

学位論文

地震記録に基づく  
表層地盤の非線形応答に関する研究

A Study of Nonlinear Response of Surface Soil  
based on Seismic Records

野口科子

NOGUCHI Shinako

北海道大学大学院理学研究科 自然史科学専攻  
Department of Natural History Sciences,  
Graduate School of Science, Hokkaido University

2009年3月



## 要旨

強震観測記録は、しばしば表層地盤の非線形応答の影響を受けている。これは、強震動による大ひずみにより、軟弱な表土では入力地震動に対する動力学的な応答特性が線形で近似できる範囲を大きく外れ、非線形化することによるものである。その様子は、土質動力学の分野でサンプルを用いた室内実験により詳細に調べられている。その成果によれば、地盤内のひずみレベルが大きくなるにつれて応力-ひずみ関係が線形から外れ、剛性率が低下し減衰が増大する。非線形応答が起こった際の強震データでは、減衰の増大により特に数 Hz から 10Hz 以上の高周波数帯域のレベルが大きく低下する。

このため、非線形応答を考慮に入れずに強震動予測を行うと、高周波数成分、最大加速度(PGA)が著しく過大評価となることがある。特に非線形応答の影響を受ける大加速度の強震動は、シナリオ地震による被害予測のためにも重要である。そこで、強震動予測に非線形応答の影響を組み込む必要があるが、このとき用いられる等価線形手法や逐次法では、ある程度詳細な地盤物性値を必要となり、それらが満足に得られる場合は少ない。さらに、被害予測のための面的な強震動予測に非線形応答の影響を組み込むには、最低でも表層の面的な(三次元)速度構造が必要となるが、そういったモデルは大都市圏などでようやく作成され始めた程度である。こうした中、表層土質など簡単な情報から非線形応答の程度を見積もる手法を開発できれば、大いに力を発揮するものと思われる。

従来、地震記録を用いた非線形応答解析は、ボアホール観測点の記録を用いて行われる。強震動記録の S 波部分について、地表水平動のスペクトルを地中水平動のスペクトルで割ったスペクトル比(地表/地中スペクトル比)は表層地盤の S 波応答特性を示しており、これが弱震時から変化していれば非線形応答が起こったということがわかる。当然ながら、この手法は地表面点の強震記録には用いることができない。そうした中で、Wen *et al.*(2006)は強震記録の S 波部分の水平動と上下動のスペクトル比(S-H/V スペクトル比)を用いる手法を提案した。この手法は地表面点の記録にも用いることができる。

本研究では、この S-H/V スペクトル比が非線形応答を調べる手段として従来の地表/地中スペクトル比と同様に有効であることを確認した。まず、東北地方前弧側の KiK-net ボアホール観測点で得られた多数の強震動記録について、地表/地中スペクトル比と S-H/V スペクトル比を計算し、それらと弱震時との比を調べた。その結果、強震時には地表/地中スペクトル比の高周波数側が大きく落ち込む記録が数多くみられ、非線形応答がひろく起こったことが確認された。これにより、非線形応答は特殊な事例ではなく、強震記録の多くが非線形応答の影響を受けていると考えるべきことが示された。また、S-H/V スペクトル比は地表/地中スペクトル比と同じ高周波数帯域で同程度の落ち込みを見せた。これらスペクトル比に

ついて、さらに弱震時と強震時の比をとると、特に高周波数帯域での落ち込みの部分で両者はほぼ一致した。次に、一次元重複反射理論を用いてモデル構造から S-H/V スペクトル比を計算し、等価線形手法を用いて S-H/V スペクトル比の非線形応答時の振る舞いをシミュレートすると、観測記録と同様の変化がみられ、理論的な裏づけが得られた。以上より、非線形応答を調べる手段として S-H/V スペクトル比が有効であることが確かめられた。

次に、非線形応答の定量的指標 DNL(Degree of Non-Linearity)を提案した。DNL は地表/地中スペクトル比または S-H/V スペクトル比について、強震時と弱震時の差を周波数領域で足し上げた量と定義した。まず、観測データについて S-H/V スペクトル比から得られた DNL は、地表水平動 PGA と明らかな相関を示した。次に、理論的に計算された S-H/V スペクトル比から得た DNL は、入力地震動のレベルおよび表層地盤でのひずみレベルが上がるにつれ大きくなるという結果になった。この理論的に得られた DNL について、入力地震動の PGA に対する地表の波形の PGA の比(PGA 増幅率)の線形応答時からの低下との比較を行った。その結果、DNL が大きいほど PGA 増幅率が低下するという傾向が見られた。特に、高周波レベルの低下が大きい場合には、表層地盤パラメータ(層厚、S 波速度、土質)に関係なく、PGA 増幅率の低下と DNL が一意に対応した。この関係を用いれば、地表の強震記録から DNL が得られれば、地盤情報が全くなくても PGA 増幅率の低下を定量的に見積もることが可能となる。

最後に、2003 年宮城県沖地震(Mw7.0, 深さ 72km, スラブ内地震)について経験的グリーン関数(EGF)法を用いて波形合成を行った。その結果、地表水平動の PGA のみについて過大評価が目立った。この PGA 過大評価の程度を DNL と比較すると、観測 PGA の大きいサイトで DNL が大きい、つまり非線形応答が起こっている点が多く、そういった点では PGA が過大評価になることが多いという結果になった。特に DNL が 5 を超える記録では PGA は概ね 2 倍の過大評価となった。これは、強震動予測結果の PGA 過大評価の程度を DNL を用いて評価できることを示している。この DNL を用いた手法の利点は、震度計など地盤情報のない強震動記録について波形合成を行った際にも用い得ることである。

以上に示した S-H/V スペクトル比および DNL を用いることにより、ボアホール観測点に限らず、多数の強震観測点でとれた大量の強震データについて非線形応答解析を行うことを可能にした。ひとつのサイト、強震データについて詳細な非線形応答を行う従来の研究に対し、大雑把にはなるが、広汎なサイトについて大量のデータを蓄積できる。こうして得られる大量の事例を用いて、例えば土質などの区分ごとの非線形応答の傾向などを統計的に調べることができるようになる。その結果、それぞれの区分で経験的な関係式が得られれば、強震動予測の際に大まかに非線形応答の影響を加味できるようになる。面的な強震動予測などで表層のデータが乏しい場合には、こういった手法が力を発揮すると思われる。

# 目次

第 1 章	はじめに	1
1.1	土質動力学からみた地盤の非線形応答	4
1.2	地震記録にみられる地盤の非線形応答の影響	5
1.3	強震動予測の際の地盤の非線形応答の扱い	7
1.4	非線形応答に関する既往の研究と問題点	8
1.5	H/V スペクトル比を用いたサイト特性 および非線形応答の研究	9
1.6	本研究の目的	10
第 2 章	強震記録による地盤の非線形応答の検出	11
2.1	データと手法	11
2.2	地表/地中スペクトル比と S-H/V スペクトル比との比較	17
2.3	非線形応答の定量的指標 DNL	18
2.4	非線形応答と地震動強さ及び地盤パラメータとの関係	19
第 3 章	S-H/V スペクトル比の理論的な考察	25
3.1	地震波の減衰について	25
3.1.1	波動伝播理論における減衰	26
3.1.2	粘弾性モデルによる減衰の表現	27
3.1.3	減衰の周波数依存性	31
3.2	P-SV Propagator Matrix 法による S-H/V スペクトル比の計算	33
3.2.1	非線形応答時の P 波の応答特性の変化	33
3.2.2	Propagator Matrix 法	36
3.2.3	入射角が S-H/V スペクトル比に及ぼす影響	43
3.2.4	考慮する地盤の深度が S-H/V スペクトル比に及ぼす影響	44

3.3	等価線形手法による地表/地中スペクトル比と S-H/V スペクトル比との比較 . . . . .	45
3.3.1	等価線形手法 . . . . .	45
3.3.2	計算結果の比較 . . . . .	52
3.3.3	非線形応答と PGA 増幅率との関係 . . . . .	54
3.4	非線形応答の指標 DNL に関する議論 . . . . .	59
第 4 章	強震動予測結果と非線形応答の関係	61
4.1	EGF 法による波形合成 . . . . .	63
4.2	EGF 法による PGA の過大評価 . . . . .	64
4.3	PGA の過大評価と非線形応答 . . . . .	67
第 5 章	議論	71
第 6 章	まとめと今後	77
	参考文献	81
付録 A	強震観測記録のスペクトル比一覧	85

## 第 1 章

# はじめに

1995 年の兵庫県南部地震以降，大地震による被害とその対策に対する関心が高まった．日本全国を高密度でカバーする地震観測網が整備される一方，将来起こり得る地震によるリスクの見積もりが行われるようになった．そのひとつとして，活断層や海溝を震源として想定した強震動予測地図が数多く作られ，被害予測や対策のために活用されている．

強震動予測を行う際には，地震動の特性を震源特性・伝播経路特性・サイト特性に分けて考える．このうちサイト特性は，基盤より上の比較的軟弱な堆積層が地震動特性に及ぼす影響をさす．特に表層地盤が軟弱な場合には，その地盤の増幅特性により大被害を引き

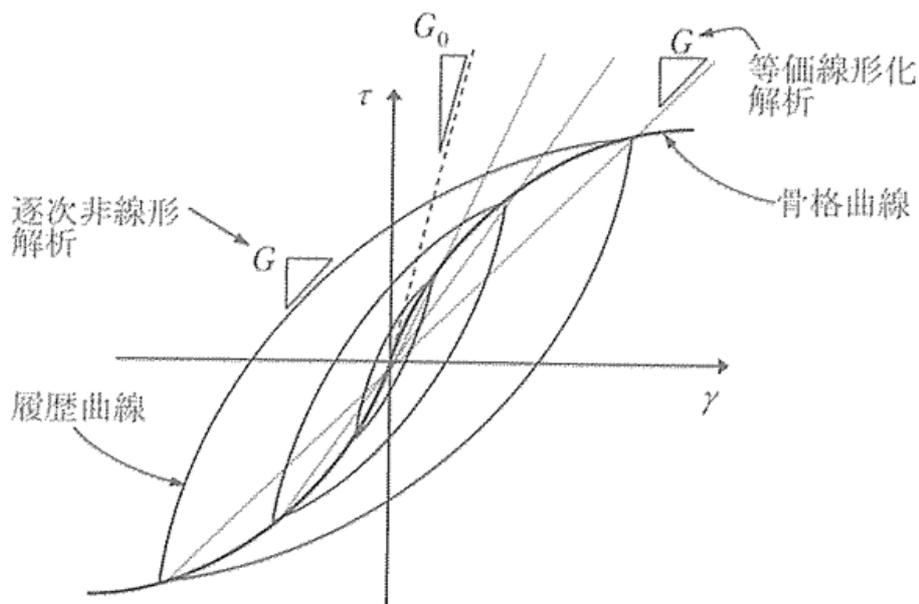


図 1.1: 表層地盤について，理想化された応力-ひずみ依存性と解析手法．吉見・福武 (2005) [37] による．

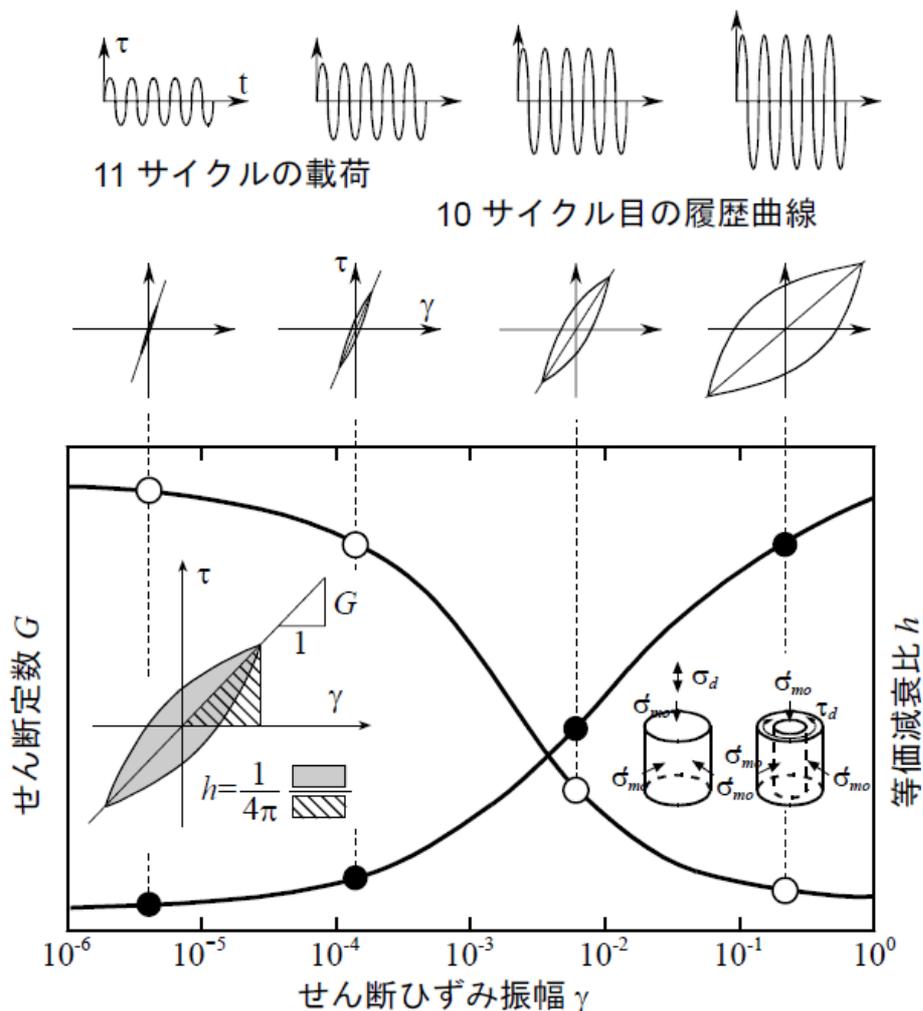


図 1.2: 動的変形試験と、それにより得られる動的変形特性曲線の概要．DYNEQv3.25 マニュアル (吉田・末富, 1995) [36] による．

起こすこともある．適切な地震動予測のためには，サイト特性は他の 2 つの特性に劣らず重要な要素となる．

サイト特性には，最表層の礫，砂，粘土などからなる未固結の軟弱な堆積層や，埋土などの人工地盤による影響も含まれる．これらの軟弱な媒質は，弱震時にはほぼ線形の応答特性を示す一方，強震動に見舞われた際には応答特性が非線形化することが知られており，これを表層地盤の非線形応答と呼ぶ．非線形応答が起こった時のサイト特性は，弱震時のそれとは異なるものとなり，その違いは非常に大きくなることもある．

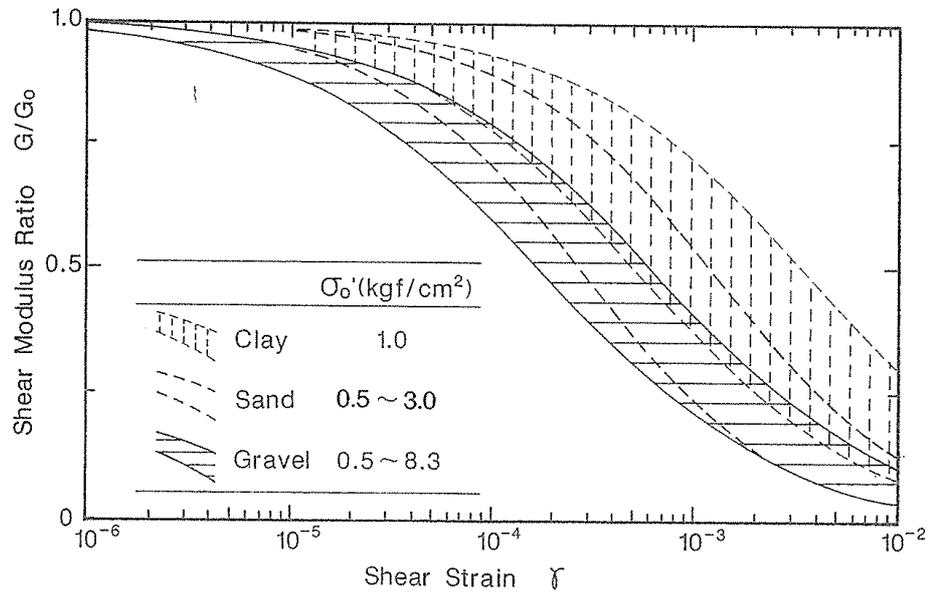


図 1.3: 室内実験による, 土質ごとのひずみ  $\gamma$  と剛性比  $G/G_0$  との関係.  $\sigma'_0$  は平均有効応力を示す. 今津・福武 (1986) [9] による.

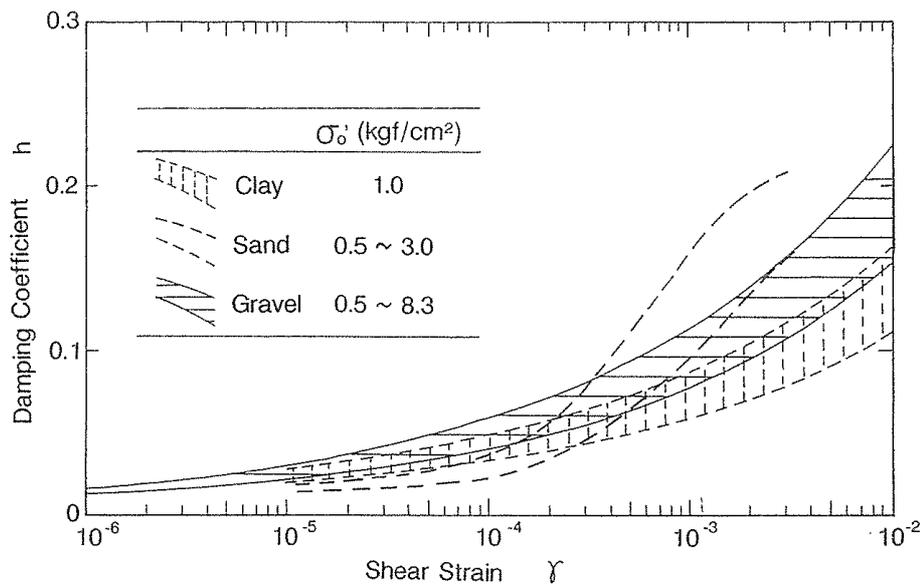


図 1.4: 室内実験による, 土質ごとのひずみ  $\gamma$  と減衰  $h$  との関係.  $\sigma'_0$  は平均有効応力を示す. 今津・福武 (1986) [9] による.

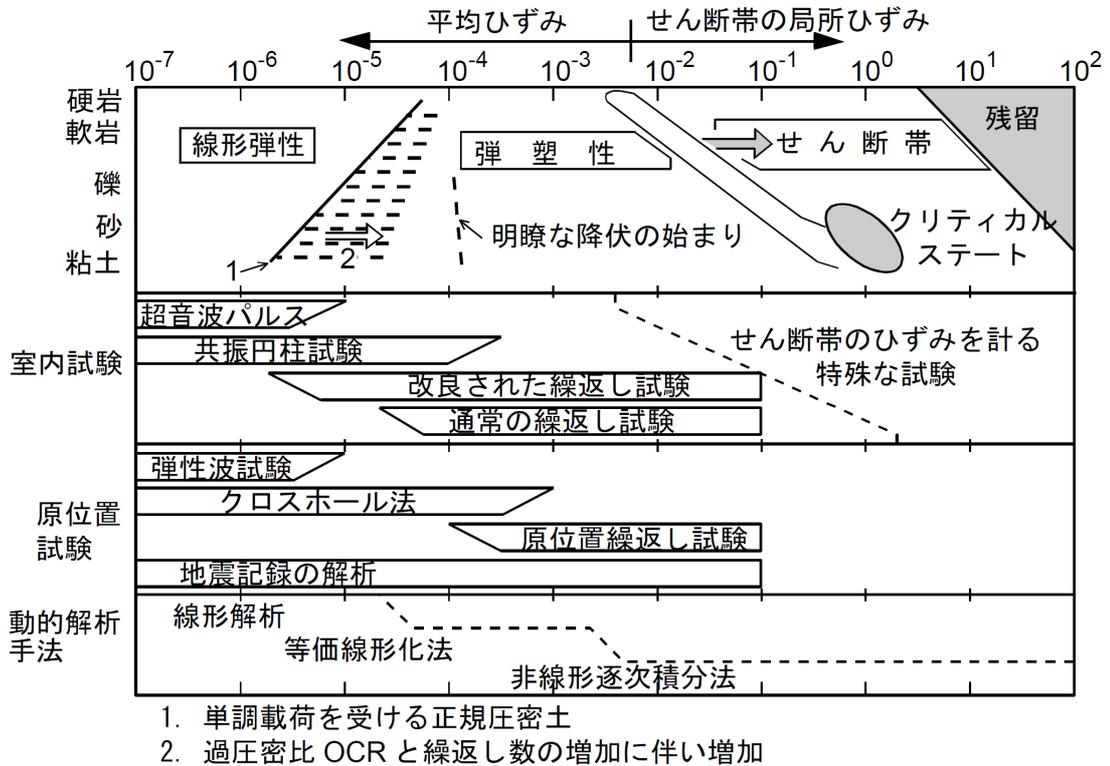


図 1.5: ひずみレベルと土のふるまい, 解析法, 試験方法などとの関係. DYNEQv3.25 マニュアル (吉田・末富, 1995) [36] による.

## 1.1 土質動力学からみた地盤の非線形応答

土質動力学の分野では, 砂や粘土など, 表層地盤を構成する材料の応答特性が大ひずみ時に非線形化することは周知の事実である. さまざまな地盤試料について, ひずみレベルごとの変形特性の変化を調べる室内実験 (動的変形試験) が多数行われており, ひずみレベルによる応答特性の変化が詳細に調べられている.

この動的変形試験は, 砂や粘土などのサンプルに繰り返しせん断载荷を行い, このときのひずみ-応力関係を示す  $\gamma - \tau$  曲線 (履歴曲線, 図 1.1) からせん断剛性  $G$ , 減衰  $h$  を得る試験である (図 1.2). 図にあるように, 履歴曲線が描くループの軸を通る直線からせん断剛性  $G$  (割線剛性), ループ内の面積から減衰定数  $h$  が得られる.

その結果得られるひずみレベルと  $G, h$  との関係を示す曲線を, 動的変形特性曲線と呼び, これがサンプルの動的変形特性を表す. 剛性  $G$  の変化は微小ひずみ時の値  $G_0$  で規格化され, 剛性比  $G/G_0$  としてプロットされる. 室内実験の結果の一例を図 1.3 および図 1.4 に示す. 動的変形特性は, 砂や粘土など土質, 平均有効主応力によっても違うが, 一般にひずみレベルが上がると剛性比は低下し, 減衰は増大する.

なお，動的変形試験は専らせん断ひずみ，すなわち S 波について行われる．地震被害につながるのは主に S 波をはじめとする主要動部分であることから，P 波については室内実験などの事例が圧倒的に少ない．

ひずみレベルと地盤の状態の関係は図 1.5 のようにまとめられている．この図によると，材料の応答が線形で近似できる範囲の「微小ひずみ」とは， $10^{-6}$  程度より下のひずみレベルを指す．このときのせん断剛性  $G$  を  $G_0$  と書く．

ひずみレベルがこれより大きく， $10^{-6} \sim 10^{-3}$  程度となると，応力-ひずみ関係が直線から大きく外れ，ループを描くようになる．このレベルでは，動的変形特性曲線から得られる  $G$  および  $h$  を用い，非線形応答と「等価」となる線形応答を計算する等価線形手法が有効である．

さらにひずみレベルが  $10^{-2}$  を超える程度になると，土の破壊強度を超え，表層地盤の液状化や塑性変形が起こるようになる．こういった状態では，等価線形手法でなく逐次法が用いられる．図 1.1 にあるとおり，逐次法では一定値である割線剛性でなく，履歴曲線に沿って刻々変化する接線剛性を用いる．地盤の変形や液状化は人工構造物に重大な被害をもたらすので，土木工学の分野ではこの領域での地盤の挙動に関する研究が盛んに行われている．

本研究で扱う強震データについて，それぞれ表層のひずみレベルがどの程度であるかは，上記の逐次法，または等価線形手法のいずれかを用いて推定しなければ分からない．しかし，図 1.5 を観測点の地盤にあてはめれば大体のひずみレベルは推定できる．本研究で扱う強震データでは，地盤の変形や液状化が報告されているデータはないので，大半のデータではひずみレベルは  $10^{-6} \sim 10^{-3}$  の範囲内であると思われる．

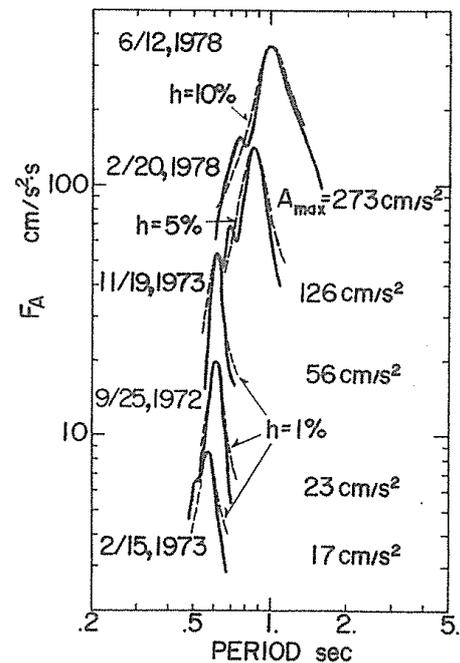


図 1.6: 塩釜港における強震記録の振幅スペクトル．時松・翠川 (1988)[30] による．

## 1.2 地震記録にみられる地盤の非線形応答の影響

地盤の非線形応答が地震記録に及ぼす影響については，翠川 (1993) [16] に詳しくまとめられている．それによれば，非線形応答は，地表での最大加速度 (PGA) が 100gal から数 100gal を超える記録に現れるが，起こり方はサイトによって大きく違う．堆積地盤上で数 100gal の地震動が観測された際にも，非線形応答はみられなかったという報告もあ

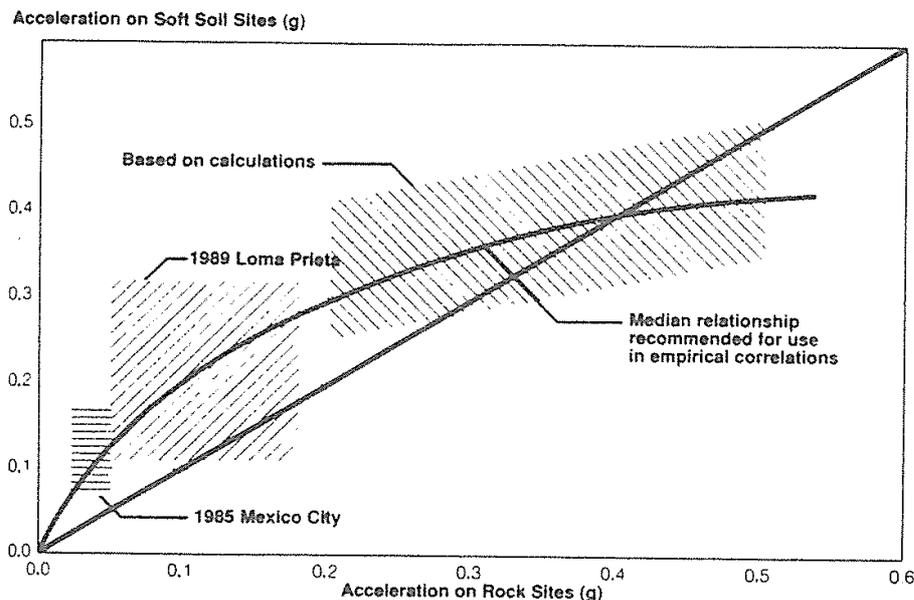


図 1.7: SHAKE による応答計算および観測記録による，岩盤での加速度と軟弱地盤での加速度の比較．Idriss (1990) [8] による．

るが，一般に表層地盤が軟弱であるほど非線形応答は起こりやすく，岩盤サイトでは起こらないものと考えられている．

非線形応答時のサイト特性の変化には 2 つの特徴があり，ひとつは表層地盤による卓越周波数の低周波数側への移動（例えば，時松・翠川，1988 [30]，図 1.6），もうひとつは高周波数側の増幅率の著しい低下である．これにより，特に加速度波形の振幅が大きな影響を受ける．地震動レベル（ひずみレベル）が上がるほど高周波数側の増幅率が落ち込み，その結果，特に PGA の増幅率が低下する．このことにより，入力地震動レベルが上がっても地盤上での PGA はそれほど上がらないという現象が起こる (Idriss, 1990 [8]，図 1.7)．

以上のような応答特性の変化は，地表の強震動の振幅スペクトルと，地中もしくは岩盤観測点のそれとのスペクトル比に端的に現れる．こういったスペクトル比は，地表観測点直下の地盤の周波数ごとの応答特性を表しており，もし強震時のスペクトル比が弱震時のそれから変化していれば，地盤の応答特性が強震動により非線形化したことの証左となる．

ここで，スペクトル比を計算するのに用いられるのは水平動成分である．前節でも述べたとおり，非線形応答は専らせん断ひずみ（S 波）によるものとされており，また，低速度の表層では波線はほぼ鉛直であり，S 波成分は水平動に卓越するからである．

非線形応答によるスペクトル比（S 波の応答特性）の変化は次のようである．まず数 Hz-10Hz 以上の高周波数成分が著しく落ち込む．加速度記録は高周波数帯域の振幅の影響を強く受けるので，これは前述の加速度応答の低下と結び付けられる．また，高周波数

帯域の増幅特性の落ち込みは、前節の動的変形試験でみられる減衰定数  $h$  の増大に関連付けられる。一方、前述の卓越周期の伸びは、スペクトル比にみられるピークの長周期側へのシフトとして現れる。これは、動的変形試験でのせん断剛性  $G$  の低下に結び付けられる。せん断剛性が低下すると S 波速度  $V_S (= \sqrt{G/\rho})$  が低下し、S 波の走時が延びるので、卓越周期が長くなると考えることができる。

### 1.3 強震動予測の際の地盤の非線形応答の扱い

この非線形応答は、強震動予測に少なからず影響を与える。微小ひずみ時の記録を用いて得たサイト特性をそのまま用いて強震動記録（大ひずみ時）の波形合成を行えば、当然ながら適切な結果とはならない。具体的には、弱震時の増幅特性をそのまま用いると、実際の強震記録に対して高周波数側が過大となり、特に PGA の過大評価につながる。これは、強震時の非線形応答により高周波数側の増幅率が低下していることによる。この過大評価は極めて大きくなることもあり、PGA で 3 倍や 4 倍となることもある。

非線形応答の影響を波形合成に組み込もうと思うならば、1.1 節に挙げた等価線形法もしくは逐次法を用いることになるが、その場合には表層地盤の速度構造が必要になる。表層地盤の速度構造には、ボーリングや物理探査によるものがあるが、いずれもほぼその地点のみでの情報である。ボーリングデータの数多くある大都市圏では、表層地盤の速度構造を面的に構築する試みがなされている（例えば、堀川・他、2003 [7]）が、そうした地域はごく一部である。日本全国をカバーする表層地盤の面的データでは、微地形区分や地盤分類のメッシュデータ（若松・他、2004 [32]）がある。地震調査研究推進本部による、シナリオ地震の強震動予測<sup>\*1</sup>では、ボーリングデータによる速度構造が得られる場合には等価線形手法を用いている。そうでない場合には、微地形区分データを用いて、統計的な関係式から表層地盤による増幅を評価している。このときは最大速度の増幅率が用いられており、非線形応答の最大速度への影響は小さい（藤本・翠川、2006 [5]）ことから、非線形応答の影響は考慮されない。

また、強震動地震学では、震源インバージョンなどの目的で、実際の大地震で得られた強震データに対する強震波形の合成が行われる。これらの合成の対象になる強震データは非線形応答の目安である 100gal を超えるものがほとんどである。こういった場合は、非線形応答の影響を避け、適切な震源モデルを求めるために 1 から数 Hz 以上の高周波数帯域をフィルターでカットするのが一般的である。このため、数 Hz 以上の高周波数帯域での震源特性については、未解決な状況と言わざるを得ない。

しかし、震源特性も非線形応答も含めて、高周波数帯域の地震動特性は決しておろそか

<sup>\*1</sup> [http://www.jishin.go.jp/main/kyoshindo/08apr\\_kego/recipe.pdf](http://www.jishin.go.jp/main/kyoshindo/08apr_kego/recipe.pdf)

にされてよいものではない。また、被害をもたらすほどの大加速度の記録こそ、防災のためにはよりの確に再現できなければならない。そのためには、非線形応答の影響も考慮する強震動予測手法が必要となる。現在は等価線形手法を用いるのが一般的だが、そのために必要な地盤情報はほとんど満足に得られない。より適切な強震動予測のためには、さらなる地盤情報の詳細な調査が必要なのは当然であるが、その一方で、乏しい地盤情報から簡便に非線形応答の影響を見積もる手法の開発も重要である。例えば、地盤種別ごとに、非線形応答も考慮した入力レベルごとの地震動増幅率が得られれば、面的な強震動予測にも非線形応答の影響を組み込むことができる。

## 1.4 非線形応答に関する既往の研究と問題点

非線形応答を研究する際の問題として、まず解析に用い得る強震観測記録が少ないことが挙げられる。PGA が 100gal を超える強震記録は、十数年前にはごく少数しかなかった。1998 年に防災科学技術研究所による強震観測網 K-NET<sup>\*2</sup>が整備され、さらに市町村単位で震度計が設置されたことにより、世界に類を見ない高密度での強震観測が行われるようになった。K-NET 整備から 10 年が経ち、100gal を超える強震動記録も多数蓄積されてきた。

しかし、強震データに含まれる非線形応答を詳しく解析するには、データが得られた地点の詳細な地下構造、および入力地震動が必要となる。それを満たすのは、ボーリングにより検層が行われ、ポアホール底（工学的基盤以深が望ましい）に強震計が設置されたポアホール観測点である。こういった観測点として、現在では、やはり防災科学技術研究所による基盤強震観測網 KiK-net<sup>\*3</sup>が整備されているが、それ以前は研究のために設置されたものが少数あるだけだった。そういったサイトで強震データが得られる場合はさらに少なく、事例は数えるほどしかないが、それらを用いた研究成果がいくつか発表されている（例えば、Sato *et al.*, 1995 [24]）。こうした研究では、詳細な解析のために表層地盤のサンプル試験を行うなど、手間をかけた研究が行われている。しかし、データそのものが少ないために、一般的なサイトに適用できるような普遍的な結論を導くことは難しい。

近年では KiK-net でも強震データが蓄積されつつあり、非線形応答解析事例が飛躍的に増えることが期待される。しかし、従来ひとつのサイトで行ってきたのと同じような詳細な地盤の調査やデータ解析を、何十、何百というポアホールに対して行うことは難しい。KiK-net では地中のセンサーまでの速度検層による構造が公開されているため、等価線形手法による解析を行うことは可能だが、実際には観測点ごとに速度構造のチューニン

---

<sup>\*2</sup> <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>

<sup>\*3</sup> 同上

グが必要になるため、多数の観測点について行うのは難しい。

一方、ボアホールのない地表単点の観測点の強震記録について非線形応答解析を行う場合、近隣の岩盤観測点の記録をリファレンスとして用いるのが一般的である。しかし、弱震時と強震時で比較を行うためには、伝播経路特性がほぼ同じでなければならないなど、実際には難しいことが多い。しかし、地表単点の観測点は K-NET や震度計など、ボアホール観測点よりはるかに多く、強震データも豊富にとれている。こういったデータについて非線形応答解析を行うことができれば、解析事例を大幅に増やすことができる。

さらに最近では、ひとつの観測点で複数の強震データが得られた点も出てきた。こういったデータセットを用いれば、ある地盤に対して入力レベルを変えたとき、応答がどのように変化するかを調べることができ、非線形応答の研究にとっては大変重要である。

## 1.5 H/V スペクトル比を用いたサイト特性 および非線形応答の研究

H/V スペクトル比とは、地震動もしくは常時微動の水平動成分と上下動成分のスペクトルの比である。これを用いて表層地盤の増幅特性を調べる研究がひろく行われている。中村・上野 (1986) [18] は、常時微動の水平動成分と上下動成分のスペクトル比をとることで表層地盤の卓越周期を割り出す方法を提案した。この方法は、手軽であることもあり多く使われているが、この H/V スペクトル比が物理的に何を表しているのかについては、いくつかの見解がある。中村らによれば、卓越周期は表層内での S 波の重複反射によるもので、表層の厚さと S 波速度に依存し、微動 H/V スペクトル比のピークはこの卓越周期に一致するとされている。その一方で、微動 H/V スペクトル比の形状は表面波、特にレイリー波の特性によって決まるという見解もある (例えば時松・新井, 1998[31])。

Lermo and Chávez-García (1993) [15] は地震観測記録の H/V スペクトル比について詳しく調べている。彼らは中村らの研究を基に、基盤上での H/V スペクトル比がほぼ 1 であること、水平動の卓越周期付近では上下動は表層による増幅の影響を受けないことから、H/V スペクトル比は表層地盤の増幅特性を表すものとしている。彼らは水平成層モデルへの SV 波の斜め入射を仮定し、理論計算を行う一方、地震観測記録の岩盤サイトとのスペクトル比と H/V スペクトル比を比較し、少なくとも 1 次の卓越周期は H/V スペクトル比によって確認できることを示した。

このように、その特性に関する議論が様々ある中で、微動や地震動の H/V スペクトル比が多く用いられる理由として、ボアホールや近傍の岩盤観測点などでの記録がなくてもサイト特性を見積もることのできる利便性が寄与している。H/V スペクトル比が地盤の増幅特性を表すならば、大ひずみ時のその変化も調べることができると考えられる。

Wen *et al.*(2006) [33] は、非線形応答を確認する方法として、地震動 S 波部分の水平動/上下動のスペクトル比 (以後、S-H/V スペクトル比と呼ぶ) を用いる方法を提案した。彼らは 1999 年集集地震の強震記録を用い、それらの S-H/V スペクトル比が弱震時のそれから変化していることを示した。その変化は、従来用いられるボアホール観測点の水平動成分の地表と地中の比 (以後、地表/地中スペクトル比と呼ぶ) の変化と同様、高周波数側を中心としたレベルの低下だった。さらに、そういった変化がみられた地域と液状化現象が発生した地域が一致し、S-H/V スペクトル比が非線形応答の有無を調べるのに使用できることを示した。

S-H/V スペクトル比がもつ、リファレンスとなるデータがいない利点は、非線形応答解析ではさらに大きくなる。前節で述べたとおり、地表面点の強震データを利用することで、解析事例を大幅に増やすことができるからである。

## 1.6 本研究の目的

本研究では、この Wen らによる S-H/V スペクトル比を用いた非線形応答の解析手法に着目し、詳しい検討を行う。まず、KiK-net ボアホール観測点で記録された多数の強震データについて、水平動の地表/地中スペクトル比と地表の S-H/V スペクトル比との比較を行う。ここで、S-H/V スペクトル比が非線形応答を反映して変化することを検証する。

次に、S-H/V スペクトル比を用いて、大量の強震観測記録について非線形応答解析を行う。統計的解析のため、S-H/V スペクトル比から計算できる非線形応答の定量的指標を提案する。この指標と強震記録の PGA や表層地盤パラメータとの関係を調べる。

また、等価線形手法と P-SV 波の一次元重複反射理論を用いて S-H/V スペクトル比を理論的に計算し、非線形応答時の S-H/V スペクトル比の変化を理論的に裏付ける。本研究では、地震記録の最大振幅付近 (S 波部分) を用いることから、H/V スペクトル比は SV 波入射による重複反射によるものとする。

さらに、理論計算により得られた S-H/V スペクトル比についても上記の非線形応答の定量的指標を評価し、これと理論計算に用いた構造の表層厚さや S 波速度、合成記録の入力に対する増幅率などとの比較を行う。これらの結果から、観測記録について行うのと同様に、定量的指標と地震動強さや地盤パラメータなどとの相関を見出す。

また、経験的グリーン関数 (EGF) 法を用いて、非線形応答を考慮せずに広帯域の強震記録合成を行い、非線形応答の影響による合成結果と観測記録の食い違い、および上記の非線形応答の定量的指標との関係を調べる。これにより、非線形応答が強震動予測結果に及ぼす影響を定量的に見積もる。

以上により、S-H/V スペクトル比を用いた定量的な非線形応答解析手法の確立を目指し、また、これを用いた非線形応答の研究について今後の展開や課題の議論を行う。

## 第 2 章

# 強震記録による地盤の非線形応答の 検出

本章では、多数の観測点の強震データについて地表/地中スペクトル比と S-H/V スペクトル比の変化を調べ、S-H/V スペクトル比が地表/地中スペクトル比と同様に非線形応答の影響を反映することを確認する。これにより、S-H/V スペクトル比の非線形応答を調べる手段としての有効性を検証する。

また、これらのスペクトル比を用いた非線形応答の定量的指標を提案し、その指標と地震動レベル・地盤パラメータとの関連を調べる。

### 2.1 データと手法

「はじめに」で述べたように、多数の観測点での多数の強震データについて非線形応答解析を行い、結果を統計的に比較するためには、広い範囲に強震動を引き起こした大きな地震のデータがあること、また、同じ観測点で複数回の強震動が観測されていることが重要である。強震観測ネットワーク K-NET および KiK-net の整備以降では、東北地方の太平洋側の地域がこれらに当てはまる。

使用した観測点は、図 2.1 に示した東北地方前弧側の K-NET75 点、KiK-net57 点である。火山フロントより背弧側では、マントルウェッジによる強い減衰のため大加速度のデータが少ないので、本研究では背弧側の観測点を解析から除外した。強震データとしては同じく図 2.1 に示した 4 つの地震時のデータを用いる。それぞれの地震による地表水平動の PGA の分布を図 2.2 に示すが、この図にあるとおり、強震データとして用いたデータには PGA が 100gal 未満のものも含まれる。これらに対しても PGA100gal 以上のデータと同様の解析を行い、その結果を PGA100gal 以上のデータの解析結果との比較の対象とする。

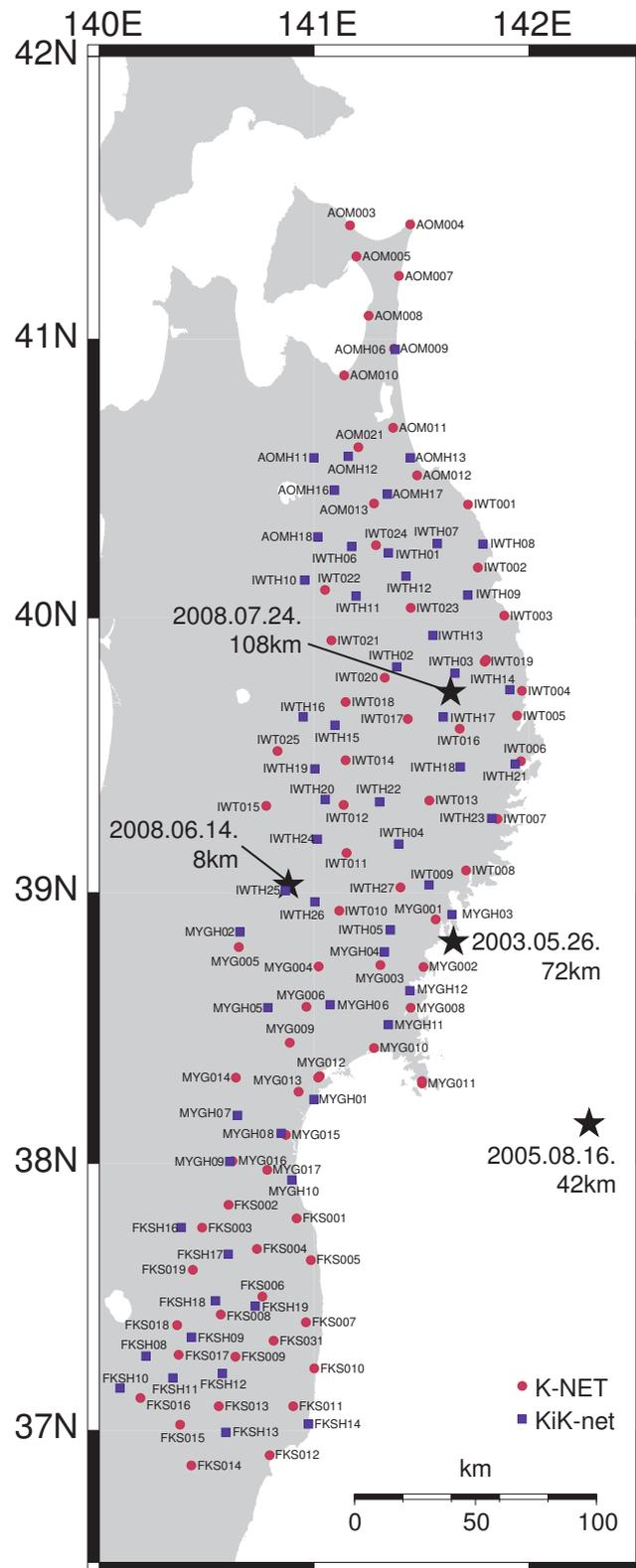


図 2.1: 解析に使用した地震の震源および観測点の分布 .

