

第 32 回地盤震動シンポジウム(2004)

## 表層地盤の増幅特性評価の現状と課題

—地盤震動研究を耐震設計に如何に活かすか(その 3)—

2005.1.7

社団法人 日本建築学会  
構造委員会 振動運営委員会  
地盤震動小委員会／基礎構造系振動小委員会

## ご案内

本書の著作権・出版権は（社）日本建築学会にあります。本書より著書・論文等への引用・転載にあたっては必ず本会の許諾を得てください。

コピーも私的利用の範囲を超えることは法律で禁じられています。

社団法人 日本建築学会

The 32nd Symposium of Earthquake Ground Motion (2004)

**Evaluation of Site Amplification Characteristics  
due to Shallow Soil Layers:  
Reviews and Perspective**

— How to Apply the Results of Earthquake Ground Motion Research  
to the Seismic Design (Part 3) —

January 2005

Tokyo

The Research Subcommittees  
on the Earthquake Ground Motion and on the Vibration of Foundation Systems  
The Architectural Institute of Japan



## 第 32 回地盤震動シンポジウム (2004)

### 表層地盤の増幅特性評価の現状と課題 —地盤震動研究を耐震設計に如何に活かすか(その 3)—

#### 目 次

1. 主旨説明	川瀬 博……………1
2. 最近の地震被害と表層地盤の関係	
2-1 2003 年宮城県北部地震における震源域の地震動と表層地盤増幅	大野 晋・山本 優……………3
2-2 2003 年十勝沖地震における地震被害と表層地盤の関係	高井伸雄・岡田成幸・鏡味洋史……………13
2-3 2004 年新潟県中越地震 —地盤と地震被害—	久田嘉章……………21
3. 地盤震動研究からみた表層地盤の増幅特性評価の現状と課題	
3-1 表層地盤の増幅に影響するパラメータ	境 有紀……………33
3-2 鉛直アレー観測記録の逆解析から評価される地盤材料物性	佐藤智美……………41
3-3 強震記録のスペクトルインバージョンから評価される地盤増幅率	川瀬 博……………51
3-4 土の非線形特性に起因する強震時の地盤増幅特性	森伸一郎……………61
【講演】	
限界耐力計算法の導入にあたって考えたこと —表層地盤増幅と動的相互作用効果—	三浦賢治……………71
4. 耐震設計における表層地盤の増幅特性評価の現状と課題	
4-1 耐震設計における表層地盤の位置付け	宮本裕司……………79
4-2 地盤増幅 $G_s$ の設計上の留意点	小山 信……………87
4-3 土の非線形モデルが地盤の応答評価に与える影響	古山田耕司……………97
4-4 建物応答解析例からみた表層地盤モデル化の留意点	吉澤睦博……………105
4-5 地震防災・耐震設計と表層地盤増幅	福和伸夫・高橋広人……………113
5. 資料	
第 31 回地盤震動シンポジウム報告	高井伸雄……………123

The 32<sup>nd</sup> Symposium of Earthquake Ground Motion (2004)

**Evaluation of Site Amplification Characteristics due to Shallow Soil Layers:  
Reviews and Perspective**

—How to Apply the Results of Earthquake Ground Motion Research to the Seismic Design (Part 3)—

**TABLE OF CONTENTS**

<b>1 . Introduction</b> (Hiroshi Kawase).....	1
<b>2 . Recent Earthquake Damage and Site Amplification</b>	
2-1 Near-Source Ground Motion and Surface Soil Amplification during the Northern Miyagi Earthquake, 2003 (Susumu Ohno, Yu Yamamoto) .....	3
2-2 Relation between Earthquake Damage and Surface Soil Conditions due to the 2003 Off-Tokachi Earthquake (Nobuo Takai, Shigeyuki Okada, Hiroshi Kagami) .....	13
2-3 2004 Niigata-ken Chuetsu Earthquake — Sub-Surface Soil Condition and Earthquake Damage — (Yoshiaki Hisada) .....	21
<b>3 . Reviews and Perspective from a Viewpoint of Ground Motion Studies</b>	
3-1 Parameters which Affect Amplification of Strong Ground Motions by Ground Surface Layers (Yuki Sakai) .....	33
3-2 Soil Properties Inverted from Vertical Array Records (Toshimi Satoh) .....	41
3-3 Site Amplification Based on the Spectral Inversion of Observed Strong Motions (Hiroshi Kawase) .....	51
3-4 Ground Motion Amplification Characterized by Nonlinear Properties of Soil Materials (Shinichiro Mori) .....	61
<b>【Key Note Lecture】</b>	
Thoughts in Introduction Works of Performance-Based Structural Code —Nonlinear Amplification of Surface Strata and Dynamic Soil-Structure Interaction Effect— (Kenji Miura) .....	71
<b>4 . Reviews and Perspective from a Viewpoint of Seismic Design</b>	
4-1 Effects of Site Amplification on Seismic Design of a Structure (Yuji Miyamoto) .....	79
4-2 The Tips for Amplification Factor $G_s$ in Design (Shin Koyama) .....	87
4-3 Effects of Soil Nonlinearity on Evaluation of Site Response (Kohji Koyamada) .....	97
4-4 Attentive Point of Modeling Surface Ground from the Viewpoint of Structure Behavior (Mutsuhiro Yoshizawa) .....	105
4-5 Soil Amplification Related to Earthquake Disaster Mitigation and Seismic Design (Nobuo Fukuwa, Hirohito Takahashi) .....	113
<b>5 . Appendix</b>	
The Report on the 31 <sup>st</sup> Symposium of Earthquake Ground Motion (Nobuo Takai) .....	123

## 1. 主旨説明



# 第32回地盤震動シンポジウム(2004)の開催にあたって 主旨説明

## The 32<sup>nd</sup> Symposium of Earthquake Ground Motion (2004) Introduction

川瀬 博\*

Hiroshi KAWASE

At the beginning of the new decade of our continuous 30 years activity of the Committee of Earthquake Ground Motion last year, we have started a series of discussion on how to apply the results of our earthquake ground motion research to the seismic design. To make it clear what we have achieved and how we can transfer our state-of-the-art knowledge to broader range of users, we need to cover various issues of strong motion prediction and design ground motion specifications based on it. It should include, but not limited to, source studies, path attenuation, site effects, soil-structure interactions, and code provisions. This year we decide to discuss issues related to the evaluation of site amplification characteristics due to shallow soil layers. The amplification of soil layers is very important and inseparable from soil-structure interaction effects. We expect to share our up-to-date information with researchers, engineers, and practitioners for better evaluation of strong amplification effect needed to anti-seismic design of buildings.

### 1. はじめに

昨年度のシンポジウムの主旨説明でも述べたように、地盤震動シンポジウムは第30回から、それ以前のように毎年度単発的にテーマを設定するのではなく、ある一つの大きなテーマに沿って研究成果・レビュー・議論を積み上げ、その蓄積をもとに関連分野に影響力を発揮しようと考え、その中期的な基本テーマとして「地盤震動研究を耐震設計に如何に生かすか」を選んだ。その第一段として一昨年度は「設計用地震動は工学的基盤で決められるか？」を主題として、昨年度は「震源断層を考慮した設計用地震動評価：地域波策定の現状と将来展望」を主題として、様々な角度からの問題提起とそれを受けた活発な議論をしていただいた。このように研究指向の議論に偏することなく、最新の研究成果を如何に実際に役立てていただくかという視点を導入したことにより、それまでよりもより広い分野の方々の関心を得ることができ、より多角的で有意義な議論がなされてきたものと考えている。本年度のシンポジウムはそのシリーズ第三弾に当たる。その主題として、当初からの予定に従って「表層地盤増幅」を取り上げることにした。関東地震の時代から知られているように、地震動特性は地表に最も近い表層で大きくその姿を変容させる。その結果として建物の被害にも表層の影響は大きく表出する。建物の応答を考えると、この表層地盤による地震動の増幅は建物の基礎構造の応答と密接に関連する。特に軟弱な地盤で杭基礎が用いられた場合には地盤の応答と杭の応答を分離することは難しい。そこで今回のシンポジウムでは、32年間の地盤震動シンポジウムの歴史で初めてのことであるが、建物と地盤の動的相互作用に関する研究をレビューされている「基礎構造系振動小委員会」に共催をお願いして、その分野の最新の情報をご提供いただいた。

### 2. 限界耐力計算法

建築基準法の世界では表層地盤の影響は「地盤種別」という形で最初から考慮されていたが、観測事実が積み上げられるに従って、そのような3~4区分しかない規定では現実の地盤の持っている特性の違いを十分反映できないことが明らかとなっていた。一方、表層の増幅特性は第一義的なレベルでは一次元地盤モデルの等価線形化法による理論計算で評価できるという研究成果が蓄積されてきていた。その成果に基づいて(と推察するのであるが)、2000年の基準法改正時には「限界耐力計算法」が導入され、そこにおいて初めて、個々のサイトの増幅特性を反映した地震力レベルの設定がなされることとなった。

限界耐力計算法およびそこで利用され時刻歴応答解析でも利用される告示スペクトルが基準法および施行令に導入された意義は、地盤震動サイドから見て大きく2つある。第一点は地震力とは地震動に由来する構造物に作用する力であると公式に認定されたことである。先験的に与えられる地震荷重(例えばRt曲線から求められるベースシア係数)は、たとえそれが周期の関数として表現されていても、それで直ちに地震動像と結びつけて理解されるべきものとはいえない。しかし限界耐力計算法では、地震力は工学的解放基盤での地震動の加速度応答スペクトルとして定義された。もちろんそのレベルはこれまでのベースシア係数のレベルと整合性が図られたものであるが、その物理的意義が明確になったことは大きな意味をもつ。

第二点は、このようにまず工学的基盤で定義された地震動レベルに対して、サイト固有の表層の地盤構造の影響を、近似的にはあっても非線形性をも含めて地盤モデルを介して評価する方法が提案されたことである。これによって個々

\* 九州大学大学院人間環境学研究院 教授・工博

Professor, Faculty of Human-Environment Studies, Kyushu Univ., Dr. Eng.

のサイトの特性を生かした(あるいは避けた)建物の設計が可能となるとともに、地震力は波動として伝播する地震動の反映であるという当然の事実が明確にされた。その結果、地盤種別による従来の方法では考えられないような鋭いピークをもつ地震力曲線=加速度応答スペクトルが得られるサイトが現れて設計者を驚かせることとなったが、観測事実は、深部地盤の効果により、さらに過激な増幅も有り得ることを教えているので、こうした結果が積み上げられることによる教育効果はきわめて大きいといえる。しかし、現時点では旧来の地盤種別による方法も利用可能とされているので、両者の間に物理的整合性が全くないことからすると、いささか過去との形式的連続性を重視しすぎているといわざるを得ない。

### 3. 表層地盤増幅

地震動は「震源特性」「伝播経路特性」「サイト特性」の3つの性質のコンボリューションで表される。従って強震動予測に際しては、これら3つの特性をすべて精度良く評価する必要がある。レベルの大きな震源近傍における入力地震動を考える場合、伝播距離は短く伝播経路特性の影響はあまり大きくないので、震源近傍の地震動のレベルと特徴は「震源特性」と「サイト特性」で規定されると考えてよい。さらにここで震源近傍を考えると、震源の破壊プロセスの影響は大きく、昨年は震源の問題を取り上げた。サイト特性については、震源特性の如何に拘らず、入射した地震動の性質を常に同じように(非線形性の話はあるが)変化させるわけであり、一般にあるサイトの平均的な地震動を特徴づけるのは第一義的にサイト特性であるといつてよい。

サイト特性の評価は経験的な方法もあるが、やはり頻度の低い(=未だ発生していない)海溝性巨大地震のシミュレーションを考える場合などは、モデル化によって評価あるいは検証することが重要である。また実際の増幅特性は表層増幅だけでおきているわけではないので、その深部地盤の影響をどうするかという課題は、本シリーズの第一回で取り上げているが依然未解決のまま残されている。

### 4. 話題提供と議論

今年度のシンポジウムは5部構成となっている。まずPART1においては「最近の地震被害と表層地盤の関係」と題して、最近起こった3つの被害地震を対象に、最新の調査結果を解説していただくこととした。地震によって特徴的な被害の様相も異なるので、興味深い成果が紹介されるものと期待している。

引き続きPART2では「地盤震動研究からみた表層地盤の増幅特性評価の現状と課題」と題して、主として地盤震動の研究に従事してきた研究者から、現状での表層増幅の評価方法、その精度、モデル化の方法、非線形性の評価などを話題としてご提供いただく。

午後に入ってPart3では、限界耐力計算法の導入に当たって、精力的に検討され、現在の形を形成する大きな原動力と

なった広島大学教授の三浦賢治先生に、限界耐力計算法の導入にあたって考えられた表層増幅の評価と建物—地盤の動的相互作用の評価について、内輪話も含めて導入当時の基本思想をご披露いただくことにした。

これを受けてPART4では「耐震設計における表層地盤の増幅特性評価の現状と課題」と題して、実際に表層地盤の増幅および相互作用を考慮して建物を設計するとしたらどのような課題があるのかを探ることとした。ここでは主として基礎構造系振動小委員会のメンバーが、小委員会で準備中の刊行物の内容を先取りした形で開示いただくことになっている。

最後にPART5として、以上の報告・基調講演をもとに総合討論を行う。講演者の方々には申し訳なかったが、ご講演の時間を少しずつ削らせていただき、これに1時間を確保した。是非参加された皆さんからの活発な討論をお願いしたい。特に実際に実務に携わっておられる方々の生々しい問題提起の声をお聞かせいただきたいと願っている。これはそうした事実裏付けられた現場での問題提起を今後の地盤震動小委員会の活動に反映させて行きたいからである。我々の研究の目的は真理の探究にのみあるのではない。現実の社会経済活動に活かされないのであればほとんど何の意味もないのである。

### 5. 最後にお願ひ

ここで昨年度と同様に、地盤震動小委員会から一点お願いをさせていただきたい。昨年度の主旨説明でも申し上げたように、一昨年度に地盤震動小委員会は活動歴30年という節目を迎えた。この30周年を記念して1993年から2003年に至る最近10年間の地盤震動研究の総合レビュー「地盤震動—現象と理論—」全400頁の刊行に向け、小委員会は鋭意努力をしてきたのであるが、関係各位のご協力により、ここによく日々を見ることとなった。お待たせして申し訳なかったけれども、この分野の現状が一目でわかる力作が完成したと自負しているところである。是非一冊ご購入いただき、常に手元において活用いただければと希望するものである。もちろん不備な点も多々あるかと思われるので、今後の我々の活動に生かしていくためにも、ご一読のうえ忌憚のないご意見をお寄せいただけたら幸いである。

## 2. 最近の地震被害と表層地盤の関係



# 2003年宮城県北部地震における震源域の地震動と表層地盤増幅 Near-Source Ground Motion and Surface Soil Amplification During the Northern Miyagi Earthquake, 2003

大野晋\*・山本優\*  
Susumu OHNO and Yu YAMAMOTO

Strong-motion level of the northern Miyagi earthquake of 7/26/2003 is comparative to the empirical estimation as Mw6.1, shallow crustal earthquake. Based on aftershock observation at near-source area of the mainshock, amplification characteristics of surface soil are estimated and subsurface structure are identified. Using empirical green's function method with equivalent linear analysis of surface soil, strong motions at near-source area are estimated. 45-60cm/s of PGV are estimated on engineering bedrock, 80-90cm/s are estimated on the ground surface of alluvial soil, respectively. These estimates are roughly agree with the estimates from topple rate of tombstone and questionnaire survey of seismic intensity.

## 1. はじめに

2003年7月26日、宮城県北部の旭山撓曲付近の地下浅部において、気象庁マグニチュード M5.6, M6.4, M5.5 の3つの地震が続いて発生した。震源近傍では震度6弱・6強の揺れが多く観測され、被害の範囲は狭いものの、全壊898棟、半壊2,183棟に上る家屋被害とともに、地盤の液状化やがけ崩れによる被害が多く生じた。死者は出なかったものの、負傷者は674名（うち50名重傷）に上り、多くの被災者が避難所生活を余儀なくされた。

本報告では本震の強震記録の概要を紹介するとともに、余震観測や常時微動測定から求められた震源域周辺の表層地盤の増幅特性について述べる。また経験的グリーン関数法と表層地盤の等価線形応答解析を組み合わせて震源域での地震動を推定し、その結果とアンケート震度や墓石等転倒物から推定された地震動強さを比較検討する。

## 2. 2003年宮城県北部地震の概要

2003年7月26日の前震(00:13, M5.6)、本震(07:13, M6.4)、最大余震(16:56, M5.5)はすべて震源が12kmと浅く陸域の地殻内で発生し、逆断層型のメカニズムを持つものであった。これら一連の地震の震央は旭山撓曲の周辺に分布したが、地表地震断層は認められていない。震源域の余震観測(海野ほか, 2004)及び反射法・屈折法探査結果(佐藤(比)ほか, 2004)からは、旭山撓曲の深部延長が活動したものではなく、須江丘陵東縁に位置する西傾斜の断層の深部延長の活動によるとされている。

地震記録から推定された前震・本震・最大余震の断層面は全体的に「逆くの字」型となっている。すべり域も旭山撓曲の南部・中部・北部に分かれてほとんど重なっていないことから、走向の異なる3つの断層が、南から北に向けて時間をずらして連動したものと推定されている(例えば、瀬野ほか, 2004)。

強震記録は広い範囲で得られているが、今回の地震の震央はちょうど防災科研の強震観測点間隔の中間にあたり、K-NET, KiK-netでは震源域の強震記録は得られていない。

表1は震度6弱以上を観測した場所の計測震度と最大加速度、最大速度を示したものであり、前震では鳴瀬町で2000Gal、本震では鹿島台町で1600Galを超える記録が観測されている。これらは気象庁および自治体が設置した震度計であるが、この表で観測記録が残っているのは本震の鹿島台町、涌谷町と最大余震の河南町のみであり、ほとんどは余震により上書きされて残っていない。なお計測震度と加速度最大値しか得られていない地点では、翠川ほか(1999)の経験式を用いて最大速度を逆算した値も示したが、南郷町などでは100cm/s程度の値が推定されている。

表1 主要地震記録諸元

時刻 (M)	町	計測 震度	PGA*1	PGV*2	Δ*3
			(Gal)	(cm/s)	(km)
00:13 (5.6)	鳴瀬	5.9	2005	[20]	3.5
	矢本	5.5	476	[32]	4.5
07:13 (6.4)	矢本	6.2	850	[93]	4.2
	南郷	6.0	491	[101]	9.9
	鳴瀬	6.0	756	[65]	1.0
	鹿島台	5.9	1606	42	10.5
	涌谷	5.8	555	44	15.2
	河南	5.7	337	[73]	11.3
	小牛田	5.5	585	[26]	17.5
16:56 (5.5)	桃生	5.5	383	[40]	19.7
	河南	5.7	649	56	1.1

\*1 最大加速度、\*2 最大速度。どちらも水平2成分の大きい方。[]内は推定値(本文参照)。\*3 気象庁速報震央からの震央距離

図1は前震、本震、最大余震の計測震度の分布である。主要すべり域の位置に対応して、前震は旭山撓曲の南側、

最大余震は北側で震度が大きくなっていることがわかる。図2は本震観測記録の最大加速度と最大速度について、大野ほか(2001)による内陸浅発地震に対する距離減衰式と比較したものである。観測値は水平2成分の幾何平均(速度のうち、計測震度とPGAからの換算値は2成分の大きいほうに相当)で、速度は最初に一律カットオフ周期10sのローカットフィルタで求め、不十分な場合は調整した。

推定値は大野ほか(2001)のパラメータ設定に従い、 $M_w=6.1$ (F-net)として、青井ほか(2003)のすべり分布で重みづけをして等価震源距離を求めた。最大加速度、最大速度とも第三紀以前、更新世、完新世の地盤に対する推定値(完新世のみ推定値±標準偏差)を記した。ただし観測値については地盤の分類は行っていない。この図から、観測値の多くは推定値±標準偏差の近くに分布し、比較的経験式との整合がよいことがわかる。

図3は地質図上で第三紀層に位置する石巻泉町(気象庁)およびごく地表付近を除けばVs690m/s層上に位置するKiK-net田尻町(MYGH06地表)について、本震の観測波形から求めた擬似速度応答スペクトルと第三紀以前の地盤に対する推定値を重ね書きしたものである。観測値は概ね推定値±標準偏差の範囲内に収まっていることがわかる。以上から、 $M6.4$ ( $M_w6.1$ )の内陸地震としては概ね平均的な地震動強さであったと推定される。

### 3. 微動・余震観測と推定表層地盤構造

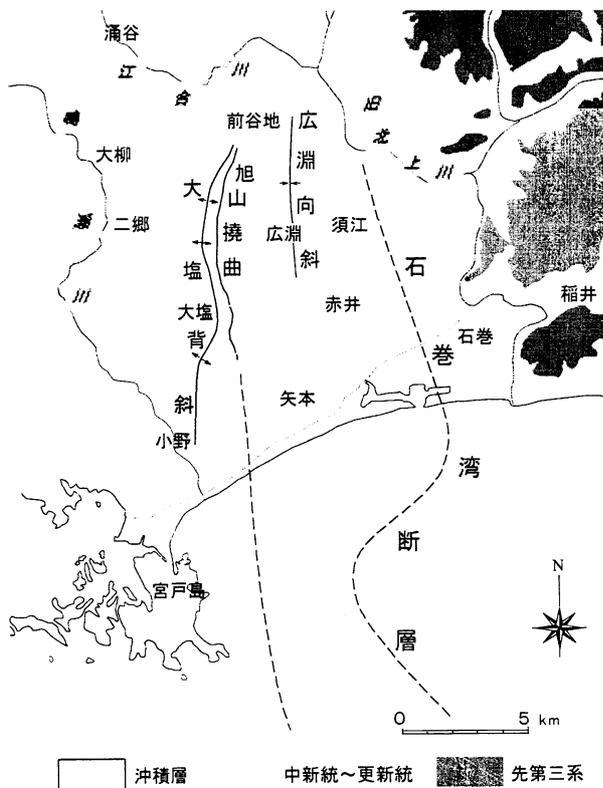


図4 旭山撓曲周辺の地質概要(平野, 2004)

図4は旭山撓曲周辺の表層地質図(平野, 2004)であるが、旭山撓曲に沿って中新世～更新世の丘陵地が分布し、その東西は後部更新世から完新世の河成および海岸平野の堆積物からなる低地である。

#### 3.1 余震・常時微動観測

著者らは地震後約一ヶ月にわたり、旭山撓曲沿い及び周辺被災地で加速度計による余震観測を行った。ここではそれで得られた記録と諸機関の記録を用いて、本震の震源近傍の地点における地盤増幅特性の検討を行う。

検討に用いた観測点位置と8/8 9:51,  $M4.6$ の地震で観測された速度波形(EW成分)を図5に示す。ここで大塩小学校、河南西中学校、鹿島台中学校、鹿島台保健センター、石巻泉町の地質は(ごく表層の風化層や盛り土を除けば)中新世である。鳴瀬町役場は沖積であるが丘陵のごく近くに位置している。それ以外の観測点は沖積砂質土に属している。図6は2地震の水平成分(2成分のベクトル和)について、震源距離の比で幾何減衰を補正した上で、大塩小学校に対するフーリエスペクトル比を示したものである。なおS波到達後17秒間のフーリエスペクトルをバンド幅0.1HzのParzen windowで平滑化を行っている。

上記で中新世に属すると記述した地点は、低周波数(2Hz以下)では、ばらつきはあるものの明瞭なピークはなく、スペクトル比が1に近い(なお石巻泉町はもっと値が小さく、さらに堅い地盤かもしれない)。したがって、この地域の丘陵部の地盤特性はおおむね共通と思われる。ただしより高周波数ではおそらく盛土(河南西中)や表層の沖積層(鳴瀬町役場)による増幅が見られる。

一方沖積低地に属する他の観測点では、水平成分においてより低周波から増幅が見られる。前谷地小学校・河南町役場では周期1秒強に、鳴瀬川に近い南郷町役場、東光寺ではおおまかに1秒を中心とした広いピークがある。一方撓曲の東側に位置する深谷病院および東北電力石巻変電所ではピークは0.2秒強に位置し、撓曲の西側・北側と異なることがわかる。

余震観測を行った東光寺と深谷病院については微動観測も行っており、図6には常時微動の水平/上下比(H/V比)も示した。微動H/V比と余震記録のスペクトル比のピーク周期はおおむね対応している。なお、深谷病院の微動H/V比には周期3秒にもピークがあるが、このピークは、より深部の構造を反映したものとされている(山中ほか, 2004)。

#### 3.2 表層地盤モデル作成

宮城県(1985)は宮城県内の複数地点でボーリング調査とPS検層を行っている。また、その結果などに基づいて沖積・洪積底面のコンターも推定している。ここではそのデータに基づいて河南町役場・南郷町役場・東光寺・鳴瀬町役場・深谷病院の表層地盤モデルを作成した。まず宮城

県(1985)により初期地盤モデルを作成し、その後図6の卓越周期を満たすように層厚およびS波速度を調節した。なお、河南町役場と鳴瀬町役場は近くで検層が行われているため、速度構造は検層結果をそのまま用い、鳴瀬町のみ層厚を調整している。

図7に推定された地盤モデルを示す。また、図6には地盤モデルから得られた伝達関数(2E/2E)も示している。なお、モデルの最下層(工学的基盤)のS波速度は宮城県(1985)では1.3km/sであるが、山中(2004)の結果から旭山撓曲の西側(南郷町役場と東光寺)では1km/s、東側(深谷病院)では0.7km/sとしている。図7の伝達関数算定時の減衰定数は、宮城県の調査により得られている微小歪時の値を用いた。

#### 4. 経験的グリーン関数法による震源域の地震動推定

前述のように本震時の観測波形は残されていないため、ここでは余震記録を要素記録として経験的グリーン関数法による本震震源域の地震動推定を試みた。

##### 4.1 震源モデルの推定

青井ほか(2003)の震源インバージョンに基づいて矩形アスペリティモデルを設定した。設定した断層面の投影図を図8に示す。☆は本震の破壊開始点と要素地震の震央を示している。本震の震源パラメータを表2に示す。

要素地震としては、2003年8月9日2:54の余震を使用した(M<sub>j</sub>=4.0)。震源パラメータを表3に示す。地震モーメントはF-netの値(M<sub>0</sub>=4.0×10<sup>14</sup>Nm)を用い、応力降下量は佐藤(晃)ほか(2004)の推定値(Δσ=0.81MPa)を用いた。

図9には青井ほか(2003)により得られた断層面上のすべり分布を示すが、すべりの大きい領域は東側の浅い場所に位置している。池田ほか(2003)を参考にして、図9の太枠の範囲をアスペリティに設定した。入倉ほか(1997)による経験的グリーン関数法により地震動を推定し、本震と要素地震の記録が両方とも得られている地点で、観測記録を説明するように試行錯誤でアスペリティのパラメータを推定した。その際、背景領域の寄与は無視し、アスペリティのみから強震動が生成されると仮定している。

地盤が比較的硬質な場所で観測記録と比較した結果(河北町, KiK-net MYGH 06(田尻)地中)を図10に示す。要素地震記録には0.17Hzでローカットフィルタをかけて用いた。波形の再現性は必ずしも良好ではないが、主要動の継続時間や応答スペクトルは概ね再現されている。なお、河北町の周期0.1秒以下で推定波形にのみ見られるピークはごく表層の増幅と推定され、合成に当たって表層地盤の非線形性を考慮していないためと考えられる。

定めたアスペリティのパラメータを表4に示す。なお、アスペリティの個数は2とし、面積は入倉・三宅(2003)に基づき全体の16%、6%とした。各アスペリティの破壊開

始点は試行錯誤により図9の★の位置とし、破壊形式は★からそれぞれ同心円状とした。アスペリティの応力降下量は、佐藤ほか(2004)により得られた加速度震源スペクトルから短周期レベルを評価(4.0×10<sup>18</sup>Nm/s<sup>2</sup>)し、壇ほか(2001)の方法により算定した。破壊伝播速度は池田(2003)の値を用い、ライズタイムは試行錯誤により決定した。

##### 4.2 工学的基盤および地表での地震動推定

上記で得られた震源モデルを用いて、震源域で得られた余震記録を経験的グリーン関数として波形合成を行った。

深谷病院、南郷町役場、東光寺については、3.2で設定した地盤モデルを用いて要素地震記録の工学的基盤へのはぎとり解析を行った。その後大塩小も含めて経験的グリーン関数法により本震の工学的基盤における地震動を推定した。得られた速度波形と擬似速度応答スペクトル(減衰5%)を図11に示す。最大速度で45~65cm/s程度が得られている。ただし、要素記録の長周期ノイズのため東光寺、深谷病院は2秒、大塩小は3秒でローカットフィルタを掛けている。

次に深谷病院と南郷町役場について、等価線形応答解析によって地表面の地震動を推定した。地盤の動的変形曲線は宮城県(1985)のモデルを用いた。推定された地表面速度波形と擬似速度応答スペクトルを図12に示す。あくまで等価線形解析による簡易評価であるが、最大速度は80-90cm/sとなり、工学的基盤よりも周期1-2秒を中心に大きく増幅した結果が得られた。

#### 5. アンケート震度等との比較

前節で推定された震源域での地震動強さと、本震後に行った墓石・転倒物調査およびアンケート震度調査結果(源栄ほか, 2004)との比較を行う。

墓石の転倒率及び剛体とみなせる石碑などの転倒状況から推定された最大速度の分布を図13に示す。南郷町二郷(南郷町役場・東光寺)および広淵地区(深谷病院)で100cm/s近い最大速度が推定されている。

アンケート震度調査により推定された震度分布を図14に示す。これらは震源域周辺の5町に小学校を通じて配付・回収を依頼したもので、アンケート震度の算定は太田らの方法(太田ほか, 1979; 1998)を用いた。図14では1km平方メッシュごとの平均を示した(メッシュ内の有効部数が4部以上のみを用いた)。アンケート震度では一部(南郷町二郷, 小島)で震度7に相当する地域があることがわかる。

表5は前節の評価結果と墓石等転倒物およびアンケート震度による評価結果を比較して示したものである。おおまかには対応しているが、例えば深谷病院は墓石等転倒物に比べて速度が大きめなど相違も見られる。今後今回応答解析に至らなかった他の地点でも同様の評価を行い、より

詳細な検討を進める予定である。

## 6. まとめ

2003年宮城県北部の地震の強震記録の概要を紹介し、経験式との比較の結果、M6.4の内陸地震として概ね平均的な地震動強さであったことを示した。震源域周辺の余震観測や常時微動測定により、震源域周辺の表層地盤の増幅特性を求めた結果、工学的基盤から表層の1次周期は旭山撓曲の東西で異なり、西側では周期1秒程度、東側では0.5秒程度であった。この結果と既存の地盤データから地震観測点の表層地盤モデルを作成した。

また、経験的グリーン関数法と表層地盤の等価線形応答解析を組み合わせて震源域での地震動を推定したところ、工学的基盤では45-65cm/s程度、地表面では80-90cm/s程度の最大速度が得られた。この結果はアンケート震度や墓石等転倒物から推定された地震動強さとおおまかには対応した。

## 謝辞

被災地での観測や調査にあたり、各町の災害対策本部をはじめ被災者や近隣住民の方々には、地震発生直後の混乱期にも関わらずご協力頂きました。気象庁、防災科研、港湾航空技研、東北大学理学研究科 地震・噴火予知研究観測センター 大都市圏強震動観測ネットワークのデータを使用し、岡田知己氏のご協力をいただきました。記して感謝します。作図にはGMTを用いました。

## 参考文献

- 青井真・関口春子・功刀卓・本多亮・藤原広行 (2003) 近地強震動記録による宮城県北部(2003/07/26, 7:13)の地震の震源インバージョン, [http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/news/miyagi\\_200307260713/](http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/news/miyagi_200307260713/)
- 池田隆明・釜江克宏・三輪滋・入倉孝次郎 (2003) 2003年7月26日宮城県北部の地震(Mj6.2)の震源のモデル化とレシピの検証, 日本地震学会講演予稿集, A081.
- 海野徳仁・岡田知己・中島淳一・堀修一郎・河野俊夫・中山貴史・内田直希・迫田浩司・清水淳平・菅ノ又淳一・スニル シャンタ・長谷川昭・浅野陽一 (2004) 臨時余震観測による2003年7月26日の宮城県北部の地震(M6.4)について, 31-39.
- 入倉孝次郎・香川敬生・関口春子 (1997) 経験的グリーン関数を用いた強震動予測方法の改良, 日本地震学会講演予稿集, B25
- 入倉孝次郎・三宅弘恵 (2001) シナリオ地震の強震動予測, 地学雑誌, 110, 849-875.
- 太田裕・後藤典俊・大橋ひとみ (1979) アンケートによる地震時の震度の推定, 北海道大学工学部研究報告, 92, 117-128.

- 太田裕・小山真紀・中川康一 (1998) アンケート震度算定法の改訂-高震度領域-, 自然災害科学, 16-4, 307-323
- 大野晋・高橋克也・源栄正人 (2001) カリフォルニア強震記録に基づく水平動・上下動の距離減衰式と日本の内陸地震への適用, 日本建築学会構造系論文集, 544, 39-46.
- 額縁一起・引間和人・古村孝志・福島美光 (2004) 宮城県北部連続地震の震源過程と強震動, 2003年宮城県北部の地震による地震災害に関する総合的調査研究, 平成15年度科学研究費補助金(特別研究促進費(1)) 研究成果報告書, 49-56.
- 佐藤晃章・大野晋・山本優・源栄正人 (2004) 宮県の内陸地震記録から求めた震源・伝播・地盤増幅特性, 日本建築学会東北支部研究報告集, 構造系, 67, 165-168.
- 壇一男・渡辺基史・佐藤俊明・石井透 (2001) 断層の非一様すべり破壊モデルから算定される短周期レベルと半経験的波形合成法による強震動予測のための震源断層のモデル化, 日本建築学会構造系論文集, 545, 51-62.
- 佐藤比呂志・加藤直子・今泉俊文・池田安隆・岡田真介・楢原京子・荻野スミ子・川中卓・笠原敬司 (2003) 宮城県北部地震震源域北部での反射法・屈折法地震探査, 2003年宮城県北部の地震による地震災害に関する総合的調査研究, 平成15年度科学研究費補助金(特別研究促進費(1)) 研究成果報告書, 5-20.
- 平野信一 (2004) 2003年7月26日宮城県北部の地震災害調査報告, 2.2 地形・地質の概要, 日本建築学会.
- 翠川三郎・藤本一雄・村松郁栄 (1999) 計測震度と旧気象庁震度および地震動強さの指標との関係, 地域安全学会論文集, 1, 51-56.
- 宮城県 (1985) 宮城県地震地盤図作成調査報告書
- 源栄正人・大野晋・佐藤健・落合衛・真鍋俊平 (2004) 2003年宮城県北部の地震における面的調査に基づく震源域の地震動と被害の関係, 2003年宮城県北部の地震による地震災害に関する総合的調査研究, 平成15年度科学研究費補助金(特別研究促進費(1)) 研究成果報告書, 71-81.
- 山中浩明・元木健太郎・駒場信彦・上村康之・村山雅成 (2004) 2003年宮城県北部の地震の震源域の地盤構造と地盤増幅特性について, 2003年宮城県北部の地震による地震災害に関する総合的調査研究, 平成15年度科学研究費補助金(特別研究促進費(1)) 研究成果報告書, 57-70

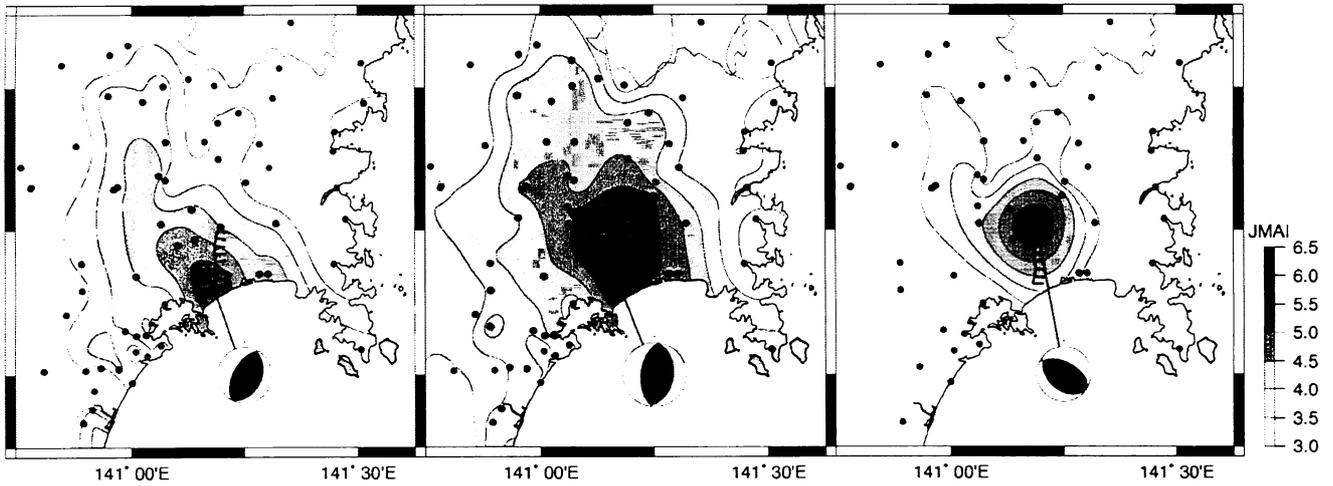


図1 前震(00:13, M5.6), 本震(07:13, M6.4), 最大余震(16:56, M5.5)の計測震度分布

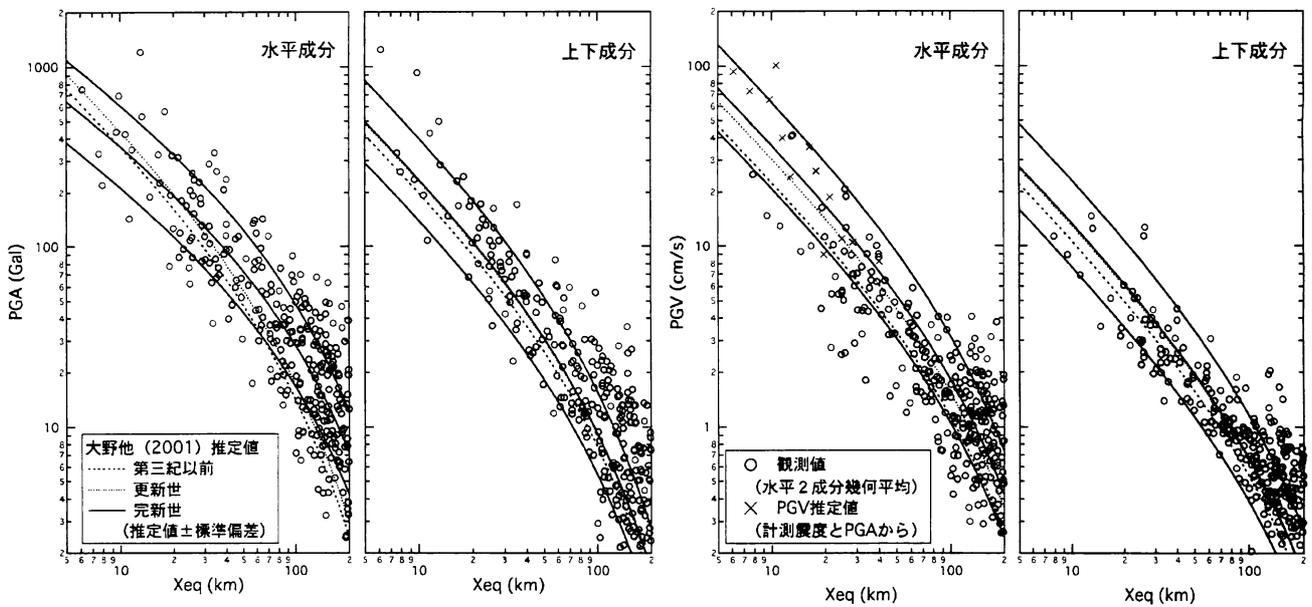
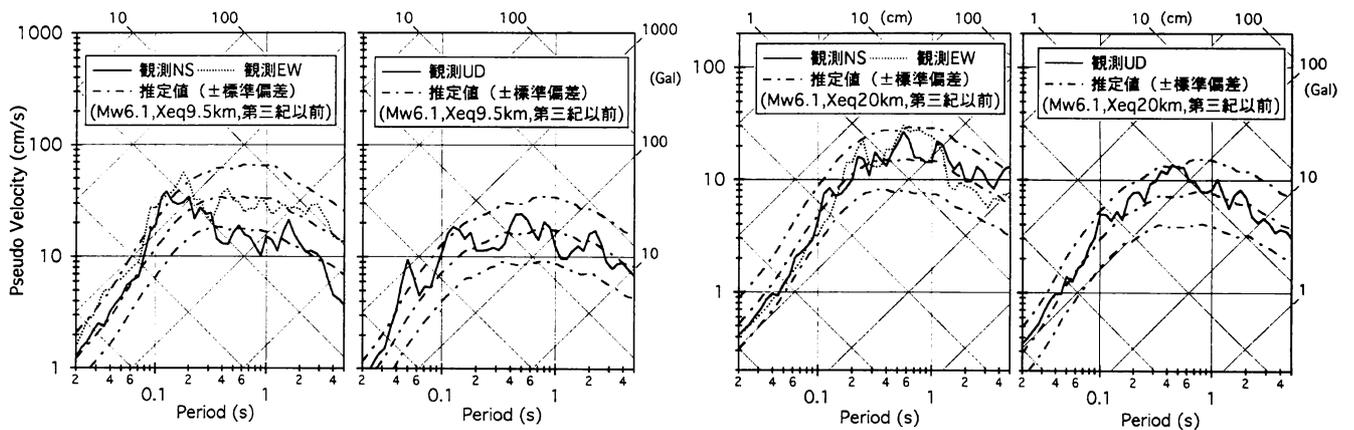


図2 本震(07:13, M6.4)の最大加速度・最大速度と経験式の関係



(1) 石巻泉町(気象庁95型)

(2) KiK-net 田尻町(地表) MYGH06

図3 本震(M6.4)観測記録の応答スペクトルと経験式との比較

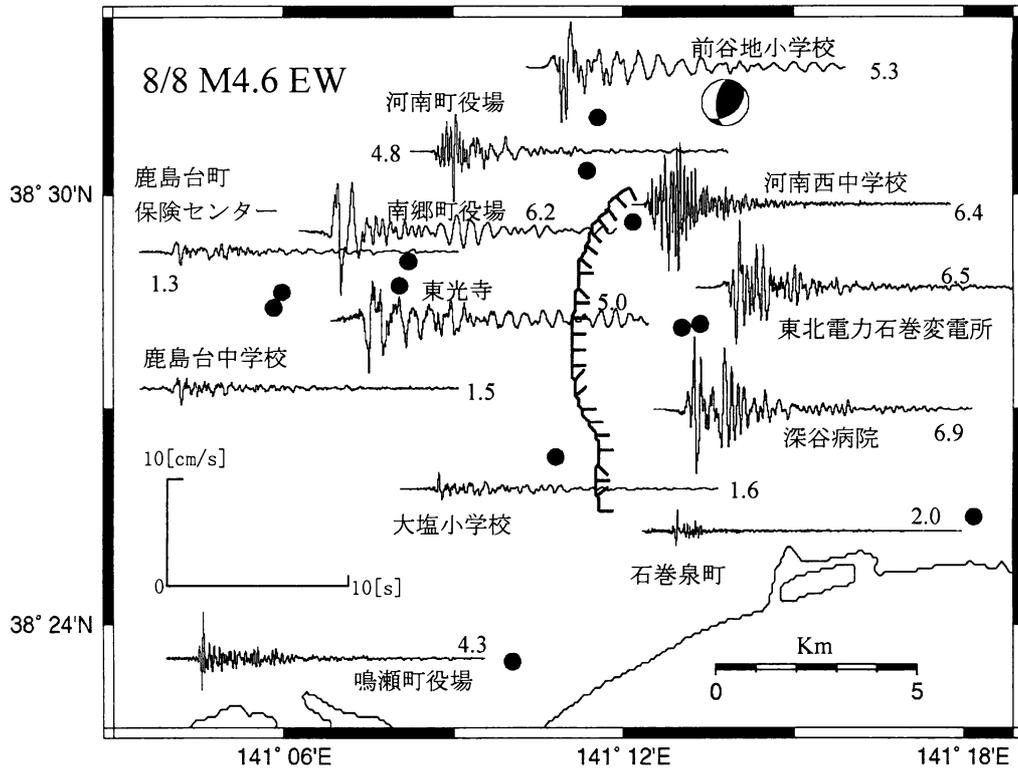


図5 震源域の余震速度波形の例 (波形横の数字は最大速度 cm/s)

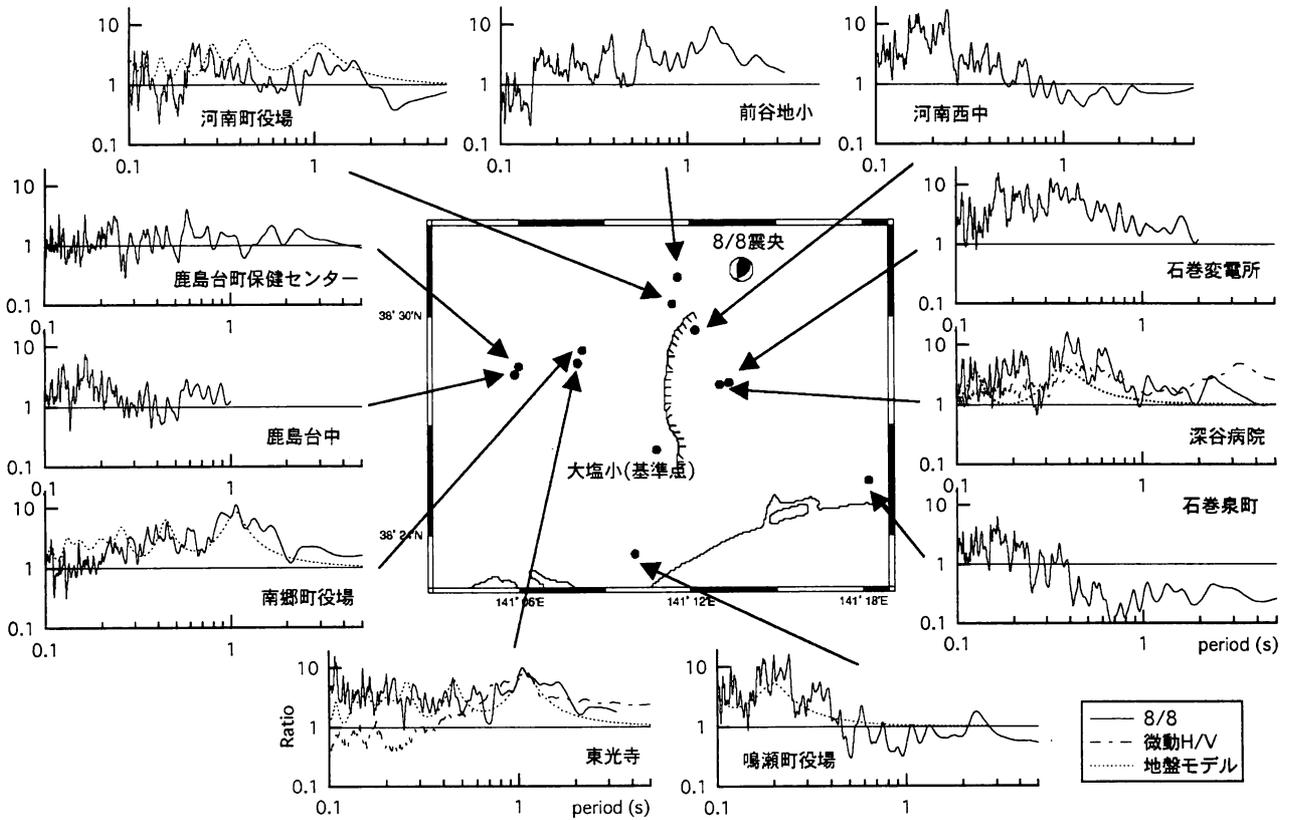


図6 大塩小学校に対する余震記録のフーリエスペクトル比 (2003/8/8 M4.6, 幾何減衰を補正, 水平成分)

