検討した。その結果、10Hz 程度までの観測伝達関数がほぼ平坦な高さ 2m 程度の盛土に対して 1 質点減衰系モデルの適用は難しく、対して明確なピークが見られる高さ 4m 程度の盛土に対しては適用の可能性が示された。本項では、推定した地盤と盛土の S 波速度構造を用い、2 次元の有限要素法解析(FEM 解析)を行うことにより、主として 10Hz 程度までの盛土の増幅特性に関して観測と数値計算の結果を比較し、1 質点減衰系へのモデル化の適用性を確認する。

図 6.21 の(a)と(b)に、Site C と Site D に対する 2 次元 FEM 解析のモデルを示す。各モデルの盛土形状は、簡易的な測量から作成した図 4.11 の(a)と(b)の断面に基づいている。解析領域は、深さ方向に 100m、水平方向に 200m を取り、地表面の中央部に盛土を設置した。側面および底面は、粘性境界を設定した。メッシュ分割および境界条件の設定には FEMAP を用い、FEM 解析には MFLUSH(基礎地盤コンサルタンツ, 1995)を用いた。なお、計算の上限周波数は 32Hz としており、モデルの最小メッシュサイズは、解析対象波長の 1/12 程度以下になるように設定した。

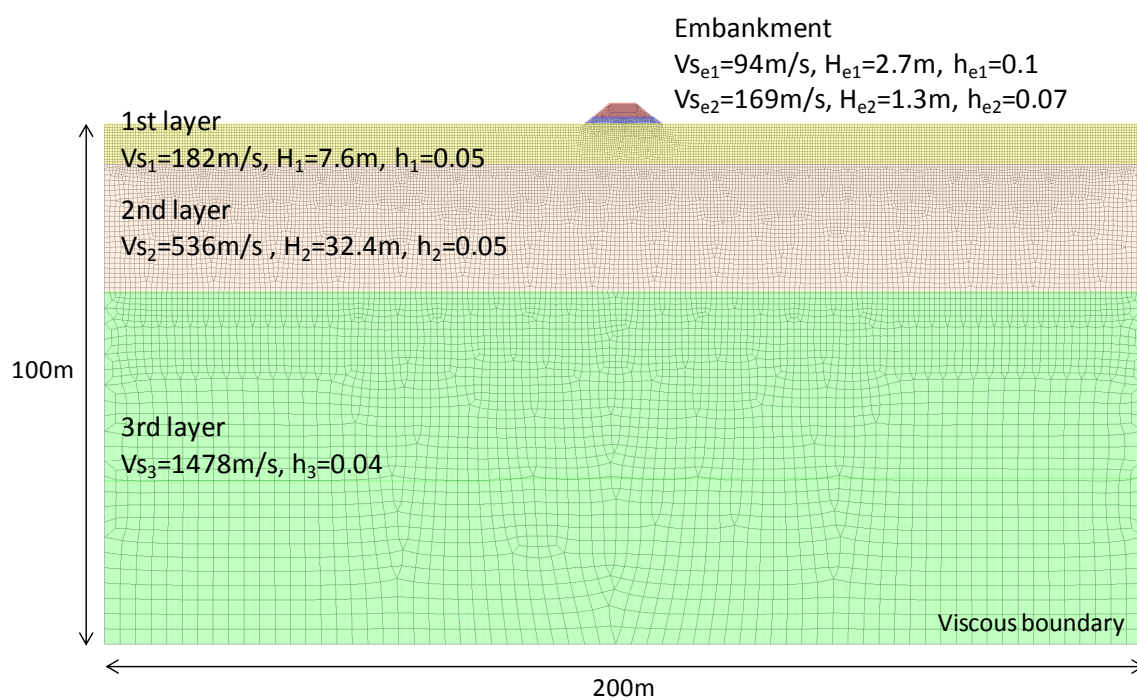
両モデルとも、地盤は 5.4.3 項、盛土は 6.3.2 項で推定した S 波速度構造に基づきモデル化した。設定した両モデルの物性値の一覧を表 6.4 に示す。物性値の P 波速度(V_p , FEM 解析には使用しない)と単位体積重量(γ)は推定 S 波速度から統計的な関係式を用いて算出した(Ludwig et al., 1970)。また、せん断弾性係数(G)とポアソン比(ν)は、関係式により算出した。なお、地盤の減衰定数(h)は S 波速度 1500m/s 程度の層を 4%、それよりも浅い層を 5%とした。また、盛土の減衰定数に関し、Site C は 10%、Site D は 1 層目を 10%、2 層目を 7%に設定した。

まず、地盤のモデル化の適用性を検証する目的から、表層地盤の観測と理論の増幅特性と FEM 解析の増幅特性の比較を行う。なお、FEM 解析による表層地盤増幅の評価点は図 6.22 に示す。図の通り、地盤上の評価点はのり尻から 10m 離れた地点(図中の A 点)、基盤上の評価点はその直下における S 波速度約 1500m/s 層の上面(図中の B 点)とした。のり尻から 10m 離れた理由として、表層地盤の増幅特性の評価に際し、盛土の地震応答の混入を低減させるためである。

図 6.22 の A 点と B 点で得られた複素応答スペクトルの比を取ることにより算出した基盤入力と地盤上応答のスペクトル比(地盤応答スペクトル比)を、図 6.23 の(a)と(b)に示す。ここで、(a)は Site C、(b)は Site D であり、図には、FEM 解析(Simulation)と併せ、観測(Averaged)と理論(Theoretical)の表層地盤に対する地盤応答スペクトル比をプロットしている。観測による地盤応答スペクトル比は、Site R で観測されたスペクトルと各サイトで観測されたスペクトルの比から求めている。なお、図 5.28 の表層地盤の伝達関数では基盤入力を上昇波(E_B)として求めたが、ここでの B 点における基盤入力は上昇波と下降波の和($E_B + F_B$)としている(図 6.22)。表層地盤の伝達関数を求める際の基盤入力は、上昇波のみを考慮することが適切であると指摘されている(川瀬, 1993)が、FEM 解析では上昇波のみを抽出することができないため、同一条件における比較のためここでの基盤入力は上昇波と下降波の和により扱う。また、理論による地盤応答スペクトル比は、5.4.3 項で推定した各サイトの S 波速度構造から 1 次元重複反射理論により求めている。各地盤応答スペクトル比の 1 次ピークの周波数を比較すると良く一致しており、地盤のモデル化および FEM 解析結果は信頼性を有すると考える。



(a) Site C



(b) Site D

図 6.21 有限要素法のモデル

表 6.4 設定した物性値

		(a) Site C				
		Vs (m/s)	G (g/cm ³)	ν	γ (g/cm ³)	h
Embankment	1st layer	95	1527.24	0.50	1.66	0.10
Ground	1st layer	204	7331.76	0.49	1.73	0.05
	2nd layer	1484	497632.07	0.34	2.22	0.04

		(b) Site D				
		Vs (m/s)	G (g/cm ³)	ν	γ (g/cm ³)	h
Embankment	1st layer	94	1494.52	0.50	1.66	0.10
	2nd layer	169	4974.55	0.49	1.71	0.07
Ground	1st layer	182	5793.95	0.49	1.72	0.05
	2nd layer	536	55574.59	0.46	1.90	0.05
	3rd layer	1478	493232.70	0.34	2.21	0.04

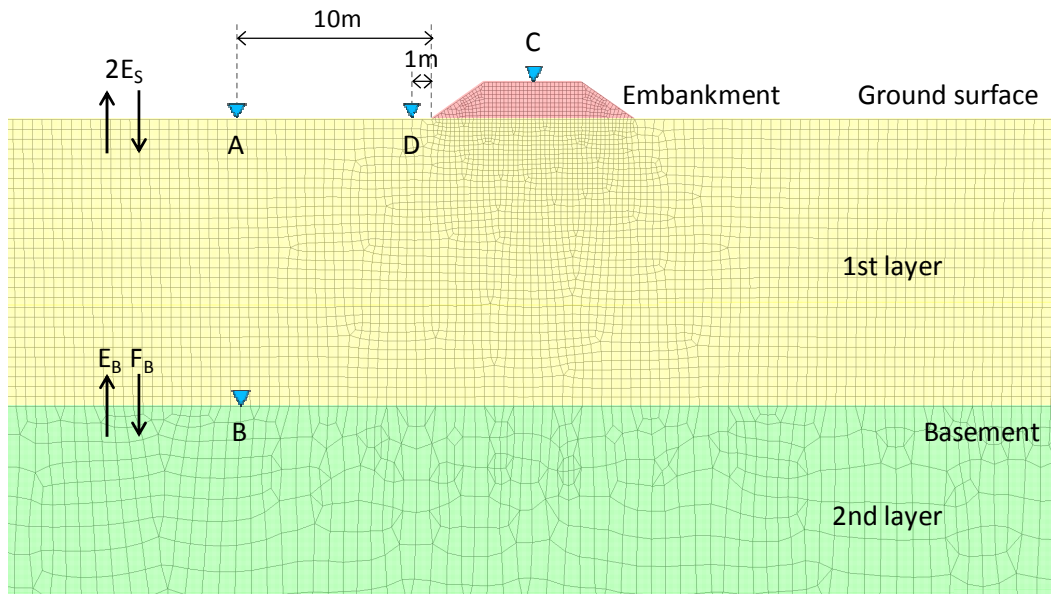


図 6.22 出力点位置の概要

入力地震動には Site R で観測されたマグニチュードが最大級の地震(地震 ID-TR11)の時刻歴波形を用いた。ただし、本研究の検討は線形解析による評価点の複素応答スペクトルの比としているため、入力地震動の違いによる影響はない。

次に、盛土上と地盤上(図 6.22 の C 点と D 点)で得られた複素応答スペクトルの比を取ることにより、盛土の伝達関数(解析伝達関数)を求めた。盛土上の評価点である C 点は盛土中央とし、地盤上の評価点である D 点はのり尻から 1m の離隔を取った。この離隔距離の 1m は、実際の地盤上への地震計設置の位置に概ね対応している(図 4.12 の(b))。図 6.24 の(a)と(b)に、観測した微動(Microtremor)と地震動(Averaged)に基づく伝達関数と併せ、FEM 解析から求めた伝達関数(Simulation)を示す。(a)は Site C、(b)は Site D の伝達関数であり、図 4.23 で述べた通り両サイ

トとも微動と地震動の観測伝達関数は良く一致している。(a)の Site C では、10Hz 以上の帯域(図中の灰色の帯域)において観測と解析の伝達関数でやや差異を生じているが、10Hz 以下の帯域を見ると約 5Hz までは応答が見られない点や 5Hz から 8Hz にかけて振幅比が 2.0 程度になっている点などを再現できている。(b)の Site D では、観測および解析の伝達関数とも 10Hz 以下の帯域で明確なピークを有している。ただし、ピーク周波数に関して観測伝達関数は約 6Hz、解析伝達関数は約 8Hz とやや差異がある。

FEM 解析により、高さが約 2m の Site C の盛土では 10Hz 程度以下に明確なピークが存在しないこと、高さ約 4m の Site D の盛土では 10Hz までに明確なピークが存在し盛土が地震動により応答していることが再現できた。両サイトの観測と解析の伝達関数は完全には一致しないものの、鉄道車両の脱線や鉄道施設の被害への影響が大きいと考えられる 10Hz 程度以下の帯域(例えば、宮本ほか, 1998; 宮本ほか, 2005; 室野ほか, 2010)において、FEM 解析により盛土の地震応答の有無やその地震応答のピーク周波数帯域の概略的評価は可能であることが分かった。

盛土に対する 1 質点減衰系モデルの適用に関して、本項の FEM 解析および 6.3.1 項の事前検討の結果から、本研究では 10Hz 以下の帯域に着目しこの帯域において観測伝達関数に明確なピーク

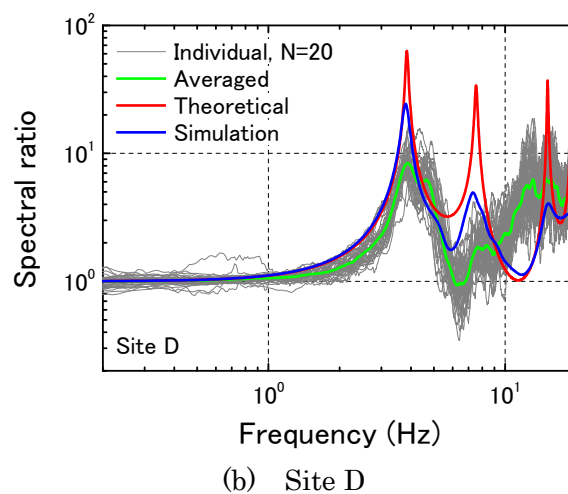
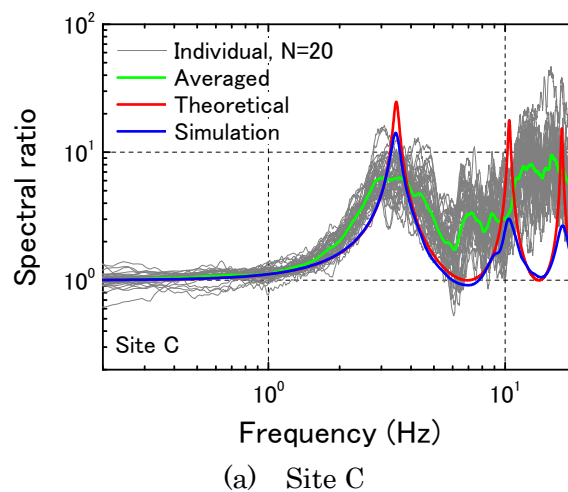
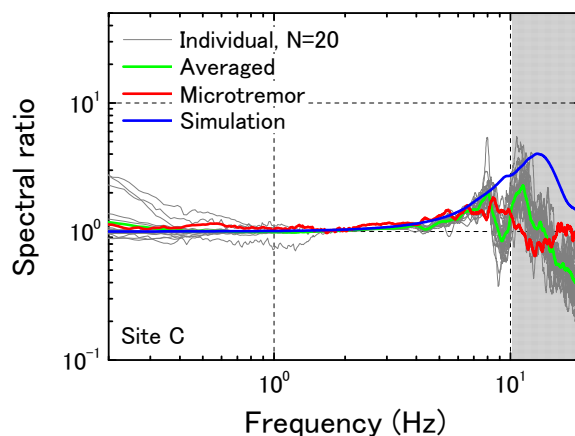
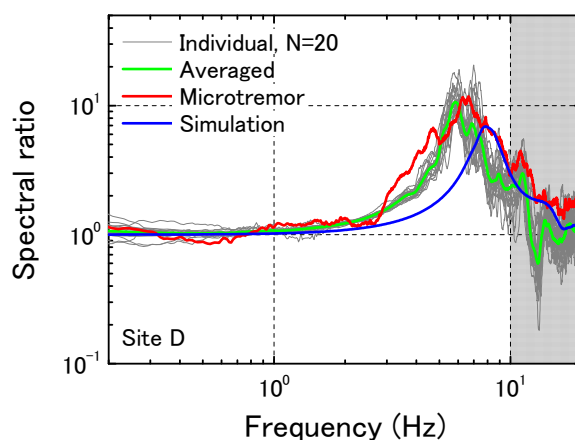


図 6.23 表層地盤の地震応答スペクトル比の比較



(a) Site C



(b) Site D

図 6.24 盛土の伝達関数の比較

クを有するか否かを判断基準とする。その結果、高さ約 2m の盛土へは適用が難しく、高さ約 4m の盛土には適用が可能と判断した。これを受け、本研究では Site C 側の谷の盛土上地震動は地盤上の推定地震動と同一として扱う。一方、Site D 側の谷の盛土上地震動は、観測微動の伝達関数に基づき 1 質点減衰系モデルを用いて振動特性を同定し、先に求めた地盤上の推定地震動を入力することにより、その応答結果として盛土上地震動を算出する。

(2) 盛土応答の実測と推定の比較

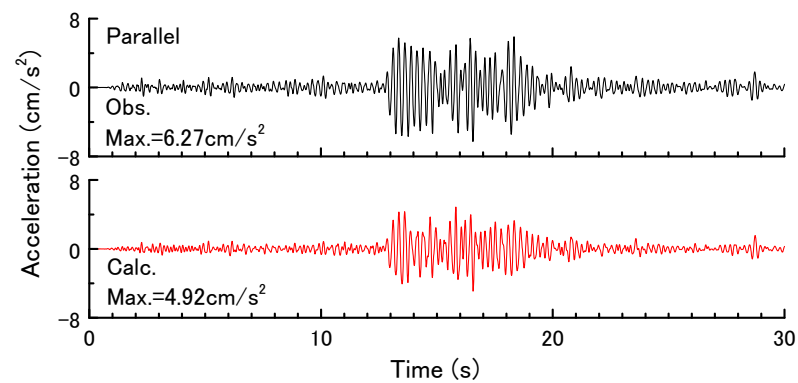
1 質点減衰系モデルを用いた盛土の地震応答の推定精度を検証する目的から、高さ約 4m の Site D の盛土に対し、地盤上で観測された地震動を 6.3.1 項で同定した 1 質点減衰系モデルへ入力し、盛土上地震動を推定する。そして、Site D における盛土上の観測地震動と算出された推定地震動を比較する(図 6.25)。

盛土上における実測と推定の加速度波形比較の例(地震 ID-TR11)を図 6.26 の(a)と(b)に示す。ここで(a)は線路方向、(b)は線路直角方向を表す。これらの波形によると、各方向の振幅ならびに位相とも推定は実測を概ね再現できている。加えて、対象の 20 地震に対する統計的な確認として、盛土応答の実測と推定の各地震動指標に対する比較を図 6.27 の(a)から(d)に示す。ここで、(a)は最大加速度、(b)は最大速度、(c)は警報用最大加速度、(d)は SI 値の比較である。

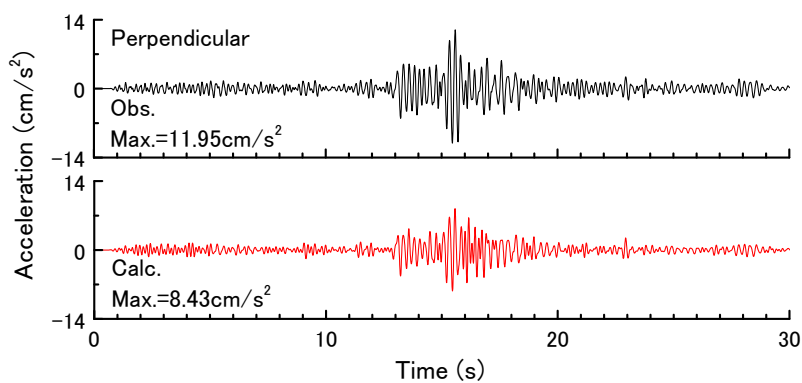
また、表 6.5 に各地震動指標に対する実測と推定の盛土応答の相関係数を示す。図 6.27 および表 6.5 より、推定はやや過小評価となる傾向が見られるが、実測との相関係数は最大加速度が 0.92, それ以外が 0.97 であり、高さ約 4m の盛土に対する 1 質点減衰系モデルの適用性は高いことが確認される。なお、やや過小推定となる原因は、図 6.14 の通り、観測伝達関数は 1 次ピークより高周波数側において振幅比が 1 程度と大きく、理論伝達関数と差異を有するためと考えられる。