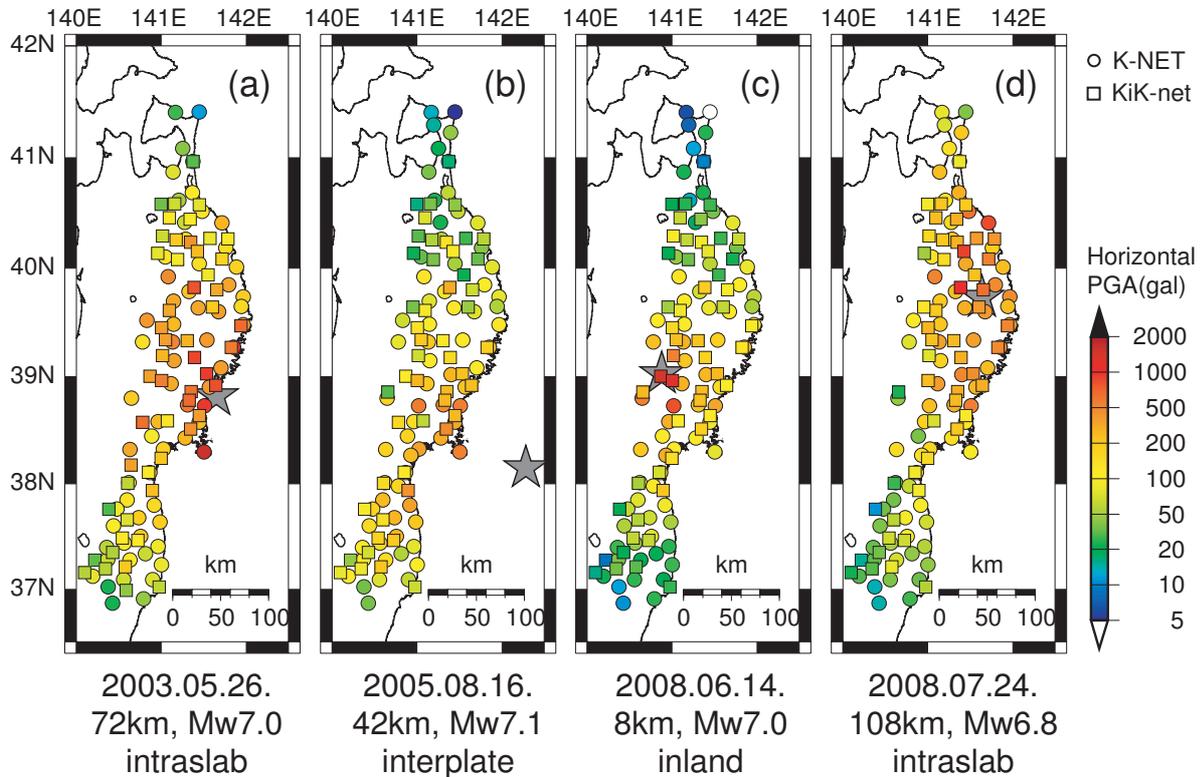


図 2.2: 解析に使用した地震の震央位置 (灰星印) および地表水平動の最大加速度分布 . 震源位置, Mw は JMA による . (a) 2003 年宮城県沖地震, (b) 2005 年宮城県沖地震, (c) 2008 年岩手・宮城内陸地震, (d) 2008 年岩手県沿岸北部の地震 .

また, 非線形応答を調べるために検討するのは, 弱震時のスペクトル比に対する強震時のその変化である. この弱震時のスペクトル比として, PGA50gal 以下の弱震データについて強震データと同様にスペクトル比をとり, これを平均したものをを用いる. 平均をとるイベント数は 3 から 10 個で, 5 個程度となった観測点が最も多かった.

地表/地中スペクトル比及び S-H/V スペクトル比に関しては, 水平多層構造に S 波が入射し重複反射すると想定する. したがって, 表面波の影響を避けるため, 弱震データでは震央距離 200km 以内, 震源深さ 50km 以深, 震央距離/震源深さが 2 以内をすべて満たすデータのみを使用する. ただし, 強震データではそういった制約は設けない. その中には, 図 2.2(c) の岩手・宮城内陸地震のように震源が浅いものも含まれる. こういった地震では, 震源からある程度離れた観測点において, 主要動部分が表面波の影響を受ける可能性が高くなる. しかし, 非線形応答の影響を強く受けるのは一般に 4~5Hz 程度より高周波側の帯域であり, こういった帯域では表面波の影響は小さいものと考えられる.

また, 表層地盤がひとたび強震動に見舞われ, 応答特性が非線形化すると, それが以前の応答特性に戻るまでには非常に長い時間がかかるという研究がある (新井・他, 2006 [3]).

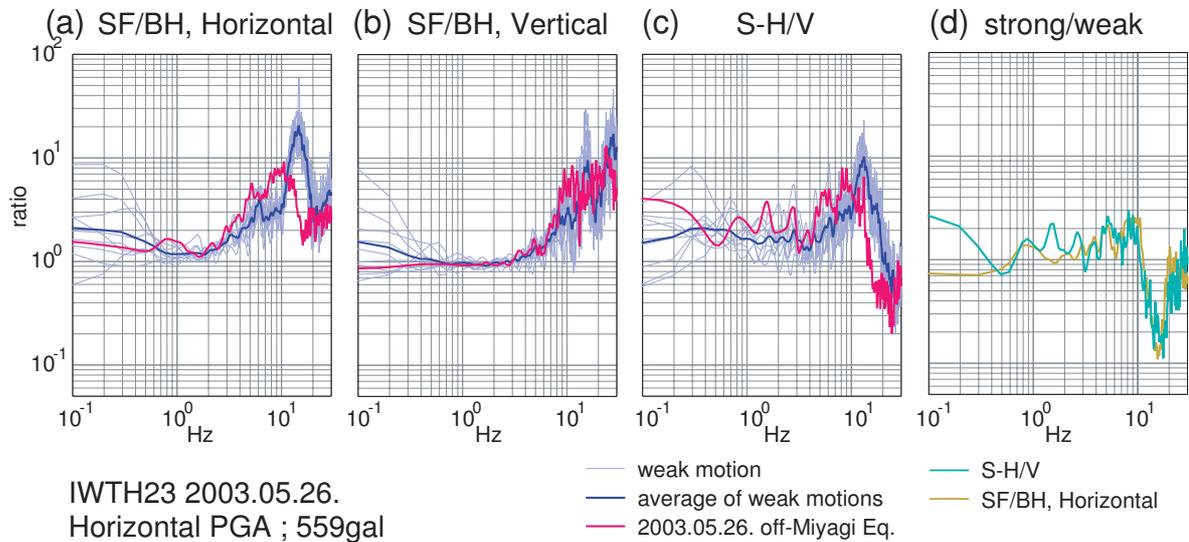


図 2.3: 2003 年宮城県沖地震 ( 図 2.2(a) ) 時の KiK-net 観測点 IWTH23 でのスペクトル比の比較 . (a) 水平動 S 波部分の地表/地中スペクトル比 (SF/BH) , (b) 上下動 S 波部分の地表/地中スペクトル比 , (c) 地表での S 波部分の水平動/上下動スペクトル比 , (d) (a) および (c) について , 強震時のスペクトル比と弱震時のスペクトル比の比 (strong/weak) .

そうであれば , サイトが強震動を受けた後のデータは PGA50gal 以下であっても使用しないのが望ましい . これについては諸説あるところであるが , 東北地方ではデータが豊富なこともあり , 2003 年 5 月 26 日以後の弱震データは使用しないこととした .

各スペクトル比の計算は , 以下のように行う . 地震データの各成分の S 波部分について , 弱震データで 10.24 秒 , 強震データで 20.48 秒を切り出し , 10% コサインテーパーをかけて FFT でフーリエスペクトルに変換する . さらにフーリエ振幅スペクトルをとり , 0.4Hz の Parzen ウィンドウで平滑化する . こうして得られたスペクトルの水平 2 成分の相乗平均を , 同様に得られた鉛直成分のスペクトルで割り , これを S-H/V スペクトル比とする . さらに , KiK-net データについては地表の水平 2 成分のスペクトルの相乗平均を地中のそれで割り , これを地表/地中スペクトル比とする . また , 参考のために上下動成分の地表/地中スペクトル比も後に示すが , これは上に示した水平動とまったく同じタイムウインドウ (S 波部分) のデータに , やはりまったく同じ処理を行い , 得られた振幅スペクトルについて , 地表上下動と地中上下動の比をとったものである .

また , 地震動強さの指標として用いられる PGA(最大加速度) は , 地表水平動のものである . 加速度波形について , 時刻ごとの水平 2 成分の振幅をベクトル合成し , その最大値が PGA となる . 本研究では , 特に断りがない場合 , PGA はこの方法で計算された値を用いる .

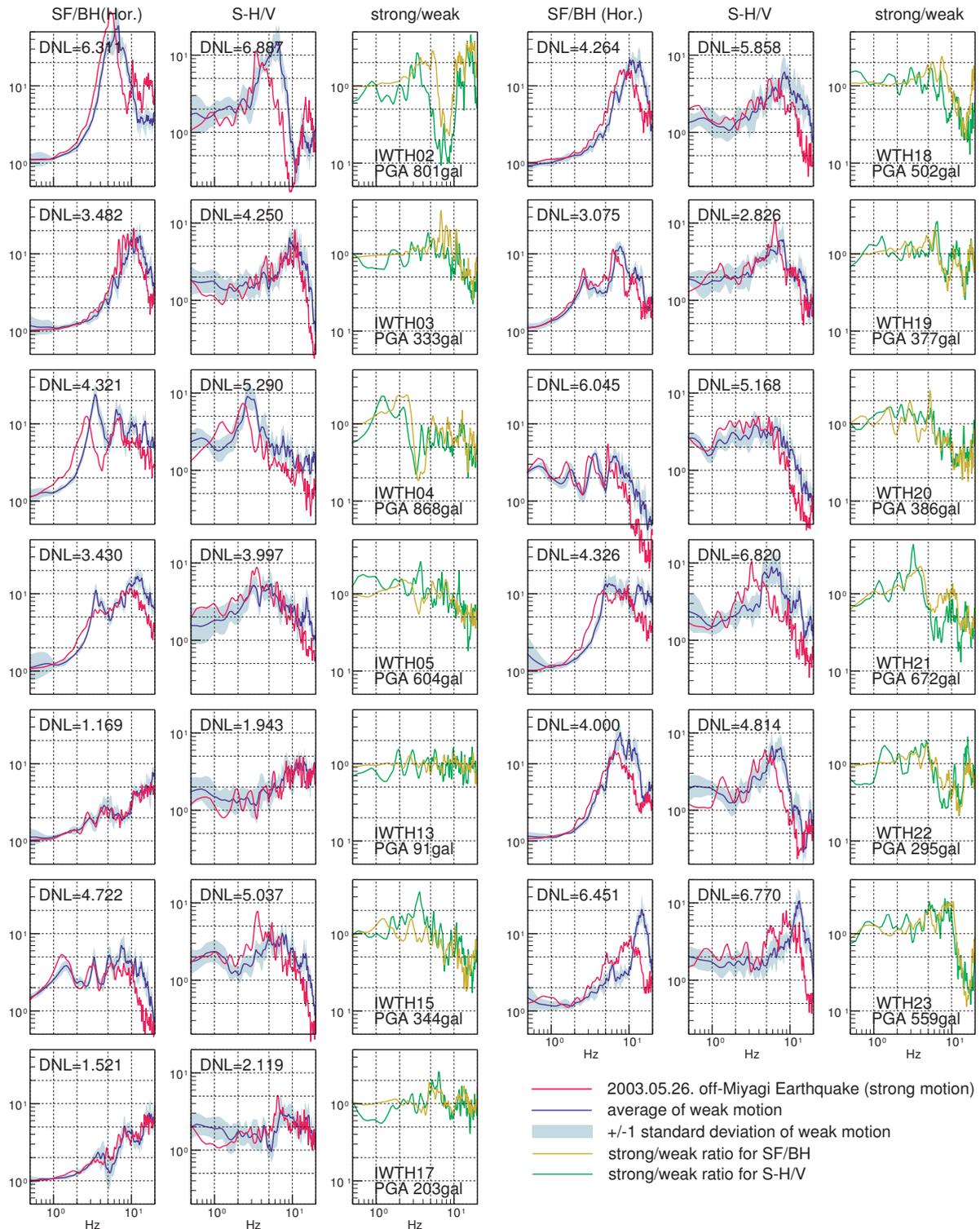


図 2.4: 2003 年宮城県沖地震 (図 2.2(a)) 時の KiK-net 観測点での地表/地中スペクトル比 (SF/BH), および S-H/V スペクトル比とそれらの強震/弱震スペクトル比 (strong/weak). 強震動を観測した岩手県および宮城県のデータを示す. PGA は地表水平動のもの. SF/BH と S-H/V の図中には, (2.1) 式で定義される非線形応答の定量的指標 DNL を, 同図のスペクトル比を用いて計算した値が示されている.

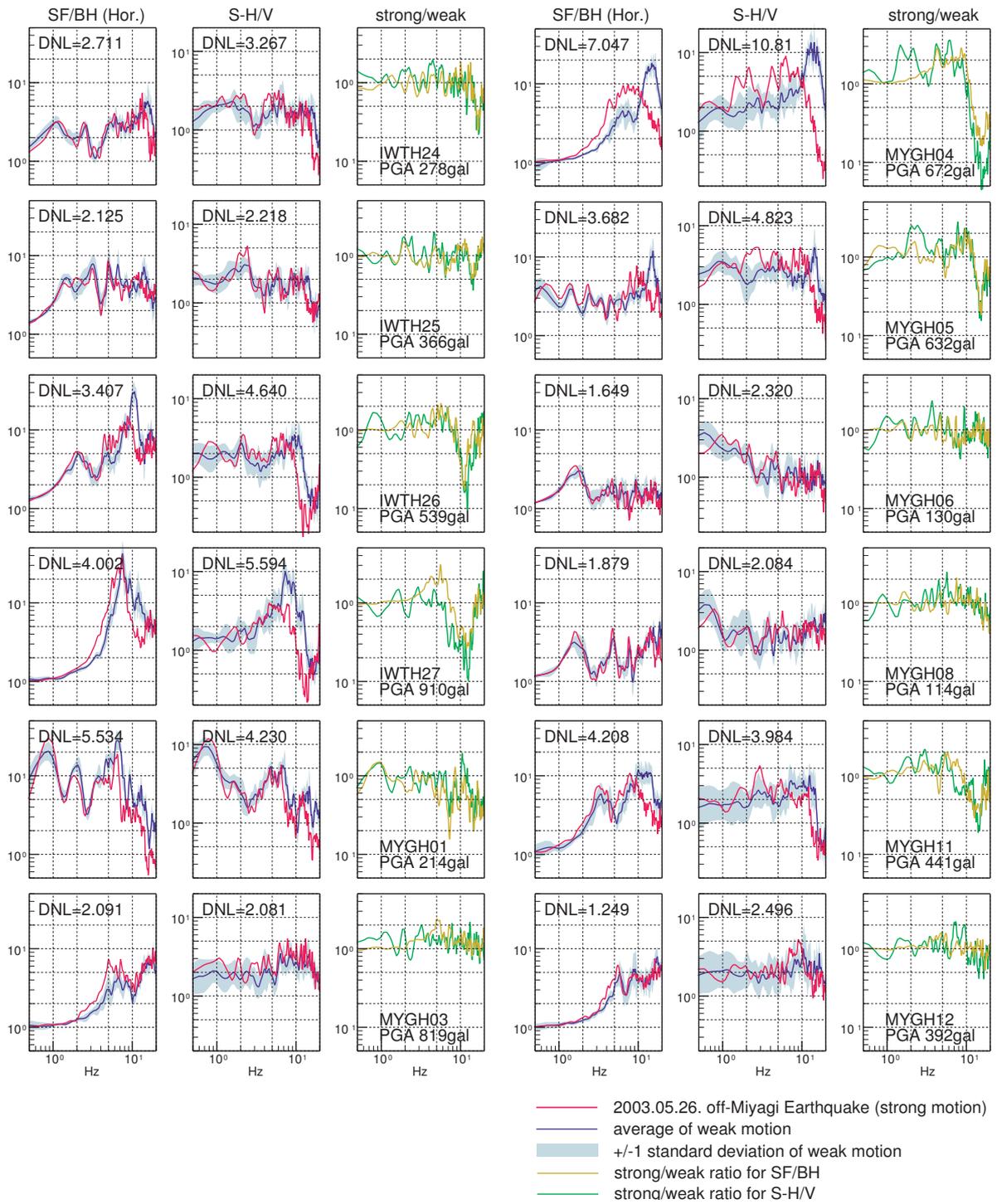


図 2.4: 続き .

## 2.2 地表/地中スペクトル比と S-H/V スペクトル比との比較

各スペクトル比の弱震時と強震時の変化の一例を図 2.3 に示す．既往の研究と同様に，(a) の水平動の地表/地中スペクトル比 (SF/BH, Horizontal) はピークの低周波側へのシフトおよび高周波数成分の落ち込みという特徴をはっきり示している．これは (c) の S-H/V スペクトル比についても同様である．これらとは対照的に，(b) の上下動の地表/地中スペクトル比 (SF/BH, Vertical) は多少のゆらぎはあっても大きなずれを示さない．

さらに多数のスペクトル比の例を図 2.4 に示す．記録は 2003 年宮城県沖地震 (図 2.2(a)) 時の岩手県・宮城県内の KiK-net ボアホール観測点全点のもので，ほとんどの点で PGA が 100gal を超えている．かつ，ほとんどの点の地表/地中スペクトル比が，ピークの低周波側へのシフトおよび高周波数帯域のレベル低下という非線形応答の特徴を示している．このことから，非線形応答は PGA が 100gal を超える記録では普遍的に起こっていることが分かる．

ここで地表/地中スペクトル比と S-H/V スペクトル比を比較すると，それぞれのスペクトル比の形状は違うものの，高周波数帯域のレベルが弱震時から著しく低下している特徴などはお互い似ている．そこで，地表/地中スペクトル比と S-H/V スペクトル比について，強震時のそれをさらに弱震時のそれで割った強震/弱震スペクトル比 (図 2.3(d) strong/weak) をとると，両者は極めて似た形となった．さらに，地表/地中スペクトル比および S-H/V スペクトル比を計算したすべてのデータについて同様に強震/弱震スペクトル比をとり比較すると，多くの観測点で両者がよく一致することがわかった (図 2.4)．これらは元の地表/地中スペクトル比や S-H/V スペクトル比のスペクトル形状に依存せず，特に高周波数帯域のレベルの著しい落ち込みという特徴は両者でほぼ一致する例が多い．これは，地表/地中スペクトル比と S-H/V スペクトル比がある同じ物理現象の変化，すなわち表層地盤の減衰の増大による高周波数成分の落ち込みを反映していることを示唆している．この地表/地中スペクトル比および S-H/V スペクトル比についての強震/弱震スペクトル比の類似性は，本研究で初めて明らかにされたものである．

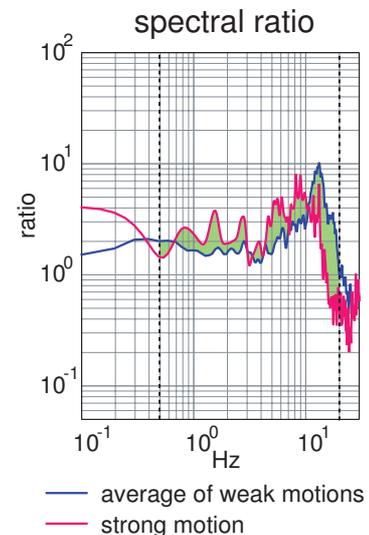


図 2.5: (2.1) 式に示した DNL の概念図．緑色で示した面積が DNL を示す．

## 2.3 非線形応答の定量的指標 DNL

スペクトル比の変化から計算する，強震記録の非線形応答の度合いを示す指標を，Wen *et al.*(2006) [33] が提案している．Wen らは，強震時の S-H/V スペクトル比レベルの弱震時からの低下に着目し，この低下度合い（強震時と弱震時の比）をある周波数帯域で平均した値を，非線形応答の程度を示す定量的な指標として示している．彼らはこれを液状化の発生と関連付けて議論している．

本研究では，非線形応答の影響について，せん断剛性の低下によるピーク周波数のシフトと，減衰の増大による高周波数レベルの落ち込みの両方を評価する指標として，以下の DNL(Degree of Non-Linearity) を提案する．

$$DNL = \sum \left| \log \left( \frac{R_{strong}(f)}{R_{weak}(f)} \right) \right| \Delta f \quad (2.1)$$

DNL の概念を図 2.5 に示す． $R_{strong}(f)$  は強震時の地表/地中スペクトル比もしくは S-H/V スペクトル比， $R_{weak}(f)$  は弱震時のそれである．足し上げを行う周波数帯域は，本研究では 0.5-20Hz とした．これは，低周波側では 1 次ピークを含むことを意図している．また，高周波側を 20Hz までとしたのは，表層地盤が非常に薄いために卓越周波数や非線形応答の影響を受ける帯域が 10Hz より高くなる観測点が少なくなかったためである．足し上げ帯域をデータごとに変えず一律としたのは，多数のデータについて解析を行うことを想定し，手間を省くため，および人の手による恣意性を避けるためである．

また，図 2.5 では周波数  $f$  はログスケールの図となっているが，実際に足し上げを行うと，DNL 全体の半分以上を 10-20Hz の成分が占めることになる．結果的に，ピーク周波数のシフトよりも高周波数成分の落ち込みに重きをおいた指標となっている．強震時と弱震時におけるスペクトル比の変化の度合いと DNL の値との関係を定性的に理解するために，図 2.4 のスペクトル比の図中に DNL の値が示されている．

上記の DNL は，地表/地中スペクトル比と S-H/V スペクトル比のどちらでも計算することができる．そこで，前節に示した KiK-net の地表/地中スペクトル比および S-H/V スペクトル比を用いて DNL を計算し，両者の比較を行う．結果を図 2.6 に示す．両者が高い相関を示していることが見て取れる．全体に S-H/V スペクトル比による DNL の方が 1.3 倍程度大きい傾向にあるが，これは図 2.4 の低周波側を見ると分かるとおり，地表/地中スペクトル比に比べ S-H/V スペクトル比が不安定であることによると考えられる．にもかかわらず両者の DNL は高い相関を示し，S-H/V スペクトル比が非線形応答を調べる手段として地表/地中スペクトル比と同様に有効な手法であることを示している．

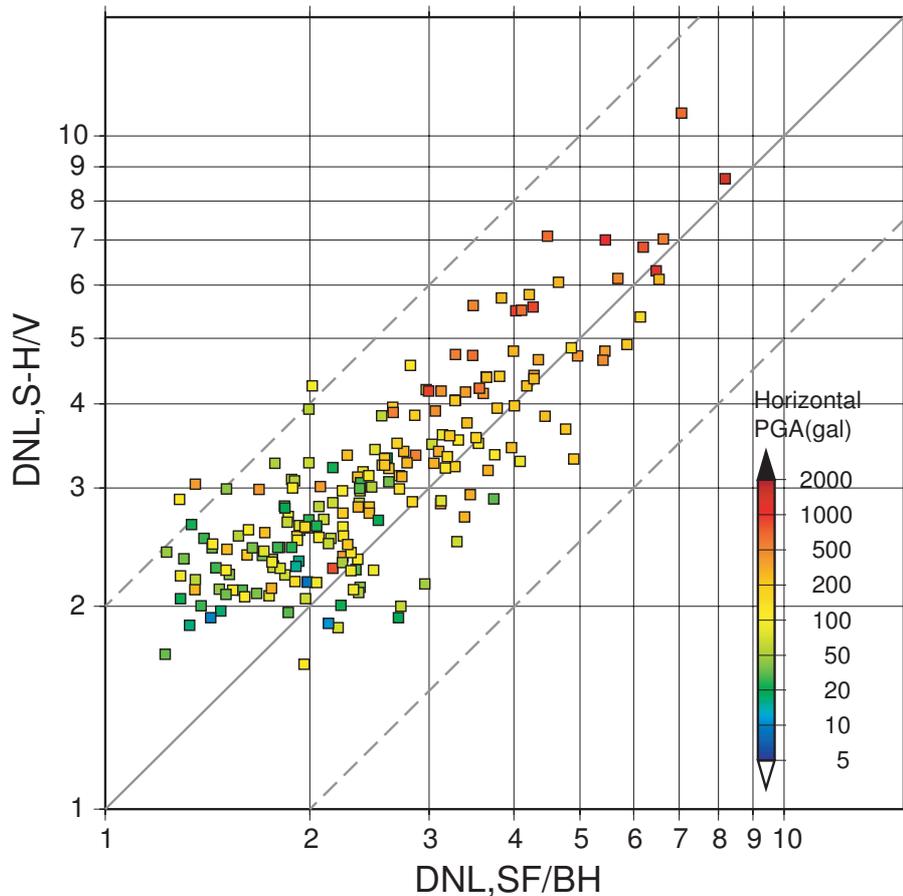


図 2.6: 地表/地中スペクトル比から計算した DNL (横軸) と S-H/V スペクトル比から計算した DNL (縦軸) との比較。

## 2.4 非線形応答と地震動強さ及び地盤パラメータとの関係

DNL という量を動的変形特性曲線と関連付けて考える時、DNL が大きく非線形応答の度合いが強いということは、スペクトル比の変化が著しいということで、これはせん断剛性及び減衰の変化が大きい、つまりひずみレベルが大きい場合に対応すると考えられる。ひずみレベルは地震動レベルに対応する。また、スペクトル比の低下の度合いは、非線形化する表層地盤の S 波速度や厚さなどの地盤パラメータにも依存することが考えられる。

そこで、前節で計算した S-H/V スペクトル比による DNL と、地表水平動の PGA との関係を図 2.7 に示す。(a) では最表層の S 波速度 ( $V_{S0}$ )、(b) では地表から深さ 20m までの地盤の平均 S 波速度 ( $AV_{s20}$ ) により色を変えて示してある。 $V_{S0}$  および  $AV_{s20}$  は、いずれも各 K-NET および KiK-net 観測点の検層データを用いて得ている。

観測データから得られるスペクトル比は、非線形応答がない場合でもある程度のゆらぎ

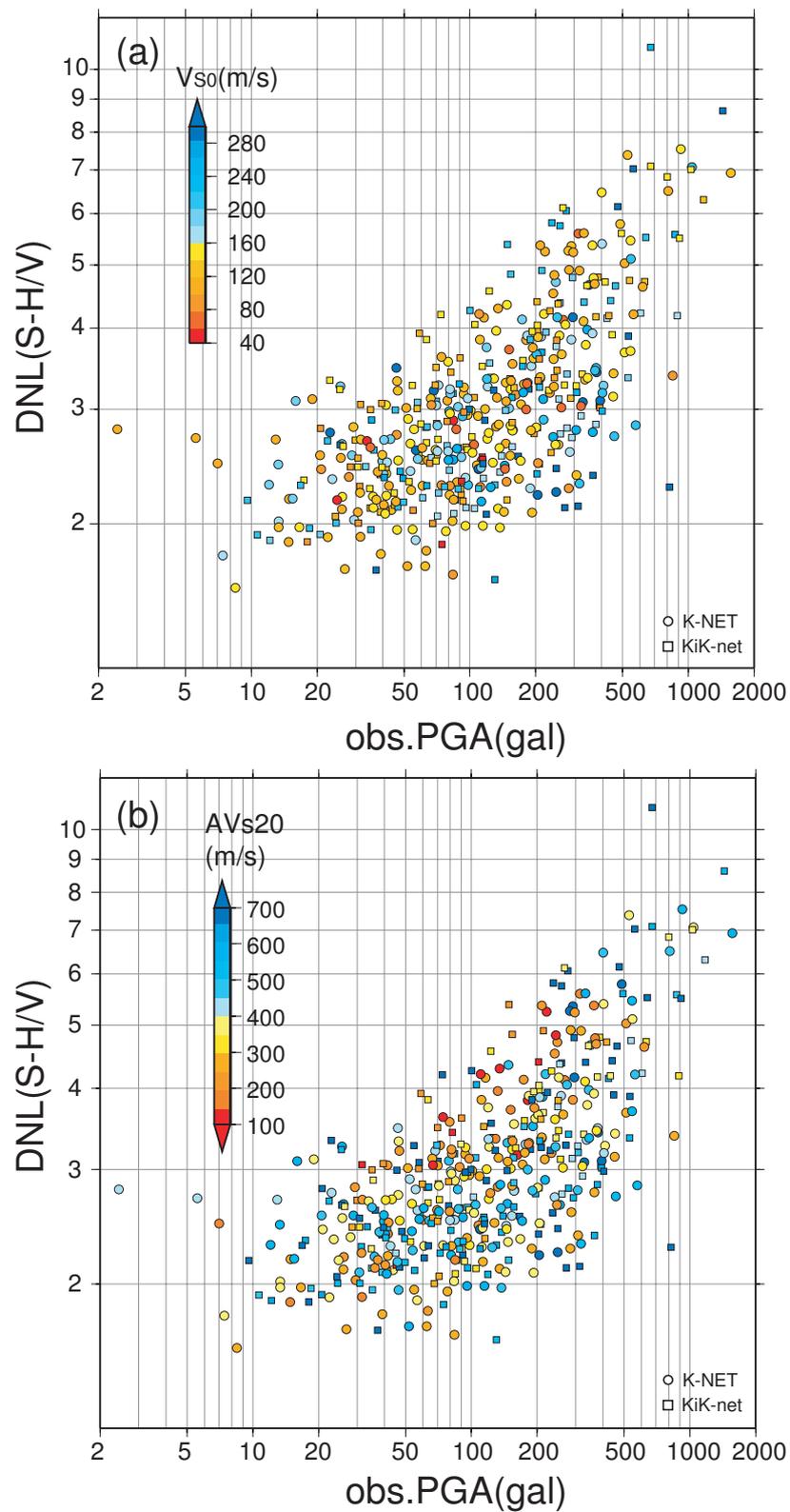


図 2.7: S-H/V スペクトル比から計算した DNL (縦軸) と地表水平動の PGA (横軸) . (a) は最表層の S 波速度 ( $V_{s0}$ ) , (b) は  $AV_{s20}$  との関係を示している .

を持つため、DNL は弱震時にもある程度の値を持つことが予想される。図 2.7 をみると、その値は S-H/V スペクトル比から計算された DNL では 2~3 とみられる。また、図 2.6 をみると、S-H/V スペクトル比から計算された DNL が 2~3 程度の場合、地表/地中スペクトル比から計算された DNL は 1.2~2.5 程度となっている。以上を踏まえ、図 2.4 の強震時と弱震時のスペクトル比のずれと DNL の値を比較すると、非線形応答のない場合の DNL の値は、S-H/V スペクトル比を用いた場合は 2~3、地表/地中スペクトル比を用いた場合は 1.2~2.5 と考えてよいことがわかる。

これらの値より DNL が大きい場合、スペクトル比が弱震時から有意に変化しており、非線形応答が起きていると予想される。図から、PGA の増加とともに DNL の値が大きくなっていくのが見て取れる。これは、地震動レベル、つまりひずみレベルが大きくなるにつれスペクトル比の変化が大きくなっていくことを示しており、動的変形試験の結果と調和する。

また、DNL が有意に大きい ( $> 3.5$ ) データは PGA が 60gal 前後から現れ始めている。一般に、非線形応答の影響は PGA が 100 ないし 200gal 以上のデータから現れ始めるといわれるが、図 2.7 ではそれより振幅の小さいデータから影響を受けはじめているように見える。ただし、図に示した PGA は表層でのデータであり、もし非線形応答が起きていればその影響を受けた後の値であることに注意すべきである。

地盤パラメータと DNL との関係については、地震動レベルの上昇につれ、表層の軟弱なサイトでは DNL が弱震時より大きくなる一方で、岩盤サイトでは地震動レベルが高くて DNL はさほど増大しないことが予想される。図 2.7(a) の 300gal 付近では、 $V_{S0}$  が相対的に小さいサイトの DNL は  $V_{S0}$  の大きいサイトのそれより幾分大きい傾向がみられる。しかし、その中には、 $V_{S0}$  が 200m/s 以上と大きくても DNL の値が 4 を超えていたり、逆に  $V_{S0}$  が小さいが DNL が大きくなる例もある。さらに、PGA が 500gal を超える範囲では、データ数が少ないこともあり、DNL と  $V_{S0}$  の関係は明らかにはみられない。

また、図 2.7(b) では DNL と AVs20 との関係が示されているが、AVs20 が 300m/s を切るサイトの DNL が全体に大きい傾向がみられる。これに対し、AVs20 が大きいサイトの DNL は小さいものもあるが、AVs20 が小さいサイトと同等に大きい場合もみられ、一概に DNL が小さいとはいえない。このことは、AVs20 の値が大きいサイトでも非線形応答が起きていることを示している。AVs20 の大きなサイトについて検層データを詳しくみると、最表層は  $V_s$  数百 m/s、厚さ数 m の表土層だが、そのすぐ下に  $V_s$  1000m/s を超える堅い岩盤があるサイトがいくつかある。こういったサイトは特に北上山地付近の KiK-net 観測点に多く、図 2.3 に示した IWTH23 もそのひとつである。こういったサイトでは AVs20 はしばしば 1000m/s を超え、IWTH23 では 1109m/s である。このようなサイトでのスペクトル比の特徴として、図 2.3 からわかるように、10Hz 前後よりも高周

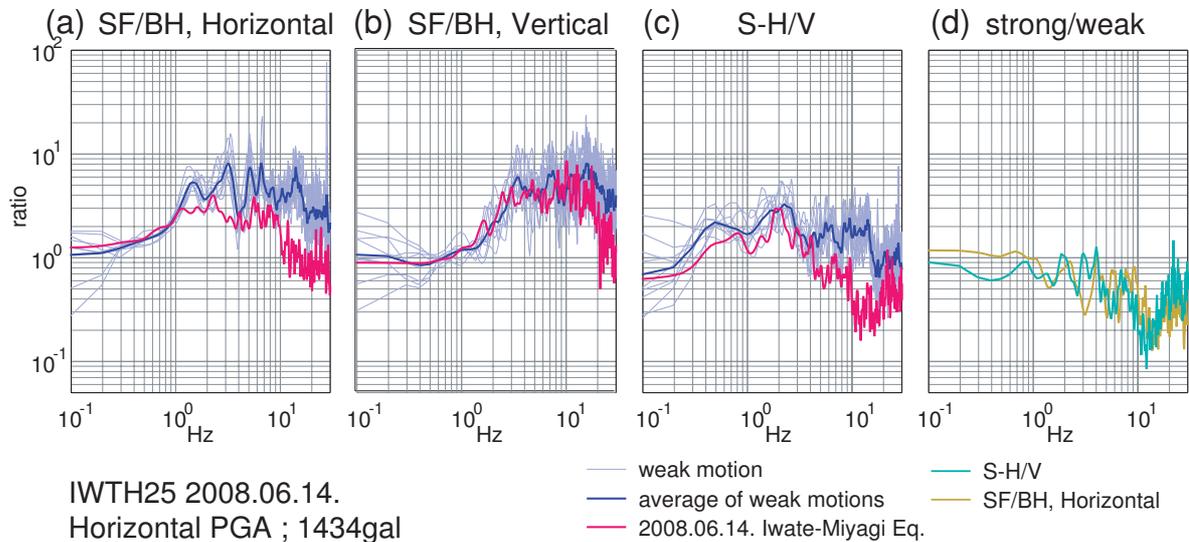


図 2.8: 2008 年岩手・宮城内陸地震 (図 2.2(c)) 時の KiK-net 観測点 IWTH25 でのスペクトル比の比較。DNL の値は, S-H/V スペクトル比については 8.63, 地表/地中スペクトル比については 8.19。(a) 水平動 S 波部分の地表/地中スペクトル比 (SF/BH), (b) 上下動 S 波部分の地表/地中スペクトル比, (c) 地表での S 波部分の水平動/上下動スペクトル比, (d) (a) および (c) について, 強震時のスペクトル比と弱震時のスペクトル比の比 (strong/weak)。

波数側にピーク周波数が現れる。強震時に非線形応答が起これるとこのピークが低周波側にシフトし,あるいはレベルが低下する。こうしたデータが,図 2.7(b)にある AVs20 が大きく DNL も大きい点として現れているのである。このことは, AVs20 が大きい場合でも,比較的軟弱な表層があれば非線形応答は起こるということを示している。ただし,軟弱な表層が薄ければ非線形応答の影響はより高周波数帯域に限られ, 10Hz 以下の帯域は影響を受けない場合もある。

以上の考察から,非線形応答の度合いと表層パラメータとの関係ははっきりとは言えないが,非線形応答が起これると考えられる表層の  $V_s$  が小さいと,同等の地震動レベルでもより DNL が大きくなる傾向があるとみられる。表層パラメータと DNL との関係がはっきり現れない原因として,まず,非線形応答の傾向が土質ごとに違う(図 1.3 および図 1.4)ことが考えられる。また,図 2.7 で地震動レベルとして使用しているのは地表水平動の PGA であり,この値はそれ自身が非線形応答の影響を受けている。したがって,地表 PGA は非線形応答の度合いを支配する表層のひずみレベルと完全には対応しない。このことも DNL と表層パラメータの関係を見えにくくしていると考えられる。

これら強震データについて,表層のひずみレベルは,1.1 節で述べたように概ね  $10^{-6} \sim 10^{-3}$  の範囲内であると思われる。ただし,図 2.2(c) の岩手・宮城内陸地震時の KiK-net

観測点 IWTH25 については，地表の強震記録から特異な現象が起こったことが Aoi *et al.*(2008) [2] により示されている．Aoi らによれば，岩手・宮城内陸地震時に，IWTH25 の地表上下動成分が最大 4G に及ぶ片振幅の波形を描いていることから，このときごく表層の表土で土粒子同士の結合が失われ，震動により跳ね上げられる状態になったと推定し，これをランポリン効果と呼んでいる．このような地盤の状態は，本研究で扱う領域の外であると言わざるを得ない．参考までに，この強震記録について地表/地中および S-H/V スペクトル比をとったものを図 2.8 に示すが，いずれも弱震時より低下しているという点では，他の強震記録にみられる傾向と変わらない．さらに DNL の値でみると，このデータは図 2.7 中では，地表水平動 PGA が 1436gal，DNL が 8.63 と，ほぼ右上端に位置しており，他のデータと違った傾向を示すわけではない．しかし，この IWTH25 のデータでは S-H/V および地表/地中スペクトル比の変化や DNL が主に剛性  $G$  や減衰  $h$  の変化によるものとは考えにくく，このデータによる結果は参考値として扱うべきである．



## 第 3 章

# S-H/V スペクトル比の理論的な考察

前章では、観測された強震データの地表/地中スペクトル比および S-H/V スペクトル比を調べ、これらの弱震時からの変化は地盤の非線形応答によるものと推定した。その要因は、強震動による大ひずみのため表層地盤のせん断剛性が低下し、減衰が増大したことである。その根拠として、強震データの地表/地中スペクトル比や S-H/V スペクトル比が、ピーク周波数のシフトおよび高周波数帯でのレベルの低下という非線形応答時の特徴的な変化を見せたことが示された。

本章では、水平成層地盤モデルを用いた理論計算により以上の推論を裏付ける。同時に、S-H/V スペクトル比と地表/地中スペクトル比の変化の類似性、非線形応答を調べる手法としての S-H/V スペクトル比の妥当性を確認する。また、モデルの地盤パラメータや入力地震動の強さを様々に変えて計算を行い、これらの変化によって前章で示した DNL がどのように変化するか、定量的な検討を行う。

第 1 章で述べたとおり、非線形応答を考慮した理論計算では、等価線形法または逐次法が用いられる。逐次法は液状化や残留変位の起こる大ひずみ時の解析に用いられる一方、等価線形法はそれより小さな ( $10^{-6} \sim 10^{-3}$ ) ひずみレベルで用いられる。本研究では、等価線形法を用いて理論計算を行う。

また、S-H/V スペクトル比を計算するには、SV 波の斜め入射に対する地盤の応答を想定しなければならない。この計算には P-SV Propagator Matrix 法 (Aki and Richards, 1980 [1]) を用いる。

### 3.1 地震波の減衰について

Aki and Richards による 1 次元重複反射理論は波動伝播理論に基づくものであり、媒質が完全弾性体であることを前提としている。この波動伝播で減衰の効果を考慮するには、多少の近似が必要である。一方、土質動力学で材料のモデルとして用いられるのは、

ばねとダッシュポッドの組み合わせにより表される粘弾性モデルである．以下では，これらの減衰の定義とそれらの関係，および本研究で用いる減衰について述べる．

### 3.1.1 波動伝播理論における減衰

波動方程式は一般に以下の形で書ける．

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \quad (3.1)$$

この式を満たす関数  $\phi$  の一つとして

$$\phi(x, t) = A \exp[i(\omega t \pm kx)] \quad (3.2)$$

があるが，これは正弦波の複素数表示である．ここで  $A$  は最大振幅， $\omega$  は角周波数， $k$  は波数， $c$  は速度で  $c = \omega/k$  である．(3.2) 式中の符号がマイナスならば，この波動は時間  $t$  につれて  $x$  の正の方向へ向かって進み，プラスならば負の方向へ進む．以下ではこの符号はマイナスとして記述を進める．

波数  $k$  が複素数  $k^* = k_r - ik_i$  であるとする．このとき (3.2) 式は以下のように書ける．

$$\phi(x, t) = A \exp[-k_i x] \exp[i(\omega t - k_r x)] \quad (3.3)$$

ここで  $\exp[-k_i x]$  の部分は減衰を， $\exp[i(\omega t - k_r x)]$  の部分は正弦波の伝播を表しており， $\phi$  は伝播に伴う減衰振動を表現することになる．

このように表される波動が減衰により失うエネルギーを考える．平面波が 1 波長  $L$  だけ進む間に，振動のエネルギー  $E$  が  $\Delta E$  だけ失われるとする．この量が媒質の非弾性 (anelasticity) を表す量として，Quality Factor  $Q$  を用いて以下のように表される．

$$\frac{\Delta E}{E} = \frac{E(x) - E(x+L)}{E(x)} = 1 - \frac{E(x+L)}{E(x)} = 2\pi Q^{-1} \quad (3.4)$$

波動のエネルギーは振幅の 2 乗に比例する<sup>\*1</sup> ので

$$\frac{E(x+L)}{E(x)} = \exp[-2k_i L] \quad (3.5)$$

となる．これを (3.4) 式にあてはめて  $Q^{-1}$  について解くと，

$$Q^{-1} = \frac{1}{2\pi} (1 - \exp[-2k_i L]) \simeq \frac{k_i L}{\pi} \quad (3.6)$$

---

\*1  $E = \frac{1}{2} \rho \phi^2$

と書ける<sup>\*2</sup> .  $T$  を周期  $T = 2\pi/\omega$  とすると , 波長  $L$  は  $L = cT = 2\pi/k_r$  と書けるので ,  $Q^{-1}$  は

$$Q^{-1} = 2 \frac{k_i}{k_r} \quad (3.7)$$

と書ける . すなわち ,  $Q^{-1}$  は複素波数  $k^*$  の実部と虚部の比となることがわかる . 以上より  $k^*$  は

$$k^* = k_r - ik_i = k_r \left( 1 - i \frac{Q^{-1}}{2} \right) \quad (3.8)$$

と書ける .