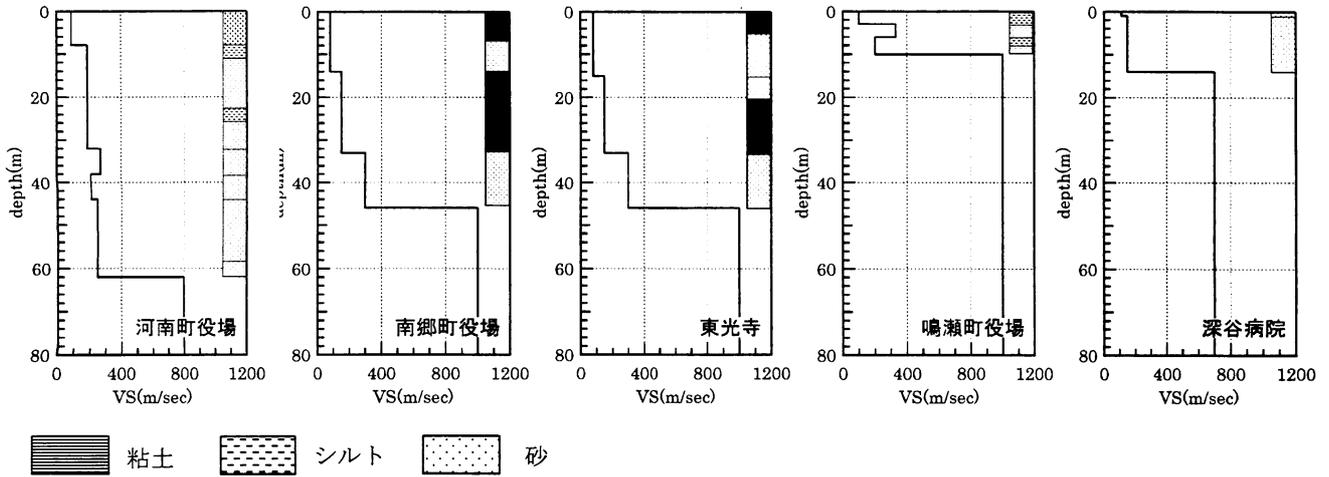


図7 設定した表層地盤モデル

表2 本震の震源パラメータ

震源位置	N38.389 E141.191
Strike,Dip,Slip (deg.)	186,52,88
震源深さ(km)	6.5
面積(km <sup>2</sup> )	181.4
地震モーメント(Nm)	1.53×10 <sup>18</sup>
応力降下量(MPa)	4.1
S波速度(km/sec)	3.5

表3 要素地震の震源パラメータ

発生日時	2003/8/9 2:54
マグニチュード	Mj = 4.0 Mw = 3.7
震源位置	N38.457,E141.171
Strike,Dip,Slip(degree)	164,52,55
震源深さ(km)	9.0
地震モーメント(N・m)	4.0×10 <sup>14</sup>
応力降下量(MPa)	0.81

表4 アスペリティパラメータ

	Asp1	Asp2
面積 (km <sup>2</sup> )	29	10.8
重ね合わせ数	6×5×5	4×3×3
地震モーメント (10 <sup>17</sup> Nm)	5.43	1.25
応力降下量 (MPa)	7.29	7.29
破壊伝播速度 (km/s)	2.8	2.8
破壊形式	同心円状	
立ち上がり時間 (s)	0.5	0.5

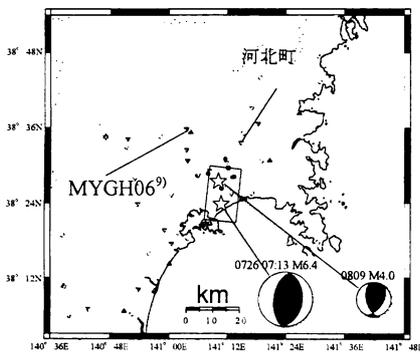
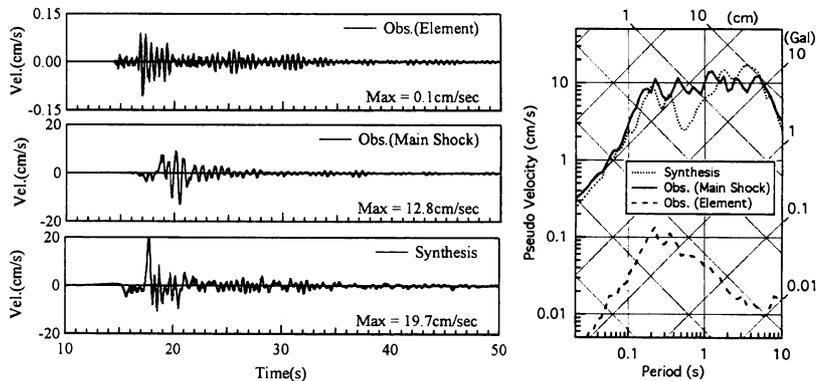


図8 断層配置図



(1) KiK-net田尻 (地中) (MYGH06)

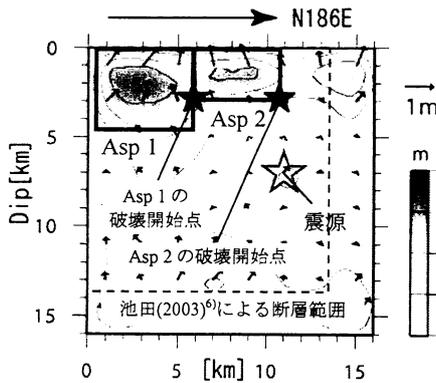
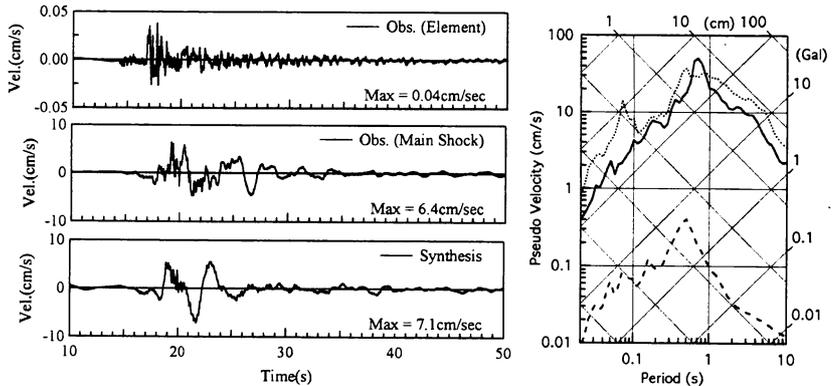


図9 震源モデル (青井ほか(2003)に加筆)



(2) 河北町

図10 本震の観測記録と経験的 Green 関数法による推定波の比較

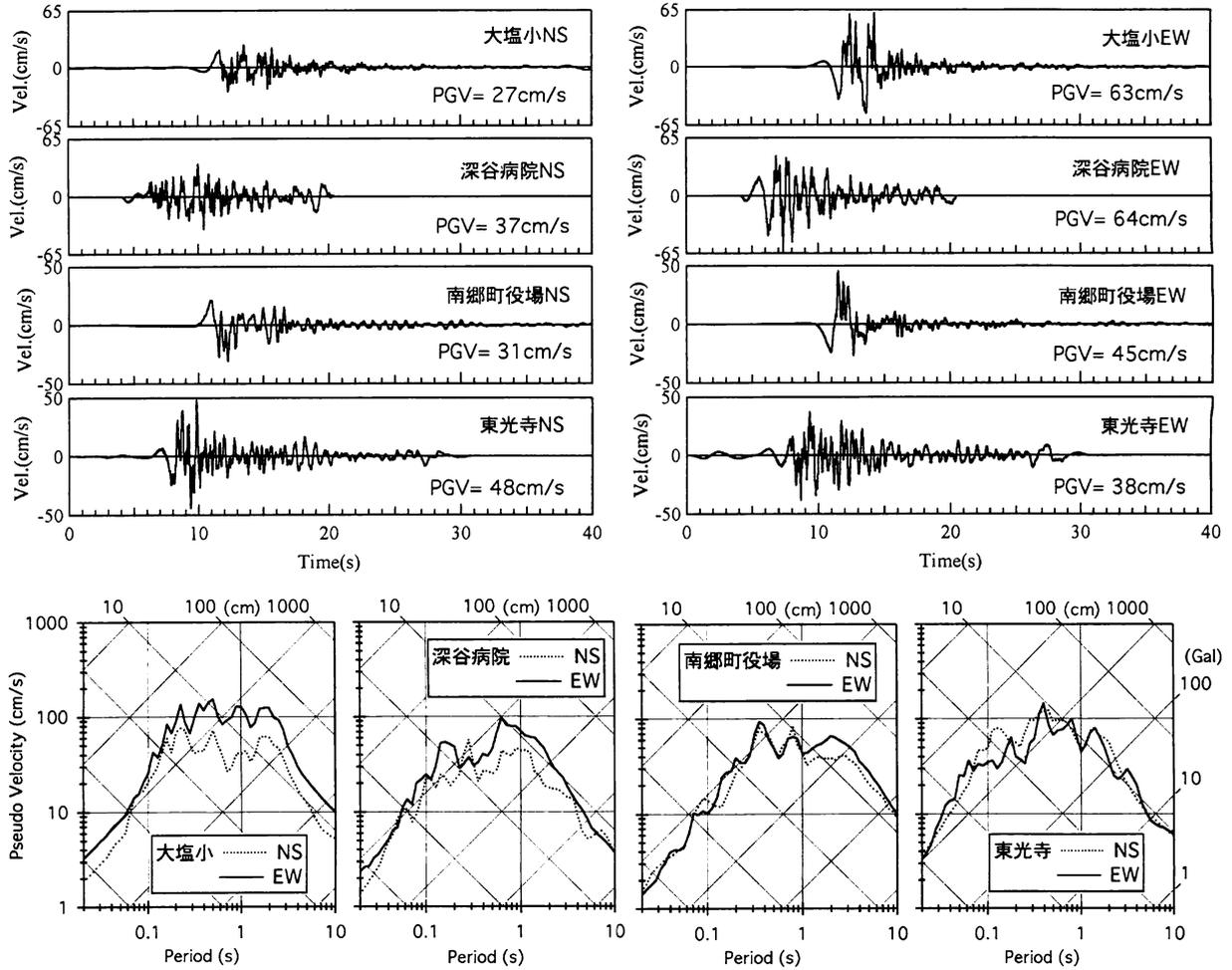


図 11 工学的基盤での推定波 (速度波形と応答スペクトル)

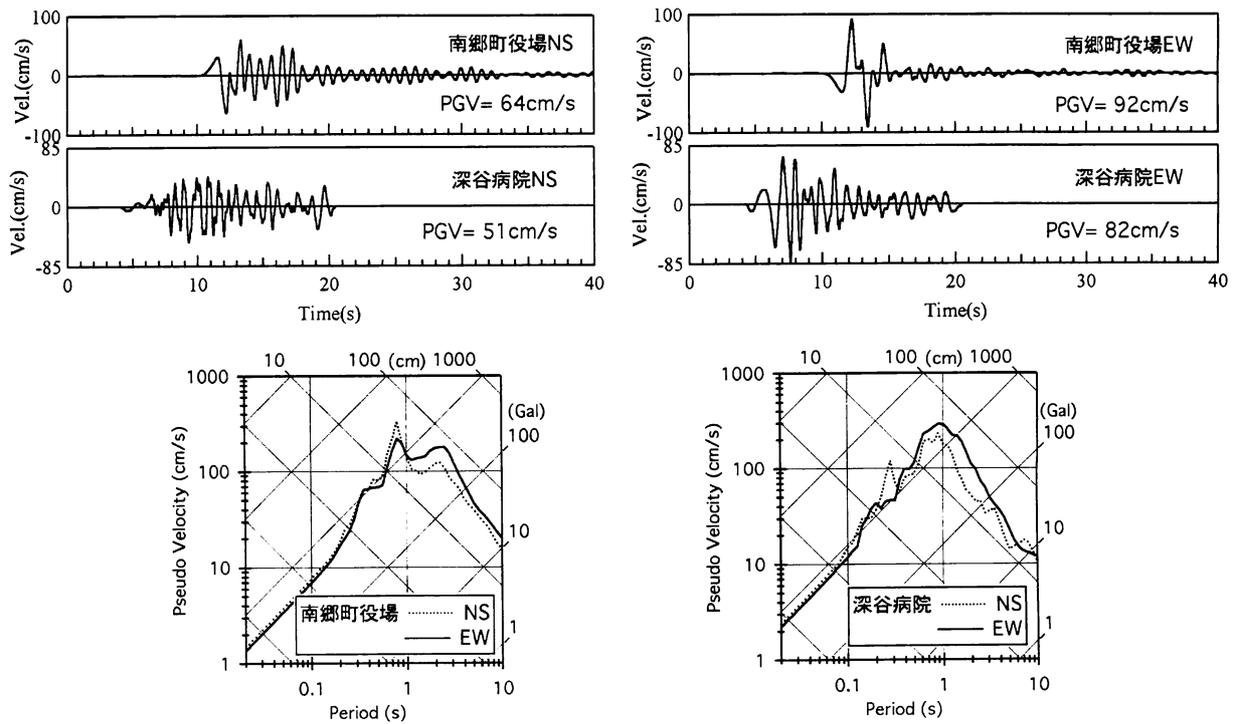


図 12 地表での推定波 (速度波形と応答スペクトル)

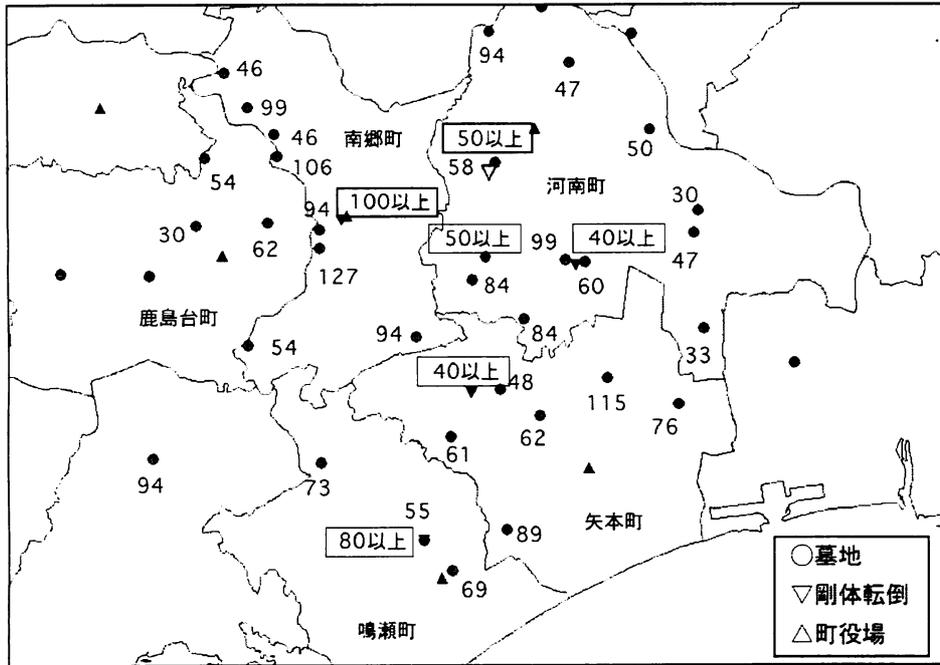


図 13 墓石等転倒物調査から推定された最大速度 (cm/s)  
 (枠線内：剛体転倒からの推定値；源栄ほか，2004 の図を修正)

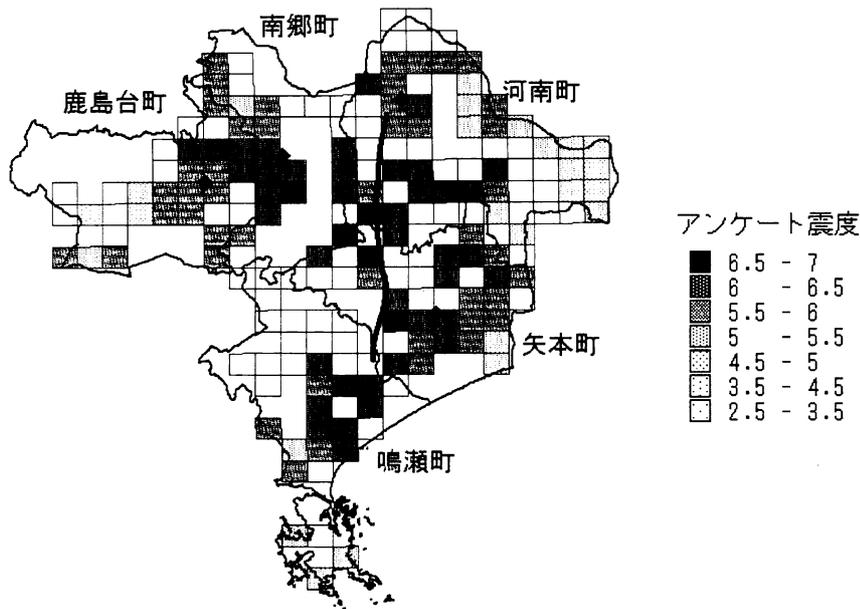


図 14 アンケート震度分布 (源栄ほか，2004)

表 5 評価結果一覧

	工学的基盤での推定値		地表での推定値		アンケート震度	墓石等転倒物	備考
	PGV (cm/s)	計測震度	PGV (cm/s)	計測震度		PGV (cm/s)	
大塩小	63	6.0	(工学的基盤と同じ)		-	61	
深谷病院	64	6.1	92	6.4	6.4	≥40~60	
南郷町役場	45	5.5	82	6.2	6.2	≥100	
(観測値)	-	-	[101]	6.0	-		表1より
東光寺	38	6	-	-	6.1	94	



2003年十勝沖地震における地震被害と表層地盤の関係  
RELATION BETWEEN EARTHQUAKE DAMAGE AND SURFACE SOIL CONDITIONS  
DUE TO THE 2003 OFF-TOKACHI EARTHQUAKE

高井伸雄\*1 Nobuo TAKAI  
岡田成幸\*2 Shigeyuki OKADA  
鏡味洋史\*1 Hiroshi KAGAMI

The 2003 Off-Tokachi earthquake occurred on September 26, 2003. In this earthquake, it was focused on the oil tank damage of Tomakomai by the long period earthquake motion. However, housing damage etc. has occurred besides it. This paper describes the feature of an earthquake motion distribution of a wide area, and the outline of the building damage of the whole region in Hokkaido. In addition, the feature of observation record in Sapporo and the example of analysis in Atsuma are introduced.

## 1. はじめに

2003年9月26日4時50分、十勝沖を震源とするM8.0の2003年十勝沖地震が発生した。本震では最大震度6弱を各地で観測し、その約1時間後の6時8分に最大余震と思われるM7.1の地震が発生し、この地震においても最大震度6弱が観測された。本地震が発生した領域では太平洋プレートがオホーツクプレートの下に潜り込んでおり、海溝型の巨大地震が繰返し発生しており、地震調査委員会では同領域での地震活動の長期評価<sup>1)</sup>を行ない、今後30年の発生確率を60%とした直後の地震発生であった。本地震では広範囲に高震度が観測され全壊・半壊等の建物被害も発生したが、幸い津波による釣り人の行方不明以外に死者発生はなかった。しかし苫小牧等における石油タンクの被害により、長周期地震動による被害がクローズアップされ、多くのマスコミにも取り上げられた。長周期地震動による被害に焦点が当たるように、本地震で表層地盤と建物被害との関係を議論するのはいささか難があるが、K-NET等の高密度強震観測網が整備されて始めてのM8クラスの大地震であり、多くの記録が得られているので、本稿ではそれら記録の特徴と被害に関して述べる。

尚、本稿は文献2), 3), 4)を基にしている。

## 2. 広域地震動分布の特徴

### 2.1 震度・加速度の距離減衰

K-NETの強震動記録を用いた、本震と最大余震の計測震度分布図を図1に示す。本震と余震で等震度線の形状が異なり、特に北海道の東部で余震における地震動が小さい。本震および余震の計測震度を火山フロントの前弧側と背弧側に分類して震源距離に対して示す(図2)。余震の震度の減衰が本震による減衰と比較してバラツキが大きい<sup>5)</sup>が、500km以内に於いてはどちらもスラブ内地震で指摘されているような火山フロントを挟んでの距離減衰傾向の違いは見られ

ない。この原因としては、震源が浅く、地震波のパスが比較的浅い地域を通り、火山フロント背弧側のLowQに左右されずに広域に伝播したと考えられる。ただし、500km以上の遠方に関しては、スラブ内地震と同様に、太平洋プレートを伝わり、遠方まで高振幅が維持されたと理解出来る。

本震及び最大余震の最大加速度(3成分合成)を距離に対し距離減衰式<sup>5)</sup>と共に示すと図3となる。ここで横軸は震源距離であり、本来、司・翠川式<sup>5)</sup>は断層最短距離で計算することを考慮すれば、300km以内においては比較的良い整合性が認められる。震度と同様に最大余震が本震と比較してバラツキが大きい。

### 2.2 応答スペクトルの距離減衰

本地震に於いては、その長周期成分の卓越が、苫小牧地区等での石油タンクの被害の原因となったことが指摘されている。応答スペクトルを用い、周期によりどのような振幅の空間分布が生じていたのかを把握する。図4、図5に本震と余震の周期0.1秒~10秒の疑似速度応答スペクトルの振幅コンター図を示す。周期1秒のコンター形状は震度のコンターと良く対応しており、計測震度のフィルター特性を考慮しても矛盾しない。図5の余震の1.0秒のコンターにおいても石狩平野でほぼ同等の応答が得られており、本震と余震での震度が札幌でほぼ同値であったことと調和している。長周期の3秒や10秒では、苫小牧から石狩に振幅の大きい地域があり、本地震でほぼ300km近い震源距離に位置する石狩湾においても石油タンクの被害が生じた<sup>6)</sup>ことを裏付けていると考えられる。

500km以上に関しては先の震度でも指摘したとおり東北・関東地域の太平洋側での高振幅が見られるが、500kmまではほぼ一定の傾きを持って減衰している(図6)。500km以内での傾きを求めると図7に示すように、短周期で傾きが大きく、長周期側で傾きが小さいことが明らかである。

応答スペクトルの周期毎の減衰では、得られた距離に対

\*1 北海道大学  
\*2 名古屋工業大学

Hokkaido University  
Nagoya Institute of Technology

する係数が1秒までは福島・翠川の求めた距離減衰係数と良い対応をしているが、1秒以上の長周期においても距離減衰の係数は小さくなり、福島・翠川(7)に見られる頭打ちの傾向は見られなかった(図8)。

### 3. 建物被害概要

本地震における住家被害は全壊78、半壊100、一部破損1,525棟<sup>8)</sup>であり、全壊、半壊は少ない。尚、一部破損は多く、軽微な被害までカウントされている事が要因だと思われる。全壊を生じた町村は音別町、広尾町、池田町、豊頃町、静内町、三石町、浦河町に限られる。全壊となった住家は建築年代の古いもの、腐朽の進んだものが多い。

建物に関する被害調査は、日本建築学会北海道支部と北海道立北方建築総合研究所が主体となり、地震翌日の9/27より行った。

#### 3.1 RC造建築物の被害

構造的被害は気象庁震度6弱の地域に見られた。静内町(日高支庁管内:震度6弱)の文化センター(RC造、昭和49年築)ではPC杭が破断し、それによりセンターの床面が傾斜し、玄関底部分の長柱の柱頭部が曲げ破壊を起こした。その他、液状化により浄化槽が浮き上がる等の設備系が被った被害も大きく、復旧工事はせず、建て替えが決定している。幕別町(帯広支庁管内:震度6弱)の町役場(RCラーメン構造6階建て、昭和47年築)の玄関柱の1本が剪断破壊を起こし、柱部分のみの補修工事で復旧は完了した(被害程度は小破と判定)。このように、典型的な破壊パターンを呈したものが少数見られたものの、耐震設計された殆どの建築構造物は外壁亀裂などの軽微なものを除けば、深刻な構造的被害は認められなかった。その理由について、境・他<sup>9)</sup>は、地震動の卓越周期帯に着目した検討を行っており、K-NETで大きな地震動を記録した広尾の記録には、建築構造物に大きな被害をもたらす周期帯1~2秒の地震成分波が少なく、破壊力はそれほど大きくなかったようである。一方、直別の記録には1~2秒の地震動が多く含まれており破壊力はあったものの、観測点周辺には殆ど構造物がなく、被害発生には至らなかったというものである。尚、被災建物の写真等詳細に関しては北海道支部の調査報告書<sup>9)</sup>を参照されたい。厚真町においては、別途、後述する。

#### 3.2 木造住宅被害

北海道の木造住家は瓦屋根を採用しておらず、耐震性において有利な構造を有している。また、冬季凍上対策として鉄筋補強した布基礎の採用率が高く、地震時の被害率低下に寄与している。しかし、これまでこのように指摘されてきた北海道の木造住宅において、年代により、大きく異なることが明らかとなった<sup>10)</sup>。多くの建物被害が発生した静内と浦河町の結果を図9に示す<sup>11)</sup>。特に、昭和50年代に建てられた住宅で被害が生じた。

西川<sup>12)</sup>は北海道の住家の耐震性に関わる構法変遷を整理しており、これによれば、年代が新しくなるに従い水平耐力強化が進んだ構法となってきたのが理解できる一方で、住宅の熱環境が複雑に関わってきていることが分かる。それまで比較的薄かった壁内の断熱厚が、昭和50年代の

オイルショックを契機に断熱材を壁内に充填する100mm断熱が普及し、それまで確保されていた壁内通気層が喪失した。そのため、室内の湿気を帯びた暖かい空気が、外部冷気により断熱材内部で結露し、木造構造体の腐朽が促進される結果となった。昭和60年代に入り、防水フィルムと通気層の確保により適正な断熱工法が採用されるようになり、内部結露の問題は解決したが、不適切な断熱工法で建設された住家が、地震未襲来地域にはかなり残っている。すなわち、北海道の住家が耐震的であるというのは、適切な工法が広く普及している地域に言えることであり北海道全域に当てはまることではない。

被害が多く発生した浦河町・静内町では、表層地質が泥炭の地域に被害が集中し<sup>13)</sup>、アンケート震度も同様に泥炭地域で高くなることが指摘されている<sup>13)</sup>。

### 4. 厚真町における地震動と建物被害

浦河から更に北西に約100kmほど震源から離れた、本地点では、学校建築で被害が発生した。被害建物の近傍のKiK-net観測点では、本震・最大余震で計測震度5.9、4.9が記録された、PGAはそれぞれ256gal(EW)、90gal(EW)である。特徴的であるのは、本震時における0.5Hz付近の明瞭なピークであり、最大余震では見られない(図10)。小林・他<sup>14)</sup>は地中記録と地表記録の伝達関数を中小地震で求めたものと本震とを比較し、本地震でのS波主要動部で表層地盤が強非線形化するため、卓越する周期が約1秒から2秒付近に伸張することを指摘している。

山田・三浦はKiK-netの観測記録を用いて、逆応答解析を実施し作成した工学的基盤波により、港湾空港技術研究所(PARI)苫小牧観測点の地表面記録の評価を試みている<sup>15)</sup>。各記録の速度応答スペクトルは図11である。図12に山田・三浦が求めた非線形逆応答解析の結果を示す。解析値(E+F)は観測値と良い対応を示している。厚真の地表記録に見られる2秒付近の増幅は、工学的基盤以浅の表層によるものと指摘している<sup>16)</sup>。同解析で得られた工学的基盤波(2E)は、告示スペクトルと概ね同程度の振幅を示しており、工学的基盤レベルで見れば、厚真の記録が特に過大なものでないことが分かる<sup>15)</sup>。

厚真町においては町立厚南中学校(KiK-net観測点)の校舎棟および、講堂棟のPC杭の多くが損傷を受けている。特に、校舎棟においては杭被害が原因で11cmもの沈下が生じている箇所が認められた<sup>16)</sup>。また、厚真町厚真南会館と穀類乾燥調整貯蔵施設でも同様に杭被害が生じており、不同沈下が発生した。この不同沈下によって穀類乾燥調整施設では上部のブレースが変型した。何れの建物も上部構造が不同沈下の強制変形により被害を受けている<sup>16)</sup>。

### 6. 釧路市内の免震建物

本地震において釧路市では震度5強が観測された。その釧路市内には1993年釧路沖地震後に多くの免震建物が建築されている。それら免震建物の効果に関して、菊地が実地調査およびヒアリングを行い報告している<sup>17)</sup>。菊地は変形状態を把握したところ、免震層において10cm程度の変位が

認められ、これは、市内のK-NETの記録から求められた変位応答スペクトル( $h=0.2$ )と調和的な記録であり、この変形領域ではいずれの免震システムも弾性域を越え、ダンパーによるエネルギー吸収が行われたと考えられると述べている<sup>17)</sup>。また、同じく、免震建物である釧路合同庁舎においても、加速度低減効果を確認できる。

ヒアリングに関しては、地震発生2日後に現地で免震建物の効果に関し行っており、非免震建物と比較し、建物内部において、全くの被害を見受けられなかった事を示しており<sup>18)</sup>、本地震においては、相当の効果を持って被害を低減したと考えられる。

## 7. 札幌圏における強震観測

厚さ3km以上の第三紀～第四紀の堆積層を有すると考えられている石狩平野<sup>19)</sup>においては、北大、防災科研、札幌市、北海道、民間企業が行う、計約30点の強震観測点(図13)があり、本地震において、記録が得られた。吉田は、平野内での周波数ごとの増幅の特徴を見ため、各観測記録にバンドパスフィルター処理を行い、最大振幅を各観測点で読みとり、基盤観測点との比較を行い、空間分布を示した<sup>19)</sup>。それによると、低周波数側ではもっとも震源から離れた、石狩湾側の観測点での振幅が大きく(図14)、高周波数側では逆に東部の観測点で振幅が大きいことを示している。観測点SNKの近くには石油タンクがあり、地震時にスロッシングによると思われる浮き屋根の破損の被害が発生しており、本タンクの固有周期は5secであることが報告されている。既に1節で述べたが、広域分布で見ても、札幌付近では5sec付近の波が卓越しているが、石狩湾のSNKにおいては深さ580mにボアホール地震計が設置してあり、この記録と地表の記録を比較すれば、明瞭に地表地中ともに、5secでの卓越が確認できる(図15)。

## 8. まとめ

本稿では、2003年十勝沖地震の地震動分布特性、建物被害、および、特定の地点における強震記録に関して簡単に報告した。

北海道の比較的近傍で発生したM8クラスの地震としては幸い被害は少なかったと言えるが、人的被害が少なかったものの、道路被害や、タンク被害等の経済的な打撃は決して少なくなかった。

また、本地震では、これまで耐震的と言われてきた北海道の住宅が、年代によって、非常に脆弱だと言うことが指摘され、北海道の地震防災の大きな課題として科された。しかし、免震構造の効果がいかんなく発揮されたことも明らかであり、一つの解決の糸口とも言えよう。

札幌圏に関しては深い地震基盤構造が指摘されており、それを要因とすると考えられる石狩湾でのタンク被害が生じており、既に指摘されている長周期成分の励起の生成過程の解明を行うには、工学的基盤をはるかに超える下部構造の影響の解明に努めなければならない。

山中・他は地震直後に十勝管内豊頃町において余震観測と微動観測を実施しており<sup>20)</sup>、地下構造の検討を行った。現在本地点においては詳細な微動観測を実施して、地下構造

のさらなる詳細な検討を行っているが、今後、各観測点における地盤増幅特性の詳細な検討を含め、広域に被害を発生させるプレート境界巨大地震の強震動予測手法を今後確立していく必要がある。

## 謝辞

北海道立北方建築総合研究所の戸松誠研究員には住宅被害に関する貴重な資料と解析結果をお送り頂いた。産業総合研究所の吉田邦一研究員には札幌都市圏の貴重な解析結果をお送り頂いた。北海道大学理学部の笹谷努先生には、記録に関しての議論を多くいただいた。記録は防災科学技術研究所のK-NET, KiK-netの記録を使用させて頂いた。記して感謝する。

## 参考文献

- 1) 地震調査委員会：千島海溝沿いの地震活動の長期評価【[http://www.jishin.go.jp/main/chousa/03mar\\_chishima/hyoka.pdf](http://www.jishin.go.jp/main/chousa/03mar_chishima/hyoka.pdf)】(2003)。
- 2) 高井伸雄・清水学・笹谷努：地震動、2003年十勝沖地震災害調査報告、日本建築学会北海道支部、3-15(2004)。
- 3) 岡田成幸：2003年十勝沖地震－地震による土木・建物被害の特徴－、月刊地球、印刷中。
- 4) 鏡味洋史：1952年と2003年の十勝沖地震の被害分布、月刊地球、印刷中。
- 5) 司宏俊・翠川三郎：断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式、日本建築学会構造系論文集、NO. 523, P. 63(1999)。
- 6) 座間信作、石油タンク等の危険物貯蔵施設への影響の調査、平成15年(2003年)十勝沖地震に関する緊急調査研究報告書、(2004)。
- 7) 福島美光・翠川三郎：岩盤における観測記録に基づくMw2項を考慮した地震動応答スペクトルの予測式、構造系論文集、447、(1993)。
- 8) 北海道：平成15年十勝沖地震対策・被害状況(第23報)、【<http://www.pref.hokkaido.jp/soumu/sm-bousai/h15zisin/taisaku.htm>】(2003)。
- 9) 境有紀・中村友紀子・額額一起：建築被害と地震動との対応性、2003年十勝沖地震被害調査報告会概要集、51-60(2003)。
- 10) 日本建築学会北海道支部：2003年十勝沖地震災害調査報告、(2004)。
- 11) 戸松誠・他：住家被害の要因分析、平成15年(2003年)十勝沖地震災害調査報告、北海道立北方建築総合研究所、(印刷中)。
- 12) 西川忠：北海道における木造住宅の耐震性に関する研究、北海道立寒地住宅都市研究所平成8年度共同研究報告書、1-42(1996)。
- 13) 戸松誠・他：アンケート震度調査、平成15年(2003年)十勝沖地震災害調査報告、北海道立北方建築総合研究所、(印刷中)。
- 14) 小林喜久二・小林啓美：K-NET 苫小牧観測点における2003年十勝沖地震の地震動特性と堆積地盤構造との関係、

東工大学工学地震学・地震工学談話会地震工学研究レポート, No. 88, 41-50, (2003).

15) 山田有孝・三浦賢治: 平成15年(2003年)十勝沖地震におけるKiK-net厚真記録の非線形シミュレーション解析, 日本建築学会大会講演梗概集, B-2, (2004).

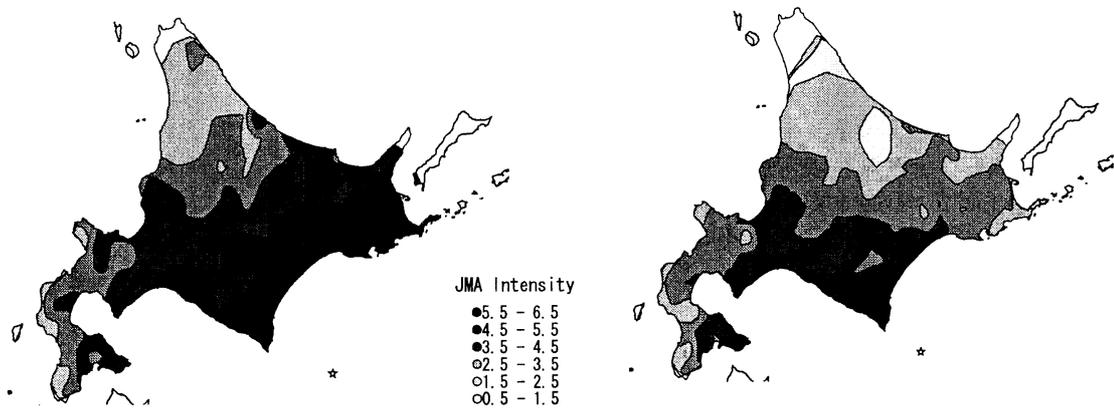
16) 石山祐二・西尾茂: 胆振支庁・厚真町, 2003年十勝沖地震災害調査報告, 日本建築学会北海道支部, (2004).

17) 菊地優: 平成15年十勝沖地震での免震の効果 釧路市内の免震建物, 建築技術, 4月, (2004).

18) 笹谷努代表: 大規模陥没堆積盆地の深部地下構造の解明と地震観測に基づく地震動災害の評価, 科学研究費補助金 基盤研究(B)(2)報告書, (2000).

19) 吉田邦一・笹谷努: 2003年十勝沖地震の際の石狩平野北部における地震動, 地震学会秋季大会予稿集, (2004).

20) 山中・他: 十勝平野南部における微動アレイ観測, 地球惑星合同大会予稿集, (2004).



(a) 本震 (b) 最大余震  
図1 K-NETを用いて計算した計測震度によるコンターマップ

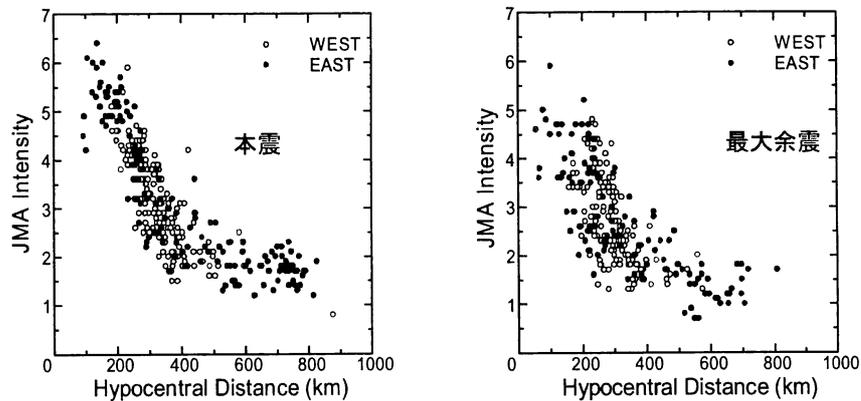
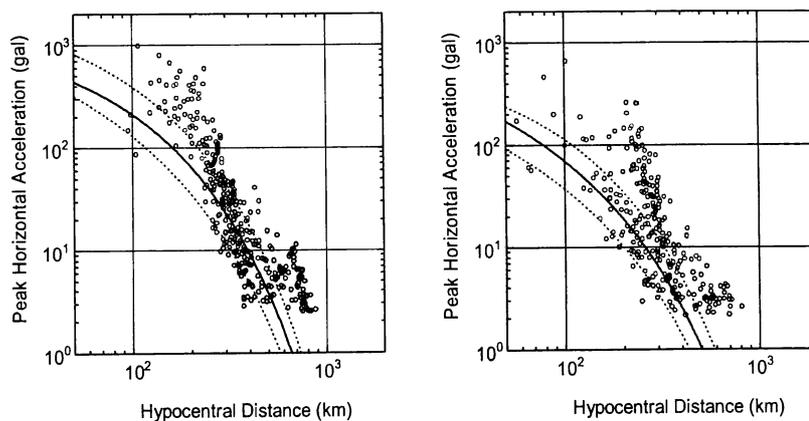


図2 震源距離と震度の関係 (West: 背弧側 East: 前弧側)



(a) 本震 (b) 最大余震  
図3 地表最大加速度と震源距離との関係 (実線は司・翠川による減衰式)

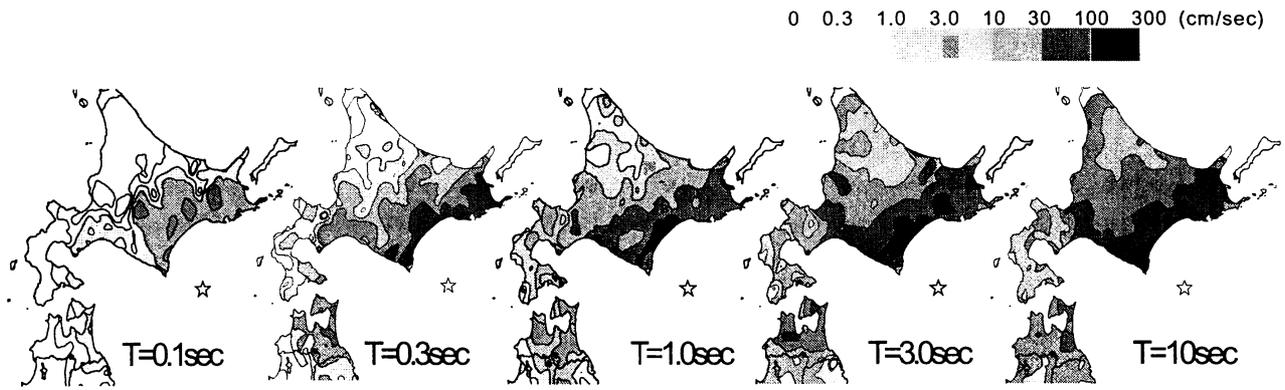


図4 本震による疑似速度応答スペクトルの周期毎の振幅コンター

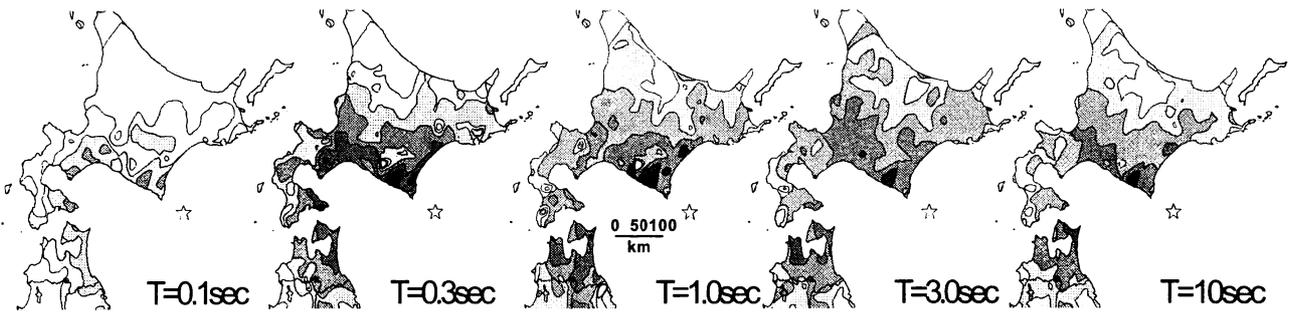


図5 最大余震による疑似速度応答スペクトルの周期毎の振幅コンター

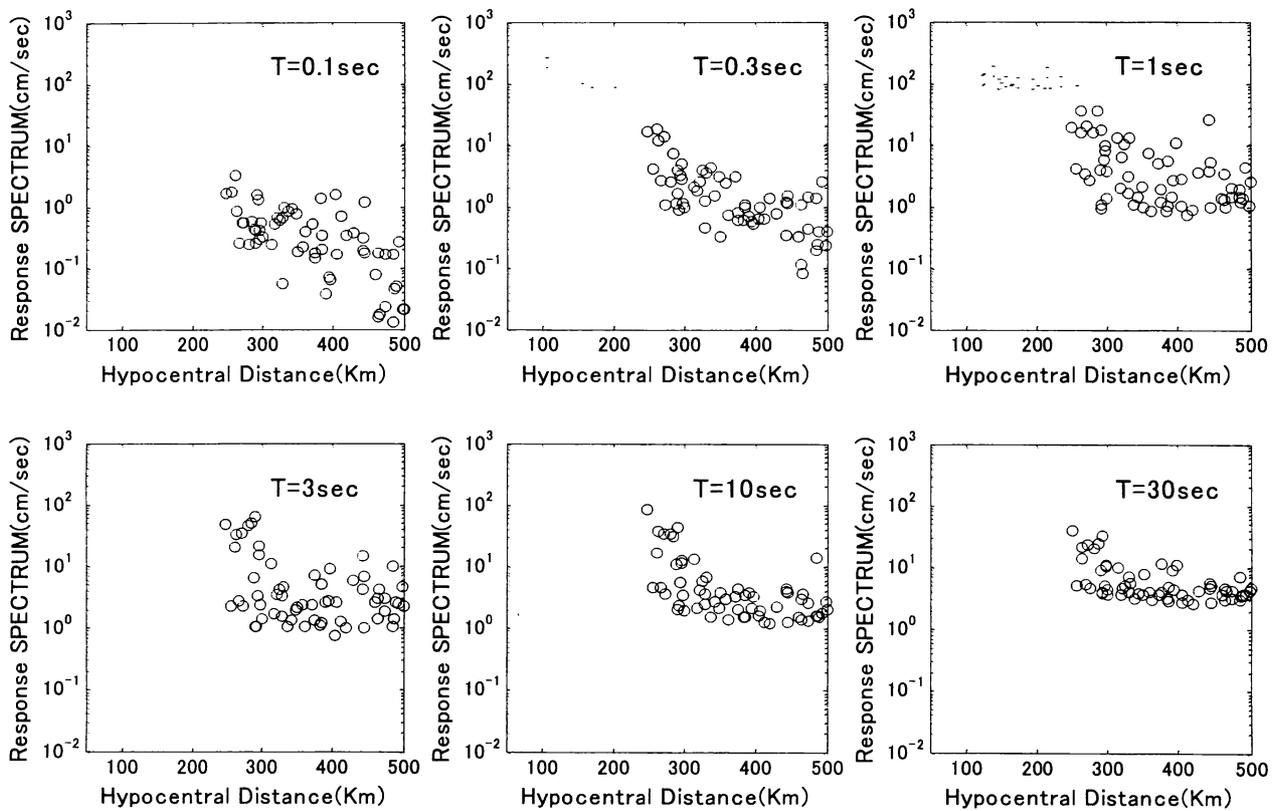


図6 本震による応答スペクトルの振幅と震源距離の関係

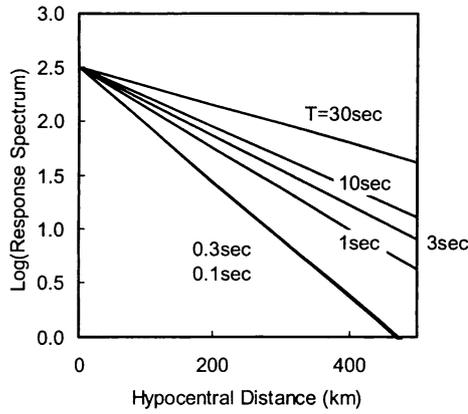


図7 本震による応答スペクトル振幅の周期による距離減衰の違い(便宜的に2.5に切片を固定)

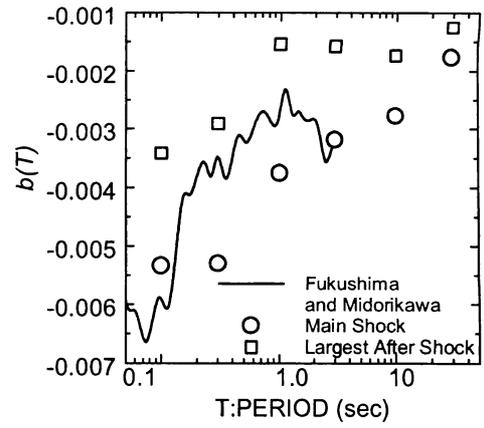


図8 福島・翠川<sup>4)</sup>による距離減衰係数との比較

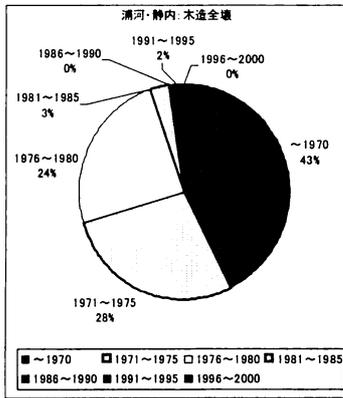


図9 浦河町・静内町における建築年別全壊棟数の割合(戸松・他11)

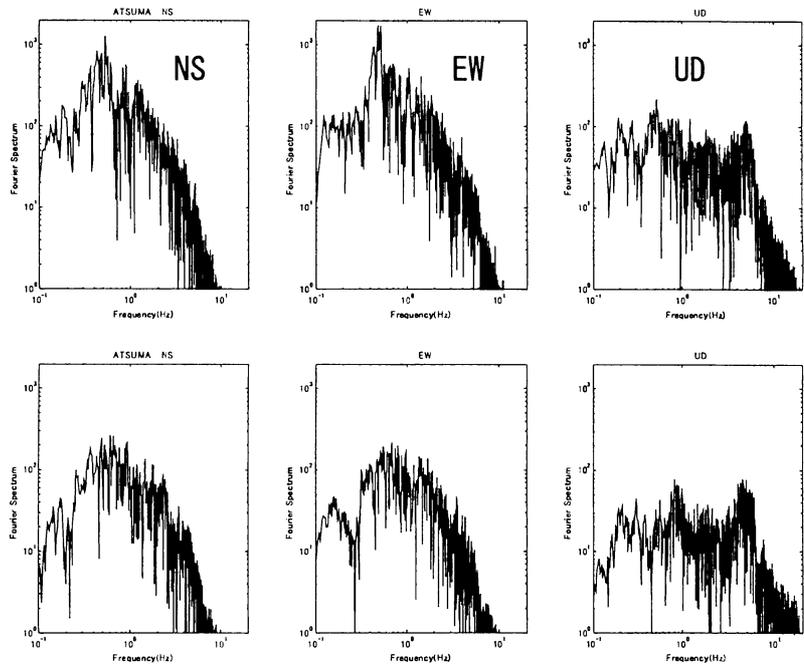
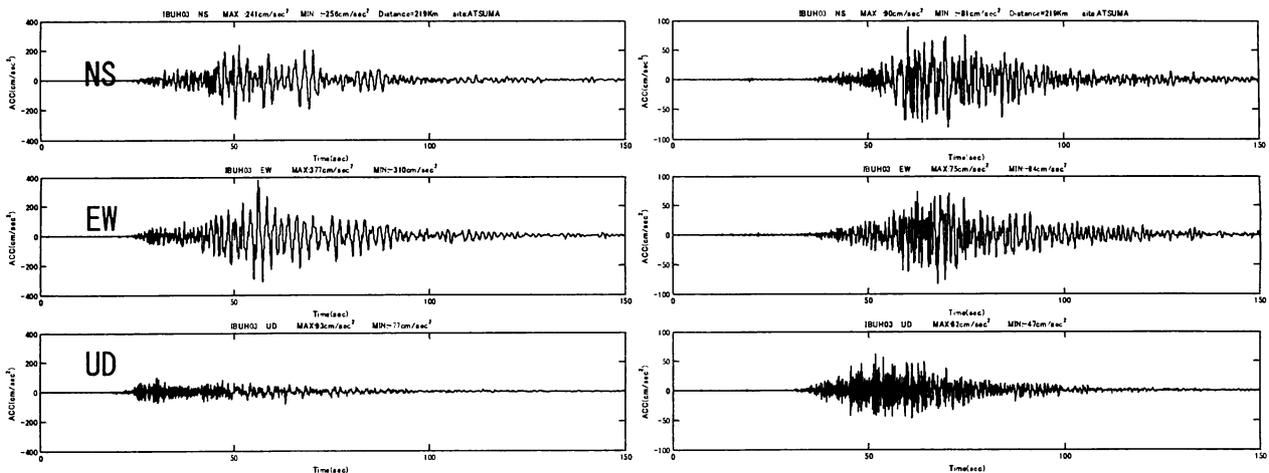