図 6.25 盛土応答の検証の概念(Site D)



(a) 線路方向



(b) 線路直角方向

図 6.26 盛土上における実測と推定の加速度波形比較の例 (Site D, 地震 ID-TR11, 2011 年 5 月 14 日, 日向灘, M4.8)

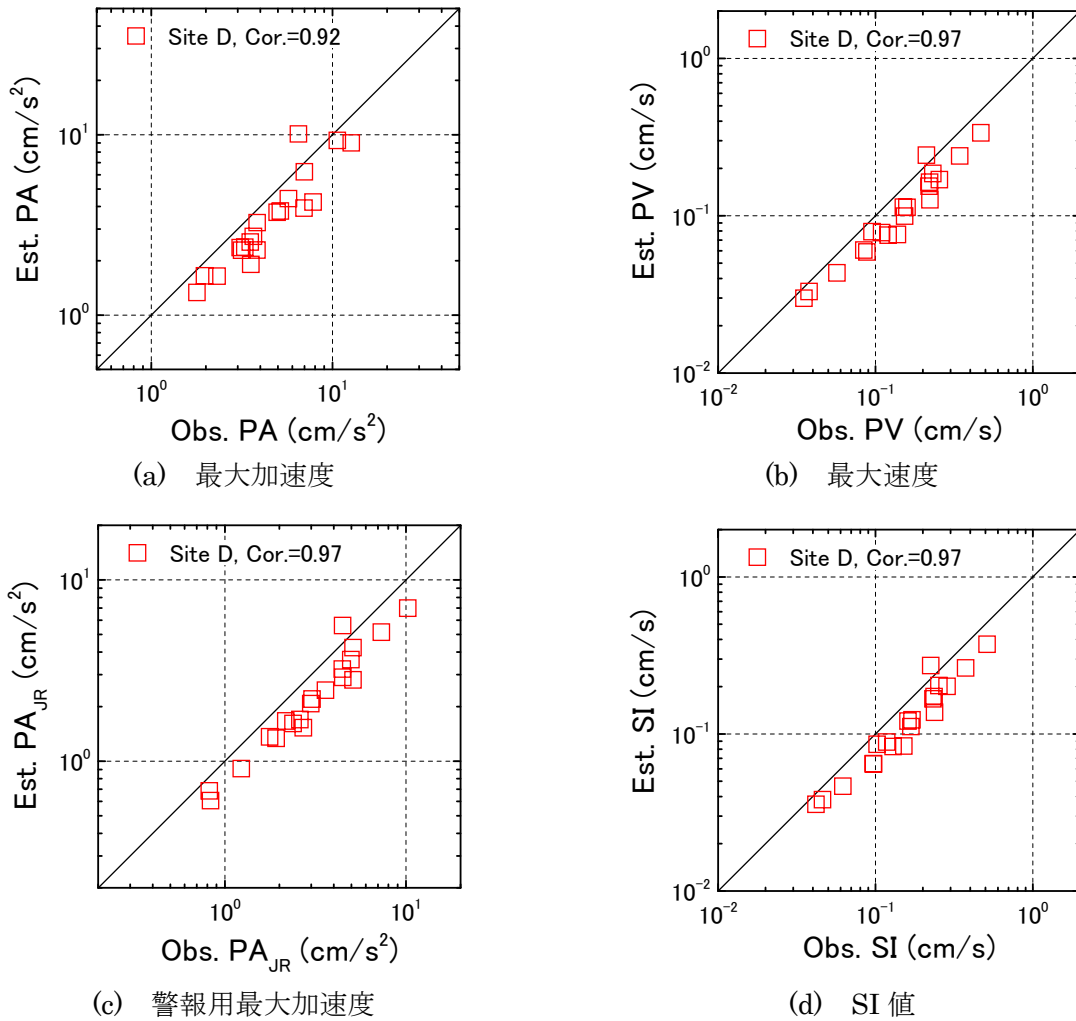


図 6.27 盛土応答の実測と推定の比較

表 6.5 盛土応答の実測と推定の相関係数

Seismic index	Correlation coefficient of the logarithm scale	
	Site C	Site D
Peak acceleration (PA)	-	0.92
Peak velocity (PV)	-	0.97
JR Peak acceleration (PA _{JR})	-	0.97
Spectral intensity (SI)	-	0.97

(3) 有限要素法を用いた盛土応答に関する考察

6.3.3 項 (1)の検討により盛土の地震応答推定に対する FEM 解析の有用性が認められた。これを受け、盛土の地震応答に関する基礎的事項を確認する目的から、盛土高さが地震応答に与える影響、評価点位置の影響、地震動増幅に与える盛土の減衰特性の影響の評価を行う。

検討に用いた地盤と盛土のモデルの例を図 6.28 に示す。図の通り、盛土は 1 層構造、地盤は 2 層構造で共通とし、盛土高さは 1m から 6m の 6 ケースとした。6 ケース共通として設定した物性値を表 6.6 に記す。なお、せん断弾性係数等は S 波速度との統計的な関係から算出した(Ludwig et al., 1970)。盛土や地盤のモデルは図 6.21 の(a)の Site C モデルを参考に構築しているが、盛土形状は鉄道盛土の建設に向けた設計標準(鉄道総合技術研究所, 2007)に基づいている。計算の上限周波数は 32Hz とし、モデルの最小メッシュサイズは解析対象波長の 1/12 程度以下になるよう設定している。入力地震動は 6.3.3 項 (1)の検討を同じく Site R で観測されたマグニチュードが最大級の地震(地震 ID-TR11)の時刻歴波形を用いた。

まず、高さの異なる盛土の解析伝達関数の比較を図 6.29 に示す。ここで、解析伝達関数は盛土中央とのり尻から離れ 1m 地点の複素応答スペクトルの比(図 6.22 の C 点と D 点)として算出している。各盛土高さとも解析伝達関数にはピークが見られ、その周波数は盛土が高くなるに従って

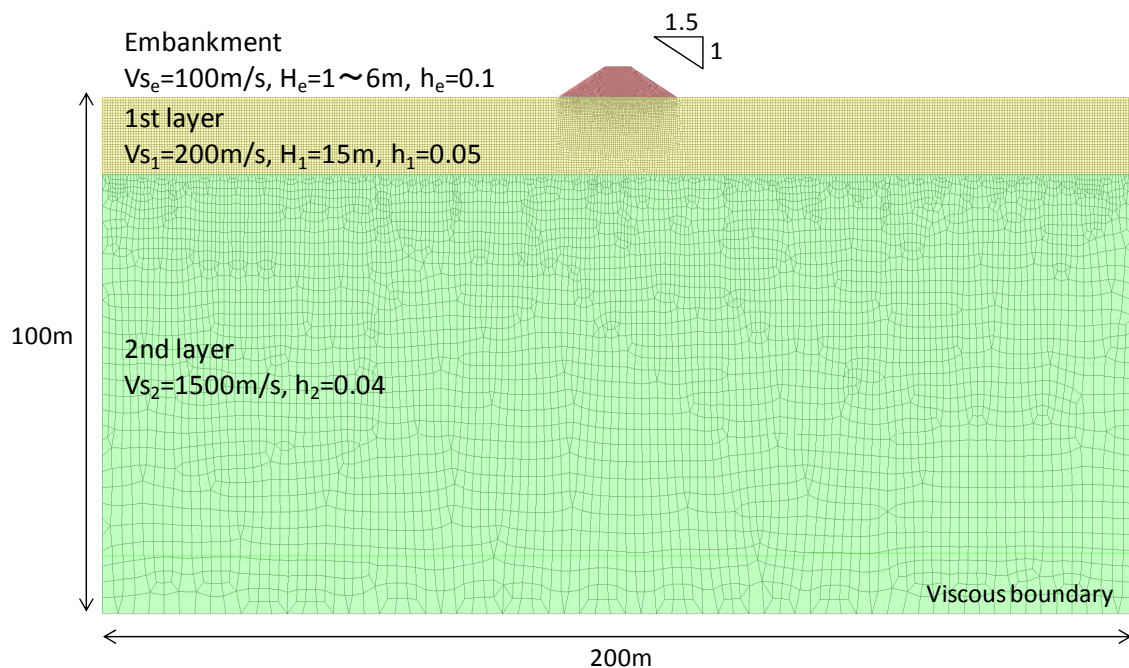


図 6.28 地盤と盛土のモデルの例

表 6.6 設定した物性値(盛土の減衰定数を除き 6 ケース共通)

		V_s (m/s)	G (g/cm ³)	ν	γ (g/cm ³)	h
Embankment	1st layer	100	1696.42	0.50	1.66	0.10
Ground	1st layer	200	7037.90	0.49	1.73	0.05
	2nd layer	1500	509473.94	0.33	2.22	0.04

低周波数側へシフトする。また、振幅比は盛土が高くなるに従って基本的には大きくなっている。10Hz以下の帯域に着目すると、ピークが現れるのは盛土高さ3m以上からである。本研究では、盛土高さが約2mの盛土には1質点減衰系モデルを適用せず、盛土上の地震動は地盤上と同一として扱う。一方、盛土高さが約4mの盛土は1質点減衰系モデルを適用し、盛土の振動特性の同定ならびに盛土上の地震動推定を行う。ここでのFEM解析による盛土高さに関する検討の結果は、10Hz以下の周波数帯域に限れば、本研究の1質点減衰系モデルの適用可否と調和的な結果が得られたと考える。なお、本研究で対象とした単線の盛土では盛土高さが2mから3m程度が、1質点減衰系モデルの適用可否区分に関する目安の1つになると考えられる。

次に、評価点位置の影響評価の例として、ここでは高さ6mの盛土モデルを採り上げる。まず、地盤上の評価点に関して検討する。盛土上の評価点はその中央位置、地盤上の各評価点はのりから離れる向きへ0m(のり尻)、1m、2m、3m、4m、5m、10m、20mの8点とした。解析伝達関数はそれらの位置の複素応答スペクトルの比として算出しており、結果を図6.30に示す。図によると解析伝達関数のピーク周波数は地盤上の評価点により差異がある。これは、評価点により盛土の地震応答の影響度合いが異なるためと考えられる。ここで用いたモデルでは、のり尻から5m程度以内ではほぼ同一の解析伝達関数を得られているが、盛土による地震応答の評価に際し、盛土直近の地盤上に地震計を設置して地震動を観測する場合、盛土の影響の混入程度に対して配慮

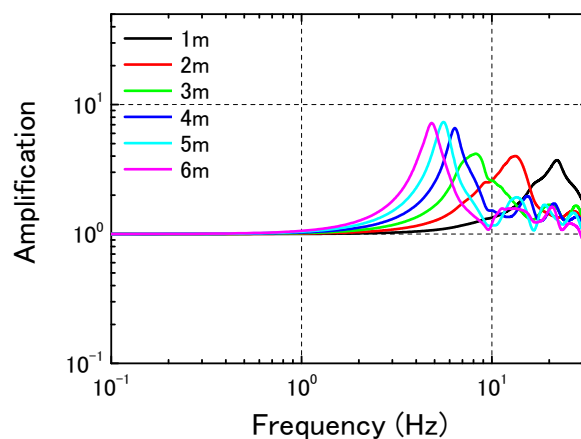


図 6.29 高さの異なる盛土の伝達関数の比較

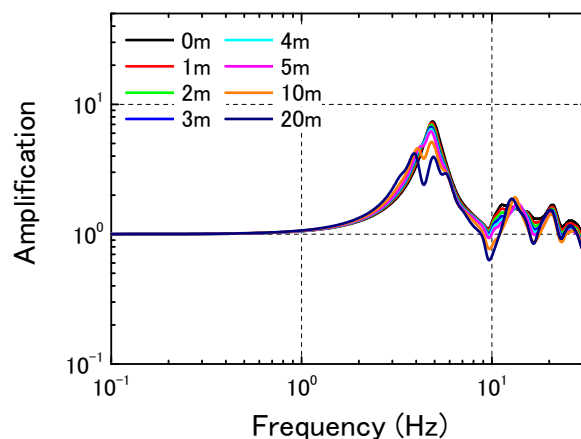


図 6.30 地盤上評価点位置比較の例($H_e=6m$)

が必要であることが示唆される。

加えて、盛土上の評価点に関して検討する。盛土上の各評価点はのり肩から盛土中央へ向かって 0m(のり肩)、1m、2m、2.4m(盛土中央位置)の 4 点であり、地盤上の評価点はのり尻から離れ 1m の地点とした。それぞれの解析伝達関数を図 6.31 に示す。図によると、差異は 10Hz 以上の帯域で見られる。よって、10Hz 以下を評価の対象とする場合、盛土上へのセンサーの設置位置はある程度自由に決めることができると言える。

最後に、図 6.32 に FEM 解析に用いる盛土の減衰定数の比較結果を示す。図によると、減衰定数はピークの振幅比、すなわち地震応答解析により求められる振幅値に対して強い影響を与えることが確認される。よって、盛土の地震応答特性を FEM 解析のみから検討する場合には、減衰定数の設定を慎重に行う必要性が示唆される。

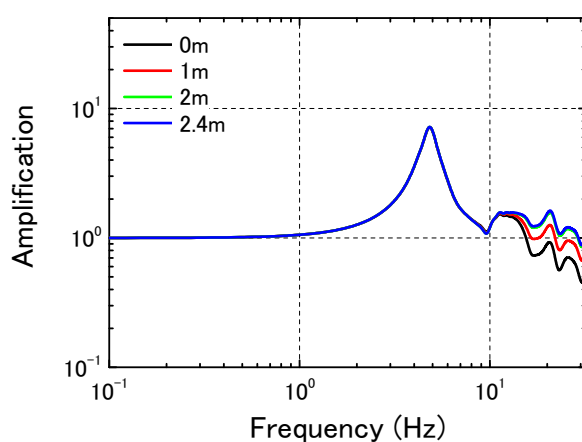


図 6.31 盛土上評価点位置比較の例($H_e=6m$)

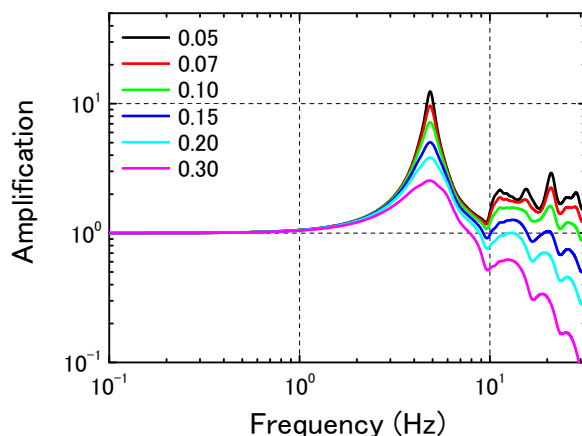
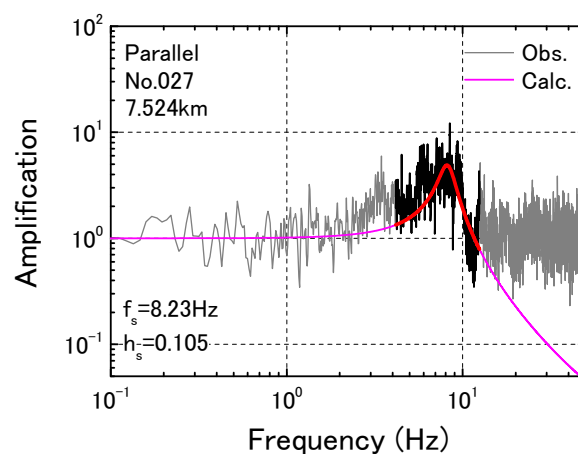


図 6.32 盛土の減衰定数比較の例($H_e=6m$)

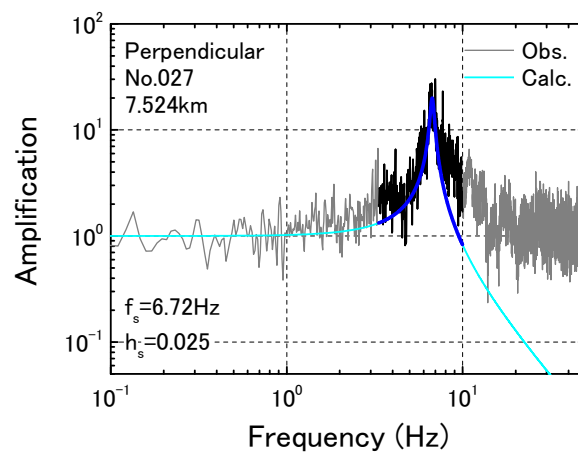
6.3.4 対象区間に沿った 1 質点減衰系による振動特性の同定

Site D 側の谷を渡る盛土(主に高さ 4m 程度の盛土から構成される区間)については線路方向および線路直角方向とも 10Hz 以下に明確なピークがみられることから(図 4.19 の(a)と(b))、6.3.1 項および 6.3.3 項の検討により 1 質点減衰系モデルの適用が可能であると判断した。これを受け、Site D 側の谷の微動測定点に対して、盛土の振動特性の同定を行った。

盛土の振動特性の同定は 6.3.1 項と同様の手法を用いた。観測と理論の伝達関数のフィッティング状況として、キロ程 7.524km の線路方向と線路直角方向の例を図 6.33 の(a)と(b)にそれぞれ示す。図中には同定された固有振動数(f_s)と減衰定数(h_s)の値を記しており、これらの図によると 1 次ピークに対し 1 質点減衰系モデルを用いた盛土の振動特性の同定は概ね良好に行われていることが確認される。ただし、6.1 節の高架橋振動特性の評価と同様に 1 次ピークよりも高周波数側では一致の程度が低い。しかし、1 次ピーク前後の形状はほぼ正確に捉えられており、盛土の振動特性の簡易評価として 1 質点減衰系モデルの適用は有用であると考えられる。なお、6.3.1 項の地震観測点に対する事前検討では上下方向に対しても同定を行ったが、5.6 節で求めた地盤上の推定地震動は水平成分のみであり、また Site D の上下動の 1 次ピークは 10Hz よりも高周波数であることから、ここでは上下動を検討対象から除外した。



(a) 線路方向



(b) 線路直角方向

図 6.33 観測と理論の伝達関数の例

対象区間のキロ程に対する同定固有振動数のプロットを図 6.34 に示す。この図によると、線路直角方向の固有振動数は線路方向よりも低くなっており、さらに両方向とも空間的な変動を有することが確認された。なお、両方向とも得られた固有振動数のばらつきは小さい。