ここで S 波について考えるとき , 波動伝播の速度  $c$  は S 波速度  $V_S$  である . 非弾性を考えれば波数とともに速度も複素数となるので , 複素 S 波速度  $V_S^*$  を考える . (3.8) 式から

$$V_S^* = \frac{\omega}{k^*} = \frac{\omega}{k_r - ik_i} = \frac{\omega}{k_r} \left( 1 - i \frac{Q^{-1}}{2} \right)^{-1} \quad (3.9)$$

$Q^{-1} \ll 1$  として Taylor 展開を用いると

$$V_S^* \simeq \frac{\omega}{k_r} \left( 1 + i \frac{Q^{-1}}{2} \right) \quad (3.10)$$

となる .  $V_S^* = V_{Sr} + iV_{Si}$  とするならば , 実部と虚部の比は

$$\frac{V_{Si}}{V_{Sr}} = \frac{Q^{-1}}{2} \quad (3.11)$$

と書ける .

以上をまとめると , (3.3) 式に示したように複素波数  $k^*$  の実部が振動 , 虚部が減衰を表すことから , 減衰を表す量である  $Q^{-1}$  は複素波数や複素弾性波速度の実部と虚部の比で表せることになる .

### 3.1.2 粘弾性モデルによる減衰の表現

土質動力学の分野では , 土の応答特性を調べるため , 粘弾性モデルの応力-ひずみ関係から減衰  $h$  を導出する方法が知られ , 教科書にひろく掲載されている . 本節では , この  $h$  の導出方法について紹介し ,  $h$  と前節の  $Q^{-1}$  との関係を述べる .

ここでは材料 (媒質) の特性を , バネとダッシュポッドをつないだ粘弾性モデルを用いて表す . また , S 波を扱うものとし , 弾性定数をせん断剛性  $G$  で表す .

---

<sup>\*2</sup>  $\exp[x] = 1 + \frac{x}{1!} + \frac{x^2}{2!} + \frac{x^3}{3!} \dots$

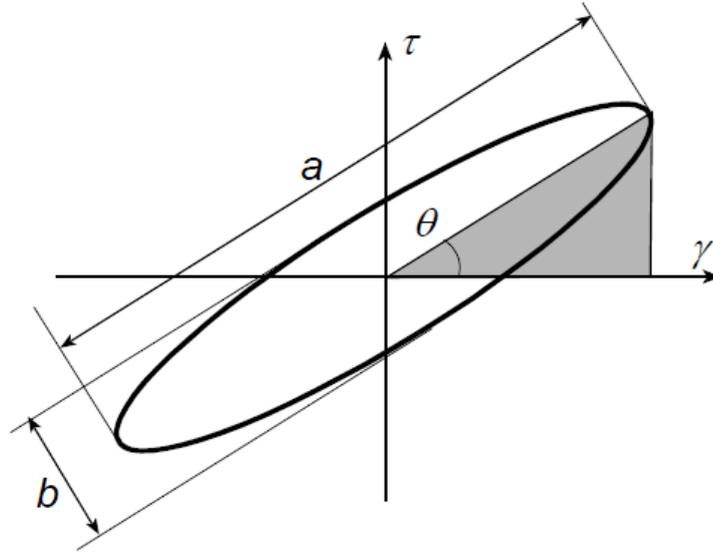


図 3.1: (3.18) 式により表される応力-ひずみ関係を示す履歴曲線．DYNEQv3.25 マニュアル (吉田・末富, 1995) [36] による．

バネとダッシュポッドを直列につないだモデルを Maxwell モデルという．これは急激な力には弾性体として反応し，ゆっくり働く力に対しては粘性体として振舞う．ばねとダッシュポッドは同一の応力  $\tau$  を受ける．バネのひずみを  $\gamma_1$  とすると，

$$\gamma_1 = \frac{\tau}{G} \quad (3.12)$$

と書ける．また，ダッシュポッドのひずみ速度  $\dot{\gamma}_2$  は次のようになる．

$$\dot{\gamma}_2 = \frac{\tau}{C} \quad (3.13)$$

全体のひずみ  $\gamma$  はそれぞれの要素に生じるひずみの和となるので，

$$\gamma = \gamma_1 + \gamma_2 = \frac{\tau}{G} + \int \frac{\tau}{C} dt \quad (3.14)$$

と書ける．ここで  $G$  はバネの弾性定数， $C$  はダッシュポッドの粘性係数である．(3.14) 式を微分すると以下を得る．

$$\dot{\tau} + \frac{G}{C}\tau = G\dot{\gamma} \quad (3.15)$$

この Maxwell モデルで表される系が調和振動をしているとし，応力を以下で与える．

$$\tau = G\gamma_0 \sin \omega t \quad (3.16)$$

これを (3.15) 式に代入すると，以下のようにひずみが得られる．

$$\gamma = \gamma_0 \sin \omega t - \frac{G\gamma_0}{C\omega} \cos \omega t \quad (3.17)$$

以上より，応力とひずみの間に位相の差があることがわかる．したがって，応力-ひずみ曲線は図 3.1 に示すようにある面積をもつ楕円を描くことになる．これを履歴曲線と呼ぶ．

(3.16) 式および (3.17) 式から，

$$\left[1 + \left(\frac{G}{C\omega}\right)^2\right] \left(\frac{\tau}{G\gamma_0}\right)^2 - 2\left(\frac{\tau}{G\gamma_0}\right)\left(\frac{\gamma}{\gamma_0}\right) + \left(\frac{\gamma}{\gamma_0}\right)^2 = \left(\frac{G}{C\omega}\right)^2 \quad (3.18)$$

また，この楕円形ループの位相角  $\theta$  と長軸，短軸の長さをそれぞれ  $a, b$  とすると，

$$\theta = \tan^{-2} \frac{1}{2} \left[ -\left(\frac{G}{C\omega}\right) + \sqrt{4 + \left(\frac{G}{C\omega}\right)^2} \right] \quad (3.19)$$

$$a = \frac{\sqrt{2\left(\frac{G}{C\omega}\right)^2}}{\sqrt{2 + \left(\frac{G}{C\omega}\right)^2} - \sqrt{4 + \left(\frac{G}{C\omega}\right)^2}} \quad (3.20)$$

$$b = \frac{\sqrt{2\left(\frac{G}{C\omega}\right)^2}}{\sqrt{2 + \left(\frac{G}{C\omega}\right)^2} + \sqrt{4 + \left(\frac{G}{C\omega}\right)^2}} \quad (3.21)$$

となる．

以上で表される応力-ひずみ関係により生じる減衰（履歴減衰）を求める．材料に蓄えられる最大のポテンシャルエネルギー（ひずみエネルギー） $W$  は，ひずみ振幅  $\gamma_0$  を用いて以下のように書ける．

$$W = \frac{1}{2} G \gamma_0^2 \quad (3.22)$$

これは，図 3.1 にハッチで示した三角形の面積にあたる．また，同図のループに囲まれた面積は応力-ひずみ関係が履歴曲線を一巡する間に失われるエネルギーである．これを  $\Delta W$  とすると

$$\Delta W = \pi \frac{G^2 \gamma_0^2}{C\omega} \quad (3.23)$$

となる．この 1 サイクルの間に失われるエネルギー  $\Delta W$  の，蓄え得る最大のエネルギー  $W$  に対する比（エネルギー損失） $\Delta W/W$  を用いて，減衰定数  $h$  は以下のように書ける．

$$h = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} = \frac{1}{2} \left(\frac{G}{C\omega}\right) \quad (3.24)$$

この  $h$  は  $\omega$  を含んでいることから周波数に依存する．しかし一般に，室内実験の結果などでは減衰には周波数依存性は見受けられない．そこで，粘性係数  $C$  が  $\omega$  に反比例すると仮定する．このとき

$$\left(\frac{G}{C\omega}\right) \equiv 2\beta \quad (3.25)$$

とおけば，

$$C = \frac{G}{2\beta\omega} \quad (3.26)$$

$$h = \beta \quad (3.27)$$

と書ける．

これを (3.15) 式に代入すると，

$$\dot{\tau} + 2h\omega\tau = G\dot{\gamma} \quad (3.28)$$

となる．ここで調和振動を考え， $\tau = \tau_0 e^{i\omega t}$ ， $\gamma = \gamma_0 e^{i\omega t}$  ( $\tau_0$ ， $\gamma_0$  はともに複素振幅) とすると，上式から，

$$\tau_0 = \frac{G}{1 - 2ih} \gamma_0 = G^* \gamma_0 \quad (3.29)$$

と書ける． $G^*$  は複素剛性と呼ばれる． $h \ll 1$  の時， $G^*$  は

$$G^* = \frac{G}{1 - 2ih} = \frac{1 + 2ih}{1 + 4h^2} G \simeq (1 + 2ih) G \quad (3.30)$$

と書ける．したがって， $G^*$  を

$$G^* = G_r + iG_i \quad (3.31)$$

と書く時， $G^*$  の実部と虚部の比は

$$\frac{G_i}{G_r} = 2h \quad (3.32)$$

となる．

せん断剛性が複素数ならば，S 波速度  $V_S$  も複素数となる．この複素 S 波速度を  $V_S^*$  で表す．密度を  $\rho$ ，複素剛性を  $G^* = G_r + iG_i$  と書くと， $V_S^*$  は

$$V_S^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}} = \sqrt{\frac{G_r + iG_i}{\rho}} = \sqrt{\frac{G_r}{\rho}} \sqrt{1 + i\frac{G_i}{G_r}} \quad (3.33)$$

と書ける．さらに Taylor 展開を用い，(3.32) 式をあてはめると

$$V_S^* \simeq \sqrt{\frac{G_r}{\rho}} \left( 1 + \frac{i G_i}{2 G_r} \right) = \sqrt{\frac{G_r}{\rho}} (1 + ih) \quad (3.34)$$

となる．したがって， $V_S^* = V_{Sr} + iV_{Si}$  の実部と虚部の比は

$$\frac{V_{Si}}{V_{Sr}} = h \quad (3.35)$$

となる．

これを波動伝播から導かれた (3.11) 式と比較すると，減衰定数  $h$  と Quality Factor  $Q$  の関係は以下のようになることがわかる．

$$Q^{-1} \simeq 2h \quad (3.36)$$

### 3.1.3 減衰の周波数依存性

土質力学の分野では，動力的な試験の結果から減衰定数  $h$  は周波数に依存しないとの見解が一般的である．その一方，地震記録の解析から得られる  $Q$  値は，表層地盤・深部基盤岩を問わず，多くの場合周波数依存性を示し (例えば，武村・他，1993 [29])， $Q = Q_0 f^\alpha (0 \leq \alpha \leq 1)$  という形でモデル化されることが多い．この形は， $Q$  が周波数  $f$  とともに増大する，つまり高周波になる程減衰が低下するということを表している．

地震波の減衰は内部減衰と散乱減衰からなる．このうち散乱減衰は，媒質の不均質構造により地震波が散乱されることによるもので，散乱を受けた地震波は振幅が小さく，エンベロープが長くなる．波動のエネルギーが失われるわけではないため，みかけの減衰とも呼ばれる．ランダムな不均質構造の媒質では，散乱減衰は周波数とともに低下する，つまり  $Q$  が大きくなることが佐藤 (1991) [22] により示されている．

一方の内部減衰は媒質の粘弾性に起因し，波動のエネルギーが熱に変換し失われることによるものである．このエネルギー損失は前節で触れた履歴曲線により表される量であり，内部減衰は  $h$  で表される履歴減衰に相当する．土質力学では，実験結果より  $h$  には周波数依存性がみられないとされるのが一般的だが，その理由として，室内実験で扱う周波数帯域では履歴減衰が卓越していること，また，試料が原位置にある時と違い周辺の構造による散乱の影響を受けないことなどが挙げられている．これに対し，地震学の分野では，地震波の散乱理論を用い，S コーダ波を用いて減衰を見積もる研究がなされている (例えば，吉本，2007 [38]) が，そこでは内部減衰にも周波数依存性が仮定されるのが一般的である．しかし，彼らの研究対象は主にリソスフェアを伝播する地震波であり，地震基盤以深の堅い媒質が対象となっている．また，同じく対象となる周波数帯域は一般に数

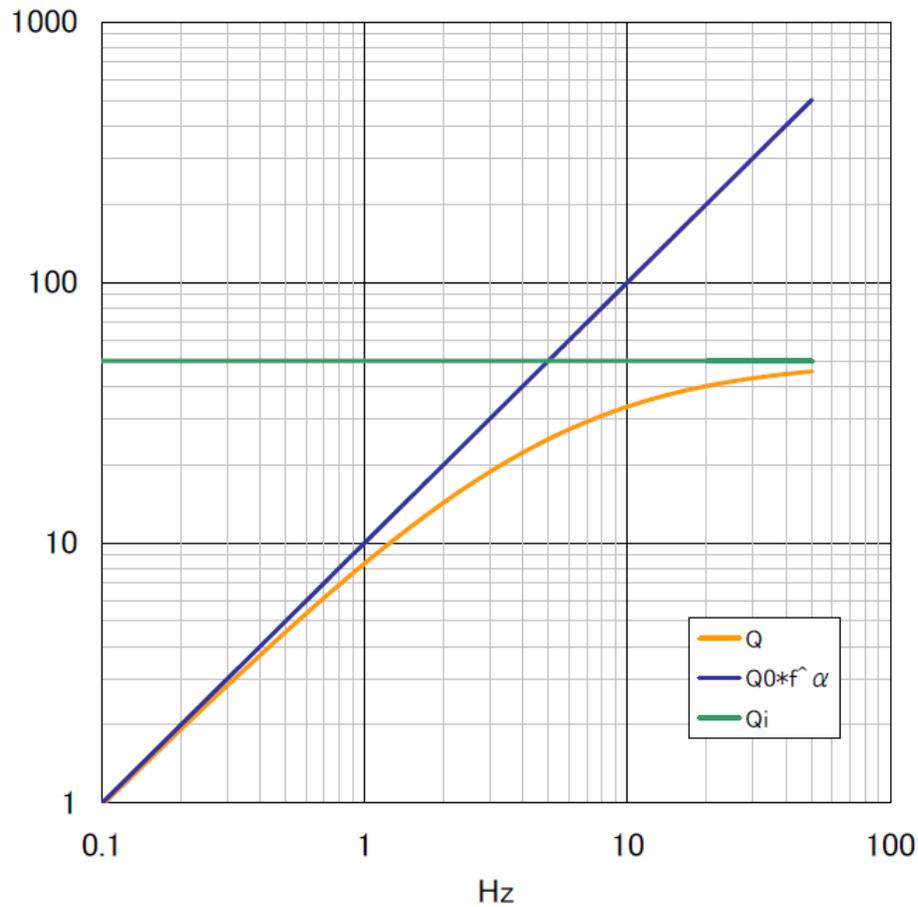


図 3.2: (3.37) 式による  $Q$  を周波数ごとにプロットしたもの (橙線) . 青線が散乱減衰の項 ( $Q_0 f^\alpha$ ) を表し,  $Q_0 = 10, \alpha = 1$  である . 緑線は内部減衰の項で,  $Q_i = 50$  である . いずれも本文中のように逆数ではないことに注意 .

Hz 以下であり, いずれについても土質力学とは領域が異なる . 本研究では, 表層の軟弱な媒質を対象とすること, また 10Hz 程度の帯域が重要となることから, 内部減衰は周波数に依存しないものとする .

小林・他 (1998) [13] は, 散乱減衰と内部減衰を合わせた  $Q$  のモデルとして以下を提案している .

$$Q^{-1}(f) = Q_0^{-1} f^{-\alpha} + Q_i^{-1} \quad (3.37)$$

$Q_0^{-1} f^{-\alpha}$  は散乱減衰を表す項,  $Q_i^{-1}$  は内部減衰 (intrinsic  $Q$ ) を表す項である . 小林らは内部減衰は周波数に依存しないとしている . 上式の  $Q$  をプロットした例を図 3.2 に示すが, この図から,  $Q$  は高周波側では  $Q_i$  で頭打ちとなることがわかる . 本研究では, この  $Q_i$  が履歴減衰  $h$  に相当するものとし, (3.36) 式から  $Q_i^{-1} = 2h$  とする . 以降, 非線形応答が起きたとしたときに変化させるのはこの  $Q_i^{-1}$  の値である . 散乱減衰は別に (3.37) 式

の  $Q_0$  を用いて表す．散乱減衰の周波数依存性  $\alpha$  については，小林らは事前解析でほぼ  $\alpha = 1$  となることから，1 で固定としており，本研究でも  $\alpha = 1$  として解析を進める．

以上より， $Q_i$  によって表される内部減衰は大ひずみ時の非線形応答によって変化することになるが，一方で散乱減衰の変化についても考えなければならない．散乱減衰の程度は媒質の不均質具合に依存すると考えられる．Suetomi and Yoshida (1998) [27] は等価線形解析を行い，強震時には強度が弱い地盤はさらに弱くなるので不均質の具合が増し，散乱減衰は増大するものの，履歴減衰のそれよりは小さいことを示している．本研究では，非線形応答を仮定する場合でも散乱減衰 ( $Q_0$ ) の値は変わらないものとして理論計算を行う．

## 3.2 P-SV Propagator Matrix 法による S-H/V スペクトル比の計算

前章の観測記録の解析では S 波入射が想定されているが，1.5 節でも触れたように，このときの S-H/V スペクトル比を理論的に計算するためには，P 波および SV 波についての重複反射理論を用い，SV 波の斜め入射を仮定しなくてはならない．以下では，解析に用いる P-SV Propagator Matrix 法への減衰効果の組み込み，および S-H/V スペクトル比を計算する際の問題点について述べる．

### 3.2.1 非線形応答時の P 波の応答特性の変化

S-H/V スペクトル比について考えるには，P 波に関する物性値を考慮しなければならない．前述のとおり P 波は大ひずみ時にもほとんど影響を受けないとされているが，理論的にいえば P 波速度  $V_P$  は体積弾性率  $K$  とともにせん断剛性  $G$  にも依存する．せん断剛性は非線形応答時に変化するため，このとき P 波にも何らかの影響があることが予想される．以下では  $V_P$ ，および P 波の減衰を表す  $Q_P^{-1}$  の非線形応答時の変化について考察を行う．

(3.1.2) 節では，粘弾性体の減衰を考える際には，弾性定数を複素数として考えたが，このときのせん断剛性  $G$  について次のようにまとめておく．

$$G^* = G_r + iG_i = G_r (1 + 2ih) = G_r (1 + iQ_S^{-1}) \quad (3.38)$$

S 波に対して，P 波では弾性定数としてせん断剛性  $G$  に加え体積弾性率  $K$  を考慮しなければならない．そこで，体積弾性率  $K$  を複素数として考える．すなわち，

$$K^* = K_r + iK_i = K_r (1 + iQ_K^{-1}) \quad (3.39)$$

$$Q_K^{-1} = \frac{K_i}{K_r} \quad (3.40)$$

とする．このとき複素 P 波速度  $V_P^*$  は，(3.39) 式および (3.31) 式を用いて以下のように書ける．

$$V_P^* = \sqrt{\frac{K^* + \frac{4}{3}G^*}{\rho}} = \sqrt{\frac{K_r + \frac{4}{3}G_r}{\rho}} \sqrt{1 + i \frac{K_i + \frac{4}{3}G_i}{K_r + \frac{4}{3}G_r}} \quad (3.41)$$

と書ける．これは  $V_S^*$  についての式である (3.33) 式に対応する．したがって， $V_P^* = V_{Pr} + iV_{Pi}$  と書くならば，P 波の減衰定数  $Q_P^{-1}$  は次のように書ける．

$$Q_P^{-1} = \frac{V_{Pi}}{V_{Pr}} = \frac{K_i + \frac{4}{3}G_i}{K_r + \frac{4}{3}G_r} \quad (3.42)$$

上式から，(3.38) 式および (3.39) 式を用いて  $G_i$  および  $K_i$  を消去すると，

$$Q_P^{-1} = \frac{K_r Q_K^{-1} + \frac{4}{3}G_r Q_S^{-1}}{K_r + \frac{4}{3}G_r} \quad (3.43)$$

となる．

ここで， $G_r$  および  $K_r$  を消去するために，次の式を用意する．完全弾性体を考えると， $Q_S^{-1} = 0$  および  $Q_K^{-1} = 0$  となり， $G^*$ ， $V_S^*$ ， $K^*$ ， $V_P^*$  はすべて実数となる．このとき，(3.33) 式および (3.41) 式で表される  $V_S^*$  および  $V_P^*$  は以下のように書ける．

$$V_S^* = V_{Sr} = \sqrt{\frac{G_r}{\rho}} \quad (3.44)$$

$$V_P^* = V_{Pr} = \sqrt{\frac{K_r + \frac{4}{3}G_r}{\rho}} \quad (3.45)$$

これらの式を  $G_r$  および  $K_r$  について解き，(3.43) 式に代入して整理すると以下を得る．

$$Q_P^{-1} = Q_K^{-1} + \frac{4}{3} \left( \frac{V_{Sr}}{V_{Pr}} \right)^2 (Q_S^{-1} - Q_K^{-1}) \quad (3.46)$$

こうして， $Q_P$  は  $Q_S$ ， $Q_K$ ， $V_{Sr}$  および  $V_{Pr}$  を用いて書くことができる (Aki and Richards, 1980 [1])．(3.46) 式から， $Q_P^{-1}$  は  $Q_S^{-1}$  に依存しており， $Q_P^{-1}$  もまた非線形応答の影響を受けるといことが分かる．

以上より，P 波速度  $V_P$  および減衰  $Q_P^{-1}$  は体積弾性率  $K$  および  $Q_K^{-1}$  に依存する．これらが大ひずみ時に変化するかどうかについての研究は， $G$  や  $Q_S^{-1}$  に関するものに比べ

はるかに少ない．その中で，佐藤・金谷 (2006) [23] は鉛直アレイの強震データを用いて  $K$  および  $Q_K^{-1}$  の検討を行っている．

表層地盤は土や砂の他に多少の空気や間隙水を含んでいる．地盤が水で飽和していれば，P 波速度は水中の音速である 1500m/s を少なくとも下回ることはない．実際に，地震観測点での PS 検層の結果を見ると，数 m のごく表層を除けば，どの観測点でも  $V_P$  は 1500m/s 前後より大きな値を示している．佐藤らがまとめたところによると，飽和地盤では水の体積弾性率が支配的となるため，強震時にも P 波速度はほとんど変化しないとされている．非線形応答の起こるような表層地盤では，微小ひずみ時でも S 波速度は 200m/s 程度よりも低く， $V_P > 1500\text{m/s}$  ならば  $G \ll K$  であり， $G$  だけが低下してもその影響は小さいことが推察される．

ただし，同時に佐藤らは，不飽和地盤では土粒子の骨格の体積弾性率が支配的となるため，P 波速度が 1500m/s を下回り，強震時には P 波速度が低下するとの考察も示している．この場合，強震時に体積弾性率が変化しないとしても，飽和地盤のように  $G \ll K$  ではないため， $G$  の低下により P 波速度が明らかに低下すると考えられる．実際に鉛直アレイの強震記録の解析では，國生・他 (1995) [14] をはじめとして P 波速度の低下が報告されている．

以上の考察のもとに，本研究では，理論計算の際，体積弾性率  $K$  は非線形応答時にも変化しないとする．また，単純化のために非線形化する層を最表層一層のみとしており，その層での P 波速度は 1500m/s とし，飽和地盤であると想定する．

次に  $Q_K$  についてであるが，佐藤らによるボアホールサイトでの同定結果では，表層地盤でも 100 前後より大きく， $Q_S$  の 10 倍程度の値となっている．また，表層の飽和地盤では  $V_S \ll V_P$  であり，このとき (3.46) 式は  $Q_P^{-1} \simeq Q_K^{-1}$  とみなせる．

水の体積弾性率が支配的である飽和地盤を考えれば， $Q_K^{-1} = K_i/K_r$  である  $Q_K$  が強震時に変化するとは考えにくい．さらに，佐藤・金谷 (2006) [23] では P 波の特性について以上に述べた考察を盛り込んだ等価線形手法を開発し，鉛直アレイの上下動成分の評価を行っているが，その結果， $Q_P$  は強震時にもほとんど変化しないことが示されている．本研究では， $Q_K$  は強震時にも変化しないものとして理論計算を行うが， $Q_P$  は  $h$  の増大により若干変化する．

(3.1.3) 節では，減衰は散乱減衰と内部減衰からなることを示したが，P 波もちろん S 波と同様に散乱される．そこで  $Q_P^{-1}$  についても散乱減衰を考慮し， $Q_{P0}^{-1}f^{-\alpha}$  という項で表す． $Q_S^{-1}$  におけると同様， $\alpha = 1$  で固定とする．一方で (3.46) 式で表される減衰が内部減衰にあたりとす， $Q_{Pi}$  と表す．したがって P 波の減衰は以下のように書ける．

$$Q_P^{-1}(f) = Q_{P0}^{-1}f^{-1} + Q_{Pi}^{-1} \quad (3.47)$$

以上より，P 波の減衰を表すために与える量は，各層の  $Q_K$  および  $Q_{P0}$  の 2 つとなる．

### 3.2.2 Propagator Matrix 法

Aki and Richards (1980) [1] では，水平多層構造中を伝播する平面波に対する Propagator Matrix 法が示されている．これについて，以下に簡単にまとめる．

水平多層構造のある均質媒質中の平面 SH 波について，媒質中の任意の点  $(x, z)$  での変位  $u_y$  と応力  $\tau_{yz}$  は以下のように書ける．

$$u_y = \dot{S} \exp \left[ i\omega \left( px - \frac{\cos j}{\beta} z - t \right) \right] + \dot{S} \exp \left[ i\omega \left( px + \frac{\cos j}{\beta} z - t \right) \right] \quad (3.48)$$

$$\begin{aligned} \tau_{yz} &= \mu \gamma_{yz} = \mu \frac{\partial u_y}{\partial z} \\ &= \mu \dot{S} \left( -i\omega \frac{\cos j}{\beta} \right) \exp \left[ i\omega \left( px - \frac{\cos j}{\beta} z - t \right) \right] \\ &\quad + \mu \dot{S} \left( +i\omega \frac{\cos j}{\beta} \right) \exp \left[ i\omega \left( px + \frac{\cos j}{\beta} z - t \right) \right] \end{aligned} \quad (3.49)$$

ここで， $\omega$  は角周波数， $p$  は水平スローネス  $p = \sin j / \beta$ ， $j$  は  $z$  軸（下向きを正とする）と波線のなす角度（入射角）である（図 3.3）． $\beta$  は S 波速度， $t$  は時間， $\mu$  は剛性率（ $\mu = G$ ）， $\gamma_{yz}$  はせん断ひずみ， $\dot{S}$  と  $\dot{S}$  は定数で， $\dot{S}$  は下降波， $\dot{S}$  は上昇波の振幅を表す．水平多層構造中を伝播する平面波の場合，スネルの法則により，すべての層ですべての波に対して水平スローネス  $p$  は保存される．

(3.48) 式と (3.49) 式は，以下のようにマトリックス表示にまとめることができる．

$$\begin{pmatrix} u_y \\ \tau_{yz} \end{pmatrix} = \mathbf{f}(z) \exp [i\omega (px - t)] \quad (3.50)$$

ここで， $\mathbf{f}(z)$  を motion-stress vector という．S 波の鉛直スローネス  $\eta$  を  $\eta = \cos j / \beta$  とおくと， $\mathbf{f}$  は  $z_{ref}$  を基準として，

$$\begin{aligned} \mathbf{f} &= \begin{pmatrix} \exp [+i\omega\eta(z - z_{ref})] & \exp [-i\omega\eta(z - z_{ref})] \\ +i\omega\mu\eta \exp [+i\omega\eta(z - z_{ref})] & -i\omega\mu\eta \exp [-i\omega\eta(z - z_{ref})] \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{S} \\ \dot{S} \end{pmatrix} \\ &= \mathbf{F}\mathbf{w} \end{aligned} \quad (3.51)$$

と書くことができる． $\mathbf{w}$  は下降波と上昇波の振幅を表すベクトルである．

均質媒質中で，深さ  $z_0$  における  $\mathbf{f}(z_0)$  と  $z$  における  $\mathbf{f}(z)$  を結びつけるマトリックス  $\mathbf{P}(z, z_0)$  が存在すると仮定すると，

$$\mathbf{f}(z) = \mathbf{P}(z, z_0)\mathbf{f}(z_0) \quad (3.52)$$

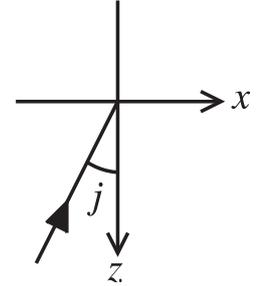


図 3.3: 斜め入射する平面 S 波について，入射角  $j$  と座標系．



と書くことができる．また，媒質の異なる 2 つの均質な層が深さ  $z$  の平面境界で接している時，2 層間の境界面で変位と応力は連続である．したがって境界面  $z$  のごく近傍の上下の点  $z^-$  と  $z^+$  では

$$\mathbf{f}(z^+) = \mathbf{f}(z^-) \quad (3.58)$$

が成り立つ．これと (3.57) 式を用いると，図 3.4 の第  $n$  層中の深さ  $z_n$  での  $\mathbf{f}(z_n)$  と  $\mathbf{f}(z_0)$  を次のように結びつけることができる．

$$\begin{aligned} \mathbf{f}(z_1) &= \mathbf{P}(z_1, z_0)\mathbf{f}(z_0) \\ \mathbf{f}(z_2) &= \mathbf{P}(z_2, z_1)\mathbf{P}(z_1, z_0)\mathbf{f}(z_0) \\ &\vdots \\ \mathbf{f}(z_n) &= \mathbf{P}(z_n, z_{n-1})\mathbf{P}(z_{n-1}, z_{n-2})\cdots\mathbf{P}(z_1, z_0)\mathbf{f}(z_0) \\ \mathbf{f}(z_n) &= \hat{\mathbf{P}}(z_n, z_0)\mathbf{f}(z_0) \end{aligned} \quad (3.59)$$

ここで， $\hat{\mathbf{P}}(z_n, z_0)$  は，層全体の Propagator Matrix を表す．

$z_0$  が地表であるとすれば，そこでの応力はゼロである．SH 波を考えて (3.59) 式を成分表示で書き下すと，以下のようになる．

$$\begin{pmatrix} u_y \\ \tau_{yz} \end{pmatrix}_{z_n} = \hat{\mathbf{P}}(z_n, z_0) \begin{pmatrix} u_y \\ 0 \end{pmatrix}_{z_0} = \begin{pmatrix} P_{11} & P_{12} \\ P_{21} & P_{22} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_y \\ 0 \end{pmatrix}_{z_0} \quad (3.60)$$

したがって，

$$\frac{u_y(z_0)}{u_y(z_n)} = \frac{1}{P_{11}} \quad (3.61)$$

と書ける．これは SH 波が入射したときの水平動の地表/地中スペクトル比である．また，応力については，

$$\tau_{yz}(z_n) = P_{21}u_y(z_0) \quad (3.62)$$

となり，地表の変位を用いて任意の深さでのせん断応力が計算できる．

また，最下層 ( $z_n$ ) への入射波と地表  $z_0$  での変位との関係については以下のようになる．(3.51) 式および (3.59) 式から次のように書ける．

$$\mathbf{f}(z_n) = \mathbf{F}(z_n)\mathbf{w}(z_n) = \hat{\mathbf{P}}(z_n, z_0)\mathbf{f}(z_0) \quad (3.63)$$

上式を  $\mathbf{w}$  について解き，SH 波を考えて成分表示すると，

$$\mathbf{w}(z_n) = \begin{pmatrix} \dot{S} \\ \dot{S} \end{pmatrix} = \mathbf{F}^{-1}(z_n)\hat{\mathbf{P}}(z_n, z_0) \begin{pmatrix} u_y \\ 0 \end{pmatrix}_{z_0} \quad (3.64)$$

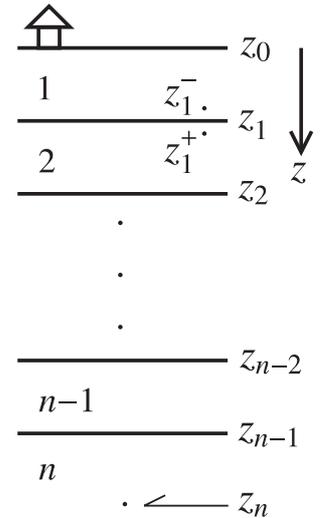


図 3.4: (3.58) 式および (3.59) 式の深さ方向のインデックスに関する図．深さ  $z$  は下向きを正とする．

となる．ここで  $\dot{S}$  は最下層の上昇波であり入射波を表す．ここで

$$\mathbf{B}(z_n, z_0) = \mathbf{F}^{-1}(z_n) \hat{\mathbf{P}}(z_n, z_0) \quad (3.65)$$

とすれば，

$$\begin{pmatrix} \dot{S} \\ \dot{S} \end{pmatrix} = \mathbf{B}(z_n, z_0) \begin{pmatrix} u_y \\ 0 \end{pmatrix}_{z_0} = \begin{pmatrix} B_{11} & B_{12} \\ B_{21} & B_{22} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_y \\ 0 \end{pmatrix}_{z_0} \quad (3.66)$$

したがって

$$u_y(z_0) = \frac{\dot{S}}{B_{21}} \quad (3.67)$$

となり，地表の変位を入射波から推定することができる．地表の変位が求めれば，(3.61) 式から任意の深さでの変位を求められる．また，(3.62) 式から得た応力  $\tau_{yz}$  と  $\mu (= G)$  を用いてせん断ひずみ  $\gamma_{yz} (= \mu^{-1} \tau_{yz})$  が計算でき，さらにフーリエ逆変換すればひずみ波形が得られる．

SV 波入射時の水平動または上下動の地表/地中スペクトル比，および水平動/上下動スペクトル比 (S-H/V スペクトル比) も，P-SV Propagator Matrix から同様に導ける．SV 波入射時には，最下層での入射 P 波を表す  $\dot{P}$  はゼロである．このとき (3.64) 式を P-SV で成分表示すると

$$\begin{aligned} \mathbf{w}(z_n) &= \begin{pmatrix} \dot{P} \\ \dot{S} \\ 0 \\ \dot{S} \end{pmatrix} = \mathbf{F}^{-1}(z_n) \hat{\mathbf{P}}(z_n, z_0) \begin{pmatrix} u_x \\ u_z \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}_{z_0} = \mathbf{B}(z_n, z_0) \begin{pmatrix} u_x \\ u_z \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}_{z_0} \\ &= \begin{pmatrix} B_{11} & B_{12} & B_{13} & B_{14} \\ B_{21} & B_{22} & B_{23} & B_{24} \\ B_{31} & B_{32} & B_{33} & B_{34} \\ B_{41} & B_{42} & B_{43} & B_{44} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_x \\ u_z \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}_{z_0} \end{aligned} \quad (3.68)$$

と書ける．これを用いて，入射 S 波に対する地表の変位が以下のように求められる．

$$u_x(z_0) = \frac{B_{32}}{B_{32}B_{41} - B_{31}B_{42}} \dot{S} \quad (3.69)$$

$$u_z(z_0) = \frac{-B_{31}}{B_{32}B_{41} - B_{31}B_{42}} \dot{S} \quad (3.70)$$

また，地表での S-H/V スペクトル比は

$$\frac{u_x(z_0)}{u_z(z_0)} = -\frac{B_{32}}{B_{31}} \quad (3.71)$$

となる．また，(3.59) 式は P-SV では

$$\begin{pmatrix} u_x \\ u_z \\ \tau_{zx} \\ \tau_{zz} \end{pmatrix}_{z_n} = \hat{\mathbf{P}}(z_n, z_0) \begin{pmatrix} u_x \\ u_z \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}_{z_0} = \begin{pmatrix} P_{11} & P_{12} & P_{13} & P_{14} \\ P_{21} & P_{22} & P_{23} & P_{24} \\ P_{31} & P_{32} & P_{33} & P_{34} \\ P_{41} & P_{42} & P_{43} & P_{44} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_x \\ u_z \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}_{z_0} \quad (3.72)$$

と書けるので，任意の深さでの変位は

$$u_x(z_n) = P_{11}u_x(z_0) + P_{12}u_z(z_0) \quad (3.73)$$

$$u_z(z_n) = P_{21}u_x(z_0) + P_{22}u_z(z_0) \quad (3.74)$$

応力  $\tau_{xz}$  と  $\tau_{zz}$  は

$$\tau_{xz}(z_n) = P_{31}u_x(z_0) + P_{32}u_z(z_0) \quad (3.75)$$

$$\tau_{zz}(z_n) = P_{41}u_x(z_0) + P_{42}u_z(z_0) \quad (3.76)$$

となる．(3.73) 式 (3.74) 式を用いれば，水平動および上下動の地表/地中スペクトル比は以下のように書ける．

$$\frac{u_x(z_0)}{u_x(z_n)} = \frac{u_x(z_0)}{P_{11}u_x(z_0) + P_{12}u_z(z_0)} \quad (3.77)$$

$$\frac{u_z(z_0)}{u_z(z_n)} = \frac{u_z(z_0)}{P_{21}u_x(z_0) + P_{22}u_z(z_0)} \quad (3.78)$$

以上に示した Propagator Matrix 法に減衰を組み込むためには， $Q_S$  および  $Q_K$  を用いてせん断剛性および体積弾性率を複素数とし，それらから P 波，S 波の速度およびスローネスを計算する．最下層の S 波スローネスから，全層で保存される量となる水平スローネス  $p$  が計算される．注意しなければならないのは， $Q_S$  および  $Q_K$  が散乱減衰により周波数に依存するとしたことである．このため，上記のせん断剛性からスローネスまですべての量は周波数依存となり，かつ複素数となる．

表 3.1: スペクトル比の理論計算に用いる地盤構造モデル．

No.	H (m)	depth (m)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$V_P$ (m/s)	$V_S$ (m/s)	$Q_{S0}$	$Q_{Si}$	$Q_{P0}$	$Q_K$
1	5	5	1600	1500	120	10	-	100	-
2	15	20	1800	1600	350	10	-	100	- #engineering basement
3	30	50	1900	1800	500	20	-	200	-
4	50	100	2000	2100	700	20	-	200	- #borehole seismometer GL-100m
5	100	200	2200	2500	1100	50	-	-	-
6	300	500	2300	3300	1700	100	-	-	-
7	500	1000	2450	4000	2200	200	-	-	-
8	-	-	2700	5900	3400	-	-	-	- #seismic basement

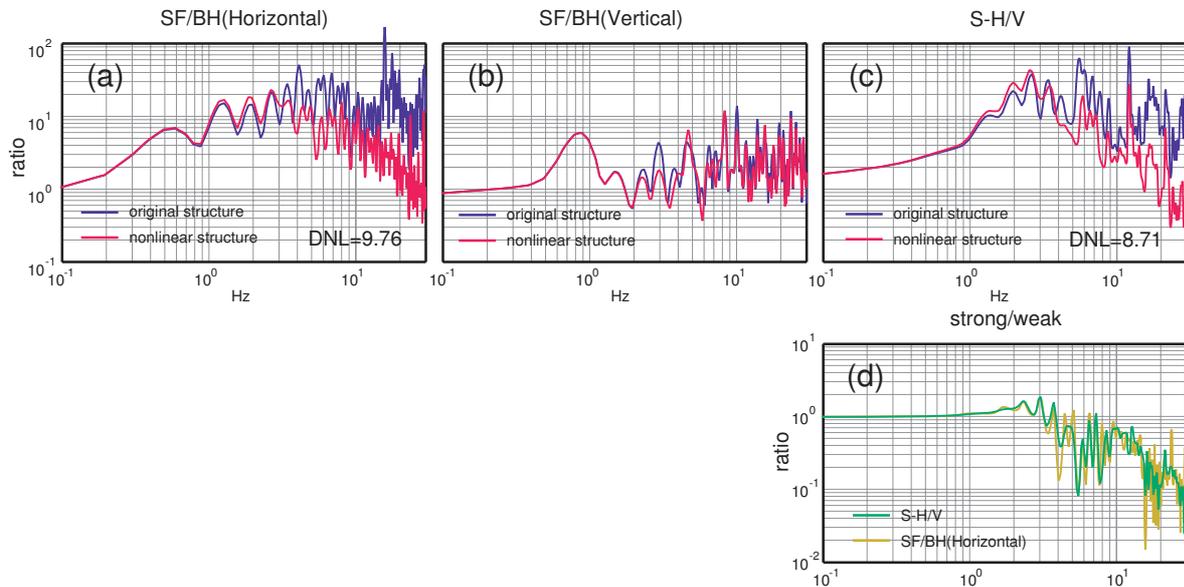


図 3.5: P-SV Propagator Matrix 法を用いて計算したスペクトル比．構造は表 3.1 に示したものを original structure とし，さらにその第 1 層の  $V_S$  を半分， $Q_{Si} = 2.5$  としたものを nonlinear structure としている．(a) 水平動の地表/地中スペクトル比．(b) 上下動の地表/地中スペクトル比．(c) S-H/V スペクトル比．(d) (a) および (c) について，nonlinear structure によるスペクトル比の original structure によるスペクトル比に対する比 (強震/弱震スペクトル比) の比較．

水平スローネス  $p$  は，入射波を考える最下層で散乱減衰を含む減衰がすべてゼロであれば，周波数に依存しない実数となるが，そうでなければ複素数となる． $p$  については最下層での減衰は非常に小さいとして実数で与えるのが一般的 (例えば，Silva, 1976 [26]) であるが，例えば  $Q$  が 100 程度の場合， $p$  の虚部は実部より 3 桁ほど小さく，関知できないほどの違いしか生じない．本研究では複素数で周波数依存の  $p$  を用いている．

以上に述べた Propagator Matrix 法を用いて，SV 波入射時の地表/地中スペクトル比および S-H/V スペクトル比の理論計算を行う．このとき，水平動の地表/地中スペクトル比の計算には (3.77) 式，上下動の地表/地中スペクトル比の計算には (3.78) 式，S-H/V スペクトル比の計算には (3.71) 式を用いる．また，計算に用いたモデル構造を表 3.1 に示す．これらのうち P 波および S 波速度は完全弾性体を仮定した時の値であり，実数で与えられる．これらは複素弾性波速度の実部の値  $V_{Pr}$ ， $V_{Sr}$  にあたる．入射波については SV 波の斜め入射を仮定し，入射角  $j$  は  $30^\circ$  とする．

線形応答時 (弱震時) の構造 (original structure) としては表 3.1 に示したものを使用する．非線形応答時 (強震時) の構造 (nonlinear structure) としては，表 3.1 について単純

に第1層の  $V_S$  を  $1/2$ ,  $Q_{Si}$  を  $2.5$  とした構造を用いる。これは、せん断剛性  $G$  が  $1/4$  に低下し、減衰  $h$  が  $20\%$  となった場合に相当する。この非線形応答時の構造は、強震時に第1層のみが非線形応答を起こし、せん断剛性  $G$  が低下し、減衰  $h$  が増大した状態を想定して仮定されている。ただし、変化させる値は特定のひずみレベルや動的変形特性を仮定したものではなく、定性的な傾向を見るために適当に与えている。

以上の条件で計算した地表/地中スペクトル比、S-H/V スペクトル比から、観測記録と同様に (2.1) 式を用いて DNL を計算する。original structure を用いた場合のスペクトル比を  $R_{weak}(f)$ , nonlinear structure を用いた場合のスペクトル比を  $R_{strong}(f)$  として計算を行う。足し上げを行う帯域は、観測記録の場合と同様、 $0.5-20\text{Hz}$  である。

スペクトル比の計算結果を図 3.5 に示す。まず、非線形応答の特徴である、減衰  $h$  の増加による高周波側の低下が、地表/地中スペクトル比と S-H/V スペクトル比の両方にはっきり現れている。一方のピークシフトについては、表 3.1 にあるように、S 波速度が漸増するモデル構造を用いたため、単純かつ明瞭なピークが現れず、そのシフトも確認できない形になった。さらに、地表/地中スペクトル比と S-H/V スペクトル比について強震/弱震スペクトル比をとると、特に高周波側の落ち込みがよく一致しており、観測記録と同様の特徴を示した。また、DNL についてもほぼ同じ程度の値となった。これは、強震観測記録の S-H/V スペクトル比の弱震時からの変化が、非線形応答による  $G$  および  $h$  の変化に起因することを理論的に裏付ける結果である。ただし、図 2.3 にある観測記録の強震/弱震スペクトル比では、高周波数側でいったん落ち込んだ後、さらに高周波数側でほぼ 1 に戻っているが、その特徴は理論スペクトル比にはみられない。