図10(b) KiK-net 厚真 (IBUH03) における強震記録の加速度フーリエスペクトル(上段:本震 下段:最大余震)



本震 最大余震

図10(a) KiK-net 厚真 (IBUH03) の強震記録

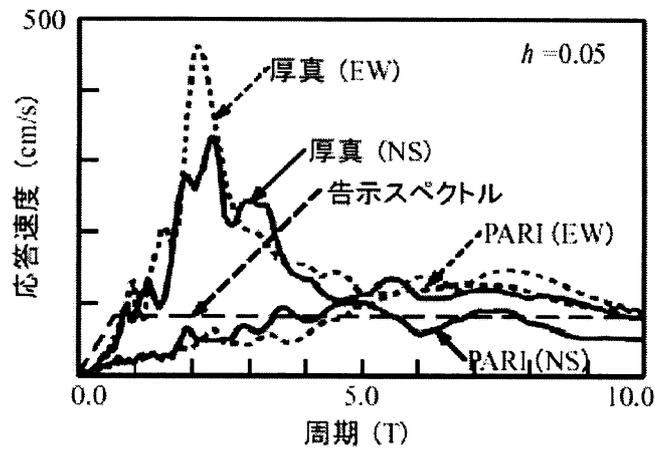


図 1 1 KiK-net 厚真 (IBUH03) と港湾技術研究所苫小牧観測点(PARI)の速度応答スペクトル(山田・三浦<sup>15)</sup>)

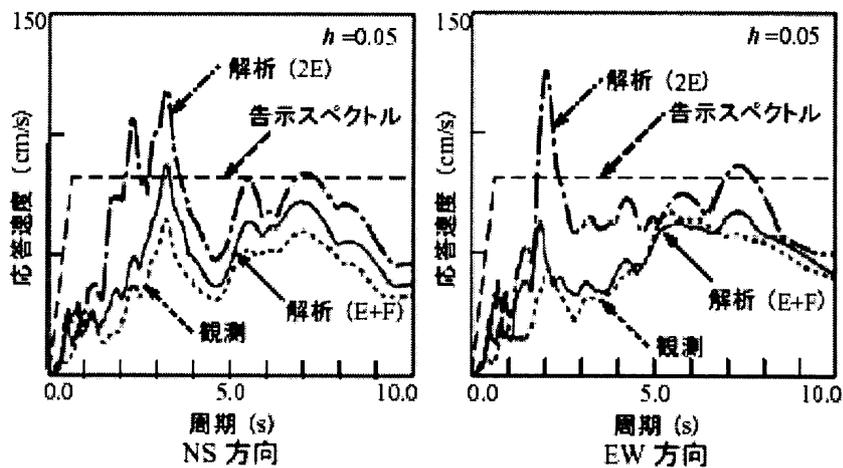


図 1 2 KiK-net 厚真 (IBUH03) における逆解析結果(山田・三浦<sup>15)</sup>)

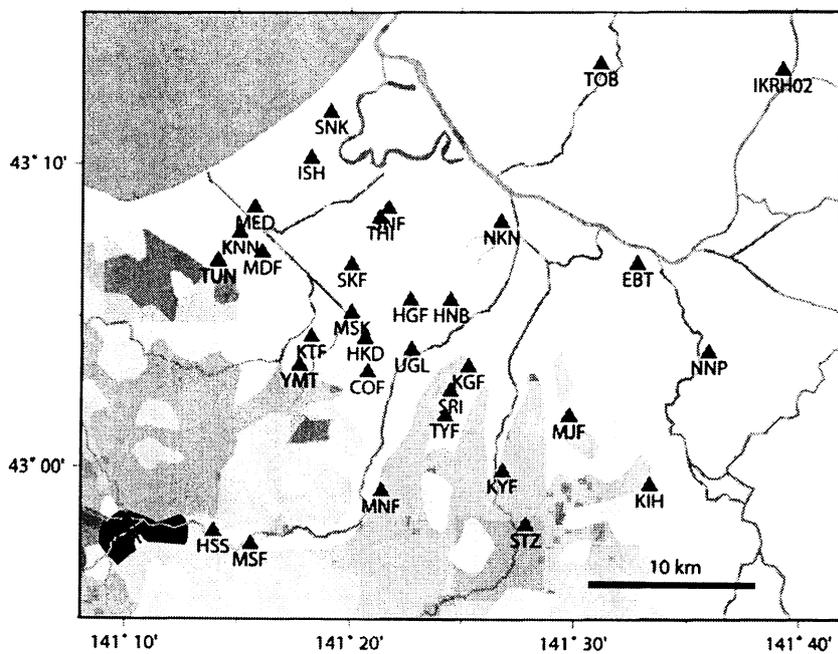


図 1 3 札幌における強震観測点(吉田・笹谷<sup>19)</sup>)

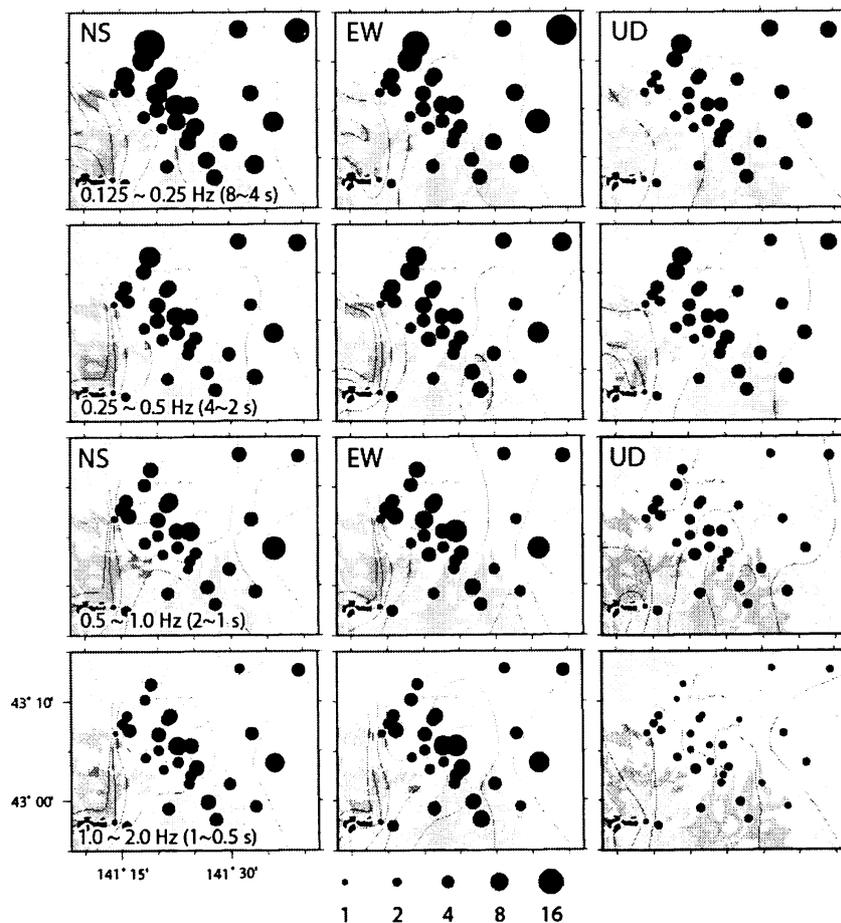


図 1 4 2003 年十勝沖地震時の札幌における速度フィルター波形の最大振幅比の分布  
基準観測点は基盤の HSS (吉田・笹谷<sup>19)</sup>)

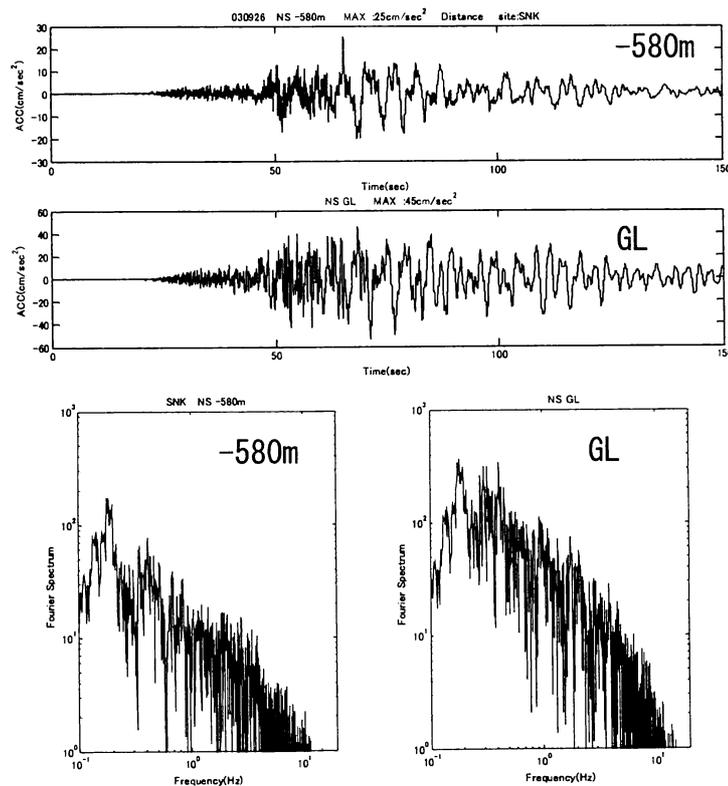


図 1 5 石狩湾新港観測点 (SNK) の本震時における NS 成分の加速度波形とフーリエスペクトル

**2004年新潟県中越地震**  
**— 地盤と地震被害 —**  
**2004 Niigata-ken Chuetsu Earthquake**  
**Sub-Surface Soil Condition and Earthquake Damage**

久田嘉章  
Yoshiaki HISADA

Damage of the 2004 Niigata-ken Chuetsu earthquake and its relation with sub-surface soil conditions are reported. The most severely damaged areas are located on old rivers and alluvial fans in mountain areas, whose deposits are composed of the weathered soft rocks on the Higashi-Yama anticlines. On the other hands, whereas the earthquake damage on the Niigata plain are not very severe, the alluvial deposits along the Shinano river clearly showed non-linear effects during the mainshock.

### 1 はじめに

2004年新潟県中越地震における地盤特性と被害に関係を中心に、その地震と被害の概要、地形・地質（褶曲地形、沖積層など）、強震動特性、震源モデル、建物全数調査の結果を現在（2004年12月）までに得られている知見をもとに報告する。

### 2 2004年新潟県中越地震の概要

2004年新潟県中越地震（10月23日17時56分、深さ13km）は $M_{JMA}6.8$ （USGS  $M_w 6.4$ 、F-net  $M_w 6.6$ ）で、西北-南東方向に圧力軸を持つ西落ち逆断層の地震である。同日の18時03分に $M_{JMA}6.3$ 、18時11分に $M_{JMA}6.0$ 、18時34分に $M_{JMA}6.5$ を記録するなど余震活動が非常に活発であり、救助や避難活動にも大きな支障を生じた。本震の際、川口町で兵庫県南部地震以降初めての震度7を記録している。

12月10日現在、地震による死者数が40名、住家家屋では全壊が2,729棟、大規模半壊が706棟、壊が8,747棟、一部損壊が85,118棟、非住家被害が34,259棟、道路被害6,062箇所と報告されている（新潟県、2004）。死者の内訳では、地震動による建物等の倒壊によるものは9名のみであり、その他はショック死や、地震後の疲労・ストレス・エコノミー症候群など間接的影響で亡くなっている。

本震や余震では震源域で多数の強震記録が観測され、それを用いた震源モデルも提案されている。震源域での最大加速度や速度は、既往の経験式と比べると大きい（例えば、東京大学地震研究所2004、防災科学技術研究所2004）。震源逆解析によると、強

い地震動を生じた断層部分（アスペリティー）は震源の近傍の比較的浅い位置に特定されている（例えば東京大学地震研究所2004、防災科学技術研究所2004）。今後、浅いアスペリティーからどれほど短周期地震動が発生したのか、表層地盤の影響をも加味した詳細な分析が期待される。

### 3 山地部（活褶曲地形帯）での地震被害

新潟県中越地震による被害の大きな特徴は、平野部よりも山地部で大きな被害が集中したことである（図1参照）。中越地震の震源域である魚沼丘陵（南部）・東山丘陵（北部）は、西北西-東南東の圧縮を受ける活褶曲地域である（例えば岡本・柳沢（2004））。褶曲地域では沈降する向斜軸では圧縮を受け地盤は硬化するが、隆起する背斜軸では張力を受け岩盤はもろくなる。このため隆起が続くと地盤の弱い背斜は差別的に削除され、もともと尾根だった背斜は徐々に谷地形となる。東山丘陵は多数の背斜・向斜で刻まれており、特に大きな被害を受けた山古志村は東山背斜が差別的に削除され谷地形し、地すべりの多発地域として知られている（図1、2）。今回の地震でも台風による大量の雨でゆるまった地盤により、多数の地すべり被害を生じたと解釈されている（小長井、2004）。

一方、隆起する背斜の谷地形を蛇行する河川の効果により、活褶曲地形帯には段丘状の崖地形や、取り残された馬蹄形の平地に旧河川道を生じる。小千谷市や川口町の周辺にはこのような多くの段丘地形や旧河川道、後背湿地が認められている。当該地域

では多くの道路や鉄道は段丘崖沿いに敷設され、斜面崩壊により多大な被害を被った（小長井，2004）。

一方、山地部での地震動による被害も褶曲地形の地盤条件に密接に関係している。図1には褶曲地形と地震動によって大きな被害を生じた地域を重ねているが（図2は断面図）、大被害の地域は背斜軸上に集中している。さらに被害地域での詳細な被害分布と地形に注目すると、被害の集中した地域は旧河川道（川口町など）や、扇状地・扇状地性段丘（武道窪、田麦山など）に位置すると指摘されている（産業技術総合研究所・活断層研究センター，2004）。通常の扇状地は硬質な砂礫が堆積するが、当地域の扇

状地・扇状地性段丘では、背後の地すべり性斜面から供給された第三紀軟岩による軟弱な風化物である（産業技術総合研究所・活断層研究センター，2004）。従って、地震時の地盤の増幅効果が大被害をもたらした一因と考えられる。

一方、川口町、田麦山、竜光、新道島など大被害を受けた地域では建物の倒壊・傾斜、飛び石などは、北西向きに卓越していた（写真1・2）。後で述べる小千谷での強震動波形は北西-東南方向に卓越している。従って山地部には強震記録が無いものの、震源域の強震動は共通に北西-東南方向が卓越したと思われる。

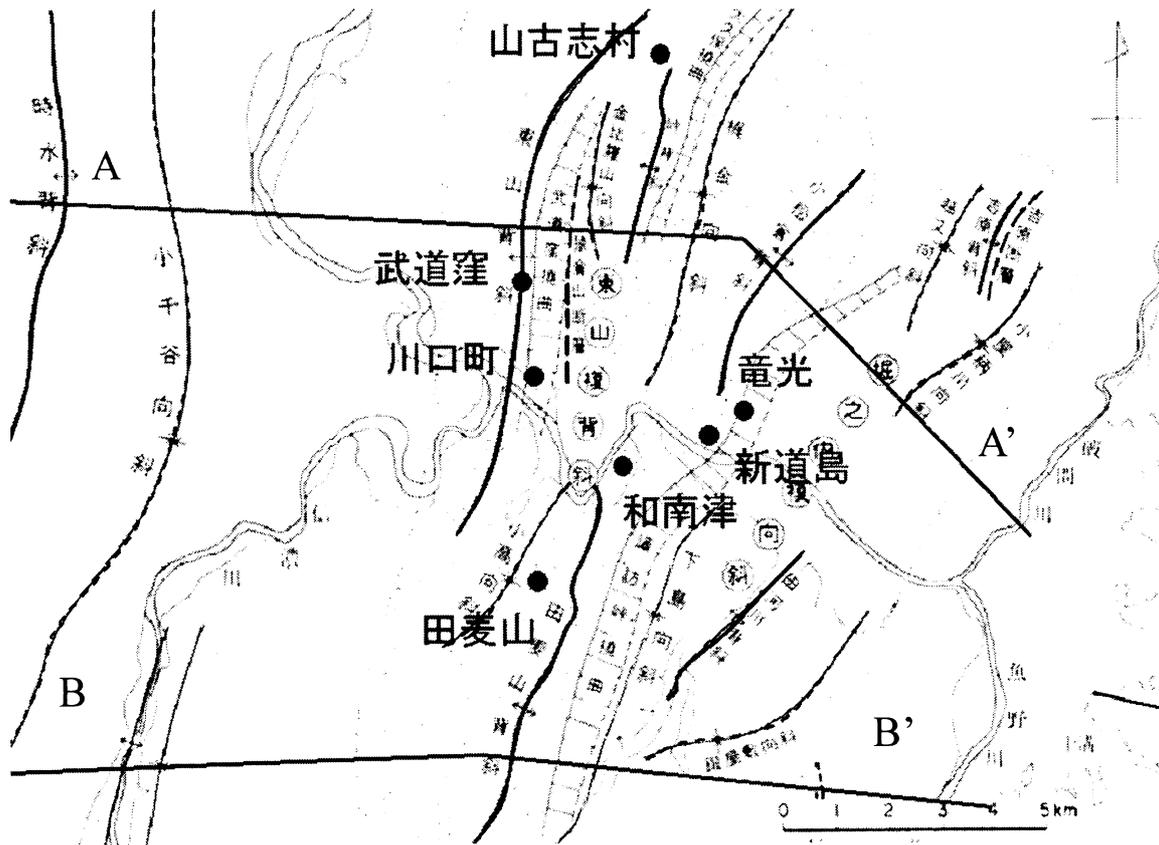


図1 褶曲地形による背斜（実線）と向斜（破線）と大きな被害を受けた地域（産業技術総合研究所・小千谷の地質(2004)に加筆）

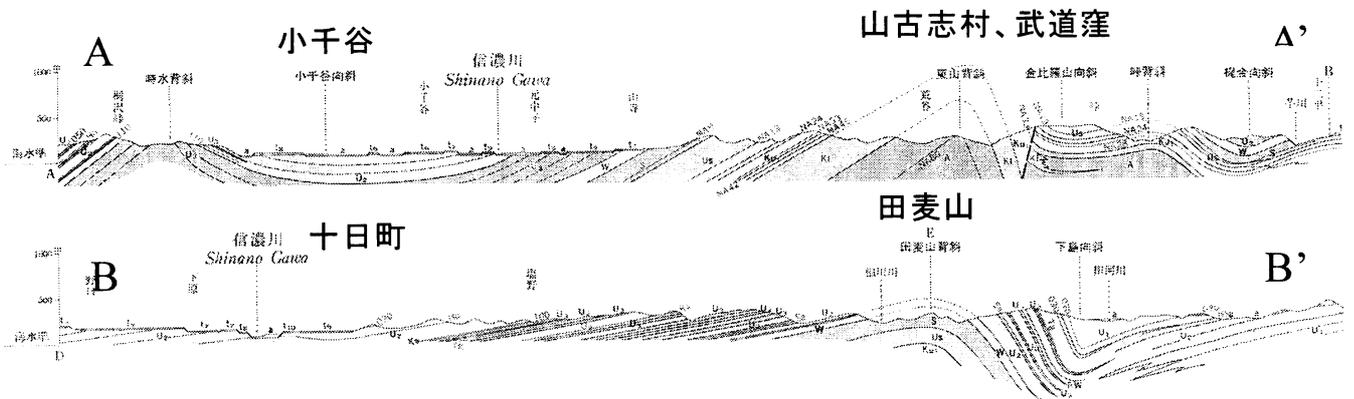


図2 褶曲地形における地質断面図（産業技術総合研究所・小千谷の地質(2004)に加筆）



写真1 西向きに傾斜した建物（竜光）

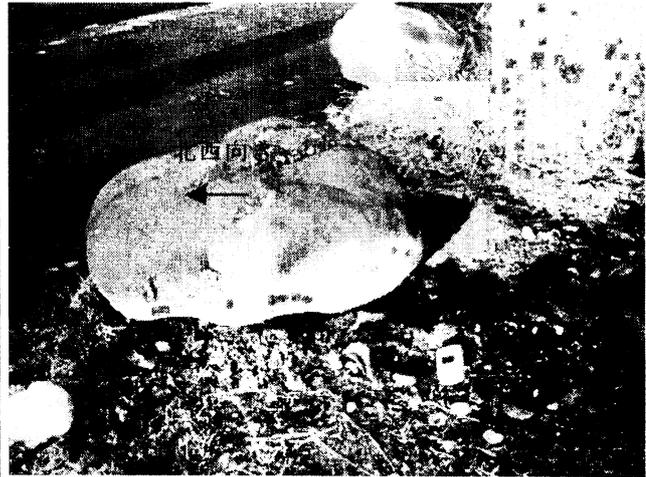


写真2 北西向きの飛び石（新道島）

田麦山、竜光、新道島など大被害を受けた地域で傾斜した建物の多くは西から北西向きに卓越していた

#### 4 平野部（沖積平野）での地震動と地震被害

信濃川流域の平野部は厚さ5 km以上の新第三期以降の堆積層によって新潟堆積盆地を形成している（例えば、産業技術総合研究所・震源域の地質図2004）。平野部での地震被害は山地部ほど大きくはないが、多くの強震記録が観測されており、震源近傍の地震動特性や表層地盤の非線形など興味ある研究が多数報告されている。

**長岡市周辺：**長岡市周辺では、地震動による被害よりも、液状化や宅地造成地の地すべりなど地盤変状による被害が顕著であった。長岡市周辺の表層地盤の例として図3に地質図を、図4に新幹線沿いの地質断面図（産業技術総合研究所・長岡市の地質2004）、図5にはK-net長岡における柱状図を示す。長岡市周辺やその南側では硬質な砂礫層があり、主として粘土質の表層がその上に堆積している。液状化を生じる砂質土層は長岡市より北側（図3、図4のC点あたり）で堆積していることが分かる。大規模な液状化の例として写真3に宝地区の噴砂を示す（長岡市の北側、場所は図3を参照）。

図5のK-net長岡の柱状図では、硬質な工学的基盤層上に3 m程度の軟弱な粘土層が乗っており、強震動の際に地盤の非線形化することが予想される。実際、図6にはK-Net長岡（左）とJMA長岡（右）における微動のH/Vスペクトルと速度応答スペクトルを示すが、強震時における卓越周期の長周期化が見られる（紺野他、2004）。

一方、長岡市より東側の山地側で目立った被害は、地震動による被害よりも宅地造成地の盛土における大規模な地すべり被害である。写真4に高岡地区における地すべり被害の例を示す。

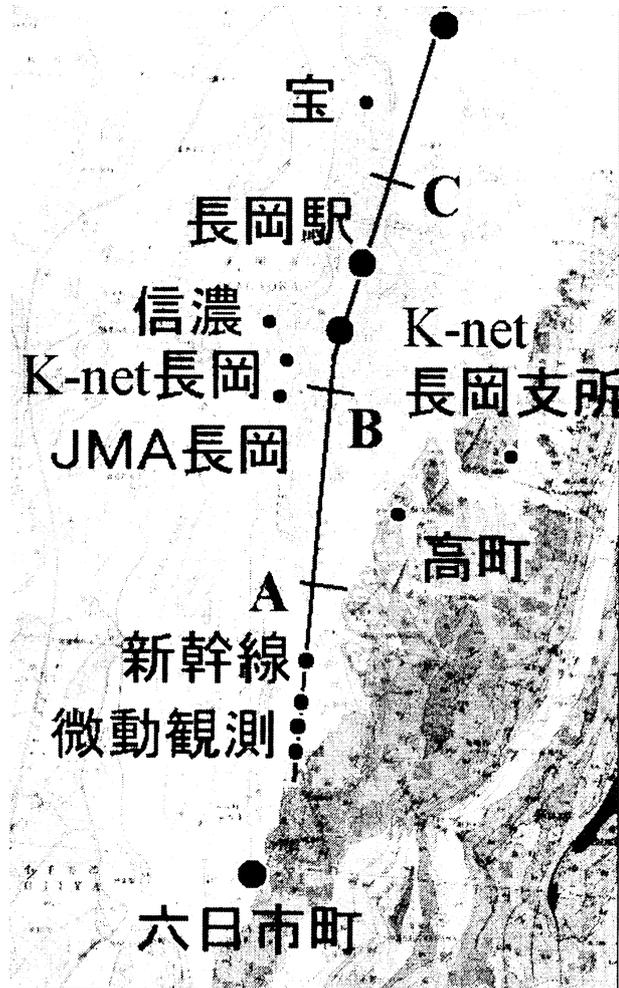


図3 長岡市周辺の地質（産業技術総合研究所・長岡市の地質2004に加筆）

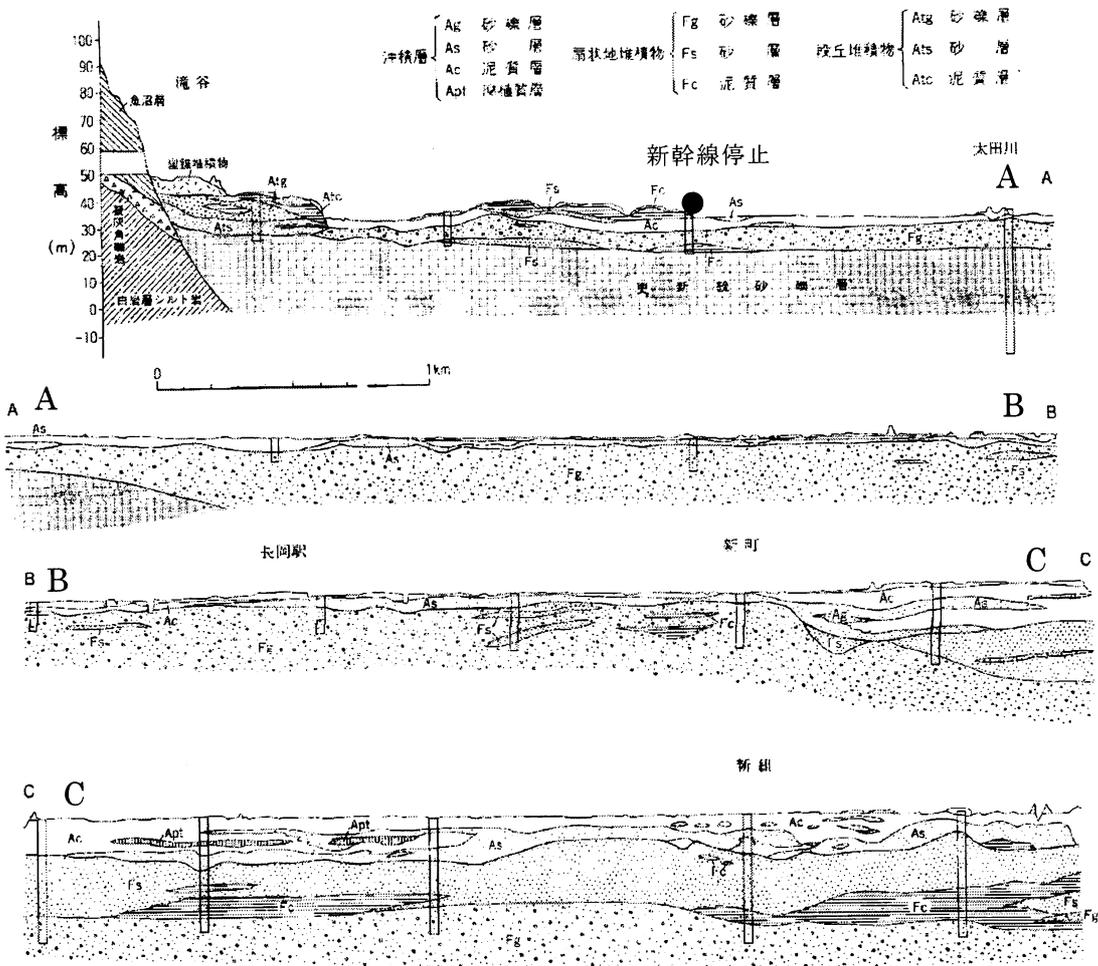


図4 新幹線沿いの地質断面図 (産業技術総合研究所・長岡の地質 2004 に加筆、位置は図3)

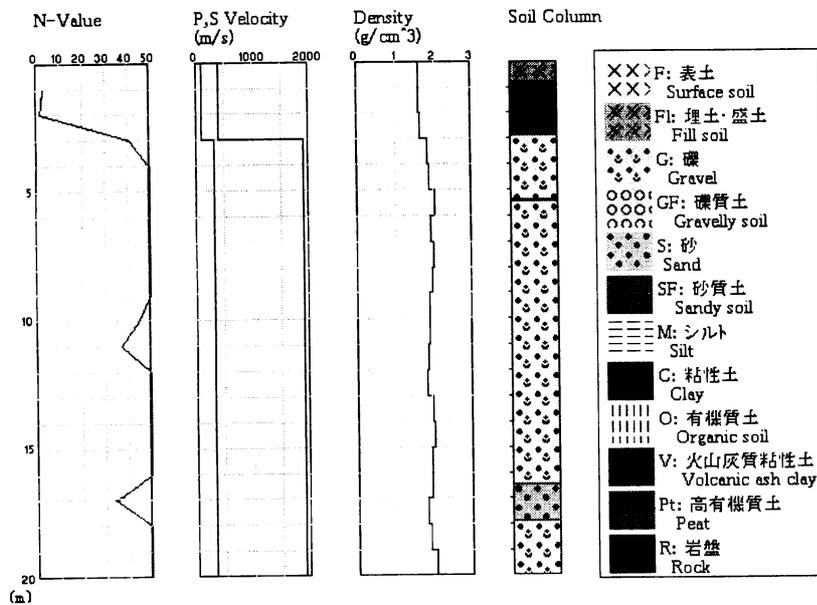


図5 K-Net 長岡の柱状図 (防災科学技術研究所)

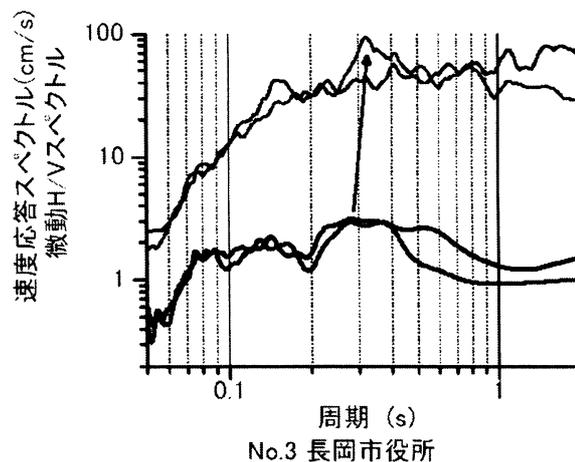
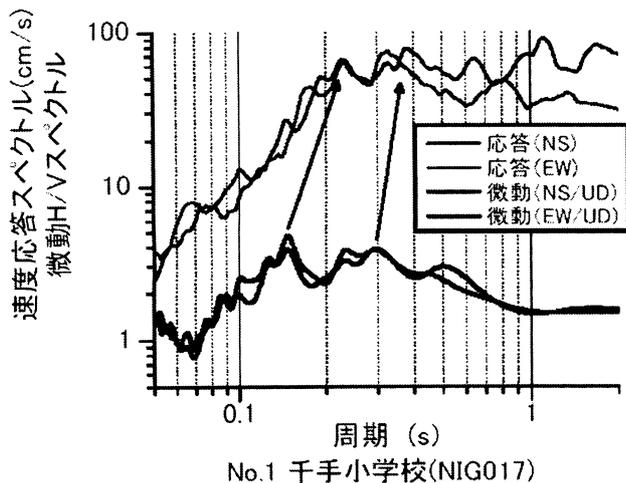


図6 K-Net長岡(左)とJMA長岡(右)における微動のH/Vスペクトルと速度応答スペクトル  
(観測点場所は図3を参照: 紺野他、2004)



写真3 長岡市宝地区で見られた液状化(場所は図3)



写真4 長岡市高岡地区の造成地での地すべり被害(図3)

**小千谷市周辺:** 図7には小千谷市とその周辺地域の地質図と断面図を示す。3で述べたように小千谷地域は活褶曲帯の向斜軸上にあり、蛇行を繰り返した信濃川とその支流によって多数の段丘や旧河川道や後背湿地が分布している。

図7にはK-net小千谷とJMA小千谷の観測点も示している。また図8はK-net小千谷の柱状図である。図7の5万分の1地質図上では2観測点とも完新世の段丘堆積層上に位置しているが、両地点の間には茶郷川があり、その流域には軟弱な氾濫原堆積物が堆積している。K-net小千谷の柱状図によると、13m以深には岩盤(図7の断面図では更新世の魚沼層群)、深さ3m以深には硬質な礫層があり、その上に3m程度の非常に軟弱なピートが乗っており、強震の際、塑性化することが予想される。

図9には本震の際に観測されたJMA小千谷(震度6強)とK-net小千谷(計測震度7相当)の加速度波形(EW成分)の比較を示す(東京大学地震研究所2004)。K-net小千谷の振幅の方は大きく、特に大振幅時には密な砂地盤で見られる液状化現象の一種であるサイクリック・モビリティが観測されている。

図10はK-net小千谷での本震・余震・本震前の観測波のフーリエ振幅スペクトルの比較であるが、中小地震時での0.4~0.5秒程度の卓越周期が、本震時には0.7秒程度まで増大しており、地盤が大きく塑性化していたことを示している(翠川他2004)。

図11に、JMA小千谷とK-net小千谷における地震動特性の差異として、山中他(2004)による小千谷市での余震観測例を示す。図で観測点8はJMA小千谷に近く、観測点12がK-net小千谷に近い。図には

10月27日の余震時(M6.1)における速度応答スペクトル、計測震度、最大速度、最大加速度値の比較を示しているが、JMA小千谷に比べ、K-net小千谷の値はいずれも大きくなっている。応答スペクトルではK-net小千谷や観測点12に顕著に見られる周期

0.4秒程度の卓越周期は、他の観測点では見られず、本観測点近傍に特有な地盤特性があることが分かる。以上のことからJMA小千谷とK-net小千谷での地震動特性の差異は、表層地盤特性の違いが大きく影響していると考えられる。

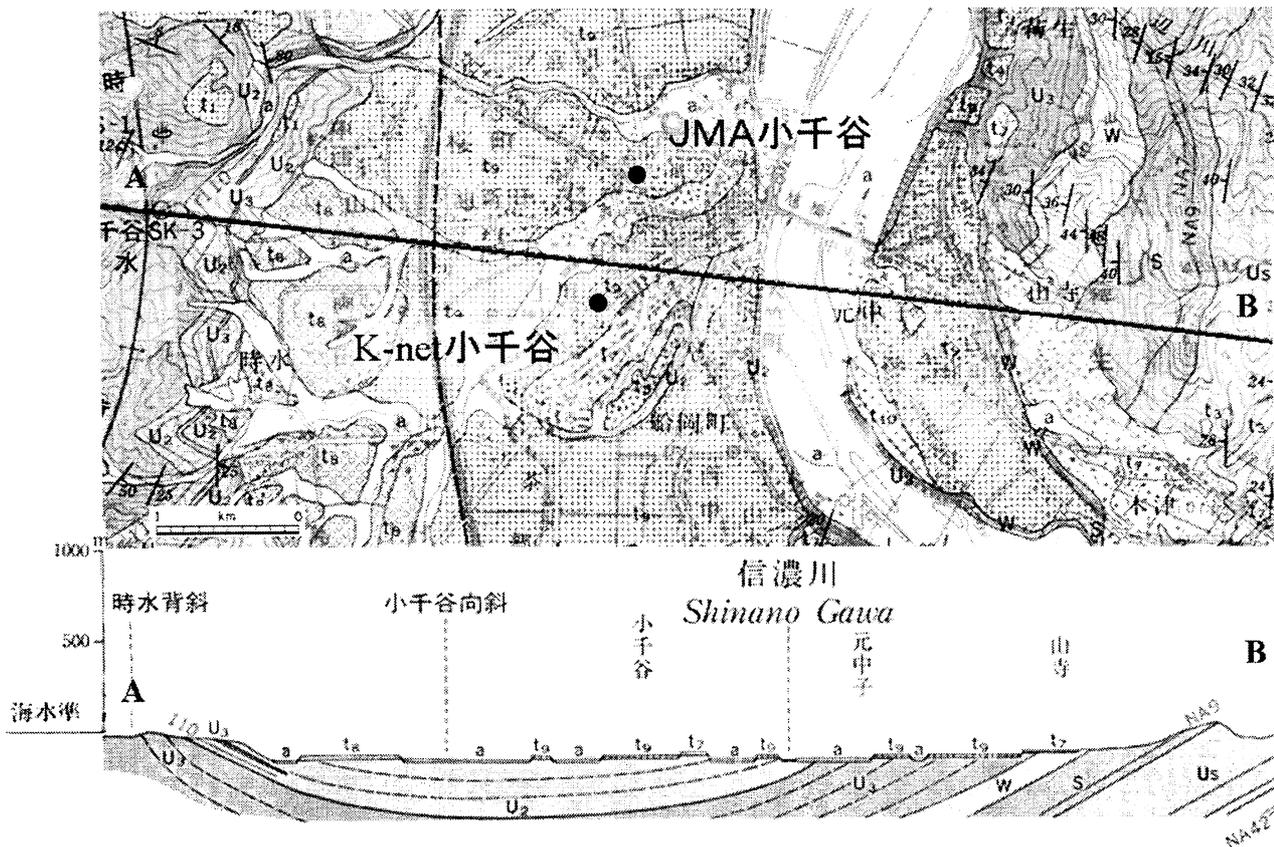


図7 小千谷市周辺の地質図と断面図 (産業技術総合研究所・小千谷の地質 2004 に加筆)

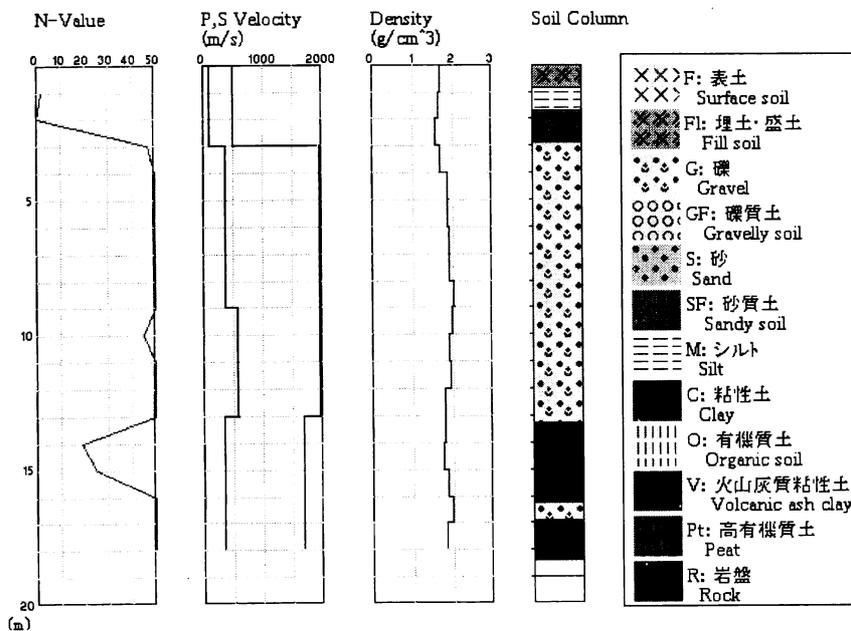


図8 K-Net小千谷の柱状図 (防災科学技術研究所)

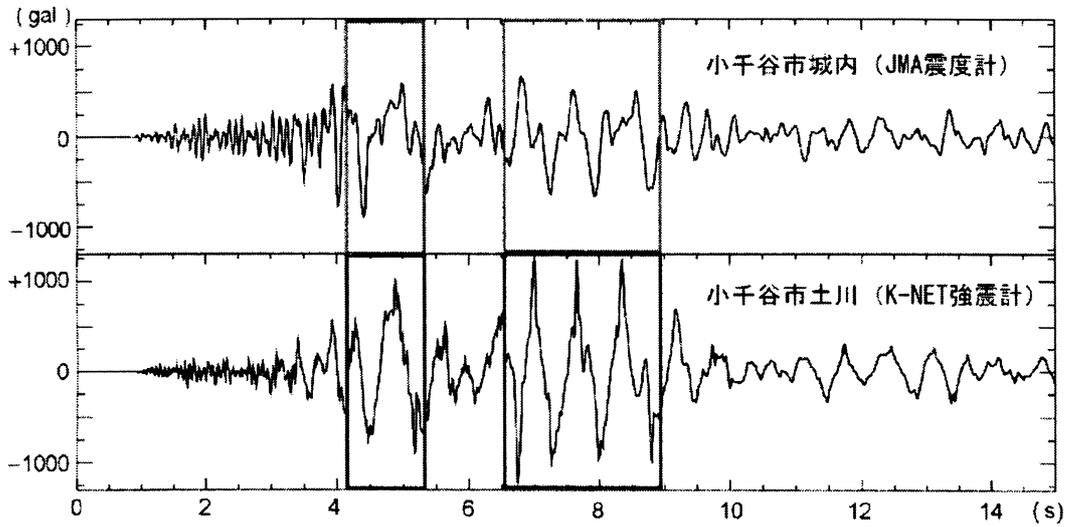


図9 JMA小千谷とK-net小千谷の加速度波形 (東京大学地震研究所 2004)

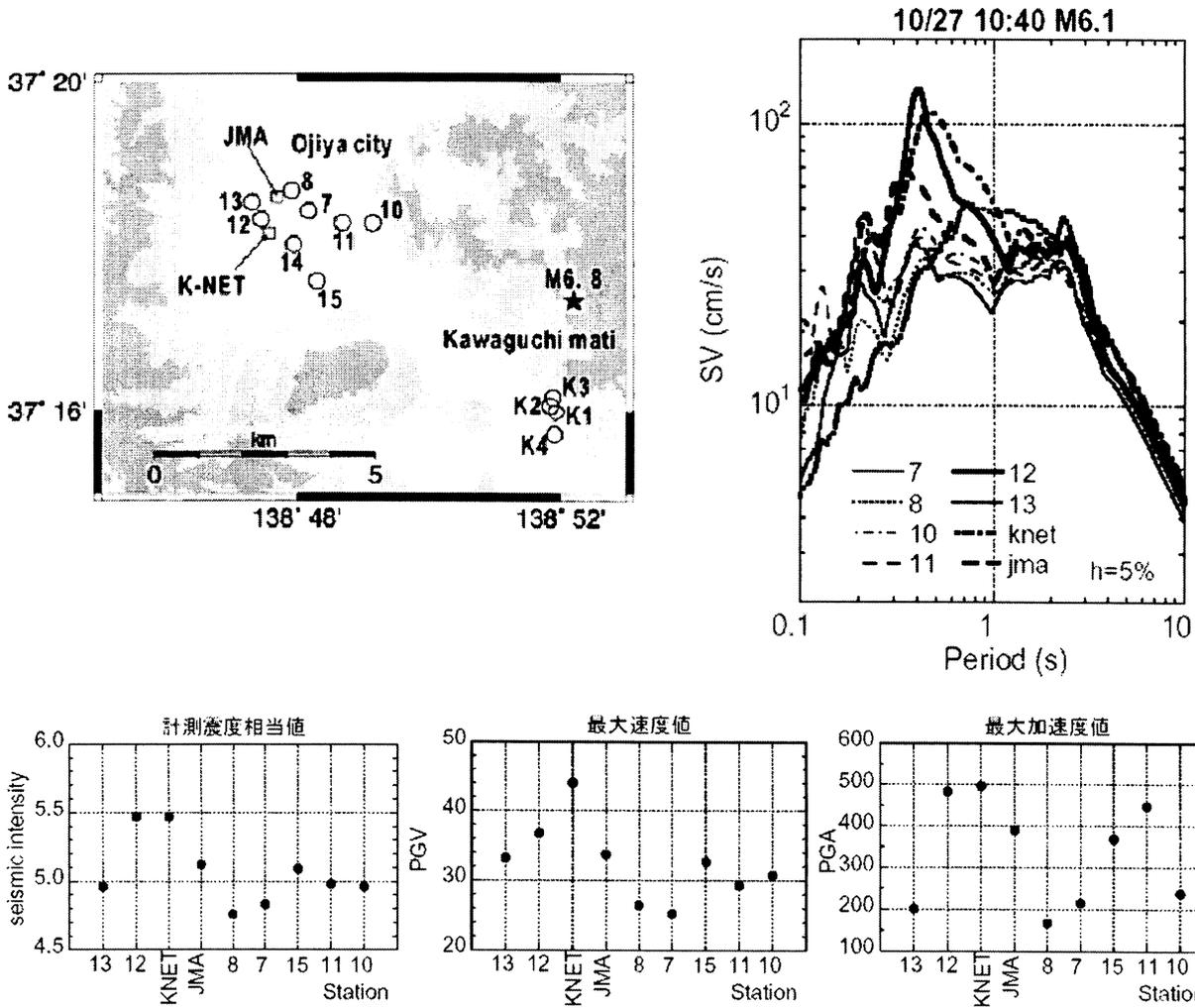


図11 小千谷市における余震観測例 (山中他 2004)

左上: 余震観測点、右上: 10月27日の余震時 (M6.1) における速度応答スペクトル

下: 10月27日の余震時 (M6.1) における計測震度、最大速度、最大加速度値の比較

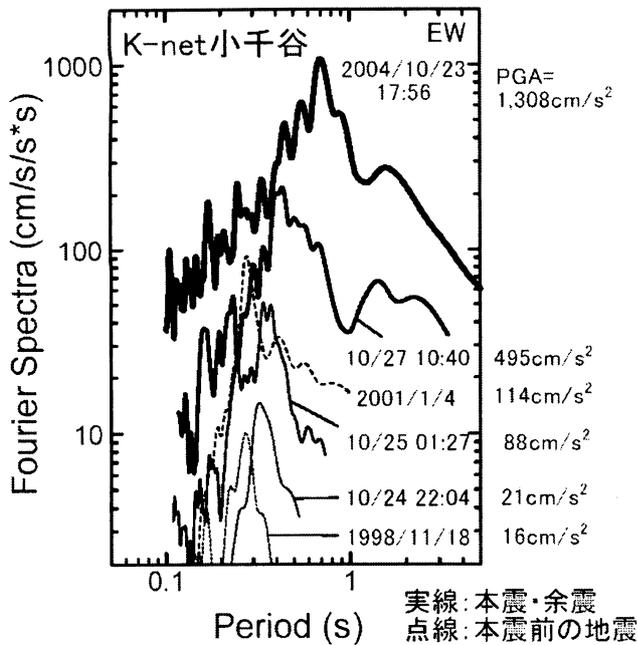


図 10 K-Net 小千谷での本震、余震、本震前の地震のフーリエ振幅スペクトル (翠川他 2004)

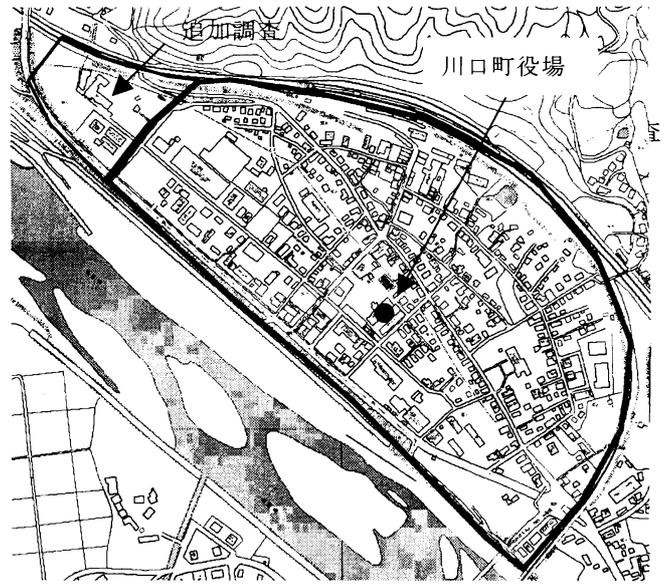


図 12 川口町における全数調査の対象地域

## 5 建物全数調査 (川口町の例)

本震の際、小千谷市や川口町にて震度7を観測しており、著者らはその周辺地域で建物の全数調査を行っている。特に建物の被災度や表層地盤との関係が興味あるところである。ここでは図12に示す、10月31日に行った川口町役場周辺の355棟の外観目視による全数調査の結果を紹介する(表1)。