次に、対象区間のキロ程に対する同定減衰定数のプロットを図 6.35 に示す。図によると線路直角方向の同定減衰定数は 5%前後に分布しており比較的ばらつきは小さい。一方、線路方向は 5%程度から 20%程度に分布しており、線路直角方向と比較し系統的に大きな減衰定数が得られた。線状構造物である鉄道盛土は、線路方向の方が線路直角方向より剛性は高いと考えられ、線路方向の方が応答の程度は小さく、減衰定数も大きくなると考えられる。また、線路方向で得られた減衰定数はばらつきが大きい。この一因として、線路方向の方が線路直角方向に比べ盛土の構成材料である土の物性値の差異が生じやすく、地点ごとの応答特性の違いが表れやすいことが考えられる。

なお、キロ程が約 6.980km から約 7.260km の Site C 側の谷では、振動特性の同定を行っていないため固有振動数や減衰定数は得られていない。図 6.34 および図 6.35 の橙色と灰色の区間は、それぞれ切通区間と河川区間(行滕川)を表す。

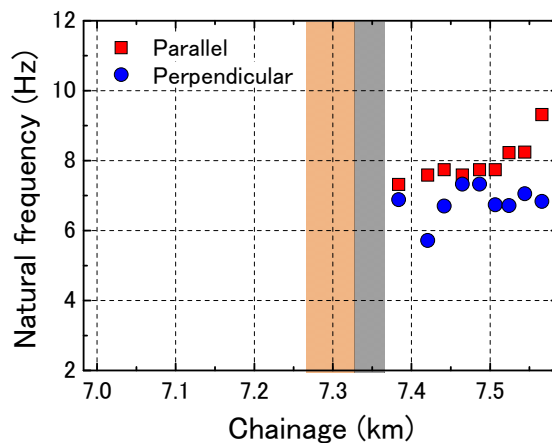


図 6.34 同定固有振動数

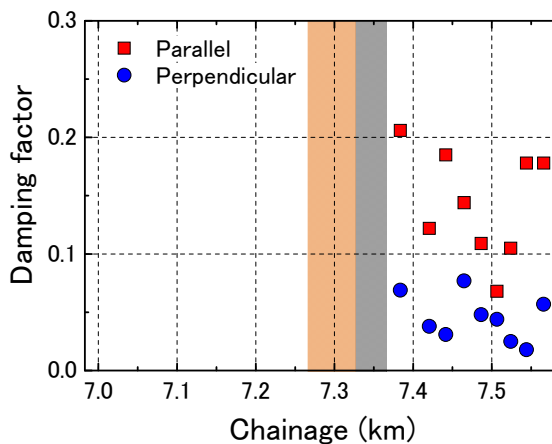


図 6.35 同定減衰定数

6.4 旧高千穂鉄道の対象区間に沿った盛土上の地震動推定

6.3.4 項で振動特性を同定した Site D 側の谷の盛土に対し、5.6 節で推定した地盤上の地震動を入力して盛土上の地震動を対象区間に沿って高密度に推定した。なお、Site C 側の谷の盛土上の地震動は、先述の通り地盤上の推定地震動として扱う。

まず、地震観測点における盛土上の地震動に関して検証を行う。各地震動指標に対する盛土上地震動の実測と推定の比較を図 6.36 の(a)から(d)に示す。ここで、(a)は最大加速度、(b)は最大速度、(c)は警報用最大加速度、(d)は SI 値の比較である。Site C は地盤上の推定地震動を盛土上の地震動としており、その地震動を盛土上で実測した地震動に対してプロットしている。また、表 6.6 に各地震動指標に対する実測と推定の相関係数の一覧を示す。図 6.36 および表 6.6 より、Site C は各地震動指標とも相関係数が 0.91 以上であり、よく一致していることが確認される。Site D は 1 質点減衰系モデルにより推定した盛土上の地震動を盛土上の実測に対してプロットしている。相関係数は 0.7 前後でありややばらつきを有するものの実測と推定は概ね整合しており、Site D における 1 質点減衰系モデルの適用性が確認される。

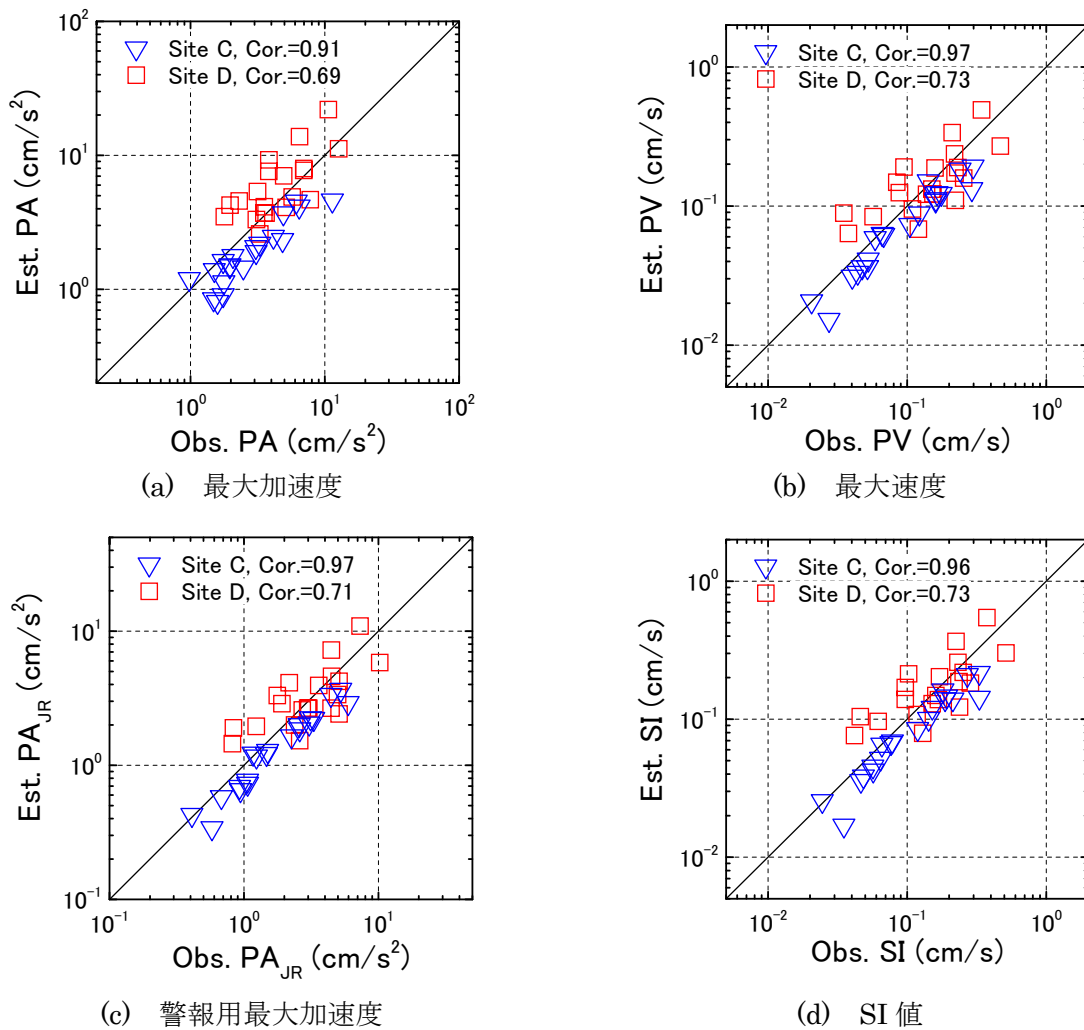
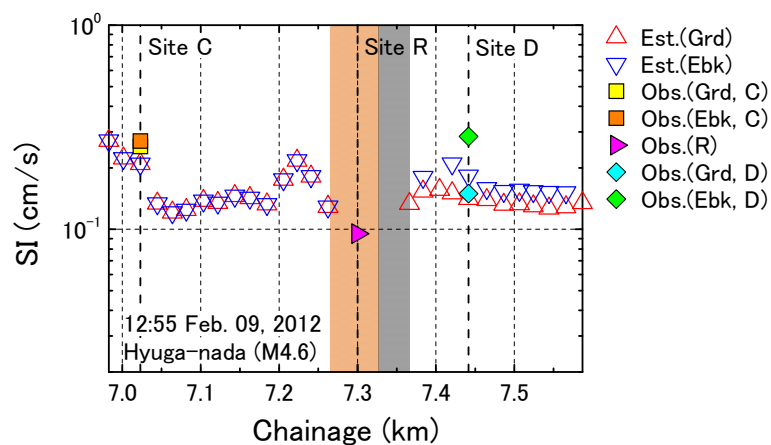


図 6.36 盛土上地震動の実測と推定の比較

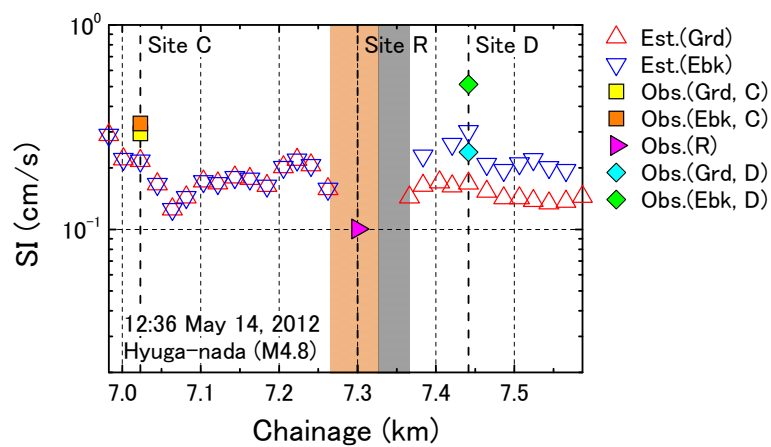
地震観測点における検証の結果を受け、次に対象区間に沿った地震動を推定し、その空間変動を把握する。ここでは 5.6 節の検討と同じく観測された地震の中でマグニチュードの大きな 3 地震(地震 ID-TR5, TR11, TR20)を対象とする。採用した地震動指標は SI 値であり、対象区間のキロ程に対する推定結果を図 6.37 の(a)から(c)に示す。ここで、図中の地盤上の地震動は図 5.33 と同一である。図の通り、Site C 側の谷における盛土上の地震動は地盤上と同一としている。対して、Site D 側の谷では盛土により地震動が増幅し、盛土上では地盤上より大きな地震動となっている。図中には Site C と Site D の地盤上と盛土上、および Site R で実測された地震動を併せ

表 6.6 盛土上地震動の実測と推定の相関係数

Seismic index	Correlation coefficient of the logarithm scale	
	Site C	Site D
Peak acceleration (PA)	0.91	0.69
Peak velocity (PV)	0.97	0.73
JR Peak acceleration (PA _{JR})	0.97	0.71
Spectral intensiy (SI)	0.96	0.73

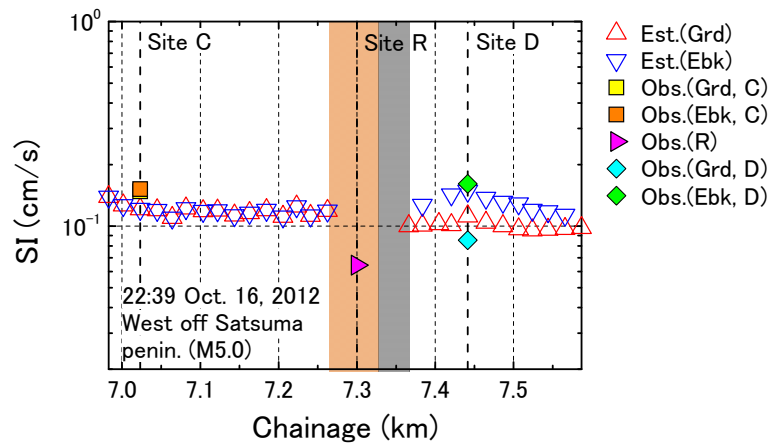


(a) 地震 ID-TR5(M4.6)



(b) 地震 ID-TR11(M4.8)

図 6.37 対象区間に沿った盛土上地震動推定の例(SI 値)



(c) 地震 ID-TR20(M5.0)

図 6.37(続) 対象区間に沿った盛土上地震動推定の例(SI 値)

て記している。実測と推定を見ると概ね良好な整合が確認され、対象区間に沿った推定地震動の信頼性が確かめられる。

さらに、盛土上地震動の空間的な変動に着目すると、地震によってその変動の程度が異なり注目される。盛土の振動特性と入力地震動の周波数特性の関係から盛土応答は地震により異なると考えられ、入力地震動や地盤ならびに盛土の周波数特性を考慮した本研究の手法は、精度の高い推定を行うという観点において有用と考える。

7. 鉄道路線に沿った表層地盤と構造物の地震動増幅特性の把握

本章では、まず宮崎リニア実験線(岩田・津野, 2015c), 次に旧高千穂鉄道の鉄道路線に沿った表層地盤と構造物の地震動増幅特性の把握に関して述べる。

7.1 宮崎リニア実験線に沿った表層地盤と高架橋の地震動増幅特性の把握

本節では、地盤および高架橋の地震動増幅特性が対象路線に沿って空間的にどのように変動するかを把握する。ここで、表層地盤による地震動増幅は基盤入力と地盤上の地震動の関係、高架橋による地震動増幅は地盤上と高架橋上の地震動の関係から求める。

地震観測点である Site A および Site B の地震動の増幅程度を図 7.1 にて定量化する。地震動指標は SI 値としており、図の配置は左列が Site A, 右列が Site B, 上段が表層地盤, 下段が高架橋である。上段の表層地盤において横軸は推定基盤入力地震動, 縦軸は地盤上の観測地震動である。増幅度は、両対数線形式において傾きを 1 に固定した時の最小二乗法から求めた切片とした。表層地盤の増幅度は Site B と比較し Site A の方が大きい。一方、下段の高架橋において横軸は地盤上, 縦軸は高架橋上の観測地震動であり、増幅度は表層地盤と同様に求めた。高架橋の増幅度も Site A の方が大きい結果が得られた。表層地盤と高架橋の相関係数を比較すると、高架橋の方がばらつきは大きく相関は小さい。理由として、図 4.21 などに示す通り高架橋の伝達関数は卓越する周波数帯域が狭く、入力される地震動の周波数特性の影響を強く受け、地震ごとの応答に違いが生じやすくなることが挙げられる。

同様の手法により、対象地震に対する路線に沿った表層地盤と高架橋の平均的な増幅特性を図 7.2 に示す。ここでは、推定 SI 値に対する地震動増幅度を示す。基盤入力地震動は全線で同一としており、表層地盤の増幅特性は Srf/Bsm , 高架橋は Vdc/Srf と表している。図によると表層地盤の増幅度はキロ程 5.2km 程度を境として異なっており、キロ程 5.2km 以下は 4.5 から 5 程度、キロ程 5.2km 以上は 4.0 から 4.5 程度であるがその空間的な変動は小さい。一方、高架橋の増幅度は地点ごとに大きく異なり 2 から 4 程度に分布している。

高架橋における増幅度の空間的な変動の原因を調べる目的から、橋脚高さとの地震動増幅度の関係を図 7.3 に整理した。なお、ここで用いた橋脚高さは図面に基づくものではなく、微動測定時に可搬型のレーザー測距儀により地表面から床版裏までを簡易的に実測した値である。図によると桁式高架橋は橋脚高さとの増幅度に正の相関がみられる。対して、ラーメン高架橋は橋脚高さとの増幅度の関係が単純ではないことが確認される。図 4.1 通り、宮崎リニア実験線においてラーメン高架橋は、始点側(北端側)の約 0.82km と終点側(南端側)の約 0.55km の区間である。図 7.3 ではこれらの区間を分けた整理も行っており、北端側のいくつかの測定点では、橋脚高さが低いにも関わらず地震動増幅度が大きくなっている地点が見られる。宮崎リニア実験線の高架橋は標準仕様に基づき建設されていることから、地点により橋脚高さは異なるものの橋脚や桁の構造は同一である(鉄道総合技術研究所, 1998)。よって、特にラーメン高架橋における地震動増幅特性のばらつきは、地盤条件との強い関係性が示唆される。

対象路線の宮崎リニア実験線において、地震動増幅特性の空間変動は表層地盤(S波速度 700m/s 以浅)よりも高架橋の方が大きくなった。路線に沿って高架橋上の地震動を正確に把握するには、

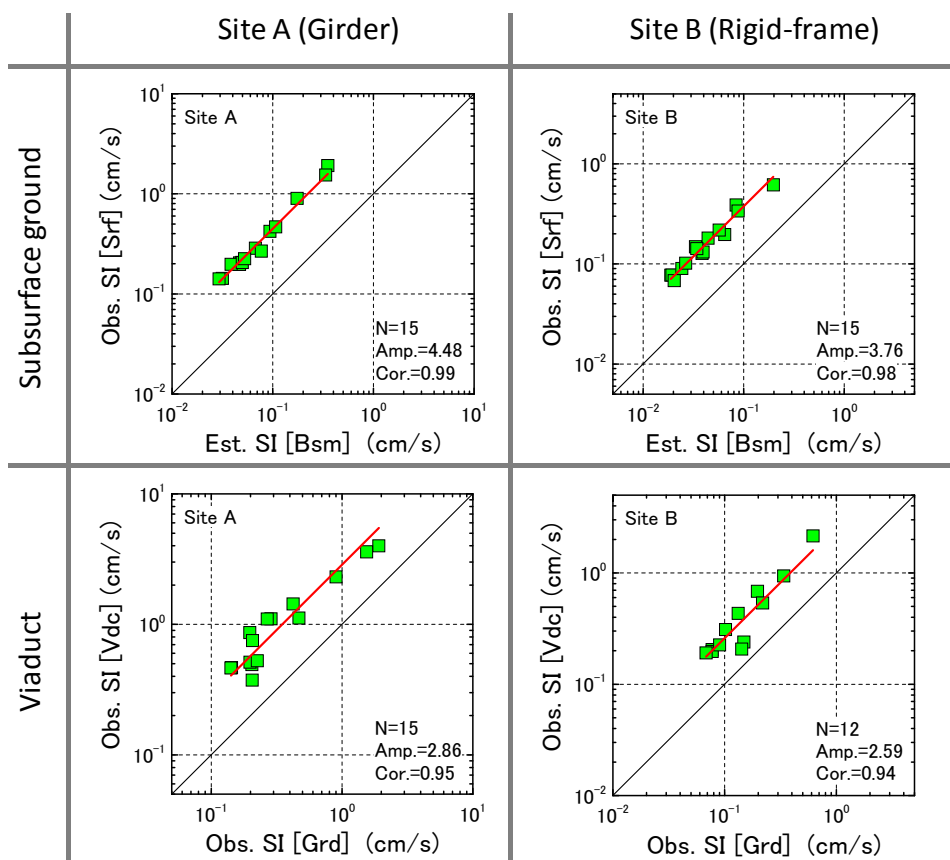


図 7.1 地震観測点の地震動増幅(SI 値)