また、図 3.5 には参考のため上下動の地表/地中スペクトル比の変化も同様に示してあるが、こちらは強震時にもほとんど変化していない。Propagator Matrix 法の motion-stress vector は、(3.54) 式にあるように水平動  $u_x$  および上下動  $u_z$  で考慮されている。鉛直入射であれば、P 波成分は上下動にのみ現れ、S 波成分は水平動にのみ現れるはずだが、斜め入射の場合には上下動、水平動ともに P 波と SV 波の両方の成分を含む。地表近くの媒質で P 波および S 波速度が小さければ、波線も鉛直に近づき、水平動には SV 波、上下動には P 波が卓越すると考えられる。表 3.1 の構造に SV 波が  $30^\circ$  で入射すると仮定すると、第1層では P 波の入射角は  $12.7^\circ$ , SV 波の入射角は  $1.0^\circ$  となる。上下動に占める P 波および SV 波成分は定量的には不明だが、上下動地表/地中スペクトル比の変化が小さいことをみると、上下動の増幅特性は  $V_S$  および  $Q_{Si}$  の変化にはあまり影響されないと考えられる。

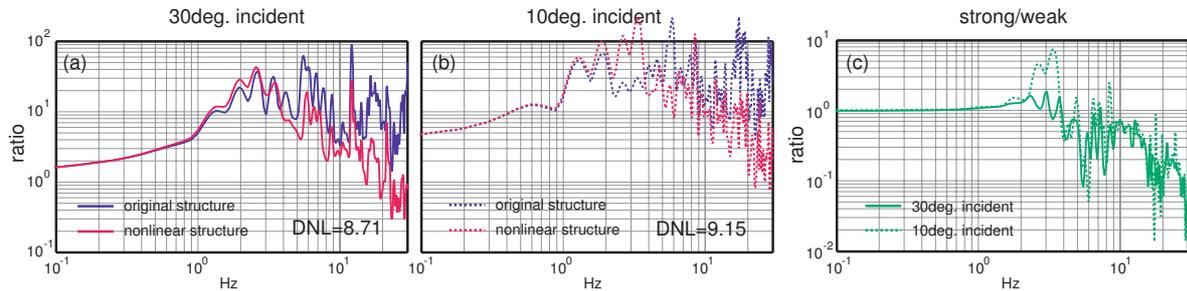


図 3.6: P-SV Propagator Matrix を用い，入射角を変えて計算した S-H/V スペクトル比の比較．構造は表 3.1 の第 8 層までを original structure とし，さらにその構造について第 1 層の  $V_S$  を半分， $Q_{Si} = 2.5$  としたものを nonlinear structure としている．(a) 入射角を  $30^\circ$  とした場合の S-H/V スペクトル比の変化，(a) 入射角を  $10^\circ$  とした場合の S-H/V スペクトル比の変化，(c) (a) および (b) について強震/弱震スペクトル比をとり，比較したもの．

### 3.2.3 入射角が S-H/V スペクトル比に及ぼす影響

S-H/V スペクトル比の計算にあたっては SV 波の斜め入射を仮定するが，一方で等価線形法として用いる DYNEQ では S 波の鉛直入射が仮定されており，若干の違いが出ることが予想される．そこで，モデル構造について入射角  $j$  を変えて S-H/V スペクトル比および強震/弱震スペクトル比の計算を行い，入射角がそれらに与える影響を調べる．

SV 波の入射角を  $30^\circ$  および  $10^\circ$  とした場合の計算結果を図 3.6 に示す．強震時および弱震時の計算に用いた構造は，図 3.5 の際と同様である．S-H/V スペクトル比の形は入射角によって変わるが，強震/弱震スペクトル比にすると高周波側の落ち込みの様子はほとんど変わらないことがわかる．なお，(c) の入射角  $10^\circ$  の場合の強震/弱震スペクトル比をみると， $30^\circ$  の場合に比べ 3Hz 付近で明らかに大きく，食い違いを見せている．にもかかわらず，(a), (b) 図中の DNL の値はほとんど同じであり，数 Hz 程度の帯域は DNL の値にはほとんど影響しないことがわかる．

また，非線形化する表層は低速度のため，斜め入射であっても波線は屈折し，地表近くではほとんど鉛直入射に近いものとなる．このため，地震基盤からの入射角がある程度変化しても，表層へ入射した S 波の走時は鉛直入射の場合とほとんど変わらず，したがって表層の応答特性の変化による影響もほとんど変わらないことが考えられる．入射角が強震/弱震スペクトル比にほとんど影響を与えないのは，このような理由によるものと考えられる．

以上より，非線形応答時の S-H/V スペクトル比の変化 (強震/弱震スペクトル比) およ

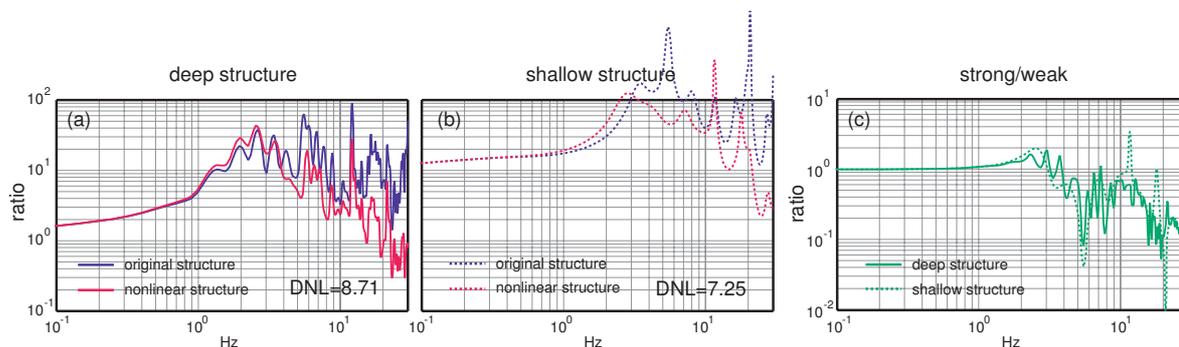


図 3.7: P-SV Propagator Matrix を用い，使用する構造を変えて計算した S-H/V スペクトル比の比較．Shallow Structure としては表 3.1 の地表から第 4 層まで，Deep Structure としては同じく第 8 層までを用いている．SV 波の入射角は，Deep Structure では  $30^\circ$ ，Shallow Structure では  $5.9^\circ$  としている．(a) Shallow Structure を用いて計算した場合の S-H/V スペクトル比の変化，(b) Deep Structure を用いて計算した場合の S-H/V スペクトル比の変化，(c) (a) および (b) について強震/弱震スペクトル比をとり，比較したもの．

び DNL を調べるために理論計算を行う際には，SV 波の斜め入射を仮定し，入射角は適当に設定すればよいことがわかる．

### 3.2.4 考慮する地盤の深度が S-H/V スペクトル比に及ぼす影響

鉛直アレイの地表/地中スペクトル比は，地中のセンサーがあると想定される深さから地表までの構造のみを用いて計算される．一方，S-H/V スペクトル比は多重反射を起こす構造，理想的には地震基盤までの構造を用いて計算されるべきである．しかし，地震基盤までの詳細な構造が得られている地点は多くはない．そこで，表 3.1 に示した構造の地表から地震基盤までを deep structure，同じく工学的基盤までを shallow structure とし，それぞれを用いて S-H/V スペクトル比および強震/弱震スペクトル比を計算する．強震時の構造は前節と同様，第 1 層の  $V_S$  を  $1/2(G$  を  $1/4)$ ， $Q_{Si}$  を  $2.5(h = 20\%)$  としている．入射角は GL-1000m の地震基盤で  $30^\circ$  としており，浅い構造の底である GL-100m では約  $5.9^\circ$  となる．

結果を図 3.7 に示す．S-H/V スペクトル比の形状は大幅に違うが，強震/弱震スペクトル比では高周波側の落ち込みの様子はほぼ一致している．また，数 Hz 付近の卓越ピークについては，(b) の浅い構造を用いた結果ではピークのシフトが著しいが，これは非線形化する第 1 層の全層に占める割合が深い構造よりも大きいためと考えられる．一方，(a) の深い構造を用いた結果では，卓越ピークの位置やそのシフトが明瞭でない．表 3.1 に示

した地震基盤までのモデル構造は、深さと共に徐々に弾性波速度が増加するもので、大きな速度コントラストを伴うはっきりした境界面がない。したがって、表層内での多重反射に起因する固有周期のような目立ったピークが S-H/V スペクトル比に現れにくい。このように、S-H/V スペクトル比の変化は深い構造と浅い構造で一見して違いがあるが、(c) でそれぞれの強震/弱震スペクトル比を比較すると、両者の変化の様子はよく似たものとなる。また、DNL の値もそれほど大きくは食い違っていない。

この結果により、非線形応答時の S-H/V スペクトル比の変化 (強震/弱震スペクトル比) および DNL を調べるために理論計算を行う際には、地震基盤までの速度構造は必要でなく、表層の非線形化する層をすべて含む構造があれば十分であるということがわかる。

### 3.3 等価線形手法による地表/地中スペクトル比と S-H/V スペクトル比との比較

前節では、非線形応答が起きた場合の構造として、第 1 層の  $G$  および  $h$  を適宜変化させたものを用いた。しかし、非線形応答時の  $G$  および  $h$  は、動的変形特性により、表層のひずみレベルにしたがって変化する。非線形応答時の S-H/V スペクトル比を計算するためには、この動的変形特性によって決まる  $G$  および  $h$  の値を使用すべきである。これらの値を求めるために、等価線形手法を用いる。

通常、一方向入力の等価線形手法では S 波の鉛直入射を仮定し、SH 波の 1 次元重複反射理論を用いるが、この場合上下動成分はゼロとなり考慮されないため、S-H/V スペクトル比の計算には P-SV 波の 1 次元重複反射理論 (前節の P-SV Propagator Matrix 法) を用い、SV 波の斜め入射を仮定する。手順としては、(1) 等価線形手法 (SH 波鉛直入射) により非線形応答時のひずみレベル、 $G$ 、 $h$  を求める、(2) (1) で求められた  $G$ 、 $h$  を用い、P-SV Propagator Matrix 法 (SV 波斜め入射) で S-H/V スペクトル比および DNL を求める。さらに、入力レベル・表層地盤パラメータを様々に変えて計算し、DNL との比較検討を行う。

#### 3.3.1 等価線形手法

室内実験の結果では、せん断剛性  $G$  と減衰定数  $h$  はひずみレベルに従って変化する。したがって、非線形応答時の  $G$  および  $h$  の値を求めるには、地盤内のひずみを求めればよい。しかし、ひずみを計算するためには S 波の速度と減衰の値が必要である。そこで、図 3.8 に示すように収束計算を行い、ひずみ、 $G$ 、 $h$  の値を同時に求めるのが、等価線形地震応答解析プログラム SHAKE である (Schnabel *et al.*, 1972 [25])。

SHAKE では、地盤構造 (微小ひずみ時)、およびその構造への入力地震動を用いて計算

を行う。まず，入力地震動のスペクトルをとり，これと地盤構造による増幅特性を用いて，各層のひずみ波形を計算する。このひずみ波形の最大値（最大ひずみ  $\gamma_{max}$ ）を 0.65 倍したものを有効ひずみ  $\gamma_{eff}$  とし，これをひずみレベルとしたときの  $G$  および  $h$  を動的変形特性曲線から求める。これらの  $G$  および  $h$  をあてはめた新しい構造の応答特性は，当初ひずみ波形を計算した時の応答特性とは当然ながら異なる。そこで，新しい構造を用いて再びひずみ波形を計算し，有効ひずみから  $G$  および  $h$  を得ることをくり返す。こうして，各層のひずみレベルの値が 5% 以内に収束するまで計算を繰り返し，最終的にひずみレベル， $G$ ， $h$  の値を得る。さらに，それらの値を用いた構造での各層のひずみ波形や変位波形なども得られる。SHAKE の特徴として，波形全体のスペクトルを用いるため，ひずみレベル， $G$ ， $h$  は波形全体を通して一定とされ，それらの経時変化は考慮されない。

現在では，この SHAKE に改良を加えた等価線形解析のためのプログラムが数多く公開されているが，本研究では吉田望氏による DYNEQ [35] を使用する。

この等価線形解析を行う際に，非線形化の特性を左右するのが，ひずみレベルと  $G$ ， $h$  の関係を与える動的変形特性曲線である。ひずみレベルによる  $G$ ， $h$  の変化は，砂・粘土など土質の違いによって異なる特徴をもっており，したがって動的変形特性曲線も土質ごとに異なる。動的変形特性曲線は，数式をあてはめたモデルや室内実験の結果を基にしたものなど数多くあり，DYNEQ では多種類の中から選べるようになっている。本研究で

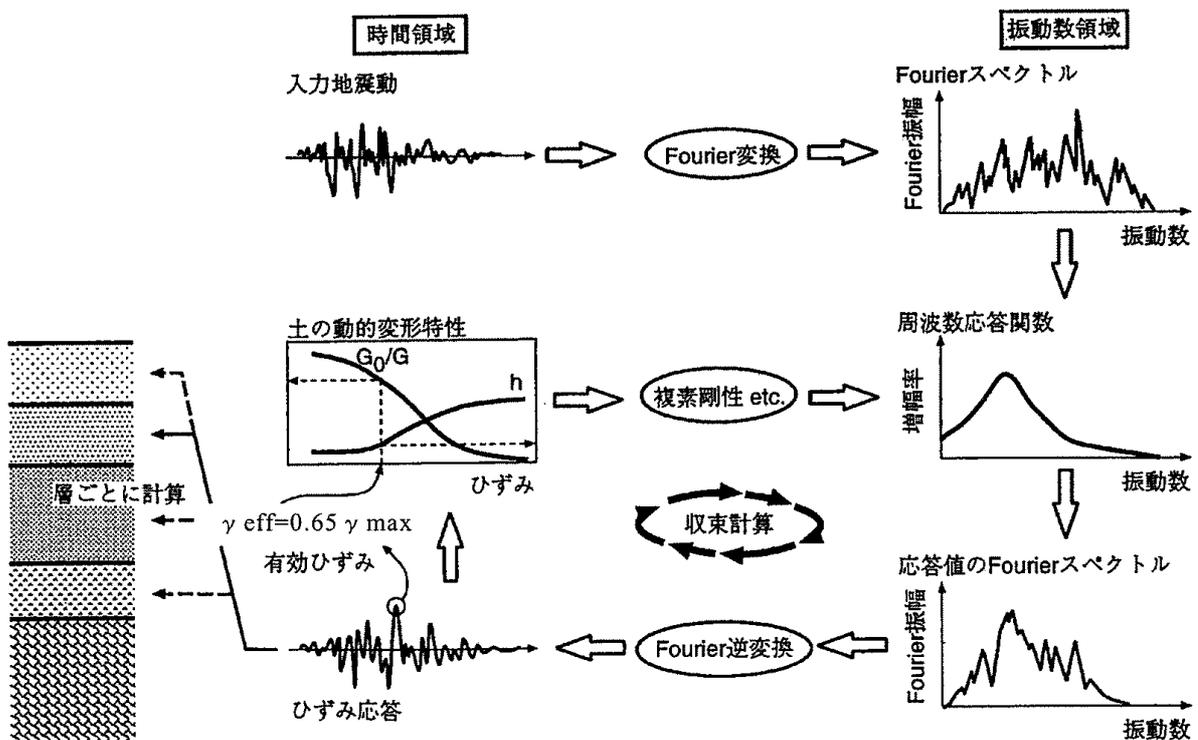


図 3.8: 等価線形地震応答解析プログラム SHAKE の概要 (盛川, 2005 [19]).

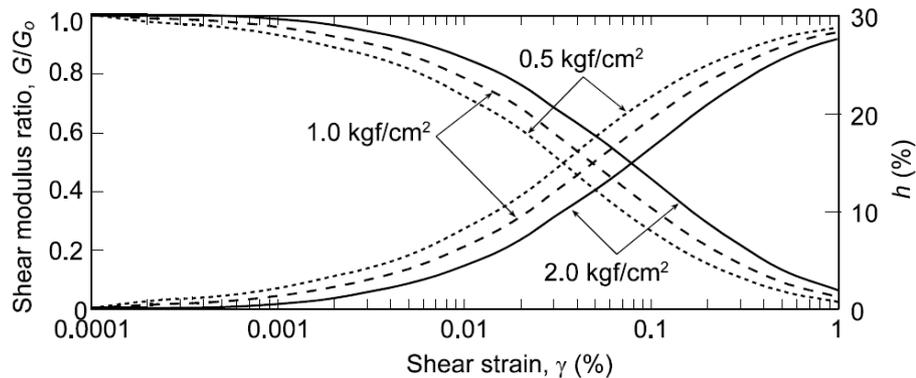


図 3.9: 砂質土に対する，平均有効主応力ごとの動的変形特性曲線．DYNEQ<sub>v</sub>3.25 マニュアル (吉田・末富，1995) [36] より．値は岩崎 (1980) [10] による．

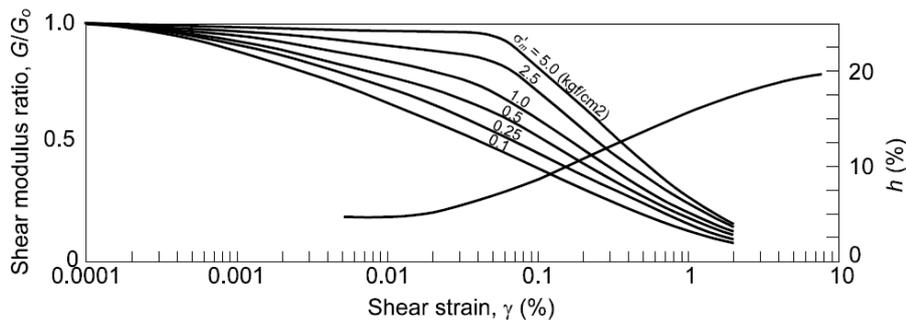


図 3.10: 洪積粘性土に対する，平均有効主応力ごとの動的変形特性曲線．DYNEQ<sub>v</sub>3.25 マニュアル (吉田・末富，1995) [36] より．値は岩崎 (1980) [11] による．

は，動的変形特性曲線として，土木研究所によるいわゆる土研の式 [12] と呼ばれるものを用いる．この土研の式のうち，砂 [10] についての動的変形特性曲線を図 3.9，同じく粘土 [11] についてのそれを図 3.10 に示す．図にあるように， $G$  および  $h$  の値は平均有効主応力  $\sigma'_m$  によっても変化する．これは，地盤内部での拘束圧 (封圧) が大きいほど，ひずみレベルの増大による変化が小さくなるということを表している．平均有効主応力の値は，地表からの深さ，媒質の密度および地下水位によって決まる．DYNEQ では，ひずみや変位波形の計算などはすべて各層の中央 (上端と下端の中間点) で行われ，平均有効主応力もその深さで評価される．なお，本研究では 3.2.1 節のとおり飽和地盤を仮定するので，地下水位は 0m とする．

水平成層地盤のモデル構造は表 3.1 に示した構造のうち地表から第 4 層まで (GL-100m) を使用し，最表層の 1 層だけが非線形化するとする．層内を細分化してそれぞれについてひずみを計算することもできるが，本研究ではひずみレベルとスペクトル比の変化や DNL の比較を行うのが目的なので，層内の分割は行わない．そのため，表層 (第 1

層) 内部ではひずみレベル,  $G, h$  ともすべてある値で一様と仮定する.

また, 各層中の有効ひずみ  $\gamma_{eff}$  は, 各層のひずみ波形の最大値を  $\gamma_{max}$  として

$$\gamma_{eff} = 0.65\gamma_{max} \quad (3.79)$$

で与えられ, 周波数に依存しないとする. これはオリジナルの SHAKE から用いられてきた簡便な手法である. 有効ひずみの見積もりについては, 強震観測記録に適用した際の食い違いなどを踏まえ,  $\gamma_{eff}$  を周波数依存とするなど改良手法がいくつか提案されている (例えば吉田・末富 (1996) [35], 杉戸・他 (1994) [28], 山本・笹谷 (2007) [34]) が, 本研究では観測波形の再現が目的ではないため, (3.79) 式を使用する.

図 3.9 および 3.10 からわかるとおり, 減衰定数  $h$  は微小ひずみ時には砂で 0%, 粘土で 2% と小さい値になっている. 土質動力学の分野では, 室内実験で微小ひずみ時に数 % の減衰がみられるのは測定誤差や摩擦によるエラーであって, 微小ひずみ時の減衰  $h$  はほぼゼロであるとされる一方, 粘土などでは微小ひずみ時でも 2% 程度の減衰がみられるという報告もあるとのことである. (吉見・福武, 2005 [37]). 等価線形法による応答計算結果との比較のために, 微小ひずみ時の線形応答計算を行う際には, 微小ひずみ ( $10^{-6}$ ) 時の減衰  $h$  の値を用いるべきだが, この値は砂 (図 3.9) では 0%, 粘土 (図 3.10) では, 図中では線が途切れているが, 2% となっている. 以上より, 応答計算に使用するモデル構造 (表 3.1) の第 1 層の内部減衰  $Q_{Si}$  は, 線形応答計算の際には砂ならば  $Q_{Si} = \infty (h = 0\%)$ , 粘土ならば  $Q_{Si} = 25 (h = 2\%)$  としている. 等価線形法による応答計算では, 第 1 層の  $Q_{Si}$  は砂, 粘土それぞれの動的変形特性曲線によって決まる.

また, 非線形化しない第 2 層より下の  $Q_{Si}$ , および全層の  $Q_K$  は, 表にあるとおりすべて考慮しない ( $\infty$ ) こととし, 表中の  $Q_{S0}$  および  $Q_{P0}$  で与えられる散乱減衰のみが考慮される. 散乱減衰については, 3.1.3 節で示したとおりひずみレベルの影響は受けない. また, 散乱減衰の周波数依存性もやはり同様に  $Q = Q_0 f^\alpha (\alpha = 1)$  としている.

次に入力波形について述べる. 等価線形手法では, ひずみレベルの計算にひずみ波形の最大値が用いられる. ひずみは変位の空間微分であり, そのひずみ波形は変位の時間微分である速度波形とよく似た波形となる. また, 地震動レベルと非線形応答度合いの関係を

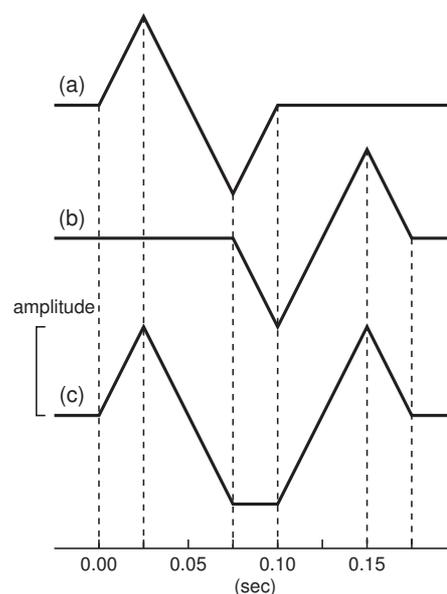


図 3.11: 三角波を 2 つ重ねた図形の概念図. (a) と (b) の波形を足したものが (c) である.

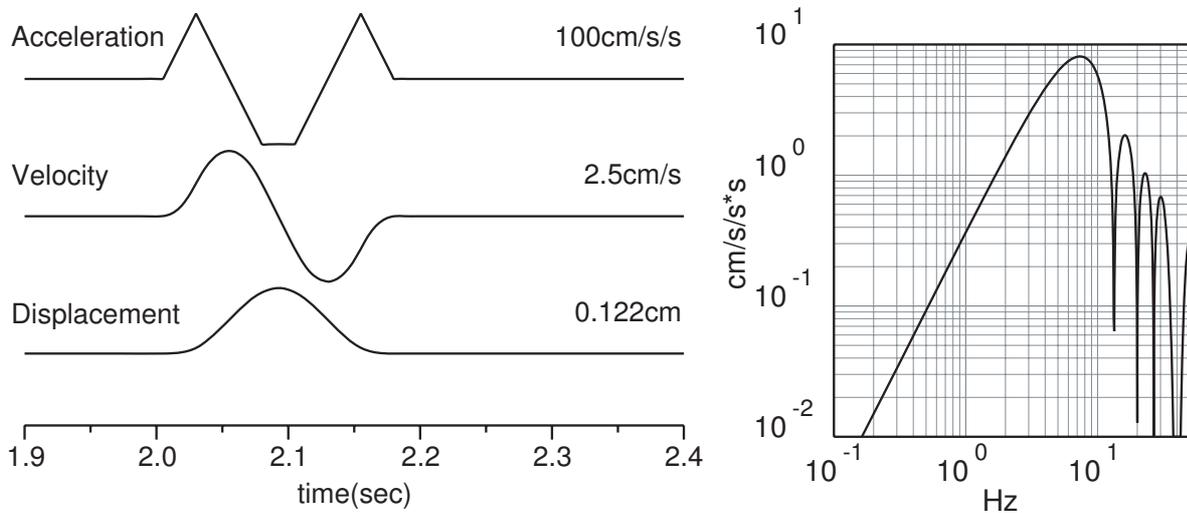


図 3.12: 等価線形計算の際に用いた入力波形の加速度，速度および変位波形と，加速度振幅スペクトル．加速度波形の振幅を 100gal とした場合の例を示している．計算に使用した入力波形は 10.24 秒だが，図ではそのうち 1.9 から 2.4 秒の区間を拡大して示している．加速度振幅スペクトルは，10.24 秒の加速度波形全体を用いて計算されている．

調べる際には，特に非線形応答の影響を受けやすい加速度波形の最大値 (PGA) を用いる．これら加速度波形やひずみ波形が矩形波やパルス状となるような波形を入力波として使うと，フーリエ変換の際に不連続点に近い部分にリップルが入るなどして (ギブズ現象)，最大値として適切な値が得られない恐れがある．これを避けるためには，三角波かそれよりも滑らかな波形を用いることが望ましい．そこで加速度波形が三角波となる波形を用いれば，速度および変位波形はより滑らかな形となり，不連続点の悪影響を避けることができる．

さらに，Propagator Matrix 法の計算では，(3.75) 式に示したとおり，ひずみ波形のための応力の計算に地表の変位波形を使う．この変位波形が区間の終わりにゼロに戻らない形だと，波形にテーパをかけなければ，フーリエ変換の際に終点と始点の間に大きな不連続ができてしまう．これを避けるため，加速度波形は図 3.11 に示したように三角波を 2 つ重ねた形とし，2 回積分して変位波形にした際に波形がゼロに戻るようにした．

以上を踏まえ，入力波形としては，加速度波形で三角波が 2 つ重なったもの (図 3.11) を，振幅を変えて入射させる．サンプリング周波数は 200Hz，データの長さは 10.24 秒である．振動継続時間は 0.175 秒と短い，本研究の等価線形計算ではひずみ波形の最大振幅と全区間のフーリエスペクトルを用いており，経時特性は考慮しないため，問題はないと判断した．この入力波形を拡大した図，および加速度スペクトルを図 3.12 に示す．加速度スペクトルを見ると，非線形応答による減衰  $h$  の変化の影響を受けやすいとみられる

10Hz 付近にも十分なパワーがあることがわかる。

以上のような方法で計算された，DYNEQ と Propagator Matrix 法による波形の比較の一例を図 3.13 に示す．モデル構造としては表 3.1 の第 4 層目までを用い，入力波形の最大振幅は 100gal とした．これらを用い，動的変形特性に土研の式 (砂，図 3.9) を用いて DYNEQ で等価線形計算を行うと，第 1 層の有効ひずみ  $\gamma_{eff}$  は  $3.6 \times 10^{-4}$ ，これに相当する剛性比  $G/G_0$  は 0.219，減衰  $h$  は 23.4% となる．このとき出力される加速度およびひずみ波形は図 3.13 の黒線のようになる．さらに，同じ構造，入力，DYNEQ で得られた  $G(= \rho V_S^2)$  および  $h(= Q_{Si}^{-1}/2)$  の値を用いて SH Propagator Matrix 法で応答計算を行うと，橙色で示した波形が得られる．このときは S 波の鉛直入射を仮定している．加速度波形は (3.67) 式および (3.61) 式により得られる変位  $u_y$  から，せん断ひずみの波形は (3.67) 式および (3.62) 式により得られるせん断応力  $\tau_{yz}$  から得られる．このとき，ひずみは  $\gamma_{yz} = G^* \tau_{yz}$  として計算されるが，このときのせん断剛性  $G^*$  は (3.38) 式より  $G^* = G_r(1 - Q_S^{-1}i)$  で表される． $Q_S^{-1}$  の符号がマイナスなのは，Propagator Matrix 法では通常とフーリエ変換の符号のとり方が逆であり，通常の式の結果を用いる場合には，その複素共役を使用するためである． $Q_S^{-1}$  は (3.37) 式から  $Q_S^{-1} = Q_{S0}^{-1}f^{-\alpha} + Q_{Si}^{-1}(\alpha = 1)$  なので，以上より  $G^*$  は周波数依存の複素数となる．また， $G_r$  は DYNEQ による剛性比  $G/G_0$  を線形応答時の値にかけて求められる．

DYNEQ と SH Propagator Matrix 法の結果を比較すると，地表および GL-2.5m(第 1 層内部)での波形のみ若干の違いが見られる．これは，DYNEQ の計算方法によるものと考えられる．DYNEQ では，全層の  $G$  および  $h$  の値が，1 サイクル前のその  $\pm 5\%$  以内におさまった時点で計算を打ち切る．最終的に出力される波形は，収束値として表示される  $G$  および  $h$  の値ではなく，その 1 サイクル前の値を用いて計算されたものである．この 1 サイクル前の  $G$  および  $h$  と収束値の違いは  $\pm 5\%$  未満のため，どちらの値を用いても計算結果はほとんど変わらない．その一方で，SH Propagator Matrix 法では，DYNEQ により収束値として表示された  $G$  および  $h$  の値を用いている．このことが，両者の第 1 層内部での計算結果のわずかな違いの原因とみられる．実際，第 2 層以下は非線形化しないとしたため  $G$  および  $h$  の値は変化せず，そこでの計算結果は DYNEQ と SH Propagator Matrix 法とで極めてよく一致している．DYNEQ で平行成層地盤の応答計算に用いられている手法は SH Propagator Matrix 法とは異なるが，両者の計算結果は一致することが確かめられた．

さらに，DYNEQ で得られた  $G$  および  $h$  の値を用いて P-SV Propagator Matrix 法で応答計算を行う．このときの入力は，SV 波の斜め入射 ( $j = 5^\circ$ ) を仮定する．この場合，第 1 層での S 波の入射角は  $0.86^\circ$  と，ほぼ鉛直となる．計算結果は図 3.13 に青および緑線で示されている．青線で示された水平動の加速度波形は，(3.69) 式，(3.70) 式および (3.73) 式により得られる変位  $u_x$  から，せん断ひずみの波形は (3.69) 式，(3.70) 式および

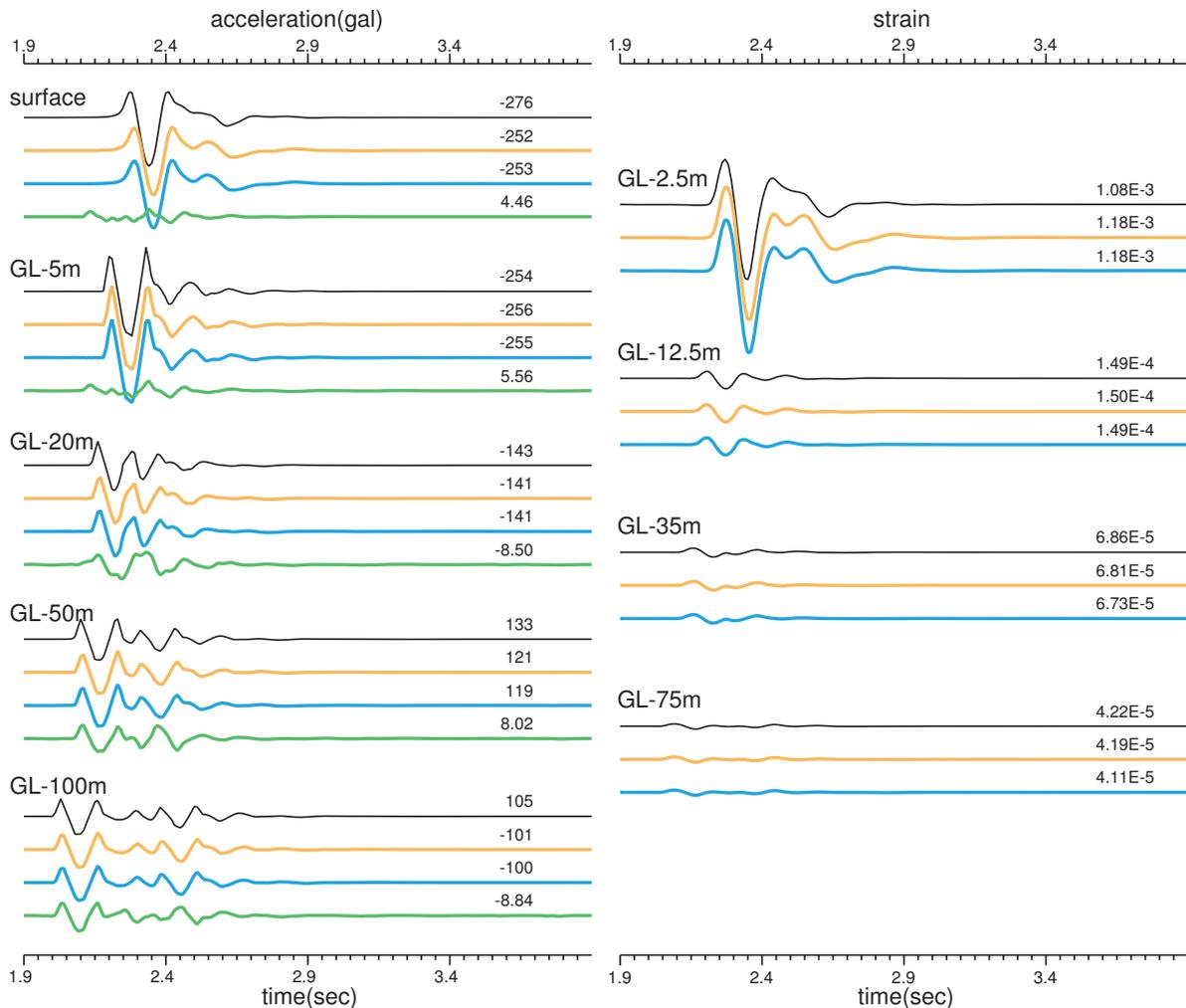


図 3.13: DYNEQ および Propagator Matrix 法を用いて計算された加速度波形 (左) とひずみ波形 (右) の比較．構造は，表 3.1 に示したものの 4 層目 (GL-100m) までを用いている．入力波形は図 3.12 に示した形で，その最大加速度は 100gal である．DYNEQ による等価線形計算の結果，第 1 層の剛性比  $G/G_0$  は 0.219，減衰  $h$  は 23.4% となり，この値が Propagator Matrix 法による応答計算にも使用されている．黒は DYNEQ(S 波鉛直入射) による水平動とせん断ひずみの波形，橙色は SH Propagator Matrix 法 (S 波鉛直入射) による水平動とせん断ひずみの波形，青は P-SV Propagator Matrix 法 (SV 波斜め入射) による水平動とせん断ひずみの波形を示す．緑は同じく P-SV Propagator Matrix 法 (SV 波斜め入射) による上下動の波形だが，これは振幅を 10 倍に拡大して描かれている．

(3.75) 式により得られるせん断応力  $\tau_{xz}$  から得られる．このとき用いられるせん断剛性については，SH Propagator Matrix 法の場合と同様である．水平動およびせん断ひずみを表す青線の波形は，SH Propagator Matrix による橙色の線と完全に一致している．これは，入射角が  $5^\circ$  程度ならば，水平動成分については入射角の影響はきわめて小さく，鉛直入射の場合とほぼ一致するということを示している．

また，同図に緑線で示されているのは，P-SV Propagator Matrix 法による水平動を示す青線と同時に計算される上下動の波形である．これは (3.69) 式，(3.70) 式および (3.74) 式により得られる変位  $u_z$  から計算される．図では上下動の振幅を 10 倍に誇張してあるが，いずれの深さでも水平動の 1/10 未満の振幅しかない．最も深い GL-100m で上下動の振幅が最も大きい，これは斜め入射 ( $j = 5^\circ$ ) する SV 波の  $z$  成分が卓越しているためと考えられる．実際，GL-100m での上下動成分の波形は，振幅は違うものの水平動成分のそれとよく似ており，それぞれが SV 波の  $z$  成分と  $x$  成分を表していると思われる．これより上の層では，S 波速度の低下により SV 波の波線がより鉛直に近づくため，SV 波の上下動への寄与も小さくなっていく．これにより，上下動の最大振幅は上の層ほど小さくなっていく．地表の上下動をみると，変換 P 波とみられる相が SV 波の前に現れており，両者の振幅はほぼ同程度になっている．地表付近では波線が鉛直に近づき，上下動成分には P 波成分が卓越する一方，SV 波の影響は小さくなるのが裏付けられている．

以上の比較から言えることは，DYNEQ(S 波鉛直入射) による等価線形計算の結果と，そこで得られた  $G$  および  $h$  を使って P-SV Propagator Matrix 法 (SV 波斜め入射) で応答計算を行った結果を，同等のものとして扱ってよいということである．P-SV Propagator Matrix 法 (SV 波斜め入射) を用いれば S-H/V スペクトル比を計算できる．したがって，等価線形手法による結果を用いて非線形応答時の S-H/V スペクトル比および DNL を得ることができるようになる．

### 3.3.2 計算結果の比較

ここでは，前小節で行った等価線形計算を，入力波形の振幅，表層土質 (砂/粘土)，表層 S 波速度および厚さを様々に変えて行い，その結果を比較する．観測記録との比較のために，地表/地中スペクトル比，S-H/V スペクトル比，それらについての強震/弱震スペクトル比および DNL を計算する．DNL を計算する際の足し上げ帯域は，観測記録と同じく 0.5-20Hz である．強震/弱震スペクトル比の弱震時のスペクトル比としては，等価線形でなく線形応答計算の結果を用いる．

モデル構造としては表 3.1 の第 1 層から第 4 層を使用した．このうち表層地盤 (第 1 層) については，表のとおり厚さ 5m， $V_S$ 120m/s の他，厚さを倍・半分とした 10m\_120m/s，2.5m\_120m/s， $V_S$  を倍・半分とした 5m\_240m/s，5m\_60m/s の場合について計算を

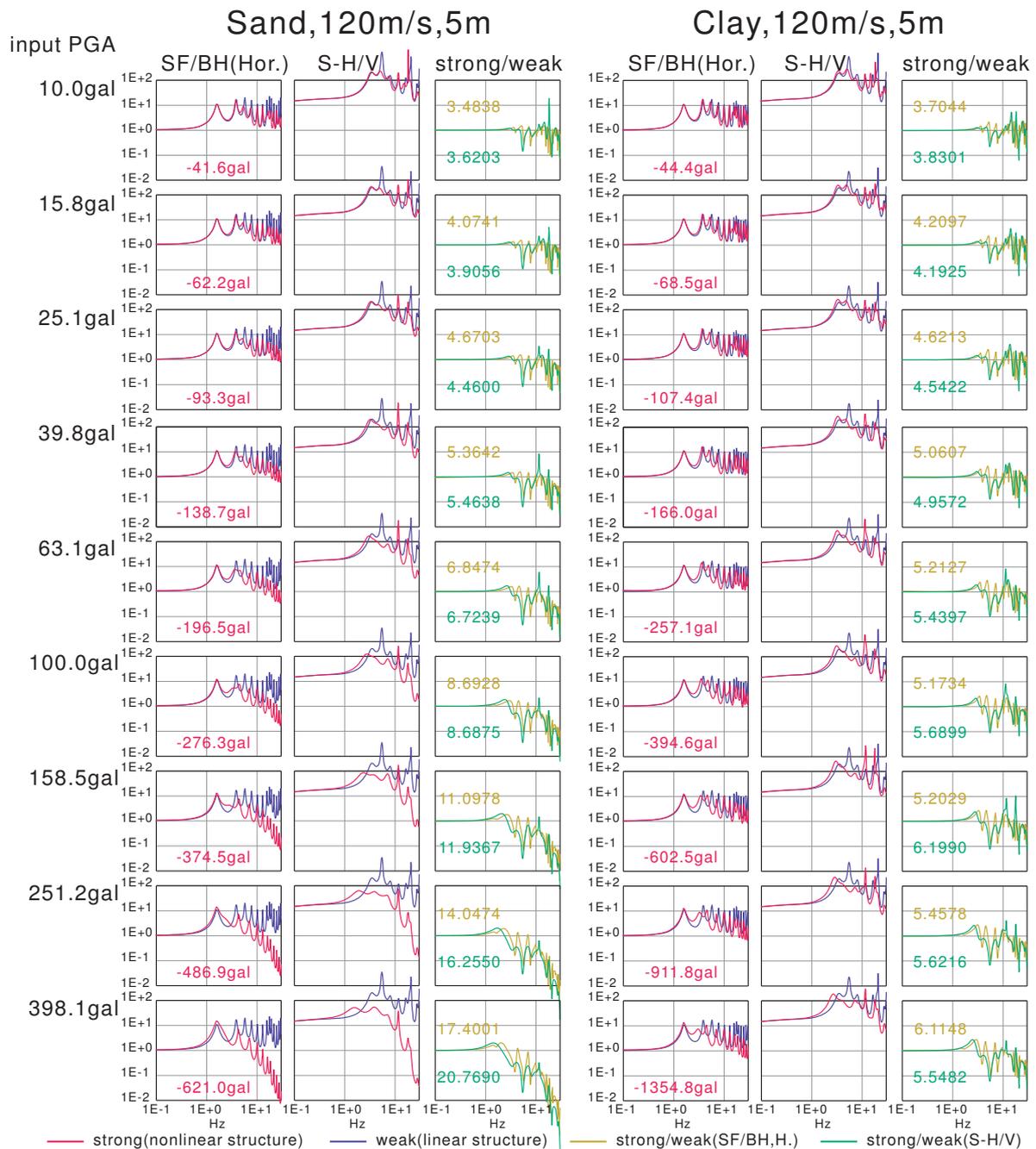


図 3.14: 表 3.1 に示した構造から, DYNEQ および P-SV Propagator Matrix 法を用いて計算された地表/地中スペクトル比, S-H/V スペクトル比および強震/弱震スペクトル比の入力レベルごとの比較. 地表/地中スペクトル比は DYNEQ による出力波形から, S-H/V スペクトル比は P-SV Propagator Matrix 法 (SV 波斜め入射, 入射角  $5^\circ$ ) を用いて計算されている. 赤で示された数字は地表 PGA, 黒は入力波形の PGA, 黄色および緑の数字はそれぞれ地表/地中スペクトル比と S-H/V スペクトル比から計算した DNL である.