図13は使用した調査用紙(木造家屋用)である。応急危険度判定、建築年、用途、屋根・基礎形式、建物・地盤被害などを記入し、被災度は岡田・高井の被災パターン(2001)を使用した。2名一組を原則に3チームで行い、1名が判定と写真撮影を、他の1名が用紙記入を行った。建築年で非常に古い(表中で古)、古い(同、中)、新しい(同、新)は、それぞれ外観目視にて30年より古い、10~30年、10年より新しいと判定された建物である。

表1より全建物(355棟)の8割以上の建物は木造であり、全体で全壊率(D4以上)は13%である。一方、全木造建物(288棟、倉庫や車庫を除いた)では、古い建物は多いものの(10年以上で77%)、基礎の9割以上は雪国使用の高床式か布基礎であり、一方、屋根では8割以上は軽い金属屋根であり、耐震性は比較的高いことが分かる。全木造家屋の全壊率は14%であり、境他(2004)による調査結果(全壊率約17%)より若干小さな値である。同様に非常に古い木造家屋の全壊率は46%、古い木造家屋は10%、新しい木造家屋では0%であり、被害は古い

木造家屋に集中していることが分かる。現在、他の地域(小千谷など)を含め、被害建物の分布と表層地盤との関係などをまとめているおり、より詳細な内容は後日紹介したい。

## 6 まとめ

2004年新潟県中越地震における地盤特性と被害に関係を中心に、その地震と被害の概要、地形・地質(褶曲地形、沖積層など)、強震動特性など公表されている研究を中心に紹介した。表層地盤と被害に関して、まず震源域の山地部における被害の集中地域は褶曲地域の背斜軸に近く、旧河川道や扇状地上にある。これらの扇状地の表層地盤は地すべりによる軟弱層であると考えられており、地震の際に地震動の大きな増幅があったと考えられる。一方、信濃川流域の平野部では、地震動による被害は山地部ほど大きくは無かったが、強震記録により表層地盤による地盤非線形が観測されている。また震源近傍の地震動は北西-南東方向に卓越しており、倒壊・傾斜した建物の向き(多くは北西向き)とも調和していた。最後に震度7を観測した川口町での全数調査結果を報告した。

## 謝辞

本研究は文部科学省「大都市大震災軽減化特別プロジェクト」、学術フロンティア事業「工学院大学 地

震防災・環境研究センター」、及び、科学技術振興調整費「危機管理対応情報共有技術による減災対策」による研究助成によって行われました。川口町での現地調査の際は、芝浦工業大学の紺野克昭・諏訪敦士・田辺明義の各氏、大成建設の吉村智昭・堀井良浩の各氏、及び工学院大学の塚本英司・柴山明寛の各氏のご協力を頂きました。

.html

### 参考文献

- 岡村行信, 柳沢幸夫, 信濃川東側の東山丘陵の地質構造と新潟中越地震との関係, 活断層研究, 2004  
<http://unit.aist.go.jp/actfault/niigata/chishitsu.html>
- 高井伸雄・岡田成幸、地震災害調査のための鉄筋コンクリート造建物の破壊パターン分類、構造系論文集、2001
- 小長井一男、活褶曲地形と地震被害概要、土木学会中越地震被害調査団速報（第一報）、2004  
<http://www.jsce.or.jp/report/32/geology.pdf>
- 紺野克明 他、新潟県中越地震の調査報告書、2004  
<http://www.db.shibaura-it.ac.jp/eq-net/>
- 境有紀 他、震度7を記録した川口町役場周辺の被害、2004  
[http://www.geocities.jp/yuki\\_sakail019/kwg.htm](http://www.geocities.jp/yuki_sakail019/kwg.htm)
- 産業技術総合研究所、震源域の地質図、2004  
[http://www.gsj.jp/jishin/chuetsu\\_1023/geomap.html](http://www.gsj.jp/jishin/chuetsu_1023/geomap.html)
- 産業技術総合研究所・活断層研究センター、甚大被害地区の被害分布と地形との関連について、2004  
[http://staff.aist.go.jp/yoshimi.m/damages\\_hp/index.html](http://staff.aist.go.jp/yoshimi.m/damages_hp/index.html)
- 地震災害調査のための鉄筋コンクリート造建物の破壊パターン分類（高井・岡田、構造系論文集、2001）
- 東京大学地震研究所 地震火山災害部門・地球計測部門 額額他、2004年新潟県中越地震 一強震動と震源過程一、2004  
<http://taro.eri.u-tokyo.ac.jp/saigai/chuetsu/chuetsu.html>
- 防災科学技術研究所、2004年10月23日17時56分の新潟県中越地震の強震動速報、2004  
<http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/news/niigata041023/index.html>
- 翠川三郎 他、2004年新潟県中越地震の地震動について、第92回工学地震学・地震工学談話会  
<http://www.cuee.titech.ac.jp/events/esse92/essereport92.html>
- 新潟県、平成16年新潟県中越大震災による被害状況について（第81報）、2004  
[http://www.pref.niigata.jp/content/jishin/higai1210\\_0900.pdf](http://www.pref.niigata.jp/content/jishin/higai1210_0900.pdf)
- 山中浩明 他、2004年新潟県中越地震の余震および微動の観測、第92回工学地震学・地震工学談話会  
<http://www.cuee.titech.ac.jp/events/esse92/essereport92>

## 調査地区名

調査日 \_\_\_\_\_ 調査員 \_\_\_\_\_ 住宅地図 \_\_\_\_\_ 頁 写真枚数 \_\_\_\_\_ 枚

写真番号( )-( )~( )

- A. 建物番号 \_\_\_\_\_ B. 表札 \_\_\_\_\_ 氏 C. 応急危険度判定 1. 無 2. 有 (赤・黄・緑)
- D. 建築年 1. 非常に古い 2. 古い 3. 新しい 4. 不明 5. 推定( \_\_\_\_\_ 年頃) 6. 聴取( \_\_\_\_\_ 年)  
(築 30 年以上) (築 30~10 年) (築 10 年以下)
- E. 建物用途 1. 戸建専用住宅 2. 長屋住宅 3. 共同住宅 4. 併用住宅 5. 店舗 6. オフィス 7. その他 \_\_\_\_\_
- F. 構造種別 1. 木造 (伝統・準伝統・在来・壁式・( \_\_\_\_\_ )) 2. S 造( × ) 3. RC 造( × ) 4. その他
- G. 建物階数 1. 平屋 2. 2 階 (ピロティ無, ピロティ有) 3. ( \_\_\_\_\_ ) 階 (ピロティ無, ピロティ有)
- H. 主被害階 ( \_\_\_\_\_ ) 階 (主な被害内容 \_\_\_\_\_)
- I. 屋根形式 1. 土葺瓦 2. 土無瓦 3. 金属 4. スレート 5. その他 6. 不明
- J. 屋根被害 1. ほとんど無被害 2. 著しいずれ 3. 全面的にずれ, 破損 4. 判定不能
- K. 基礎形式 1. 独立基礎(玉石等) 2. 布基礎 3. 高基礎(一階が RC の車庫等の場合) 4. 杭 (種類と本数 \_\_\_\_\_) 5. 不明
- L. 基礎被害 (木造・S 造のみ) 1. 無被害 2. 部分的 3. 著しい(破壊あり) 4. 不明
- M. 地盤変状 1. 無 2. 有 → (場所と形態 \_\_\_\_\_)  
例 建物直下/敷地南端, 亀裂沈下, 液状化(噴砂), 土砂など

メモ欄

- N. 増築 1. 無 2. 有 3. コメント( \_\_\_\_\_ )
- O. 家族・在宅人数 1. 家族 ( \_\_\_\_\_ ) 名 うち 在宅 ( \_\_\_\_\_ ) 名 2. 不明
- P. 人的被害状況 1. 死亡 ( \_\_\_\_\_ ) 名, 重傷 ( \_\_\_\_\_ ) 名, 軽症 ( \_\_\_\_\_ ) 名 2. 無し 3. 不明
- Q. 破壊パターン: 木造, S 造の場合 下図の該当パターンに○  
RC 造の場合 記号を記入 (別紙「RC 造破壊パターン」参照): \_\_\_\_\_

日本	MSKD-index	木造	RC造
一 層 建	D0 0.0	 Nd0	 Nd0
	D1 0.1	 Md1	 Md1
二 層 建	D2 0.2	 Md2	 Md2
	D3 0.3	 Md2	 Md2
三 層 建	D3 0.4	 Md2	 Md2
	D3 0.5	 Md2	 Md2
四 層 建	D3 0.6	 Md2	 Md2
	D3 0.7	 Md2	 Md2
五 層 建	D4 0.8	 Md2	 Md2
	D4 0.9	 Md2	 Md2
D6 1.0	 Cd6-	 Cd6+	

図 13 建物全数調査で使用した調査用紙 (木造家屋用; 岡田・高井 2001 など)

表1 川口町での全数調査結果（355棟：表中の建築年は古、中、新はそれぞれ外観目視にて30年より古い、10～30年、10年より新しいと判定された建物）

全体(355棟)

構造種別	木造	S造	RC	他	計
計	287	37	26	5	355
%	81%	10%	7%	1%	100%

応急危険度判定	赤	黄	青	無	計
計	93	93	92	77	355
%	26%	26%	26%	22%	100%

基礎形式	独立	布	高床	その他	計
計	8	198	109	41	355
%	2%	56%	31%	12%	100%

建築年	古	中	新	計
計	66	206	83	355
%	19%	58%	23%	100%

屋根形式	瓦	金属	その他	計
計	39	276	40	355
%	11%	78%	11%	100%

	無被害		一部損壊		半壊		全壊	
被災度	D0	D1	D2	D3	D4	D5	D6	計
計	116	132	34	27	29	13	4	355
%	32%	37%	10%	8%	8%	4%	1%	100%

全木造家屋(288棟)

応急危険度判定	赤	黄	青	無	計
計	80	80	69	51	280
%	29%	29%	25%	18%	100%

基礎形式	独立	布	高床	その他	計
計	6	161	102	11	280
%	2%	58%	36%	4%	100%

建築年	古	中	新	計
計	51	160	69	280
%	18%	57%	25%	100%

屋根形式	瓦	金属	その他	計
計	38	234	8	280
%	14%	84%	3%	100%

	無被害		一部損壊		半壊		全壊	
被災度	D0	D1	D2	D3	D4	D5	D6	計
計	85	105	30	22	24	12	2	280
%	30%	38%	11%	8%	9%	4%	1%	100%

非常に古い木造家屋(51棟)

応急危険度判定	赤	黄	青	無	計
計	24	11	3	13	51
%	47%	22%	6%	25%	100%

基礎形式	独立	布	高床	その他	計
計	4	38	1	8	51
%	8%	75%	2%	16%	100%

建築年	古	中	新	計
計	51	0	0	51
%	100%	0%	0%	100%

屋根形式	瓦	金属	その他	計
計	15	34	2	51
%	29%	67%	4%	100%

	無被害		一部損壊		半壊		全壊	
被災度	D0	D1	D2	D3	D4	D5	D6	計
計	2	14	7	5	12	9	2	51
%	4%	27%	14%	10%	24%	18%	4%	100%

古い木造家屋(160棟)

応急危険度判定	赤	黄	青	無	計
計	51	58	28	23	160
%	32%	36%	18%	14%	100%

基礎形式	独立	布	高床	その他	計
計	2	110	45	3	160
%	1%	69%	28%	2%	100%

建築年	古	中	新	計
計	0	160	0	160
%	0%	100%	0%	100%

屋根形式	瓦	金属	その他	計
計	22	134	4	160
%	14%	84%	3%	100%

	無被害		一部損壊		半壊		全壊	
被災度	D0	D1	D2	D3	D4	D5	D6	計
計	30	79	19	17	12	3	0	160
%	19%	49%	12%	11%	8%	2%	0%	100%

新しい木造家屋(69棟)

応急危険度判定	赤	黄	青	無	計
計	5	11	38	15	69
%	7%	16%	55%	22%	100%

基礎形式	独立	布	高床	その他	計
計	0	13	56	0	69
%	0%	19%	81%	0%	100%

建築年	古	中	新	計
計	0	0	69	69
%	0%	0%	100%	100%

屋根形式	瓦	金属	その他	計
計	1	66	2	69
%	1%	96%	3%	100%

	無被害		一部損壊		半壊		全壊	
被災度	D0	D1	D2	D3	D4	D5	D6	計
計	53	12	4	0	0	0	0	69
%	77%	17%	6%	0%	0%	0%	0%	100%



### 3. 地盤震動研究からみた表層地盤の 増幅特性評価の現状と課題



表層地盤の増幅に影響するパラメータ  
PARAMETERS WHICH AFFECT AMPLIFICATION OF  
STRONG GROUND MOTIONS BY GROUND SURFACE LAYERS

境 有紀  
Yuki SAKAI

Parameters which affect amplification of strong ground motions by ground surface layers were investigated developing a simplified method of calculating amplified ground surface response spectra. Parameters, impedance ratio and equivalent first mode period of 30m surface layers strongly affect amplification of strong ground motions assuming that ground surface layers can be modelled one-dimensional layers and response spectra on the engineering bedrock and equivalent linearization models of ground surfaces are given by the revised enforcement order of the building standard law. Relationship between seismic intensity indices and ground surface parameters using this developed method. Peak ground acceleration and JMA seismic intensity are larger for smaller impedance ratio and shorter equivalent first mode period of 30m surface layers. The proposed 1-2s seismic intensity index which has close correlation with actual damage to building is also larger for smaller impedance ratio. In contrast, this index is maximum at about 0.6s first mode period of 30m surface layers.

### 1. はじめに

構造物に入力する地震動は、基盤から地表に至る過程で表層地盤によって増幅されるためその影響を大きく受ける。表層地盤の増幅特性に関してはこれまで非常に多くに研究が精力的に行われてきたが、表層地盤を1次元成層構造、その非線形性を等価線形とするモデル化がよく行われている。改正基準法告示（以下、告示）の限界耐力計算で示されたいわゆる地盤増幅係数  $G_s$  を簡易に算定する方法もそのようなモデル化を行った地震応答解析結果と整合するように作成されている。

ここでは、表層地盤を1次元成層構造と見なし、解放工学的基盤動における応答スペクトル（以下、告示スペクトル）、表層地盤の等価線形モデルが告示に示されたもので与えられるとした場合について、表層地盤の増幅特性をより簡便かつ的確に評価する方法の開発を通して、表層地盤の増幅特性に影響を与えるパラメータについて検討する。そして、開発した簡便法を用いてパラメトリックスタディを行い、表層地盤のパラメータと地震動強さ指標、実際の建物被害との関係について検討を行う。

### 2. 表層地盤の増幅特性を簡便に評価する方法

まず、文献1)2)で提案された表層地盤の増幅特性を簡便に評価する方法の開発過程を紹介し、表層地盤の増幅特性に与える表層地盤のパラメータについて述べる。本手法は、地盤と地表における応答スペクトル（以下、地表スペクトル）をそれぞれいくつかのパラメータで表現し、

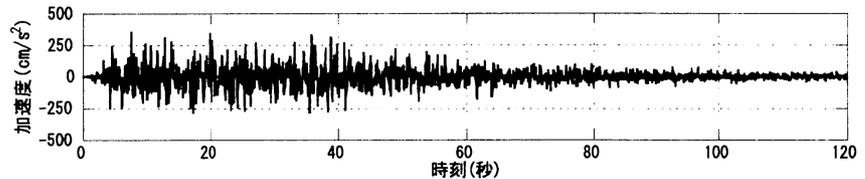


図1 解放工学的基盤波の波形例（大地震動）

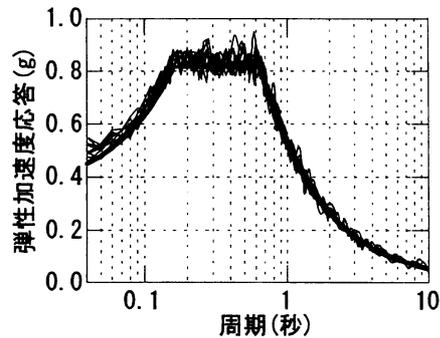


図2 告示の解放工学的基盤スペクトルとこれにフィットするように作成した基盤動の弾性加速度応答スペクトル（大地震動、減衰定数5%）

1次元成層構造を用いた等価線形地震応答解析結果（以下、地震応答解析）と整合するように、地表スペクトルを表現するパラメータを地盤を表現するパラメータで表現したものである。解析手順の概要を以下に示す。詳細は文献1)2)を参照されたい。

(1) 告示スペクトルにフィットするように位相ランダムで解放工学的基盤波を10波作成する。解放工学的基盤のレベルは、稀に発生する地震動（以下、中地震動）と極めて稀に発生する地震動（以下、大地震動）の2レベル

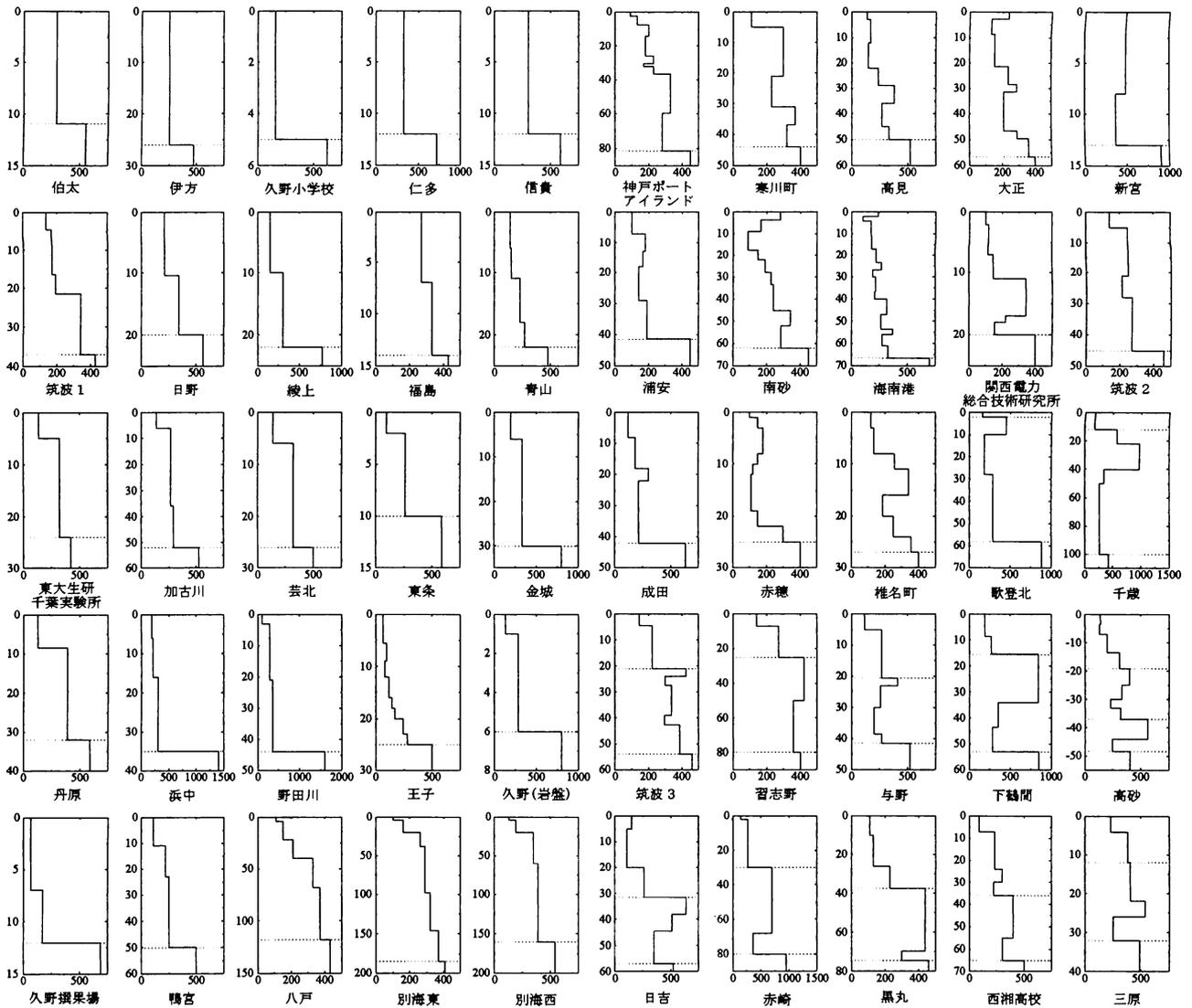


図3 表層地盤のせん断波速度分布図（縦軸：深さ(m)，横軸：せん断波速度(m/s)，点線：工学的基盤面の位置）

を対象とする。波形の例を図1に、基盤動の弾性加速度応答スペクトルを図2に示す。時刻歴包絡関数は、文献3)のレベル2のものを用いた。

(2) 日本全国の様々な表層地盤をもつ50地点の1次元成層構造を用いて地震応答解析を行い<sup>4)</sup>、地表動を各表層地盤について10波作成する。工学的基盤が複数設定できる場合は、その数の表層地盤モデルを設定する。従って、設定した表層地盤モデルは全部で63となる。表層地盤は、日本全国の様々なタイプのをできる限り網羅するように選定した。用いた表層地盤のせん断波速度分布図を図3に示す。せん断波速度  $V_s$  が400m/s以上の場合を工学的基盤とした。点線が設定した工学的基盤面の位置である。

地震応答解析における地盤の非線形性については、工学的基盤は弾性、表層は等価線形とし、告示に示された等価剛性、等価減衰を用いた。単位体積重量は、粘性土が  $1.6(tf/m^3)$ 、砂質土が  $1.9(tf/m^3)$ 、岩盤はせん断波速度

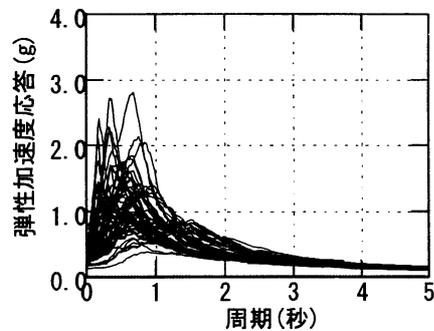


図4 地震応答解析で求めた地表の弾性加速度応答スペクトル（減衰定数5%、大地震動）

$V_s$  が400~800(m/s)の場合が  $2.0(tf/m^3)$ 、800(m/s)以上の場合が  $2.2(tf/m^3)$ とした。基盤動が10波あるので、表層地盤の増幅特性を考慮に入れた地表における地震動も各表層地盤モデルについて10波となる。基盤動が10波あるので、地表スペクトルも、各表層地盤モデルについて10本となる。よって10本の平均を求め、その表層地盤モデ

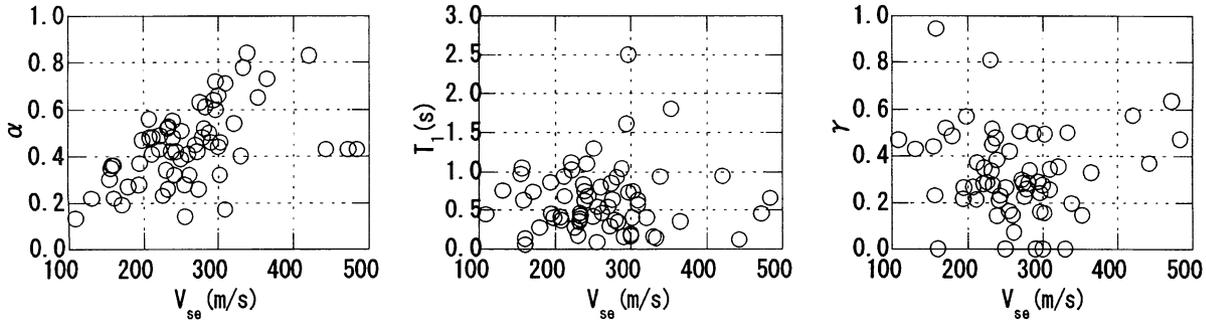


図5 表層地盤のパラメタの分布

ルの地表スペクトルとした (図4)。

(3) 表層地盤をいくつかのパラメタで表現するため地盤を工学的基盤と表層地盤の2層に置換し、式(1)~(4)に示すインピーダンス比  $\alpha$ 、等価1次周期  $T_1$  (秒)、表層地盤の不均質性を表現するパラメタ  $\gamma$ 、等価せん断波速度  $V_{se}$  の4つで表現する。表層地盤は、告示と同じく表層全体を1層に置換する場合と、表層30m (ただし工学的基盤まで30m以下の場合は表層全体とした) を1層に置換する場合の2ケースとした。表層30mの場合を加えたのは、表層地盤の増幅特性は、より表層に近い部分の影響が大きい<sup>例えば6)</sup>こと、および、表層地盤の増幅率を予測するのに表層30mの平均せん断波速度が有効である<sup>7)</sup>ことが指摘されているからである。

$$\alpha = \rho_e V_{se} / \rho_b V_{sb} \quad (1)$$

$$T_1 = 4H / V_{se} \quad (2)$$

$$\gamma = \frac{\sum (|V_{st} - V_{se}| d_i) / V_{se} H}{V_{se}} \quad (3)$$

$$V_{se} = (\sum V_{st} d_i) / H \quad (4)$$

$$\rho_e = (\sum \rho_i d_i) / H \quad (5)$$

ここで、 $\rho_i$ : 表層地盤の各層の単位体積重量( $\text{tf/m}^3$ )、 $\rho_b$ : 工学的基盤の単位体積重量( $\text{tf/m}^3$ )、 $V_{sb}$ : 工学的基盤のせん断波速度(m/s)、 $H$ : 表層地盤全体の厚さ(m)、 $V_{st}$ : 表層地盤各層のせん断波速度(m/s)、 $d_i$ : 表層地盤の各層の層厚(m)である。

表層全体を1層に置換する場合について、インピーダンス比  $\alpha$ 、等価1次周期  $T_1$ 、表層地盤の不均質性を表現するパラメタ  $\gamma$  と等価せん断波速度  $V_{se}$  の関係を図5に示す。等価せん断波速度  $V_{se}$  は100~500m/s、等価1次周期  $T_1$  は、0.1秒程度から長いものでは2秒以上、不均質性を表すパラメタ  $\gamma$  も均質 ( $\gamma=0$ ) から不均質なものと、様々な表層地盤を含んでいることがわかる。

(4) それぞれの表層地盤モデルによる地表スペクトル(図4)に式(6)による当てはめを行い、地表スペクトルをパラメタ  $A$ 、 $T_c$ 、 $d$ 、 $f_A$ 、 $b$  で表現する。式(6)は荷重指針<sup>9)</sup>の式を基にしているが、長周期における当てはめの精度を上げるため、これに変位一定領域 ( $bT_c \leq T$ ) を加えたものである。

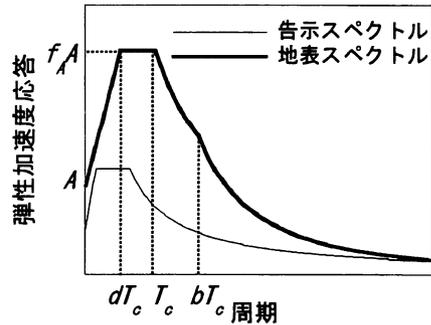


図6 各パラメタとスペクトルの関係

$$S_A = \begin{cases} \left(1 + \frac{f_A - 1}{d} \frac{T}{T_c}\right) A & , T \leq dT_c \\ f_A A & , dT_c \leq T \leq T_c \\ f_A \frac{T_c}{T} A & , T_c \leq T \leq bT_c \\ f_A \frac{bT_c^2}{T^2} A & , bT_c \leq T \end{cases} \quad (6)$$

ここで、 $S_A$ : 弾性加速度応答スペクトル (減衰定数5%,  $G$ )、 $T$ : 周期 (秒)、 $A$ : 地動最大加速度( $G$ )、 $T_c$ : コーナー周期 (秒)、 $d$ 、 $f_A$ 、 $b$ : スペクトルの形状を表現するパラメタである。各パラメタとスペクトルの関係を図6に示す。

当てはめは、パラメタ  $A$ 、 $T_c$ 、 $d$ 、 $f_A$ 、 $b$  を変化させて、地震応答解析による地表スペクトル(図4)との誤差率(式(7))の周期0.5~3秒における平均値を求め、それが最小になるように行った。周期0.5秒以上を対象としたのは、限界耐力計算において地表スペクトルは、構造物の塑性化を考慮した等価周期に対して用いられるからである。

$$d_r = \frac{|S_A - S_e|}{S_e} \quad (7)$$

ここで、 $S_A$ : 式(6)によるスペクトル、 $S_e$ : 地震応答解析による地表スペクトル (図4) である。

(5) 重回帰解析を行い、地表スペクトルを表現するパラメタ  $A$ 、 $T_c$ 、 $d$ 、 $f_A$ 、 $b$  と表層地盤のパラメタ  $\alpha$ 、 $T_1$ 、 $\gamma$  との相関性について調べる。そして、地表スペクトルを表現するパラメタ  $A$ 、 $T_c$ 、 $d$ 、 $f_A$ 、 $b$  を表層地盤のパラメタ  $\alpha$ 、 $T_1$ 、 $\gamma$  の式として表現する。

重回帰解析の結果、地表スペクトルを表現するパラメタのうち $A$ ,  $T_c$ は、表層地盤のパラメタ $\alpha$ ,  $T_1$ と強い相関性が見られ、 $A$ ,  $T_c$ をそれぞれ $\alpha$ ,  $T_1$ の回帰式として表現した。そして、表層全体を1層に縮約するより、表層30mを1層に縮約する方が、情報量が少ないにも拘わらず精度が高いことがわかり(図7)、表層30mを1層に置換する方法を採用した(式(8)~(11))。ただしコーナー周期 $T_c$ が回帰式で0.5秒以下となっても、地震応答解析では0.5秒となる傾向があるので(図7)、回帰式で $T_c < 0.5$ 秒となった場合は $T_c = 0.5$ 秒とした。

・大地震動

$$A = -0.43 \alpha - 0.60 T_1 + 0.87 \quad (8)$$

$$T_c = 0.016 \alpha + 1.86 T_1 + 0.065 \quad (9)$$

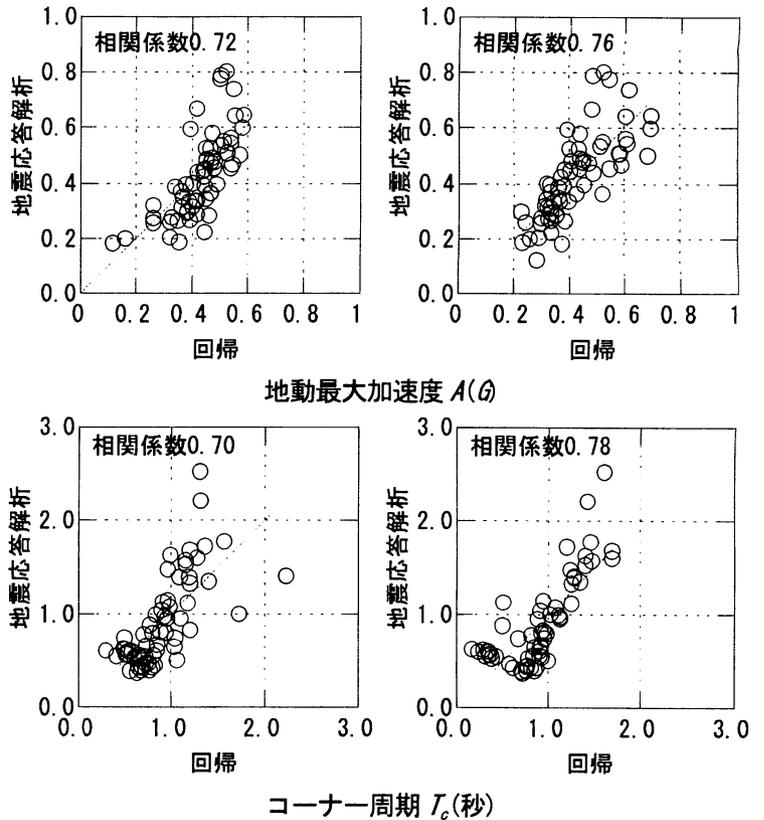
・中地震動

$$A = -0.080 \alpha - 0.062 T_1 + 0.17 \quad (10)$$

$$T_c = -0.025 \alpha + 0.73 T_1 + 0.33 \quad (11)$$

地表スペクトルを表現するパラメタのうち $d$ ,  $f_A$ ,  $b$ は、表層地盤のパラメタとは強い相関性は見られなかったため、表層地盤によらず一定値とした。

大地震動の場合を例として、いくつかの表層地盤モデルについて、地震応答解析と文献(1)2)



(1) 表層全体を1層 (2) 表層から30mを1層

図7 地動最大加速度 $A$ 、コーナー周期 $T_c$ の地震応答解析と回帰解析結果の対応(大地震動)

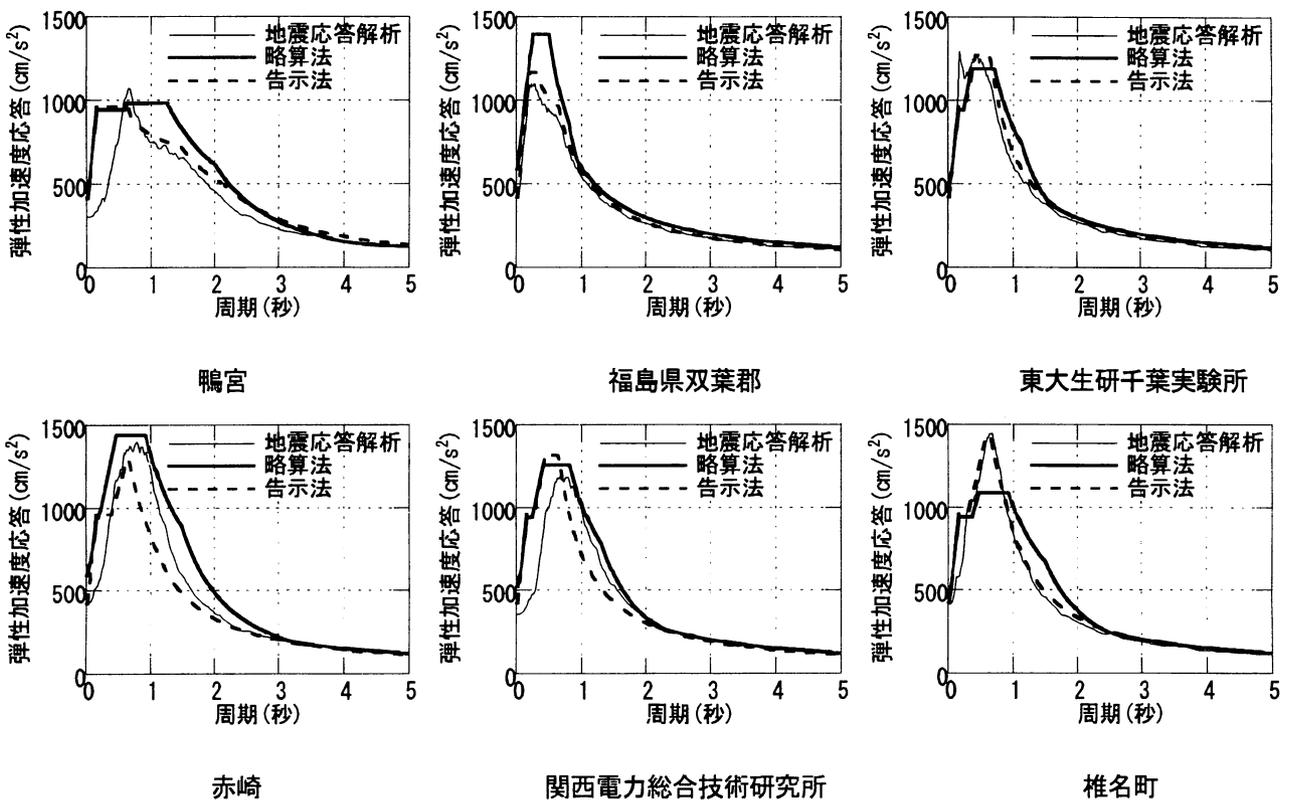


図8 地震応答解析と略算法、告示による方法の比較

で提案された簡易評価法（以下、略算法）、告示による方法（以下、告示法）による結果を比較して図8に示す。

全体的に略算法は、告示法とほぼ同じか、むしろよりの確に地震応答解析の結果を包絡する結果となった。即ち、略算法の方が地震応答解析結果を下回るケースが少なく、全体的な値も告示法と比べても地震応答解析結果を大きく上回ることではない。

個別に見てみると、全63ケース中、半数以上の36ケースは、図8の鴨宮、福島県双葉郡、東大生研千葉実験所のように略算法、告示法ともに地震応答解析をほぼ包絡する結果となった。

次に多かったのが、略算法では地震応答解析結果を包絡しているが、告示法ではそれを下回ることがある、図8の赤崎、関西電力総合技術研究所のような場合で13ケースあった。即ち、告示法では地表スペクトルが過小評価になってしまう多くのケースについて、略算法ではこれを的確に評価できていることになる。これらのケースはいずれも不均質性が高く、かつ等価1次周期が長いものであった。

逆に、告示法では地震応答解析結果を的確に包絡しているが、略算法では地震応答解析結果を下回ることがある、図8の椎名町のケースが6あったが、略算法が地震応答解析結果を下回るのは、いずれも1秒以下の周期帯であった。限界耐力計算において建物の塑性化を考慮に入れた等価周期は1秒以上となることが多いと予想されるため、このことは大きな問題とはならないと考えられる。また略算法、告示法ともに地震応答解析結果を下回ることがあるケースも8あったが、これらのほとんどが、地震応答解析を下回るのが1秒以下の周期帯においてであった。

以上のように、告示法では周期1秒以上の周期帯で地震応答解析結果を下回るケースがかなり見られるのに対し、略算法は地震応答解析結果をほぼ包絡し、求め方も表層30mのデータから式に代入するだけで、告示法より遙かに簡便であり、表層地盤の非線形増幅特性を考慮して地表における加速度応答スペクトルを求める方法として有効なものであると考えられる。この方法に基づき、表層30mの層構造データから地表スペクトルを求める手順を付録に示している。またプログラムをURL10)に公開している。

以上のことから、表層地盤の工学的基盤に対するインピーダンス比と等価1次周期の2つのパラメータが表層地盤の増幅特性に大き

な影響を与えることがわかる。また、表層全体と表層30mでは、後者の方がより大きく表層地盤の増幅特性に影響を与えることも確認される。

### 3. 表層地盤のパラメータと地震動強さ指標の関係

2章では、表層地盤の増幅特性を簡便に評価する方法の開発を通して、表層地盤の増幅特性に与える表層地盤のパラメータについて検討した。ここでは、この手法を用いてパラメトリックスタディを行う。まず、大地震動について表層地盤のパラメータ $\alpha$ （表層30mのインピーダンス比）、 $T_1$ （表層30mの等価1次周期）をそれぞれ0.1~1、0.1~1（秒）と変化させて、これらのパラメータと地表スペクトルから計算できる地動最大加速度（PGA）、計測震度の関係を図9に示す。 $\alpha$ 、 $T_1$ の組み合わせは、現実に存在しうる範囲（表層30m、工学的基盤のせん断波速度がそれぞれ100~500m/s、500~2000m/s）について示した。図9の左が横軸を $\alpha$ 、線の違いを $T_1$ （線が太

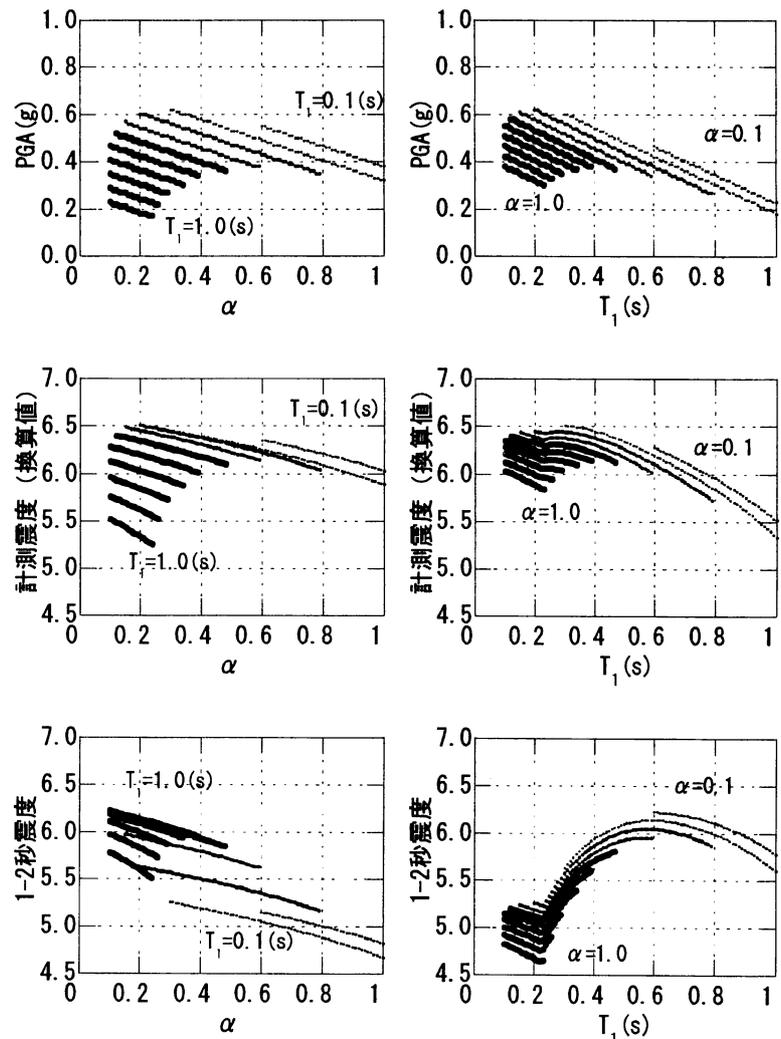


図9 簡易評価法を用いて求めた地震動強さ指標と表層地盤のパラメータとの関係

いほど  $T_1$  が長い), 右が横軸を  $T_1$ , 線の違いを  $\alpha$  (線が太いほど  $\alpha$  が大きい) としたものである. なお, この簡易評価法は応答スペクトルを算定するもので波形は得られないため, 計測震度は応答スペクトルにおける 0.1~1 秒の値から求める換算値  $I_{A2}^{11)}$  とした (式(12)).

$$I_{A2} = 1.97 \cdot \log(A_2) - 0.24 \quad (12)$$

ここで  $A_2$  は 0.1~1 秒の平均性加速度応答 ( $\text{cm/s}^2$ , 減衰定数 5%, 水平 2 成分ベクトル和) である.

地動最大加速度 (PGA), 計測震度ともにインピーダンス比  $\alpha$ , 等価 1 次周期  $T_1$  が大きく, あるいは長くなるほど小さくなる傾向が見られる. しかしながら, 地動最大加速度 (PGA) や計測震度は地震動の短周期成分に重きを置いて<sup>12)</sup>, これらから実際の建物被害を予測することは難しい. そこで, 実際の建物被害と相関をもつ 1~2 秒における弾性応答 (水平 2 方向ベクトル和, 減衰定数 5%) を基に, 式(13), あるいは, (13) で与えられる震度<sup>13)</sup> (以下, 1-2 秒震度) を求めた.

$$I_{V1} = 2.17 \cdot \log(V_1) + 1.00 \quad (13)$$

$$I_{A1} = 2.03 \cdot \log(A_1) + 0.05 \quad (14)$$

ここで,  $V_1, A_1$  はそれぞれ 1~2 秒の平均弾性速度および加速度応答 (それぞれ  $\text{cm/s}, \text{cm/s}^2$ , いずれも減衰定数 5%, 水平 2 成分ベクトル和),  $I_{V1}, I_{A1}$  はそれぞれ  $V_1, A_1$  を用いた 1-2 秒震度である.

計測震度と式(13)による 1-2 秒震度の実際の建物被害データ (表 1, 強震観測点のほぼ半径 200m 程度に存在する低層住宅の全壊率) との対応の比較を図 10 に示す. 1-2 秒震度の方が計測震度より実際の建物被害との相関が高いことがわかる.

地動最大加速度 (PGA), 計測震度と同様に, 表層地盤のパラメタ  $\alpha$  (表層 30m のインピーダンス比),  $T_1$  (表層 30m の等価 1 次周期) をそれぞれ 0.1~1, 0.1~1 (秒) と変化させて, これらのパラメタと地表スペクトルから式(14)により計算した 1-2 秒震度の関係を図 9 に示す. インピーダンス比  $\alpha$  に対する関係は, 地動最大加速度 (PGA), 計測震度と同じであるが, 等価 1 次周期  $T_1$  に対しては, 0.6 秒付近にピークがあることがわかる. これは, 表層地盤の卓越周期が 0.6 秒程度であると表層地盤

表 1 用いた強震記録と周辺の建物被害率

地震	地点	PGA	PGV	$I_M$	$V_1$	$A_1$	d
1995 年兵庫県南部	JR 鷹取	742.7	161.9	6.48*	391.6	1737.4	59.4
1995 年兵庫県南部	葦合	834.0	139.8	6.49*	305.6	1395.9	20.2
1995 年兵庫県南部	NTT 神戸	331.3	91.2	5.83	188.3	819.2	16.1
1995 年兵庫県南部	JR 宝塚	690.4	91.7	6.15	185.2	811.7	7.2
1995 年兵庫県南部	本山第一小	794.0	86.7	6.12	151.4	666.4	6.5
1995 年兵庫県南部	神戸 JMA	847.9	96.6	6.43	220.9	864.7	3.2
1995 年兵庫県南部	尼崎高架橋	340.7	57.9	5.69	169.3	734.9	2.4
1995 年兵庫県南部	尼崎竹谷小	551.0	60.2	5.70	127.6	524.3	1.7
1995 年兵庫県南部	尼崎港	473.2	64.8	5.74	145.9	623.8	0.0
1995 年兵庫県南部	関電総合技研	555.9	64.2	5.95	123.2	498.6	0.8
1995 年兵庫県南部	六甲アイランド	368.0	79.8	5.70	148.8	694.6	0.0
1995 年兵庫県南部	JR 新大阪	253.0	41.5	5.42	70.2	296.7	0.0
1995 年兵庫県南部	大阪 JMA	83.1	19.5	4.54	40.5	174.7	0.0
1994 年三陸はるか沖	八戸市庁舎	433.7	49.2	5.82	103.4	396.8	1.9
2000 年鳥取県西部	境港測候所	762.6	88.3	6.01	184.3	750.9	1.1
2000 年鳥取県西部	K-NET 米子	435.6	54.1	5.82	156.1	645.5	0.0
1993 年釧路沖	釧路 JMA	752.3	45.8	5.95*	100.8	385.9	0.0
1993 年北海道南西沖余震	乙部小	1615.6	58.3	6.15	64.1	123.2	0.0
2001 年芸予	K-NET 大野	450.4	32.6	5.63	57.3	205.8	0.0
2001 年芸予	K-NET 東予	509.3	33.4	5.57	52.5	166.2	0.0
2001 年芸予	K-NET 三原	641.6	11.8	4.98	21.7	61.3	0.0
1997 年鹿児島県北西部 3/26	K-NET 宮之城	542.8	37.7	5.53	51.7	189.9	0.0
1997 年鹿児島県北西部 5/13	K-NET 宮之城	978.0	47.5	5.92	64.9	195.1	0.0

PGA: 地動最大加速度 ( $\text{cm/s}^2$ ), PGV: 地動最大速度 ( $\text{cm/s}$ ),  $I_M$ : 計測震度 (\*がついたものは水平 2 成分による値),  $V_1, A_1$  それぞれ減衰定数 5%, 水平 2 成分ベクトル和の 1~2 秒平均速度, 加速度応答 ( $\text{cm/s}, \text{cm/s}^2$ ), d: 観測地点周辺における大破・全壊以上の低層住宅の割合 (%), ただし, 2000 年鳥取県西部地震境港測候所周辺の建物総数は不明のため, 代わりに世帯数を用い, d は自治体による被災度判定の全壊の 1/2 とした<sup>14)</sup>. PGV は, 周期 15 秒, 減衰定数 70.7% の系の最大速度応答を用いた<sup>15)</sup>.

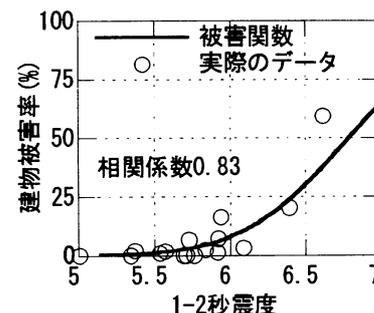
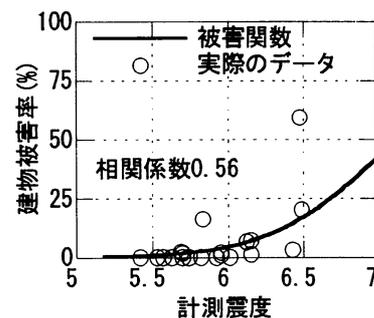


図 10 計測震度と提案する 1-2 秒震度の実際の建物被害との対応

の非線形化によって建物被害に影響を及ぼす 1~2 秒の周期帯のスペクトル値が大きくなるためと考えられる.