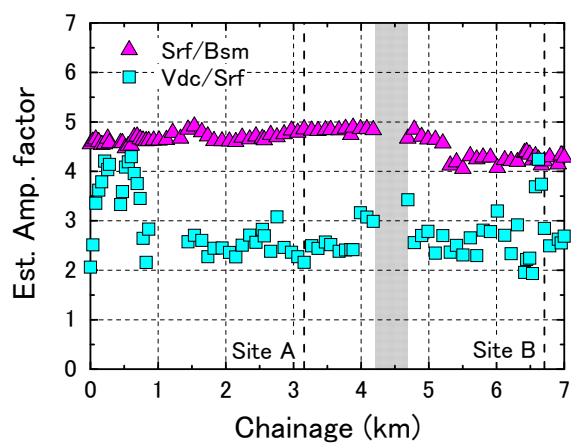


図 7.2 対象路線に沿った表層地盤(Srf/Bsm)および高架橋(Vdc/Srf)の推定地震動増幅度(SI 値)

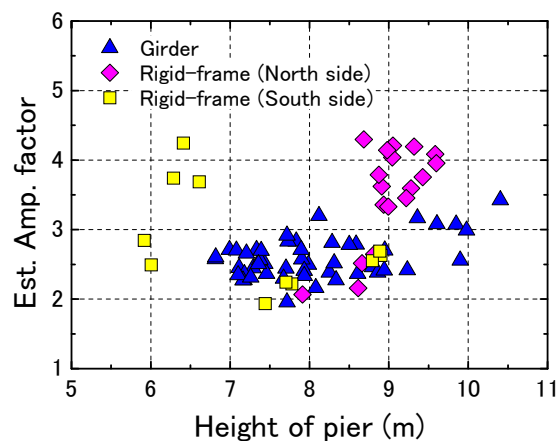


図 7.3 橋脚高さと地震動増幅度の関係(SI 値)

その形式や支承の状況，橋脚の高さなどが地点ごとに異なるため，高密度な微動測定実施の必要性が示唆される．特にラーメン高架橋は増幅特性のばらつきが大きくなる場合もあると推測されるため，地点ごとに詳細に振動特性を把握する必要があると考える．

7.2 旧高千穂鉄道の対象区間の表層地盤と盛土の地震動増幅特性の把握

本節は、7.1節の宮崎リニア実験線と同様の手法により、旧高千穂鉄道の対象区間における地盤および盛土の地震動増幅特性の空間変動を把握する。ここで、表層地盤による地震動増幅は基盤入力地震動と考えられる Site R の 1/2 倍と地盤上の地震動の関係、盛土による地震動増幅は地盤上と盛土上の地震動の関係から求める。

地震観測点である Site C と Site D の観測地震動の増幅程度を図 7.4 にて定量化する。地震動指標は SI 値としており、図の配置は左列が Site C、右列が Site D、上段が表層地盤、下段が盛土である。増幅度は、両対数の線形式において傾きを 1 に固定した場合の最小二乗法から求めた切片としている。

表層地盤の増幅度は Site D と比較し Site C の方が大きい。図 4.16 の(c)に示した通り地盤上での観測地震動(計測震度)も Site D より Site C の方が大きくなる傾向を有することから調和した結果であり、図 5.26 の(a)と(b)の通り、各サイトの地下速度構造の差異に起因していると考えられる。また、盛土の増幅度について、左下の Site C は地盤上の地震動を盛土上として扱っているため増幅度はほぼ 1 である。右下の Site D の増幅度は 2.22 となり、SI 値に関して盛土上の地震動は地盤上と比較し 2 倍程度大きくなることが分かった。

同様の評価方法を用いて、対象区間の表層地盤と盛土の平均的な増幅特性を評価した。SI 値に対する増幅特性の空間変動を図 7.5 に示す。基盤への入力地震動は Site R で観測された波形を 1/2

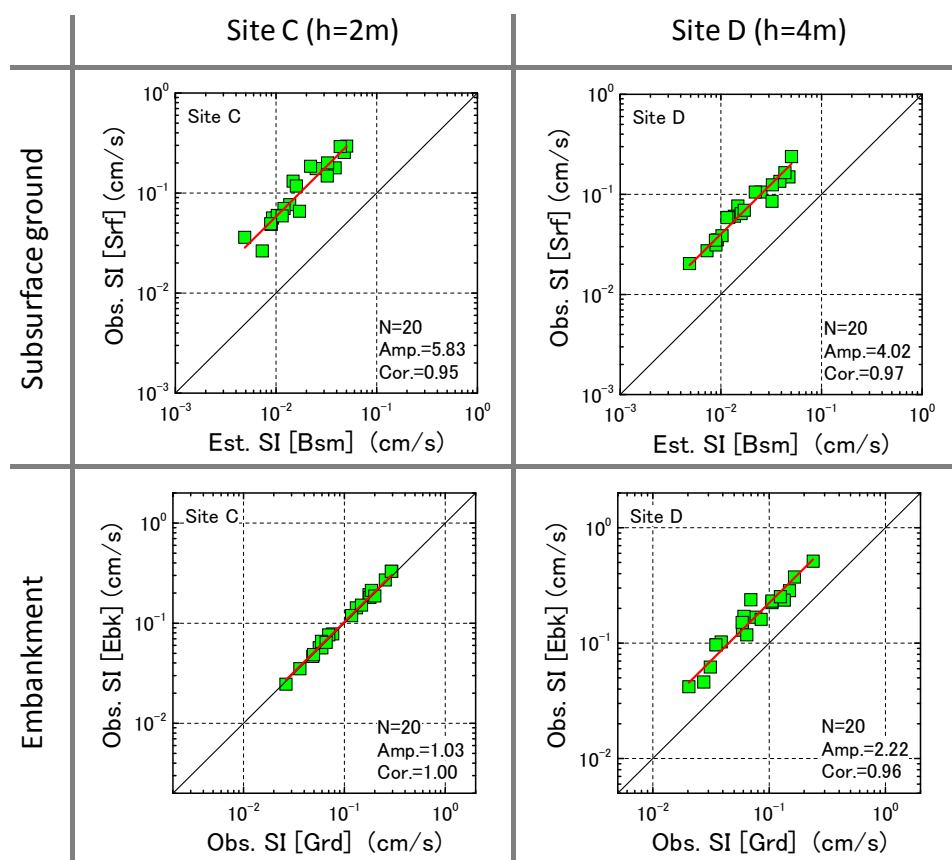


図 7.4 地震観測点の地震動増幅(SI 値)

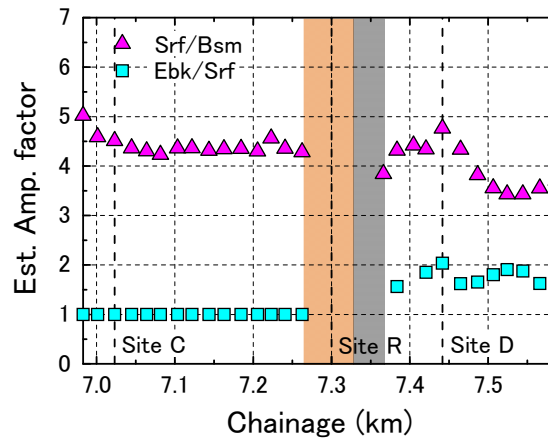


図 7.5 対象区間に沿った表層地盤(Srf/Bsm)および盛土(Ebk/Srf)の推定地震動増幅度(SI 値)

倍したものであり，対象区間に共通すると仮定している．表層地盤および盛土の増幅特性はそれぞれ Srf/Bsm と Ebk/Srf として表す．表層地盤の増幅特性の空間変動をみると，Site C 側の谷では 4.5 前後，Site D 側の谷では 3.5 から 5 程度に分布している．全体的には Site C 側の谷の方が増幅度は大きく，揺れがより大きくなると推測される．対象区間は約 600m と短いですが，表層地盤の増幅度は最小で 3.5 程度，最大で 5 程度と比較的大きな変動が見られた．一方，盛土による増幅特性の空間変動は，Site C 側の盛土は増幅を考慮していないことから増幅度は 1 である．Site D 側の盛土は 1.5 から 2 程度に分布しており空間的な変動が確認される．ただし，増幅特性の変動の程度は盛土よりも表層地盤の方が大きな結果が得られた．盛土の増幅特性の空間変動は，7.1 節で述べた高架橋と比べるとその程度は小さいものの，変動を有することが確認された．微動測定を行って表層地盤や盛土の地震動増幅特性を把握する場合，正確な特性を得るためには高密度な微動測定の実施が有効であると考えられる．

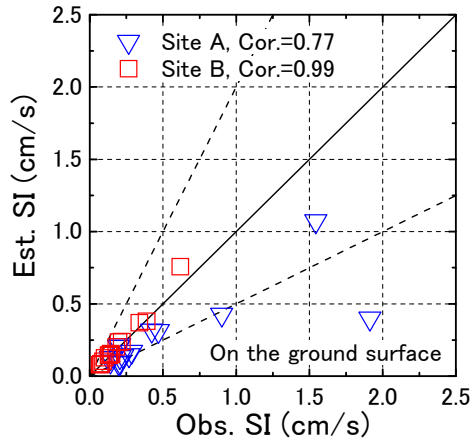
8. 推定地震動を用いた地震時列車運転規制の基準値設定方法の提案

本研究では、観測微動に基づき路線に沿って地下速度構造を把握し、地盤上の地震動を推定する手法を示すと共に、同じく観測微動に基づき路線に沿って構造物の振動特性の同定を行い、構造物上の地震動を推定する手法を示した。路線に沿って把握した地盤上ならびに構造物上の地震動を地震時における列車の運転規制に導入することは有効と考えるが、推定情報であることから誤差を含むためその推定精度を把握した上で適用を図る必要がある。本章では、本研究で推定した地震動の推定精度について再整理を行うと共に、推定情報を列車の運転規制に用いる場合の適用方法の提案を行う。

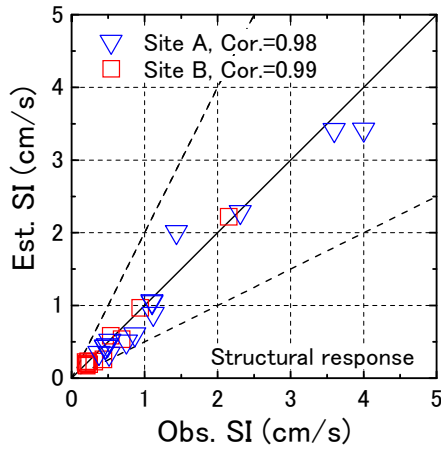
5章ならびに6章における地盤上ならびに構造物上の地震動推定精度の統計的検証では、実測と推定の対数を用いて評価を行った。これにより、実測と推定の対数誤差 RMS や相関係数から推定精度を定量的に把握しその整合性の程度を確認した。しかし、推定誤差が実際の運転規制に与える影響を評価する場合、誤差の平均的な分布の他に、最大誤差の程度を把握する必要がある。特に、推定値が観測値と比べて過小となっている場合、その値を運転規制に用いることは不安全となるため、過小推定の程度の把握は重要である。これを受け、本章では実測と推定の比較を線形スケールで示すと共に、特に過小推定となった場合に着目して考察を行う。

図 8.1 に宮崎リニア実験線における実測と推定の地震動比較を線形スケールで示す。なお、ここでの地震動指標は実際の鉄道の運転規制に用いられている指標の 1 つである SI 値(例えば、鈴木・島村, 2003)とした。図中の破線は、推定誤差が 200%(倍)および 50%(半分)であることを表す。(a)は地盤上、(b)は高架橋応答、(c)は高架橋上における実測と推定の地震動比較である。宮崎リニア実験線は Site B が参照点、Site A が検証点であることからここでは Site A について考察する。(a)の地盤上を見ると推定地震動は過小推定の傾向が見られるものの概ね倍半分の範囲内に含まれている。ただし、観測された最大の地震動において際立って過小推定となる事例が見られた。この一因は、基盤の不整形が認められる対象路線(図 5.17)において、約 4km 離れた地点の基盤入力地震動を同一として扱っていることに起因すると考えられる。すなわち、震源の位置やその周波数特性などから 3次元効果の影響程度等が異なり、実際と推定時の基盤入力地震動に差異が生じ、地震によっては誤差が比較的大きくなる場合があると推測される。なお、本研究のほとんどの観測地震動は微小であり、地震動の大きさと推定精度の関係は明らかとなっていない。(b)の高架橋応答の実測と推定の地震動比較では、それらの整合性は高く 1 質点減衰系モデルの適用性は高いと言える。(c)の高架橋上の推定地震動も過小推定の傾向が見られるが、高架橋応答の推定精度は高いことから、その原因として地盤上における推定地震動の過小評価が挙げられる。よって、高架橋上地震動の推定精度を高めるためには、地盤上地震動の推定精度を向上させる必要があると考える。

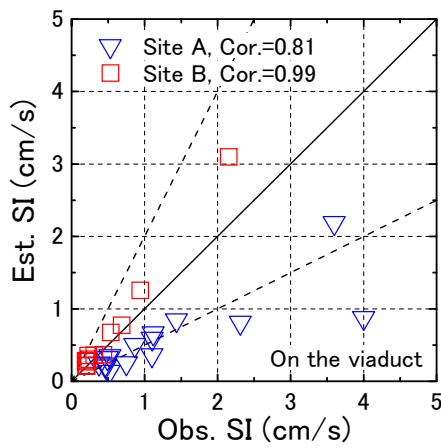
旧高千穂鉄道の実測と推定の線形スケールによる比較を図 8.2 に示す。(a)は地盤上、(b)は盛土応答、(c)は盛土上における実測と推定の地震動比較の結果である。旧高千穂鉄道の地震観測点における盛土応答の推定は、高さが約 4m の盛土から構成される Site D のみで実施しており、盛土上の地震動の推定において Site C 側の谷の盛土は、地盤上と同一としている。図中の破線は 200%(倍)および 50%(半分)の推定誤差を表している。旧高千穂鉄道は岩盤サイトである切通区間で観測された Site R の観測地震動の 1/2 倍を基盤入力地震動として Site C と Site D の地震動を



(a) 地盤上

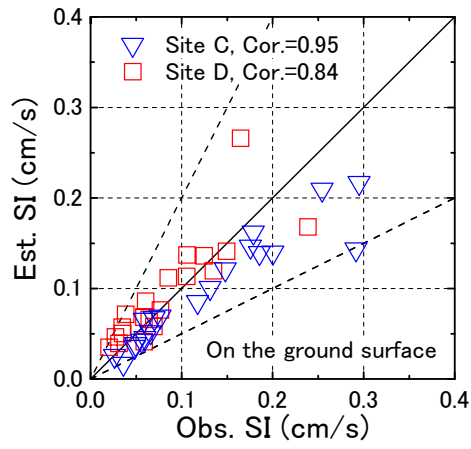


(b) 高架橋応答

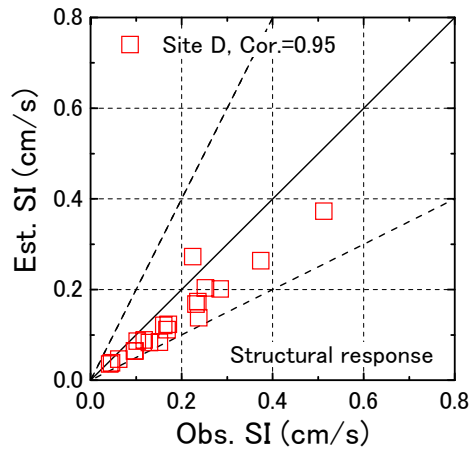


(c) 高架橋上

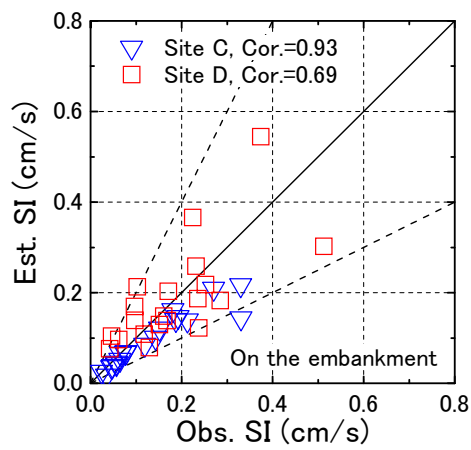
図 8.1 宮崎リニア実験線の地震観測点における推定地震動(SI 値)の精度検証



(a) 地盤上



(b) 盛土応答



(c) 盛土上

図 8.2 旧高千穂鉄道の地震観測点における推定地震動(SI 値)の精度検証

推定したことから、Site C および Site D とも評価対象とした。(a)の地盤上は概ね倍半分の範囲に収まっており、良好な推定結果が得られたと考える。(b)の盛土応答はやや過小推定の傾向が見られるが、1 質点減衰系モデルの適用は可能であると判断される。(c)の盛土上において Site C は地盤上の推定地震動を盛土上として扱ったことから、盛土上で観測された地震動を横軸、地盤上で推定された地震動を縦軸にプロットしている。Site C では 50%をやや下回る結果が 1 地震で見られる。一方、Site D はややばらつきを有するものの、倍半分の範囲内に概ね収まっている。旧高千穂鉄道においても地盤上地震動の推定結果が盛土上地震動の推定精度に強く影響を与えており、地盤上地震動の推定精度を向上させることが重要であると考え。宮崎リニア実験線および旧高千穂鉄道とも地盤上地震動の推定精度の向上が課題として挙げられた。改善案として、微動測定を行う観測機器の性能を向上させる他、地震動評価に 3 次元的な効果を考慮すること、基盤入力地震動を共通とする範囲の適正化を行うことなどが挙げられる。

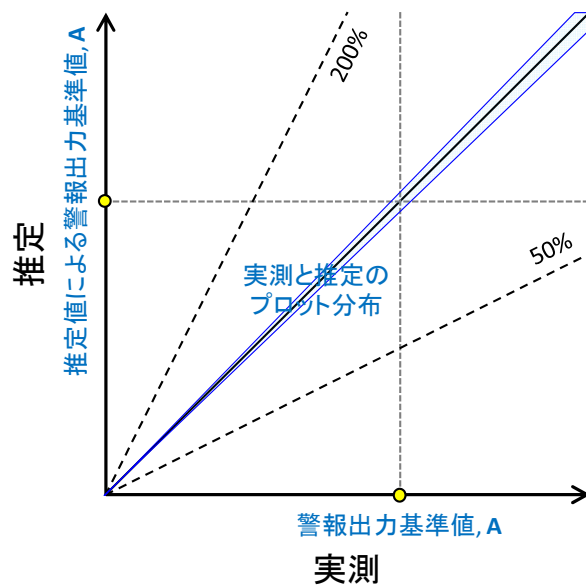
宮崎リニア実験線と旧高千穂鉄道の地震観測点における地盤上と構造物上の推定地震動の精度について考察を行ったが、いずれの対象点においても推定は観測と比較し倍半分の範囲内にほぼ収まることが確かめられた。しかし、地震によって大きな誤差を生じるケースも見られた。現在の列車運転規制において地震時に停止させた列車の運転再開判断は、主に線路沿線にほぼ一定間隔で設置された地震計の観測地震動に基づいており、推定地震動を用いた運転規制は基本的には実施されていない。