行った。

表層の厚さを変えた場合には、地震波が通過する時間・距離が変化するため、内部減衰  $h$  による影響が大きくなる。このことにより、表層が厚い方が  $h$  の変化が各スペクトル比により強く影響する。その一方、表層の厚さが変わると、計算を行う深さ（表層の中央）が変わるため平均有効主応力  $\sigma'_m$  も変化する。具体的には、表層の厚さが 2 倍になれば  $\sigma'_m$  の値も 2 倍になる。したがって、表層を厚く設定すると拘束圧が高くなり、ひずみレベルに対して  $G$  や  $h$  が変化する程度が小さくなる。これにより、計算上は、入力レベルに対する各スペクトル比の変化は小さくなることになる。

また、動的変形特性曲線は土研の式の砂（図 3.9）および粘土（図 3.10）の 2 通りで計算を行う。さらに、入力波形の振幅を 1gal から 1000gal まで変えることにより、表層のひずみレベルを様々に変えながら計算を行った。この入力レベルの値の範囲が広いため、ログスケール上で等間隔になるように、10 の 0 乗、10 の 0.2 乗、10 の 0.4 乗... というように振幅の値を設定し、全部で 16 通りの計算を行った。また、P-SV Propagator Matrix 法での SV 波の入射角は、前小節と同じく  $5^\circ$  とした。以上をまとめると、表層厚さ・ $V_S$  の値が 5 通り、土質は砂と粘土の 2 通り、入力レベルは 16 通りであり、合計 160 通りの場合について各スペクトル比および DNL の計算を行った。

以上のように計算した地表/地中スペクトル比、S-H/V スペクトル比、強震/弱震スペクトル比および DNL の一例を図 3.14 に示す。すべてバンド幅 0.4Hz の Parzen Window でスムージングしてある。強震時のスペクトル比の高周波数レベルの低下の様子は観測記録とよく似ているが、さらに高周波数側で弱震時のレベルまで回復することはない。一方、観測記録のスペクトル比では、強震時に高周波数レベルが落ち込んでも、さらに高周波数側では弱震時とほぼ同じレベルに戻っている場合が多い（図 2.4）。こういった場合、DNL は周波数をリニアで評価しているため、その値に影響を受けやすい。観測記録による DNL の最大値が 10 前後であるのに対し、図 3.14 の理論計算による DNL は 10 を超えるものが多くある理由のひとつに、このようなことが考えられる。

### 3.3.3 非線形応答と PGA 増幅率との関係

等価線形手法では、 $G$  および  $h$  の変化はひずみレベルごとに記述される。ひずみレベルは非線形応答の度合いを支配する量である。SHAKE [25] に代表される等価線形解析では、ひずみレベルは (3.79) 式中の有効ひずみ  $\gamma_{eff}$  に相当する。この  $\gamma_{eff}$  から、 $G$  および  $h$  の変化、さらにこれらから算出される S-H/V スペクトル比の変化を経て計算される DNL という量が、ひずみレベル ( $\gamma_{eff}$ ) とどの程度対応するのかを調べる。また、非線形応答が PGA の値に特に強く影響することから、PGA 増幅率との比較も行う。PGA 増幅率は、等価線形法で入力として用いた加速度波形の最大振幅（入力レベル）と、地表で

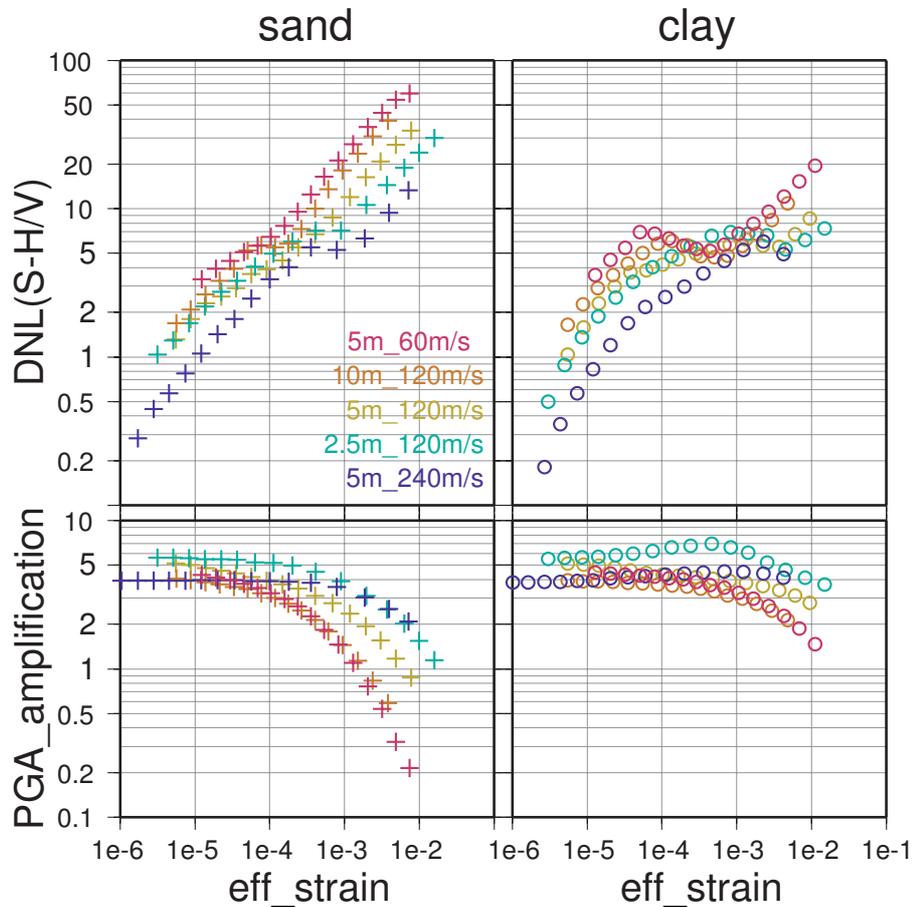


図 3.15: 等価線形手法を用いて理論的に計算された波形について、地表と地中の PGA の比と、S-H/V スペクトル比による DNL との比較。

の合成波形の最大振幅との比として計算される。図 3.12 に示したように、等価線形手法で入力に用いたのは単純な波形であり、それがただちに強震観測記録に結び付けられるわけではないが、ここでは地盤による非線形応答の影響を含んだ増幅率を表す数字として PGA 増幅率を検討の対象とする。

理論計算から得られた DNL、および地表と地中の合成波形の PGA の比 (PGA 増幅率) とひずみレベルとの比較を図 3.15 に示す。理論計算から求められた DNL は 0 から 50 を超えるまでの広い範囲をとる一方、強震観測記録から計算された DNL は図 2.7 にあるように 1 から 10 程度の範囲におさまっている。この食い違いの原因として、値の低い側については、観測記録では S-H/V スペクトル比が元々持つゆらぎにより、応答特性が変化していなくても DNL がある程度の値をもつ一方、理論計算によるスペクトル比にはそれが無いことによると考えられる。また、DNL の値の上限については、一つには、理論計算による結果が等価線形法の適用範囲を超えたことが考えられる。図 1.5 にあるように、

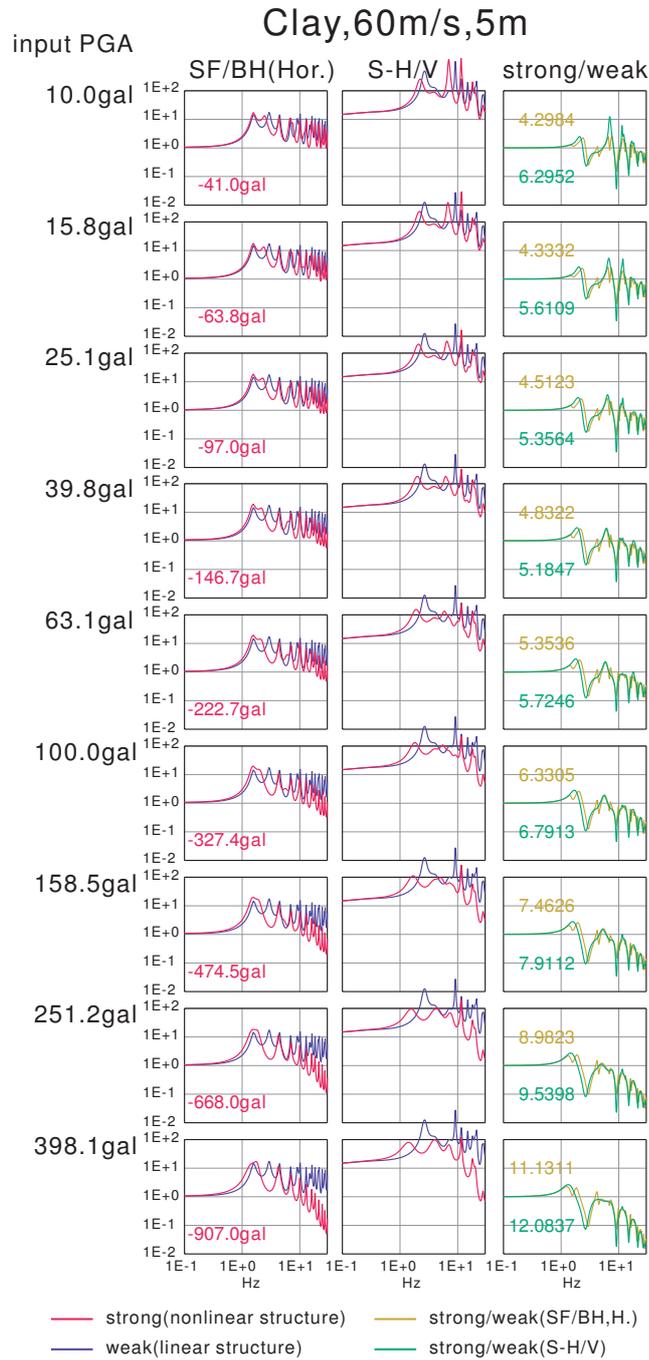


図 3.16: 表層の土質を粘土, 厚さ 5m,  $V_S 60\text{m/s}$  としたときの DYNEQ および P-SV Propagator Matrix 法を用いて計算された地表/地中スペクトル比, S-H/V スペクトル比および強震/弱震スペクトル比の比較. 図 3.14 と同様, 地表/地中スペクトル比は DYNEQ による出力波形から, S-H/V スペクトル比は P-SV Propagator Matrix 法 (SV 波斜め入射, 入射角  $5^\circ$ ) を用いて計算されている. 赤で示された数字は地表 PGA, 黒は入力波形の PGA, 黄色および緑の数字はそれぞれ地表/地中スペクトル比と S-H/V スペクトル比から計算した DNL である.

等価線形法はひずみレベルが  $10^{-3}$  より小さい場合に適用されるべき手法であって、ひずみレベルが  $10^{-2}$  (1%) を超える場合には適切な結果は得られないとされている (例えば、吉見・福武, 2005 [37])。本研究では、取り扱った強震記録の PGA を参考に、DYNEQ への入力波形の最大振幅を 1gal から 1000gal まで変えながら与えることで、表層のひずみレベルを変化させて計算を行った。その結果の図 3.15 を見ると、結果的にひずみレベルが  $10^{-2}$  を超えてしまっている例がいくつかあることが分かる。こういった結果は本来切り捨てるべきものだが、参考のためそのまま示した。理論計算で DNL が 50 などという結果となるひずみレベルでは、実際の地盤は等価線形法では表現しきれない振る舞いを示すはずであり、観測記録からそのような DNL の値が得られることはないといえる。

しかし、 $10^{-3}$  以下のひずみレベルでも、砂での計算結果では DNL が 10 を超えているものがある。これについては、図 2.4 を見ると分かる通り、観測記録による S-H/V スペクトル比は、非線形応答時には高周波数側でいったん大きく落ち込むが、さらに高周波数側では弱震時と同じレベルに戻る傾向があることが原因として考えられる。減衰  $h$  の増大によって高周波側が落ち込む場合、3.1.3 節に示した通り  $h$  が周波数に依存しないならば、S-H/V スペクトル比は高周波側ほど大きく落ち込むばかりとなるはずである。実際に、理論計算による S-H/V スペクトル比の変化 (図 3.14) はそのようになっている。この違いにより、観測記録の DNL が理論計算よりも小さくなっているものと考えられる。観測記録によるスペクトル比では、従来用いられてきた水平動地表/地中スペクトル比でも同様に高周波側で落ち込みが戻っており、これから、この高周波側での戻りが P 波の応答特性に起因するものではないことがわかる。

ひずみレベルと DNL の関係を見ると、全体に正の相関を示しており、特に表層地盤パラメータごとの系列では、ひずみレベルが上がるほど DNL も増加する傾向がはっきりしている。この傾向は、定性的には観測記録による結果 (図 2.7) と同様である。ただし、表層の土質を粘土、 $V_S$  を 60m/s としたときの結果 (赤丸) では、ひずみレベルにつれていったん DNL が低下する部分がある。この系列の各スペクトル比の変化の様子を図 3.16 に示すが、入力レベルが 10gal から 39.8gal にかけて、S-H/V スペクトル比の DNL (緑) が小さくなっており、これが図 3.15 の赤丸の低下に対応する。このときの S-H/V スペクトル比をみると、卓越ピークは低周波側に移動していった一方、高周波側のレベルは線形応答時 (青) からほとんど変化していない。これは、図 3.10 にある通り、粘土では剛性率  $G$  の低下に対して減衰  $h$  の増大がゆるやかであるという特徴に起因している。このことにより、粘土では DNL の変化が小さくなり、場合によっては逆に減少することもある。しかし、図 3.16 から分かるように、さらにひずみレベルが上がり  $h$  が大きくなると、DNL はひずみレベルとともに増大し、PGA 増幅率は低下するようになる (図 3.15)。

次に、表層の厚さおよび  $V_S$  の影響をみると、表層が厚く、また  $V_S$  が小さいほど DNL が大きく、PGA 増幅率の低下が著しい傾向が見てとれる。表層が厚くなると、 $h$  による

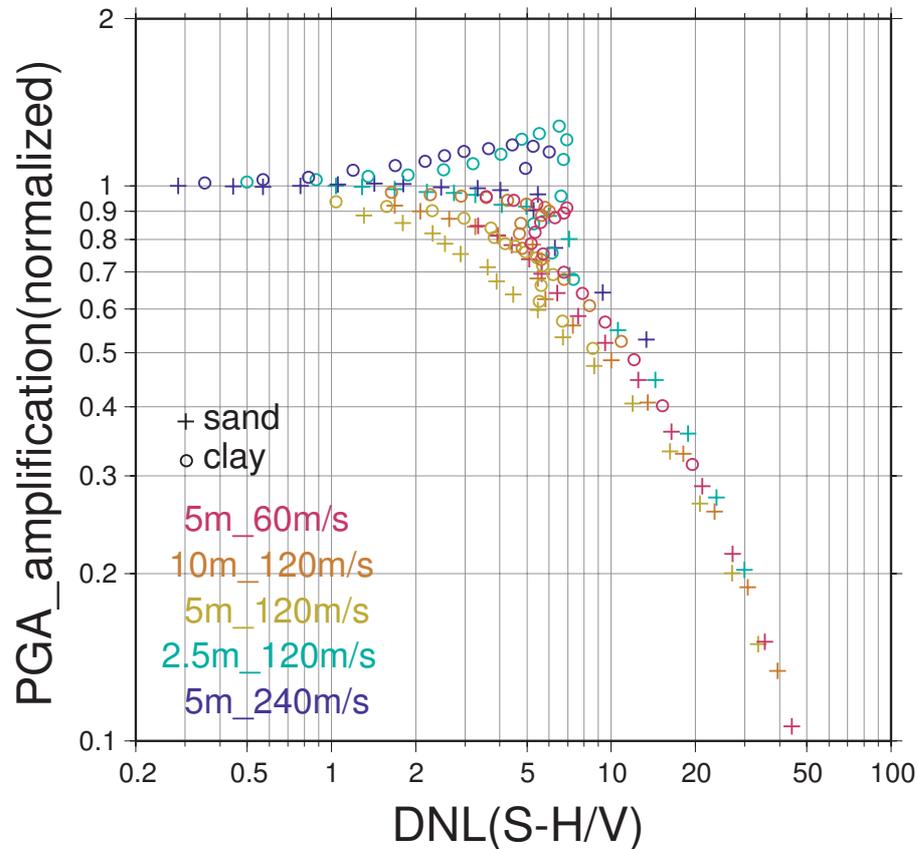


図 3.17: 等価線形手法による理論計算の結果について、微小ひずみ時で規格化した PGA 増幅率と、S-H/V スペクトル比による DNL との比較。

減衰の影響を大きくする一方、計算上は拘束圧が大きくなり  $G$ 、 $h$  の変化が小さくなるが、図 3.15 を見る限り、減衰の影響を大きくする効果の方が勝っていることになる。

DNL の図に注目すると、表層の厚さが 2 倍になるよりも、 $V_S$  が半分になった方が DNL がより大きくなる傾向がみられる。 $V_S$  の値は剛性比  $G/G_0$  によって決まるため、微小ひずみ時の  $V_S$  が小さい場合、非線形応答時にはさらに小さくなる。これによりスペクトル比のずれが大きくなり、DNL がより大きくなると考えられる。一方、PGA 増幅率の変化では、表層厚さが 2 倍の場合と  $V_S$  が半分の場合の違いはそれほど大きくない。これは、 $V_S$  の変化によるピークシフトが PGA 増幅率に及ぼす影響は、DNL に対するほど大きくはないことを示している。さらに、この PGA 増幅率は、砂では微小ひずみ時からどんどん低下していくのに比べ、粘土では低下の度合いが小さい。粘土の表層 2.5m、 $V_S$ 120m/s の系列では、ひずみレベル  $10^{-4} \sim 10^{-3}$  で微小ひずみ時より明らかに PGA 増幅率が増加しているが、これは表層の  $G$  の低下により  $V_S$  が低下し、直下の層との速度コントラストが上がったことによるものと思われる。この効果が  $h$  の増大による振幅の低下に打ち勝っていることになる。以上より、 $G$  の低下には PGA 増幅率を低下させる作用

はほとんどなく，PGA 増幅率の低下はほぼ  $h$  の増大にのみ起因することがわかる．

さらに，PGA 増幅率を微小ひずみ時のそれで規格化した値 (PGA 増幅率の低下率) と，DNL とを比較したものを図 3.17 に示す．上で述べた粘土の  $G$  低下による PGA 増幅率の増大が目立つが，それ以外では DNL の増大とともに PGA 増幅率が線形応答時より低下する様子がわかる．特に DNL が 7 程度より大きくなると，表層厚さ， $V_S$ ，土質によらずほぼ同じ関係を示している．これは，7 以上の DNL はほぼ  $h$  の増大による高周波数帯域の低下によって決まっていること，そして，PGA 増幅率の低下が  $h$  の増大によって決まっていることによるものと思われる．一方，DNL が 7 以下の部分では，ピークシフトによる量が影響を与えて，PGA 増幅率と DNL の関係がばらついている．これを除いて考えると，主に  $h$  による高周波数成分の低下を足し上げた DNL ならば，表層厚さ・ $V_S$ ・土質に関係なく，PGA 増幅率の低下率とほぼ一意に対応する，とすることができる．実際には，理論計算による DNL と観測記録のそれとの間には食い違いがあるが，そういった問題が解決できれば，地表の記録のみを用いて S-H/V スペクトル比を計算し，その DNL の値から PGA 増幅率の低下を見積もることが可能になる．

### 3.4 非線形応答の指標 DNL に関する議論

非線形応答の度合いについて考える時，土質動力学ではひずみレベルが尺度として用いられる．応力-ひずみ関係をはじめとする地盤のふるまいは，図 1.5 にあるようにひずみレベルを基準として記述される．その一方で，地震記録にみられる非線形応答の影響の度合いを定量的に示す試みはこれまでもなされてきた．翠川・他 (2004) [17] は微動または地震動の卓越ピークのシフトから表層 S 波速度の低下率を計算し，表層のひずみレベルとの比較を行っている．一方，Wen *et al.* (2006) [33] では S-H/V スペクトル比のレベルの弱震時に対する低下率を計算し，この低下率の分布図と液状化の発生の分布との比較を行っている．また，Hartzell (1998) [6] はノースリッジ地震の記録を用い，岩盤サイトとのスペクトル比の弱震時からの変化を 5Hz または 10Hz 幅の帯域で平均した値を提案している．いずれも，地震動から得たスペクトル比の変化を用いて，何らかの数字で非線形応答の度合いを表している．非線形応答時において，翠川らの方法は剛性率  $G$  の低下，Hartzell や Wen らの方法は主として減衰  $h$  の増大という点に着目しており，両者とも  $G$ ， $h$  両方の変化をカバーしているわけではない．

本研究で提案した DNL という量は，卓越ピークのシフトおよび高周波数帯域のレベルの低下の両方の影響を含む．両者を合わせて一つの数字にしてしまうため，物理的な意味は若干不明瞭となる．しかし，多数の観測点での強震記録から得られる地表/地中スペクトル比や S-H/V スペクトル比をみると，特に 10Hz 前後より高周波数側に卓越ピークがある場合，スペクトル比の変化がピークシフトなのか，高周波数帯域のレベルの低下なの

か判別しがたい場合がある。また、多数の記録を処理する場合、どのピークが卓越ピークなのか、高周波側の低下がどこから始まっているのかなど、観測点あるいはデータごとに様々な問題がでてくる。これらを人の目と手で処理しようとする、ある程度の恣意性がでてくるのが予想される。そこで、本研究ではすべてのデータについて同じ帯域で機械的に足し上げを行うこととした。

しかし、理論的検討の結果、PGA 増幅率はほとんど減衰  $h$  による高周波数帯域の変化のみに依存しており、逆に表層の剛性率  $G$  の低下は速度コントラストの増大による PGA 増幅率の増大を招く場合もあることが示された (図 3.15)。一方、DNL は  $G$  の低下、 $h$  の増大のどちらによってもその値を増大させるので、DNL と PGA 増幅率とが単純に対応しない結果となった。DNL の計算では周波数  $f$  はログスケールではないため、S-H/V スペクトル比の卓越ピークが数 Hz 付近にあれば、ピークシフトよりも高周波数帯域の低下による影響の方が強く出る。PGA 増幅率の変化と DNL がある程度良好に対応するのは、DNL のそういった性質によると考えられる。地震波のエネルギーという観点から考えると、本論文で示したスペクトル図と同様に周波数  $f$  の対数をとって考えるべきであるが、高周波数帯域に重みをおいた DNLの方が PGA 増幅率との対応は良い。ピークシフトの影響を取り除く改善策として、足し上げを行う帯域の下限を上げることが考えられる。例えば、図 2.4 を見る限り、高周波数側の低下のみを考えるならば、足し上げの下限は 0.5Hz ではなく 5Hz 程度で十分であるように見える。しかし、本研究の対象地域である東北地方前弧側は、これまで述べてきたように堅い岩盤、薄い表層、高周波側での著しい増幅などを特徴とするサイトの割合が多く、堆積盆地や沖積低地、埋立地のような深くまで軟弱な層が続くサイトはほとんどない。そういった軟弱なサイトでは、非線形応答による増幅率の低下が 2Hz 未満にまで及ぶこともあるため、帯域を狭めてしまうと DNL の汎用性が低下する。DNL のより適切な計算方法は今後の課題である。

なお、強震時のスペクトル比に対するリファレンスとなるのは弱震時のスペクトル比の平均であるが、図 2.4 をみると弱震時の個々のスペクトル比もある程度のばらつきを持つ。したがって、強震時のスペクトル比が平均値からずれていると言っても、それがばらつきの範囲内かどうかは考慮されるべきである。前出の Wen らによる指標では、弱震時のスペクトル比の平均値に加え、標準偏差も考慮されている。しかし、ばらつきの範囲は平均をとるスペクトル比のデータ数によって変わってくる。多数のサイトを扱う場合、平均をとるのに利用できるデータ数はサイトごとに違うため、この影響が出ることが予想される。また、当然ながら、平均をとる際にどのデータを使うか、捨てるかによってもばらつきは異なってくる。ここにも恣意性の入り込む隙がある。以上より、本研究では DNL を計算する際に弱震スペクトル比の標準偏差は考慮しなかった。

## 第 4 章

# 強震動予測結果と非線形応答の関係

第 1 章でも述べたように，表層地盤の非線形応答は強震動予測結果に深刻な影響を及ぼすことがある．Sasatani *et al.* (2008) [21] は，日本で起こったスラブ内地震について示された特性化震源モデルに基づき，スラブ内地震による強震動の予測のためのレシピを提案した．さらにその有効性を検証するために，彼らは 1993 年釧路沖地震について，経験的グリーン関数 (EGF) 法を用いてレシピに沿った強震動予測を行った．スラブ内地震は同規模の内陸地殻内地震やプレート間地震に比べ，高周波数成分を強く放射する性質があり，レシピはこの特徴を考慮して作られた．したがって，レシピの有効性の検証のために高周波数帯域まで含んだ広帯域の波形合成が行われた．その結果，震源からある程度離れた地点では，変位・速度・加速度波形ともに概ね適切に観測記録を再現できたのに対し，震源直上で強震動が観測された釧路市内の観測点では，特に加速度記録が著しい過大評価となった．PGA の値では，観測値の 894gal に対して合成波形では 4321gal という例もあった．

しかし，他の観測点での予測結果は適切だったので，釧路市内の PGA 過大評価はレシピに起因するものとはいえない．そこで彼らは釧路市内の観測点での S-H/V スペクトル比を調べ，1993 年釧路沖地震本震時のそれは弱震時のそれに比べ高周波数側で著しく低下しており，本震時には非線形応答により高周波数側の増幅率が低下していたこと，およびそれが PGA の過大評価につながったことを示した．

EGF 法による合成波形の PGA が過大となる理由については，以下のように考えられる．EGF 法は小地震の記録を重ね合わせることによって大地震の記録を合成する手法である．ターゲットとなる大地震とほぼ同じ場所で起きた小地震の記録を使うため，パス特性・サイト特性は大地震のそれと同じとみなすことができるのが EGF 法のメリットである．ところが，大地震時にサイトで非線形応答が起こると，サイト特性は小地震時のそれとは異なったものとなる．特に，非線形応答時の高周波数帯域のサイトによる増幅率は弱震時より相当小さくなる．そのため，要素地震の記録 (弱震) についてそのまま重ね合わ

表 4.1: EGF 法の本震 (Target event) および要素地震 (EGF event) の諸元．地震モーメントは F-net(NIED) に，その他の値は JMA による．

	Target event	EGF event
Origin time (JST)	1003/5/26 18:24:33	2003/5/27 00:44:18
Latitude	38°49.08'N	38°56.86'N
Longitude	141°39.25'E	141°39.92'E
depth (km)	72.03	68.52
JMA magnitude	7.1	4.9
Seismic moment (Nm)	$3.49 \times 10^{19}$	$1.53 \times 10^{16}$

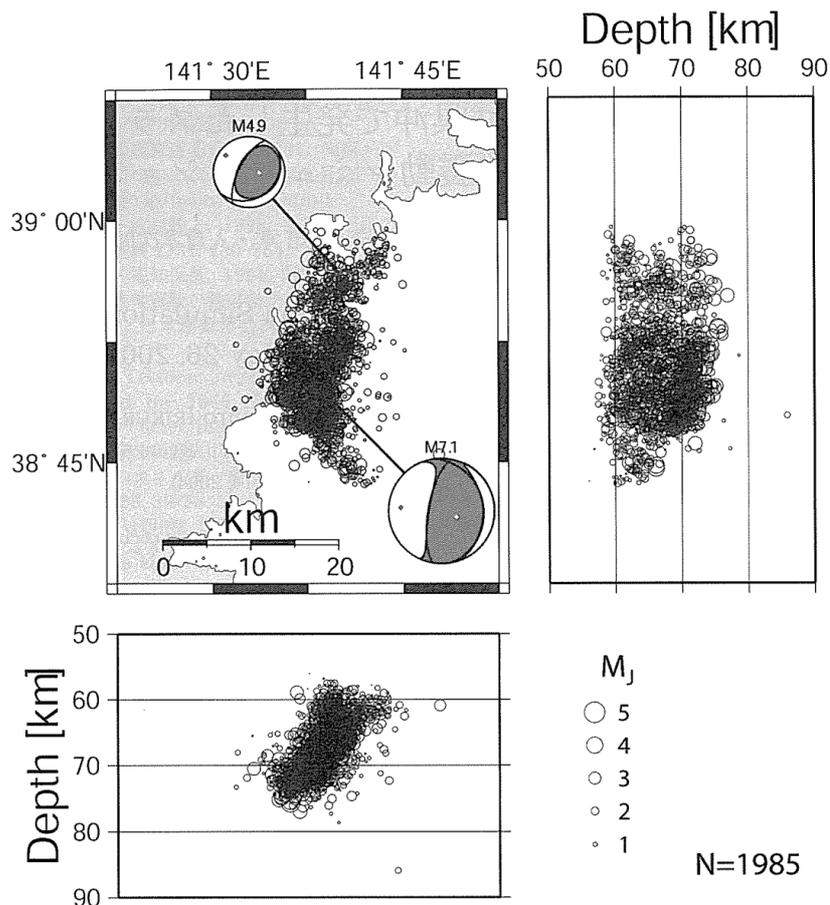


図 4.1: 2003 年宮城県沖地震の本震および EGF 法で用いた要素地震の震央位置と CMT 解，本震から 24 時間以内の余震分布．本震および余震の位置は JMA，CMT 解は F-net による．浅野・他 (2004) [4] による．

表 4.2: 浅野・他 (2004) [4] により求められた 2003 年宮城県沖地震の震源モデルについて、各アスペリティの諸元。A, B, C は図 4.2 の各アスペリティのインデックスに対応する。

	Length (km)	Width (km)	Area (km <sup>2</sup> )	Rise time (s)	M <sub>0</sub> (Nm)	Stress drop (MPa)	Rupture time (s)
A	3.0	3.0	9.0	0.18	$1.16 \times 10^{18}$	105	0.00
B	4.0	4.0	16.0	0.24	$2.75 \times 10^{18}$	105	0.36
C	6.0	6.0	36.0	0.36	$9.27 \times 10^{18}$	105	3.28
Total			61.0		$1.32 \times 10^{19}$		

せを行うと、高周波数成分が実際の観測記録に比べて過大になってしまう。この影響は、変位や速度波形よりも加速度波形に顕著に現れ、合成 PGA の過大評価へ帰結する。

スラブ内地震の特徴は高周波数成分の放射特性が強いことであり、この特徴を評価するためには、高周波数側をフィルターでカットするわけにはいかない。しかしそのため、非線形応答が起きた場合には上記のような著しい過大評価が生じることになる。スラブ内地震の震源特性の研究を進める上でも、広帯域強震動予測結果への非線形応答の影響を見積もることが重要である。

図 2.2(a) に示した 2003 年宮城県沖地震(深さ 72km, Mw7.0)も 1993 年釧路沖地震と同様、沈み込む太平洋プレート内で起きたスラブ内地震である。浅野・他 (2004) [4] は、経験的グリーン関数 (EGF) 法を用いてこの地震の震源モデルを求めた。その過程で、彼らは地表の強震記録が非線形応答に強く影響されていることを確かめ、それらを避けるために KiK-net の地中の記録を用いて震源モデルを求めた。さらに、その震源モデルを用いて KiK-net の地表観測点について非線形応答を考慮せずに波形合成を行うと、PGA が過大評価となることを示した。これもやはり、Sasatani *et al.* (2008) [21] による結果と同様の原因によると考えられる。

この過大評価と非線形応答の関係を詳しく調べるため、本章では、2003 年宮城県沖地震に対して浅野らが求めた震源モデルを使用し、EGF 法による波形合成を行う。合成された加速度波形の PGA の観測 PGA に対する過大評価と、2.3 節で求められた DNL を比較することにより、非線形応答と PGA の過大評価の関係を定量的に評価する。

## 4.1 EGF 法による波形合成

波形合成は、震央距離 120km 以内の K-NET および KiK-net の地表・地中観測点について行う。宮城県沖地震本震および要素地震 (EGF) の位置を図 4.1 に、それらの諸元を表 4.1 に示す。震源モデルは浅野らによるもの (図 4.2 および表 4.2) を使用する。彼らは

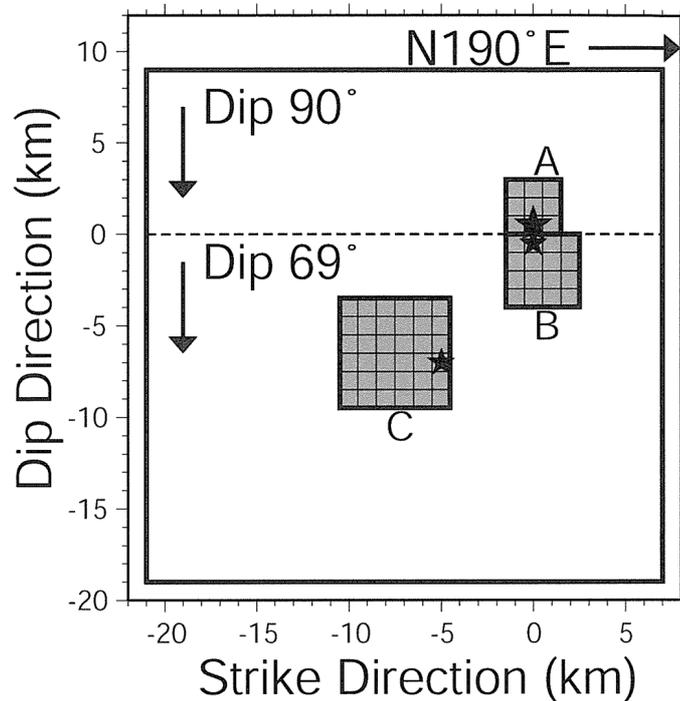


図 4.2: 浅野・他 (2004) [4] により求められた 2003 年宮城県沖地震の震源モデル．黒い星印はそれぞれのアスペリティの破壊開始点．各アスペリティの諸元は表 4.2 に示されている．

メカニズム解および余震分布などから，断層面は南北走向の西落ち高角の面としている．

解析対象とする周波数帯は 0.3-20Hz とした．これは，解析対象となる多くの観測点で，表層が薄いために地表の観測波形の卓越周波数が 10Hz 以上であること，また，図 2.4 からわかるとおり，10Hz 以上の帯域で非線形応答の影響を受けている観測点が多いことによる．東北地方前弧側では，特に北上山地や阿武隈山地などで，古第三紀から中生代以前の古く堅い岩盤の上に薄い表土の載ったサイトが多く，このことが増幅特性に上記のような傾向を与えていると考えられる．微小ひずみ時にも増幅が著しく，また非線形応答の影響を強く受けるような帯域をカバーしなければ，非線形応答による高周波数帯域の落ち込みや PGA の低下を適切に評価することはできない．

## 4.2 EGF 法による PGA の過大評価

地表水平動についての波形合成の一例を図 4.3 に示す．地表と地中のそれぞれ 3 成分が示されているが，いずれの成分でも変位波形は振幅・形状ともによく合っており，これは少なくとも低周波側では震源モデルが適切であることを示している．それにもかかわらず，地表 NS，EW 成分の加速度波形の振幅をみると，合成波形の方が観測値の 3 倍近い

## IWTH23 2003.05.26. off-Miyagi Eq.

— Obs.  
— Syn.

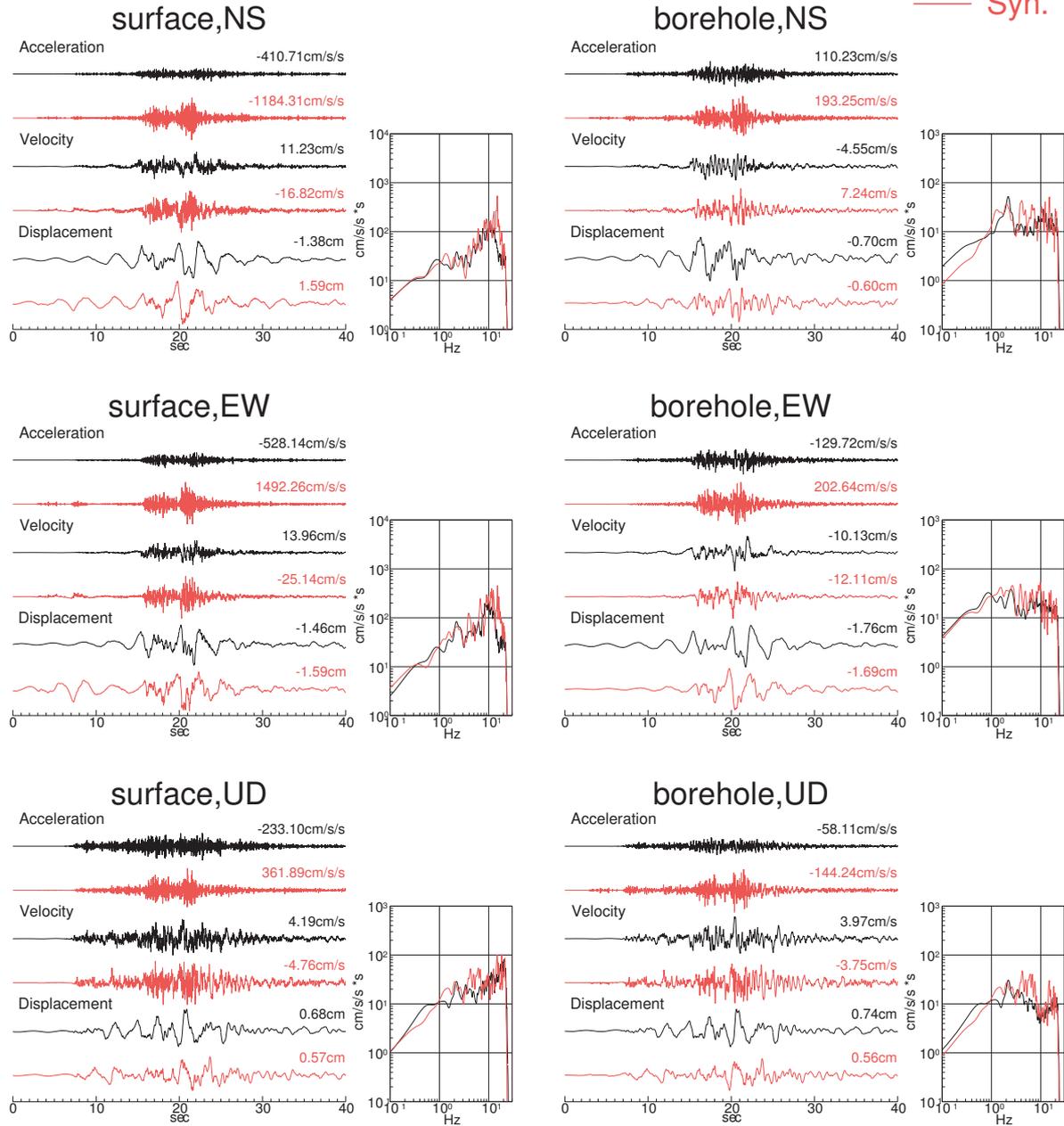


図 4.3: 2003 年宮城県沖地震時の KiK-net 観測点 IWTH23 についての EGF 法による波形合成の結果 (赤線) と観測記録 (黒線) との比較 . 加速度スペクトルの比較が各波形の右側に示されている .

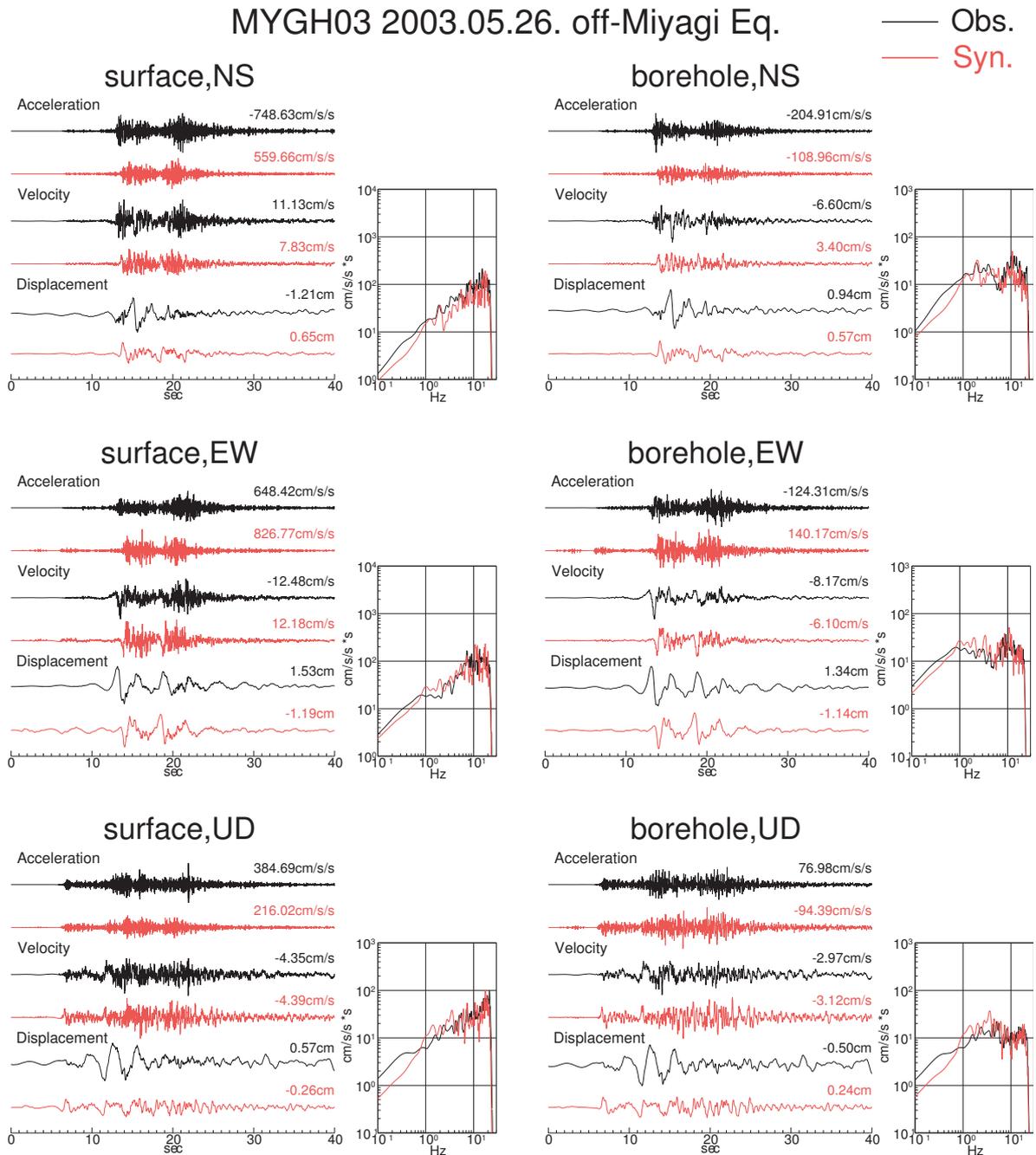


図 4.4: 2003 年宮城県沖地震時の KiK-net 観測点 MYGH03 についての EGF 法による波形合成の結果 (赤線) と観測記録 (黒線) との比較 . 加速度スペクトルの比較が各波形の右側に示されている .