#### 4. まとめ

表層地盤を1次元成層構造と見なし、解放工学的基盤動における応答スペクトル、等価線形モデルが改正建築基準法告示に示されたもので与えられるとした場合について、表層地盤の増幅特性を簡便に評価する方法の開発を通して、増幅特性に影響を与える表層地盤のパラメータについて検討した。その結果、表層地盤の工学的基盤に対するインピーダンス比と等価1次周期の2つのパラメータが表層地盤の増幅特性に大きな影響を与えることがわかった。また、表層全体と表層30mでは、後者の方がより大きく表層地盤の増幅特性に影響を与えることも確認された。

更に、開発した簡便法を用いてパラメトリックスタディを行い、表層地盤のパラメータと地震動強さ指標、実際の建物被害と相関をもつ地震動強さ指標の関係について検討を行った。その結果、地動最大加速度、計測震度は、インピーダンス比が小さいほど、等価1次周期が短いほど大きくなるという結果になったが、実際の建物被害と相関をもつ指標では、インピーダンス比が小さいほど大きくなるのは、地動最大加速度、計測震度と同様であったが、等価1次周期に対しては、0.6秒程度で最大となる傾向が見られた。これは、表層地盤の卓越周期が0.6秒程度であると表層地盤の非線形化によって建物被害に影響を及ぼす1~2秒の周期帯のスペクトル値が大きくなるためと考えられる。

#### 謝辞

表層地盤データは文献<sup>16)~22)</sup>および、防災科学技術研究所のKiK-netのものを使用させていただきました。1次元地盤の地震応答解析プログラムは、応用地質吉田望氏、防災科学技術研究所地震防災フロンティア研究センター川崎ラボラトリー末富岩雄氏作成のDYNEQ<sup>4)</sup>を使用させていただきました。表1の建物被害データの収集の際は、非常に多くの方々にご協力いただきました<sup>11)12)</sup>。計測震度を求めるプログラムは、文献23)巻末のリストを基に早稲田大学山田真氏、中村操氏らがコーディングし、東京電力植竹富一氏が修正したものに手を加えて使わせていただきました。各位に深く感謝の意を表します。

#### 参考文献およびURL

- 1) 境有紀, 津野靖士, 工藤一嘉, 壁谷澤寿海, 改正建築基準法の解放工学的基盤波を想定した表層地盤増幅特性の簡便評価法, 日本建築学会構造系論文集, No.565, 73-78, 2003.3.
- 2) 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 日本建築学会, 2004.
- 3) 建設省建築研究所, 日本建築センター, 設計用入力地震

動作成手法技術指針(案)本文解説編, 設計用入力地震動研究委員会平成3年度成果報告書, 1992.

- 4) 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, 61-70, 1996.
- 5) 土田肇, 井合進, 建築技術者のための耐震工学, 山海堂, 1991.5.
- 6) 伯野元彦, 井上涼介, 地震継続時間ならびに最大加速度に対する軟弱地表層の影響, 第4回日本地震工学シンポジウム講演集, 1975.11.
- 7) Borchardt R., Wentworth, C. M., Janssen, A., Fumal, T.E. and Gibbs, J., Methodology for predictive GIS mapping of special study zones for strong ground shaking in the San Francisco Bay region, CA, Procs. Fourth Int. Conf. Seismic Zonation, Vol.3, 545-552, 1991.
- 8) 翠川三郎, 松岡昌志, 作川孝一, 1987年千葉県東方沖地震の最大加速度・最大速度にみられる地盤特性の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第442号, 71-78, 1992.12.
- 9) 日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説, 1993.6.
- 10) 境有紀, 改正された建築基準法の解放工学的基盤スペクトルを基に表層地盤の増幅を考慮した設計用スペクトルを簡単に計算するプログラム, <http://www.kz.tsukuba.ac.jp/~sakai/sms.htm>, 2003.
- 11) 境有紀, 神野達夫, 瀧瀬一起: 建物被害と人体感覚を考慮した震度算定方法の提案, 第11回日本地震工学シンポジウム論文集, CD-ROM, 2002.
- 12) 境有紀, 瀧瀬一起, 神野達夫: 建物被害率の予測を目的とした地震動の破壊力指標の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第555号, 85-91, 2002.
- 13) 境有紀, 神野達夫, 瀧瀬一起: 震度の高低によって地震動の周期帯を変化させた震度算定法の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第585号, 71-76, 2004.11.
- 14) 山口直也, 山崎文雄: 1995年兵庫県南部地震の建物被害率による地震動分布の推定, 土木学会論文集, No.612/I-46, 325-336, 1999.1.
- 15) 渡部丹, 大橋雄二, 長谷部廣行: 高層建築物の耐震設計用入力地震動について(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B構造I, pp.135-136, 1985.
- 16) 震災予防協会, 強震動アレー観測, No.1, 1993.12.
- 17) 震災予防協会, 強震動アレー観測, No.2, 1995.3.
- 18) 震災予防協会, 強震動アレー観測, No.3, 1998.3.
- 19) 太田外氣晴, 地震記録に基づく表層地盤の挙動に関する研究, 東京大学博士論文, 1981.3.
- 20) 応用地質株式会社, 足柄平野地盤調査報告書, 1990.3.
- 21) 応用地質株式会社, 久野小学校地盤調査報告書, 1991.3.
- 22) 応用地質株式会社, 久野観測点付近地盤調査報告書, 1991.3.
- 23) 気象庁: 震度を知る 基礎知識とその活用, ぎょうせい, 1996.

付録 表層 30m の層構造データから地表における加速度応答スペクトル (減衰定数 5%) を求める手順

1. 式(付1)~(付4)を用いて表層 30m の層構造データから工学的基盤とのインピーダンス比  $\alpha$ , 等価 1 次周期  $T_1$  を求める.

$$\alpha = \rho_e V_{se} / \rho_b V_{sb} \quad (\text{付1})$$

$$T_1 = 4H/V_{se} \quad (\text{付2})$$

$$V_{se} = (\sum V_{si} d_i) / H \quad (\text{付3})$$

$$\rho_e = (\sum \rho_i d_i) / H \quad (\text{付4})$$

ここで,  $V_{si}$ : 表層地盤各層のせん断波速度(m/s),  $d_i$ : 表層地盤の各層の層厚(m),  $\rho_i$ : 表層地盤の各層の単位体積重量(tf/m<sup>3</sup>),  $\rho_b$ : 工学的基盤の単位体積重量(tf/m<sup>3</sup>),  $H$ : 表層地盤の厚さ(m) (30m, ただし工学的基盤の深さが 30m 以浅の場合は工学的基盤までの厚さ),  $V_{sb}$ : 工学的基盤のせん断波速度(m/s)である.

2. 1.で求めた  $\alpha$ ,  $T_1$  を式(付5)~(付8)に代入し, 地表における加速度応答スペクトル (減衰定数 5%) の地動最大加速度  $A$  (G), コーナー周期  $T_c$  (秒) を求める.

・極めて稀に発生する地震動

$$A = -0.43 \alpha - 0.60 T_1 + 0.87 \quad (\text{付5})$$

$$T_c = 0.016 \alpha + 1.86 T_1 + 0.065$$

$$\text{ただし } T_c < 0.5 \text{ の場合は } T_c = 0.5 \quad (\text{付6})$$

・稀に発生する地震動

$$A = -0.080 \alpha - 0.062 T_1 + 0.17 \quad (\text{付7})$$

$$T_c = -0.025 \alpha + 0.73 T_1 + 0.33$$

$$\text{ただし } T_c < 0.5 \text{ の場合は, } T_c = 0.5 \quad (\text{付8})$$

3. 2.で求めた地動最大加速度  $A$  (G), コーナー周期  $T_c$  (秒) を式(付9)に代入し, 地表における加速度応答スペクトル (減衰定数 5%) を求める. ただし,  $S_A$  が式(付16)で示される告示スペクトル  $S_K$  の 1.2 倍 (極めて稀に発生する地震動) あるいは, 1.5 倍 (稀に発生する地震動) を下回る場合はこの値とする.

$$S_A = \begin{cases} \left(1 + \frac{f_A - 1}{d} \frac{T}{T_c}\right) A & , T \leq d T_c \\ f_A A & , d T_c \leq T \leq T_c \\ f_A \frac{T}{T_c} A & , T_c \leq T \leq b T_c \\ f_A \frac{b T_c^2}{T^2} A & , b T_c \leq T \end{cases} \quad (\text{付9})$$

ここで,  $S_A$ : 弾性加速度応答スペクトル (減衰定数 5%, G),  $T$ : 周期 (秒),  $A$ : 地動最大加速度(G),  $T_c$ : コーナー周期 (秒),  $d, f_A, b$ : スペクトルの形状を表現するパラメタで, 次の値を用いる.

$$d=0.5, f_A=3.0, b=1.6 \quad (\text{極めて稀に発生する地震動}) \quad (\text{付10,11,12})$$

$$d=0.6, f_A=2.8, b=2.2 \quad (\text{稀に発生する地震動}) \quad (\text{付13,14,15})$$

$$S_K = \begin{cases} (0.64 + 6T)F & T < 0.16 \\ 1.6F & 0.16 \leq T < 0.64 \\ \frac{1.024F}{T} & 0.64 \leq T \end{cases} \quad (\text{付16})$$

ここで,  $S_K$ : 告示に示された解放工学的基盤上面の加速度応答スペクトル(G),  $T$ : 周期 (秒),  $F=1/g$  (稀に発生する地震動),  $5/g$  (極めて稀に発生する地震動),  $g$ : 重力加速度(m/s<sup>2</sup>)である.

# 鉛直アレー観測記録の逆解析から評価される地盤材料物性

## SOIL PROPERTIES INVERTED FROM VERTICAL ARRAY RECORDS

佐藤智美

Toshimi SATOH

The effects of soil properties and the evaluation methods of site amplification on seismic motions are reported based on previous studies on inversion analyses of the soil properties using vertical array records. Damping factors of S- and P-waves for shallow sediments have been inverted at many stations by increasing vertical array records. Empirical relations of damping factors of S-waves functioned by frequency and S-wave velocity have been proposed. However, the amplification factors from the seismic bedrock to engineering bedrock are much larger than the amplification factors in the basin in the wide frequency range including 0.5 to 2 Hz, which is the most influential frequency range to the response for ordinary buildings. It is also shown that strong motion records suggest the nonlinearity of sedimentary rock under the engineering bedrock. Therefore it is important to quantitatively invert the nonlinearity of sedimentary rock as well as damping factors for deep sediments using deep borehole records such as KiK-net records. Damping factors of P-waves have been found to be about two times greater than those of S-waves by the inversion analyses. The applicable frequency range of this relation should be studied in the future.

### 1. はじめに

鉛直アレー強震観測点は、現在では、防災科学技術研究所が設置・観測している KiK-net 観測点だけでも約 680 点にのぼり (<http://www.bosai.go.jp/kik>)、世界的に例をみないほどの数に達している。この鉛直アレー地震観測の草分けは、Kanai<sup>1)</sup>による日立銅山における地表と地下 300m での地震観測であろう。1968 年十勝沖地震を契機に、田中・他<sup>2)</sup>は八戸で地表と地中 50m における鉛直アレー地震観測を行ない、地中に対する地表の観測スペクトル比と約 800m 離れた地点における S 波検層に基づく 1 次元理論スペクトル比との比較を行なっている。太田<sup>3)</sup>は、この八戸での観測スペクトル比を用いて、減衰定数や S 波速度などの地盤材料物性を S 波の鉛直下方入射を仮定した 1 次元波動理論を用いて逆解析行なった。以後、鉛直アレー地震観測記録を用いた地盤物性の逆解析は、多数の観測点で多くの研究者により実施されている。本稿では、鉛直アレー地震観測記録を用いた地盤物性の逆解析に関する既往の研究を紹介し、同定された地盤物性と他の地盤調査結果との違いについてまとめる。また、地盤物性の違いや地盤増幅特性の評価法の違いなどが地盤増幅特性の推定結果に与える影響について言及する。

### 2. 線形地盤における地盤物性と増幅特性

#### 2.1 逆解析の方法の概要と同定される S 波速度

鉛直アレー地震記録から S 波速度や S 波の減衰定数などの地盤物性を逆解析する最も一般的な方法

は、地中の水平成分に対する地表の水平成分のフリー振幅スペクトル比と、S 波の鉛直下方入射を仮定した 1 次元波動理論に基づく理論スペクトル比が合うように、地盤物性を同定する方法である<sup>3)</sup>。これは、S 波の鉛直下方入射を仮定した 1 次元波動理論で、観測記録の増幅特性が第一義的に説明でき、地盤増幅特性を評価する際に 1 次元波動理論が一般的に用いられることから、広く受け入れられている。最近では、S 波の斜め入射を考慮した解析<sup>4),5),6)</sup>も提案されているが、S 波速度が小さい地盤に入ると波線が立ってくるため、工学的基盤以浅の表層地盤を対象とする場合には S 波の鉛直下方入射という仮定も、大きな問題とはならないと考えられる。逆解析は線形では行えないため、種々の非線形最小自乗法<sup>3),7)~10)</sup>や、GA(遺伝的アルゴリズム)<sup>4),11)</sup>や焼き鈍し法<sup>5),6)</sup>などの手法が用いられている。

鉛直アレー観測点では、地中観測点までの速度構造が PS 検層で調査されている場合が多く、層厚は PS 検層で固定して、検層結果を初期値とするか検層結果を中心としてある範囲で探索するかして、S 波速度と減衰定数が同定されるのが一般的である。検層結果と同定された S 波速度の差は、仙台高密度観測事業による鉛直アレーでは、S 波速度が約 150m/s 以下の軟弱層では同定値が検層結果より 10~20% 小さいが、多くの場合 5% 以下と報告されている<sup>10)</sup>。したがって、S 波検層結果を用いて地盤増幅特性を用いても大きな問題は生じないと思われる。しかし、後述する地盤の非線形性を同定する場合に

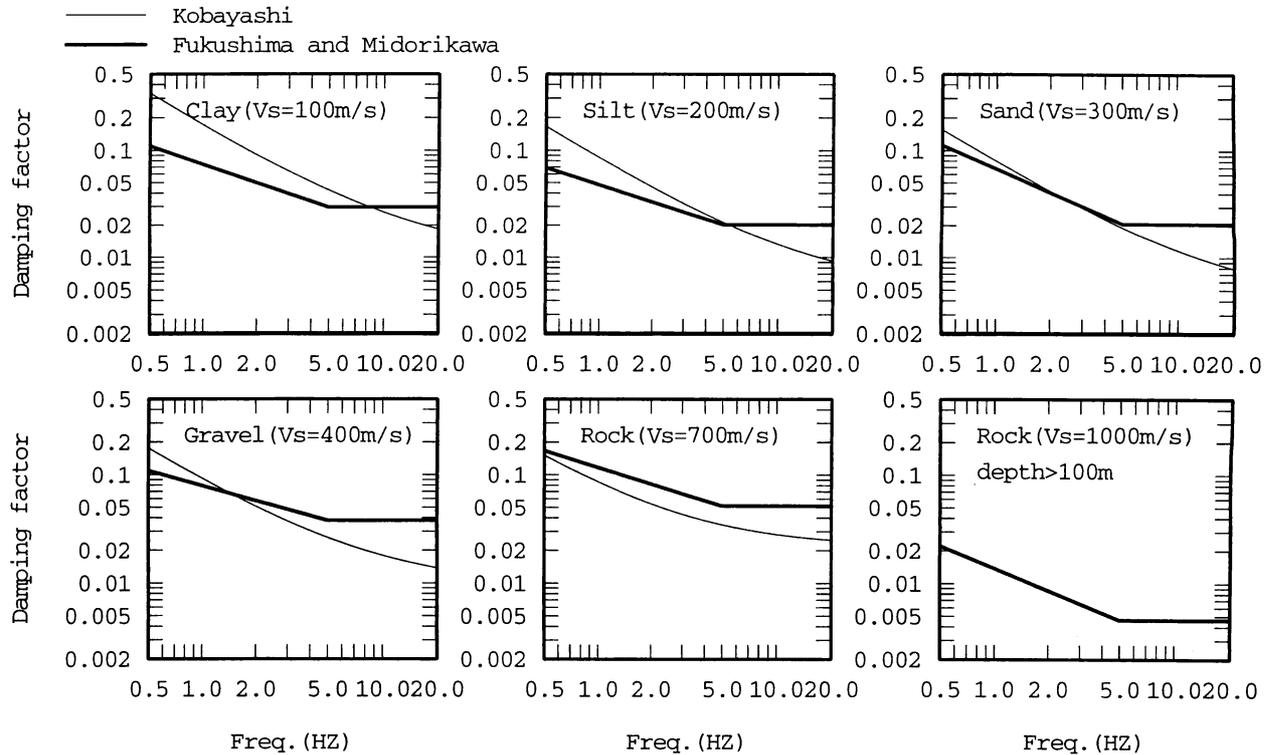


図1 福島・翠川<sup>13)</sup>と小林<sup>11)</sup>によるS波の減衰定数の土質毎の経験式

は表層地盤のS波速度の変化が重要となるため、弱震動でもS波速度を同定しておく必要がある<sup>9)</sup>。

## 2.2 逆解析に基づくS波の減衰定数

減衰定数はS波速度とは異なり、鉛直アレー観測点でも調査されている場合はほとんどなく、同定で得られる最も重要なパラメータとなる。室内試験に基づく減衰定数には周波数依存性がほとんどないが、S波検層により推定される減衰定数には周波数依存性が確認されている<sup>12)</sup>。鉛直アレー観測記録を用いた研究からも、観測スペクトル比を説明するためには減衰定数に周波数依存性を考慮することが必要であることが指摘され、多地点で周波数依存の減衰定数が同定されている。

福島・翠川<sup>13)</sup>は、減衰定数を推定している既往の研究を収集し、土質別に周波数 $f$ とS波速度 $V_s$ に依存する減衰定数の回帰式を提案している。福島・翠川のデータには、鉛直アレー地震記録を用いたもの他、室内試験や検層による推定結果や含まれており、周波数依存のものと非依存のものが区別はされていないが、多くのデータに基づく平均的な経験式となっている。小林<sup>11)</sup>は、仙台高密度観測事業による鉛直アレー地震記録から同定した減衰定数を土質別に分類し、周波数 $f$ とS波速度 $V_s$ に依存する減衰定数の回帰式を提案している。小林のデータは仙台の鉛直アレー地震記録という限られたものであるが、同じ条件で同定された減衰定数の経験

式となっている。図1には、福島・翠川<sup>13)</sup>と小林<sup>11)</sup>の減衰定数の回帰式の比較を示す。福島・翠川<sup>13)</sup>の回帰式の減衰定数 $h_s$ は(1)~(3)式でモデル化されている。

$$h_s = h_0 f^{-a} \quad (f < 5\text{Hz}) \quad (1)$$

$$h_s = h_0 5^{-a} \quad (f > 5\text{Hz}) \quad (2)$$

ここで

$$h_0 = b(V_s/V_a)^{-0.4} \quad (3)$$

である。 $a$ と $b$ が土質毎の回帰係数であり、 $V_a$ は土質毎に設定された代表的S波速度である。一方、小林<sup>11)</sup>の回帰式の減衰定数 $h_s$ は(4)式でモデル化されている。

$$h_s = \frac{1}{2V_s} \left( \frac{1}{\alpha f} + \frac{1}{\beta} \right) \quad (4)$$

ここで、 $\alpha$ と $\beta$ が土質毎の回帰係数である。両者の減衰定数は、低周波数領域では小林<sup>11)</sup>の方が大きく、高周波数領域では翠川・福島<sup>13)</sup>の方が大きいが、5Hz前後の中間周波数帯域で同程度となっている。これは、5Hz前後は多くの観測点の観測スペクトル比の1次または2次のピークに対応する周波数帯域であることから、逆解析の拘束が効いているためと考えられる。低周波数ほど減衰定数が大きくなり、深さ100m以上の堆積岩を除き、1Hzでは0.05~0.2と、室内試験に基づく低ひずみレベルでの減衰定数0.01~0.02と比較してかなり大きく、5Hz以上では0.01~0.05程度である。深さ100m以上の岩

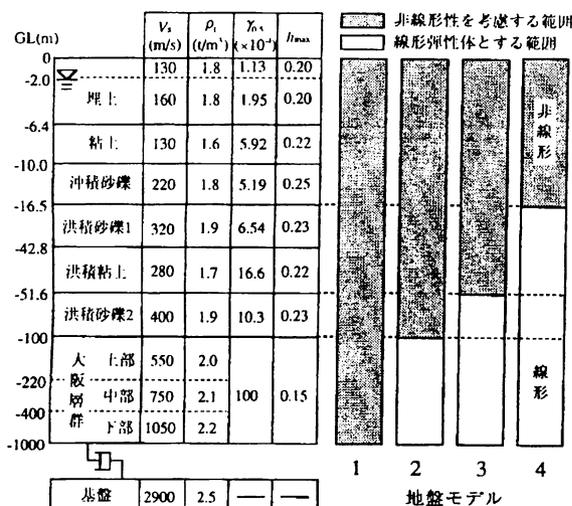


図2 藤川・他<sup>15)</sup>の神戸港湾事務所での地盤モデル

では、他の土質と比較して減衰定数が顕著に小さい。ただし、福島・翠川<sup>13)</sup>が回帰式を作成した当時は深い鉛直アレー記録が少なかったため、深さ100m以上の堆積岩に対する回帰式に用いたデータ数は少ない。最近実施されているKiK-NET観測記録に基づく逆解析により<sup>4),5),6),14)</sup>、近い将来、深部地盤の減衰定数がより定量化されるものと考えられる。

### 2.3 減衰定数の違いが地盤増幅特性に及ぼす影響

減衰定数の違いが、1次元理論地盤増幅率に及ぼす影響について、図2に示す地盤モデルを用いて検討を行なった。この地盤モデルは、運輸省神戸港湾事務所のボーリング柱状図と既往の文献の深部地盤構造に基づき藤川・他<sup>15)</sup>が設定したモデルである。告示では、工学的基盤は「十分な層厚と剛性を有し、せん断波速度が400m/s程度以上の地盤」と定義されているため、GL-51.6mの洪積砂礫2の上面を工学的基盤上面として、GL-51.6mから地表までの1次元理論地盤増幅率をS波の鉛直下方入射を仮定して計算を行なった。ここでは、全層線形地盤とした。なお、福島・翠川<sup>13)</sup>、小林<sup>11)</sup>の減衰定数の回帰式の土質分類に埋土はないため、埋土に対しては粘土の回帰式を用いた。2つの減衰定数の回帰式は5Hz前後の周波数帯域でほぼ同じとなるため、この周波数帯域での増幅率の違いも小さい。高周波数領域では減衰定数の違いが増幅率に評価に大きな影響があり最大で1.5倍程度の差となるが、両者とも3Hz以上では履歴減衰0.01と0.05を用いた理論増幅率の間に位置している。

### 2.4 地震動を工学的基盤で定義した場合と地震基盤で定義した場合の増幅率の違い

地震基盤からの深い地盤の増幅特性の地域による違いや、この深い地盤の影響による表面波の影響に

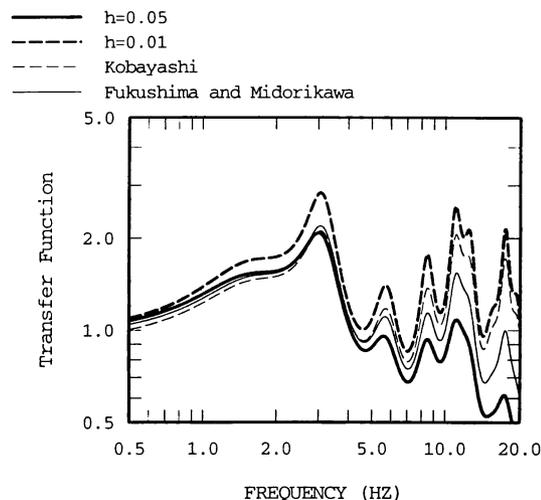


図3 工学的基盤(図2の $V_s=400$ m/sの層)から地表までの1次元線形地盤増幅率の減衰定数による違い

については、これまでの地盤シンポジウムなどで指摘されている<sup>16),17),18)</sup>。ここでは、地震基盤から工学的地盤までの1次元地盤増幅特性と、工学的基盤で評価された地震動から地表の地震動を計算する場合に生じる問題<sup>19)</sup>について絞って言及する。

図4(a)には、図2の線形地盤モデルと福島・翠川<sup>13)</sup>の減衰定数の回帰式を用いた1次元理論地盤増幅率を示す。なお、大阪層群の減衰定数は、深さ100m以上の堆積岩に対する回帰式を適用した。工学的基盤から地表までの表層地盤の増幅率は図3の細実線と同じものである。地震基盤から工学的基盤までの増幅率は、工学的基盤から地表までの増幅率よりほとんどの周波数帯域で大きく、特に3Hz以下の低周波数帯域で大きい。一般的な建造物の応答に影響する0.5~2Hzの周波数帯域でも、工学的基盤以浅の増幅率の寄与は地震基盤から工学的基盤までの増幅率と比べ小さい。長周期建造物の応答に影響する周波数帯域の地盤増幅率は、地震基盤から工学的基盤の増幅率でほとんど決まっている。地震基盤( $V_s=2900$ m/s)と工学的基盤( $V_s=400$ m/s)の $V_s$ の比は7倍以上であるが、地表( $V_s=130$ m/s)と工学的基盤との $V_s$ の比は3倍にしかない。また、図1に示したように、地表の軟弱層の方が深さ100m以下の堆積岩より減衰定数が大きい。したがって、地震基盤から工学的基盤の増幅率が工学的基盤から地表の増幅率より大きいのは当然の結果である。工学的基盤以浅の地盤の卓越周波数がより低周波数側になってもこの2つの条件は変わらない。図2のような地盤構造は、人工が密集する平野や盆地では稀ではなく、地震基盤から工学的基盤までの増幅特性を考慮するか否かの違いは、表層地盤の減衰定数の違いによる差より大きいことが再確認できる。また、深

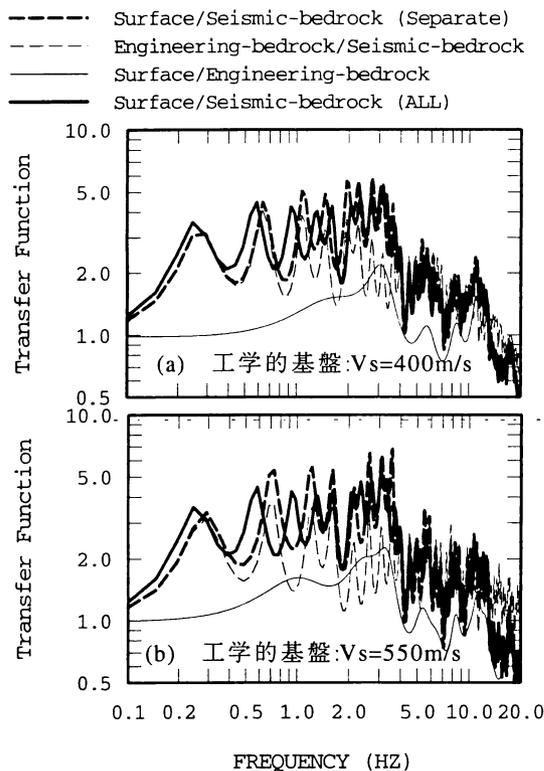


図4 工学的基盤から地表までの増幅率  $A_{e0}$ 、地震基盤から工学的基盤までの増幅率  $A_{se}$ 、地震基盤から地表までの増幅率  $A_{s0}$  と  $A_{e0} \times A_{se}$  の比較

部地盤の減衰定数の定量化が地盤増幅特性の定量評価に重要であることが言える。

図4(a)の太い破線は、地震基盤から工学的基盤までの理論増幅率に工学的基盤から地表までの理論増幅率をかけたものであるが、地震基盤から地表までの理論増幅率とは一致していない。このような問題は、吉田・他<sup>19)</sup>により指摘されているが、工学的基盤から地表までの層が厚く軟らかい場合にその差は顕著となる。図4(b)は、工学的基盤上面をGL-100の大阪層群上面とした場合の同様の検討結果である。図4(a)、(b)とも、一般的な構造物の応答に影響する0.5~2Hzの周波数帯域で、一体解析した場合(太実線)と工学的基盤で切って解析した場合とで、増幅率の山谷が逆転していることがわかる。この問題は工学的基盤で地震動が定義され、地震基盤から工学的基盤までの構造が不明の場合には直接解決できない。統計的グリーン関数法やハイブリッド法により  $V_s=500\text{m/s}$  程度の工学的基盤で計算された波形に、表層地盤の1次元理論地盤増幅特性を考慮して地表での地震動を算出する際にも注意が必要である。

### 3. 非線形地盤における地盤物性と増幅特性

鉛直アレー観測点で地盤が非線形化するような強震記録に対しても、上述の1次元波動理論に基づく地盤物性の逆解析も行なわれている(例えば<sup>9),20),21),22)</sup>。

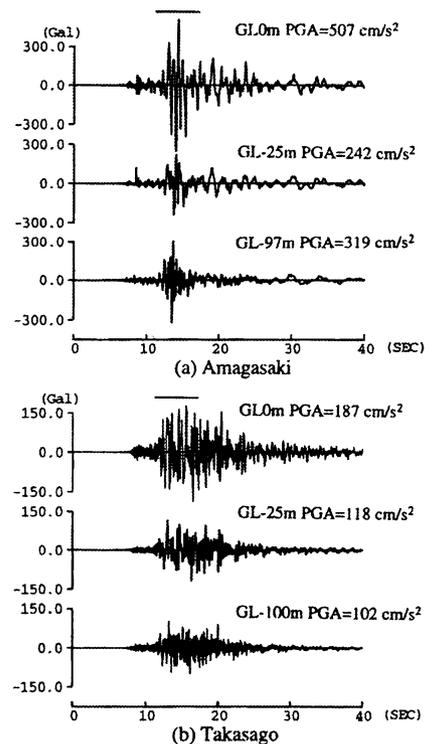


図5 尼崎と高砂における兵庫県南部地震の記録<sup>21)</sup>

この場合、等価なS波速度と減衰定数が同定される。その1例として、関西電力の尼崎と高砂にある鉛直アレー観測点で観測された兵庫県南部地震の記録とその前後に発生した多数の中小地震の記録に逆解析を適用した筆者らの研究<sup>21)</sup>を紹介する。次に、2004年新潟県中越地震の強震記録にみられる地盤の非線形性について述べる。最後に、工学的基盤に深の地盤の非線形性が、建物応答に与える影響について検討した藤川・他<sup>15)</sup>の研究を紹介する。

#### 3.1 兵庫県南部地震の際の地盤の非線形性

図5には、1995年兵庫県南部地震(M7.3)の際、軟弱地盤である尼崎と高砂で観測された加速度波形(EW成分)を示す。地表での最大加速度は尼崎で  $507\text{cm/s}^2$  高砂で  $187\text{cm/s}^2$  である。図6には、兵庫県南部地震と中小の地震の観測スペクトル比の比較を示す。両観測点とも中小地震に比べ兵庫県南部地震(EQ5)の観測スペクトル比の1次ピーク周波数が長周期化し、地盤の非線形化の影響が認められる。高砂での最大加速度は  $187\text{cm/s}^2$  程度とそれほど大きくないが地盤が非線形化していることが伺える。

図7には、両観測点の記録から逆解析したS波速度から換算した剛性比  $G/G_0$  と周波数依存の減衰定数の1Hzでの値を、室内試験結果に基づく経験式と比較した結果を示す。剛性比は、砂礫では  $10^{-5} \sim 10^{-4}$  のひずみレベルにおいて室内試験より小さい傾向があるが、 $10^{-3}$  のひずみレベルでは両者はほぼ対応している。粘土でも  $10^{-3}$  に近いひずみレベルと

なる本震時の剛性低下率は経験式とほぼ対応している。一方、減衰定数は、逆解析された 1Hz での減衰定数は、低ひずみレベルで平均的には室内試験結果の倍以上大きい、ひずみレベルが  $10^{-4}$  以上では室内試験結果と近い値となっている。

図 8 には、線形解析と室内試験結果に基づく経験式(図 7)を用いた等価線形解析に基づく理論スペクトル比と尼崎での観測スペクトル比(EW 成分, GL0m/GL-25m)の比較を示す。Case1 は、S 波速度を検層結果とし、履歴減衰を用いた Schnabel<sup>23)</sup>に基づく一般的な方法による結果である。線形解析では観測スペクトル比を説明できず、等価線形解析では 1 次ピーク周波数は説明できるが、高周波数領域で過小評価、低周波数領域で過大評価となっている。このように、通常の履歴減衰を用いた等価線形解析では、線形時も非線形時も広帯域のスペクトルを説明できない。Case3 は、S 波速度、減衰定数とも中小地震の弱震動から逆解析された値を用い、佐藤・他<sup>24)</sup>の改良方法である周波数依存の減衰定数  $h_s = h_0 f^{-\alpha}$  の  $h_0$  が減衰増大曲線より大きい場合にこの曲線上で動くとした方法<sup>21)</sup>に基づき計算した結果である。この場合の等価線形解析では、観測スペクトル比をほぼ説明できる。他にも周波数依存の減衰定数を考慮した等価線形解析手法が、杉戸・他<sup>25)</sup>、Suetomi and Yoshida<sup>26)</sup>により提案されており、等価線形解析手法が有効なひずみレベルの範囲ではこのような手法が利用できる。

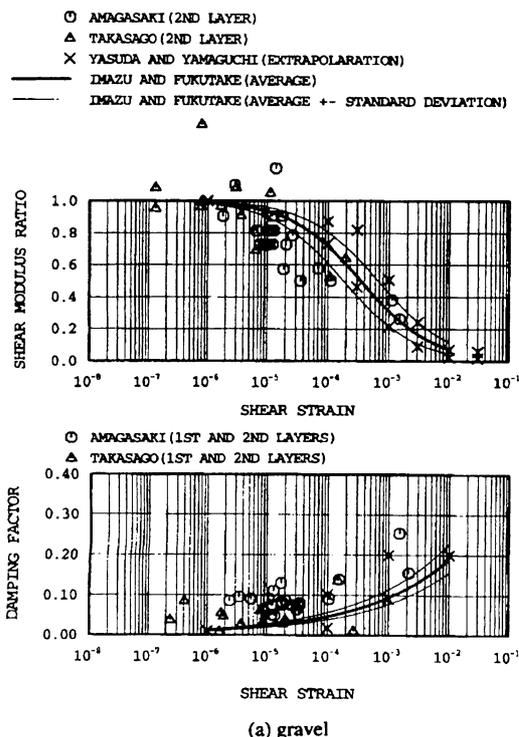


図 7 逆解析により同定された剛性比  $G/G_0$  と 1Hz での減衰定数と既往の室内試験に基づく経験式との比較<sup>21)</sup>

### 3.2 新潟県中越地震の記録にみられる地盤の非線形性

2004 年新潟県中越地震(M6.8)でも、震源近傍で大加速度の強震記録が得られている。図 9 には、K-NET 観測点である NIG019(小千谷)と NIG021(十日町)の加速度波形を示す。NIG019 の本震の波形は、過剰間隙水圧が上昇したものと考えられる形状を示しているものの、NIG021 では波形からはそのような傾向はみられない。以下では、2004 年 1 月から 11 月 4 日までに発生した新潟県中越地震を含む地震で、

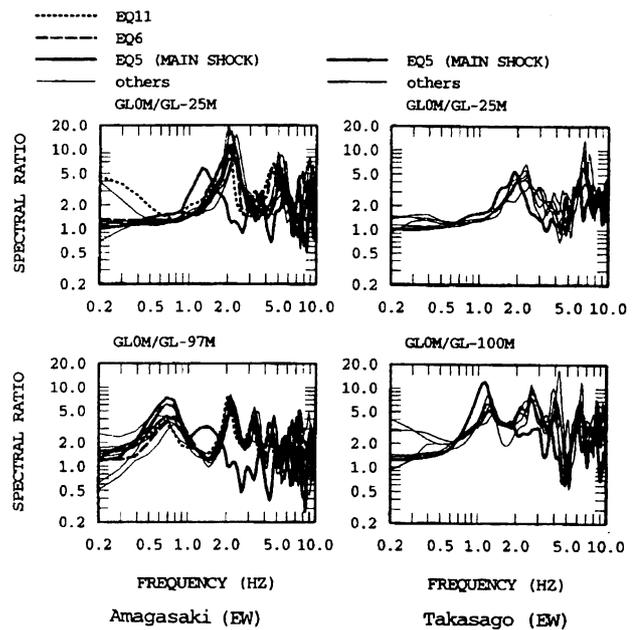
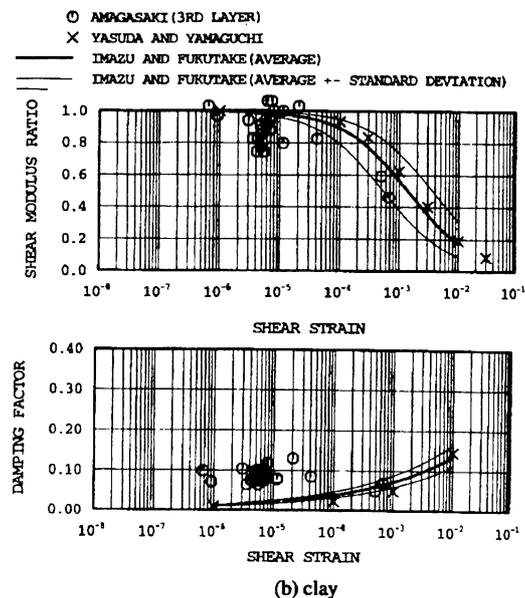


図 6 兵庫県南部地震とそれ以前と以後の中小地震の記録の地中に対する地表のスペクトル比の比較<sup>21)</sup>



この2観測点と KiK-net 観測点の NIGH11(川西)で得られた震源距離 50km 以下の記録を対象に、地盤の非線形性を示唆する観測例を示す。

K-NET 観測点は鉛直アレ観測点ではないため、S 波部の上下成分に対する水平成分の比(H/V)で検討を行なった(図 10)。これは、上下成分は水平成分と比較して地盤の非線形性の影響を受けにくいいため、H/V に地盤の非線形性の影響が表れることを利用したものであり、台湾集集地震の震源近傍の観測記録への適用例などがある<sup>27)</sup>。両観測点とも、本震の H/V は他の地震の H/V と顕著に異なっており、1次のピークが長周期化している。また、両観測点とも、本震前と後の H/V の形状が異なっていることがわかる。本震後の地震には本震前の記録と同程度に振幅が小さい記録も含まれていることから、本震時の地盤の非線形性の影響が本震後にも残ったものと考えられる。

図 11 には、新潟県中越地震の際の NIGH11 での EW 成分の加速度波形を示す。図 12 には、新潟県中部地震とそれ以前の地震の NIGH11 で観測された

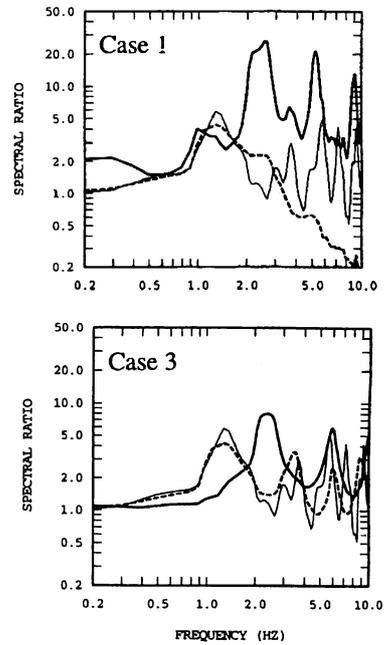


図 8 尼崎での GL-25m に対する GL0m の観測スペクトル比(細実線)と線形解析(太実線)、等価線形解析(太破線)の比較<sup>21)</sup>。Case1 は一般的な手法<sup>23)</sup>、Case3 は周波数依存の減衰定数を用いる手法<sup>21)</sup>。

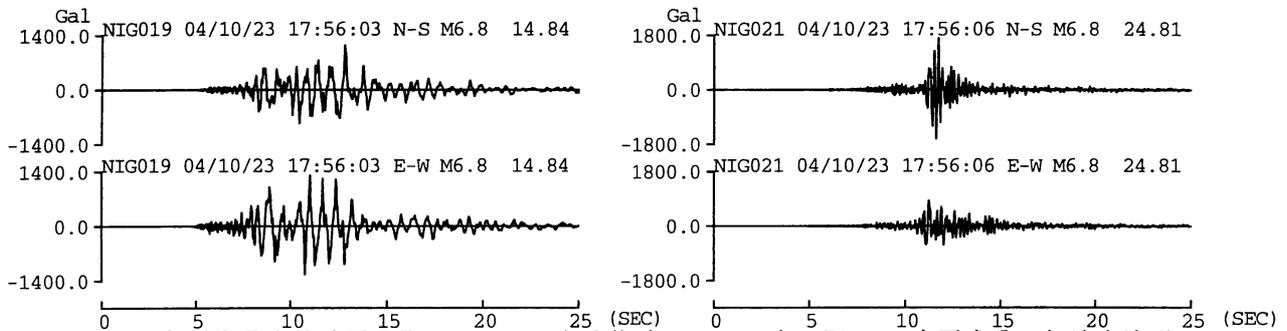


図 9 2004 年新潟県中越地震の際の NIG019(小千谷)と NIG021(十日町)での水平成分の加速度波形

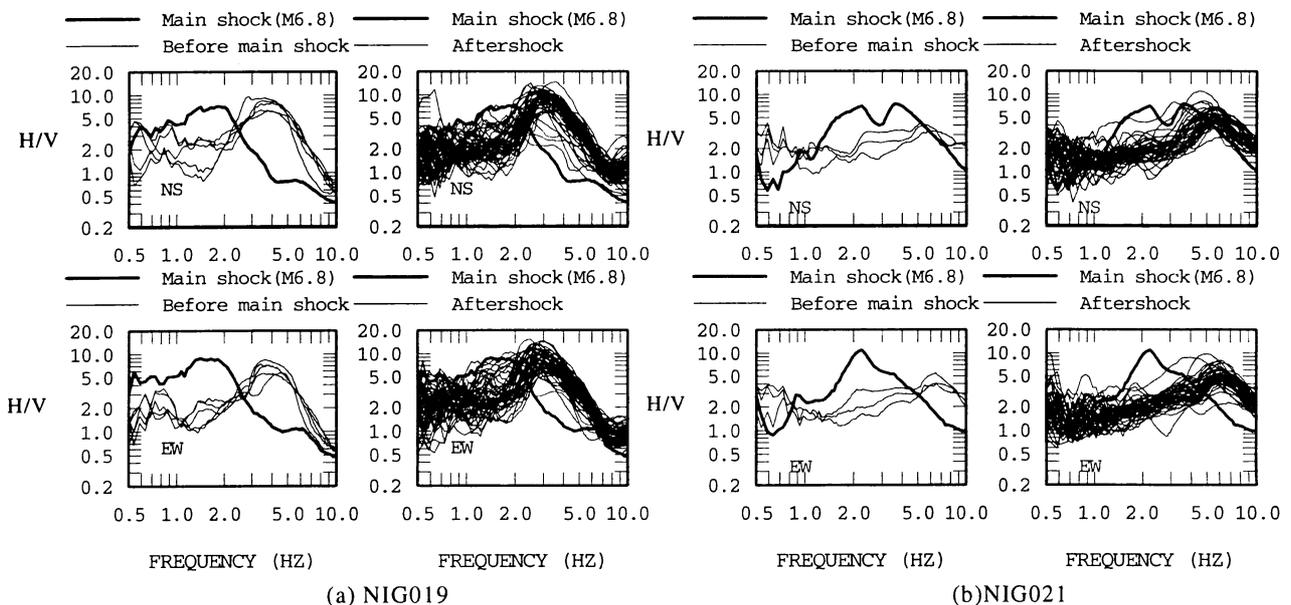


図 10 2004 年新潟県中越地震とそれ以前と以後の地震の NIG019(小千谷)と NIG021(十日町)での H/V

地中(GL-205m)に対する地表(GL0m)の記録のスペクトル比(EW 成分)を示す。新潟県中部地震のスペクトル比は、中小地震のスペクトル比と比較してピーク周波数がやや長周期化している。定量化するため、速度波形に変換後、地中と地表の波形の相互相関解析を行ない伝播時間の推定を行なった。図 13 には、本震と本震以前と以後の地震に対する地中の波形の最大速度と伝播時間との関係を示す。ばらつきは大きい最大速度が大きいほど伝播時間が長くなっており、地盤が非線形化して S 波速度が低下しているものと考えられる。なお、NS 成分と EW 成分から推定された伝播時間が傾倒的に異なっており、今後、2、3 次元的影響など検討する必要がある。S 波検層に基づく伝播時間が、最大速度が小さい記録

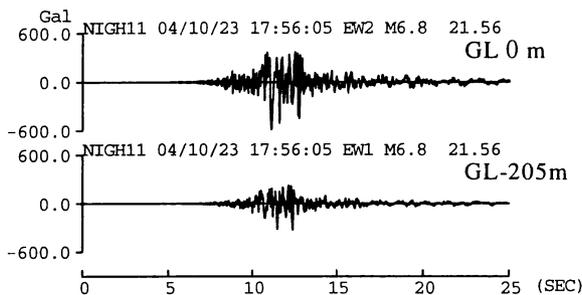


図 11 新潟県中越地震の NIGH11 での加速度波形

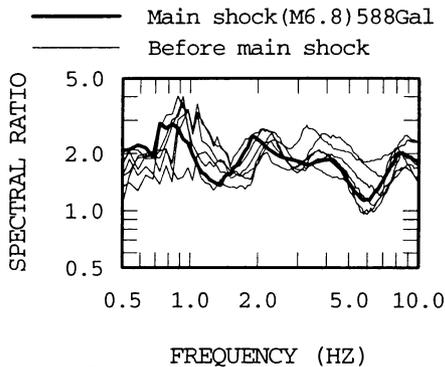


図 12 新潟県中越地震とそれ以前の中小地震の NIGH11 での地中に対する地表のスペクトル比

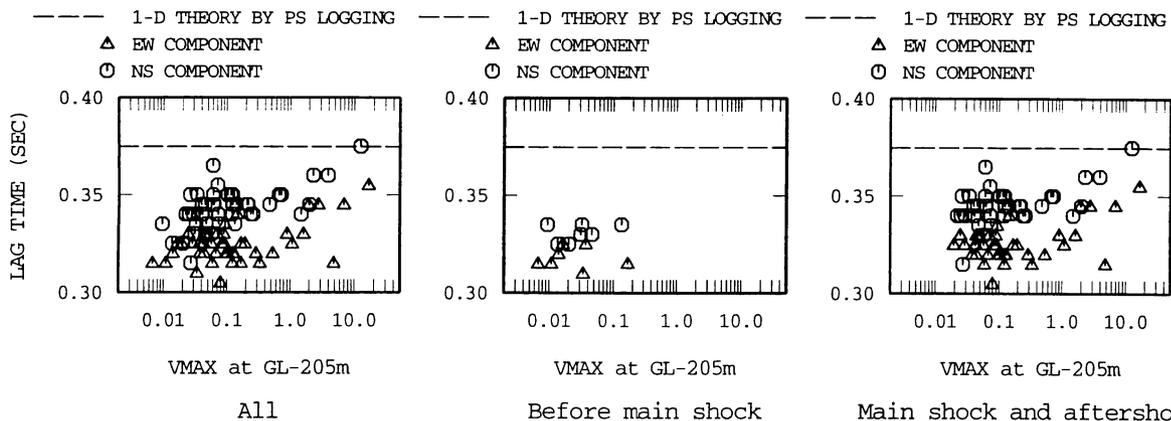


図 13 新潟県中越地震とそれ以前と以後の地震の NIGH11 での地中(GL-205m)における最大速度と相互相関解析に基づく GL-205m から地表までの伝播時間の関係

から推定された伝播時間より大きい、S 波検層が暫定値であるためと考えられる。NIGH11 は、地下 2m で S 波速度 400m/s の工学的基盤相当の地盤となっており、工学的基盤の第四紀の礫層か地下 40m 以深の泥岩を主体とする新第三紀の堆積岩が非線形化している可能性がある。これまで、兵庫県南部地震の神戸大学の記録からも硬い地盤での非線形性が指摘され(例えば 28)、鳥取県西部地震の震源近傍の KiK-net 観測点でも堆積岩が非線形化していることが指摘されている(29)。室内試験でも、洪積層はもとより中硬岩や軟岩などでも小さなひずみから非線形化することが確かめられている(30)。今後、鉛直アレ-強震記録から堆積岩の非線形性を逆解析して定量的に評価する必要があると考えられる。

告示波は工学的基盤で定義されるなど、一般の耐震設計では工学的基盤以深の地盤の非線形性は考慮されない。また、経験的グリーン関数法などで震源過程のインバージョンが行なわれているが、振幅レベルが大きい時は、比較的硬い地盤や堆積岩でも非線形化している可能性があるため注意が必要である。