図 8.3 の(a)と(b)に推定された値を用いた運転規制基準値設定の方法の概念を示す。(a)は推定誤差が小さい例を表し、横軸は実測、縦軸は推定である。このように推定誤差が小さい場合には、推定値をそのまま実際の運転規制に用いても特段の問題はないと考える。

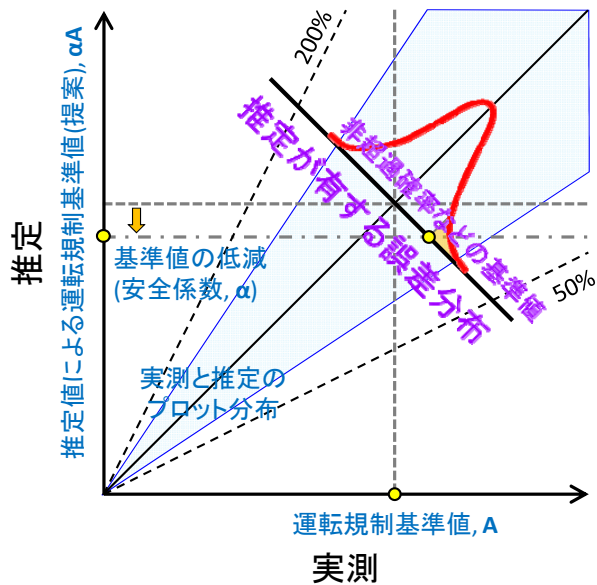
しかし、図 8.1 の(a)の宮崎リニア実験線における地盤上推定地震動に関する精度検証で見られたように、本研究を用いた際にも、場合により倍半分以上を超える誤差を生じるケースが見られる。よって、実際の運転規制に推定値を適用する場合、含まれる推定誤差の程度を把握した上で用いる必要がある。特に、実測に対して推定の値が小さくなった場合、地震時の列車運転規制に関して不安全側の取り扱いとなる。地震時において安全の確保は第一に優先されるべき事項であるが、列車運行の安定性確保の観点から過安全となる評価は避けなければならない。最も過小となる推定誤差を包含するように基準値を設定した場合、過安全となり必要以上に列車を停止させることからその運行の安定性が低下し、旅客や貨物輸送サービスの質を低減させる懸念がある。よって、基準値の設定に設計標準等(鉄道総合技術研究所編、2012)で用いられる安全係数の考え方を取り入れ、地震時の安全性を確保することが有効と考える。ここで、推定の絶対値が小さい場合には誤差の絶対値も小さくなるが、推定の絶対値が大きい場合には誤差の絶対値も大きくなる。これより、安全係数の検討においては、実測による運転規制値前後の誤差分布からその値を決定する必要があると考える。

図 8.3 の(b)は推定誤差が大きい例を示す。推定誤差の分布が確率モデルに従うと仮定した場合、含まれる誤差の程度を定量的に把握した上で、例えば非超過確率と言った概念を導入して安全係数を定め、実測値を用いた運転規制値にその安全係数をかけて推定値を用いた運転規制値とすることが有効であると考え。

本研究で対象とした地震の数は、宮崎リニア実験線が 15、旧高千穂鉄道が 20 であり、推定誤



(a) 推定誤差が小さい場合



(b) 推定誤差が大きい場合

図 8.3 推定値を用いた運転規制基準値設定方法の概念

差を確率モデルに適合させて統計的に考察できる程にデータ数は多くない。特に運転規制を発令する程の強い揺れの地震動は観測できなかったことから、観測値に基づいた現行の運転規制に対する推定値導入の効果等については検証できていない。ここでは推定値を用いた地震時列車運転規制の基準値設定方法の概念の提案を行った。推定精度を高めることは重要な課題である一方、推定誤差の定量的評価や安全係数の設定に関する具体的な方法等については、今後、地震動推定の知見蓄積を行い慎重に決定していく必要があると考える。

9. まとめ

現在、地震後の列車運転再開の判断は、過去の地震における地盤上の揺れの大きさと鉄道に関する地震被害の経験的關係から、地盤上で観測される地震動を基準に実施されている。しかし、一定間隔に配置される地震計の観測情報のみならず、路線に沿った詳細な推定地震動を活用することにより、列車運転再開判断の適正化が期待される。また、構造物上に付帯する電化柱等へは、構造物応答後の地震動が入力される。構造物の振動特性を事前に把握し、地震後に構造物上の地震動を素早く推定することは列車の安全運行にとって重要となる。本研究では、地盤上で測定した微動に基づき、まず路線に沿った地下速度構造を推定し、沿線で観測された地震動を参照し 1 次元重複反射理論を用いて路線に沿った地盤上地震動を算出した。次に、地盤上と構造物上で測定した微動に基づき 1 質点減衰系モデルを用いて構造物の振動特性を同定し、先に求めた地盤上地震動をモデルに入力して路線に沿った構造物上地震動を推定した。最後に、地盤と構造物の地震動増幅の空間変動に関する考察を行った。本研究の検討内容およびその結果を以下にまとめる。

- (1) 本研究では、2 つの鉄道路線を対象として検討を行った。1 つ目は、全線がコンクリート高架橋から成る宮崎リニア実験線である。この路線は、宮崎県中部沿岸部の日向市から都農町にまたがる全長約 7km の路線であり、超電導磁気浮上式鉄道(リニアモーターカー)の旧試験路線である。路線は日向灘の海岸線に沿ったほぼ直線であり、高低差はほとんどない。構造物は始点側(北端側)と終点側(南端側)はラーメン高架橋、その間は桁式高架橋から構成されている。2 つ目には、宮崎県の延岡市から高千穂町へと続いていた廃止路線である旧高千穂鉄道の約 600m の区間を選定した。この路線はその多くが盛土や切土などの土構造物より構成されている。対象区間は谷を盛土で渡り、尾根を切通で横断し、再び谷を盛土で渡る範囲を選定した。
- (2) 対象路線である宮崎リニア実験線と旧高千穂鉄道において地震観測を実施した。宮崎リニア実験線では、路線の中間地点の Site A と終端地点の Site B の地盤上と高架橋上に地震計を設置し、2011 年 1 月から 2012 年 12 月の約 2 年間観測を行った。また、旧高千穂鉄道では、盛土区間のうち東側の地点を Site C、西側の地点を Site D、切通区間を Site R とし、地盤上と盛土上で地震観測を行った。観測期間は 2011 年 8 月から 2012 年 12 月の概ね 1 年半であった。Site C の盛土高さは約 2m、Site D は約 4m である。Site R は切通により路線が尾根を横断している区間の中にあり、切土法面は岩が露出している。本研究では、宮崎リニア実験線および旧高千穂鉄道の地震計で記録された地震の内、各観測点の地盤上における最大加速度(水平成分合成)が 1cm/s^2 以上となる地震を対象とした。対象地震の数は宮崎リニア実験線が 15、旧高千穂鉄道が 20 である。
- (3) 対象路線である宮崎リニア実験線と旧高千穂鉄道に沿って、表層地盤の S 波速度構造の推定および構造物の振動特性の把握のために、地盤上と構造物上で微動測定を行った。微動測定の間隔および測点数は、宮崎リニア実験線は約 100m 間隔の計 87 点、旧高千穂鉄道は約 20m 間隔の計 30 点である。得られた地盤上の観測微動から H/V スペクトル比(水平動と上下動のフーリエスペクトル比)、地盤上と構造物の観測微動から観測伝達関数(方向別の構造物上と地盤上のフーリエスペクトル比)を算出した。

- (4) 宮崎リニア実験線の地震観測点である Site A と Site B において、表面波探査および微動アレイ探査を行い、それぞれ F-K 法と SPAC 法を用いて観測位相速度を算出した。レイリー波の理論分散曲線と得られた観測位相速度が合致するように遺伝的アルゴリズムを用いた逆解析を行い、S 波速度構造を推定した。PS 検層や理論 H/V スペクトル比との比較などによる検証を行った結果、推定した S 波速度構造は信頼性を有すると判断した。
- (5) 宮崎リニア実験線に沿って S 波速度構造を推定した。具体的には、路線に沿って測定した微動の H/V スペクトル比のピーク周波数を説明するように、各地震観測点の S 波速度構造を参照しつつ遺伝的アルゴリズムを用いて各微動測定点の S 波速度構造を順次推定した。この際、逆解析の評価関数の値が最小になるように全線の S 波速度構造を決定した。そして、約 100m 間隔の 1 次元速度構造を路線に沿って水平に連続させた 2 次元的な S 波速度構造を把握した。
- (6) 宮崎リニア実験線に沿って推定した S 波速度構造を用いて、路線に沿った地盤上地震動を推定した。ここでは、まず Site B の推定 S 波速度構造を用い観測された地震動から 1 次元重複反射理論により基盤入力地震動を算出した。次にその基盤入力地震動が約 7km の対象路線全線に共通するという仮定のもと、微動測定点の S 波速度構造を用いて 1 次元重複反射理論により地盤上の地震動を線状に連続して算出した。地震観測点における実測と推定の地震動を比較した結果、良好な一致が確認された。
- (7) 旧高千穂鉄道の地震観測点である Site C と Site D において、表面波探査および微動アレイ探査を行って観測位相速度を算出し、遺伝的アルゴリズムを用いた逆解析により S 波速度構造を推定した。理論 H/V スペクトル比との比較などによる推定 S 波速度構造の検証の結果、推定された S 波速度構造は信頼性を有すると判断した。
- (8) 旧高千穂鉄道の対象区間に沿った S 波速度構造を推定した。基本的手法は宮崎リニア実験線と同一であるが、異なる点は、Site C 側と Site D 側を分離し、それぞれの地震観測点の S 波速度構造を参照して、微動データより求めた H/V スペクトル比のピーク周波数に基づき、1 つ隣の構造を順次推定したことである。
- (9) 旧高千穂鉄道の対象区間に沿った地盤上地震動を宮崎リニア実験線とほぼ同じ手法を用いて推定した。異なる点は、地盤の減衰特性に周波数依存性を与えたことと、入力地震動に岩盤サイトである切通区間の Site R で観測された地震動の 1/2 倍を用いたことである。地震観測点における実測と推定の地震動を比較した結果、良好な一致が確認された。
- (10) 宮崎リニア実験線に沿った高架橋地震応答の推定に向けて、高架橋上と地盤上で観測した微動から算出した観測伝達関数に基づき高架橋の振動特性の同定を行った。高架橋は 1 質点減衰系にモデル化し、固有振動数と減衰定数を同定した。なお、固有振動数に関して微動から得られる値の信頼性が高いと考え探索範囲はごく狭く設定し、減衰定数の探索範囲は 0% から 20% とした。また、同定の対象は観測伝達関数の 1 次ピークの 0.5 倍から 1.5 倍の帯域とした。同定の結果、1 次ピークよりも低い周波数帯域における整合性は高いことが確認された。同定された固有振動数は地点により変動が大きいが、橋脚高さとの相関が高いことを確認している。また同定された減衰定数は、橋軸直角方向はばらつきが小さく概ね 1% 前後に分布している。一方、橋軸方向はばらつきが大きくその多くは 1% から 5% の範囲にある。方向によってばらつき程度が違う理由として、橋軸方向は支承部における橋脚と桁との摩擦などの影響を受けているためと考えられる。

- (11) 宮崎リニア実験線に沿って振動特性を同定した高架橋のモデルに先に求めた地盤上の推定地震動を入力して、路線に沿った高架橋上の地震動推定を行った。地震観測点における実測と推定の比較による検証の結果、Site Bは地震動推定にあたり地盤上の観測記録を参照する地点であることから推定精度は高く実測と推定はほぼ一致した。一方、Site Aは本研究において検証点という位置付けとなるが、相関係数は高く概ね良好な推定結果が得られた。これより、本研究の手法は高架橋上の地震動推定に関して信頼性を有すると考える。次に、路線に沿った高架橋上の地震動を推定した結果、揺れの分布を高密度に把握できた。
- (12) 旧高千穂鉄道の地震観測点である Site C と Site D において測定した微動の観測伝達関数から、盛土の振動特性を同定することを試みた。同定は宮崎リニア実験線の高架橋と同様に 1 質点減衰系モデルを用いた。高さ約 2m の盛土から成る Site C は 10Hz 程度まで盛土による地震応答がほぼ見られず、1 質点減衰系モデルの適用は難しいと判断した。一方、高さ約 4m の盛土から成る Site D は 10Hz 以下で地震応答が見られ 1 質点減衰系モデルの適用は可能と考えられる。盛土上で実施した表面波探査と微動アレイ探査から求めた盛土の S 波速度構造を用いて 2 次元 FEM による盛土の地震応答解析を行った結果、同様の傾向が確認された。これより、Site D 側の谷を対象として 1 質点減衰系モデルによる盛土の振動特性の同定を行うこととした。Site D 側の谷において同定された固有振動数は空間的な変動が見られた。また、減衰定数に関し線路直角方向は 5%前後に分布しばらつきが小さいのに対し、線路方向は 5%から 20%程度に分布しばらつきは大きい結果を得た。方向による減衰特性やばらつき程度の違いは、主に盛土の形状効果や土の物性値の変化の生じやすさに起因すると考えられる。
- (13) 旧高千穂鉄道の対象区間において、Site C 側の谷の盛土上地震動は地盤上と同一とし、Site D 側の谷の盛土上地震動は 1 質点減衰系モデルにより先に求めた地盤上の推定地震動を入力して算出した。地震観測点における検証の結果、Site C は地盤上で観測された値を推定、盛土上で観測された値を実測として評価を行い良好な一致が確認された。さらに、Site D の盛土上の推定地震動は実測に対し高い整合性を有することが認められた。これより、Site D の盛土に対する 1 質点減衰系モデルの適用性が確認された。次に、路線に沿った盛土上の地震動を推定した結果、Site D 側の盛土上地震動の揺れの分布を高密度に把握できた。
- (14) 宮崎リニア実験線に沿った表層地盤と高架橋、および旧高千穂鉄道の対象区間に沿った表層地盤と盛土の地震動増幅に関する空間変動の把握を行った。表層地盤の増幅特性は基盤入力地震動と地盤上の推定地震動の関係、構造物の増幅特性は地盤上と構造物上の推定地震動の関係から求めた。なお、本研究では対象地震に対する平均的特性として評価した。宮崎リニア実験線における地震動増幅特性の空間変動の程度は表層地盤よりも高架橋の方が大きい。これより、路線に沿った高架橋上の正確な地震動推定には、高密度な微動測定実施の必要性が示唆される。旧高千穂鉄道の Site C 側の谷では、盛土上の地震動を地盤上の地震動としていたため盛土による地震動の増幅倍率は 1.0 である。Site D 側の谷では、盛土による地震動の増幅倍率が 1.5 から 2.0 倍程度として求められており、空間的な変動が確認できた。
- (15) 宮崎リニア実験線と旧高千穂鉄道で推定した地盤上と構造物上の地震動に関し、線形スケールによる実測と推定の比較を行った。その結果、それらは概ね一致し、推定誤差は倍半分の範囲内にほぼ収まることが分かった。しかし、比較的大きな誤差が生じる場合も見られ、推定情報を実際の運転規制に適用する際には不安全とならないよう配慮の必要があることが分

かった。これを受け、安全係数の考え方を導入することにより推定地震動を用いた地震時列車運転規制の基準値設定方法の概念に関する提案を行った。

本研究の手順を用いて対象路線沿線の地下速度構造や構造物の振動特性をデータベース化することにより、地震時に鉄道施設のような線状構造物への入力地震動や構造物の被害推定などを即時かつ詳細に実施することが可能となる。これらの推定結果は、地震時における列車停止後の安全確認の要否や範囲の適正化に活用することができ、場合によっては列車の運転停止から再開までのダウンタイムの短縮が期待される。また、本研究で得られた路線に沿った表層地盤や構造物の地震動増幅特性の空間変動評価結果は、耐震補強のための弱点箇所抽出や、地震後の安全確認の重点箇所選定などに用いることができると考える。

なお、本論文の地図には国土地理院の電子国土 Web システムおよび The Generic Mapping Tools(Wessel and Smith, 1991)、衛星写真には Google Earth を使用した。記して感謝の意を表す。

謝辞

本論文は、私の勤務先である(公財)鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震解析研究室において行った研究の成果をまとめたものです。

筑波大学大学院 システム情報工学研究科 構造エネルギー工学専攻の松島亘志教授、山田恭央名誉教授は私が学生の頃より指導頂き、本論文をまとめるにあたり暖かく有益な助言を頂きました。入学前に相談に伺った際、両先生とも私の博士後期課程(社会人コース)・早期修了プログラムへの入学を進めて下さいました。先生方の指導や励ましがあって本論文をまとめることが出来ました。ありがとうございました。

副査として本論文の審査をして頂きました筑波大学大学院 システム情報工学研究科 構造エネルギー工学専攻の境有紀教授、庄司学准教授、山本亨補助教、および筑波大学大学院 生命環境科学研究科 地球進化科学専攻の八木勇治准教授には研究成果のまとめ方等について多数の有益な助言を頂きました。先生方の指摘は本論文の改善に対し大変参考になりました。ありがとうございました。

(公財)鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震解析研究室の山本俊六室長、津野靖士博士には研究を進めるにあたり、数々の指導、助力を頂きました。特に、津野靖士博士は、微動を用いた地下速度構造の推定や構造物の振動特性の把握において、理論から応用まで丁寧に指導して下さいました。心よりお礼申し上げます。

本研究で実施した、宮崎リア実験線ならびに旧高千穂鉄道における地震観測、微動測定等では、(公財)鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震解析研究室の山本俊六室長、津野靖士博士、是永将宏氏、野田俊太氏、伊藤賀章氏(現、北海道旅客鉄道(株))そして宮腰寛之氏(現、東日本旅客鉄道(株))の協力を得ました。現場作業が終わった後、皆さんと飲んだビールのおいしさは忘れられません。同研究室の岡本京祐博士との数値計算に関する議論は大変有益でした。また、(公財)鉄道総合技術研究所 防災技術研究部 地質研究室の横山秀史博士には有限要素法解析についてモデル作成から解析方法まで丁寧に教えて頂きました。加えて、(公財)鉄道総合技術研究所の2014年度と2015年度のリサーチアドバイザーである東京工業大学大学院 総合理工学研究科 環境理工学創造専攻の山中浩明教授には、研究開発レビューの際に有益なコメントを多数頂きました。本論文に関わって頂きました皆様に感謝致します。

宮崎リア実験線における地震観測ならびに微動測定等では、(公財)鉄道総合技術研究所 総務部 環境管理課の飯島清一課長の協力を得ました。加えて、旧高千穂鉄道における地震観測ならびに微動測定では宮崎県延岡市 企画部企画課 広域行政係の稲見誠二氏の協力を得ました。ありがとうございました。

最後に、遠方でありながらいつも私を支えてくれる両親の幸之助、千歳、そして私をいつも理解し応援してくれる妻の麗子、共に励まし合う存在の長男の蒼亮、そしていつも明るい笑顔を見せてくれる次男の篤明に心より感謝致します。