過大評価になっている．これらの合成波形の加速度スペクトルをみると，低周波側の振幅は観測値とほぼ同じだが，10Hz 以上の高周波数成分だけが極端に大きくなっている．こうした傾向は，地中の記録や上下動成分にはみられない．2.2 節の IWTH23 でのスペクトル比の弱震時からの変化 (図 2.3) をみると，(d) の強震/弱震スペクトル比が大きく落ち込んでいる部分が，EGF 法による地表水平動の加速度スペクトルの不一致と符合している．さらに，2.2 節の図 2.4 において，地表/地中および S-H/V スペクトル比のずれの小さかった観測点 MYGH03 についての波形合成結果を図 4.4 に示す．地表水平動の PGA は 700gal を超えているが，合成波形と観測波形の最大加速度は図 4.3 とは違い，それほど大きくは異なっていない．

以上をまとめると，地表/地中および S-H/V スペクトル比のずれが大きい観測点の，地表水平動の高周波数帯域，あるいは最大加速度に限って合成結果が過大になる傾向がある，とすることができる．これらのことから，IWTH23 では強震動により非線形応答が起こり，減衰の増大により観測データの高周波数成分が落ち込んだことで，EGF 法による高周波数帯域の過大評価が起こり，合成 PGA の過大評価につながったことが推察される．

次に，地表の水平 2 成分について，図 4.5 に観測記録と合成波形の最大値の比較を示す．(a) は PGA について，(b) は PGV(最大速度) についての図で，左側は観測データから，中央は合成波形から得た値，右側はそれらの比をそれぞれ示している．PGV の比較では過大あるいは過小評価に偏る傾向はみられないが，PGA の比較では観測 PGA の 2 倍を超える過大評価が明らかに目立つ．浅野ら [4] もまた同様の図を示しており，彼らの対象とした帯域は 0.3-10Hz と本研究とは異なるものの，PGA の過大評価のみが目立つという傾向は一致している．図 4.3 でみたとおり，高周波数側のみ過大評価による影響は速度波形より加速度波形で大きい．したがって，図 4.5 で PGA のみ過大評価となった観測点では，高周波数側のみ過大評価になっていることになり，そういった観測点が多数あることがこの図から見て取れる．図 2.4 には EGF 法による波形合成を行ったすべての観測点のスペクトル比が挙げてあるが，それらの弱震時からのはっきりした変化を見る限り，ほとんどの観測点が IWTH23 と同様に非線形応答の影響を受けている．これが原因で高周波数側の過大評価に陥り，PGA 過大評価につながったことが推察される．

### 4.3 PGA の過大評価と非線形応答

PGA の過大評価と非線形応答度合いの関係を調べるため，観測 PGA と合成 PGA の比較を行い，PGA 過大評価が 2.3 節で求められた DNL とどのような関係を持つか調べる．その結果を図 4.6 に示す．(b) に示した KiK-net の地中の水平動 2 成分では，観測 PGA と合成 PGA の違いは倍・半分の範囲におさまっている．浅野らはこの地中の記録

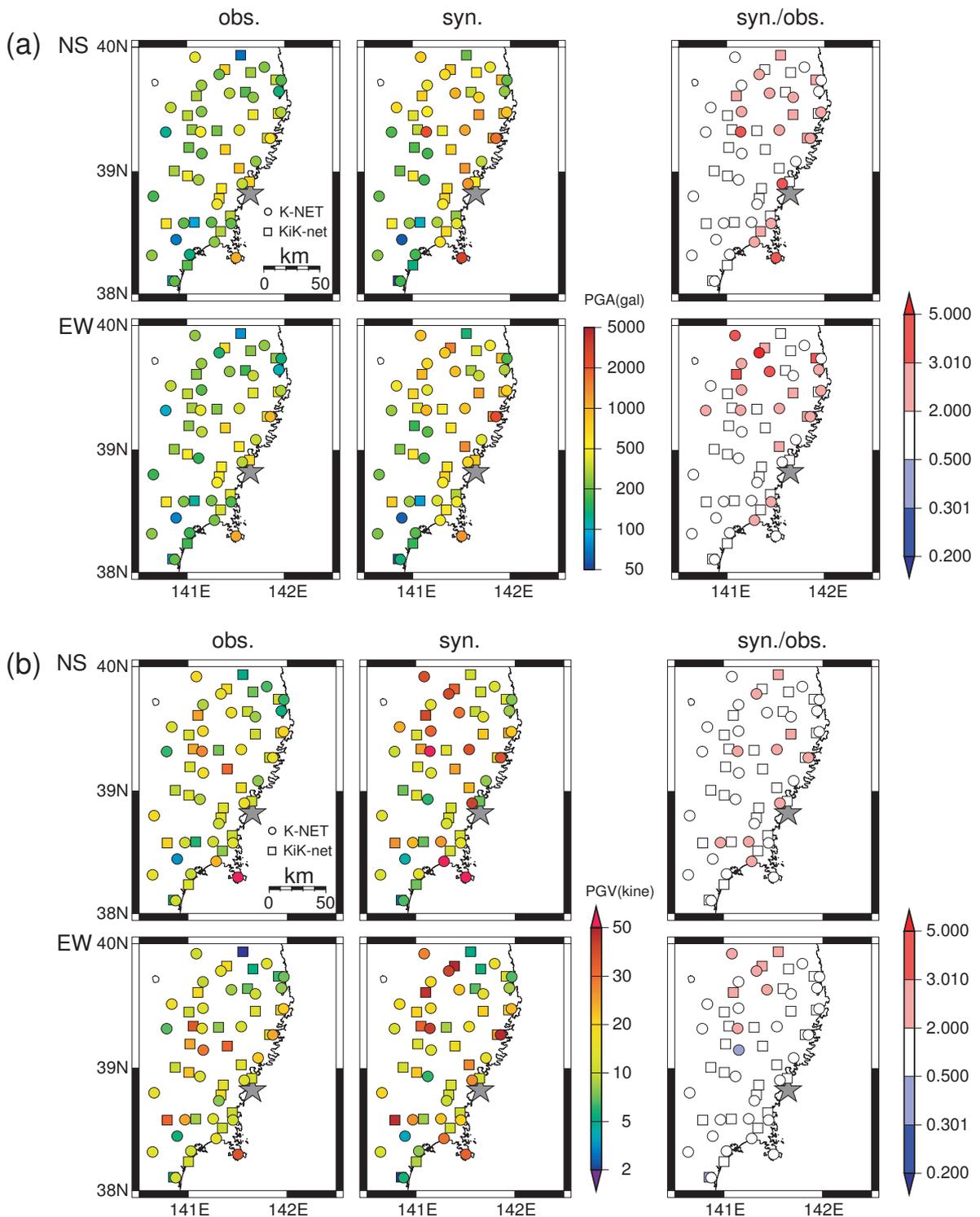


図 4.5: 2003 年宮城県沖地震について，観測波形の最大振幅と EGF 法による合成波形のそれとの比較．それぞれ左側から順に，観測波形の最大振幅，合成波形の最大振幅，それらの値の比の分布が示してある．上段は NS 成分，下段は EW 成分．(a) 最大加速度 (PGA)．(b) 最大速度 (PGV)．

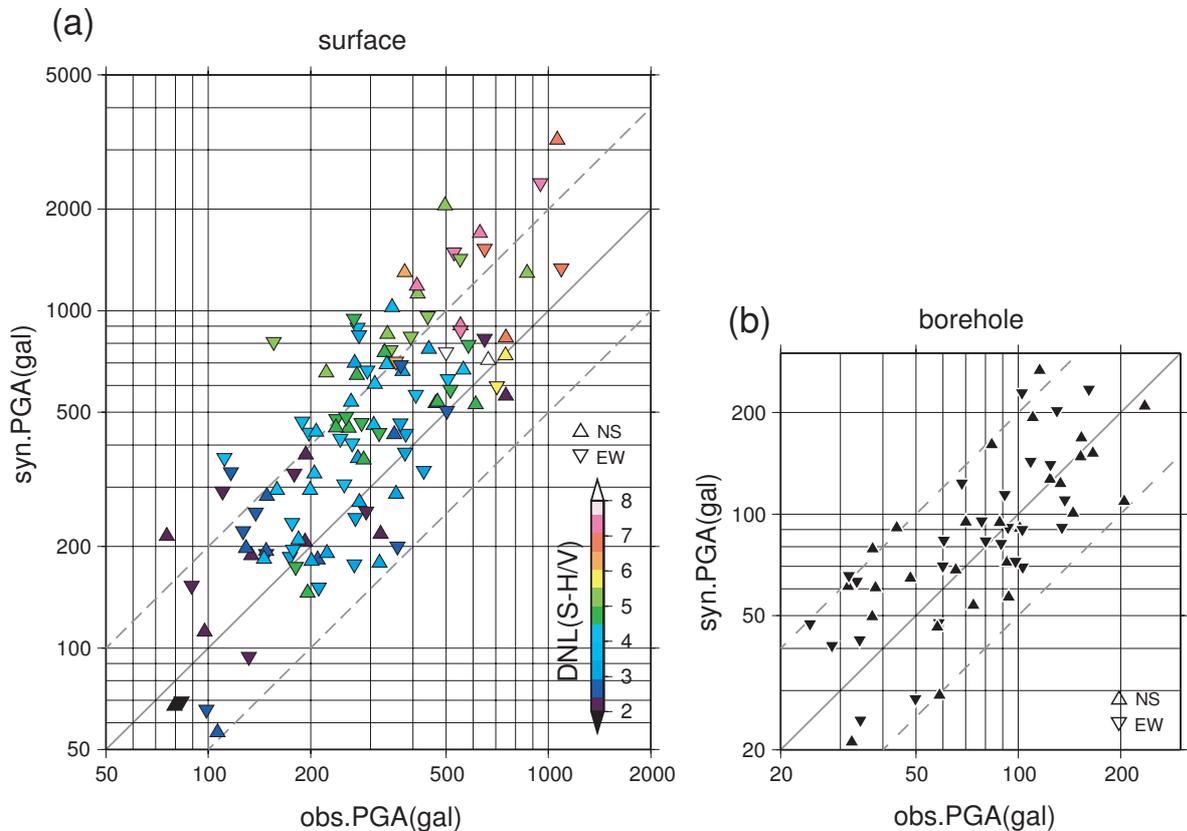


図 4.6: 2003 年宮城県沖地震について，PGA の過大評価と DNL との関係．

をターゲットとして震源モデルを求めたので，これは当然のことである．しかし，(a)の地表の水平動 2 成分 (KiK-net および K-NET) では，地中のように倍・半分に収まらない例が数多く見受けられる．特に，観測 PGA の大きい地点では合成 PGA がさらに大きいという傾向があり，その範囲は 2 倍を超え最大で 4 倍程度に達している．例えば観測 PGA が 500gal 程度の記録で，合成 PGA が 2000gal 超という例がみられる．この図を見ると，前に触れた Sasatani *et al.* (2008) [21] による結果の中の PGA 過大評価は決して特殊な例ではなく，むしろ頻繁に起こるものだということがわかる．もしもこういった記録ばかりで震源モデルを求めようとするれば，それは浅野らが地中の記録を用いて求めたものとは大幅に異なるものになることは想像に難くない．また，被害予測のための波形合成としても，ここまでの違いは不適切と言わざるを得ない．

こういった，観測 PGA が大きく，かつ PGA が過大評価となっているデータでは，DNL の値が大きいことが目に付く．図 2.7 で示したとおり，DNL は微小ひずみ時でも 2~3 程度の値をもっている．この範囲を超える，3.5 程度の値から，図 4.6(a) で 2 倍を超える過大評価の点が現れてくるのが分かる．さらに DNL が大きくなるほど過大評価の割合が増え，かつ過大評価の程度が著しくなっていく傾向がみられる．このことから，合

成 PGA の過大評価度合いと，DNL で表される非線形応答度合いの間に，明らかな関連を見出すことができる．つまり，PGA の過大評価は，非線形応答による高周波数レベルの低下を考慮せず，高周波数側を過大評価したのが原因である．もちろん，(b) にみられるように EGF 法による波形合成結果そのものにも倍・半分程度のばらつきはあり，それにより (a) の PGA 過大評価と DNL の関係が幾分不明瞭になっている．しかし，DNL が 5 を超え，明らかに非線形応答の影響を受けているデータについていえば，それらは平均して 2 倍程度 (上側の灰色破線) の PGA 過大評価となっている．PGA 過大評価を表層地盤の PGA 増幅率の低下と関連付けて考えると，前章の理論的検討による図 3.17 と同様に，ここでも DNL と PGA 増幅率の低下との定量的関係が見出されたことになる．この結果は観測記録についてのものであり，また強震動予測と関連付けられているため，非常に重要である．

## 第 5 章

# 議論

本研究で扱った観測データセットの中には，ひとつの観測点で 100gal を超える強震動が複数回観測されている例がいくつかある．こうしたデータを調べれば，ある特定の地盤の応答特性が地震動レベルによりどう変化するかがわかる．こうしたデータは，強震観測網が整備されてある程度の時間が経ったことにより得られた貴重なものである．

付録 A には，解析に用いたすべての観測記録について，水平動の地表/地中スペクトル比，S-H/V スペクトル比，およびそれらの強震/弱震スペクトル比と DNL が示してある．その中から，特にさまざまな地震動レベルの記録が得られている観測点を選択し，図 5.1 および図 5.2 に示す．観測点ごとのスペクトル比の変化の様子をみると，いずれも同程度の PGA では同じような変化を示し，さらに PGA が上がるとその変化の程度が大きくなり，DNL も増大する傾向が共通してみられる．強震データが得られた 4 つの地震は，これまで述べてきたように，内陸地震・プレート間地震・スラブ内地震とタイプが異なっており，震源深さも様々である．にもかかわらず，各観測点でのスペクトル比の低下の様子は地震動レベルによってのみ決まるように見える．しかし，それぞれの強震/弱震スペクトル比の特徴は，S-H/V または地表/地中スペクトル比の卓越ピークの位置などの特徴によって決まっており，観測点ごとに異なっている．ただし，東北地方前弧側では，図 5.1 の MYG002，図 5.2 の IWTH23，IWTH27 のように，表層が薄いために 1 次ピークが 10Hz 前後にあるような観測点の割合が多い．これらの観測点に限れば，非線形応答時にはこの卓越ピークの低周波数側へのシフトもしくは高周波数レベルの低下により，強震/弱震スペクトル比は 1 次ピークの位置またはその高周波数側で鋭く落ち込み，さらに高周波数側で 1 前後に戻る．地震動レベルが上がるにつれ，この落ち込みがより深くなり，また低周波側へ拡大する場合もある．付録 A をみると，こういった共通した特徴をもつ観測点が少なくないことがわかる．これらは，地震動レベルにつれて地盤の応答特性が変化の様子が実際に観測された，たいへん重要な例である．しかし，それ以外の観測点では，数が少ないこともありスペクトル比の変化に共通の傾向を見出すことは難しい．今

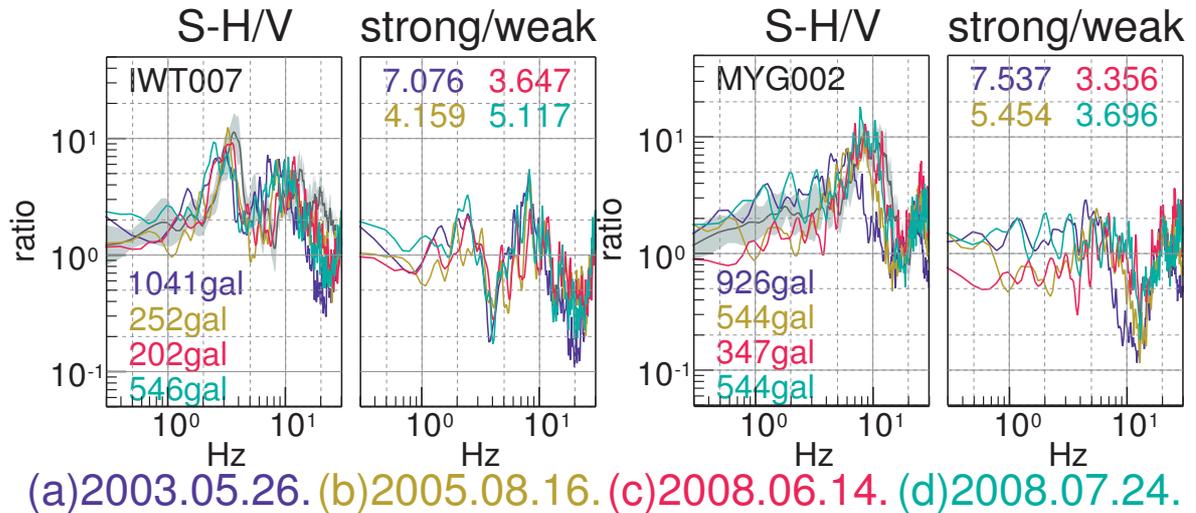
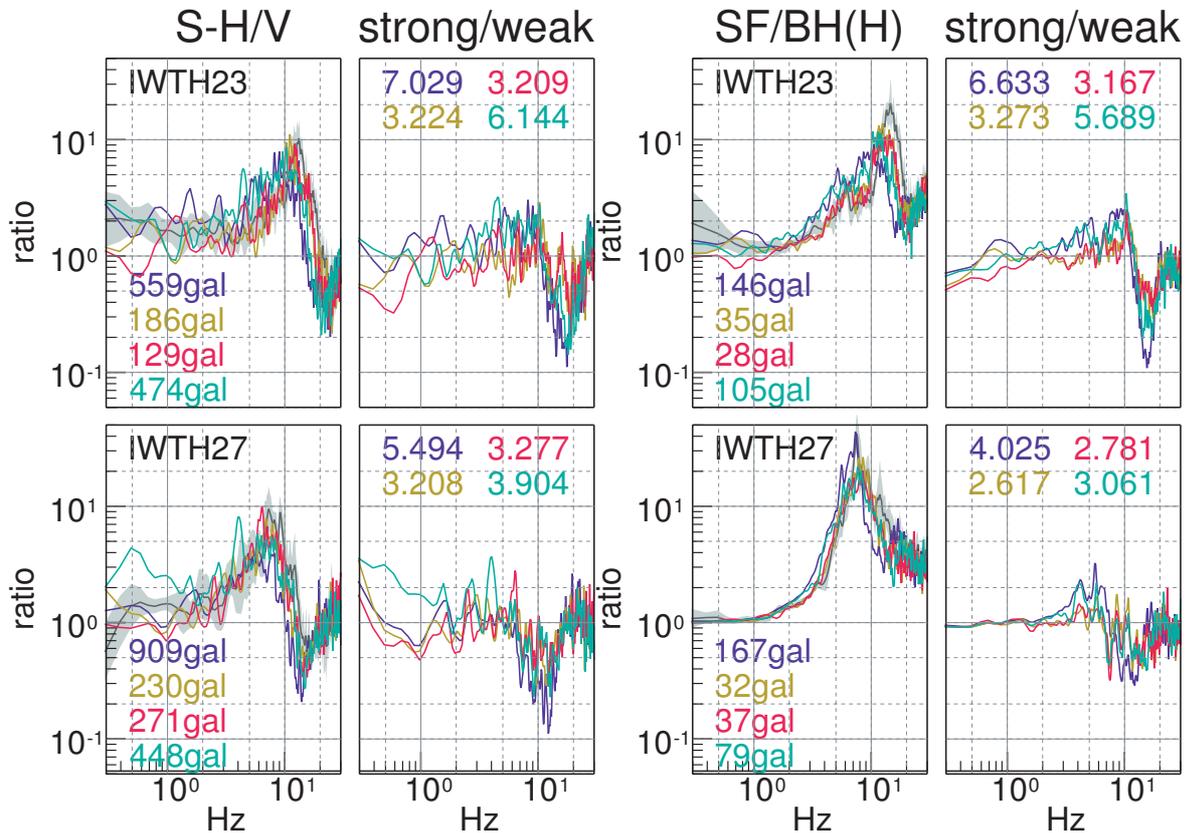


図 5.1: K-NET 観測点 IWT007 および MYG002 において、図 2.2 に示した 4 つの地震時の S-H/V スペクトル比の変化の比較．それぞれ左側は S-H/V スペクトル比，右側はそれらについての強震/弱震スペクトル比である．灰色の線は弱震時の S-H/V スペクトル比の平均，灰色の網掛けはその標準偏差を示す．青，黄，赤および緑の線は強震時の S-H/V スペクトル比および強震/弱震スペクトル比を示し，各色は (a)，(b)，(c) および (d) で示された地震に対応する．S-H/V スペクトル比と共に示された数字は，対応する色の地震時の地表水平動の PGA を表す．また，強震/弱震スペクトル比と共に示された数字は，それぞれの S-H/V スペクトル比の変化から計算された DNL を表す．

後，そういった観測点でのデータを増やすことが課題である．

第 3 章では，理論的検討から DNL と PGA 増幅率に相関があることを示した．また，第 4 章では，EGF 法で波形合成を行うと，DNL が大きいデータには PGA が過大評価になることを示したが，言い換えれば，DNL が大きい場合は線形応答時に比べ表層地盤による PGA 増幅率が低下したとすることができる．そこで，強震観測記録について各観測点での入力レベルごとの PGA 増幅率と DNL との比較の例を図 5.3 に示す．入力レベルに地中での水平動 PGA を用いるため，KiK-net のデータを使用する．さらに，PGA300gal 以上の強震データがあること，DNL が 5 以上のデータがあること，および 3 セット以上の強震データがあることを条件に絞り込むと，図にある 8 観測点が残る．ただし，IWTH25 は上の条件を満たすが，2.3 節で述べたように，岩手・宮城内陸地震の際のデータが本研究の範囲を逸脱している恐れがあるため，除外している．

図 5.3 では，いずれの観測点でも強震時の地表 PGA と地中 PGA の比が弱震時に比べ平均して小さくなっている傾向が見て取れる．この傾向に対するばらつきは小さくはないが，強震時の PGA 増幅率はほぼ確実に弱震時より低下するとは言える．DNL



(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.

図 5.2: KiK 観測点 IWTH23 および IWTH27 において, 図 2.2 に示した 4 つの地震時のスペクトル比の変化の比較. それぞれ左側から順に, S-H/V スペクトル比と, それらの強震/弱震スペクトル比, 水平動の地表/地中スペクトル比と, それらの強震/弱震スペクトル比である. 灰色の線は弱震時のスペクトル比の平均, 灰色の網掛けはその標準偏差を示す. 青, 黄, 赤および緑の線は強震時のスペクトル比を示し, 各色は (a), (b), (c) および (d) で示された地震に対応する. S-H/V スペクトル比と共に示された数字は, 対応する色の地震時の地表水平動の PGA を表す. 一方, 地表/地中スペクトル比と共に示された数字は, 同じく地中水平動の PGA である. また, 強震/弱震スペクトル比と共に示された数字は, それぞれ S-H/V スペクトル比または地表/地中スペクトル比から計算された DNL を表す.

の値についていえば、横軸の入力レベルが大きいほど DNL が大きくなっており、これは表層の地震動レベルが上がって非線形応答が起き、S-H/V スペクトル比が弱震時から変化したことを示している。この DNL の増大は、データ数が少ないながら PGA 増幅率の低下と対応しており、3.3.3 節での理論計算による結果 (図 3.17) を裏付けている。

この傾向は、各々の観測点について、さらにデータを増やせばより明らかになることが期待されるが、強震データについては難しい。図に示した観測点は、例外的に強震データが多くとれている点だが、それでも数例である。このことは、1 つの観測点だけでは統計的な検討ができるほどのデータ数を揃えられないということを示している。したがって、非線形応答について統計的な検討を行うためには、多数の観測点のデータをまとめて調べる必要がある。その際には、線形応答時の増幅特性 (スペクトル比) や表層土質などが似通った観測点を選ぶといったことも重要になる。それらのグループが、それぞれ異なった非線形応答の傾向を示すことも十分考えられ、これにより地形や地盤ごとの非線形応答の特徴が得られる可能性もある。

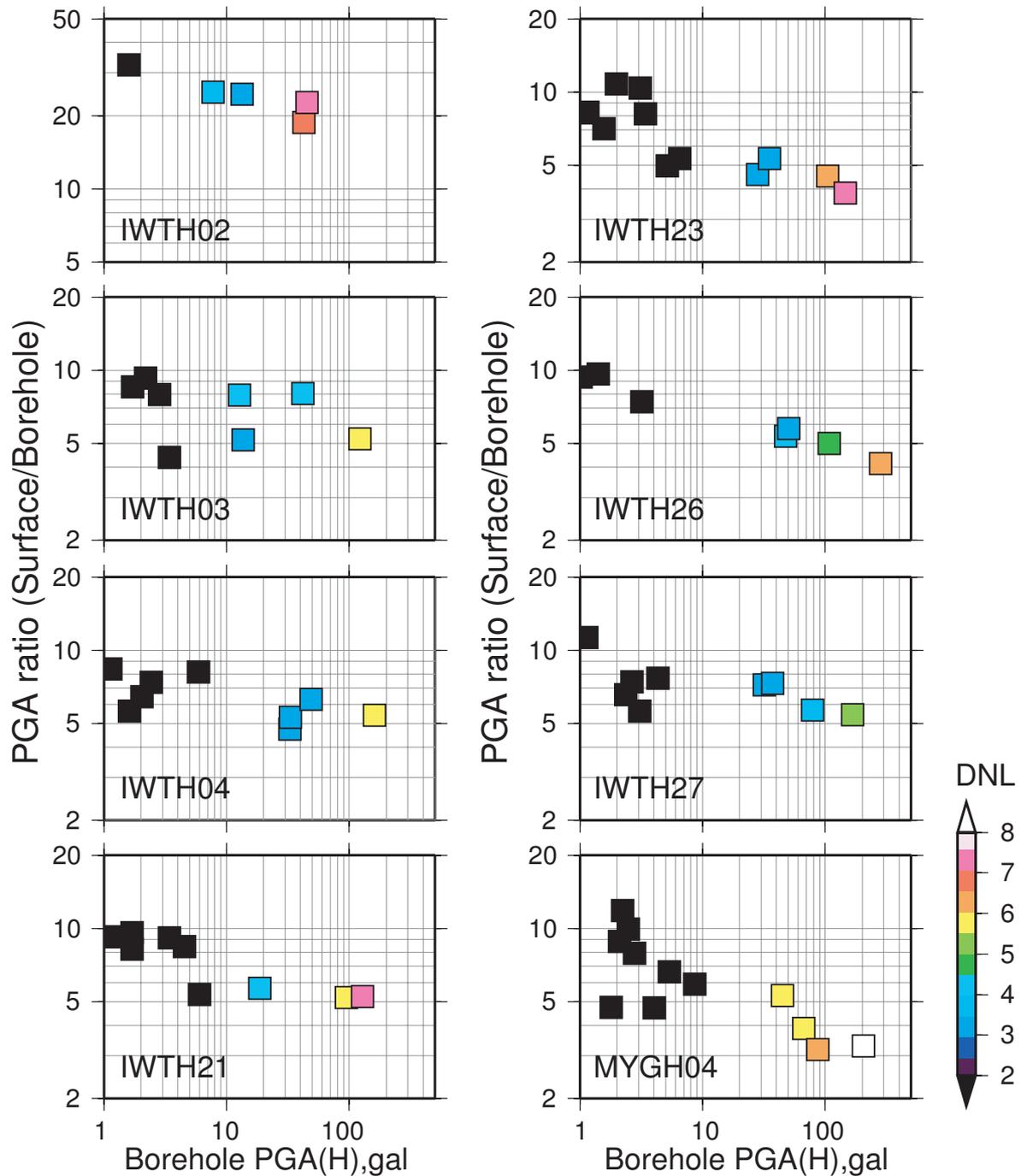


図 5.3: KiK-net 観測点での地中水平動の PGA と ,PGA 増幅率 ,および DNL との比較 . PGA 増幅率は地中水平動の PGA の地中水平動のそれに対する比である . シンボルの色は DNL を示すが ,これが黒の場合 ,そのデータは弱震時の平均スペクトル比を計算するのに用いた弱震データであることを表している .



## 第 6 章

# まとめと今後

強震時の表層地盤の非線形応答について，ボアホールでの記録を必要としない解析手法である S-H/V スペクトル比を用いた方法の有効性および正当性を，以下の 2 つの手段を用いて検証した．まず，KiK-net ボアホール観測点 57 点での観測記録について従来用いられる水平動地表/地中スペクトル比と S-H/V スペクトル比の非線形応答時の変化を比較し，その相似性を確認した．次に，P-SV 波の一次元重複反射理論と等価線形手法を用いて，モデル構造から理論的に非線形応答時の地表/地中スペクトル比と S-H/V スペクトル比を計算し，強震観測記録の S-H/V スペクトル比の変化が非線形応答によるものであることを確かめた．これにより，S-H/V スペクトル比を用いた非線形応答解析手法の妥当性が確認され，ボアホール記録をもたない一般的な強震データについても非線形応答解析が行えるようになった．

また，多数の強震データについて非線形応答の度合を定量的・統計的に調べるために，非線形応答の定量的指標 DNL を提案した．DNL は強震時と弱震時のスペクトル比のずれを足し上げた量で，多数のデータについて計算できるように設計され，500 近い強震データについて DNL が算出された．DNL は地表水平動の PGA と有意な相関を示した．さらに，理論計算による S-H/V スペクトル比から計算した DNL は，特に減衰の増大による高周波レベルの低下の影響が強い場合には，地盤パラメータによらず PGA 増幅率の低下と一意に対応することがわかった．この関係を用いることで，地盤情報のまったくない地点であっても，強震時と弱震時の S-H/V スペクトル比さえ得られれば，DNL から PGA 増幅率の低下を見積もることができる可能性を示した．

さらに，EGF 法を用いて強震動予測を行い，非線形応答によると思われる地表水平動 PGA の過大評価と，DNL との比較を行った．その結果，観測 PGA が大きい点で PGA の過大評価および DNL が大きい点が多いこと，したがって DNL が大きいと PGA が過大評価となることが示された．特に DNL が 5 を超える点では合成 PGA が観測 PGA の 2 倍程度の過大評価となることがわかった．

以上の S-H/V スペクトル比および DNL を用いた手法は、非線形応答解析の非常に強力なツールであり、地震記録を用いた非線形応答解析の新たな展開につながる可能性をもっている。この手法により、非線形応答解析に利用できる強震データの数を大幅に増やすことができ、統計的な検討が可能になる。また、多数の観測点での記録を扱うことにより、特定の観測点に限らない普遍的な結論を得ることができる。そのひとつとして、図 5.3 に示したように、非線形応答度合い DNL と PGA 増幅率の関係がすでに得られており、これを発展させれば今後、非線形応答の影響も含めた統計的な入力-地表地震動レベル関係の構築につなげることができる。この関係を用いると、地盤の速度構造がなくても、非線形応答を考慮した地表地震動のレベルを見積もれるようになる。

本研究の内容はいわば初期の段階であり、実用につなげるにはまだ多くの検討を必要とする。本研究では、多数の単純化や仮定の上で理論計算を行い、非線形応答時のスペクトル比の変化の一般的な傾向を再現することを試みている段階である。今後は、観測記録とのさらなる比較や検討の上で、必要と思われる補正などを加えるという展開を想定しており、本研究での解析はその基礎となるものである。

今後の課題としては、まず観測データを用いた解析事例を増やすことが挙げられる。表層地盤の非線形応答による影響は、山地よりもむしろ軟弱なサイトで深刻であると考えられるが、本研究で扱った中でそういった観測点はほとんどなかった。このため、考慮する周波数帯域など、解析手法が山地のサイトに偏っている可能性がある。DNL が多様なサイトのデータに使える指標となるためには、さらに多くのサイトでの検証が必要である。また、DNL の計算方法そのものについてもさらなる検討が必要である。DNL から PGA 増幅率を見積もるためには、DNL と PGA 増幅率との対応がより明らかであることが望ましい。このため、DNL で足し上げを行う周波数帯域などについて、事例を増やして検討する必要がある。また、理論計算と観測記録の DNL の値の範囲が一致しない問題も、DNL にさらなる改良が必要であることを示している。

また、本研究では S-H/V スペクトル比および DNL の検証のために理論計算を行い、観測記録でみられた一般的な傾向を再現したが、個別の観測記録について詳細な検討は行っていない。まず、S-H/V スペクトル比の背景となる地震動の水平動・上下動成分について、それらを構成する地震波 (P 波, S 波, 表面波など) について注意深く調べ、理論的な補強をしなければならない。また、本研究の理論計算では入射角をほぼ鉛直としたほか、非線形化する表層が 1 層のみで一般的な飽和地盤とするなど、多数の仮定や単純化を行っている。こういった簡略化された考察で S-H/V スペクトル比の変化が基本的には説明できたので、今後は様々な場合を考慮した細かい調整を行う段階である。以上の目的のために、記録の豊富な観測点にしぼりこみ、詳細な検討を行うといった方向の研究も重要である。

# 謝辞

本研究では、地震観測記録として独立行政法人防災科学技術研究所による強震観測網 K-NET、および基盤強震観測網 KiK-net のデータ<sup>\*1</sup>を使用しました。さらに、観測点の地盤情報として K-NET および KiK-net 観測点の検層情報を使用しました。これらのデータの便利かつ迅速な提供により、研究を進めることができました。また、震源情報としては気象庁によるものを使用しました。等価線形法の解析プログラムとしては、東北学院大学の吉田望教授による一次元等価線形解析コード DYNEQ [35] を使用しました。DYNEQ には非線形応答の理論から説き起こした詳細なマニュアル [36] が付属しており、これから工学的にみた非線形応答について多くのことを学びました。また、応用地質株式会社の山本明夫博士には、DYNEQ の使用法をはじめ、非線形応答に関する様々な知識をお教えいただきました。Aki and Richards (1980) [1] の Propagator Matrix 法および Quality Factor  $Q$  に関しては、産業技術総合研究所の吉田邦一博士に大変お世話になりました。経験的グリーン関数 (EGF) 法による波形合成のための震源モデルなど合成方法については、京都大学防災研究所の浅野公之助教による解析結果 [4] を参考にさせていただきました。EGF 法のプログラムは、京都大学原子炉実験所の釜江克宏教授によるものです。このプログラムの使用にあたっては、北海道大学の前田宜浩博士に解説をいただきました。記して感謝いたします。また、本研究でのフィールドである東北地方太平洋側にお住まいの皆様には、日頃から高い防災意識を保ち、数々の地震災害にも屈せず復旧を遂げる力強い意志に心よりの敬意を表します。

本論文は、修士課程から長く面倒を見て下さった笹谷努教授の丁寧で辛抱強いご指導、および活発な議論によって完成することができました。また、本論文の主査を務めていただいた小山順二教授には、内容や文面、手続きなどについて丁寧なご指導をいただきました。お二人には、お忙しい中、こちらの至らぬ点のせいで色々とお迷惑をおかけしてしまいましたが、なんとか無事に論文を仕上げることができました。お二人のご指導があってこそ、本論文は完成できたのだと思います。厚く御礼申し上げます。

強震動地震記録にみられる非線形応答に関する研究は、北海道大学の笹谷努教授および

---

<sup>\*1</sup> <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>

高井伸雄准教授を中心とする十勝沖地震強震動研究会 (TS 研) の主要なテーマのひとつでした。TS 研では非線形応答に関して実にご教授や示唆を受け、本研究の内容に関しても、多様かつ有意義なご意見・ご指導を賜りました。これまで TS 研に参加してこられた皆様に、心から感謝いたします。

私の所属する北海道大学理学院自然史科学専攻の地震ダイナミクス研究室をはじめとして、固体系ゼミに所属の皆様、特にグローバル地震学研究室の蓬田清教授には、本研究の内容に関して貴重な御意見を数多く頂きました。また、私は特別研究学生として理学院から工学研究科に委託され、北海道大学工学研究科の都市防災学研究室に机を置いていました。都市防災学研究室の皆様には、事務官の津川りゅう子氏をはじめ、多大なご助力をいただきました。特に南雲秀樹博士には、多くの詳細な議論・指導をいただきました。

博士後期課程へ入学する前に勤務していた気象庁の皆様には、退職により多大なご迷惑をかけたにも関わらず、快く送り出していただきました。また、大阪管区気象台地震火山課での勤務では、北海道大学での修士課程の頃とは異なるフィールドでの現業・研究に触れ、視野を広げ、新鮮な知見を得ることができました。

本研究を進めるにあたり、精神的な支えとなってくれた友人や周囲の皆様、また北十八条つくしにお集まりの皆様のおかげで、研究を続ける意思を保つことができました。

皆様には心からの感謝を表します。

最後になりますが、仕事を辞めて研究に戻ることを快諾し、支援してくれ、何より私をここまで育ててくれた母に、本論文を捧げたいと思います。

ありがとうございました。

## 参考文献

- [1] K. Aki and P. G. Richards. *Quantitative Seismology*, Vol. 1. W. H. Freeman & Co., San Francisco, California, 1980.
- [2] S. Aoi, T. Kunugi and H. Fujiwara. Trampoline Effect in Extreme Ground Motion. *Science*, Vol. 322, No. 5902, pp. 727–730, 2008.
- [3] 新井洋, 関口徹, 時松孝次. 2004 年新潟県中越地震後の K-NET・JMA 小千谷における表層 S 波速度の回復過程. 第 12 回日本地震工学シンポジウム, 0327, pp. 1414-1417, 2006.
- [4] 浅野公之, 岩田知孝, 入倉孝次郎. 2003 年 5 月 26 日に宮城県沖で発生したスラブ内地震の震源モデルと強震動シミュレーション. *地震*. 2 輯, Vol. 57, No. 2, pp. 171–185, 2004.
- [5] 藤本一雄, 翠川三郎. 近接観測点ペアの強震記録に基づく地盤増幅度と地盤の平均 S 波速度の関係. *日本地震工学会論文集*, Vol. 6, No. 1, pp. 11–22, 2006.
- [6] S. Hartzell. Variability in nonlinear sediment response during the 1994 Northridge, California, earthquake. *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 88, No. 6, pp. 1426–1437, 1998.
- [7] 堀川晴央, 水野清秀, 石山達也, 佐竹健治, 関口春子, 加瀬祐子, 杉山雄一, 横田裕, 末廣匡基, 横倉隆伸, 岩淵洋, 北田奈緒子, Arben Pitarka. 断層による不連続構造を考慮した大阪堆積盆地の 3 次元地盤構造モデル. *活断層・古地震研究報告*, No. 3, pp. 225–259, 2003.
- [8] I. M. Idriss. Response of soft soil sites during earthquakes. *Proc. H. B. Seed Memorial Symp.*, Vol. 2, pp. 273–289, 1990.
- [9] 今津雅紀, 福武毅芳. 砂礫材料の動的変形特性. 第 21 回土質工学研究発表会講演集, Vol. 1, pp. 509–512, 1986.
- [10] 岩崎敏夫. 地盤の動的変形特性に関する実験的研究 (ii) - 広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性 -. *土木研究所報告*, Vol. 153, No. 2, 1980.
- [11] 岩崎敏夫. 沖積粘性土の動的変形特性・強度特性について. 第 15 回土質工学研究発

- 表会, pp. 625–628, 1980.
- [12] 建設省土木研究所. 地盤の地震時応答特性の数値解析法 - SHAKE : DESRA -. 土木研究所資料, Vol. 1778, 1982.
- [13] 小林喜久二, 久家英夫, 植竹富一, 真下貢, 小林啓美. 21104 伝達関数の多地点同時逆解析による地盤減衰の推定 : その 1 方法と数値実験. 学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント, Vol. 1998, pp.207–208, 1998.
- [14] 國生剛治, 佐藤清隆, 松本正毅. 2391 1995 年兵庫県南部地震での地盤の非線形震動特性. 土と基礎, Vol. 43, No. 9, pp. 39–43, 1995.
- [15] J. Lermo and F. J. Chávez-García. Site effect evaluation using spectral ratios with only one station. *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 83, No. 5, pp. 1574–1594, 1993.
- [16] 翠川三郎. 強震時にみられる地盤特性の非線形性. 地震. 2 輯, Vol. 46, No. 2, pp. 207–216, 1993.
- [17] 翠川三郎. 2004 年新潟県中越地震の地震動について. 地震工学研究レポート, Vol. 92, pp. 1–10, 2004.
- [18] 中村豊. 地表面での常時微動測定による表層地盤の振動特性の推定. 土木学会第 41 回年次学術講演会講演概要集, I-417, pp. 833–834, 1986.
- [19] 盛川仁. 非線形地震応答解析と shake の使い方. 強震動予測 - その基礎と応用, 2005.
- [20] 笹谷努, 森川信之, 前田宜浩. スラブ内地震の震源特性. 北海道大学地球物理学研究報告, Vol. 69, pp. 123–134, 2006.
- [21] T. Sasatani, S. Noguchi, T. Maeda, and N. Morikawa. Recipe for Predicting Strong Ground Motions from Future Large Intraslab Earthquakes. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, October 12-17, No. 03-01-0023, 2008.
- [22] 佐藤春夫. ランダムな不均質による地震波の散乱. 地震. 2 輯, Vol. 44, pp. 85–97, 1991.
- [23] 佐藤浩章, 金谷守. 地震観測記録に基づく地震動の減衰特性 (その 2) 強震時の減衰特性を考慮した等価線形解析による上下動評価法の提案. 電力中央研究所報告, 研究報告, N05010, pp. 1–17, 2006.
- [24] T. Satoh, T. Sato, and H. Kawase. Nonlinear Behavior of Soil Sediments Identified by Using Borehole Records Observed at the Ashigara Valley, Japan. *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 85, pp. 1821–1834, 1995.
- [25] P. B. Schnabel, J. Lysmer, and H. B. Seed. SHAKE, a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. *Report EERC 72-12, University of California Berkeley*, 1972.

- [26] W. Silva. Body waves in a layered anelastic solid. *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 66, pp. 1539–1554, 1976.
- [27] I. Suetomi and N. Yoshida. Damping characteristics of soil deposits during strong ground motions. *Proc. Second Int. Symposium on the Effect of Surface Geology on Seismic Motion*, pp. 765–772, 1998.
- [28] 杉戸真太, 会田尚義, 増田民夫. 周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察. 土木学会論文集, No. 493, pp. 59–58, 1994.
- [29] 武村雅之, 池浦友則, 高橋克也, 石田寛, 大島豊. 堆積地盤における地震波減衰特性と地震動評価. 日本建築学会構造系論文報告集, No. 446, pp. 1–11, 1993.
- [30] 時松孝次, 翠川三郎. 地表で観測された強震記録から推定した表層地盤の非線形性状. 日本建築学会構造系論文報告集, No. 388, pp. 131–137, 1988.
- [31] 時松孝次, 新井洋. レイリー波とラブ波の振幅比が微動の水平鉛直スペクトル比に与える影響. 日本建築学会構造系論文報告集, No. 511, pp. 69–75, 1998.
- [32] 若松加寿江, 松岡昌志, 久保純子, 長谷川浩一, 杉浦正美. 日本全国地形地盤分類メッシュマップの構築. 土木学会論文集, No. 759, pp. 213–232, 2004.
- [33] K. L. Wen, T. M. Chang, C. M. Lin, and Chiang H. J. Identification of non-linear site response during the 1999, Chi-Chi, Taiwan earthquake from the H/V spectral ratio. *Third International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion*, Grenoble, France, 30 August - 1 September, No. 012, pp. 225–232, 2006.
- [34] 山本明夫, 笹谷努. 2003年十勝沖地震における地盤の非線形応答: KiK-net 鉛直アレー記録の活用. 日本地震工学会論文集, Vol. 7, No. 2, pp. 144–159, 2007.
- [35] 吉田望, 末富岩雄. DYNEQ: 等価線形法に基づく水平成層地盤の地震応答解析プログラム. 佐藤工業(株)技術研究所報, pp. 61–70, 1996.
- [36] 吉田望, 末富岩雄. DYNEQ -A computer program for DYNamic response analysis of level ground by EQuivalent linear method-. Version 3.25, pp. 108, 2004.
- [37] 吉見吉昭, 福武毅芳. 地盤液状化の物理と評価・対策技術. 技報堂出版, 2005.
- [38] 吉本和生. コード波の解析から分かること—リソスフェアの内部減衰と散乱減衰 (リソスフェアにおける短波長不均質構造—地震発生場の構造特性の解明に向けて). 月刊地球, Vol. 29, No. 4, pp. 216–221, 2007.