3.3 工学的基盤以深での地盤の非線形化が建物応答に与える影響

工学的基盤以深の地盤の非線形化が地表の地震応答や建物応答に与える影響を検討した藤川・他(15)の研究例を紹介する。図 2 に示した、地盤の非線形性を考慮する地盤の範囲を変えた 4 つの地盤モデルについて有効応力解析を行なっている。基盤での入力波は、林・川瀬(31)により推定されている兵庫県地震の基盤波であり、深部までの非線形性を考慮した地盤モデル 1 がこの地点での観測波形を最もよく説明できることが示されている。図 14 には、地表面での計算波形の最大値を、図 15 には最大応答塑性率を示す。RC5 階建てでは、建物の耐力が小さい  $\gamma=2$  の場合、深部まで非線形性を考慮した地盤モ

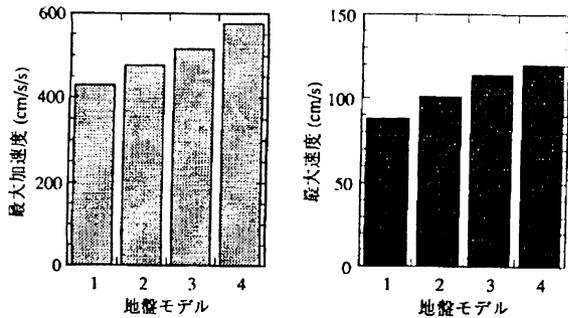


図14 図2の4種類の地盤モデルを用いて計算した兵庫県南部地震の地表での最大値の比較<sup>15)</sup>

モデル1では最大塑性率が3であるのに対して、洪積層以深で非線形性を考慮しない地盤モデル4では7となり、大きな差が生じている。このように、工学的以深での地盤の非線形性は、建物応答に大きな影響がある。

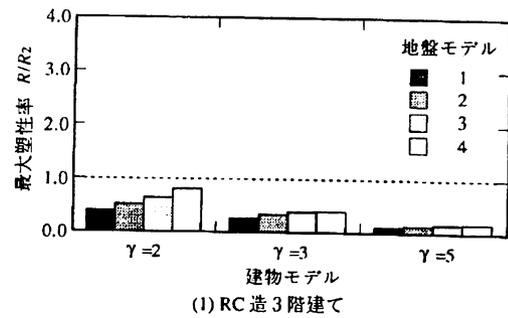
#### 4. 上下動に影響する地盤物性と増幅特性

これまでは、主に水平成分の増幅特性やこれに影響するS波速度やS波の減衰定数の逆解析結果について記述してきた。一方、上下動の増幅特性を理論的に評価するためにはP波速度やP波の減衰定数が重要となる。ここでは、研究事例は少ないが、鉛直アレー記録の上下成分を用いた地盤物性の逆解析に関する研究についてまとめる。

##### 4.1 線形地盤のP波の減衰定数

非弾性的減衰(固有減衰)は、地球内部では、P波の方がS波より小さいことがわかっている<sup>32)</sup>。表1には、様々な岩の $Q_p (=Q_\alpha)$ と $Q_s (=Q_\beta)$ を示す<sup>32)</sup>。ここで、P波の減衰定数を $h_p$ 、S波の減衰定数を $h_s$ とすると、 $Q_p = 1/(2h_p)$ 、 $Q_s = 1/(2h_s)$ の関係がある。一般的に言って、物質の密度と速度が増えれば、 $Q$ も大きく(減衰定数は小さく)なる<sup>32)</sup>。全てのエネルギーがせん断メカニズムだけに起因する媒質では $Q_p = 9/4Q_s$ が成り立つ<sup>32)</sup>。しかし、地震記録の解析から、地殻や上部マントルの $Q_p$ 、 $Q_s$ とも周波数依存性があり、高周波数領域では、 $Q_p$ の方が $Q_s$ より小さいことが指摘されている。図16には、地殻や上部マントルの $Q_p^{-1}/Q_s^{-1}$ を示す<sup>33)</sup>。低周波数領域では、P波の減衰定数の方がS波の減衰定数より小さいが、1~2Hz程度以上になるとその関係が逆転する傾向がみられる。

堆積地盤における $Q_p$ については、P波の鉛直下方入射を仮定した1次元波動理論に基づき、鉛直アレー記録の逆解析や順解析により検討がなされている。Yoshimoto et al.<sup>34)</sup>は、岩盤サイトでの鉛直アレー記録のP波部の上下成分とS波部の水平成分を用いて $Q_p$ と $Q_s$ を順解析により推定し、 $Q_p \approx Q_s/2$



(1) RC造3階建て

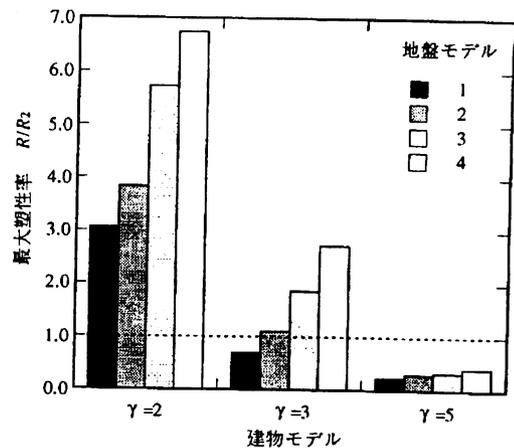


図15 図2の4種類の地盤モデルを用いて計算した最大応答塑性率の比較<sup>15)</sup>

表1 様々な種類の岩石の $Q$ 値<sup>32)</sup>

岩石の種類	$Q_\alpha$	$Q_\beta$
頁岩	30	10
砂岩	58	31
花崗岩	250	70-150
かんらん石	650	280
中部マントル	360	200
下部マントル	1200	520
外核	8000	0

の関係でほぼ観測スペクトル比が説明できることを示している。また、藤堂・他<sup>35)</sup>は電力共通研究の鉛直アレー記録のS波部の上下成分を用いて $Q_p$ を逆解析し、S波部の水平成分から逆解析された $Q_s$ との比較を行っており、その結果を図17に示す。新第三紀以前の比較的硬い層では $Q_p \approx Q_s(V_s/V_p)^{0.3 \sim 1.0}$ 、第四紀や風化層に対応する比較的軟弱な層では $Q_p \approx Q_s/1.5$ の関係でほぼ説明できるとしている。吉田・小林<sup>36)</sup>は、軟弱地盤観測点も含む鉛直アレー地震記録のP波部の上下成分を用いて、 $Q_p \approx Q_s/2$ の関係で観測スペクトル比がほぼ説明できることを示している。佐藤・他<sup>37)</sup>も、第四紀層が厚く堆積した茨城県の観測点の記録から $Q_p < Q_s$ の関係を示している。以上のように、鉛直アレー記録を用いた研究では、堆積地盤における $Q_p$ は $Q_s$ より小さい、

つまり、P波の減衰定数はS波の減衰定数より大きいことが指摘されている。 $Q_p$ が推定されている周波数は1Hz~20Hz程度の範囲であるので、図16に示した地殻や上部マントルの $Q_p$ と $Q_s$ の関係と調和的である。逆に言うと、 $Q_p/Q_s$ の周波数依存性については今後詳細な検討が必要と考えられる。

#### 4.2 非線形地盤のP波速度

鉛直アレー記録の上下成分を用いて地盤物性の逆解析を行なって、地盤の非線形性について検討した研究は数少ない。Sato et al.<sup>22)</sup>は、兵庫県南部地震の際に尼崎、高砂(図5参照)やポートアイランドの鉛直アレー記録で観測された記録を用いて同定されたP波速度はP波検層結果と変わらず、上下成分には地盤の非線形性の影響はほとんどないという結果を得ている。

### 5. まとめ

本稿では、鉛直アレー地震記録を用いた地盤物性の逆解析に関する既往の研究を基に、地盤物性や評価法が表層地盤の増幅特性に与える影響についてまとめた。鉛直アレー記録の蓄積とそれを用いた多くの解析により、S波の減衰定数については土質毎に分類された周波数とS波速度に依存する経験式も提案されている。深い堆積岩に対する減衰定数については、KiK-NET観測記録などの逆解析により、近い将来、より定量的化されると考えられる。

しかし、表層地盤の減衰定数の精度が向上しても、盆地や平野で地震基盤が厚い地点では、地震基盤から工学的基盤の増幅率の方が工学的基盤から地表までの増幅率より、一般の建物の応答に影響する0.5~2Hzを含む広周波数帯域で大きく、工学的基盤で地震動を定義することの問題点が再認識された。川瀬・佐藤<sup>18)</sup>が提案しているように、盆地内のサイ

トでは地震基盤までの深さの関数として増幅倍率(盆地係数)で補正することにより、より現実を反映した地震動評価が可能となるものと考えられる。

また、軟弱地盤での鉛直アレー記録の逆解析から得られる剛性比は室内試験結果とほぼ対応する事を示した。しかし、減衰定数には非線形時も周波数依存性があることから、等価線形が成り立つ範囲においては、周波数依存性を考慮した等価線形解析が必要であると考えられる。工学的基盤以深での地盤の非線形性が観測記録からも認められ、その影響は建物応答にも影響することから、今後、堆積岩についても鉛直アレー記録から非線形時の地盤物性を定量的に同定していく必要がある。しかし、工学的基盤で地震動を定義した場合、工学的基盤以深での地盤の非線形性の影響を考慮するのが困難であり、この扱いについては今後の課題と考えられる。

P波の減衰定数については、鉛直アレーの逆解析からはS波の減衰定数より2倍程度大きいことがわかってきており、上下動の増幅特性評価に役立つものと考えられる。この関係がどの程度の低周波数領域まで成り立つかには今後の検討が必要である。

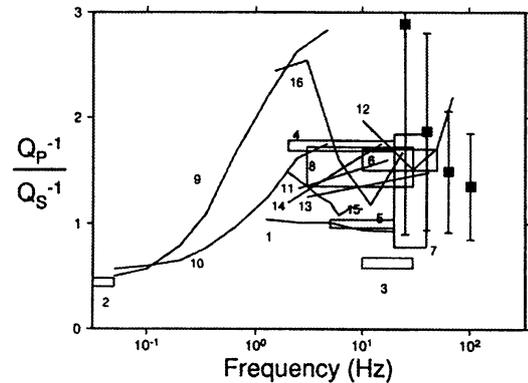


図16 地殻及び上部マントルの $Q_p^{-1}/Q_s^{-1}$ <sup>33)</sup>

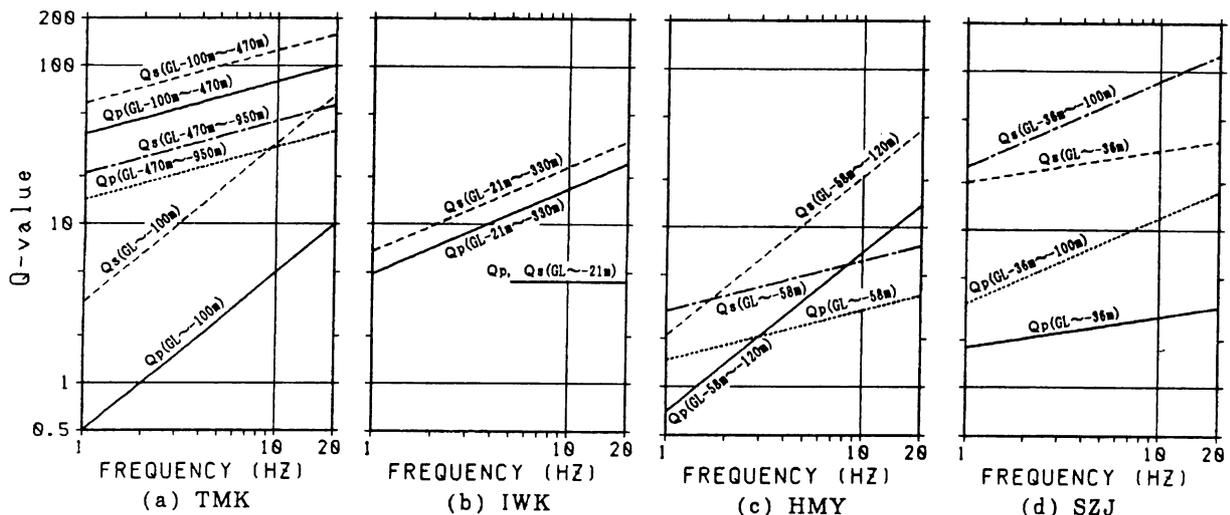


図17 鉛直アレー地震記録から推定された堆積層での $Q_p$ と $Q_s$ <sup>35)</sup>

## 謝辞

防災科学研究所の K-NET と KiK-net の強震記録・地盤情報、気象庁の震源情報を用いました。一部の図の作成には、GMT<sup>38)</sup>を用いました。記して、感謝致します。

## 参考文献

- 1) Kanai, K., T. Tanaka, and S. Yoshizawa : Comparative studies of earthquake motions on the ground and underground, BERI, Vol.37, pp.53-87, 1959.
- 2) 田中貞二, 大沢胖 : 八戸市における地中地震動の観測特定研究「構造物災害に対する地震動特性の研究」報告, pp.38-67, 1972.
- 3) 太田裕 : 地震工学への最適化法の適用 1.八戸港湾 SMAC 設置点の地下構造推定, 日本建築学会論文報告集, 第 229 号, pp.35-41, 1975.
- 4) 堀家正則 : Kik-net データを用いた地盤入射波と地盤 Q 値の同定, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, pp.179-180, 2002.
- 5) 佐藤智美 : 鉛直アレーデータに基づく S 波の斜め入射を考慮した地盤の減衰定数の同定—焼き鈍し法の適用—, 日本建築学会構造系論文集, 第 569 号, pp.37-45, 2003.
- 6) Satoh, T. : Inversion of incident angle and Q value of sediments from deep borehole seismograms using adaptive simulated annealing method, 13th World Conference on Earthquake Engineering (CD-ROM), Paper No.3395, 2004.
- 7) Kobayashi, K., F. Amaike, and Y. Abe : Attenuation characteristic of soil deposits and its formulation, Proc. of the International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion, Vol.1, pp.269-274, 1992.
- 8) 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, 第 446 号, pp.1-11, 1993.
- 9) 佐藤智美, 佐藤俊明, 川瀬博 : 堆積地盤における S 波伝播の識別と土の非線形性の同定 足柄平野久野地区の鉛直アレーで観測された弱震動と強震動の分析, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 449 号, pp.55-68, 1993.
- 10) 佐藤智美, 川瀬博, 佐藤俊明 : ボアホール観測記録を用いた表層地盤同定手法による工学的基盤波の推定及びその統計的経時特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 461 号, pp.19-28, 1994.
- 11) 小林喜久二 : 堆積地盤の速度構造と減衰の評価, 第 27 回地盤震動シンポジウム, pp.29-40, 1999.
- 12) 石田寛, 太田外気晴, 原昭夫, 高橋克也 : 室内試験, S 波検層および観測地震動に基づく地盤の減衰評価, 第 15 回地盤震動シンポジウム, pp.17-24, 1987.
- 13) 福島美光, 翠川三郎 : 周波数依存性を考慮した表層地盤の平均的な  $Q^{-1}$  値とそれに基づく地盤増幅率の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 460 号, pp.37-46, 1994.
- 14) 佐藤吉之, 小林喜久二, 吉田治雄, 植竹富一, 八代和彦 : KiK-net 記録の逆解析による堆積地盤の減衰特性評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.543-544, 2004.
- 15) 藤川智, 林康裕, 福武毅芳 : 洪積層及び深部堆積層の非線形性が表層地盤応答及び建物応答に与える影響について, 日本建築学会構造系論文集, 第 545 号, pp.71-77, 2001.
- 16) 野畑有秀 : 告示スペクトルは工学的基盤のスペクトルとして見なせるか?, 第 29 回地盤震動シンポジウム, pp.91-98, 2001.
- 17) 永野正行 : 工学的基盤より深部の地盤増幅-2 次元、3 次元地盤の影響は無視できるか-, 第 29 回地盤震動シンポジウム, pp.81-90, 2001.
- 18) 川瀬博, 佐藤智美 : 地盤増幅特性の評価-研究成果から見た現状と課題-, 第 30 回地盤震動シンポジウム, pp.25-36, 2002.
- 19) 吉田望, 篠原秀明, 中村晋 : 表層地震動計算における大深度地盤の影響, 日本地震工学会・大会梗概集, pp.372-373, 2003.
- 20) Satoh, T., M.Horike, Y. Takeuchi, T. Uetake, and H. Suzuki : Nonlinear behavior of scoria evaluated from borehole records in eastern Shizuoka prefecture, Japan, Earthquake Eng. Struc. dyn., Vol.26, pp.781-795, 1997.
- 21) Satoh, T., M. Fushimi, and Y. Tatsumi : Inversion of strain-dependent nonlinear characteristics of soils using weak and strong motions observed by borehole sites in Japan, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.91, pp.365-380, 2001
- 22) Sato, K., T. Kokusho, M. Matsumoto, and E. Yamada : Nonlinear seismic response and soil property during strong motion, Special Issue of Soils and Foundations, pp.41-52, 1996.
- 23) Schnabel, P. B., 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.
- 24) 佐藤智美, 川瀬博, 佐藤俊明 : 観測記録から同定した地震動の統計的特性と地盤の非線形性を考慮した強震動予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 463 号, pp.27-37, 1994.
- 25) 杉戸真太, 合田尚義, 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/III-27, pp.49-58, 1994.
- 26) Suetomi, I. and N. Yoshida : Damping characteristics of soil deposits during strong ground motions, Proc. of the International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion, pp.765-772, 1998.
- 27) Satoh, T., H. Kawase, T. Iwata, S. Higashi, T. Sato, and H. C. Huang : S-wave velocity structures of sediments estimated from microtremors and site responses in the near-fault region of the Chi-Chi, Taiwan earthquake, J Seismology, 2004 (in print).
- 28) 末富岩雄, 土岐憲三 : 神戸大学観測点における表層地盤の影響に関する検討, 第 24 回地震工学研究発表会, pp.57-60, 1997.
- 29) 永野正行, 加藤研一, 武村雅之 : 2000 年鳥取県西部地震時の震源断層近傍における基盤地震動の推定 兵庫県南部地震との比較, 日本建築学会構造系論文集, 第 550 号, pp.39-46, 2001.
- 30) 土木学会編 : 動的解析と耐震設計 第 1 巻 地震動・動的物性, pp.84-113.
- 31) 林康裕, 川瀬博 : 1995 年兵庫県南部地震における神戸市中央区の地震動評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 481 号, pp.37-46, 1996.
- 32) レイ T., T.C. ウォレス : 地震学 上巻 地球内部, 古今書院, pp.1-431.
- 33) Yoshimoto, K., H. Haruo, Y. Iio, H. Ito, T. Ohminato, and M. Ohtake : Frequency-dependent attenuation of high-frequency P and S waves in the upper crust in western Nagano, Japan, Pure appl. geophys., Vol.153, pp.489-502, 1998.
- 34) Yoshimoto, K. H. Sato, S. Kinoshita and M. Ohtake : High-frequency site effect of hard rocks at Ashio, central Japan, J. Phys. Earth, Vol.41, pp.327-335. 1993.
- 35) 藤堂正喜, 羽鳥敏明, 千葉脩, 高橋克也, 武村雅之, 田中英明 : 堆積地盤における上下地震動の特性と  $Q_p$  構造, 日本建築学会構造系論文集, 第 475 号, pp.45-54, 1995.
- 36) 吉田治雄, 小林喜久二 : 堆積地盤における P 波減衰と S 波減衰の関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.183-184, 2002.
- 37) 佐藤浩章, 金谷守, 石川博之, 金戸俊道 : 鉛直アレー記録に基づく上下動の減衰特性とシミュレーション, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.146-147, 2002.
- 38) Wessel, P. and W. H. F. Smith : New, improved version of Generic Mapping Tools released, EOS, AGU, 1998.

# 強震記録のスペクトルインバージョンから評価される地盤増幅率

## SITE AMPLIFICATION BASED ON THE SPECTRAL INVERSION OF OBSERVED STRONG MOTIONS

川瀬 博\*

Hiroshi KAWASE

A review on the recent studies on site amplification characteristics derived from a lot of strong ground motions by using the so-called "spectral inversion" technique is reported. First, the author introduces his and his colleague's recent work, which utilizes separated site amplification factors obtained from spectral inversion for a lot of strong motion data of K-NET, KiK-net, and the JMA Shindo-kei network in Japan. Based on the spectral site factors and one-dimensional theoretical S-wave amplification analysis, they inverted the best S-wave velocity structures for 1,300 sites in Japan. They obtained very good results for 404 sites among them. Then they try to find the relationships between spectral site amplification factors and averaged S-wave velocity of ground. The amplification characteristics for soft soil sites show 10 times peak amplitude at 2.5Hz and 5Hz, while those for relatively stiff soil show higher peak frequency more than 5 Hz. After thorough studies they conclude that the averaged S-wave velocity over only 10m from the surface is sufficient to predict site factors quantitatively for averaged site amplification for 2 Hz to 5 Hz. Finally the author reported his recent work on Tokachi-Oki earthquake of 2003, where he can obtain nonlinear site amplification due to high level of input acceleration.

### 1. はじめに

地震動は「震源特性」「伝播経路特性」「サイト特性」の3つの性質のコンボリューションで表されることは強震動研究者の間では広く認識されている。従ってある地点での設計用入力地震動を考える場合、これら3つの特性の寄与をそれぞれ合理的な形で反映すべきである。特に地震動の性質に大きな影響を与える「サイト特性」の評価は重要であり、故に今回の地盤震動シンポジウムのテーマとなっているわけである。

さて、本報告に与えられた使命は、そのサイト特性に関して、観測記録からスペクトルインバージョンと呼ばれる手法によって直接的に分離された地盤増幅特性について報告し、経験的評価としてその意味を解説することにある。本報告は主として既発表の2編の論文<sup>1)2)</sup>の内容を基に解説したものであり、従って地盤震動分野の研究的色彩の強い内容となっていることをあらかじめお断りしておきたい。

ここで、スペクトルインバージョンという難しいことをしているように誤解される向きもあろうが、実際の手続きは加速度などの距離減衰曲線を求める際によく用いられる回帰手法<sup>3)4)</sup>と基本的には同じである。距離減衰のための回帰に関しては、観測データの偏りによる距離係数のゆがみの問題<sup>3)</sup>が指摘されて以来、マグニチュードMと距離Xに対して重回帰するのではなく、いわゆる二段階回帰が主流となった。そのうちの一段階目がスペクトルインバージョンと同じ形となっている。距離減衰式と違うのはターゲットが各周波数のフーリエスペクトルであるという点である。なお同じことは応答スペクトルに対しても可能であり、その場合には応答スペクトルで見た相対サイト増幅特性と減衰特性・震源特性が得られる<sup>5)6)</sup>が、応答スペクトルの震源特性が何を意味するかなど物理的な意味が不明確という問題がある。フーリエスペクトルで分離解析をした場合には得られた震源特性はそのまま震源スペクトル(モーメント密度関数)と解釈でき、またサイト特性も理論的増幅率と1対1に対応するというメリットがある。また分離された各パラメータを再合

成することにより、中小地震相当の統計的フーリエスペクトルが得られるので、それと経時特性を組み合わせることで統計的グリーン関数を容易に生成することができる<sup>例えば7)</sup>。

以下では、まずスペクトルインバージョンの概要について解説し、次にそれから得られたサイト特性の統計的性質について得られた結果を紹介する。最後に十勝沖地震の際に得られた大加速度記録における非線形サイト特性について考察する。

### 2. 強震記録のスペクトルインバージョンの概要

#### 2.1 拘束条件

スペクトルの分離解析では拘束条件が1つ必要となるので、分離に先立ちKiK-netのGL-200mのボアホール観測データを利用して地盤の影響を剥ぎ取った。事前解析により基準観測点はYMGH01(防府)とした。この観測点はPS検層により表層のS波速度が1,000m/sec、すぐ下に2,100m/secの層、さらにその下には3,100m/secの層があることが分かっており、硬質岩盤サイトである。PS検層値と実際の値は必ずしも一致しないことが多いので、地中・地表記録のスペクトル比より正確な地盤構造を同定した。線形を仮定できる小加速度記録から、S波の初動以降を5秒切り出し、地表・地中のスペクトル比を求めた。位相はクロススペクトルの位相を用いた。振幅と位相の両方の残差の和が最小となるように遺伝的アルゴリズム<sup>8)</sup>で同定した結果、両者をよく一致させられる構造が同定できた。その構造は最下層でS波速度が約3,400m/secとなった。このときの補正係数は15Hz以下では1.5もしくはそれ以下となっている。

#### 2.2 利用したデータ

解析対象としたデータとしては、1996年8月から2002年6月までのK-NET・KiK-net・気象庁95型観測網のデータから、気象庁マグニチュードM $\geq$ 4.5、震源距離X $\leq$ 200km、震源深さh $\leq$ 60km、最大加速度 $\leq$ 200gal、観測地点数 $\geq$ 3という条件で地震および地点を選んだ。その結果、K-NET観測点(913地点)、KiK-net観測点(468地点)、JMA観測点(319地点)の計1,700地点で観測された地震波を用いるこ

\* 九州大学大学院人間環境学研究院 教授・工博

Professor, Faculty of Human-Environment Studies, Kyushu Univ., Dr. Eng.

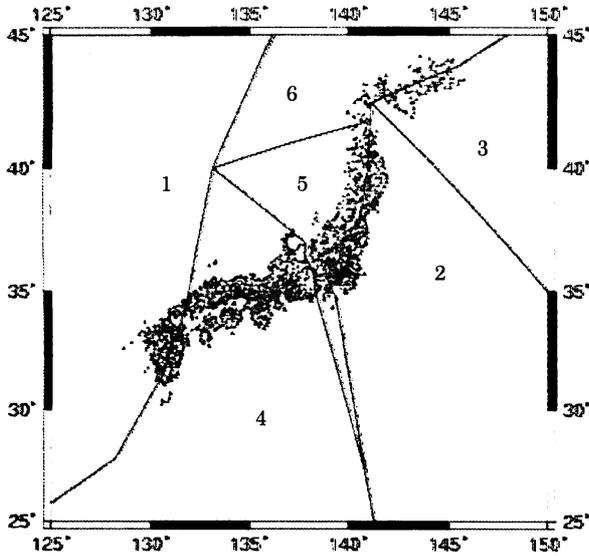


図1 観測点位置と地域区分

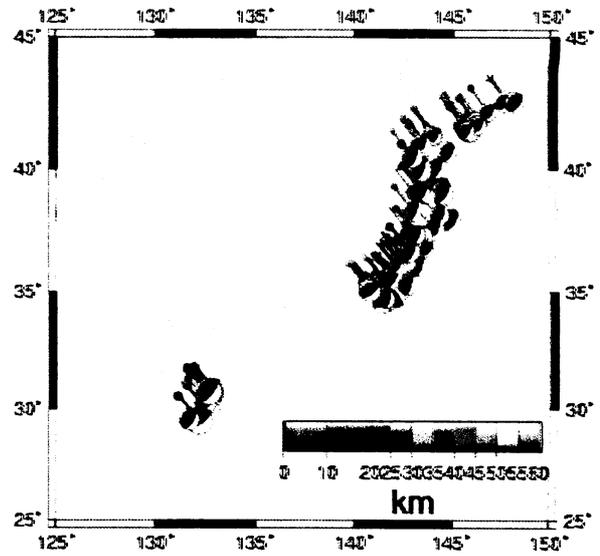


図2 海溝性プレート間地震の震央とメカニズム、震源深さ

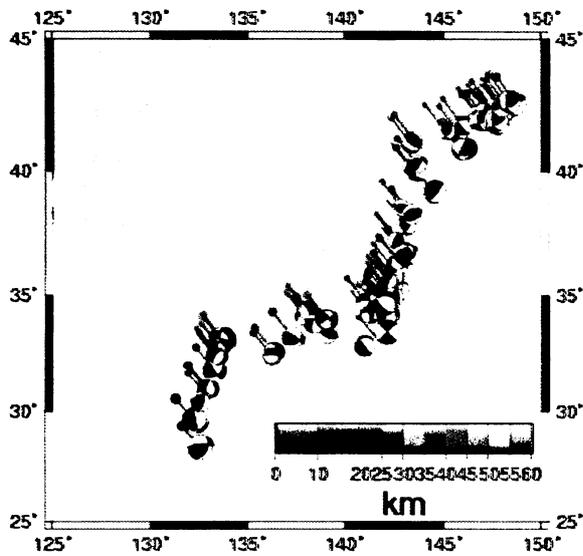


図3 海溝性プレート内地震の震央とメカニズム、震源深さ

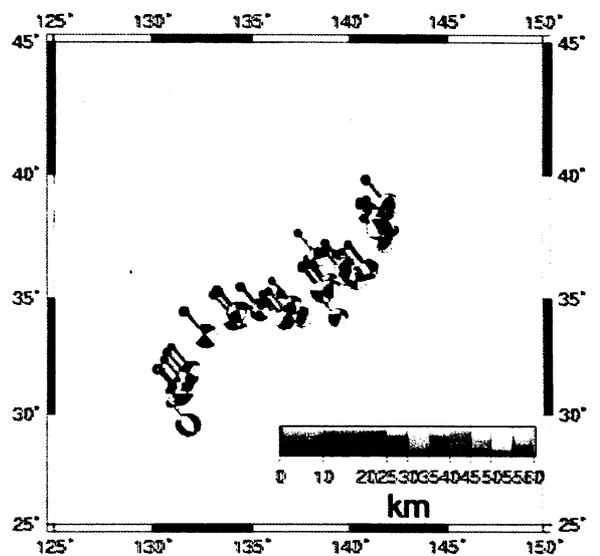


図4 内陸地震の震央とメカニズム、震源深さ

ととなった。地震数は228地震、データ総数は約15,800地震・地点で各3成分の地表記録を(水平2成分はrms振幅として)解析に用いた。なお、その後十勝沖地震の本震および余震を追加して再解析しているが、その地震数は33地震、追加データは約2,000地震・地点である。

データはまず、日本の平均的走時を用いて、S波初動以降を気象庁マグニチュードに応じた時間区間( $M_{jma} \leq 6$ で5秒、 $6 < M_{jma} \leq 7$ で10秒、 $7 < M_{jma}$ で15秒)で切り出し、前後に2秒のコサインテーパをつけた。0.3Hzから20Hzのフーリエスペクトル  $F_{ij}$  を次のようにモデル化した。

$$\log F_{ij} = \log S_i - n_{l(i)} \log X_{ij} + \sum_k b_{l(i)k} X_{ijk} + \log G_j \quad (1)$$

$$X_{ij} = \sum_k X_{ijk} \quad (2)$$

ここで  $i$  は地震、 $j$  は観測点を意味し、 $l(i)$  は地震タイプを表している。 $S_i$  は震源特性、 $G_j$  はサイト特性である。また  $b$  は内部減衰+散乱減衰を表す項、 $n$  は幾何減衰を表す項であり、本論文では震源距離100km以内では実体波が卓越すると仮定して  $n=1$  とし、100km以遠でのみ  $n$  を同定した。減衰項  $b$  は全国を図1に示した6地域に分割し、地震のタイプとしては海溝性のプレート間地震(図2)、海溝性のプレート内地震(図3)、内陸地震(図4)の3タイプに分類した。

### 2.3 サイト特性を用いた速度構造同定

次に、スペクトルインバージョンで得られたフーリエスペクトルのサイト特性を用いて、PS検層が実施されている地盤構造より深い構造を、その層厚とS波速度を未知数に、サイト特性と1次元重複反射理論より求める増幅特性が適合するように、遺伝的アルゴリズム(GA)で同定した。ここでは地震基盤とPS検層の最下層との間に3層あるものと仮定し、その層厚とS波速度、およびPS検層の最下層

の層厚を同定する。この同定の際、K-NET・KiK-netの浅い部分のPS検層値はこれを信用してそのまま用いる。ここでJMA観測点ではPS検層のデータがないため同定の対象からはずした。ターゲットは観測振幅(分離したサイト特性)と計算振幅(一次元理論増幅率)の残差自乗和を最小化することである。なお減衰は速度とのトレードオフが危惧されたので今回は同定パラメーターとはせず、 $Q_i=19.05f^{0.52}$ で全層同一とした。

図5には分離で求めたサイト特性と同定で求めた理論増幅特性、およびPS検層された層までの地盤モデルの増幅特性を比較して示す。図から同定によって観測サイト特性がよく説明できること、表層のみのモデルでは高振動数域のピーク振動数は表現できないものの、そのピークレベルは過小評価となり、それよりも低い振動数域のピークはまったく表現できないことがわかる。

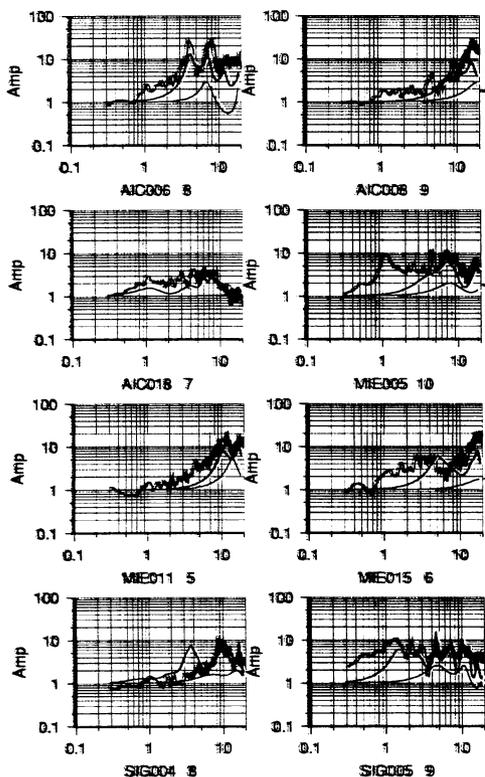


図5 分離で求めたサイト特性と表層構造だけの理論増幅率、及び同定した地震基盤から上の構造の理論増幅率の比較

後で示すように、独自に設定したクライテリアに従って判定したところ、K-NETとKiK-netの観測点1,381点中404点のサイトで良好な地盤構造の同定結果が得られた。このうち279点がK-NET観測点である。多くの観測点ではあまり深い構造は必要とされておらず、浅い(500m以浅の)部分に地震基盤に近いS波速度2km/sec以上の層が来ていることが多い。しかし中には基盤までかなり深い構造が得られている地点もある。ただし、今回の解析周波数範囲が0.3Hzからとなっているので、1km以上の盆地構造を正確に推定することはそもそも困難であり、深い盆地については別途、より長周期のサイト特性を用いて推定する必要がある。

得られた地盤構造による理論増幅特性と観測サイト特性との残差を周波数別に求めると図6となる。ここで太灰線は最終結果の全地

点の対数残差の平均値、細黒線はPS検層で得られている地盤を用いた場合の残差平均値である。両者の差がGAによる合致度改善を表している。この図から同定の結果、残差は平均で約倍/半分に収まっていることがわかる。

以下の解析のために、1,381点から客観的なクライテリアで一次元の理論S波増幅によってサイト特性を良く説明できた観測点を抽出する。尺度として二つ考える。一つは両者の一致度を表す全残差の平均値 $\sigma$ である。もう一つは両者の周波数軸上での相関を表す相関係数 $\rho$ である。前者が小さければ後者は小さいかというとは必ずしもそうとはいえない。というのは、ピーク(あるいはディップ)のレベルが大きくない場合、前者は小さくなるが、その出現周波数がずれていると後者は小さくならないからである。横軸に相関係数をとり、縦軸に対数残差をとって図化したのが図7である。目視による再現性チェックとあわせ検討した結果、相関係数が0.5以上あり、かつ対数残差平均値が0.4以下のサイトを良好な地下構造の得られたサイト(Aランク)として選択し、それを対象に、以下に示す地動の最大値指標と地下構造との関係に着目した検討を行なうこととした。結果としてAランク地点は404地点あった。この404地点を対象に以下の分析を行う。なお404地点以外に残りの2/3以上は概ね良好な点で、一致度のよくない地点は全体の1/4であった。

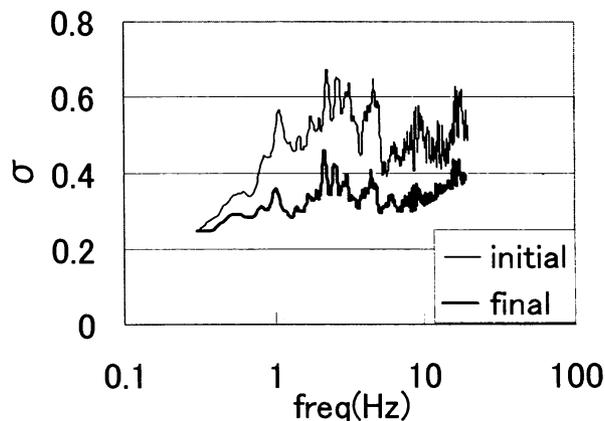


図6 全地点の同定前と後の全対数残差平均値

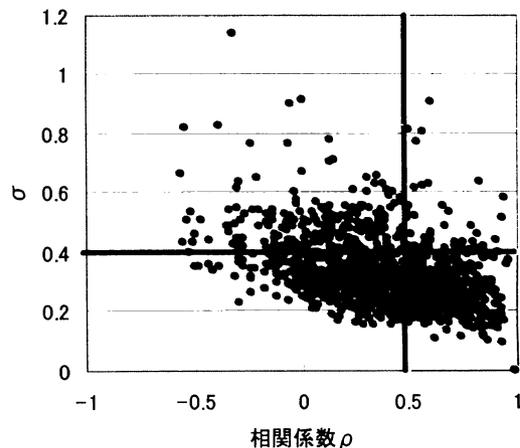


図7 全地点の相関係数 $\rho$ と総対数残差 $\sigma$

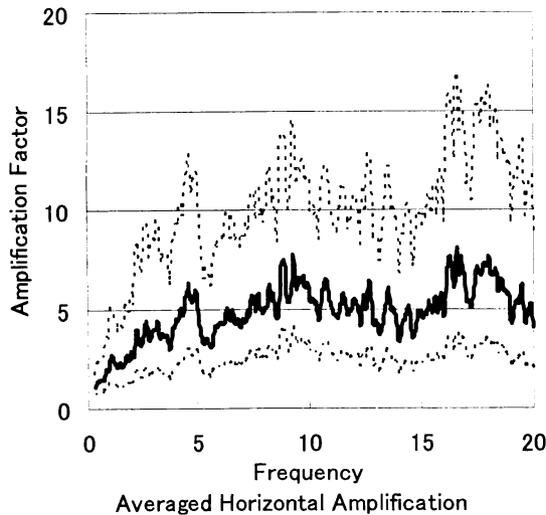


図8 404地点の平均サイト特性及び±標準偏差

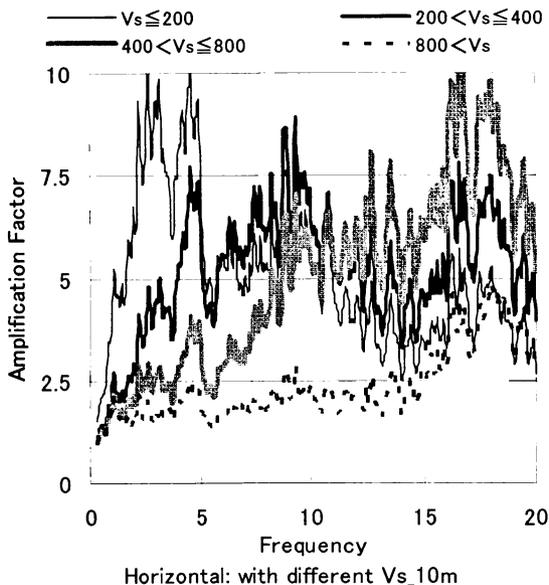


図9 平均S波速度Vs\_10mで分類して平均したサイト特性

### 3. サイト特性の平均的性状

ここでは得られた404地点のサイト特性の平均的な性状について整理する。まず全404地点の平均サイト特性と標準偏差を求め図8にプロットした。平均で約5倍の増幅があること、低振動数から5Hzまでほぼ直線的に増加することがわかる。これを地盤の平均S波速度で分類して図化するると図9・図10のようになる。ここで図9は平均値として深さ10mまでの平均値Vs\_10mを使って分類したもの、図10は同じく深さ30mまでの平均値Vs\_30mを使って分類したものである。この図から、10mまでの平均S波速度で分類すると、その値に応じてサイト特性がシステムティックに変化し、きれいに違いが見出されることがわかる。すなわちVs\_10mが200m/sec以下のサイトは最大ピークが2.5Hzであるのに対し、Vs\_10mが200~400m/secでは5Hzに、400~800m/secでは10Hzに、800m/sec以上では18Hzに生じており、地盤が硬くなる効果がサイト増幅率に期待通りに生じている。これに対してVs\_30mを用いた場合には400m/sec以下と400~600m/sec、600m/sec~800m/secの3クラスの平均増幅特性にはほとんど差がなく、800m/sec以上の場合でもVs\_10mを用いた場

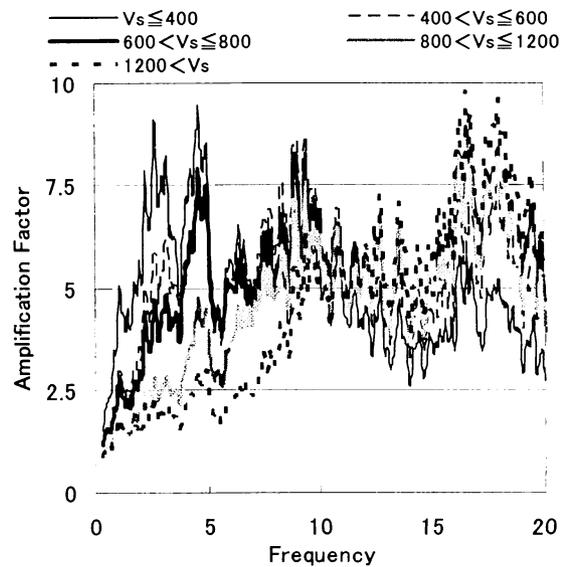


図10 平均S波速度Vs\_30mで分類して平均したサイト特性

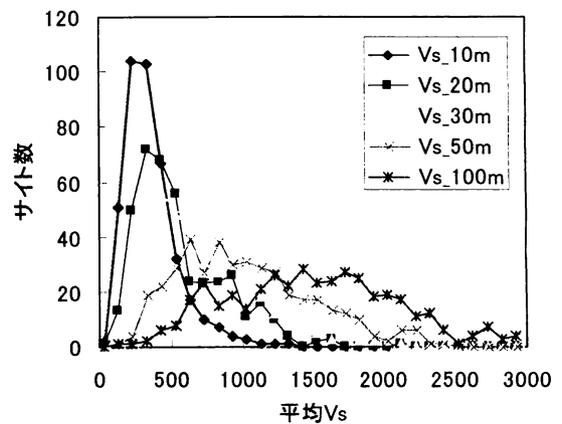


図11 平均S波速度(m/sec)別サイト数頻度分布

合のように明瞭な高振動数化の傾向が見出し難い結果となっている。なおVs\_10mのレンジとVs\_30mのレンジとは概ね2倍程度で結果が対応するように見える。実際、Vs\_10mとVs\_30mの関係を回帰するとほぼ1:2の関係が見出せる。ちなみに今回用いているデータセットの平均S波速度別頻度分布は図11のようになっている。Vs\_10mで見ると200m/secから400m/sec、Vs\_30mで見ると400m/secから700m/secに最頻値がきている。図8の全地点の平均サイト特性が図9のVs\_10m=200~400m/secあるいは図10の400~800m/secのサイト特性と相似なのはこの頻度分布を反映したものといえよう。

図9に見られるような表層10mの平均S波速度が200m/sec以下の軟弱地盤におけるサイト増幅率の平均値は2.5Hzで約10倍となっている。これはかなり大きいように思えるがこの増幅率は地震基盤の露頭部に対する増幅率であることに注意する必要がある。図9の工学的基盤に相当すると考えられるVs\_10mで400~800m/secのカテゴリの平均増幅率が2.5Hzで2.5倍あることから、工学的基盤からの増幅率は約4倍となる。図12には400~800m/secのカテゴリの平均増幅率に対する他のカテゴリの平均増幅率を示す。図からVs\_10mが200m/sec以下のカテゴリでは2Hzで3倍、3Hzで3.6倍の相対的な増幅があることがわかる。平均像としてS波速度を150m/secとし、

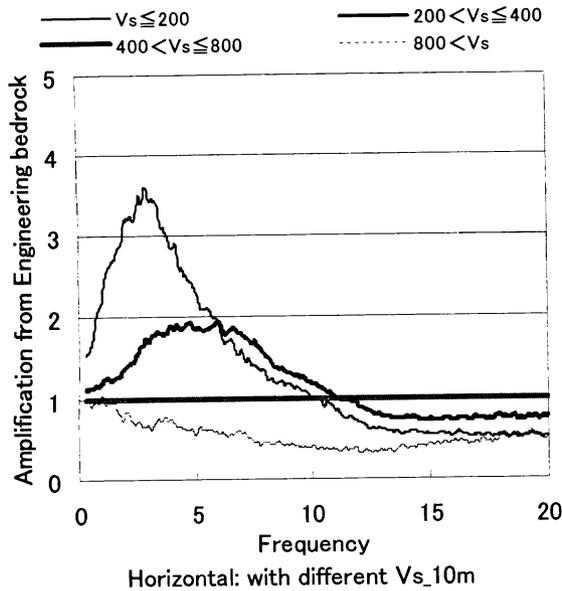


図12 工学的基盤相当(400m/s < Vs\_10m ≤ 800m/s)のカテゴリの増幅率に対する他のカテゴリの相対増幅率

その直下の層を 400m/sec とすればインピーダンスコントラストは密度の影響を 1.33 倍見込めば 3.6 倍となり、この増幅が説明できる。その時ピーク振動数が 3Hz であることから、平均 Vs が 150m/sec の表層は 12.5m の層厚ということになる。なお、各カテゴリ内のばらつきはほとんど変わらず、図 8 に示した全体のばらつきとほぼ同様に倍/半分よりは若干小さい値となっている。

以上は水平動のサイト特性であったが、上下動についても同様の分離解析を行っているので、その結果を紹介する。ただし、基準観測点は同じで成分も水平成分の rms 振幅なので、得られる各地点の上下動サイト特性は地震基盤上の水平動に対する相対増幅率となる。しかし、結果として基準観測点の水平・上下比はほとんど 1 なので、上下動に対する上下動の増幅率とみなすこともできる(なお S の初動から切り出しているため上下動成分に P 波部分の寄与は含まれて

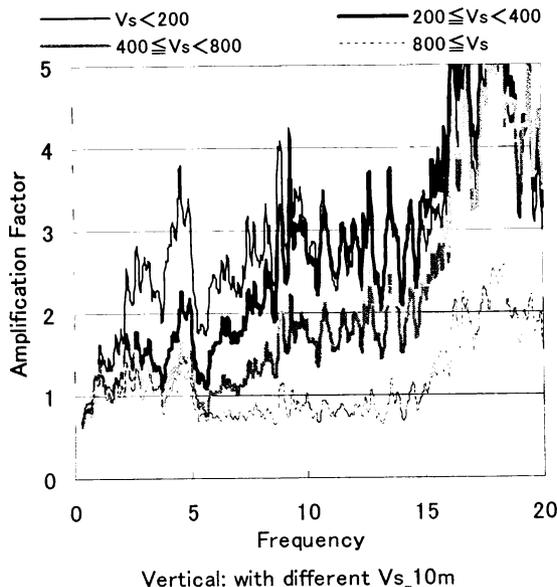


図13 上下動の基盤での水平動に対する増幅率の Vs\_10m 別平均値

いない)。図 13 には Vs\_10m で分類したカテゴリ別平均上下動サイト特性を示す。Vs\_10m ≤ 200m/sec の場合、水平動と同じような 2.5Hz と 5Hz でピークを示すがそのレベルは 2.5 倍あるいは 4 倍弱で、水平動の半分以下となっている。Vs\_10m が大きいサイトでは高振動数での増幅が顕著である。この図から、Vs\_10m が 800m/sec 以上の岩盤並みのサイト(の 16Hz 以下の範囲)以外は上下動の増幅は無視できるほど小さいとは言えず、地震動の水平・上下比をもってサイト特性と看做すと過小評価となる危険性が高いことがわかる。

#### 4. サイト増幅特性と平均 S 波速度の関係

次に、同定で良好と判定されたサイトの平均 S 波速度とサイト特性との関係について分析する。文献<sup>2)</sup>では、平均 S 波速度の求め方として、すでに用いた地表から深さ xx m までの層の平均 S 波速度を求める単純な方法(Vs\_x0m と表す)以外に、より物理的な求め方を考えている。すなわち、ある振動数閾値 nHz 以下に一次共振振動数があり、そのうち最もインピーダンス比が大きい(よってピークレベルが大きい)層までの平均を求めるものである。これを Vs\_nHz と表している。この場合の層厚はサイトごとに異なることになる。しかし、この平均化を用いても必ずしも相関性は向上しなかったため、興味のある方は文献<sup>2)</sup>を参照いただくこととし本報告では割愛する。

ここで相関を考える際のターゲットのサイト特性は全周波数では多すぎるのと変動が激しすぎるので 1/3 オクターブバンドで平均したものをを用いる。そのバンドは中心周波数で表記する。

図 14 には Vs\_10m と 1/3 オクターブバンドで平均したスペクトルのサイト特性との相関関係を示す。図中の直線は累乗の回帰直線で、その関係式と R2 値を左下に示した。代表として 2.0 Hz と 5.0 Hz の 2 バンドの結果を例として示す。Vs\_10m の場合、2.0Hz でも 5Hz でもかなり良好な相関が得られていることがわかる。