2015年8月

岩田直泰

参考文献

- Aki, K. (1957) : Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors, *Bull. Earthq. Res. Inst.*, 35, 415-456.
- 芦谷公稔・吉岡修・横山秀史 (1999) : 周波数 - 波数スペクトルの逆解析による複数モードの位相速度推定と鉄道振動への応用, *物理探査*, 52, 3, 214-226.
- 芦谷公稔・佐藤新二・岩田直泰・是永将宏・中村洋光 (2007) : 鉄道の地震警報システムにおける緊急地震速報の活用, *物理探査*, 60, 5, 387-397.
- 物理探査学会編 (1999) : 物理探査ハンドブック 手法編, 物理探査学会, 206-207.
- 物理探査学会 物理探査要領作成委員会 (2008) : 物理探査適用の手引き - 土木物理探査マニュアル 2008, 物理探査学会, 91-109.
- Capon, J. (1969) : High-resolution frequency-wavenumber spectrum analysis, *Proc. IEEE*, 57, 8, 1408-1418.
- 土木学会編 (1989) : 動的解析と耐震設計 第2巻 動的解析の方法, 技報堂出版, 195-198.
- 古川洋之・田久保光・築田貴・市田俊司・清水善久・小金丸健一・中山渉 (1999) : インテリジェント地震センサの開発, *Savemation Review*, 17, 2-11.
- Hata, Y., K. Ichii, S. Kono, T. Tsuchida, L. Li, and N. Yamashita (2009) : A simple and easy calculation method to seismic response of embankment considering horizontal and vertical interaction, *Journal of JSCE*, 65, 1, 156-165.
- 秦吉弥・一井康二・常田賢一・竹澤請一郎・山田雅行・柴尾享・満下淳二・小泉圭吾 (2010) : 中小地震観測記録に基づく道路盛土の地震応答特性の評価, 第13回日本地震工学シンポジウム, 3379-3386.
- 秦吉弥・一井康二・山田雅行・常田賢一・竹澤請一郎・柴尾享・満下淳二・村田昌・古川愛子・小泉圭吾 (2012) : 中小地震観測および常時微動計測に基づく道路盛土の地震応答特性の評価, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), 68, 4(地震工学論文集, 31-b), I_407-I_417.
- 堀込順一 (2006) : JR 東日本における地震対策と運転規制概要, *新線路*, 60, 1, 59-61.
- Horike, M. (1985) : Inversion of phase velocity of long-period microtremors to the S-wave-velocity structure down to the basement in urbanized areas, *Journal of Physics of the Earth*, Vol. 33, pp.59-96.
- Housner, G.W. (1961) : Vibration of structures induced by seismic waves, *Shock and vibration handbook*, 3, McGraw-Hill, 1-32.
- 井合進・一井康二・佐藤幸博・桑島隆一 (1998) : 高盛土の地震応答解析, 第10回日本地震工学シンポジウム, D2-25, 1557-1562.
- 岩橋寛臣・岩田直泰・佐藤新二・芦谷公稔 (2004) : 早期地震警報システムの実用化, *鉄道総研報告*, 18, 9, 23-28.
- 岩田直泰・山本俊六・是永将宏・野田俊太・伊藤賀章 (2013a) : 地震後の早期列車運転再開に向けた支援システムおよび地震計の開発, *鉄道工学シンポジウム論文集*, 17, 159-166.
- 岩田直泰・津野靖士・山本俊六・宮腰寛之 (2013b) : 表面波探査およびアレイ微動探査による鉄道盛土の S 波速度構造推定, *物理探査学会第129回学術講演会論文集*, 33, 123-126.

- Iwata, N., and S. Tsuno (2013c) : Estimation of vibration characteristics and seismic responses of railway viaducts using microtremors data, *Proceedings of the 11th SEGJ International Symposium*.
- 岩田直泰・津野靖士・山本俊六 (2014) : 宮崎県中部沿岸部における線状連続の S 波速度構造および地震動の推定, 物理探査, 67, 2, 95-106.
- 岩田直泰・山本俊六・是永将宏・野田俊太 (2015a) : 早期地震警報のための地震諸元推定とノイズ識別の機能向上, 鉄道総研報告, 29, 3, 5-10.
- 岩田直泰・津野靖士 (2015b) : 旧高千穂鉄道沿線における地下速度構造および地震動の空間変動評価, 物理探査, 68, 2, 91-100.
- 岩田直泰・津野靖士 (2015c) : 路線に沿った鉄道構造物の振動特性把握と地震応答推定, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), 71, 1, 87-98.
- 泉並良二・深田隆弘・高馬太一 (2012) : 微動アレー探査および地震波透過法を用いた盛土内部探査, 物理探査学会第 126 回学術講演会論文集, 12, 43-46.
- 神田仁・阪本泰士・吉岡修・岡本栄 (2005) : 弾性波トモグラフィを用いた既設鉄道盛土の探査法に関する研究, 土木学会論文集, 791, VI-67, 19-30.
- 川瀬博 (1993) : 表層地質による地震波の増幅とそのシミュレーション, 地震 第 2 輯, 46, 171-190.
- 基礎地盤コンサルタンツ(株) (1995) : 2 次元 FEM 地震応答解析システム MFLUSH/PV プログラム解説書.
- 気象庁 (1996) : 震度を知る, ぎょうせい.
- 児玉聡・海保大樹・中嶋繁・他谷周一 (2011) : 地震計移設工事に関する検討, 土木学会第 66 回年次学術講演会概要集, I-430, 859-860.
- Kudo, K., T. Kanno, H. Okada, O. Özel, M. Erdik, T. Sasatani, S. Higashi, M. Takahashi, and K. Yoshida (2002) : Site-specific Issues for strong ground motions during the Kocaeli, Turkey, earthquake of 17 August 1999, as inferred from array observations of microtremors and aftershocks, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 92, 1, 448-465.
- Lacoss, R. T., E. J. Kelly, and M. N. Toksöz (1969) : Estimation of seismic noise structure using arrays, *Geophys.*, 34, 1, 28-38.
- Ludwig, W. J., J. E. Nafe, and C. L. Drake (1970) : Seismic refraction, in A. E. Maxwell ed., *The Sea – Ideas and observations on progress in the study of the seas, 4, Part 1*, Wiley-Interscience, New York, 53-84.
- 松岡達郎・梅沢夏実・巻島秀男 (1996) : 地下構造推定のための空間自己相関法の適用性に関する検討, 物理探査, Vol. 49, No. 1, 26-41.
- Matsushima, T., and H. Okada (1990) : Determination of deep geological structures under urban areas using long-period microtremors, *BUTSURI-TANSA*, 43, 1, 21-33.
- 宮本岳史・石田弘明・松尾雅樹 (1998) : 地震時の鉄道車両の挙動解析(上下, 左右に振動する軌道上の車両運動シミュレーション), 日本機会学会論文集(C 編), 64, 626, 3928-3935.
- 宮本岳史・松本信之・曾我部正道・下村隆行・西山幸夫・松尾雅樹 (2005) : 大変位軌道振動による実物大鉄道車両の加振実験, 日本機会学会論文集(C 編), 71, 706, 1849-1855.

- 水野光靖・野澤伸一郎 (2011) : JR 東日本の鉄道施設における地震被害と復旧状況, 土木学会誌, 96, 7, 13-16.
- 森園和徳 (2006) : 東京メトロにおける地震対策と運転規制概要, 新線路, 60, 11, 46-47.
- 室野剛隆・佐藤勉 (2007) : 構造物の損傷過程を考慮した非線形応答スペクトル法の適用, 土木学会地震工学論文集, 29, 520-528.
- 室野剛隆・野上雄太・宮本岳史 (2010) : 簡易な指標を用いた構造物および走行車両の地震被害予測法の提案, 土木学会論文集 A, 66, 3, 535-546.
- 中村洋光・岩田直泰・芦谷公稔 (2005) : 地震時運転規制に用いる指標と鉄道被害の統計的な関係, 鉄道総研報告, 19, 10, 11-16.
- 中村豊・上野真 (1986) : 地表面震動の上下成分と水平成分を利用した表層地盤特性推定の試み, 第7回日本地震工学シンポジウム, 45, 265-270.
- 中村豊 (1988) : 常時微動計測に基づく表層地盤の地震動特性の推定, 鉄道総研報告, 2, 4, 18-27.
- 中村豊・大町達夫・年縄巧 (1990) : 常時微動により推定した地盤震動特性と地震被害の関係, ロマプリエータ地震震害調査報告, 土木学会論文集, 424, I-14, 37-51.
- 中村豊 (1996) : 研究展望 総合地震防災システムの研究, 土木学会論文集, 531, I-34, 1-33.
- Newmark, N. M. (1965) : Effects of earthquakes on dams and embankments, Fifth Rankine Lecture, *Geotechnique*, 15, 2, 139-160.
- 日本建築学会編 (2005) : 地盤振動 - 現象と理論 -, 丸善, 50-53.
- 西村昭彦・棚村史郎 (1989) : 既設橋梁橋脚の健全度判定法に関する研究, 鉄道総研報告, 3, 8, 41-49.
- 野澤伸一郎・白崎広和・和田旭弘・友利方彦 (2012) : 東北地方太平洋沖地震における鉄道の被災状況およびその復旧について, 地盤工学ジャーナル, 7, 1, 127-137.
- Odaka, T., K. Ashiya, S. Tsukada, S. Sato, K. Ohtake, and D. Nozaka (2003) : A new method of quickly estimation epicentral distance and magnitude from a single seismic record, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 93, 1, 526-532.
- 岡田廣・松島健・森谷武男・笹谷努 (1990) : 広域・深層地盤調査のための長周期微動探査法, 物理探査, 43, 6, 402-417.
- Okada, H. (2003) : The Microtremor Survey Method, *Geophysical monograph series*, 12, Society of exploration geophysicists.
- 大町達夫・紺野克昭・遠藤達哉・年縄巧 (1994) : 常時微動の水平動と上下動のスペクトル比を用いる地盤周期推定方法の改良と適用, 土木学会論文集, 489, I-27, 251-260.
- 大崎順彦 (1994) : 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 167-198.
- 大崎順彦 (1996) : 建築振動理論, 彰国社, 44-51.
- 斎藤章彦・山中稔・長谷川修一・野田茂 (2008) : 物理探査手法を用いたため池堰堤の物性評価, 構造工学論文集, 54A, 266-272.
- 齋藤誠治・笹谷努・工藤一嘉 (1995) : 足柄平野における堆積層中の S 波減衰特性, 北海道大学地球物理学研究報告, 58, 39-61.
- 坂井公俊・室野剛隆・京野光男 (2012) : 鉄道盛土の地震被害簡易推定手法の提案, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), 68, 3, 542-552.

- 産業技術総合研究所 (2015) : 地質図表示システム 地質図 Navi, <https://gbank.gsj.jp/geonavi/>, (2015年8月6日閲覧)
- Scherbaum, F., K.-G. Hinzen, and M. Ohrnberger (2003) : Determination of shallow shear wave velocity profiles in the Cologne, Germany area using ambient vibrations, *Geophys. J. Int.*, 152, 597-612.
- 鈴木博人・島村誠 (2003) : 地震時運転規制方法の研究, *JR EAST Technical Review*, 3, 53-60.
- 舘山勝・龍岡文夫・古関潤一・堀井克己 (1998) : 盛土の耐震設計法に関する研究, 鉄道総研報告, 12, 4, 7-12.
- 鉄道総合技術研究所 (1998) : 超電導磁気浮上式鉄道 宮崎リニア実験線記録誌, 交通新聞社.
- 鉄道総合技術研究所 編 (2007) : 鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造, 丸善出版.
- 鉄道総合技術研究所 編 (2012) : 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善出版.
- 時松孝次・宮寺泰生 (1992) : 短周期微動に含まれるレイリー波の特性と地盤構造の関係, 日本建築学会構造系論文集, 439, 81-87.
- Towhata, I. (2008) : Geotechnical earthquake engineering, *Springer*, 108-113.
- 東田進也・小高俊一・芦谷公稔・大竹和生・野坂大輔 (2004) : P波エンベロープ形状を用いた早期地震諸元推定法, 地震 第2輯, 56, 351-361.
- 津野靖士・工藤一嘉 (2005) : 微動を用いた空間自己相関法によるS波速度構造の実務利用への評価, 日本建築学会構造系論文集, 596, 17-24.
- Tsuno, S., C. Cornou, and P.-Y. Bard (2008) : Superficial S-wave velocity and damping factor model determined by the MASW measurement in the Grenoble sedimentary basin, *Proceedings of 14th world conference on earthquake engineering*, P034.
- 津野靖士・地元孝輔・山中浩明 (2011) : 東北地方太平洋沖地震の余震観測記録と微動観測記録の解析から推定された茨城県中部に於けるS波速度構造 - 東茨城台地に注目して -, 物理探査, 64, 6, 401-412.
- Wessel, P., and W. H. F. Smith (1991) : Free software helps map and display data, *Eos Trans., AGU*, 72, 441.
- 山本俊六・野田俊太・是永将宏 (2012) : P波初動部の立ち上がり特性に着目した震央距離推定手法, 鉄道総研報告, 26, 9, 5-10.
- Yamamoto, S., and M. Tomori (2013) : Earthquake early warning system for railways and its performance, *Journal of JSCE*, 1, 322-328.
- 山中浩明・武村雅之・石田寛・池浦友則・野澤貴・佐々木透・丹羽正徳 (1994) : 首都圏西部におけるやや長周期微動のアレイ観測とS波速度構造の推定, 地震 第2輯, 47, 163-172.
- 山中浩明・石田寛 (1995) : 遺伝的アルゴリズムによる位相速度の逆解析, 日本建築学会構造系論文集, 468, 9-17.

付属資料

付表 1 宮崎リニア実験線で観測した地震動の一覧

Earthquake information						Seismograph	Seismic intensity									
ID	Date	Time	Mag.	Dep. (km)	Epicentral region		Peak acceleration(cm/s ²)			Peak velocity(cm/s)			JR (cm/s ²)	SI (cm/s)	Is	
							X	Y	Z	X	Y	Z				
ML1	Feb. 28, 2011	09:04	4.6	34	Hyuga-nada	Site A	Grd	51.8	40.8	33.4	1.57	0.99	0.84	35.6	1.9	3.1
							Vdc	20.5	49.4	26.2	1.03	3.34	0.83	46.6	4.0	3.8
						Site B	Grd	13.6	12.5	6.6	0.33	0.25	0.13	7.1	0.4	1.9
ML2	Apr. 09, 2011	21:57	5.8	62	S.E. off Tanegashima island	Site A	Grd	2.2	2.8	2.0	0.12	0.20	0.07	2.6	0.3	1.1
							Vdc	5.6	12.2	1.6	0.41	0.89	0.08	11.8	1.1	2.6
						Site B	Grd	1.4	1.9	2.0	0.08	0.12	0.06	1.2	0.1	0.6
ML3	Apr. 20, 2011	02:35	3.7	30	Hyuga-nada	Site A	Grd	4.0	5.6	4.0	0.14	0.18	0.09	4.0	0.2	1.4
							Vdc	7.0	6.0	3.0	0.34	0.41	0.10	6.0	0.5	2.1
						Site B	Grd	3.7	5.0	1.7	0.11	0.15	0.03	3.2	0.2	0.8
ML4	Oct. 05, 2011	23:33	4.5	10	Kumamoto region	Site A	Grd	3.1	3.3	1.5	0.14	0.14	0.05	2.6	0.2	1.2
							Vdc	8.5	9.6	1.7	0.59	0.66	0.07	9.9	0.9	2.4
						Site B	Grd	1.9	1.4	0.8	0.11	0.08	0.04	1.7	0.1	0.5
ML5	Jan. 20, 2012	17:36	3.9	37	Hyuga-nada	Site A	Grd	5.3	3.9	2.9	0.12	0.09	0.07	3.1	0.1	1.1
							Vdc	4.7	6.3	2.1	0.24	0.39	0.07	5.8	0.5	1.9
						Site B	Grd	3.5	7.1	2.4	0.06	0.10	0.03	2.3	0.1	0.7
ML6	Jan. 30, 2012	03:18	4.9	39	Hyuga-nada	Site A	Grd	27.5	18.2	10.8	1.41	0.90	0.36	25.0	1.5	2.9
							Vdc	32.1	41.5	12.7	1.84	2.84	0.49	44.0	3.6	3.7
						Site B	Grd	9.3	7.5	3.1	0.53	0.38	0.20	7.0	0.6	2.1
ML7	Feb. 09, 2012	12:55	4.6	22	Hyuga-nada	Site A	Vdc	27.6	24.8	3.8	1.53	1.21	0.21	32.2	2.2	3.2
							Grd	3.6	4.8	2.2	0.16	0.16	0.08	3.2	0.2	1.2
						Site B	Grd	5.4	8.7	2.0	0.35	0.58	0.07	8.3	0.8	2.3
ML8	Feb. 29, 2012	01:22	4.5	28	Hyuga-nada	Site A	Grd	1.2	1.7	2.7	0.04	0.05	0.03	1.1	0.1	0.3
							Vdc	3.2	3.7	3.3	0.15	0.18	0.03	3.2	0.2	1.4
						Site B	Grd	14.6	12.6	4.7	0.61	0.56	0.17	15.5	0.9	2.4
ML9	Feb. 29, 2012	19:33	4.1	25	Hyuga-nada	Site A	Vdc	8.9	27.1	4.3	0.59	2.00	0.19	26.7	2.3	3.4
							Grd	5.1	8.5	1.7	0.14	0.32	0.06	6.1	0.3	1.2
						Site B	Vdc	6.4	20.0	2.0	0.31	0.84	0.07	17.0	0.9	2.5
ML10	Apr. 03, 2012	18:10	4.1	20	Hyuga-nada	Site A	Grd	3.9	3.9	2.9	0.13	0.14	0.08	3.8	0.2	1.3
							Vdc	3.3	6.7	2.8	0.19	0.41	0.09	6.4	0.5	2.0
						Site B	Grd	1.2	2.6	1.0	0.03	0.07	0.02	1.5	0.1	0.0
ML11	May 14, 2012	12:36	4.8	27	Hyuga-nada	Site A	Vdc	1.8	4.7	1.1	0.08	0.18	0.02	3.9	0.2	1.2
							Grd	6.9	4.1	3.7	0.19	0.12	0.07	4.2	0.2	1.3
						Site B	Vdc	4.0	5.0	3.9	0.22	0.31	0.08	4.8	0.4	1.8
ML12	Jun. 04, 2012	15:50	4.4	9	South Miyazaki pref.	Site A	Grd	5.4	4.1	3.3	0.14	0.05	0.05	2.4	0.1	0.6
							Vdc	3.7	3.5	2.8	0.18	0.14	0.05	3.4	0.2	1.4
						Site B	Grd	7.4	7.2	5.3	0.26	0.32	0.19	5.9	0.4	1.9
ML13	Jun. 20, 2012	03:34	4.1	26	Hyuga-nada	Site A	Vdc	12.5	14.7	4.7	0.85	1.07	0.16	16.7	1.4	2.9
							Grd	2.8	3.1	1.6	0.10	0.16	0.06	2.1	0.2	1.1
						Site B	Vdc	5.6	9.8	1.6	0.29	0.56	0.07	10.1	0.7	2.2
ML14	Aug. 17, 2012	08:46	4.9	10	Amakusa-nada	Site A	Grd	9.6	9.1	6.3	0.38	0.29	0.16	7.9	0.5	1.9
							Vdc	12.1	13.2	5.6	0.69	0.87	0.16	13.7	1.1	2.6
						Site B	Grd	5.6	6.0	3.3	0.20	0.12	0.07	4.0	0.2	1.2
ML15	Oct. 26, 2012	01:54	4.4	27	Hyuga-nada	Site A	Vdc	9.0	6.3	3.9	0.45	0.28	0.07	8.0	0.5	2.2
							Grd	5.1	5.0	2.9	0.19	0.15	0.10	3.7	0.2	1.4
						Site B	Vdc	5.5	6.3	2.6	0.35	0.40	0.11	6.2	0.5	2.0
ML16	Oct. 26, 2012	01:54	4.4	27	Hyuga-nada	Site A	Grd	2.6	1.6	2.4	0.07	0.04	0.03	1.7	0.1	0.4
							Vdc	3.1	4.1	3.0	0.18	0.17	0.04	3.5	0.2	1.4
						Site B	Grd	2.2	2.3	1.1	0.10	0.10	0.04	2.1	0.1	0.9
ML17	Oct. 26, 2012	01:54	4.4	27	Hyuga-nada	Site A	Vdc	4.8	5.6	1.2	0.29	0.38	0.05	5.4	0.5	1.9
							Grd	1.4	1.3	0.9	0.05	0.05	0.04	1.0	0.1	0.2
						Site B	Vdc	2.9	3.3	1.0	0.17	0.15	0.04	3.1	0.2	1.3
ML18	Oct. 26, 2012	01:54	4.4	27	Hyuga-nada	Site A	Grd	5.8	5.6	5.2	0.19	0.18	0.12	4.5	0.3	1.5
							Vdc	12.7	14.3	4.3	0.85	0.84	0.11	12.8	1.1	2.7
						Site B	Grd	2.9	3.5	4.8	0.07	0.06	0.07	1.4	0.1	0.6
ML19	Oct. 26, 2012	01:54	4.4	27	Hyuga-nada	Site A	Vdc	3.7	6.2	2.9	0.18	0.28	0.08	5.5	0.3	1.8
							Grd	3.7	6.2	2.9	0.18	0.28	0.08	5.5	0.3	1.8