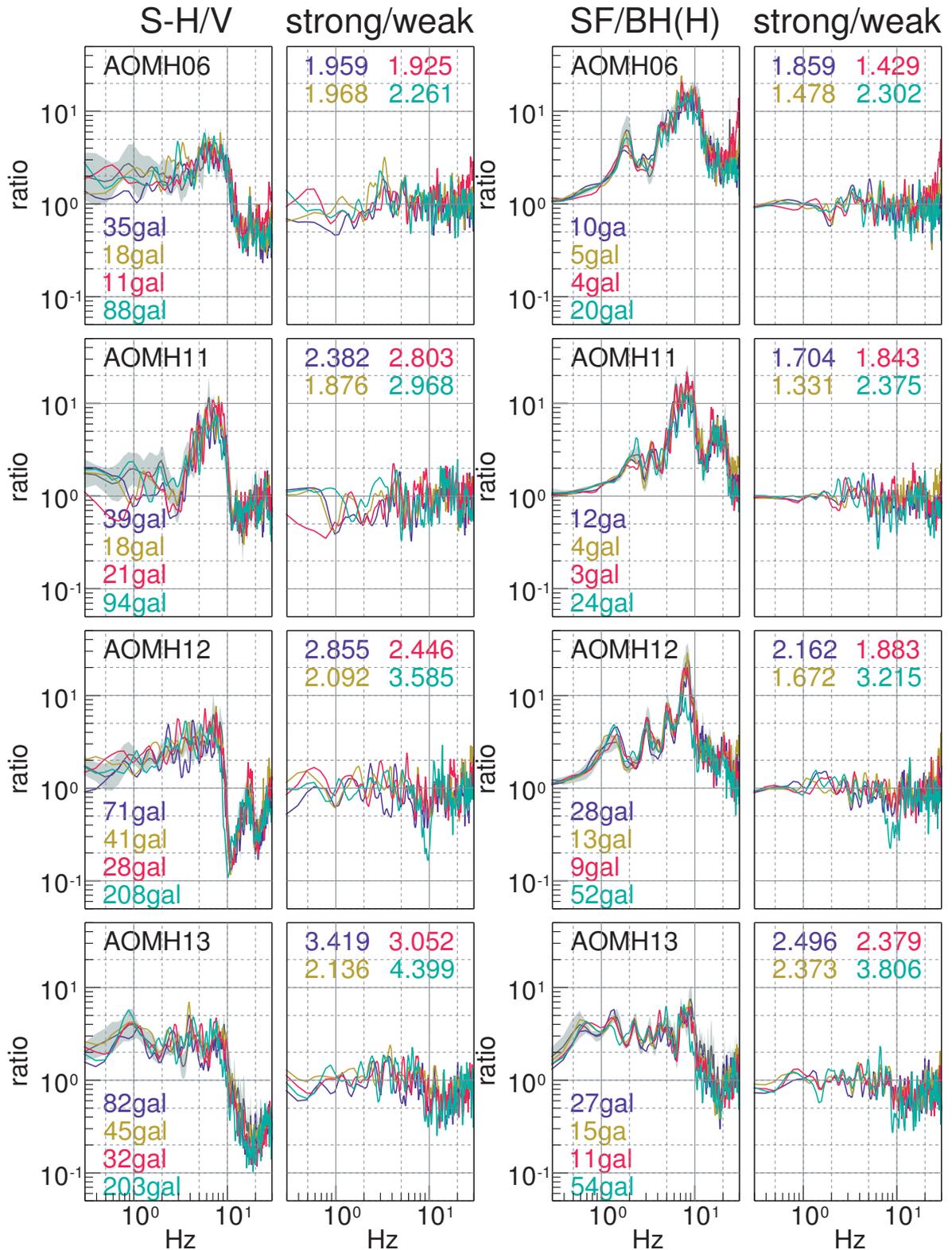


## 付録 A

# 強震観測記録のスペクトル比一覧

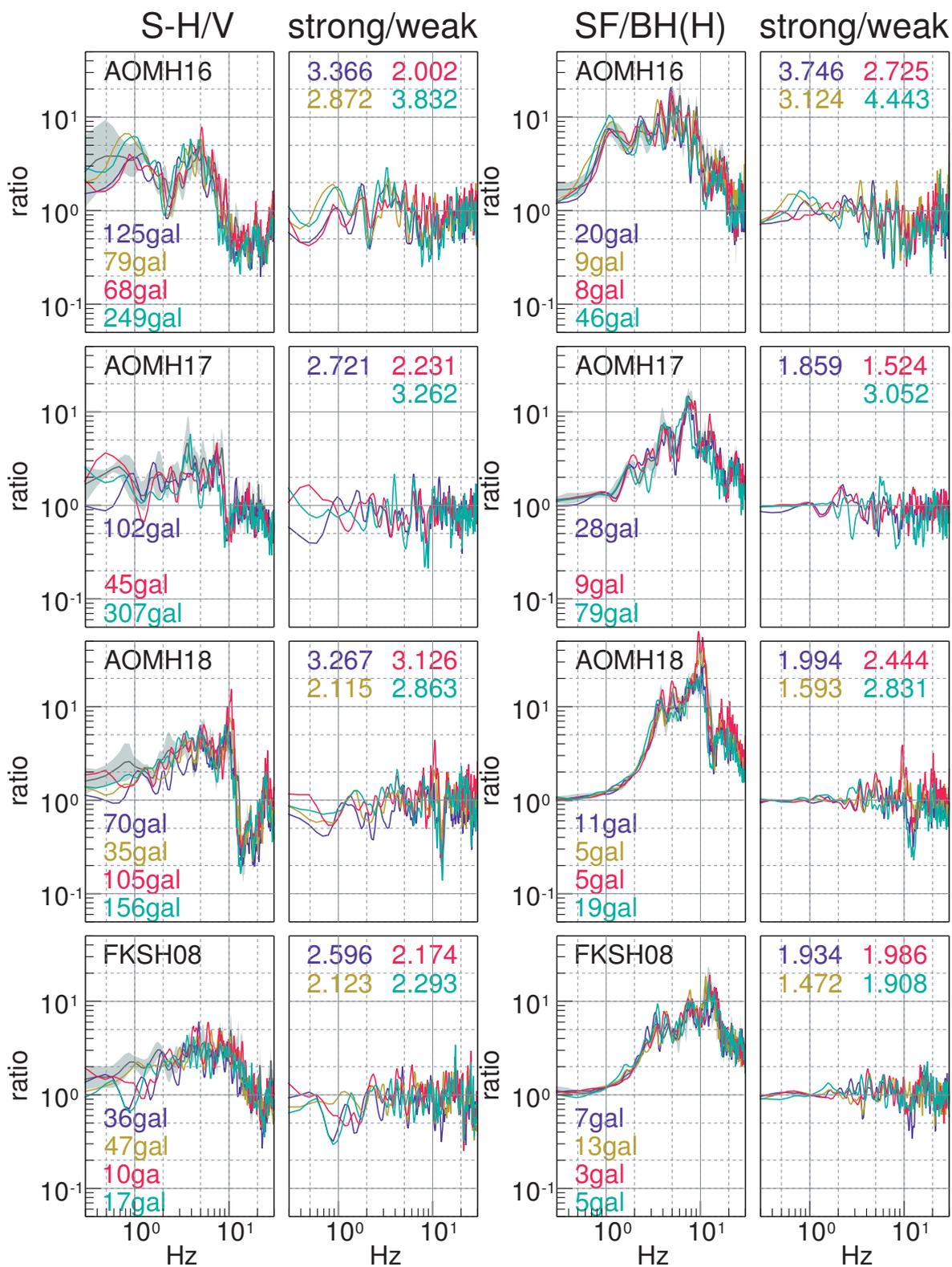
ここでは、本研究で S-H/V スペクトル比および DNL の計算に用いたすべての強震観測記録について、各スペクトル比の一覧を示す。図 A.1 に示した KiK-net のデータについては、左から順に、地表 S-H/V スペクトル比とその強震/弱震 (strong/weak) スペクトル比、および水平動の地表/地中 (SF/BH) スペクトル比とその強震/弱震スペクトル比を並べて示してある。また、図 A.2 に示した K-NET のデータについては、地表 S-H/V スペクトル比とその強震/弱震 (strong/weak) スペクトル比のみを示してある。

図 A.1 および図 A.2 について、以下は共通である。濃い灰色の線は弱震記録のスペクトル比の平均、薄い灰色の網掛けはそれらの標準偏差。色つきの線および数字はそれぞれ図 2.2 の各イベントに対応する。S-H/V スペクトル比と共に示してある加速度は、地表水平動の PGA を示す。また、図 A.1 では、地表/地中スペクトル比と共にボアホール底での水平動の PGA が示してある。各強震/弱震スペクトル比と共に示した数字は DNL である。

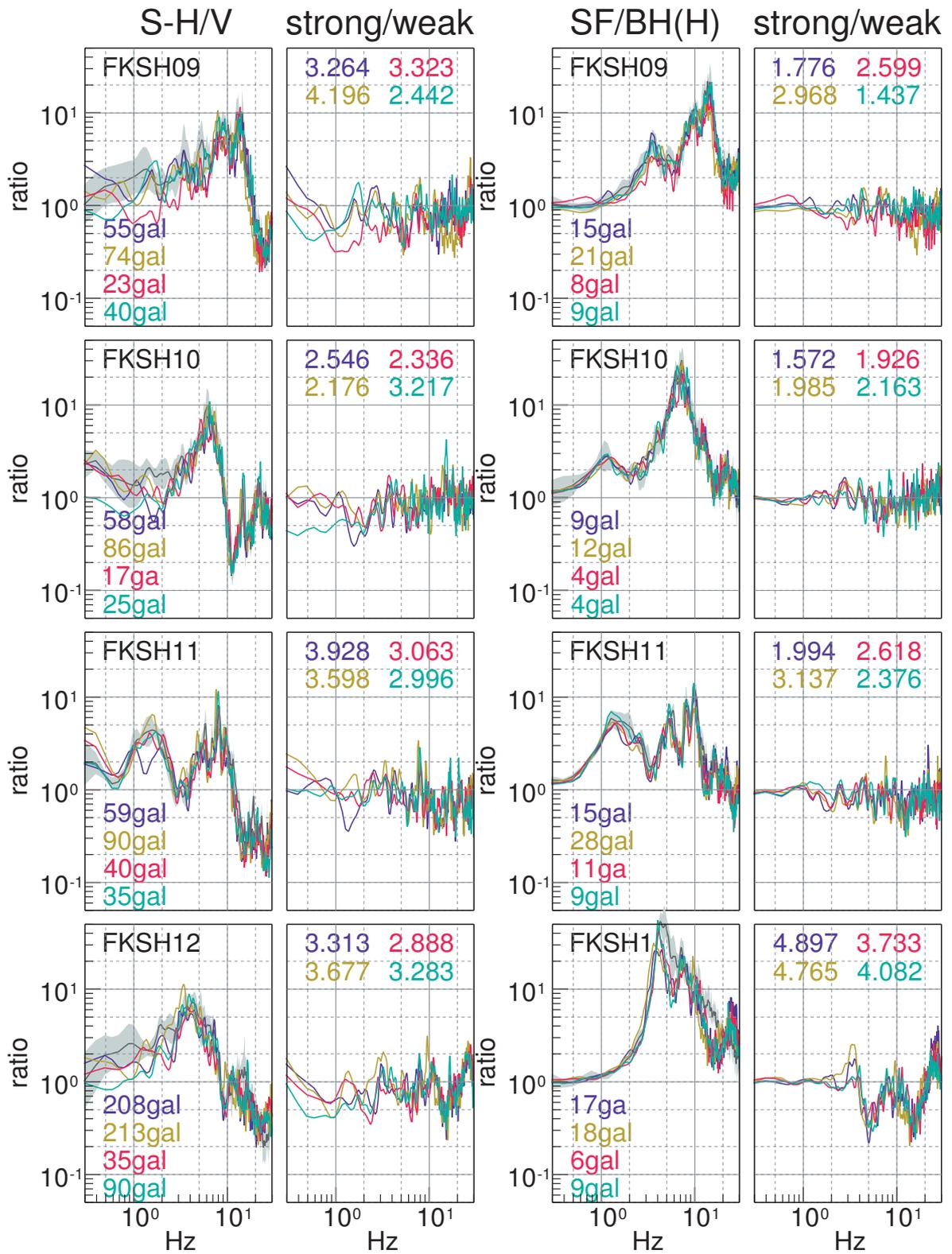


(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.

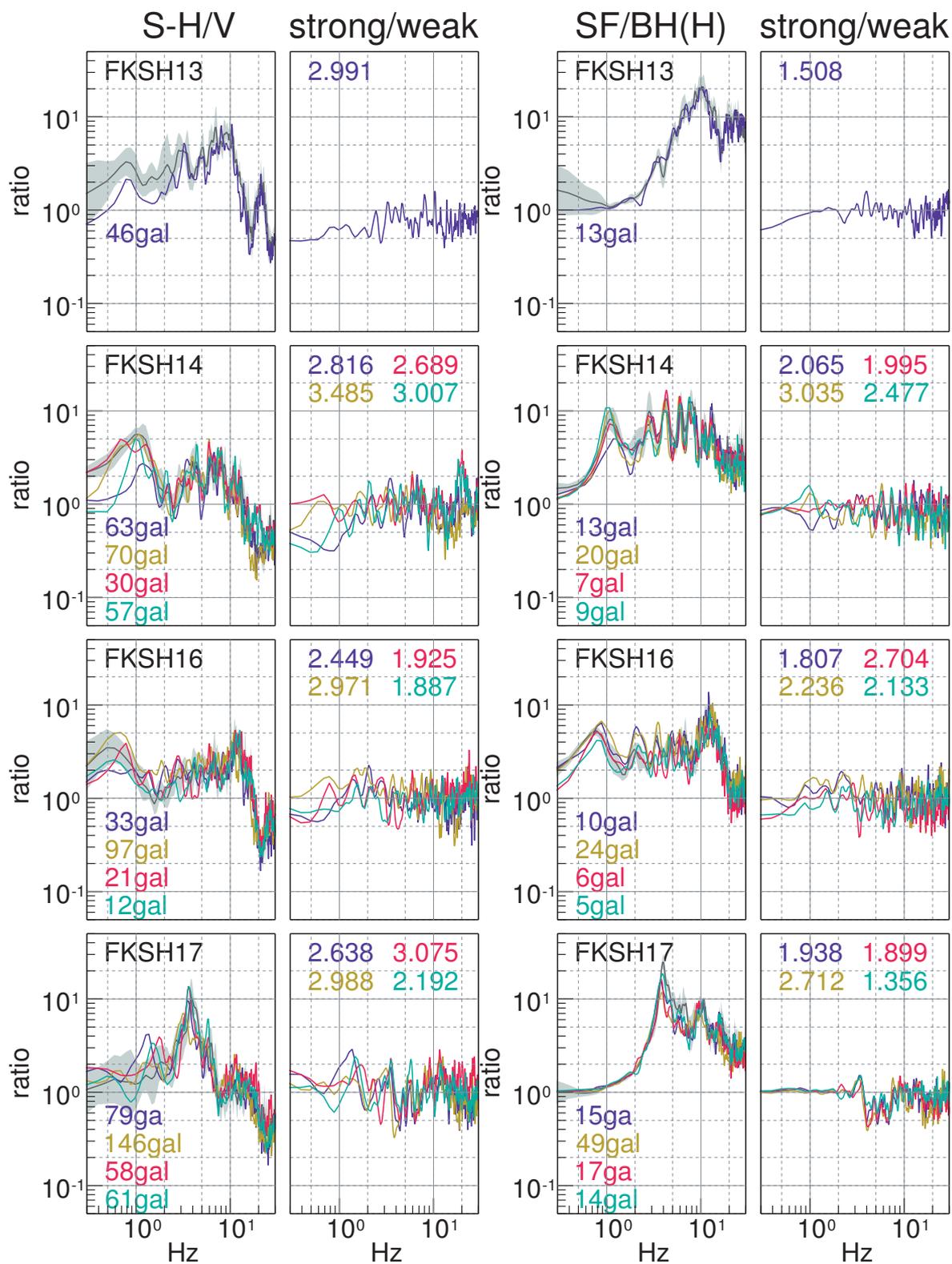
図 A.1: 解析に用いた KiK-net 強震データの S-H/V および水平動地表/地中 (SF/BH) スペクトル比, それらの強震/弱震スペクトル比の一覧.



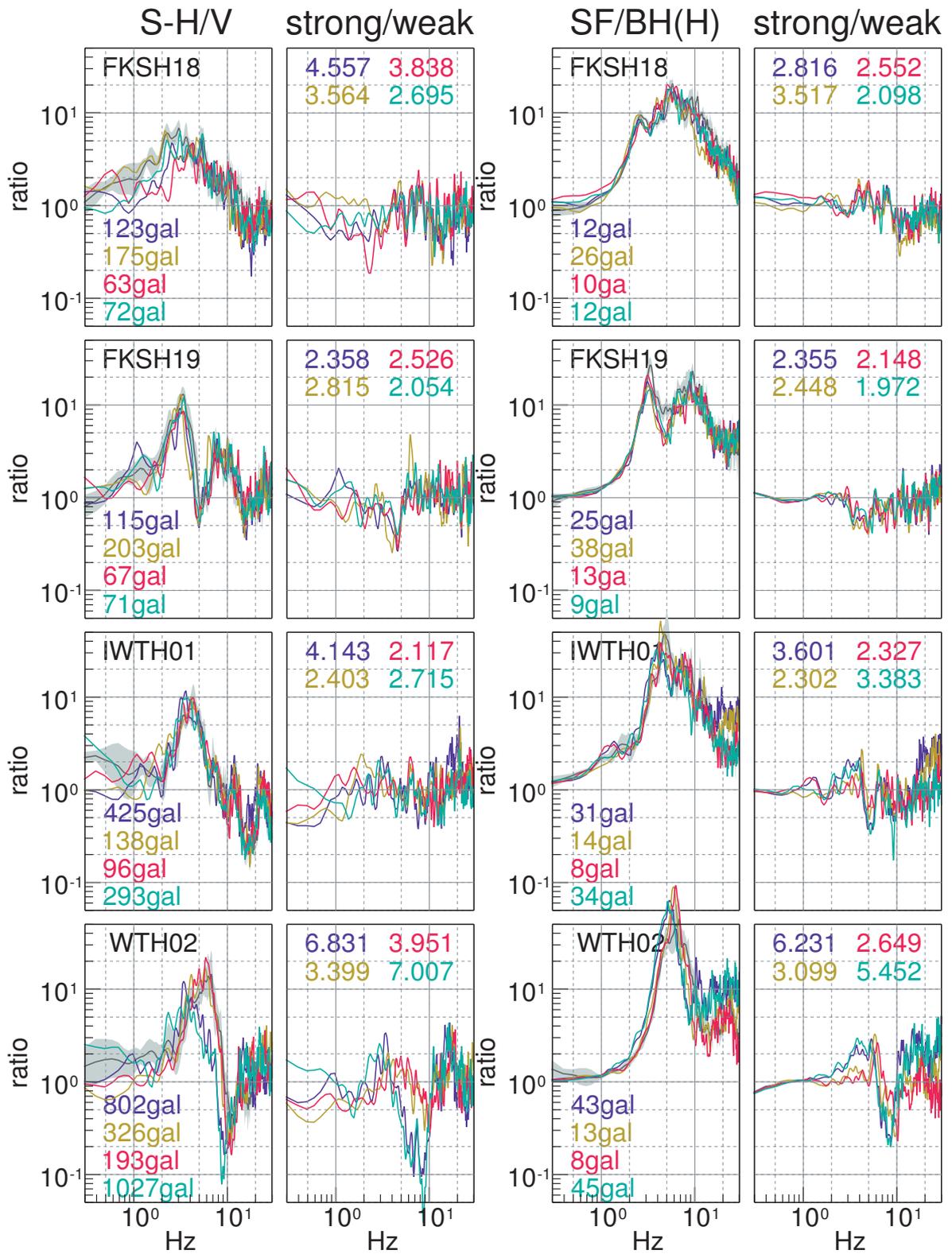
(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.



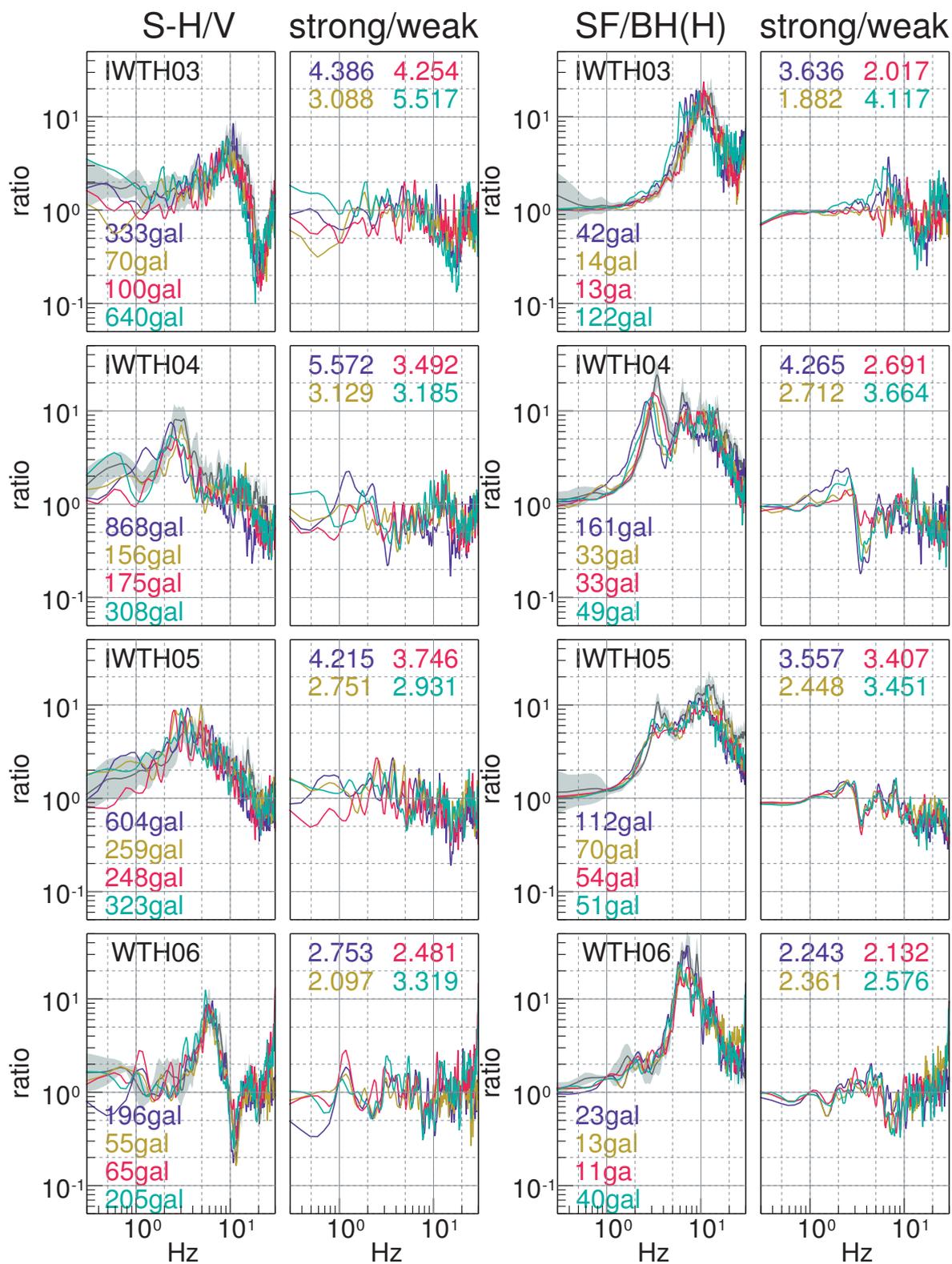
(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.



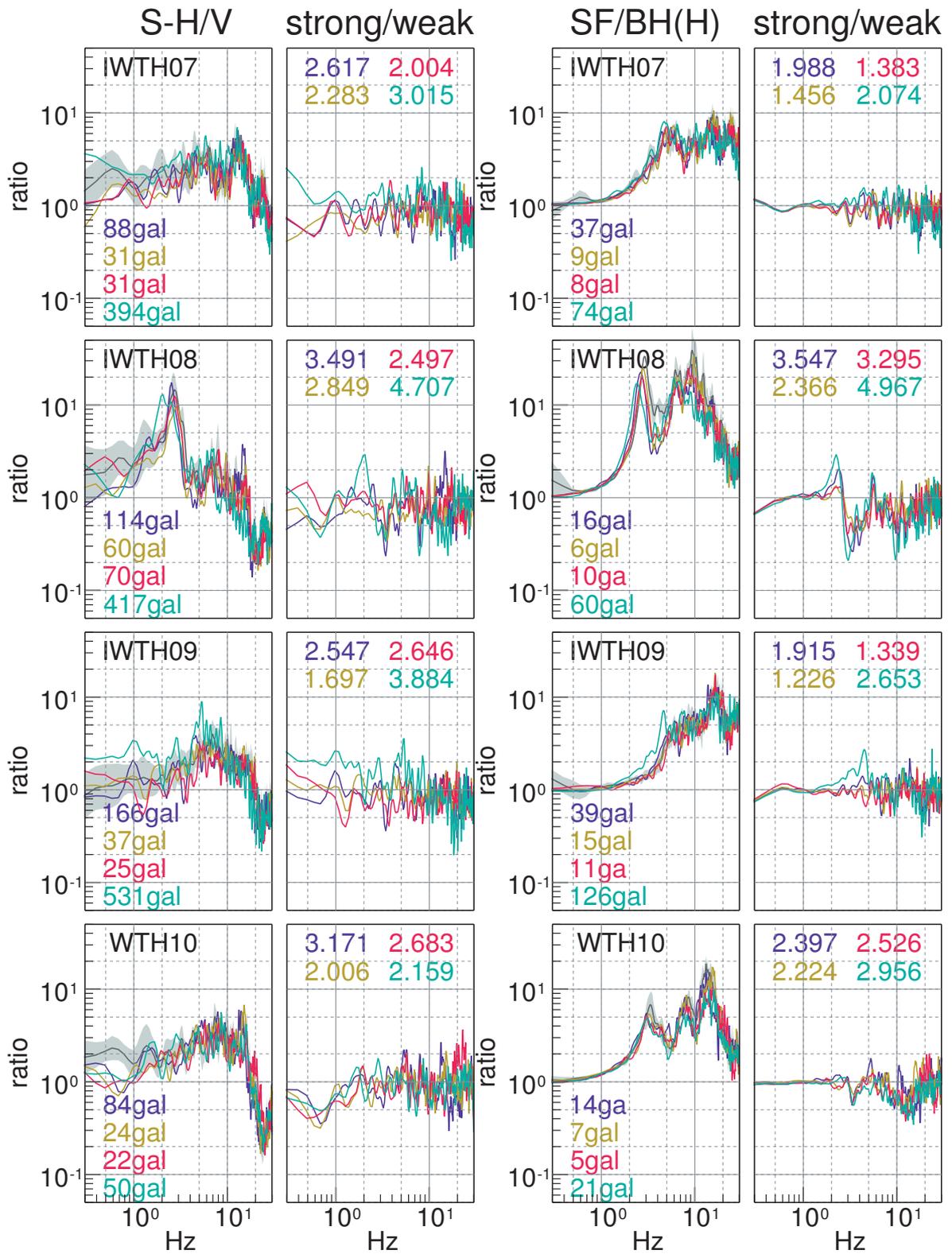
(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.



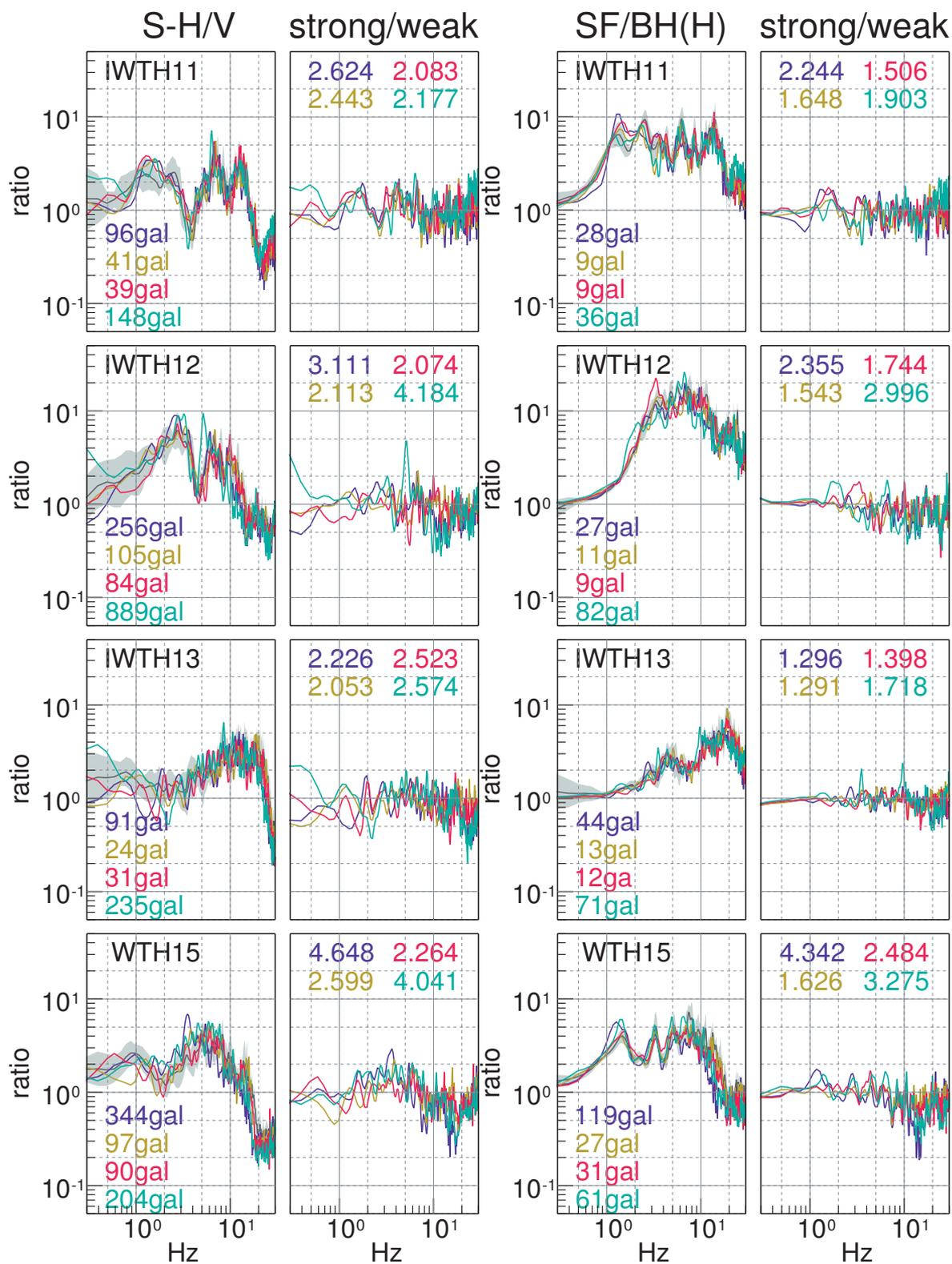
(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.



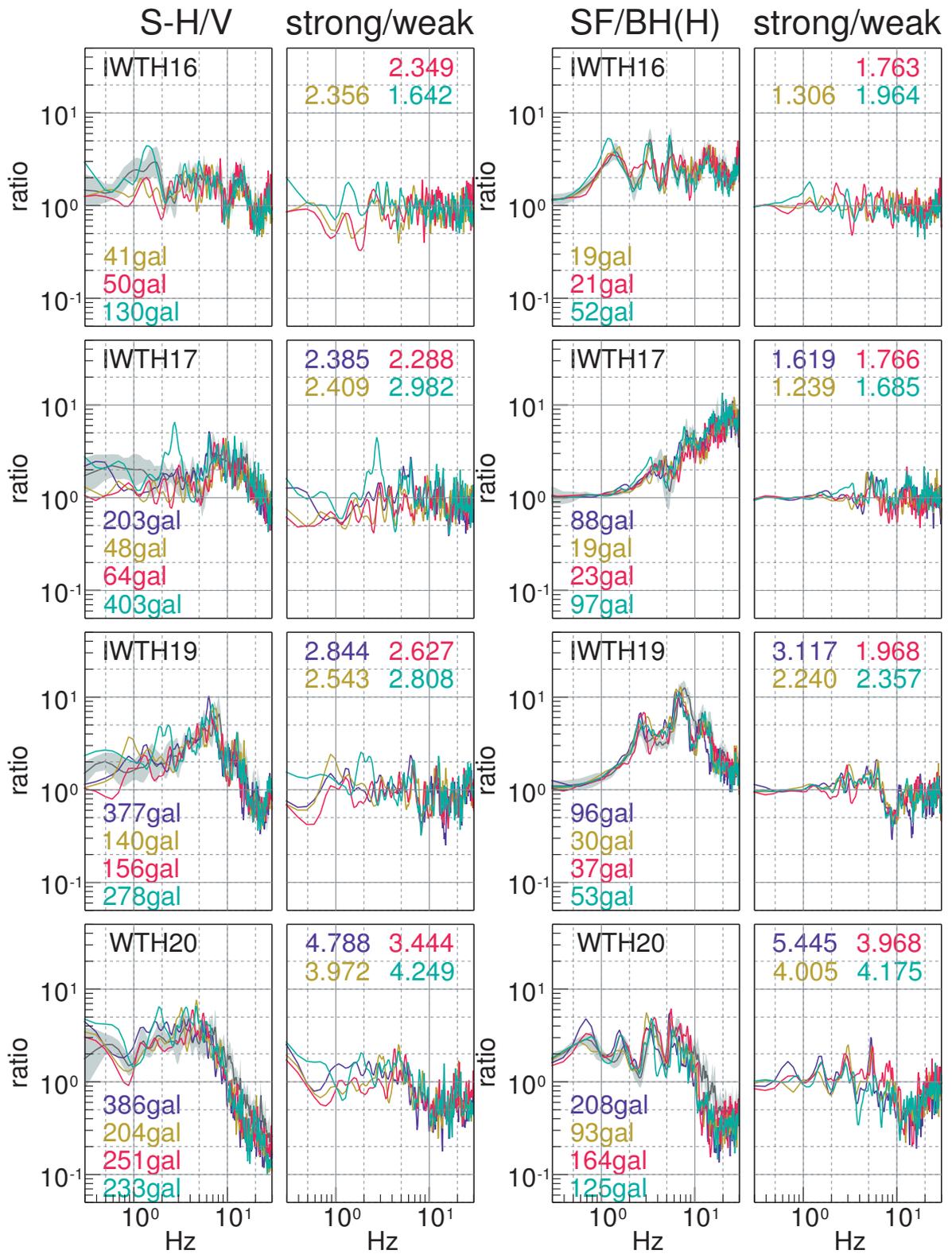
(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.



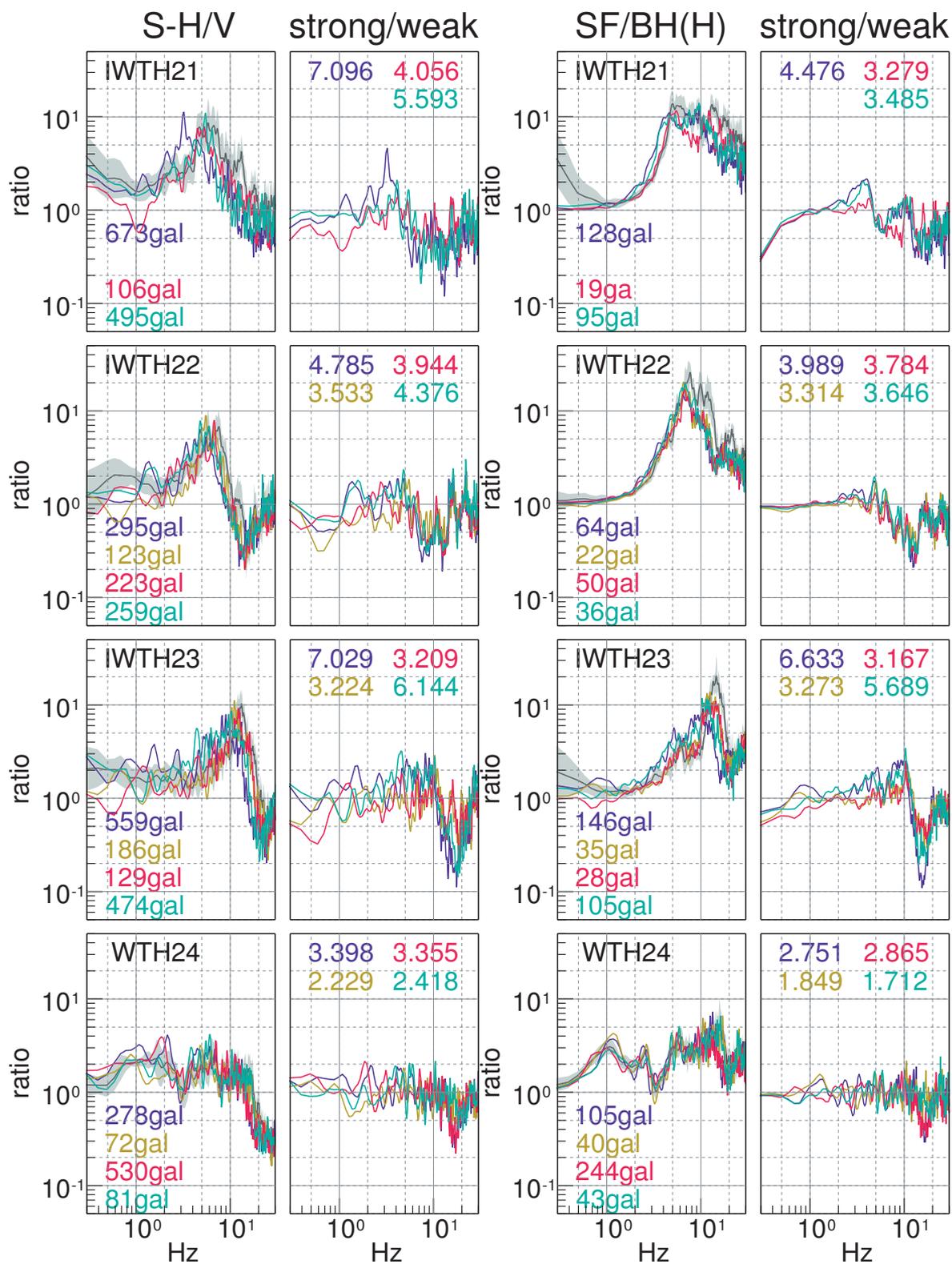
(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.



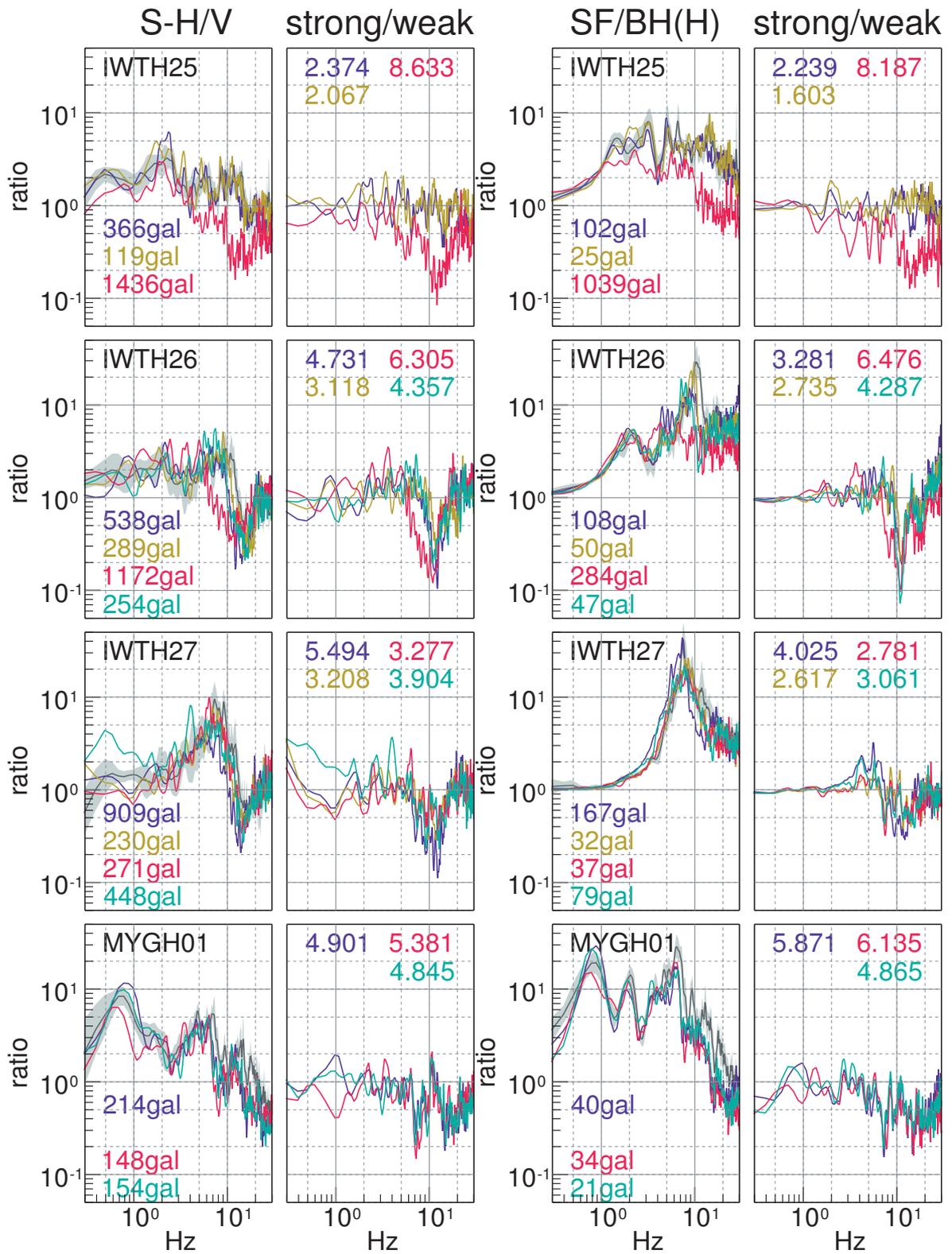
(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.



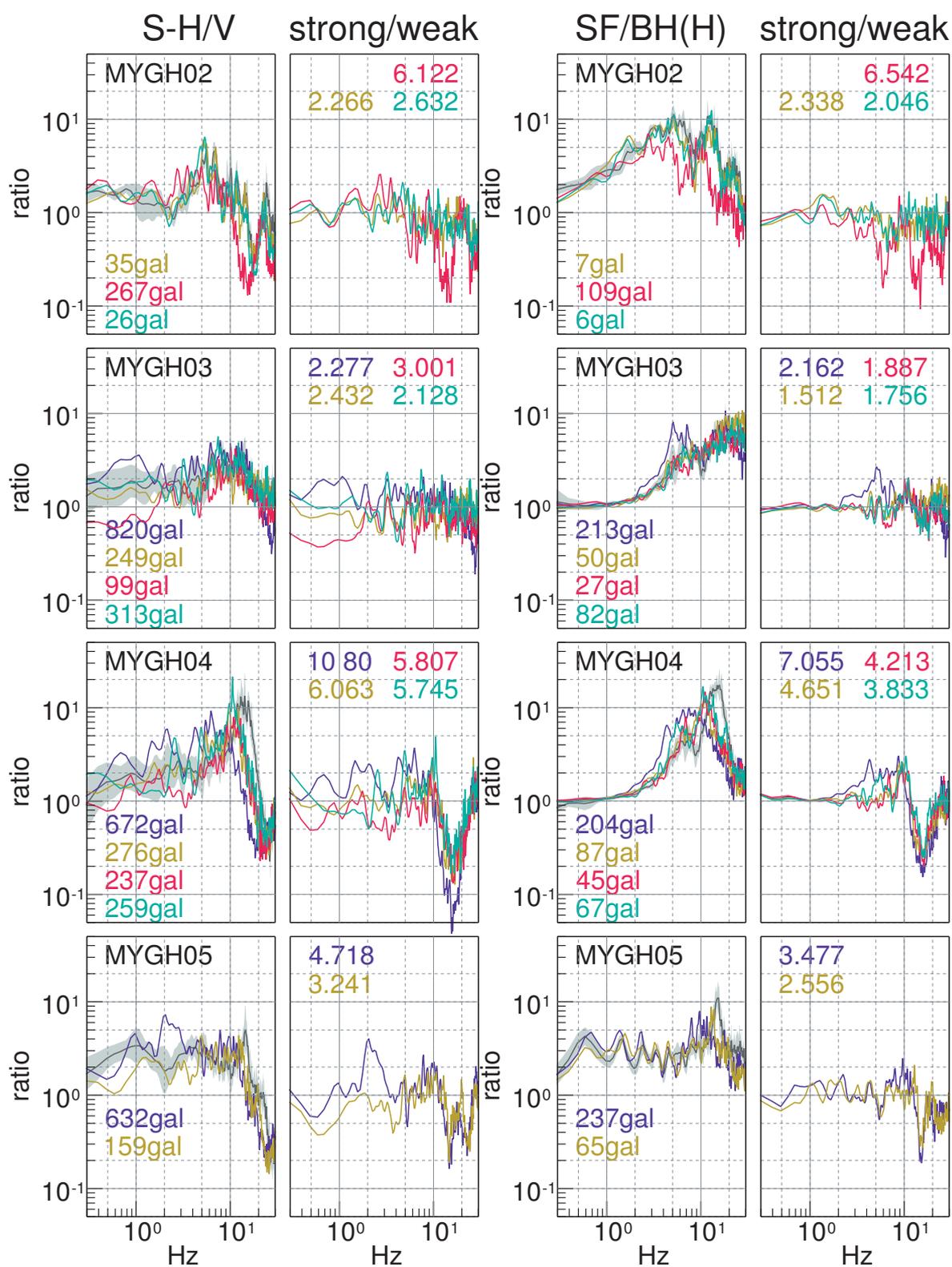
(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.