図 15 にはこうした解析を異なる平均化層厚に対して実施し、その結果得られた各周波数帯域でサイト特性を最もよく表現する層厚を

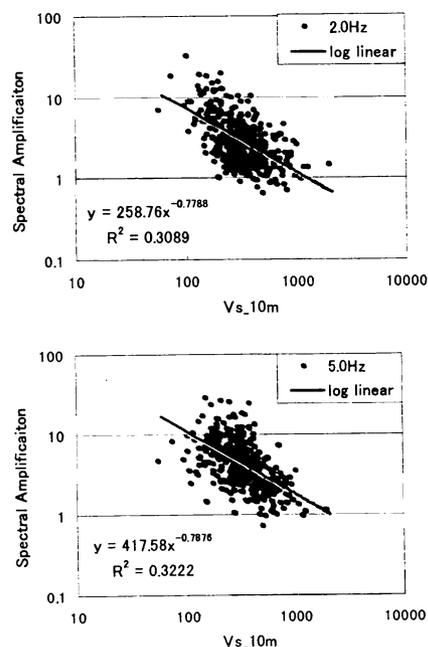


図14 Vs\_10m と 1/3 オクターブバンド平均サイト特性の関係

▲ VS\_5m Vs\_10m ■ Vs\_20m ◆ Vs\_100m

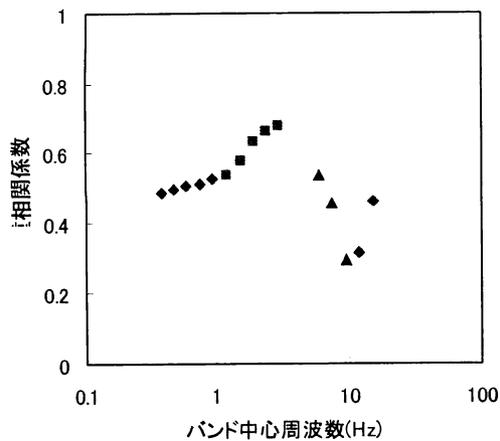


図 15 周波数バンドごとの最適平均化層厚

図示した。1.25Hz から 5Hz までの広い振動数範囲で Vs\_10m と Vs\_20m がサイト特性を最もよく説明できている。なお 10Hz 以上で Vs\_100m が最大相関となっているがこれは逆相関を表しており、深い部分で速度が大きいほど表層とのインピーダンスコントラストが大きく、増幅が大きくなるということを表している。

以上の結果から、一般構造物の弾性時固有振動数が存在している周波数帯域におけるサイト増幅特性は比較的浅い表層の地盤の性質で第一義的には説明できることがわかった。文献<sup>2)</sup>ではこの他に、地震動の最大値指標である最大加速度・最大速度および計測震度計算用フィルター加速度のサイト倍率と平均 Vs、およびオクターブバンドの平均サイト特性を比較しており、最大速度のサイト特性は 2.5Hz バンドのサイト特性と最も相関が高く、その倍率の評価においても Vs\_10m で十分であるという知見を得ている。

### 5. 十勝沖地震の本震と余震を用いた検討

最後に、2003 年 9 月 26 日に発生した十勝沖地震の本震と余震の観測記録を先のデータベースに加え、同様の分離解析を行った。その際、最大加速度が 200Gal を超える観測地点のデータについては最初のインバージョンには含めず、まず震源スペクトルが得られてから改めてそれらのデータを 1 地点 1 観測波 (実際には水平は rms、上下は 1 成分として) のデータとして加え、他の観測点から求められる統計的基盤スペクトルに対する比を求めることにより、サイト特性における地盤の非線形性の程度について議論できるようにした。ただしこの際、震源特性と伝播経路特性は、この大加速度記録を観測した地点においてもその周辺の最大加速度値が 200Gal 以下の観測点から決められたものと同じでよいと仮定していることになることに注意が必要である。もし例えばディレクティブティのようなある地域に特異な傾向を与える効果が存在していれば、その特性はこの非線形サイト特性の一部として混在したまま評価されることになる。

追加した地震の諸元を表 1 に示す。最大余震は 9 月 26 日 6 時 8 分の M7.1 の地震である。これらの地震の F-net の CMT 解を図 16 に示す。図から、余震はすべりの大きかった部分避けて分布していることがわかる。また図 2 に示した 2002 年 6 月までの 228 地震の分

表 1 解析に用いた十勝沖地震の本震と余震の諸元

発生日時	緯度	経度	深さ (km)	Mj
200309260450	41.776	144.082	45	8.0
200309260510	41.762	143.793	29	5.8
200309260557	41.702	143.793	40	5.6
200309260602	41.749	144.403	31	5.5
200309260608	41.707	143.695	21	7.1
200309260720	42.057	143.734	41	5.2
200309261135	41.967	144.563	39	5.8
200309261229	41.696	143.865	46	5.2
200309261251	42.184	144.808	28	5.2
200309261527	42.186	144.780	27	6.1
200309270538	42.023	144.732	34	6.0
200309271706	42.733	144.346	59	5.2
200309280723	42.188	142.973	51	5.2
200309280923	42.265	143.324	43	5.0
200309281318	42.601	144.816	48	5.5
200309290151	41.874	145.537	19	5.5
200309290559	42.025	144.951	28	5.2
200309290629	42.165	144.850	27	5.0
200309291137	42.357	144.557	43	6.5
200309300824	41.986	144.992	32	5.0
200310020123	42.056	144.557	38	5.2
200310070426	42.238	144.745	28	5.6
200310080241	42.506	144.805	47	5.2
200310081807	42.563	144.674	51	6.4
200310082232	42.267	144.806	28	5.7
200310090815	42.250	144.764	28	5.9
200310102158	42.097	144.915	26	5.1
200310110909	41.861	144.444	28	6.1
200310120326	41.757	143.825	48	5.5
200310142139	41.695	144.320	26	5.3
200312032311	42.391	144.818	35	5.6
200312221747	42.331	144.696	34	5.7
200312291031	42.417	144.760	39	6.0

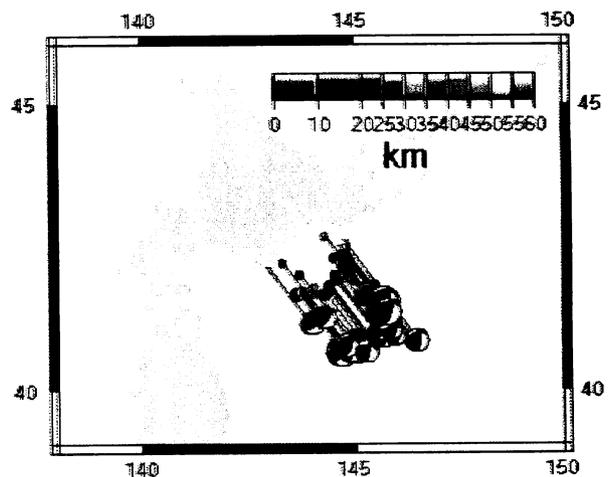


図 16 解析に用いた十勝沖地震の本震・余震のメカニズム解

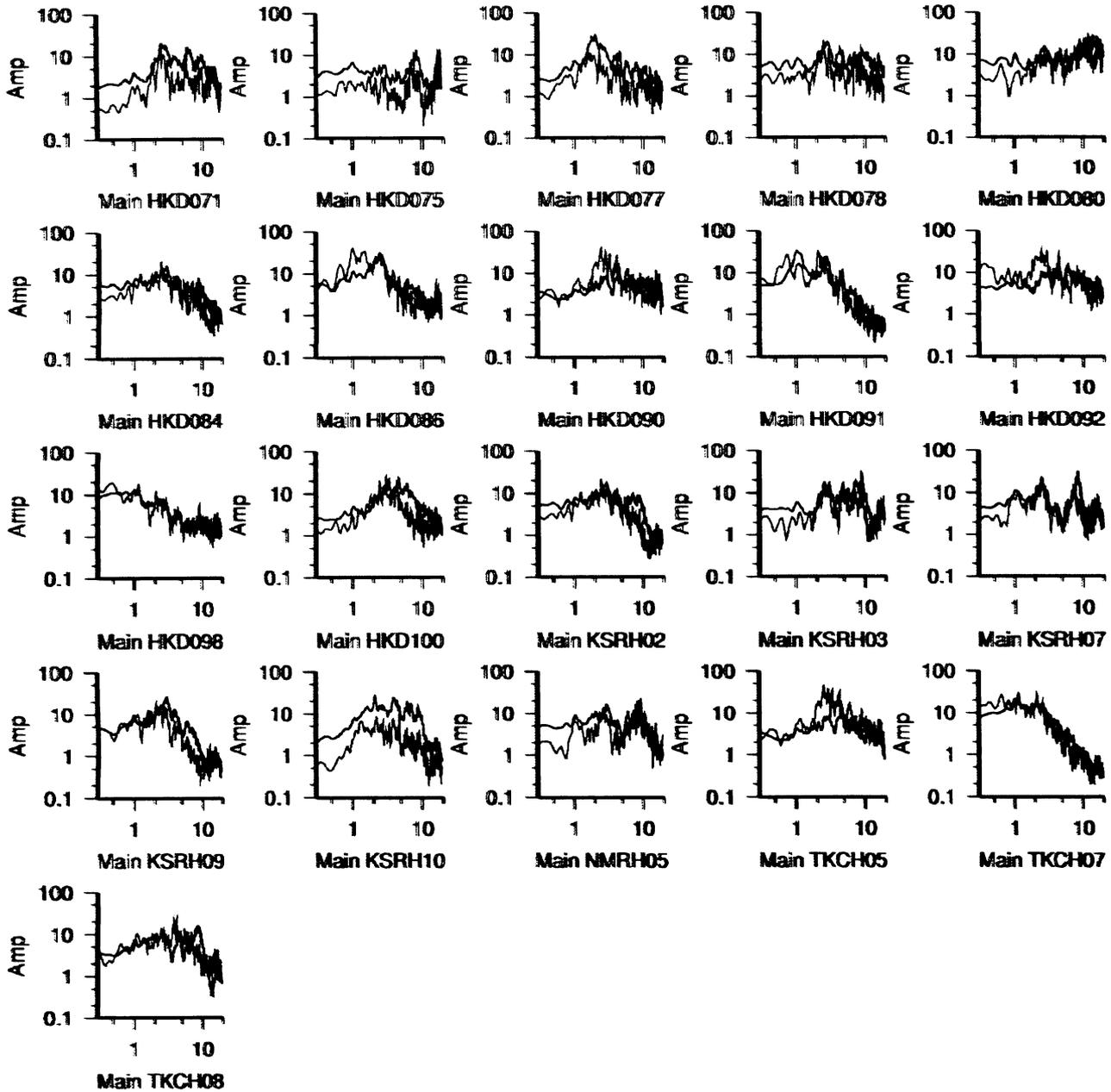


図17 本震の200Gal以上の記録から残差として求めたサイト特性と他の地震の200Gal以下の記録から求めた平均サイト特性の比較

布と比べると、本震の震源域は空白を埋める場所に位置することがわかる。

以上のデータを追加した全データに対してスペクトル分離解析を再実施した。得られたこれまでの地震の震源スペクトルや減衰特性、サイト特性はほとんど変化がなかった。唯一北海道の火山フロントよりも背弧側では、それまで観測データ不足により低振動数域で安定したQ値が得られていなかったが、十勝沖地震の観測データを加えることで不安定となる振動数が格段に減少した。再解析で得られたサイト特性とこれまで得ていたサイト特性を比較すると、観測データ数が1~2点と少なかった一部の観測点以外では両者はよく一致した。

十勝沖地震の本震および最大余震では最大加速度で200Gal以上の記録が多数観測されているが、200Gal以下の観測記録を用いて震源特性と伝播経路特性が定まったので、これで統計的基盤スペクトルを求めることができる。その推定基盤スペクトルに対する観測スペクトルの残差(比)を個々の地震波(水平はrms振幅)に対して求め、その個々の地震ごとのサイト特性を観測された200Gal以下のデータから求められた平均サイト特性と比較する。

図17には十勝沖地震の本震で観測された200Gal以上の個々の記録のサイト特性を全体の(弾性時)サイト特性と比較して示す。図で滑らかな線は200Gal以下の観測記録から求めた平均サイト特性(弾性時)、ギザギザした線は本震のサイト特性である。全周波数にわた

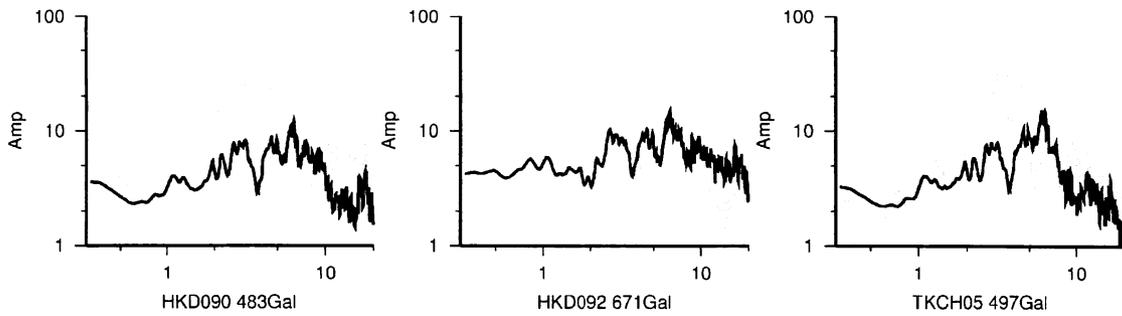


図 18 強震時のサイト特性(灰色)のピークレベルが弱震時のそれ(実線)を上回る例

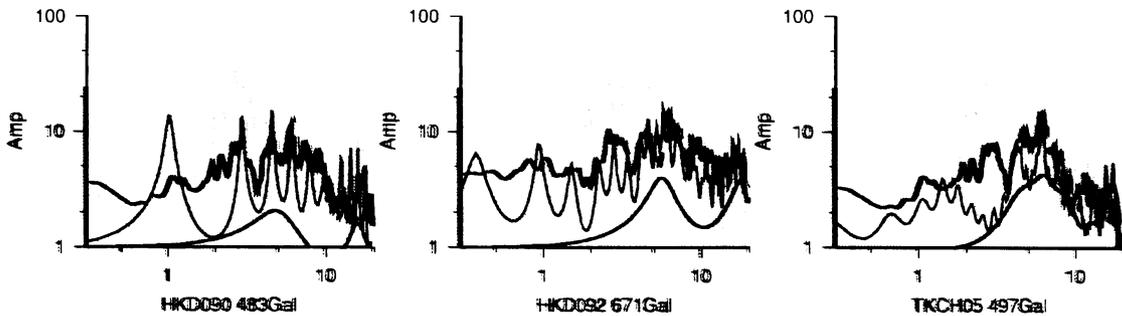


図 19 強震時のサイト特性(灰色)のピークレベルが弱震時のそれを上回る地点での、ボーリング情報のある表層だけの理論増幅特性と地震基盤から上の層を観測サイト特性に合うように逆算した地盤の理論増幅特性の比較

って同じ倍率でシフトしている観測点(HKD071, HKD077, KSHH10 など)は、サイトの非線形性による違いというよりも、アスペリティとの位置関係により距離補正が正しく行われていないことに起因している可能性が高い。これに対してピーク周波数のシフトが見られる観測点(HKD086, HKD091, HKD100 など)における弱震時と本震時の違いは地盤の非線形性に起因している可能性が高い。しかし、全体の印象としては、本震と弱震時の平均値との違いはそれほど大きくなく、あまり大きな非線形性は生じていないように見られる。

なかでも注目されるのは「ピーク振幅数は確かに低振動数側にシフトしているが、そのピークレベルは本震時の方が大きい」観測点が見つかったことである。具体的にはHKD090, HKD092, TKCH05の3地点で特にその傾向が顕著である。

そこでこれらの3地点の比較結果を詳細に見たのが図18である。この図で灰色の線が本震のサイト特性である。この図から確かにピーク周波数は本震時には低振動数側にシフトしているが、そのレベルは有意に増大していることがわかる。なお各地点で観測された本震の最大加速度の値をタイトルに記入した。これらの地点でのS波速度構造から得られる増幅特性と、こうした通常とは異なる非線形性との関係を見定めるため、図19にはK-NET・KiK-netのボーリング情報から得られる構造による一次元地盤モデルのS波の増幅特性(増幅率の小さい滑らかな線)およびGAで同定した<sup>3)</sup>地震基盤から上の地盤モデルによる増幅特性(増幅率の大きい線)を重ね書いて示す。ただし、同定したのはボーリング結果の最下層の層厚と、その層と地震基盤との間に仮定した3層のS波速度と層厚であり、ボーリン

グ情報のある表層部分についてはその情報を尊重している。

この図から、K-NET・KiK-netのボーリング情報だけの構造では観測記録のサイト特性を説明できないが、地震基盤から上の速度構造を考えればそれは概ね説明できること、しかし当然のことであるがその構造では本震時のサイト特性は説明できないことがわかる。これらの計算に用いた速度構造を図20に示しておく。ここで点線はボーリングの基底レベルである。

このように、大加速度入力時にピークが低振動数化するとともに振幅が増大するメカニズムとして考えられるのは、非線形化によって表層の剛性が低下するに伴って直下の工学的基盤とのインピーダンス比が小さくなり、それによってピーク振幅が増大する一方で、通常は平行してせん断歪みの増大によって内部減衰(履歴減衰)も増大するので振幅は減少するのであるが、このインピーダンスコントラストの効果を打ち消すほどには減衰が増大せず、結果としてインピーダンスコントラストの効果だけが表出したという可能性である。いずれにしてもこれまで、地盤の非線形性はピーク振幅数を低くし、同時にピーク振幅も低下させるので構造物にとっては歓迎すべきことと漠然と仮定されてきたが、このように実際にピーク振幅が増大するケースがあるとすると、それがどのようにして起こるのか、それを予測することはできるのかについて、今後さらに研究を深める必要がある。図20のS波速度構造を見てみると、これらの3地点はいずれも比較的硬質な層の上に薄い軟弱な表層が載った類似の構造をしており、それが原因の可能性もある。今後詳細な検討を実施していきたい。

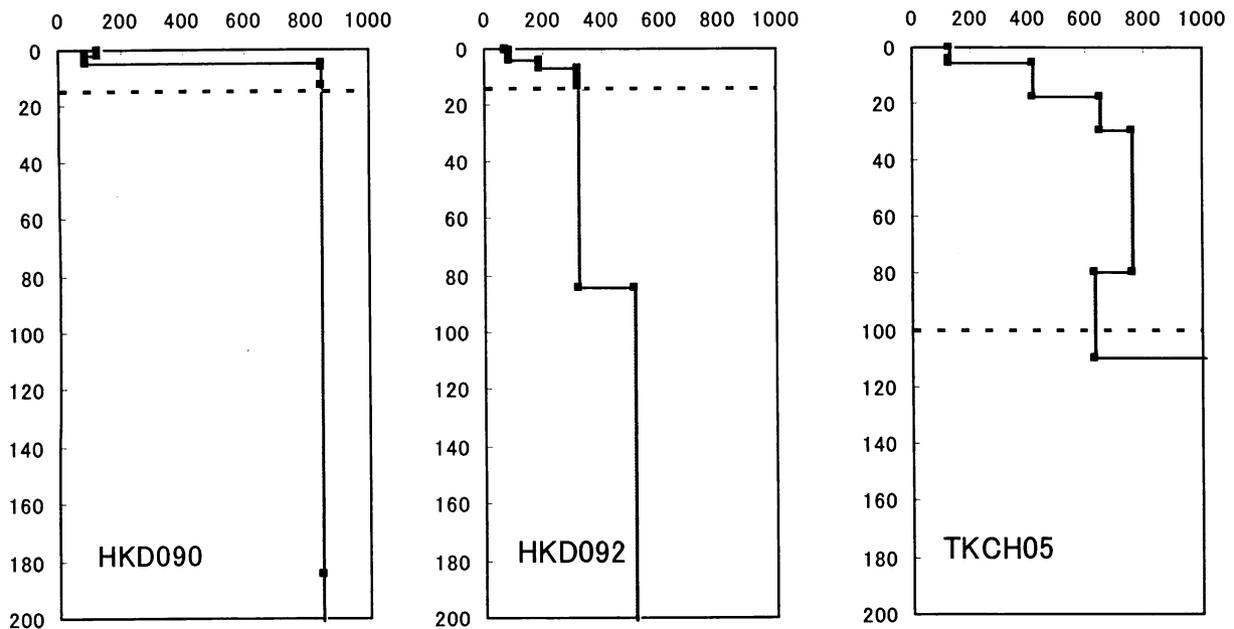


図 20 ポーリングによる構造(点線より上部)とサイト特性に合うように基盤から上の層構造として逆算した S 波速度

## 6. むすび

本報告では、多数の地震記録の統計的解析によって得られた平均サイト特性はどのような特徴を有しており、それは地盤構造とどのような関係にあるのか、について最新の研究成果をもとに解説した。サイト特性は地盤の平均 S 波速度が小さいほど、大きなピークを低い振動数にもつこと、その倍率はピークで約 10 倍となること、その説明には表層 10m の平均 S 波速度がよい指標であること、などが報告されている。さらに、2003 年十勝沖地震によって得られた本震および余震記録を用いて、まず震源特性と伝播経路特性を把握した上で、それから推定される基盤入射スペクトルに対する観測スペクトルの比を求め、非線形サイト特性を把握した。その結果、観測点によっては、ピーク周波数は低下しているものの、そのレベルが増大している観測点もあることがわかり、これは従来の考えからすれば危険側の現象なので、今後詳細に検討すべきであることを指摘した。

今回のスペクトルインバージョンによる検討結果では、表層地盤の情報が極めて重要であることが改めて明らかにされたという意味では、限界耐力計算法で工学的基盤からの表層増幅のみを評価していることにも一定の合理性があることを支持しているといえなくもないが、実際今回得られたサイト特性は地震基盤に対するものであり、絶対値を評価するという観点からは、工学的基盤から上の増幅は全体の約 6 割を占めてはいるもののサイト特性のすべてというにはほど遠く、深い地盤の評価の重要性を強調しておきたい。

## 謝辞

今回の解析に当たっては K-NET・KiK-net・気象庁震度計ネットの強震観測データおよび気象庁の一元化震源情報を利用させていただきました。ここに記して感謝の意を表します。なお、本研究の一部は文部科学省振興調整費

「地震災害軽減のための強震動予測マスターモデルに関する研究」(研究代表者：入倉孝次郎)および「大都市大震災軽減化特別プロジェクト I 地震動(強い揺れ)の予測」の研究資金によって実施しています。

## 参考文献

- 1) 川瀬博・松尾秀典：K-NET, KiK-Net, JMA 震度計観測網による強震動波形を用いた震源・パス・サイト各特性の分離解析, 日本地震工学会論文集, 第 4 巻, 第 1 号, 33-52, 2004. 2.
- 2) 川瀬博・松尾秀典：K-NET, KiK-Net, JMA 震度計観測網による強震記録から分離したサイト増幅特性と S 波速度構造との対応, 日本地震工学会論文集, 第 4 巻, 第 4 号, 126-145, 2004. 9.
- 3) Fukushima, Y. and T. Tanaka: A new attenuation relation for peak horizontal acceleration of strong earthquake ground motion in Japan, Bull. Seism. Soc. Am., 80, 757-783, 1990.
- 4) 司宏俊・翠川三郎：断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式, 日本建築学会構造系論文集, 523, 63-70, 1999.
- 5) 福島美光・翠川三郎：岩盤における観測記録に基づく Mw2 項を考慮した地震動応答スペクトルの予測式, 日本建築学会構造系論文報告集, 447, 39-49, 1993.
- 6) 安中正・山崎文雄・片平冬樹：気象庁 87 型強震計記録を用いた最大地動及び応答スペクトル推定式の提案, 第 24 回地震工学研究発表会, 161-164, 1997.
- 7) 伊藤茂郎・久原寛之・川瀬博：K-Net データから抽出した地震動の統計的性質とそれを用いた波形合成用グリーン関数の生成, 日本建築学会構造系論文集, 第 543 号, 34-41, 2001. 5.
- 8) 石田良平・村瀬治比古・小山修平：パソコンで学ぶ遺伝的アルゴ

リズムの基礎と応用, 森北出版, 1997. 7.

# 土の非線形特性に起因する強震時の地盤増幅特性

## GROUND MOTION AMPLIFICATION CHARACTERIZED BY NONLINEAR PROPERTIES OF SOIL MATERIALS

森 伸一郎\*

Shinichiro MORI

In recent years, it has become to be necessary for a designer of structures to consider an extremely strong ground motion as an input earthquake motion for the seismic design. Under such a strong ground motion, the response of ground is highly nonlinear. Accordingly, such situation highlights the importance of ground motion amplification characterized by nonlinear deformation properties of soils. In this paper, the author firstly provides the overview of current situation of tests to determine deformation properties of geomaterials, and discusses the future direction of the testing methodology. Secondly, the discussion reaches up to the nonlinear amplification of ground motion based on observational and analytical case studies classified into the cases of lower-than-0.1 % strain, the cases in which excess pore water pressure buildup was recognized and the maximum strain of soil might become 1 % order, and the cases of liquefaction or equivalent condition with over-1 % strain of soils in maximum. Finally, the strain ranges in which so-called equivalent linear method and nonlinear approach can be limitedly applied to site response analysis are shown.

### 1. はじめに

各種構造物の耐震設計を行う際には、建設される地盤上での設計用入力地震動を適切に評価することが求められる。そのためには、建設地点において想定される基盤入力地震動に対する表層地盤の地震応答を評価することが必要である。

一般には2段階（必要に応じてそれ以上の段階）の限界状態に対して性能照査がなされる設計体系が主流となっている。使用限界状態を照査するための設計地震動はレベル1地震動と呼ばれ、供用中に少なくとも1度以上は経験するような強さの地震動である。また、終局限界状態を照査するための設計地震動は、レベル2地震動と呼ばれる。建築基準法の限界耐力計算における安全限界状態を評価するための地震動もしくは超高層建築物の構造計算に用いる極めて稀な地震動はこれに相当する。レベル1地震動でも地盤は非線形応答を呈すると考えられるが、レベル2地震動のような極めて大きな振幅の地震動に対しては、地盤の地震応答は場合によっては地盤そのものが破壊するような強い非線形挙動になることが容易に想像できる。

このような耐震設計で考える必要のある強い地震動の下での表層地盤の応答予測を考えるという視点から、土の非線形特性とそれに特性づけられる地震動の地盤増幅に関して、事例研究を紹介し地盤震動研究の立場から現状と課題を述べ、最後に、非線形挙動のモデル化に関するコンセンサスについて触れる。

### 2. 土の変形特性とその取り扱い

#### 2.1 土の変形特性の試験

##### (1) 試験の背景と現状

土の変形特性として、せん断剛性  $G$ 、減衰定数  $h$ 、ポアソン比  $\nu$  がある。せん断剛性や減衰などは地盤のせん断ひずみ振幅に大きく依存するという非線形性（ひずみ依存性）を持っている。図-1にひずみに依存する土の特性の概要と室内試験・野外調査・地震応答解析の対応を示したものを<sup>1)</sup>を示す。地震時の地盤の非線形応答を対象にする場合には、せん断ひずみで  $10^{-4} \sim 10^{-1}$  程度（0.01～10%）が対象になるひずみの大きさと考えて良い。変形特性の試験で対象としているせん断ひずみは大きくても1%以下である<sup>2)</sup>。液状化問題ではさらに大きなひずみ

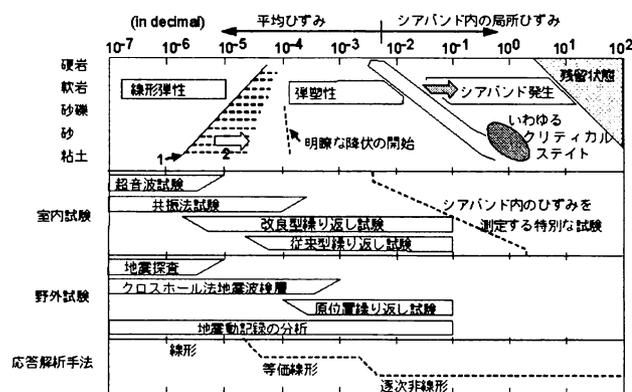


図-1 ひずみに依存する土の特性の概要と室内試験・野外調査・地震応答解析の対応<sup>1)</sup>

\*愛媛大学工学部環境建設工学科

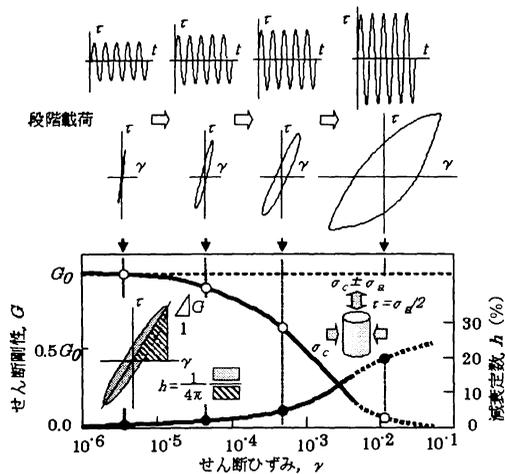


図-2 繰返し変形特性を求める試験の概念

まで対象になるが、振動によるひずみ振幅は10%程度までであろう。

現在では、変形特性を求められるための繰返し試験は、地盤工学会で規格<sup>2)</sup>が定められており、繰返し三軸試験(基準 JGS 0542)や繰返し中空ねじり試験(中空円筒供試体による繰返しねじり試験)(基準 JGS 0543)により求められる。

この試験は、せん断ひずみが $10^{-5}$ から $10^{-2}$ までの土の応力ひずみ関係を求める試験である。精度向上の努力をすれば $10^{-5}$ 以下でも測定できるが、努力しなければ $10^{-4}$ でも精度が保証できない場合があるので、試験結果の利用者は試験実施者の保証精度を確認する必要がある。図-2に試験の概念を示す。通常は0.05から0.2 Hz程度のゆっくりとした周期(载荷速度)で試験が行われる。

異なるひずみ振幅ごとに複数の供試体を使用する方法もあるが、一般に実務では1つの供試体に対して小さいひずみから徐々にひずみレベルを大きくするステージテストが行われる。 $10^{-3}$ 以上の大きなひずみ領域では载荷の履歴により履歴を受けない試験結果に比べて剛性が高めになり密実化の影響を受けていると考えられるが、供試体が異なることによるばらつきを避けることはできる。

## (2) 試験の整理法の問題

载荷波数の影響については、過去にも研究があるが、龍岡ら<sup>3)</sup>によれば、減衰定数は、5波目から300波目で2% ( $\gamma$ が $10^{-4}$ ) ~ 7% ( $\gamma$ が $10^{-3}$ ) 低下するとのことである。「地震波の有効な繰返し回数からみて、5~20波目あたりで整理するのがよいであろう」<sup>4)</sup>という判断から見て、10波目の値を採用しようとするこの試験法は、地盤の非線形挙動を等価線形的に扱うことを前提にした载荷と整理が考えられている。

中空ねじり試験機を用いて圧密非排水条件下でこの試験を行った例(森ら<sup>5)</sup>)を見る。相対密度が52~55%の豊浦砂であり、拘束圧は100kPaである。図-3に各ステージの1, 5, 11サイクルにおいて求められた $G$ を $G_0$ で

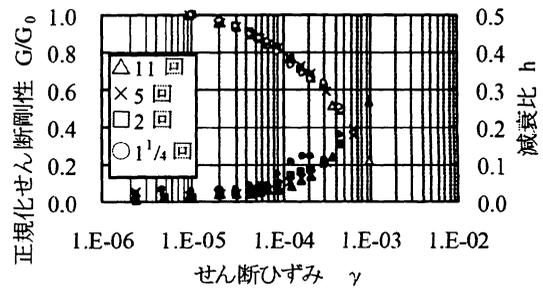


図-3 サイクルごとに求められる繰返し変形特性

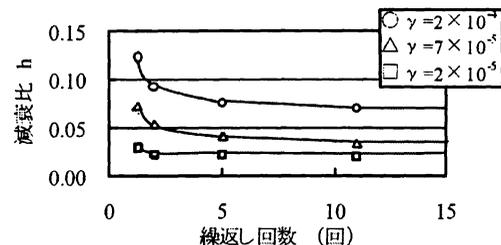


図-4 減衰定数  $h$  と繰返し回数の関係

正規化した正規化せん断剛性  $G/G_0$ ,  $h$  と  $\gamma$  の関係を示す。 $G/G_0$  は、ひずみで $2 \times 10^{-4}$  未満では、サイクル数に関係なく  $\gamma$  に対応する  $G/G_0$  はほぼ同じ値を示している。ひずみが $2 \times 10^{-4}$  以上になるとサイクル数が増加するに伴い、 $\gamma$  は増加し、 $G/G_0$  は低下しているが、 $\gamma$  に対応する  $G/G_0$  の変化は同じである。第1波で目標とするせん断ひずみが $10^{-4}$  のオーダーでも大きくなると、波数が増えるごとにひずみが伸び、履歴ループの形は逆S字となり、その形も大きく崩れ、波数に対応して履歴ループ形状で単調的な変化は示さなくなる。すなわち、減衰は一定の傾向は失せ、剛性と傾向が異なる。図-4に各せん断ひずみ  $\gamma$  に対する  $h$  と繰返し回数の関係を示す。これから、ステージテスト方式では繰返し回数が増えるに従って  $h$  は減少し、ある値に漸近すると考えられる。ひずみレベルで $1 \times 10^{-4}$  以上ではその傾向が顕著であり、龍岡らの結果と同程度である。

このように、特にひずみレベルの大きい範囲では繰返し回数の増加により特性値が異なるが、10波目の履歴ループから $G$ と $h$ を求めるとするのは、落ち着いた状態での値(漸近値)を求めているに過ぎない。「等価線形」に対応するのであれば最初の10波の平均に対応させても良いはずである。いずれにせよ、10波目に着目して特性値を求めるのは便宜上の取り扱いに過ぎない。繰返し回数の少ない(例えば1~2波の)大振幅の波に対しては決められた試験法による特性値は実態を反映していない可能性がある。

## (3) 排水条件に対する注意

一般に繰返し変形試験は非排水条件下で行われる場合が多いが、あるひずみ以上になると载荷に伴い過剰間隙水圧が発生蓄積される。したがって、各ステージでの載

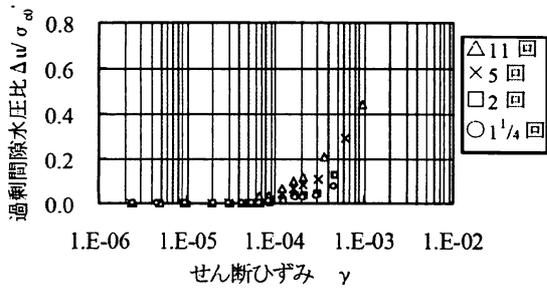


図-5 過剰間隙水圧比とせん断ひずみの関係

荷が終了するたびにコックを開けて排水状態にして過剰間隙水圧を抜いて、次のステージにおける载荷に備える。変形特性のユーザーである解析者はそのような情報に触れる機会が少ない。そこで、図-5に先に紹介した試験における各ステージの繰返し回数に対する過剰間隙水圧比と $\gamma$ の関係を示す。過剰間隙水圧は、せん断ひずみが約 $1 \times 10^{-4}$ 以上で発生し始め、また、それ以上になると、繰返し回数の増加に伴い過剰間隙水圧が増加する。過剰間隙水圧が発生し始めるひずみを臨界せん断ひずみと呼ばれ、土の種類にあまり依存しないようである。図-3で $10^{-3}$ までしか求められていないのは、それ以上のひずみになると、11サイクルの繰返し载荷の最中に過剰間隙水圧の上昇の結果、液状化するために剛性と減衰が求められないのである。したがって、非排水試験で求められることが多い繰返し試験の結果は、 $10^{-3}$ までである。

したがって、このように非排水条件で求められた繰返し変形特性は全応力解析（等価線形解析を含む）で用いられることを前提としていることに注意が必要がある。有効応力解析に用いるためには、排水条件での繰返し試験で変形特性を求める必要がある。あるいは、少なくとも非排水試験の結果を有効応力で整理し直す必要がある。

#### (4) 変形特性を求めるための新しい試み

前述のように、規格で決められた試験法によれば、せん断ひずみは $10^{-3}$  (0.1%)までである。試験法としての厳密性もさることながら実務からの要求に応えることも必要である。レベル2地震動に対しては1%かそれ以上のひずみが生じると考えられるので、そのような大ひずみ領域の物性が必要である。また、実務で利用されるためにはコストパフォーマンスの向上も見逃せない。そのような観点から、様々なチャレンジがなされている。

森ら<sup>5)</sup>は、1波単位で変形特性を評価することができるのであれば、一定振幅の繰返し試験ではなく、漸増波で载荷することが有利であるとの立場から、漸増波载荷による変形特性試験を実施している。図-6に载荷に用いた漸増波を例示するが、得られる結果を予想して、ひずみが徐々に大きくなるような包絡形状を予め考えている。図-7に漸増波载荷によって得られた変形特性のひずみ依存性を示す。 $3 \times 10^{-3}$ までの範囲で、図-3で得られたステージテストと同程度の精度で求められている。ただし、

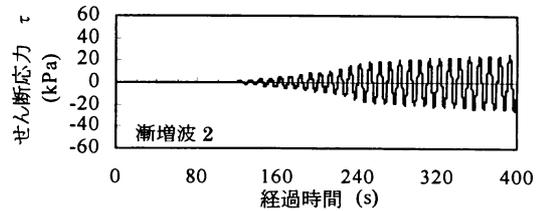


図-6 载荷に用いた漸増波の波形の例

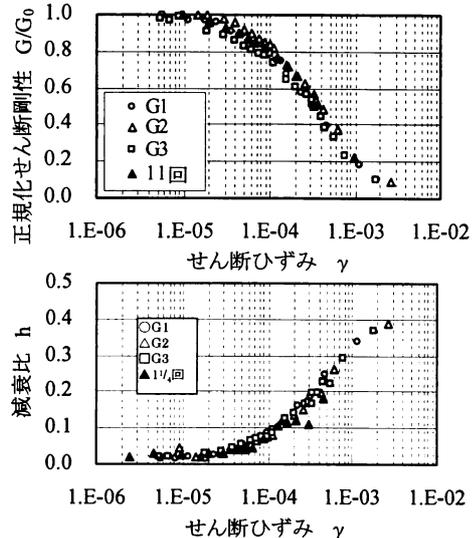


図-7 漸増波载荷とステージテストによる変形特性

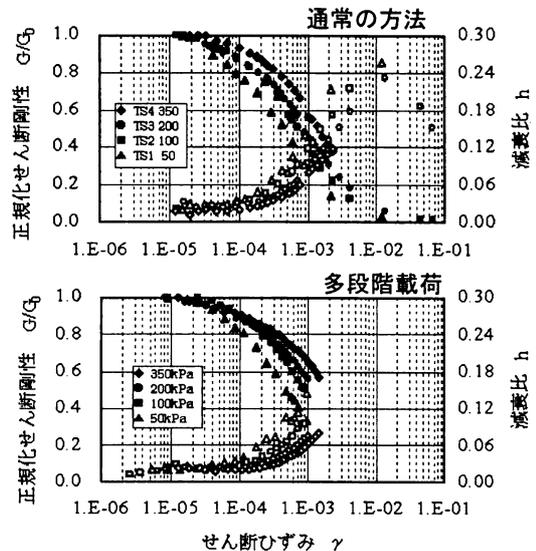


図-7 通常の方法と多段階载荷による変形特性

図-4に示したように減衰定数についてはひずみの大きいところではステージテストによるものに比べると大きめの評価となっている。今後解決すべき課題は残るが、実務的に有望な手法である可能性がある。

岡崎ら<sup>6)</sup>は、数少ない供試体でより多くの情報を抽出することを目的として、0.1%以下のひずみに着目した多段階拘束圧試験を提案している。豊浦砂と竹内シルトという異なる土質材料に適用して、その適用性を検討し、可能性を明らかにした。図-8に竹内シルトの複数供試体を用いた通常のステージテストと1つの供試体で多段階拘束圧試験による結果を示す。

## 2.2 土の繰返し変形特性の実験式とモデル

### (1) 変形特性の実験式

Iwasaki ら<sup>7)</sup>による豊浦砂のせん断剛性ひずみレベル依存性の実験結果とその実験式は、クリーンな砂を代表するものとしてこれまで我が国の耐震設計でよく利用されてきた。一方、実際の地盤ではクリーンな砂は稀であり、様々な土に対する繰返し変形特性の実験式も提唱されてきた。安田・山口<sup>8)</sup>は様々な地方の多様な土質からなる103の不攪乱試料による繰返し中空ねじり試験に基づいて、今津・福武<sup>9)</sup>は文献に発表されている既往の試験結果に基づいて実験式を求めた。粒径が粗いほど、小さなひずみで低下することやばらつきが大きいがわかる。試験データが無い場合に便利であるが、既往の試験の多くは、大きくても $3 \times 10^{-3}$ のひずみまでしか測定されておらず、そのひずみを越えてこの実験式を利用するには十分な注意を要する。いずれにせよ、これらの実験式はせん断ひずみ1%までが外捜利用の限度であろう。

改訂建築基準法では、平成12年建設省告示1457号別表に、砂質土と粘性土に分けてせん断ひずみに応じたせん断剛性の低減係数と減衰定数が与えられたが、剛性が低めに減衰は大きめに評価されることとなり、危険側の評価となる可能性があり今後の見直しが必要である<sup>10)</sup>。

### (2) 変形特性のモデル

等価線形解析の場合、剛性と減衰を別個に設定できるので、実測データや実験式を用いることが多い。実測データがない場合、非線形モデルを用いることになる。非線形解析の場合では、繰返し载荷に対して、処女载荷過程に対応する骨格曲線と除荷・再载荷過程に対応する履歴曲線を表現する必要がある。骨格曲線にはこれまで述べてきた動的変形特性の剛性のひずみ依存曲線のモデルとして、双曲線モデル<sup>11)</sup>や Ramberg-Osgood モデル<sup>12)</sup>がよく知られている。

### (3) 変形特性を求めるための繰返し試験の重要性

変形特性は、せん断剛性、減衰定数、ポアソン比であることを前に述べたが、一次元解析であればせん断波の鉛直入射の問題であるので、必要な物性はせん断剛性と減衰定数である。それで地盤応答が決まるのであるから、せん断剛性（あるいはせん断波速度）を求めるPS検層は動的解析に必須である。耐震設計で対象とする入力地震動はその振幅が大きいのでそれに応じたせん断剛性と減衰は重要である。したがって変形特性のひずみ依存性を求めるための繰返し試験は必須である。ひずみ依存性を求めて、そのまま実測値を使っても良いし、モデルのパラメタ設定の根拠にしても良い。双曲線モデルでは1つ、ROモデルではさらに2つのパラメタを変形特性のひずみ依存曲線に合うように決めればよい。

動的解析が必要な耐震設計である場合には、PS検層と変形特性試験は入力パラメタを決定するために当然必要

なのである。データ利用技術が未熟であったとしても必須のデータを科学的に獲得する努力を厭う理由にはなりえない。非線形解析は実用の域にきている。

## 2.3 地震観測に見られる非線形の地盤増幅

時松・翠川<sup>13)</sup>は、観測された地震動の加速度記録に基づき、卓越周期の変化から平均的なせん断剛性と減衰の変化を求め、地盤の等価線形応答解析より地盤のせん断ひずみを推定し、原位置での地震時の剛性と減衰のひずみ依存性を示した。図-9に強震記録の加速度フーリエスペクトルを示す。加速度の大きさが大きくなるにつれてピークが右にずれる（ピーク周期が延びる）のがわかる。図-10に地震記録より推定された正規化剛性のひずみ依存性（ $G-\gamma$ 関係）を示す。 $10^{-5}$ から $10^{-3}$ の間のひずみに対する剛性低下の様子が捉えられ、既往の室内試験の結果と大雑把に整合した結果となっている。

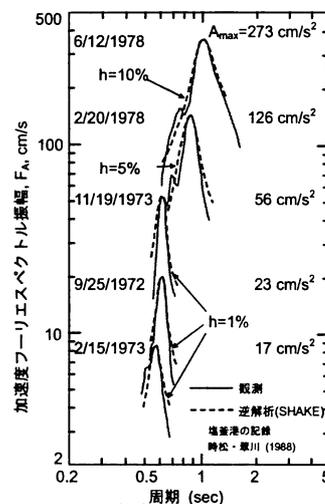


図-9 強震記録の加速度フーリエスペクトル<sup>13)</sup> 再描画

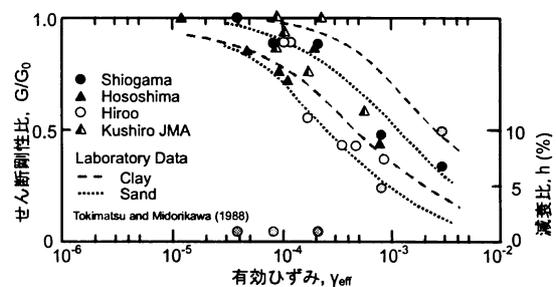


図-10 地震記録より推定された正規化剛性のひずみ依存性（ $G-\gamma$ 関係）<sup>13)</sup> 再描画

このひずみの範囲では、土の非線形化による総合的な増幅特性として卓越周期の長周期化が現れるのであり、それはせん断ひずみの大きさに依存した剛性低下に起因することと因果関係を構成している。総合的な剛性低下は増幅特性の変化（長周期化）から捉えたわけである。

Idriss<sup>14)</sup>は、地盤増幅の問題を岩盤と軟弱地盤での最大水平加速度の関係として理解しようとした。図-11は過去の地震で観測された最大加速度に関して総合的な解釈

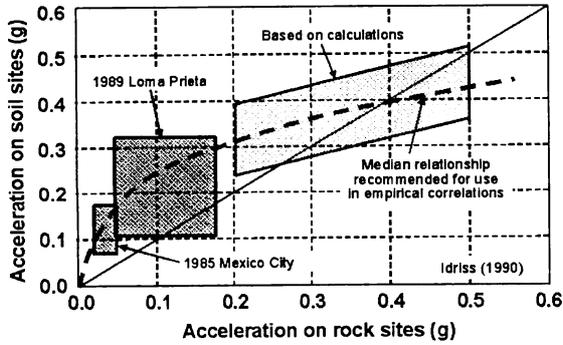


図-10 岩盤と軟弱地盤の最大加速度の関係<sup>14)</sup> 再描画

を示している。岩盤での加速度（軟弱地盤への入力加速度）が小さい場合は岩盤地点より軟弱地盤の地点で大きく増幅するが、岩盤地点で0.4gを越える場合は軟弱地盤の非線形性により増幅は抑えられるとの解釈である。概念的に理解する図として有用である。

### 3. 観測された地盤の非線形応答とその解析

#### 3.1 地盤の非線形地震動増幅の捉え方

前章の2.3では、等価線形的な捉え方に基づいた観測から推定される地盤の変形特性の非線形性と材料非線形性ゆえの非線形増幅について紹介した。しかし、実際には等価線形的な、言い換えれば地盤応答の定常性が異なる大きさの地震動の下で成立するような挙動が保証されているわけではない。そこで、変形特性の非線形性に起因する地震時の地盤増幅について、0.1%のオーダーのひずみレベル、過剰間隙水圧が観測された場合のひずみレベル、液状化が発生するほどのひずみレベルという様々なひずみレベルでの地盤増幅についてケーススタディーを通して検討した。

#### 3.2 0.1%のオーダーのひずみレベルのケーススタディ

東京電力によって1977年以来静岡県東部のローム・スコリア層の発達する地盤で鉛直アレー観測が行われている。Sato et al.<sup>15)</sup>は、9地震の観測記録に対して、周波数依存の減衰定数をSHAKE<sup>16)</sup>に組み入れてS波速度と減衰定数を同定した。その結果を図-12に示す。せん断剛性はひずみの大きさとともに低減しているが、減衰定数はひずみに依らず一定であり、これは室内試験と一致していることを報告している。

Ghayamghamian and Kawakami<sup>17)</sup>は、この静岡県東部（新富士）の強震記録を含む日本国内5か所のサイトのアレー強震記録を用いて、ひずみが大きくなると減衰が大きくなるという異なる結果を示しており興味深い。

このアレー観測では、1982年8月8日にマグニチュード6.0の局所的に大きく揺れた地震で400cm/s<sup>2</sup>を越える強震動を観測している。Yoshida and Iai<sup>3)</sup>は、その強震動