付表 2 旧高千穂鉄道で観測した地震動の一覧(その 1)

Earthquake information					Seismograph	Seismic intensity										
ID	Date	Time	Mag.	Dep. (km)		Epicentral region	Peak acceleration(cm/s ²)			Peak velocity(cm/s)			JR (cm/s ²)	SI (cm/s)	Is	
							X	Y	Z	X	Y	Z				
TR1	Aug. 11, 2011	21:35	3.4	44	South Oita pref.	Site R	-	0.4	0.5	0.4	0.01	0.01	0.01	0.3	0.0	-0.9
						Site C	Grd	1.5	1.4	0.5	0.04	0.05	0.01	0.9	0.1	0.2
							Ebk	1.1	1.7	0.5	0.04	0.05	0.01	1.1	0.1	0.2
						Site D	Grd	1.1	0.8	0.5	0.03	0.02	0.01	0.6	0.0	-0.2
							Ebk	2.3	2.8	1.1	0.05	0.07	0.02	1.9	0.1	0.7
						TR2	Oct. 05, 2011	23:33	4.5	10	Kumamoto region	Site R	-	1.1	0.8	0.3
Site C	Grd	2.6	3.3	1.0	0.14							0.15	0.04	2.9	0.2	1.2
	Ebk	2.6	4.1	1.1	0.14							0.16	0.04	3.1	0.2	1.2
Site D	Grd	2.2	2.0	0.7	0.09							0.06	0.02	2.0	0.1	0.8
	Ebk	5.8	6.0	1.4	0.20							0.18	0.04	4.5	0.2	1.6
TR3	Nov. 11, 2011	15:27	3.5	34	Hyuga-nada							Site R	-	0.3	0.6	0.1
						Site C	Grd	1.4	2.3	0.4	0.05	0.10	0.01	2.1	0.1	0.6
							Ebk	1.4	2.7	0.5	0.05	0.12	0.01	2.3	0.1	0.7
						Site D	Grd	0.9	1.5	0.3	0.03	0.07	0.01	1.4	0.1	0.2
							Ebk	2.5	3.5	0.6	0.07	0.15	0.02	3.0	0.2	1.1
						TR4	Jan. 20, 2012	17:36	3.9	37	Hyuga-nada	Site R	-	0.7	0.6	0.4
Site C	Grd	1.5	1.8	0.6	0.05							0.06	0.02	1.4	0.1	0.4
	Ebk	1.3	2.0	0.6	0.05							0.07	0.02	1.5	0.1	0.5
Site D	Grd	1.3	1.5	0.6	0.04							0.05	0.02	1.1	0.1	0.4
	Ebk	2.8	4.8	1.2	0.09							0.15	0.02	3.6	0.2	1.4
TR5	Feb. 09, 2012	12:55	4.6	22	Hyuga-nada							Site R	-	0.5	0.9	0.7
						Site C	Grd	1.9	4.4	0.7	0.09	0.22	0.03	4.1	0.3	1.5
							Ebk	2.0	4.9	0.8	0.09	0.24	0.04	4.4	0.3	1.5
						Site D	Grd	1.8	2.5	0.6	0.09	0.12	0.03	2.5	0.1	1.0
							Ebk	3.0	5.4	1.0	0.13	0.24	0.04	5.0	0.3	1.5
						TR6	Feb. 29, 2012	01:22	4.5	28	Hyuga-nada	Site R	-	0.6	0.9	0.6
Site C	Grd	1.7	2.8	0.7	0.09							0.13	0.03	2.4	0.2	1.0
	Ebk	1.8	3.1	0.9	0.09							0.14	0.03	2.6	0.2	1.0
Site D	Grd	1.9	2.5	0.7	0.08							0.12	0.02	2.3	0.1	1.0
	Ebk	3.6	5.0	1.0	0.15							0.21	0.03	4.5	0.2	1.6
TR7	Feb. 29, 2012	19:33	4.1	25	Hyuga-nada							Site R	-	0.3	0.2	0.2
						Site C	Grd	1.2	1.2	0.4	0.04	0.06	0.01	1.3	0.1	0.5
							Ebk	1.1	1.5	0.4	0.04	0.07	0.01	1.2	0.1	0.5
						Site D	Grd	1.3	1.1	0.3	0.05	0.04	0.01	1.0	0.1	0.4
							Ebk	2.6	3.2	0.5	0.09	0.12	0.02	2.6	0.1	1.0
						TR8	Mar. 03, 2012	17:21	3.4	77	North Miyazaki pref.	Site R	-	0.9	0.4	0.5
Site C	Grd	1.8	1.3	0.7	0.04							0.04	0.01	0.9	0.1	0.2
	Ebk	1.5	2.0	0.8	0.04							0.04	0.01	1.1	0.1	0.2
Site D	Grd	1.0	0.9	0.8	0.03							0.02	0.01	0.6	0.0	-0.2
	Ebk	2.0	3.7	1.3	0.05							0.09	0.02	2.2	0.1	0.7
TR9	Mar. 24, 2012	07:37	2.2	13	North Miyazaki pref.							Site R	-	0.6	0.3	0.2
						Site C	Grd	1.2	1.0	0.6	0.02	0.01	0.01	0.4	0.0	-0.9
							Ebk	0.9	0.8	0.5	0.02	0.01	0.01	0.4	0.0	-0.7
						Site D	Grd	1.6	1.2	0.3	0.02	0.01	0.00	0.4	0.0	-0.9
							Ebk	2.3	1.1	1.1	0.03	0.02	0.01	0.8	0.0	-0.3
						TR10	Apr. 03, 2012	18:10	4.1	20	Hyuga-nada	Site R	-	0.8	1.0	0.5
Site C	Grd	2.4	3.8	0.9	0.08							0.15	0.02	2.9	0.2	1.0
	Ebk	2.3	4.6	0.8	0.07							0.16	0.02	3.1	0.2	1.1
Site D	Grd	2.2	2.8	0.5	0.08							0.09	0.01	1.9	0.1	0.7
	Ebk	4.3	6.9	1.7	0.16							0.22	0.03	4.5	0.2	1.5
TR11	May 14, 2012	12:36	4.8	27	Hyuga-nada							Site R	-	1.0	1.1	0.7
						Site C	Grd	3.7	5.4	1.0	0.23	0.26	0.05	4.6	0.3	1.6
							Ebk	4.1	6.4	1.2	0.23	0.30	0.05	5.3	0.3	1.7
						Site D	Grd	3.5	4.8	0.7	0.16	0.20	0.04	4.4	0.2	1.5
							Ebk	6.3	12.0	1.5	0.27	0.44	0.06	10.2	0.5	2.1
						TR12	Jun. 04, 2012	00:39	3.1	42	Hyuga-nada	Site R	-	0.5	0.3	0.8
Site C	Grd	1.7	3.5	2.6	0.02							0.02	0.01	0.6	0.0	-0.4
	Ebk	1.5	1.2	1.9	0.02							0.02	0.01	0.6	0.0	-0.3
Site D	Grd	1.2	1.2	2.7	0.01							0.01	0.01	0.4	0.0	-0.7
	Ebk	1.2	1.7	2.2	0.03							0.04	0.01	0.8	0.0	0.1

付表 3 旧高千穂鉄道で観測した地震動の一覧(その 2)

Earthquake information						Seismograph	Seismic intensity									
ID	Date	Time	Mag.	Dep. (km)	Epicentral region		Peak acceleration(cm/s ²)			Peak velocity(cm/s)			JR (cm/s ²)	SI (cm/s)	Is	
							X	Y	Z	X	Y	Z				
TR13	Jun. 04, 2012	14:08	3.8	8	South Miyazaki pref.	Site R	-	0.4	0.3	0.3	0.02	0.01	0.01	0.2	0.0	-1.2
						Site C	Grd	1.3	1.0	0.9	0.03	0.03	0.01	0.6	0.0	-0.1
							Ebk	0.6	1.6	0.6	0.03	0.04	0.01	0.7	0.0	-0.1
						Site D	Grd	1.1	0.9	0.6	0.02	0.02	0.01	0.5	0.0	-0.2
							Ebk	1.5	1.9	0.9	0.04	0.06	0.01	1.2	0.1	0.5
						TR14	Jun. 04, 2012	15:50	4.4	9	South Miyazaki pref.	Site R	-	1.3	1.2	1.0
Site C	Grd	3.7	3.3	1.5	0.15							0.10	0.05	3.0	0.2	1.2
	Ebk	3.7	5.5	2.1	0.14							0.11	0.05	3.3	0.2	1.2
Site D	Grd	3.2	2.5	1.2	0.11							0.09	0.03	2.2	0.1	1.0
	Ebk	5.9	6.7	3.3	0.19							0.23	0.04	5.1	0.3	1.7
TR15	Jun. 20, 2012	03:34	4.1	26	Hyuga-nada							Site R	-	0.5	0.4	0.2
						Site C	Grd	1.5	1.6	0.5	0.08	0.07	0.02	1.4	0.1	0.7
							Ebk	1.5	1.7	0.6	0.08	0.08	0.02	1.5	0.1	0.7
						Site D	Grd	1.0	1.2	0.3	0.04	0.04	0.01	1.0	0.1	0.2
							Ebk	2.3	3.0	0.6	0.08	0.11	0.01	2.4	0.1	1.0
						TR16	Jun. 22, 2012	10:28	3	13	South Miyazaki pref.	Site R	-	0.5	0.4	0.3
Site C	Grd	1.1	1.4	0.7	0.03							0.05	0.02	1.0	0.1	0.0
	Ebk	1.1	1.6	0.5	0.03							0.06	0.02	1.2	0.1	0.1
Site D	Grd	1.0	1.4	0.7	0.03							0.04	0.02	1.1	0.1	0.1
	Ebk	2.4	3.1	1.0	0.08							0.12	0.03	2.7	0.2	0.9
TR17	Jul. 15, 2012	09:50	2.5	15	South Miyazaki pref.							Site R	-	0.4	0.8	0.6
						Site C	Grd	2.0	1.3	1.1	0.04	0.02	0.02	0.8	0.0	-0.2
							Ebk	1.3	2.4	0.9	0.04	0.03	0.02	0.9	0.0	0.0
						Site D	Grd	1.3	1.4	1.3	0.03	0.02	0.01	0.5	0.0	-0.3
							Ebk	2.1	3.6	2.4	0.04	0.07	0.02	1.8	0.1	0.6
						TR18	Jul. 30, 2012	02:33	3.8	47	Hyuga-nada	Site R	-	3.0	1.6	2.3
Site C	Grd	6.0	7.9	4.3	0.15							0.23	0.04	5.2	0.3	1.4
	Ebk	4.8	11.2	4.2	0.13							0.26	0.04	6.0	0.3	1.6
Site D	Grd	4.0	3.9	3.3	0.12							0.14	0.03	3.3	0.2	1.1
	Ebk	8.8	9.2	4.9	0.27							0.31	0.08	7.3	0.4	1.9
TR19	Oct. 10, 2012	05:49	4.5	33	Hyuga-nada							Site R	-	0.4	0.4	0.5
						Site C	Grd	1.3	1.2	0.5	0.05	0.05	0.03	1.0	0.1	0.2
							Ebk	0.9	1.7	0.7	0.05	0.05	0.03	0.9	0.1	0.3
						Site D	Grd	1.2	1.7	0.8	0.05	0.06	0.03	1.2	0.1	0.4
							Ebk	2.7	7.7	1.7	0.10	0.22	0.03	5.1	0.2	1.5
						TR20	Oct. 16, 2012	22:39	5	166	West off Satsuma penin.	Site R	-	0.8	0.5	0.7
Site C	Grd	2.0	2.6	0.8	0.11							0.11	0.03	2.4	0.1	1.1
	Ebk	2.2	3.0	0.9	0.11							0.12	0.03	2.6	0.2	1.1
Site D	Grd	1.1	1.7	0.7	0.06							0.07	0.02	1.5	0.1	0.6
	Ebk	2.4	3.6	1.4	0.10							0.15	0.04	3.0	0.2	1.3

論文リスト

【論文 (査読あり)】

- 芦谷公稔・佐藤新二・岩田直泰・是永将宏・中村洋光 (2007) : 鉄道の地震警報システムにおける緊急地震速報の活用, 物理探査, 60, 5, 387-397.
- Noda, S., S. Yamamoto, S. Sato, N. Iwata, M. Korenaga, and K. Ashiya (2012) : Improvement of back-azimuth estimation in real-time by using a single station record, *Earth Planets Space*, 64, 305-308.
- 岩田直泰・津野靖士・山本俊六 (2014) : 宮崎県中部沿岸部における線状連続の S 波速度構造および地震動の推定, 物理探査, 67, 2, 95-106.
- 岩田直泰・津野靖士 (2015) : 路線に沿った鉄道構造物の振動特性把握と地震応答推定, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), 71, 1, 87-98.
- 岩田直泰・津野靖士 (2015) : 旧高千穂鉄道沿線における地下速度構造および地震動の空間変動評価, 物理探査, 68, 2, 91-100.

【シンポジウム論文 (査読あり)】

- 岩田直泰・横山秀史・芦谷公稔・斎藤聡 (2006) : 波状摩耗レールの更换による地盤振動特性の変化, 鉄道力学論文集, 10, 37-42.
- 岩田直泰・山本俊六・是永将宏・野田俊太・伊藤賀章 (2013) : 地震後の早期列車運転再開に向けた支援システムおよび地震計の開発, 鉄道工学シンポジウム論文集, 17, 159-166.
- Iwata, N., and S. Tsuno (2013) : Estimation of vibration characteristics and seismic responses of railway viaducts using microtremors data, *Proceedings of the 11th SEGJ International Symposium*.
- 岩田直泰・山本俊六 (2014) : 鉄道に対する地震計増設効果の定量的評価手法, 鉄道工学シンポジウム論文集, 18, 149-154.

【シンポジウム論文 (査読なし)】

- 岩田直泰・横山秀史・芦谷公稔 (2004) : 新幹線高速走行時の地盤振動特性, 地盤環境振動の予測と対策の新技术に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, 135-138.
- 芦谷公稔・横山秀史・岩田直泰 (2004) : 新幹線沿線地盤振動の列車速度依存性の評価方法, 地盤環境振動の予測と対策の新技术に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, 139-144.
- 是永将宏・岩田直泰・芦谷公稔 (2010) : 衛星放送を利用した移動体用の緊急地震速報受信装置, 第 13 回日本地震工学シンポジウム論文集, 1845-1849.
- 岩田直泰・山本俊六・芦谷公稔 (2010) : 走行列車に対する早期地震情報の減災効果の評価手法, 第 13 回日本地震工学シンポジウム論文集, 1850-1857.
- 岩田直泰, 山本俊六, 是永将宏 (2014) : 早期地震警報に向けた地震動とノイズの識別手法の開発, 第 14 回日本地震工学シンポジウム論文集, 137-145.
- 津野靖士, 岩田直泰, 宮腰寛之, 山本俊六, 地元孝輔 (2014) : 短周期微動を用いた地震波干渉法の表層構造調査への適用例, 第 14 回日本地震工学シンポジウム論文集, 989-996.

【国際会議（査読なし）】

- Iwata, N., H. Yokoyama, and K. Ashiya (2005) : Effects of Train-Induced Ground Vibrations by Stiffening Structures, *2nd International Symposium on Environmental Vibrations*, 513-519.
- Yokoyama, H., K. Ashiya, and N. Iwata (2005) : An evaluation method for train-speed dependency of Shinkansen-induced vibration, *2nd International Symposium on Environmental Vibrations*, 345-350.
- Iwata, N., H. Yokoyama, and K. Ashiya (2007) : The change of ground vibration property by renewal of corrugated rails, *3rd International Symposium on Environmental Vibrations*, 223-228.
- Yokoyama, H., N. Iwata, and K. Ashiya (2007) : Vibration reduction effect of resilient rail pads for high speed trains, *3rd International Symposium on Environmental Vibrations*, 318-323.
- Iwata, N., S. Yamamoto, and K. Ashiya (2012) : Quantitative Evaluation of Damage Mitigation on Running Trains by Earthquake Early Warning, *15th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Yamamoto, S., S. Sato, N. Iwata, M. Korenaga, S. Noda, and Y. Ito (2012) : Real-Time Estimation of Rupture Zone by Seismic Intensity Distribution, *Joint Conference Proceedings of 9th International Conference on Urban Earthquake Engineering/ 4th Asia Conference on Earthquake Engineering*, 287-290.
- Iwata, N., S. Yamamoto, Y. Ito, and S. Noda (2013) : Estimation of seismic motions on the ground surface and the viaducts by H/V spectral ratio of microtremors, *10th World Congress on Railway Research*.
- Miyakoshi, H., S. Tsuno, S. Yamamoto, and N. Iwata (2013) : A Basic Study on the Rapid Prediction of Seismic Ground Motions Using P-waves Observed in Deep Boreholes, *Conference Proceedings of 10th International Conference on Urban Earthquake Engineering*, 195-201.
- Iiyama, K., K. Imamoto, N. Iwata, T. Noguchi, and K. Kusunoki (2015) : Vibrational characteristics of severely deteriorated reinforced concrete buildings based on high-density array measurement of ambient vibration, *Proceedings of International conference on the regeneration and conservation of concrete structures*, R2-21.