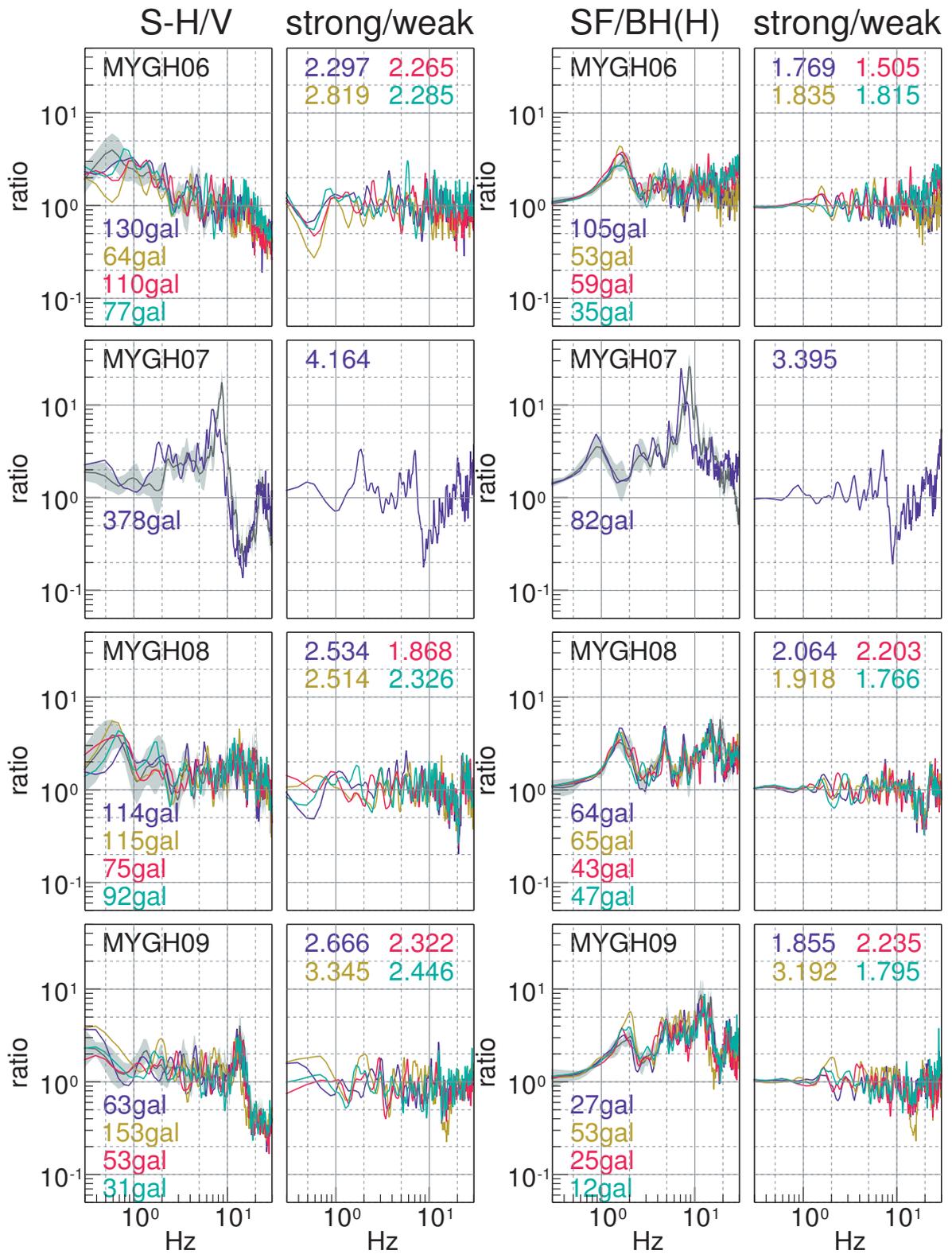
(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.



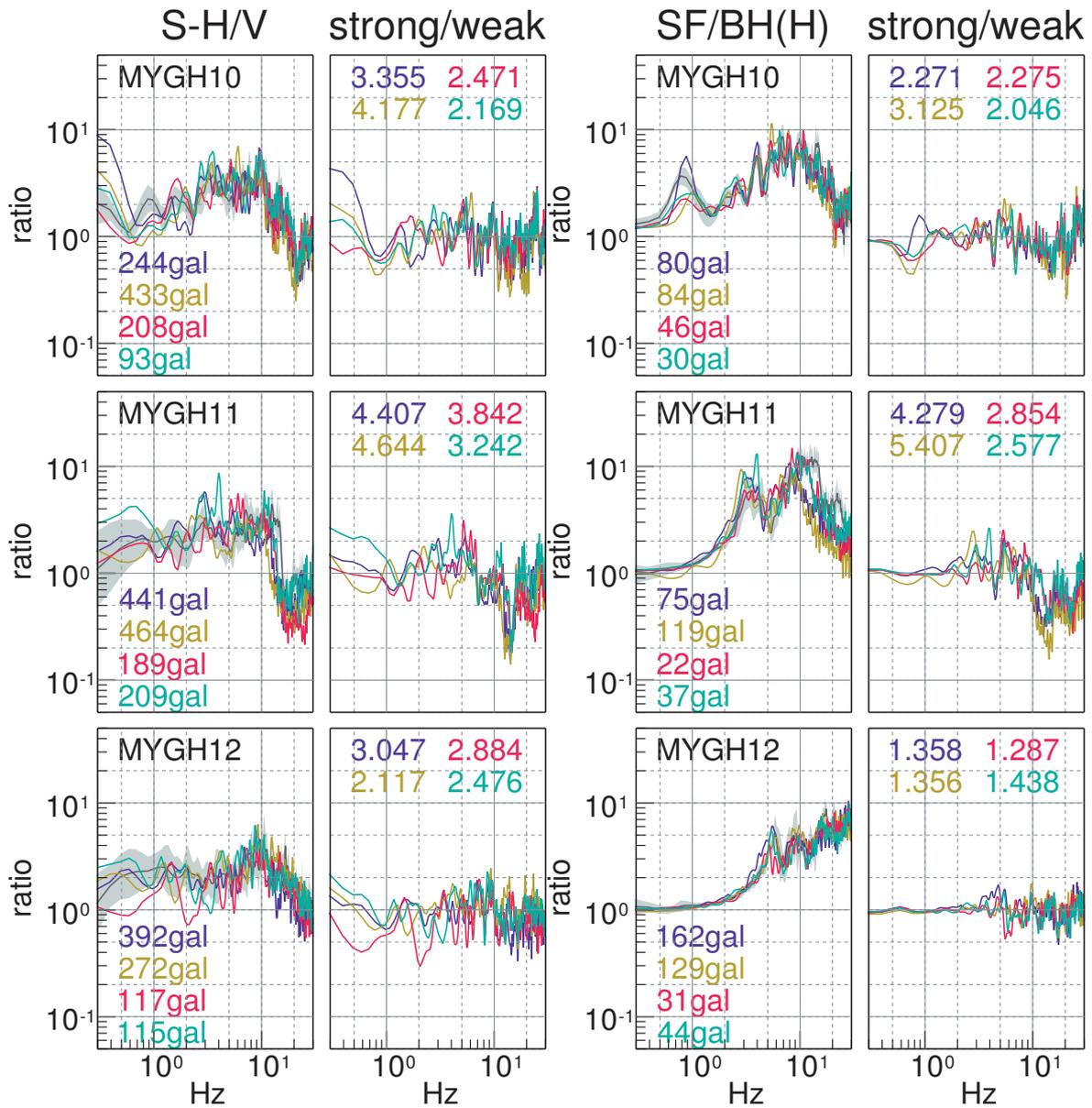
(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.



(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.

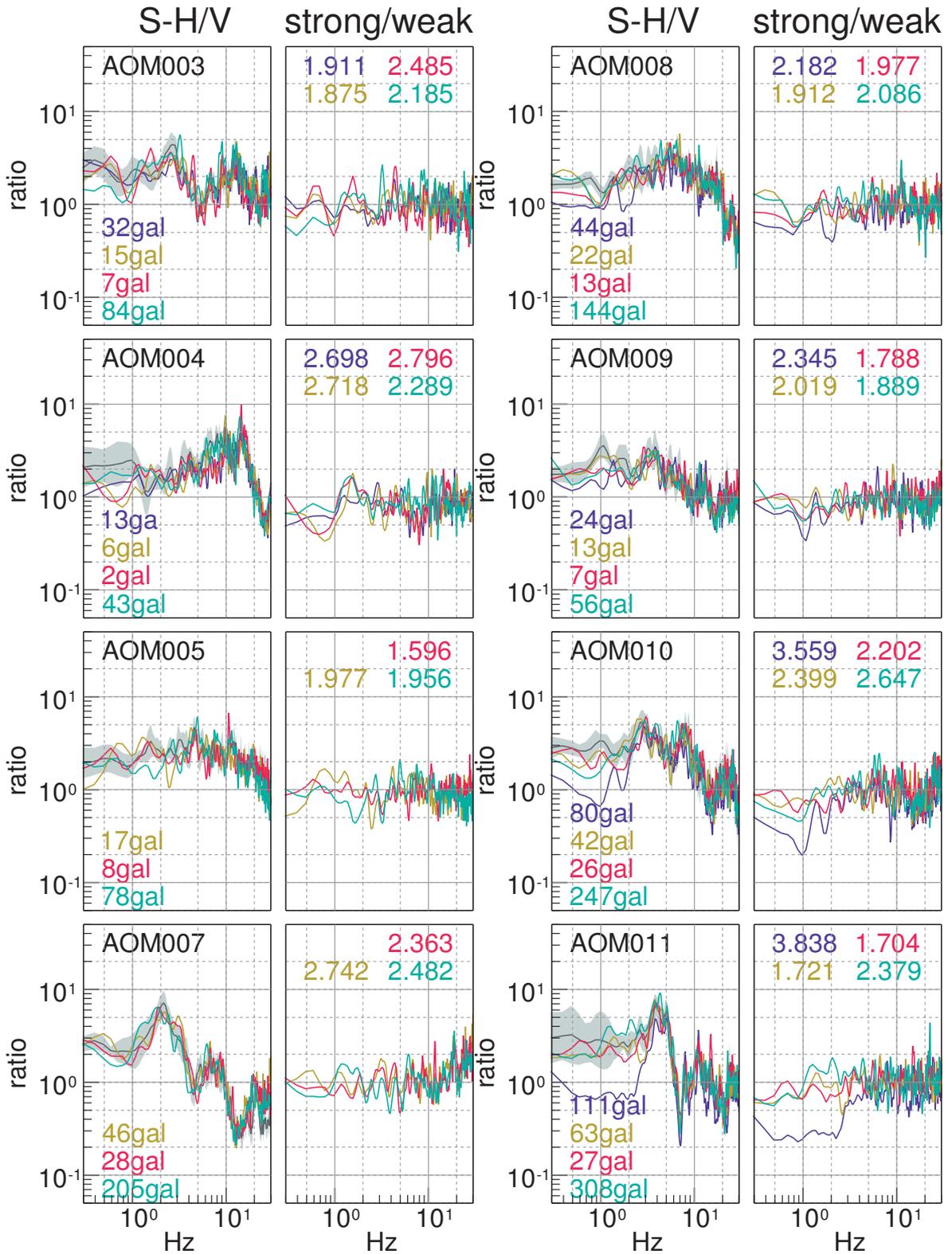


(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.



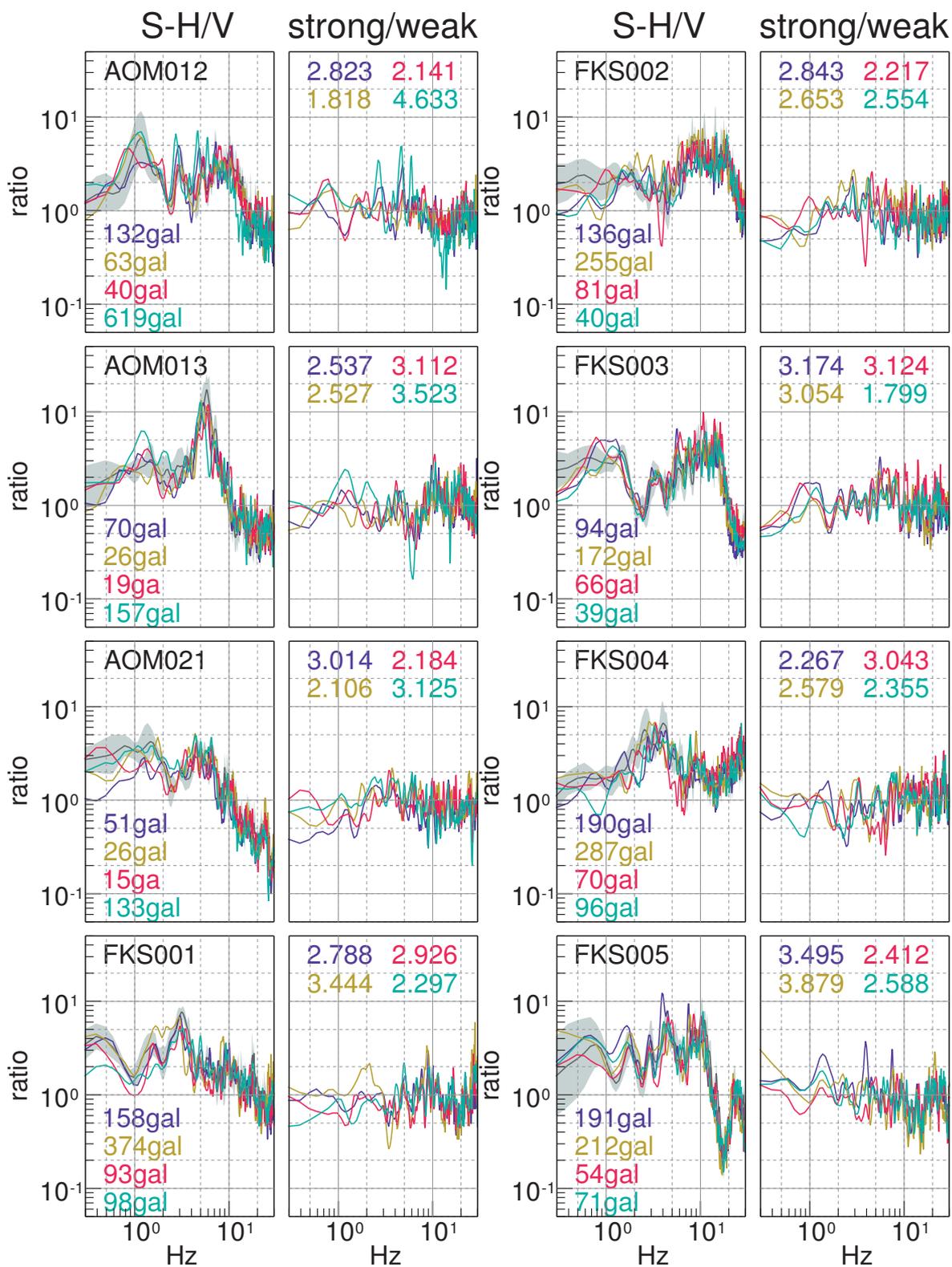
(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.

図 A.1: 続き .

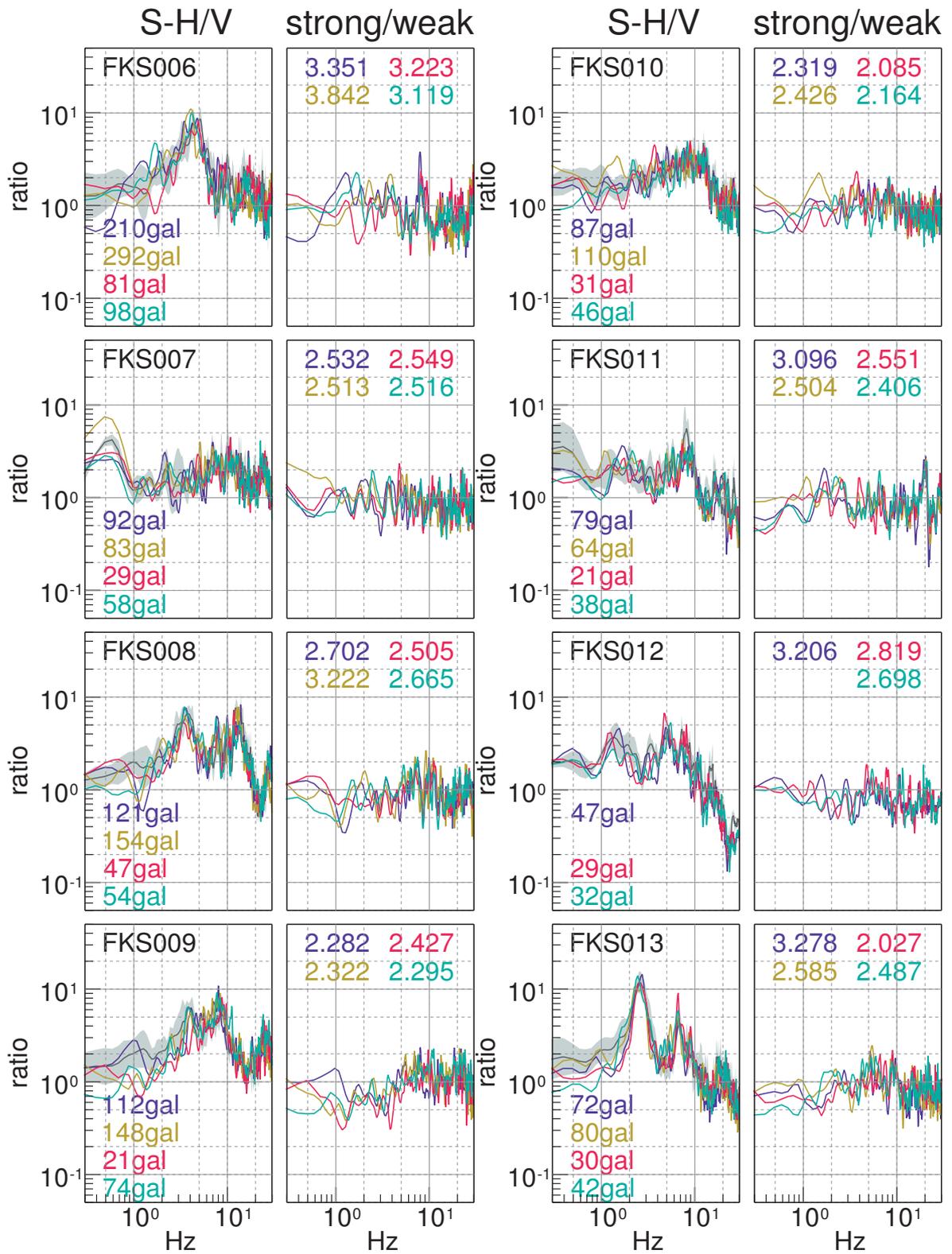


(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.

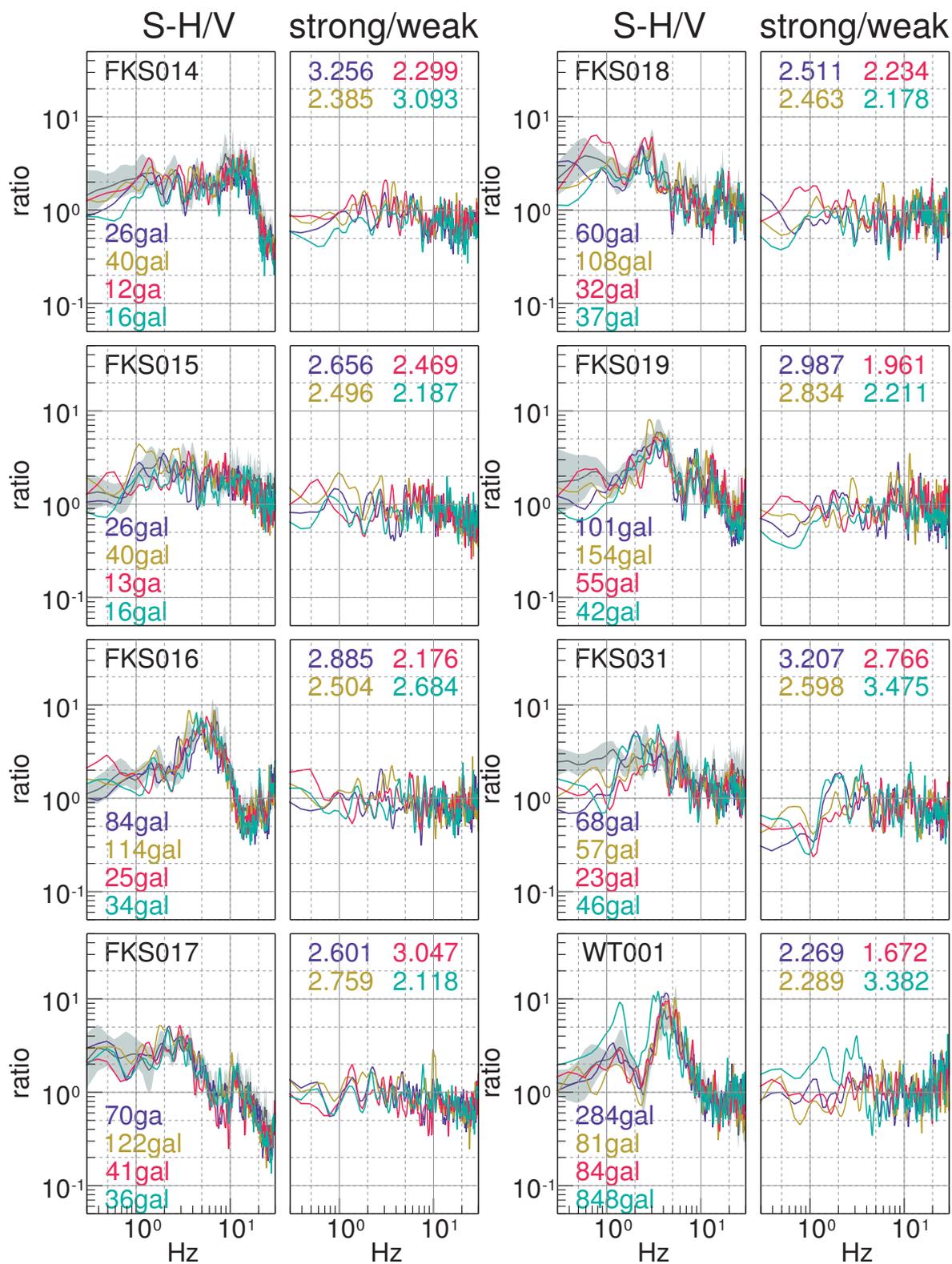
図 A.2: 解析に用いた K-NET 強震データの S-H/V スペクトル比と, S-H/V スペクトル比から計算した強震/弱震スペクトル比の一覧.



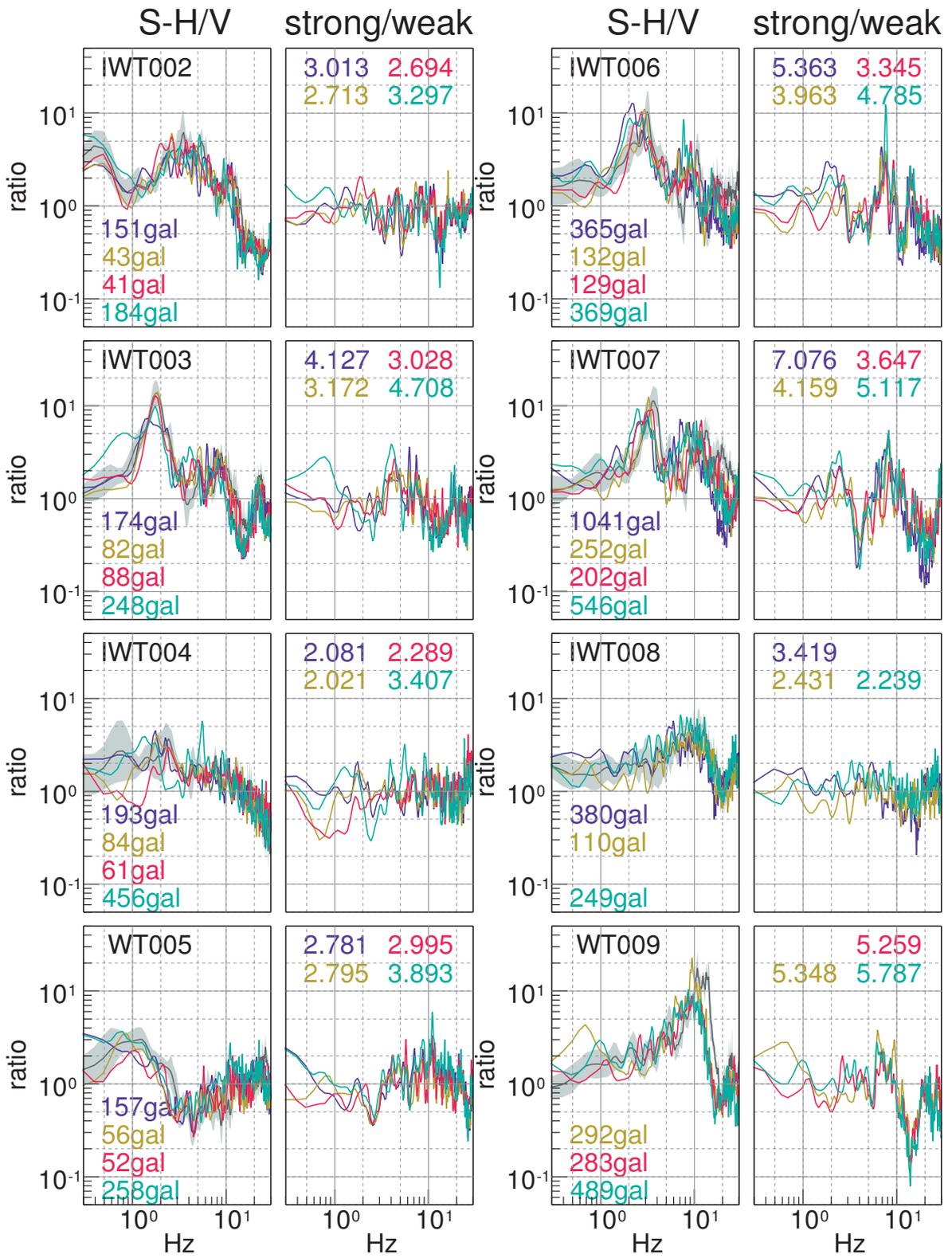
(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.



(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.

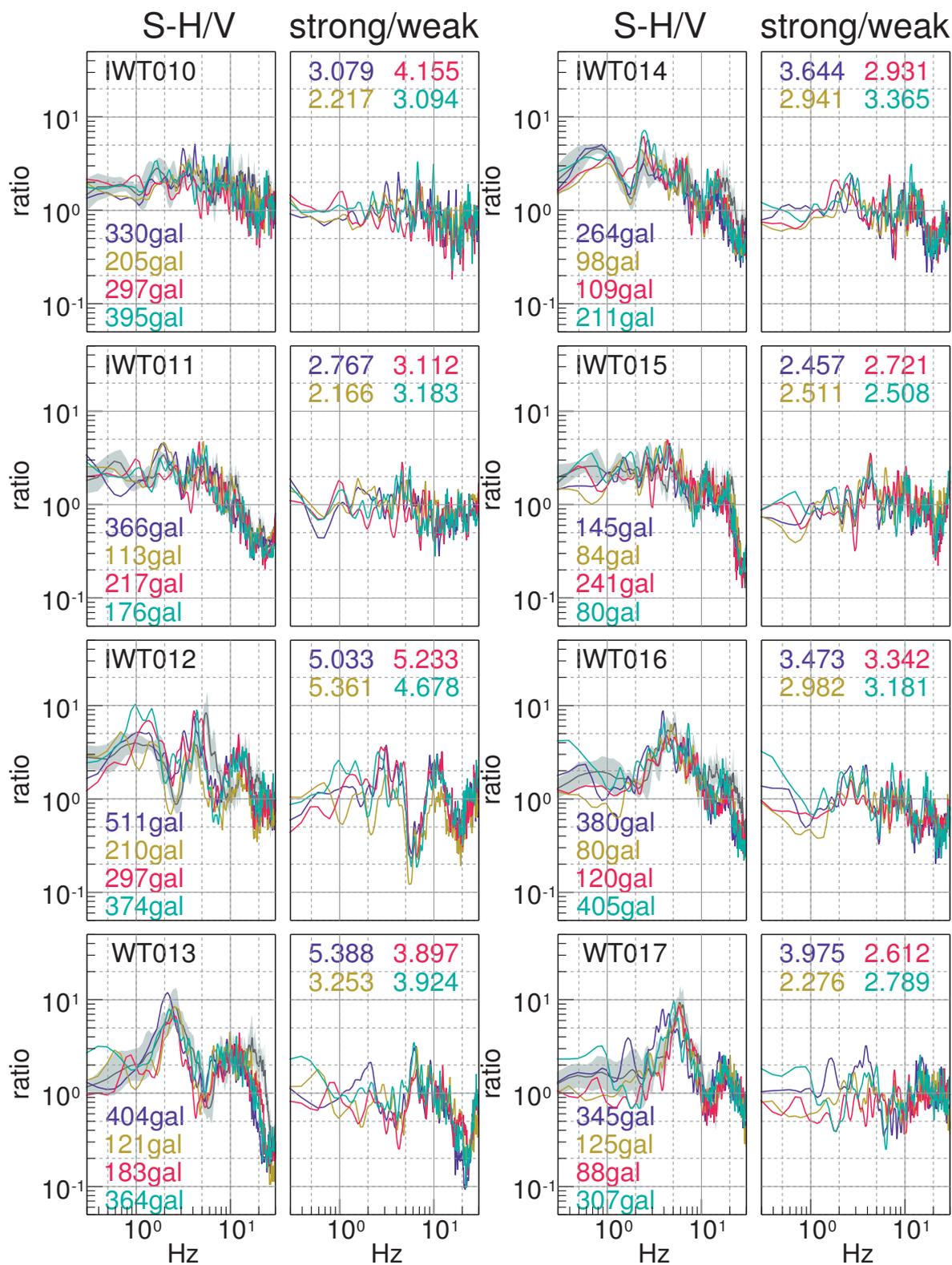


(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.

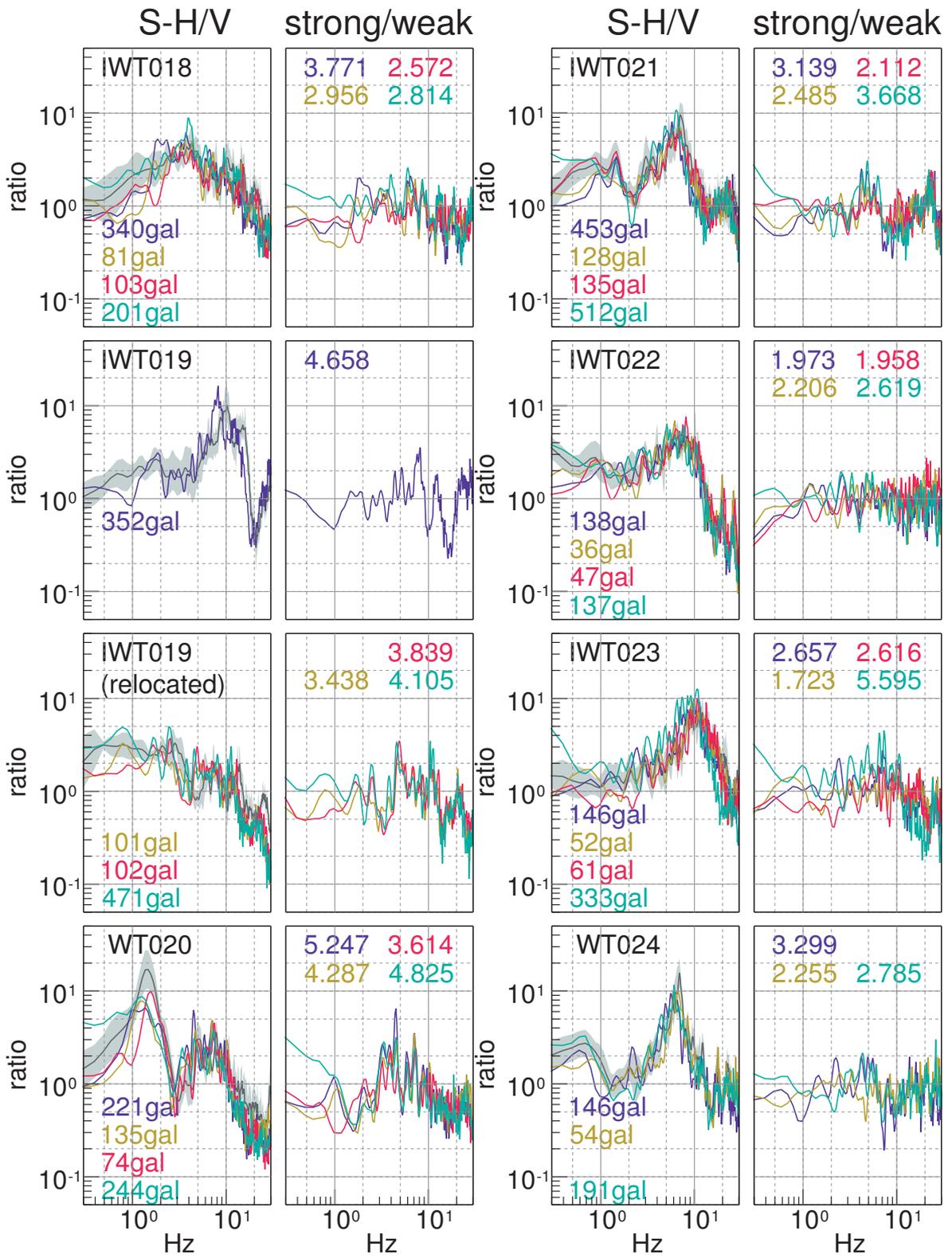


(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.

図 A.2: 続き .

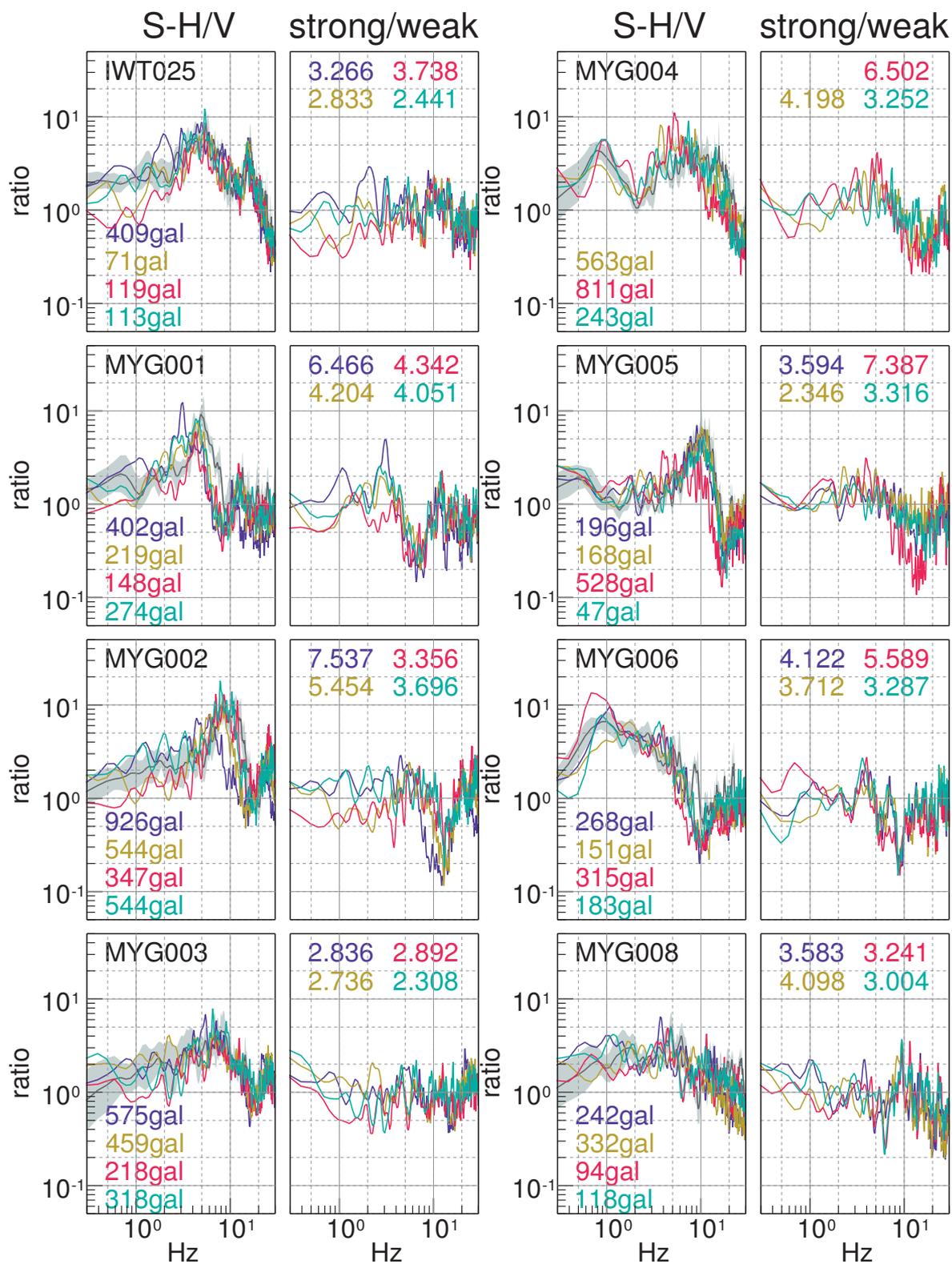


(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.

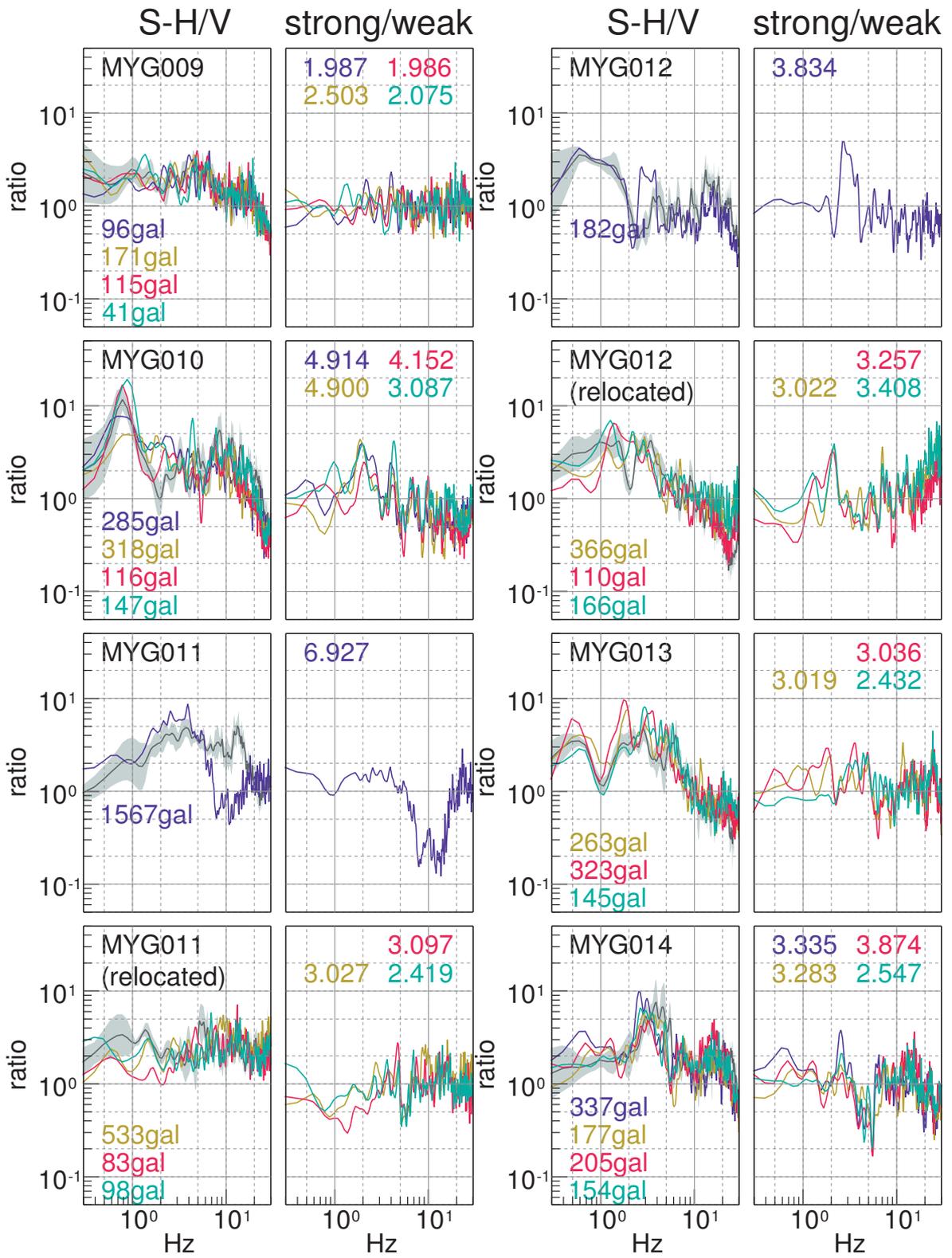


(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.

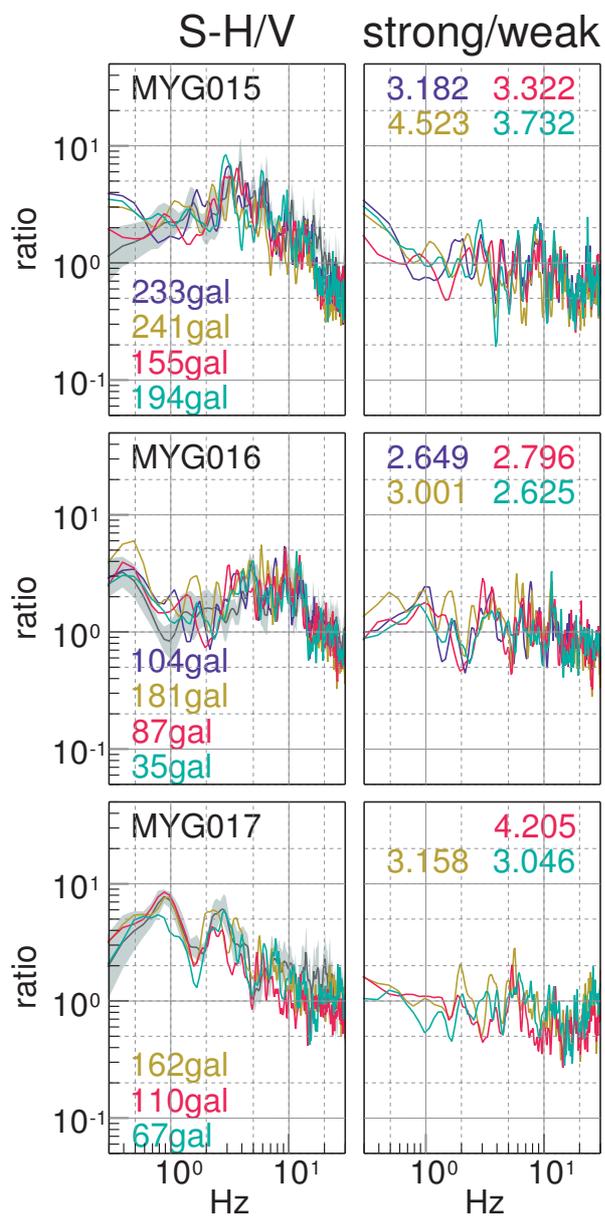
図 A.2: 続き .



(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.



(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.



(a)2003.05.26. (b)2005.08.16. (c)2008.06.14. (d)2008.07.24.

図 A.2: 続き .