【学会発表】

- 岩橋寛臣・芦谷公稔・佐藤新二・岩田直泰・加藤順・宮武洋之 (2004) : 新たな地震諸元推定アルゴリズムを用いた早期地震警報システムの実用化, 土木学会第 59 回年次学術講演会, 4-153, 305-306.
- 中村洋光・岩田直泰・芦谷公稔 (2004) : 鉄道の地震防災における強震動データベースの活用, 日本地震工学会・大会-2004 梗概集, 46-47.

- 岩田直泰・中村洋光・佐藤新二・芦谷公稔 (2005) : 首都圏地震観測網を用いた早期警報用地震計の諸元推定精度検証, 土木学会第 60 回年次学術講演会, 1-195, 387-388.
- 守田武史・田中靖幸・廣本勝昭・横山秀史・岩田直泰 (2005) : 低ばね定数軌道パッド敷設による地盤振動に対する影響, 土木学会第 60 回年次学術講演会, 4-111, 221-222.
- 岩田直泰・横山秀史・芦谷公稔・庄司正弘・西村忠典 (2006) : 列車走行に伴う地盤振動への構造物補強の影響 その 1, 第 41 回地盤工学研究発表会, 1193, 2385-2386.
- 芦谷公稔・岩田直泰・横山秀史・庄司正弘・西村忠典 (2006) : 列車走行に伴う地盤振動への構造物補強の影響 その 2, 第 41 回地盤工学研究発表会, 1194, 2387-2388.
- 岩田直泰・芦谷公稔・佐藤新二・是永将宏 (2007) : 早期地震警報による余裕時間の検討, 土木学会第 62 回年次学術講演会, 1-638, 1271-1272.
- 芦谷公稔・岩田直泰・是永将宏・佐藤新二・小高俊一・中村正博・大野武士・小宮山武 (2007) : 緊急地震速報を活用した鉄道の早期地震警報システム, 日本地震学会講演予稿集, 2007 年度秋季大会, A21-06, 14
- 是永将宏・芦谷公稔・岩田直泰・佐藤新二・中村浩二・東田進也 (2007) : 単独観測点による早期地震諸元推定の精度検証, 日本地震学会講演予稿集, 2007 年度秋季大会, A22-08, 20
- 岩田直泰・芦谷公稔・佐藤新二・是永将宏 (2007) : 営業列車を用いた人工衛星からの緊急地震速報の受信試験, 日本地震工学会・大会-2007 梗概集, 358-359.
- 岩田直泰・芦谷公稔・佐藤新二・是永将宏 (2008) : 鉄道における早期地震情報の減災効果の定量的評価方法, 土木学会第 63 回年次学術講演会, 1-250, 499-500.
- 横山秀史・岩田直泰・高田幸裕・矢部明人・芦谷公稔 (2008) : 動的連成解析にもとづく軌道狂いと地盤振動の関係の検討, 土木学会第 63 回年次学術講演会, 4-036, 71-72.
- 岩田直泰・福井亮太 (2009) : 応力聴診器を用いた鋼鉄道橋のひずみ測定例とたわみの推定, 土木学会第 64 回年次学術講演会, 1-460, 919-920.
- 佐藤新二・山本俊六・岩田直泰・是永将宏・野田俊太・川崎邦弘・竹内恵一・中村一城 (2010) : 新幹線早期地震検知システムの信頼性向上に向けた取り組み, 平成 22 年電気学会電子・情報・システム部門大会, OS7-1, 919-924.
- 岩田直泰・船山三幸・是永将宏・野田俊太 (2010) : 根室線厚岸駅地震計の移設に関する基礎検討, 土木学会第 65 回年次学術講演会, 1-313, 625-626.
- 野田俊太・山本俊六・佐藤新二・岩田直泰・是永将宏 (2010) : B- Δ 法の即時性向上方法, 日本地震学会講演予稿集, 2010 年度秋季大会, B12-09, 51.
- 山本俊六・野田俊太・是永将宏・佐藤新二・岩田直泰 (2011) : 単独観測点における P 波極初動部データを利用した新しい震央距離推定手法の提案, 日本地球惑星科学連合 2011 年大会, HDS030-04.
- 野田俊太・山本俊六・岩田直泰・是永将宏・佐藤新二 (2011) : 粘性減衰を考慮した単独観測点処理における震央距離推定方法, 日本地球惑星科学連合 2011 年大会, HDS030-05.
- 是永将宏・山本俊六・野田俊太・岩田直泰・佐藤新二 (2011) : P 波初動部分の振幅増加特性の検証と単独観測点データによる震央距離推定手法の高度化, 日本地球惑星科学連合 2011 年大会, HDS030-P02.

野田俊太・山本俊六・岩田直泰・是永将宏 (2011) : P 波初動部の振幅成長に関するマグニチュード依存性, 日本地球惑星科学連合 2011 年大会, MIS036-P69.

岩田直泰・山本俊六・是永将宏・野田俊太 (2011) : 揺れの大きさと余裕時間を考慮した早期警報用地震計の配置評価, 土木学会第 66 回年次学術講演会, 1-426, 851-852.

是永将宏・岩田直泰・山本俊六・野田俊太・下野五月・小野友也 (2011) : 早期地震情報の利用を念頭に置いた距離減衰式の提案, 土木学会第 66 回年次学術講演会, 1-481, 961-962.

下野五月・岩田直泰・是永将宏・野田俊太・小野友也・山本俊六 (2011) : 利用目的に応じた地震動指標の距離減衰式を作成するための一般化手法の提案, 土木学会第 66 回年次学術講演会, 1-482, 963-964.

山本俊六・佐藤新二・岩田直泰・是永将宏・野田俊太・伊藤賀章 (2011) : 震度分布を利用した強大地震の破壊域の即時推定, 日本地震学会講演予稿集, 2011 年度秋季大会, B21-01, 53.

野田俊太・山本俊六・是永将宏・岩田直泰・伊藤賀章 (2011) : 最大値出現までの時間を利用した簡易マグニチュード推定方法, 日本地震学会講演予稿集, 2011 年度秋季大会, B21-02, 53.

伊藤賀章・岩田直泰・山本俊六・是永将宏・野田俊太 (2011) : 常時微動による地盤・構造物連成系の地震時挙動の把握, 日本地震工学会・大会-2011 梗概集, 128-129.

是永将宏・岩田直泰・山本俊六・野田俊太 (2011) : 地震動と常時微動の比較による常時微動 H/V スペクトルの適用性, 日本地震工学会・大会-2011 梗概集, 474-475.

岩田直泰・山本俊六・是永将宏・野田俊太 (2011) : 常時微動を用いた地震動 H/V スペクトルの推定手法, 日本地震工学会・大会-2011 梗概集, 476-477.

伊藤賀章・是永将宏・山本俊六・野田俊太・岩田直泰・結城昇 (2012) : ポータブル地震監視装置・SPOT 地震計の開発と自然地震観測, 日本地球惑星科学連合 2012 年大会, SSS26-P21.

野田俊太・山本俊六・是永将宏・岩田直泰・伊藤賀章 (2012) : 最大振幅値出現までの時間を利用した簡易マグニチュード推定方法の検証, 日本地球惑星科学連合 2012 年大会, SSS40-P04.

野田俊太・是永将宏・伊藤賀章・山本俊六・岩田直泰 (2012) : ポータブル地震監視装置・SPOT 地震計の開発と自然地震観測, 土木学会第 67 回年次学術講演会, 1-196, 391-392.

岩田直泰・伊藤賀章・是永将宏・野田俊太・山本俊六 (2012) : 自然地震観測による土構造物の地震動応答特性の把握, 土木学会第 67 回年次学術講演会, 1-224, 447-448.

伊藤賀章・岩田直泰・山本俊六・是永将宏・野田俊太 (2012) : 常時微動によるコンクリート構造物の地震時挙動の把握, 土木学会第 67 回年次学術講演会, 1-225, 449-450.

岩田直泰・伊藤賀章・山本俊六・野田俊太 (2012) : 常時微動の H/V スペクトルの比を用いた地盤上および高架橋上の地震動推定, 日本地震工学会・大会-2012 梗概集, 304-305.

岩田直泰・津野靖士・山本俊六・野田俊太・伊藤賀章・宮腰寛之 (2012) : 表面波探査およびアレ一微動探査による宮崎県中部沿岸部の S 波速度構造推定, 物理探査学会第 127 回学術講演会論文集, 20, 70-73.

宮腰寛之・津野靖士・岩田直泰・山本俊六・酒井慎一・篠原雅尚 (2013) : 早期地震警報システムに海底地震計を利用するための基礎検討, 日本地球惑星科学連合 2013 年大会, SSS23-P03.

岩田直泰・津野靖士・山本俊六・野田俊太・伊藤賀章・宮腰寛之 (2013) : H/V スペクトル比を用いた線状連続の S 波速度構造ならびに地震動の推定, 物理探査学会第 128 回学術講演会論文集, 61, 227-230.

- 岩田直泰・山本俊六・野田俊太・伊藤賀章・津野靖士・宮腰寛之 (2013) : 宮崎リニア実験線および高千穂高原鉄道跡地における地震観測から得られた建造物の応答特性, 土木学会第 68 回年次学術講演会, 1-134, 267-268.
- 津野靖士・伊藤賀章・岩田直泰・宮腰寛之・山本俊六 (2013) : 立川断層南端部に於ける表層地盤構造調査 (その 1) 立川および国立でのアレー微動観測により推定された S 波速度構造, 土木学会第 68 回年次学術講演会, 1-230, 459-460.
- 伊藤賀章・津野靖士・山本俊六・岩田直泰・宮腰寛之・坂井公俊・田中浩平 (2013) : 立川断層南端部に於ける表層地盤構造調査 (その 2) 国立-立川間の単独微動観測とその H/V スペクトル比に関する考察, 土木学会第 68 回年次学術講演会, 1-231, 461-462.
- 岩田直泰・伊藤賀章・山本俊六・是永将宏・野田俊太 (2013) : 地震後の早期列車運転再開に資する支援システムの開発, 平成 25 年電気学会電子・情報・システム部門大会, OS11-1, 944-949.
- 伊藤賀章・岩田直泰・山本俊六 (2013) : 仮想線区を対象とした地震計の増設効果に関する基礎的検討, 日本地震工学会・大会-2013 梗概集, 397-398.
- 岩田直泰・津野靖士・山本俊六・宮腰寛之 (2013) : 表面波探査およびアレー微動探査による鉄道盛土の S 波速度構造推定, 物理探査学会第 129 回学術講演会論文集, 33, 123-126.
- 岩田直泰・津野靖士 (2014) : 対象路線に沿った地盤および高架橋の地震動増幅の空間変動, 土木学会第 69 回年次学術講演会, 1-379, 757-758.
- 津野靖士・岩田直泰・宮腰寛之・山本俊六・地元孝輔 (2014) : 短周期微動データを用いた地震波干渉法の表構造調査への適用性, 土木学会第 69 回年次学術講演会, 1-410, 819-820.
- 岩田直泰・津野靖士 (2013) : 微動を用いた鉄道高架橋の高密度な振動特性把握および地震動推定, 日本地震工学会・大会-2013 梗概集, 235-236.
- 岩田直泰・津野靖士・上田恭平 (2014) : 旧高千穂鉄道沿線における地下速度構造および地震動の推定, 物理探査学会第 131 回学術講演会論文集, 2, 4-7.
- 津野靖士・地元孝輔・宮腰寛之・岩田直泰・山本俊六・佐口浩一郎・野寄真徳・山中浩明 (2014) : 品川・川崎の東京湾沿岸部に於けるアレー微動観測から推定された S 波速度構造, 物理探査学会第 131 回学術講演会論文集, 3, 8-9.
- 岡本京祐・津野靖士・岩田直泰・坂井公俊・田中浩平・宇佐美敦浩・小林薫・平林雅也 (2015) : 観測微動による傾斜した表層の地盤構造探査, 物理探査学会第 132 回学術講演会論文集, 1, 1-4.
- 山本俊六・岩田直泰・野田俊太・是永将宏 (2015) : 早期地震警報のための単独観測点処理の改良, 日本地球惑星科学連合 2011 年大会, SSS24-06.
- 岩田直泰・山本俊六・是永将宏 (2015) : 早期地震警報に向けた地震動と列車振動の識別アルゴリズムの開発, 日本地球惑星科学連合 2011 年大会, SSS24-07.
- 飯山かほり・今本啓一・岩田直泰・野口貴文・楠浩一 (2015) : 著しく劣化した鉄筋コンクリート建物の微動時振動性状, 平成 27 年度日本建築学会 近畿支部研究発表会 研究報告集(構造系), 2032.

【その他 (鉄道総研報告等)】

- 岩橋寛臣・岩田直泰・芦谷公稔・佐藤新二 (2004) : 早期地震警報システムの実用化, 鉄道総研報告, 18, 9, 23-28.
- 中村洋光・岩田直泰・芦谷公稔 (2005) : 地震時運転規制に用いる指標と鉄道被害の統計的な関係, 鉄道総研報告, 19, 10, 11-16.
- 横山秀史・芦谷公稔・岩田直泰 (2006) : 新幹線高速走行時の地盤震特性と速度依存性評価法, 鉄道総研報告, 20, 1, 23-28.
- Yokoyama, H., K. Ashiya, and N. Iwata (2006) : Ground Vibration Characteristics Induced at High-Speed by Shinkansen and Evaluation Method for Speed Dependency, *Quarterly Report of RTRI*, 47, 3, 156-161.
- 横山秀史・岩田直泰・芦谷公稔 (2010) : 低ばね定数軌道パッドによる地盤振動低減効果, 鉄道総研報告, 22, 5, 29-34.
- 是永将宏・岩田直泰・芦谷公稔 (2010) : 衛星放送を利用した移動体用の緊急地震速報受信装置の開発, 鉄道総研報告, 24, 5, 5-10.
- 横山秀史・八代和幸・蒲原章裕・岩田直泰 (2011) : 鉄道沿線地盤振動の水平動および鉛直動の伝播特性, 鉄道総研報告, 25, 11, 35-40.
- Yamamoto, S., S. Sato, N. Iwata, M. Korenaga, Y. Ito, and S. Noda (2011) : Improvement of Seismic Parameter Estimation for the Earthquake Early Warning System, *Quarterly Report of RTRI*, 52, 4, 206-209.
- 岩田直泰・山本俊六・是永将宏・野田俊太・伊藤賀章 (2012) : 公的地震情報を活用した早期運転再開支援システムの試作, 鉄道総研報告, 26, 9, 17-22.
- 岩田直泰・津野靖士・山本俊六 (2013) : 地震後の早期運転再開に資する鉄道路線上の詳細な地震動推定, 鉄道総研報告, 27, 11, 11-16.
- Iwata, N., S. Yamamoto, M. Korenaga, S. Noda, and Y. Ito (2013) : A Support System for Early Resumption of Regular Train Operations Applying Public Earthquake Information, *Quarterly Report of RTRI*, 54, 2, 67-71.
- 岩田直泰・山本俊六・是永将宏・野田俊太 (2015) : 早期地震警報のための地震諸元推定とノイズ識別の機能向上, 鉄道総研報告, 29, 3, 5-10.

【特許 (出願中を除く)】

- 中村洋光・岩田直泰・佐藤新二・小高俊一・芦谷公稔 : 早期地震諸元推定方法及びそのシステム, 特許第 4509837 号, 2005 年 3 月 29 日出願, 2010 年 5 月 14 日登録
- 岩田直泰・芦谷公稔・佐藤新二・是永将宏 : 高架橋のリアルタイム地震被害推定方法及びその装置, 特許第 5042872 号, 2008 年 8 月 8 日出願, 2012 年 7 月 20 日登録
- 岩田直泰・芦谷公稔・佐藤新二・是永将宏 : 高架橋の揺れによるリアルタイム地震被害推定方法及びその装置, 特許第 5101326 号, 2008 年 2 月 8 日出願, 2012 年 10 月 5 日登録
- 岩田直泰・芦谷公稔・佐藤新二・是永将宏 : 高架橋の揺れ方によるリアルタイム地震被害推定方法及びその装置, 特許第 5101327 号, 2008 年 2 月 8 日出願, 2012 年 10 月 5 日登録

岩田直泰・芦谷公稔・佐藤新二・是永将宏：早期地震諸元推定情報の検証による警報の解除方法，
特許第 5128973 号，2008 年 1 月 29 日出願，2012 年 11 月 9 日登録

岩田直泰・芦谷公稔：地震警報情報の鉄道に対する定量的評価方法，特許第 5220450 号，2008
年 3 月 25 日出願，2013 年 3 月 15 日登録

岩田直泰・山本俊六：降雨と地震の複合災害に対する運転規制値の変更方法，特許第 5535870 号，
2010 年 10 月 21 日出願，2014 年 5 月 9 日登録

岩田直泰・山本俊六：地震計配置の最適化評価方法，特許第 5558410 号，2011 年 5 月 10 日出願，
2014 年 6 月 13 日登録

岩田直泰・山本俊六・是永将宏・野田俊太：地震計が設置されていない地点における地震動の推
定方法，特許第 5587101 号，2011 年 5 月 10 日出願，2014 年 6 月 13 日登録

野田俊太・山本俊六・岩田直泰・是永将宏・佐藤新二：単独観測点処理における震央距離推定方
法，特許第 5591759 号，2011 年 5 月 12 日出願，2014 年 8 月 8 日登録

岩田直泰・山本俊六・是永将宏：地震時における列車制動方法及びそのシステム，特許第 5628070
号，2011 年 3 月 3 日出願，2014 年 10 月 10 日登録

岩田直泰・山本俊六：支障地震計を補完する車両の速度規制基準値の自動変更方法，特許第
5690249 号，2011 年 9 月 12 日出願，2015 年 2 月 6 日登録

野田俊太・山本俊六・是永将宏・岩田直泰・伊藤賀章：地震の最大振幅値出現までの時間を利用
した簡易マグニチュード推定方法，特許第 5705692 号，2011 年 9 月 27 日出願，2015 年 3
月 6 日登録

岩田直泰・山本俊六：河川増水と地震の複合災害に対する交通機関の運転規制値の変更システム，
特許第 5722128 号，2011 年 6 月 9 日出願，2015 年 4 月 3 日登録