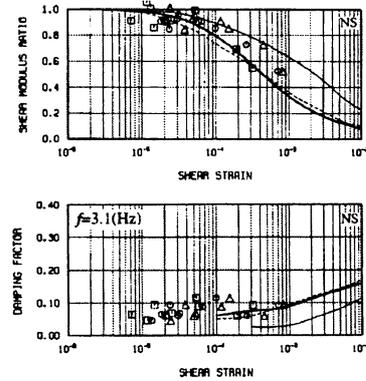


図-11 静岡県東部のアレー観測記録から同定されたせん断剛性と減衰定数<sup>15)</sup>

に対して、等価線形解析 (SHAKE, FDEL<sup>18)</sup>) と非線形解析 (Hyperbolic, Ramberg-Osgood, Yoshida-Ishihara モデル) を行った。図-13 に静岡県東部の地盤における強震動アレー観測記録に対する各手法による最大値の深さ分布を、図-14 にそれらの加速度時刻歴を示す。主要動付近では等価線形解析も観測値に近いが双曲線モデルを除く2つのモデルの合致度が高い。図-15 に各種法による応力ひずみ関係を示す。Yoshida-Ishihara モデルは骨格曲線と減衰が与えられた物性と広いひずみ範囲で合うように開発

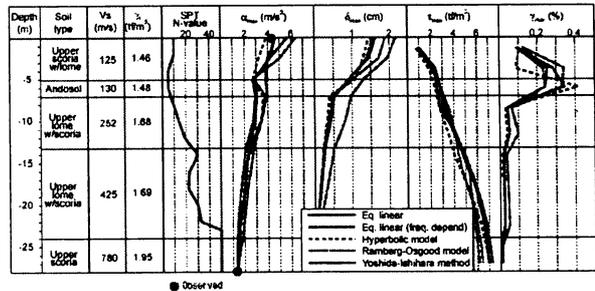


図-13 静岡県東部のアレー観測地点の最大応答<sup>3)</sup>

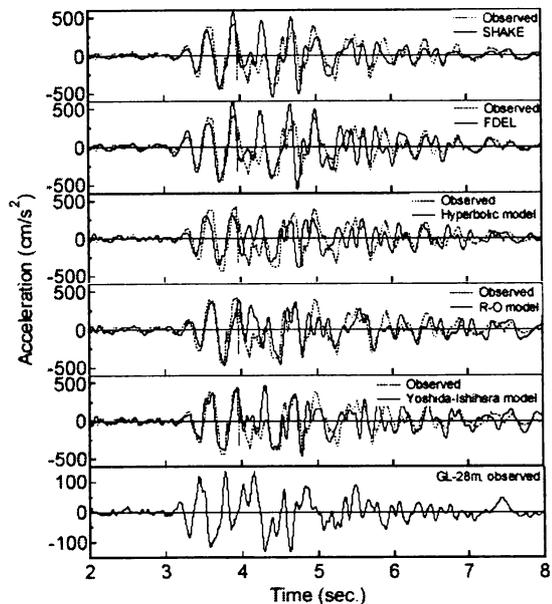


図-14 各種解析手法による地表の加速度時刻歴<sup>3)</sup>

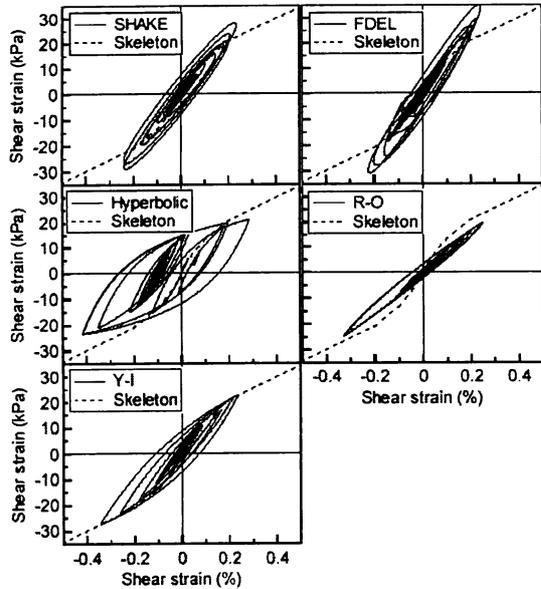


図-15 各種解析手法による土の応力ひずみ応答<sup>3)</sup>

されたモデルであるが、加速度時刻歴での全時間帯にわたる合致度の良さは応力ひずみ関係のモデル化の良し悪しによって示している。ここでの地盤内の最大ひずみは0.3-0.4%程度であり、この程度であれば等価線形解析も十分適用可能であることを示す好例と言える。

### 3.2 過剰間隙水圧が発生した場合の地盤増幅

2章で述べたように臨界ひずみを越えると土の中では過剰間隙水圧が発生する。そのような状態の土が地盤にある場合に地盤全体としてどのように挙動するのか興味のあるところである。

北海道開発局開発土木研究所は、1990年より苫小牧市で液化化アレー観測を実施しており、1993年1月15日の釧路沖地震の際、加速度と過剰間隙水圧の貴重な記録を得た<sup>19)</sup>。砂質地盤における原地盤と改良地盤の両者で間隙水圧が観測された。図-16に深さ35mと2mの加速度と深さ10.5mの緩い砂質土層内の過剰間隙水圧の時刻歴を示す。加速度は $83\text{cm/s}^2$ が $100\text{cm/s}^2$ に増幅している。原地盤と改良地盤で過剰間隙水圧の上昇の違いが鮮明で改良の効果がよくわかる。原地盤での振動成分を除去した場合の過剰間隙水圧比は0.75に達する。

図-17に1992年浦河沖地震、1993年釧路沖地震、1997年浦河沖地震のフーリエスペクトルを示す。1997年浦河沖地震の卓越振動数は常時微動におけるH/Vの卓越振動数とほぼ同じである。1997年浦河沖を基準にした場合の1993年釧路沖地震の卓越振動数の比は約81%であり過剰間隙水圧が生じているにもかかわらずそれほど大きくない。SHAKEによる等価線形解析によれば、深さ35mの記録を入力したときの地表の加速度、速度、変位とも良く合う。せん断ひずみは最大で0.1%程度、平均的に0.05%程度である。図-18に観測された全ての地震の際の

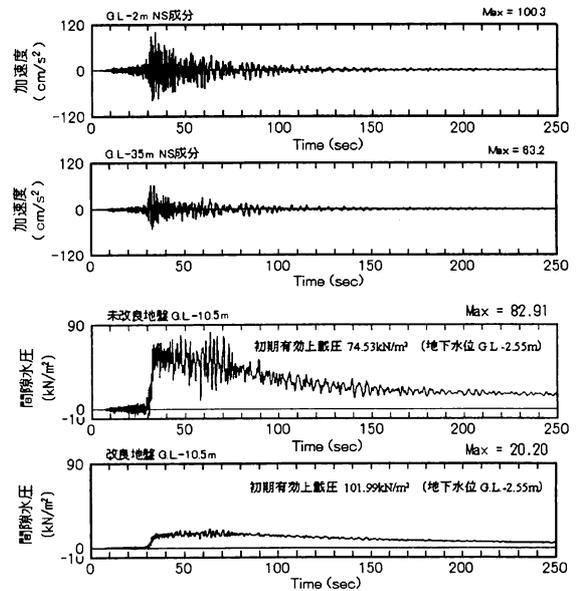
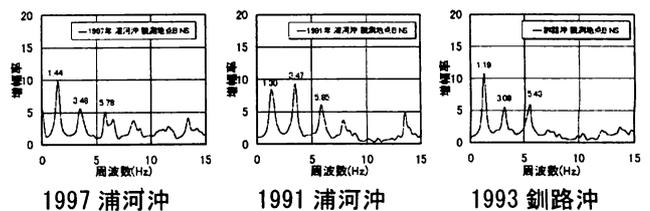
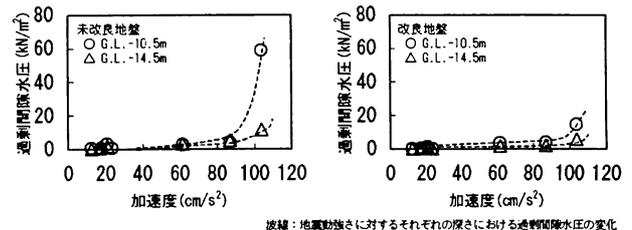


図-16 苫小牧アレー釧路沖地震の観測記録<sup>19)</sup>



1997 浦河沖 1991 浦河沖 1993 釧路沖

図-17 強震と2弱震の加速度フーリエスペクトル<sup>19)</sup>



波種：地震動強さに対するそれぞれの深さにおける過剰間隙水圧の変化

図-18 最大加速度と最大有効過剰間隙水圧<sup>19)</sup>

地表の最大加速度と最大有効過剰間隙水圧を示す。 $90\text{cm/s}^2$ から過剰間隙水圧が発生することがわかる。したがって、0.1%よりやや小さいところに臨界ひずみがあることとなる。臨界ひずみを越え始める程度の場合には、等価線形解析の適用性は高いことがわかる。

2001年芸予地震では、愛媛県大洲市で国土交通省四国地方整備局の大洲工事事務所が観測している肱川の液化化アレーで本震が観測された。三成分の加速度計が地中3深度(GL-1.5, -14.5, -26m)に、間隙水圧計がGL-14.5mに埋設されている。図-19に観測された加速度と過剰間隙水圧の時刻歴を示す。森ら<sup>20)</sup>によれば、地表で $159\text{cm/s}^2$ の最大加速度を示し、間隙水圧計は初期有効上載圧の10%に相当する過剰間隙水圧の上昇を記録しており、余震記録と比べて地中に対する地表のフーリエスペ

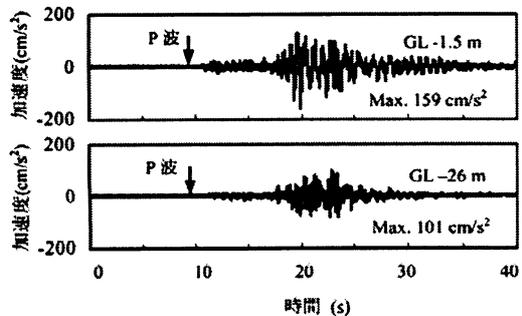


図-19 大洲アレー観測地点における芸予地震の際の加速度と過剰間隙水圧の時刻歴<sup>20)</sup>

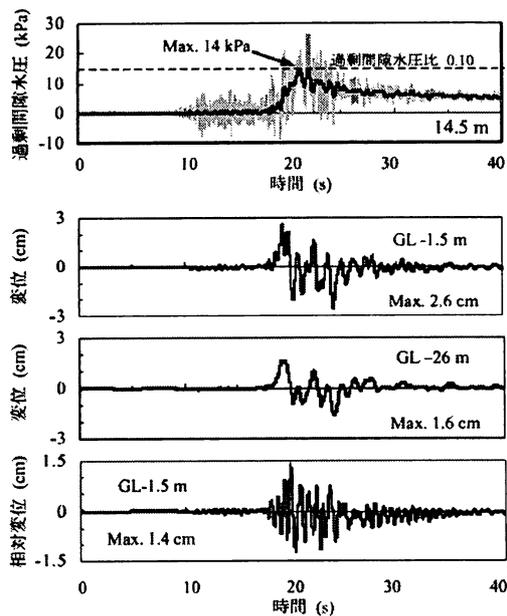


図-20 過剰劇水圧，地表地中の変位と相対変位の時刻歴剩間隙水圧<sup>19)</sup>

クトル比で卓越周期が約 1.18~1.38 倍になった。そこで、図-20 に GL-1.5m と -26m の変位と相対変位の時刻歴を示した。相対変位を 2 点間距離 (24.5m) で除したものはせん断ひずみとなる。せん断ひずみは最大約  $6 \times 10^{-4}$  に達しているが、約  $1 \times 10^{-4}$  以上で間隙水圧が上昇しているのがわかる。

### 3.3 液状化状態もしくはそれに近い場合の地盤増幅

液状化状態もしくはそれに近い場合の地盤増幅については最も興味あるものであるが、観測例は稀である。間隙水圧の観測されたものは米国のワイルドライフの事例<sup>21)</sup>のみである。1993 年釧路沖地震の釧路港の記録、2000 年鳥取県西部地震の境港港湾の記録などは、サイクリックモビリティや液状化の影響を受けているものと推察される。

1964 年の新潟地震の際に川岸町の RC 造アパートが地盤の液状化により上部構造は無傷のまま大きく傾斜する被害を受け、傾斜が 2~4 度と小さかった半地下式基礎の

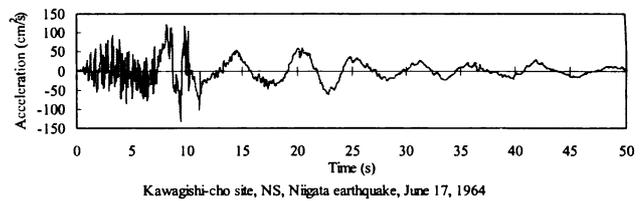


図-21 川岸町アパート基礎の加速度記録 NS 成分<sup>22)</sup>

2 号棟の基礎と屋上において SMAC 型強震計により加速度記録が得られた。図-21 に川岸町アパート基礎で観測された加速度記録の NS 成分を示す。7 秒を境に、それまで卓越していた短周期成分が消失し長周期成分が卓越するという劇的な変化を呈している。データは工藤<sup>22)</sup>による。この記録については、液状化による地盤の長周期化現象の現れたものであるとの捉え方と表面波や長周期の直達実体波の卓越した地盤震動であるとの捉え方があったが、最近、等価線形解析と有効応力解析を行い、直達 S 波が卓越するものの液状化の影響が現れたものという解釈が出てきている<sup>23)</sup>。

図-22 に釧路港湾 (釧路西港第 1 埠頭) で観測された地表 (地下 2m) の記録と地下 77m の記録をモデルに入力させたときの有効応力解析による地下 2m の記録を示す<sup>3)</sup>。29 秒当たりから 42 秒までの 13 秒間の観測記録に出現するスパイク状の鋭利に尖った波形はサイクリックモビリティを代表する波形形状である。解析は有効応力による非線形応答解析であり、良く再現できている。

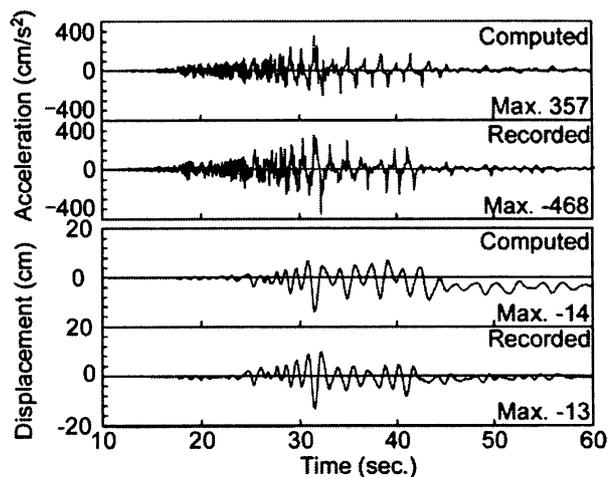


図-22 釧路港湾で観測された地表の記録と有効応力解析による地下 2m の記録<sup>3)</sup>

2000 年 10 月 6 日に発生した鳥取県西部地震では、境港市の多くの埋立地では液状化が生じ、またその内の一地点である昭和町 (S) にある港湾地域強震観測の境港では地震動が観測された。この記録は、主要動以降の後続位相で、やや長周期成分が卓越し、スパイク状のピークを有するという 2 つの特徴を持つ<sup>24)</sup>。図-23 に S 地点

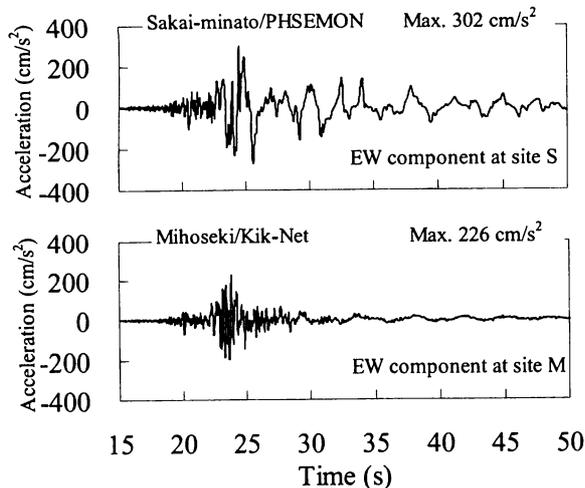


図-23 境港港湾 (S 地点) と美保関 (M 地点) において観測された地表の加速度時刻歴<sup>28)</sup>

と M 地点で観測された水平加速度の時刻歴の EW 成分を示す。最大加速度は S 地点で  $302 \text{ cm/s}^2$ , M 地点で  $226 \text{ cm/s}^2$  であり, 両地点とも EW 成分が卓越している。ここで M 地点とは, 防災科学研究所の基盤強震観測網 Kik-net の美保関観測地点であり, 硬質地盤である。両観測地点は約 4.5 km 離れているが, 震源から概ね北に位置する 2 点の震央距離は約 32 km でありほぼ等しい。S 地点では, 主要動部分では急激に長周期成分が卓越しており, 後続部では振幅の大きい長周期成分の卓越とスパイク状のピークを有する波形になっていることが特徴である。特にこのスパイク状のピークは表層地盤の液状化 (サイクリックモビリティ) の影響と推察された。S 地点の記録は約 0.55 Hz 付近で卓越している。長周期成分が入力にもともと含まれていたのか, 液状化などの地盤の非線形性に起因するのかが興味のあるところである。

三輪ら<sup>25)</sup> は, 昭和町に近接する釧路気象台の記録を, 約 60m の深さに共通の「工学的基盤」を設定し, そこで FDEL で逆応答させて得られた入射波を港湾地点の地盤に入力して SHAKE で等価線形解析を行い, 加速度時刻歴と応答スペクトルで良好な結果を得た。図-24 に入力, 観測, 解析の加速度時刻歴を示す (三輪らの論文の元図より, 著者が構成)。等価線形解析でも長周期化が液状化の影響として再現できたとしている。スパイク状の波形は再現できていない。

森ら<sup>24)</sup> は, M 地点の記録を入力として S 地点の有効応力解析と全応力解析を表層 72m のモデルに対して行ったが, 入力には何らかの原因により 2 倍程度の増幅が必要であること, そのとき液状化するが地震動波形に対するその影響は大きくないことがわかった。地震後に行われた PS 検層結果を用いてモデルを再構築して同様な解析を行ったところ, 約 1.8 倍の入力としたときの有効応力解析の結果が最も良く合致し, モデル改善の効果が

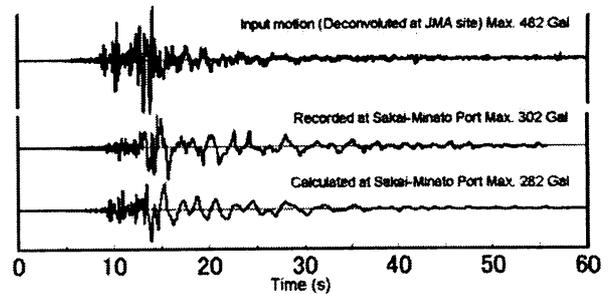


図-24 入力地震動と地表の観測と解析の加速度時刻歴<sup>25)</sup>

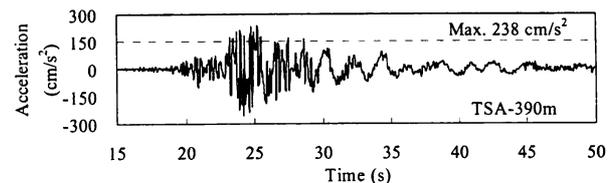
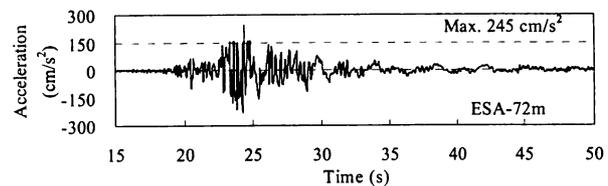
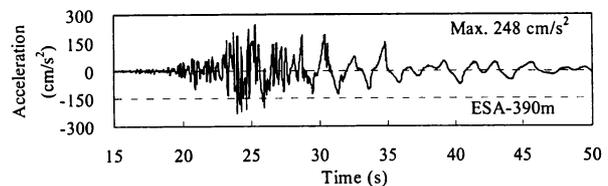
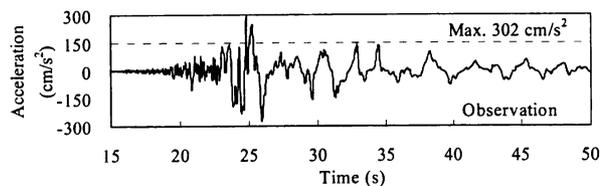


図-25 観測, 解析 (390m 入力) の有効応力解析 (ESA), 72m 入力) の有効応力解析, 390m 入力) の全応力解析 (TSA) の地表の加速度時刻歴<sup>28)</sup>

見られた<sup>26)</sup>。波形の合致度が高まったが, 液状化の影響はさほど大きくないことがわかった。

その後, 深い地盤構造がわかった<sup>27)</sup> ので, 深さ 390m をモデル化して, 表層と深層の両方で直接測定された速度構造を持つモデルを再構築した。その結果, 観測記録に手を加えず入射波入力した場合に, 有効応力解析により加速度, 変位ともに, 波形形状や振幅ともに良好な結果が得られた<sup>28), 29)</sup>。

図-25 に地表の加速度時刻歴を観測, 解析 (390m 入力) の有効応力解析 (ESA), 72m 入力) の有効応力解析, 390m 入力) の全応力解析 (TSA) を併せて示す。ESA の -72 m 入力の場合, 25 秒以降, 振幅は時間とともに小さくなり, 30 秒以降に卓越する長周期成分の振幅もどれよりも

小さい。TSA の-390 m 入力の場合には、25 秒以降振幅は時間とともに減衰するものの、30 秒以降に卓越する長周期成分の振幅は、ESA の-72 m 入力の場合より約 2 倍大きく観測波の振幅に近づく。このことから、深い地質による長周期成分の増幅の効果が重要であることがわかる。しかしながら、観測波と比べて振幅が不足し、短周期成分が多く、スパイク状のピークは再現できない。一方、ESA の-390 m の場合は、30 秒以降に卓越する長周期成分の振幅・位相ともに観測波にほぼ等しく、しかも観測波に現れている第 2 の特徴であるスパイク状のピークもかなりよく表現できている。以上の考察から、長周期成分の振幅の伸びは、深部の地質による増幅と表層の液状化による増幅が相まって現れたものであるという解釈が得られる。

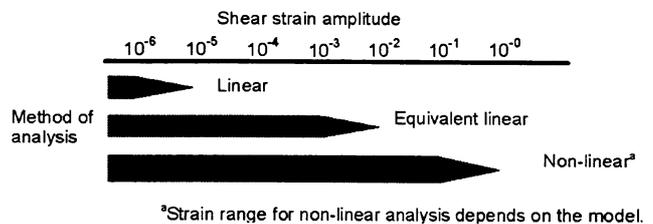
このように、深い地盤構造を考慮したモデル化、測定した速度構造によるモデル化、有効応力解析による液状化状態の進展の考慮が重要であることがわかる。また、完全液状化層は深さ 4m 内外の 1-2m の層厚であり、この程度の薄い層厚であれば、サイクリックモビリティに起因するスパイク状の波形が大きく影響しない場合には、等価線形解析も適用可能であると考えられる。

#### 4. 結 論

土のひずみに依存する変形特性について試験法の現状を概観し課題について議論した。さらに変形特性の非線形性に起因する地震時の地盤増幅について、0.1% のオーダーのひずみレベル、過剰間隙水圧が観測された場合のひずみレベル、液状化が発生するほどのひずみレベルという様々なひずみレベルでの地盤増幅についてケーススタディーを通して検討した。その結果、0.1% 前後までは非線形地盤応答は等価線形解析が適用できること、1% 前後までは液状化現象を有効応力解析に代表される非線形解析が適用性が高いことを示した。

これは、現在、策定の終盤に入っている国際規格 (ISO DIS23469 地盤基礎構造物の設計のための地震作用, ISO/TC98/SC3/WG10, SC3 幹事国日本, 作成担当 WG10 主査: 井合 進 京都大学教授) の附属資料に収録される予定の現状の国際的共通見解 (図-26) と整合するものである。

非常に大きな振幅の地震動に対する地盤の非線形応答やそれをシミュレートするために必要な変形特性のモデル化については未解明なことが多い。しかしながら、この課題を科学的に解決することが建設関連技術者には求められている。このような課題を解決するためには、実務における科学的思考の重視と経験の共有に加えて、さらなる研究開発が必要である。



ISO/CD 23469 Final draft (DIS 1st draft)  
Bases for design of structures  
– Seismic actions for designing geotechnical works  
Annex E Site response analysis

図-26 国際規格原案に盛り込まれた解析法の適用が可能なひずみ範囲 (ISO DIS 23469 より)

#### 参考文献

- 1) Yoshida, N. and Iai, S.: Nonlinear site response and its evaluation and prediction, Proc. 2nd International Symposium on the Effect of Surface Geology on Seismic Motion, Yokosuka, Japan, pp. 71-90, 1998.
- 2) 地盤工学会: 土質試験の方法と解説 (第一回改訂版), 2000.
- 3) Tatsuoka, F., Iwasaki, T., and Takagi, Y.: Hysteretic damping of sands and its relation to shear modulus, Soils and Foundation, Vol. 18, No. 2, pp.25-40, 1978.
- 4) 安田進, 山田真一: 講座 地震応答解析のための土の動的性質 2.土の動的性質, 土と基礎, Vol.33, No.8, pp.47-54, 1985.
- 5) 森 伸一郎, 岡崎 健, 門脇 慶典, 御子柴 正: 砂質土の繰返し変形特性の試験方法, 第 11 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 677-680, 2002.11.
- 6) 岡崎 健, 森 伸一郎, 松下 怜: 多段階拘束圧下での土の繰返し変形特性試験, 第 39 回地盤工学研究発表会講演集, pp. 353-354, 2004.7
- 7) Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y.: Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading, Soils and Foundations, Vol. 18., No. 1, pp. 39-56, 1978.
- 8) 安田 進, 山口 勇: 種々の不攪乱土における動的変形特性, 第 20 回土質工学研究発表会講演集, pp.539-542, 1985.
- 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, pp.509-512, 1986.
- 10) 森 伸一郎: 改正建築基準法による表層地盤増幅の評価法における諸問題, 第 29 回地盤震動シンポジウム, 日本建築学会, pp.67-80, 2001.10.
- 11) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P.: Shear modulus and damping in soils, Design equations and curves, Proc. ASCE, Vol.98, SM7, pp.667-692, 1972.

- 12) Jennings, P. C. : Periodic response of a general yielding structure, Proc. ASCE, EM2, pp.131-163, 1964.
- 13) 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集, No.388, 131~137, 1988.
- 14) Idriss, I.M.: Response of soft soil sites during earthquakes, H. Bolton Seed Memorial Symposium Proceedings, Volume 2, May, pp. 273-289, 1990.
- 15) Sato, T., Horike, M., Takeuchi, Y., Retake, T. and Suzuki, H.: Nonlinear behavior of scoria soil sediments evaluated from borehole records in eastern Shizuoka Prefecture, Japan, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26: 781-795, 1997
- 16) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B.: SHAKE - A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites - ,University of California Berkeley, Report NO.EERC 72-12, pp.1-54, 1972.
- 17) Ghayamghamian, M. R. and Kawakami, H.: On-Site Nonlinear Hysteresis Curves and Dynamic Soil Properties, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126-6, pp. 543-555, 2000.
- 18) 杉戸 真太, 合田 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 /III-27, pp. 49-58, 1994.6.
- 19) 西川 純一, 林 宏親, 江川 拓也, 三輪 滋, 池田 隆明, 森 伸一郎: 異なる2つの地盤における液状化アレー観測と記録の分析, 土木学会論文集, No.703 /I-59, pp. 327-343, 2002.4.
- 20) 森 伸一郎, 阿部 雅弘, 曾我部 繁之: 芸予地震における大洲液状化アレー観測地点の地盤の非線形挙動, 第11回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 831-836, 2002.11.
- 21) Holzer, T. L., Youd, T. L., and Hanks, T. C. : Dynamics of Liquefaction during the 1987 Superstition Hills, California Earthquake, Science, Vol.244, pp.56-59, 1989.
- 22) 工藤 一嘉: 1964年新潟地震, 川岸町における強震記録の再検討, 1992年度秋季大会地震学会講演予稿集, pp.138, 1992.
- 23) 吉田 望, 工藤 一嘉: 1964年新潟地震における川岸町の液状化に関する地盤工学的再検討, 日本建築学会大会梗概集, 構造 II, pp.293-294, 2000.
- 24) 森 伸一郎, 阿部 雅弘, 服部 加奈子: 2000年鳥取県西部地震における境港市の埋立地の地震応答, 土木学会第26回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 349-352, 2001.
- 25) 三輪 滋, 池田 隆明, 綾部 孝之, 沼田 淳紀: 2000年鳥取県西部地震における境港市の地盤の地震時挙動, 構造工学論文集, Vol. 48A, pp.445-455, 2002.
- 26) 森 伸一郎, 曾我部 繁之, 阿部 雅弘: 境港での液状化地盤の地震時挙動における液状化の影響分析, 第11回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 825-830, 2002.
- 27) 吉川 大智, 盛川 仁, 赤松 純平, 野口 竜也, 西田 良平: 余震, 微動, 重力を用いた弓ヶ浜半島における2次元基盤構造の推定, 地震第2輯, 第5巻, pp. 61-73, 2002.
- 28) Mori, S. and Sogabe, S.: Influence of liquefaction on seismic ground motion at a liquefied site, Proceedings of the 12th Panamerican Conference for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and the 39th US Rock Mechanics Symposium, Soil and Rock America 2003, June 22-26, 2003, MIT, Cambridge, MA, USA, Vol. 2, pp. 2855-2861, 2003.
- 29) 森 伸一郎: 深部地盤構造が表層地盤の液状化挙動に与える影響, 近年の被害地震におけるコンクリート構造物の耐震性能評価に関する研究委員会報告書・論文集, 日本コンクリート工学協会, pp. 375-382, 2004.7.

講演



# 限界耐力計算法の導入にあたって考えたこと — 表層地盤増幅と動的相互作用効果 —

THOUGHTS IN INTRODUCTION WORKS OF PERFORMANCE-BASED STRUCTURAL CODE  
- NONLINEAR AMPLIFICATION OF SURFACE STRATA AND DYNAMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION EFFECT -

三浦賢治\*

Kenji MIURA

Japan's building code was revised into the performance-based structural code in 2000. The new seismic design method incorporates the effect of nonlinear amplification of surface strata and dynamic soil-structure interaction. In order to investigate the numerical procedure for incorporation of these effects into the code, the sub-working group (SWG) was organized in Technical Committee on Performance-based Structural Code, Japan Association for Building Promotion. The paper presents the author's thoughts on the nonlinear amplification and the interaction, which were grasped during the progress of the SWG activities.

## 1. はじめに

2000年に施行された改定建築基準法では、性能検証型の新しい構造計算法として限界耐力計算が導入されたことは周知の通りである。この改定は1981年施行の新耐震設計法以来、20年ぶりの建築基準法の改定である。限界耐力計算では、解放工学的基盤表面で加速度応答スペクトル（標準加速度応答スペクトル）が規定され、表層地盤非線形増幅を考慮した建物への入力地震動を応答スペクトルとして求める方法が採用された。さらに動的相互作用を組み込むことが可能となった。

限界耐力計算に、この表層地盤増幅と動的相互作用を如何に組み込むかを検討するための委員会が（財）建築研究振興協会：性能規定技術検討委員会「相互作用/地盤増幅SWG」として1999年4月に組織された。このSWGの委員名（五十音順、敬称略）と所属（当時）は、飯場正紀（建研）、井上芳生（住都公団）、大川出（建研）、北川良和（広島大）、小山信（建研）、藤堂正喜（戸田建設）、二木幹夫（建研）、松島豊（筑波大）、三町直志（日本設計）、緑川正光（建研）、三浦賢治（鹿島）である。このSWGは1年後の2000年3月にその任を終える。このSWGの成果を踏まえ、新耐震設計法との整合が考慮されて表層地盤増幅と動的相互作用の関連条文が策定されたと聞く。

当該シンポジウムで依頼された講演内容は「表層地盤増幅と動的相互作用を限界耐力計算に組み込む時に何を考えていたのか」である。当時のことを思い出そうとするが、何分5年も前のことでもあり記憶が鮮明に蘇らないのが正直なところである。誤謬を恐れず、また一緒にこの組み込みに尽力されたSWG委員各位にご迷惑をお掛けするかも知れないことも厭わず講演原稿を準備することにした。講演内容は主に著者が当時考えていたことであるが、当然の

ことながらSWGで検討された事柄も多く含まれている。なお、講演題目に沿って、限界耐力計算における表層地盤非線形増幅率および動的相互作用の評価法の内容には深入りせず、SWGの進捗に対応させて、その時々を考えていたことのみを示す。

## 2. 経緯

1995年兵庫県南部地震の直後から、この地震での被災建物の調査およびその被災原因が日本建築学会により詳細に検討された。その結果、1981年施行の新耐震設計法で設計・施工された建物は、それ以前の建物に比べて被害が少ないとの報告がなされた。このことは新耐震設計法の合理性・有効性が検証されたことを意味する。この時期が地震後2、3年経った1997年、1998年頃である。

前記「相互作用/地盤増幅SWG」が設置される1999年4月の2、3ヶ月前に、建設省建築研究所（当時）の方より電話を受けた。「建築物の設計を従前の仕様設計から性能設計に変えることとなった。これに伴って新耐震設計法に代わる耐震設計法をこれから検討する。ついては協力されたい。」との依頼であった。この電話を受けた時の感想は「仕様設計から性能設計に移行することは施主と設計者の設計自由度が増すことでもあり良いことでは。しかし兵庫県南部地震の被害建物調査でその合理性・有用性が検証された新耐震設計法に代わる設計法を導入することの意義は何処にあるのか。」である。新耐震設計法が施行されて約20年、数多くの構造設計者が既に熟達した構造設計法を変えられ、新たな設計法を一から勉強し直す労苦を思い遣ると、その意義が益々分からなくなった。数日後、直接、お会いして趣旨を聞かせて頂く機会があったが、新耐震設計法を変える意義までは理解できないままであった。さらに「検証用の地震動は解放工学的基盤表面で設定し、表層地盤の非線

\* 広島大学大学院工学研究科、教授、工博 Professor, Graduate School of Engineering, Hiroshima University, Dr. Eng.

形増幅を考慮して建物への入力地震動を決める方法を採用する。さらに動的相互作用をも解析に組み込む。」とあった。この話は非常に魅力的であった。新耐震設計法では陽には考慮されていない表層地盤増幅と全く考慮していない動的相互作用を組み込むことに異論を挟む余地はなかったが、一般の構造設計者には難解になるのではと危惧した。

当時、著者は建設会社の研究開発部門に勤務していた。管理業務を除けば、研究開発および原子力発電施設や超高層建物の耐震設計用地震応答解析支援が主な職務であった。1985年頃から臨海部での所謂ウォーターフロント開発が始まった。この開発物件である埋立地などの軟弱地盤に建設される杭支持超高層建物の耐震設計用地震応答解析の一部を担当していた。この地震応答解析では、軟弱表層地盤を取り除いた解放工学的基盤で設定される地震動(レベル1、レベル2地震動)を入力して1次元等価線形解析(SHAKE)により表層地盤の非線形増幅率を計算していた。この解析から求まる表層地盤の等価せん断剛性と等価減衰定数を用いて、建物を支持する杭基礎の動的インピーダンスと基礎入力動を算定して、動的相互作用を考慮した超高層建物の耐震設計用地震応答解析を行っていた<sup>1)</sup>。このことから、「解放工学的基盤での入力地震動の設定、表層地盤の非線形性、動的相互作用の組み込み」の話は、構造設計者には難解になるのではとの危惧はあったが、当時の日常業務の焼き直しで何とか対応できるのではと軽く考えていた。これらの解析の基本となる解放工学的基盤で設定される地震動は、時刻歴加速度波形である。言い換えると、時刻歴加速度波形が設定されないと解析が一步も前に進まないことになる。ところが、新しい構造設計法(限界耐力計算)では、建物の地震時応答は時刻歴応答解析ではなく応答スペクトル法で評価し、解放工学的基盤で設定される耐震設計用入力地震動は時刻歴加速度波形ではなく減衰定数5%の加速度応答スペクトルのみであるとの話を伺った。すなわち、時刻歴応答解析は適用できないとのことであった。さらにコンピューターではなく、電卓を用いた手計算で応答解析ができることが条件になっているとのことであった。応答スペクトル法で表層地盤の非線形増幅を如何に評価するか、その評価法も分からぬまま SWG 活動が始まった。SWG の発足当時考えていたことは以下の通りである。

- ① 建物の地震時応答を応答スペクトル法で評価するのであれば、建物の固有周期と減衰定数の評価が重要となる。建物、特に中低層建物の固有周期と減衰定数は地盤との動的相互作用の影響を強く受ける。
- ② 動的相互作用に関する研究・開発分野の末席に永年身を置き、原子力施設や超高層建物などの大規模構造物の動的相互作用問題に関わってきた。この動的相互作用を一般建物の耐震設計に組み込むには絶好の機会である。この機会を逃すと、今後短くて10年位、永ければ20年位、動的相互作用は一般建物では陽の目を見ない。その間に、

動的相互作用を研究テーマとする若手研究者が漸減し、やがてこの研究分野は消滅する。

- ③ 動的相互作用解析は、建物モデルの基部にスウェイとロッキングのばねを付け、基礎入力動を計算すれば事足りる。少々精度は落ちて、基礎固定で応答解析されたものに比べれば、数段、よくなるのでは。
- ④ 動的インピーダンスを計算するには、微小変形時の表層地盤の地盤定数ではなく、耐震設計用入力地震動が入力された時の地盤定数が必要となる。これは表層地盤の非線形増幅率の計算時に評価すればよいのでは。

当時のことを思い返してみると、頭の中は動的相互作用の組み込みに関することばかりであり、表層地盤の非線形増幅のことまでは到底考え及ばなかった。この時点では、SWG 期間中のほとんどの時間を非線形増幅率の評価法に費やすことになろうとは考えていなかった。

### 3. 表層地盤非線形増幅

#### 3.1 技術的背景

表層地盤増幅と聞くと、何となく小難しく聞こえる。これに非線形と付くと手に負えないもののように感じる。多くの場合は鉛直入射のせん断波の伝播問題であり、数式で書くと次式であり、これを解いているだけのことである。

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (1)$$

数ある偏微分方程式の中で、この方程式は1、2を争うほど簡単な偏微分方程式である。これまで何人の研究者がこの最も簡単な2階偏微分方程式にお世話になり、何編の論文が書かれてきたのであろうか。簡単であるが、それほど重要な偏微分方程式でもある。

兵庫県南部地震の直後から、この地震での建物被害の教訓を今後の耐震設計にどのように反映させるかを検討する委員会が、当時勤務していた建設会社内に組織された。杭の耐震設計用地震時応力に地盤震動に起因する応力を組み込むことの重要性が認識され、これを評価する方法の開発を担当することになった。前述のウォーターフロントに建つ杭支持超高層建物の耐震解析では、地盤震動による杭応力は既に考慮していた。この解析は構造設計者の手に負えるような物ではなく、また解析に膨大な演算時間を要したことから、動的相互作用の研究開発担当者が解析を直接行っていた。年間、超高層建物や中低層建物を含め、かなりの数の杭支持建物が構造設計されていた。これを一手に引き受けることは事実上不可能であり、それに変わる簡便な方法の開発に着手した。その結果が参考文献2であり、その解析フローを図-1に示す。その骨子は以下の通りである。

- ① 新耐震設計法での耐震設計用地震動の最大加速度は陽には示されていないが、レベル1地震動100gal、レベル2地震動300~400gal程度である。
- ② 1質点減衰系において、この質点の最大応答加速度(絶対加速度)が決まると、最大応答変位(相対変位)は入

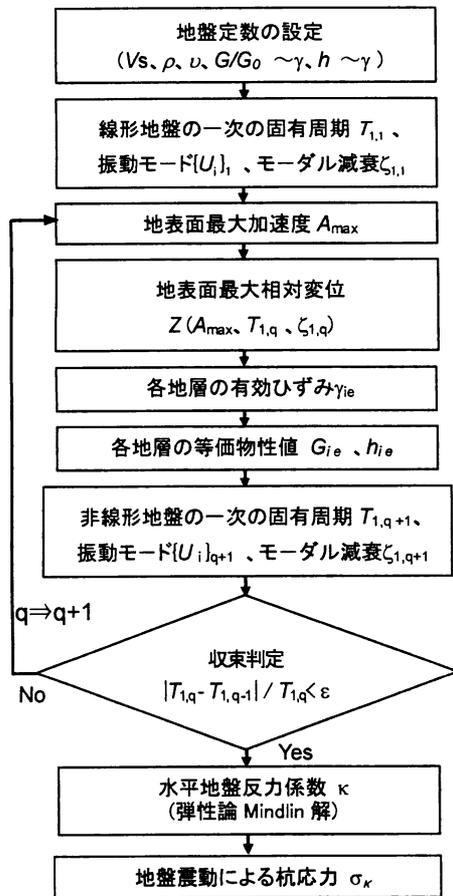


図-1 地盤震動による杭応力算定フロー

力地震動の種類にあまり依存せず、周期と減衰定数のみに依存する。

- ③ 表層地盤の1次固有周期での相対変位を表層地盤の表面(地表面)と底面(工学的基盤)間の相対変位と考え、これを表層地盤の1次固有振動モードに対応させて変位分布を求め、これを設定された地表面最大加速度に対応する表層地盤の変位分布とする。
- ④ この変位分布に対応させて、表層地盤内のせん断ひずみ $\gamma$ を算定し、このひずみに対応する等価せん断剛性 $G_e$ と等価減衰定数 $h_e$ を表層地盤の非線形特性( $G/G_0 \sim \gamma$ ,  $h \sim \gamma$  曲線)より決める。さらにこの時の表層地盤の減衰定数を1次のモーダル減衰定数 $\zeta_1$ として評価する。
- ⑤ 上記②～④の計算を解析結果が収束するまで繰り返し、最終的に、設定された地表面最大加速度に対応する表層地盤内の変位分布を求める。
- ⑥ この変位分布を杭に地盤ばねを介して強制変位として作用させ、地盤震動による杭応力を求める。

この解析法は時刻歴応答解析によらず、地表面最大加速度に対応した表層地盤の変位分布を求める方法である。解析結果は、より精度の高い解析法<sup>3)</sup>の結果と実用上問題とならない程度に整合する。一般の構造設計者が使い易い計算ソフト(MULLER)に改良され、元在職していた会社の構造設計部門では、現在もこのソフトを使って杭の地震時応

力が算定されていると聞く。

さて、この開発で得られた知見は、「表層地盤内のせん断ひずみは表層地盤の1次固有振動成分が支配的である。つまり、1次固有振動成分が得られれば近似的にせん断ひずみが分かる。」である。この知見が、限界耐力計算における表層地盤非線形増幅率評価法の基になっている。

### 3.2 表層地盤非線形増幅率

#### (1) 基本的な考え方、計算フロー

表層地盤の増幅率は、①表層地盤の固有周期(卓越周期)と減衰定数、②表層地盤と工学的基盤間の波動インピーダンス比、に強く依存する。当然のことながら、これらは入力地震動のレベルに応じた表層地盤の非線形性により変動する。この表層地盤の非線形性は入力地震動のレベル、周期特性、継続時間に大きく影響される。

限界耐力計算での表層地盤増幅の開発に際して考えていたことは以下の通りである。

- ① 表層地盤の非線形性の進行度合は表層地盤の地震時応答のうち1次固有周期 $T_1$ 成分に強く依存する。ランダムな入力地震動から周期 $T_1$ に対応する成分を取り出し、入力地震動を周期 $T_1$ の正弦波と考え、この正弦波を表層地盤に入力する。正弦波の振幅は入力地震動のフーリエ振幅 $F_A(T_1)$ とする。
- ② 多層表層地盤を等価なせん断波速度、減衰定数を持つ1層の地盤に置き換え、地盤を等価1層表層地盤-工学的基盤の2層地盤系と見なす。
- ③ 2層地盤系であれば表層地盤の1次固有周期は等価せん断波速度と層厚から容易に計算でき、その時の増幅率も簡単に計算できる。1次と2次の固有周期での増幅率を計算し、これらの周期での地表面加速度応答スペクトル値を算定する。
- ④ 表層地盤内の変位分布は多層表層地盤の1次固有振動モードに対応させて分布させ、せん断ひずみはこの変位分布から計算する。各地層の非線形特性により等価せん断剛性、減衰定数を評価し、1次固有周期が収束するまで計算を繰り返す。

この考えに沿った表層地盤増幅の計算フロー<sup>4)</sup>を図-2に示す。

#### (2) 標準加速度応答スペクトル

解放工学的基盤表面での安全限界検証用入力地震動の減衰定数5%加速度応答スペクトル $S_{At}(T, h=0.05)$ (標準加速度応答スペクトル)がSWGに提示された。その応答加速度一定領域の加速度レベルは、新耐震設計法の $C_0 R_L$ を基準に有効質量換算係数、表層地盤増幅を考慮して決められたとの説明を受け、数値合わせの妙技に驚愕した。図-3は、高層建物の耐震設計用地震応答解析に多用されている日本建築センター波レベル2地震動(BCJ-L2)との比較を示す。BCJ-L2に比べて2割程度下回っているが、これに表層地盤増幅が加わるのであるから入力地震動の標準スペクトル

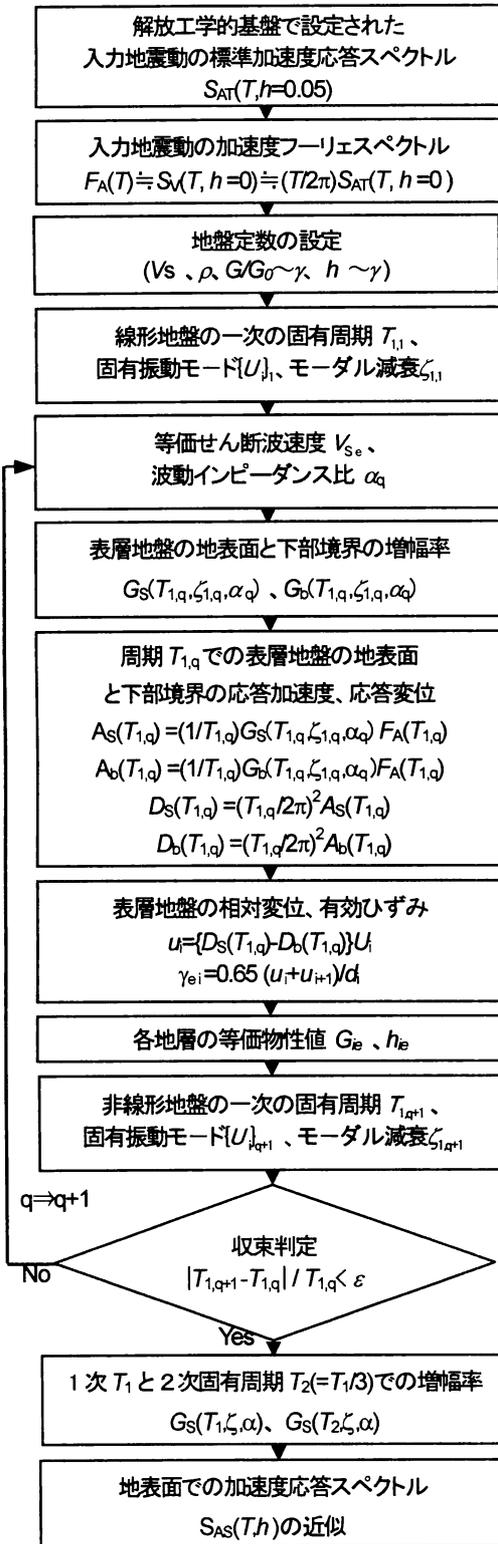


図-2 表層地盤非線形増幅算定フロー

ルとしては妥当な線ではないのかと簡単に納得し、敢えて深く考えなかった。

### (3) 標準加速度応答スペクトル $S_{AT}(T, h=0.05)$ の変換

先にも述べたように表層地盤の応答を 1 次固有周期  $T_1$  成分のみの応答として考えるためには、入力地震動から周期  $T_1$  成分を抽出する必要がある。この周期  $T_1$  成分の振幅は入力地震動の加速度フーリエ振幅  $F_A(T_1)$  に相当する。こ

れを求めるために、 $S_{AT}(T, h=0.05)$  をターゲットスペクトルとする位相を変えた時刻歴加速度波形 10 波を作成して頂いた。昔、振動の教科書<sup>5)</sup> で読んだ「特殊な特性を有する波形を除き、減衰 0% 速度応答スペクトル  $S_V(T, h=0)$  と加速度フーリエスペクトル  $F_A(T)$  はほぼ対応する。」を思い出した。そこで、10 波の波形の 0% 加速度応答スペクトル  $S_A(T, h=0)$  を計算して、これを回帰して  $S_A(T, h=0)$  の回帰式を計算することにした。この  $S_A(T, h=0)$  から  $S_V(T, h=0)$  を求め、これから  $F_A(T)$  を求める手順である。式で書くと、

$$F_A(T) \doteq S_V(T, h=0) \doteq (T/2\pi) S_A(T, h=0)$$

である。さらに、任意の減衰定数  $h$  に対する入力地震動の加速度応答スペクトル  $S_A(T, h)$  も回帰式として求めた。

### (4) 等価線形解析 (SHAKE)

表層地盤増幅の簡便な評価法を開発するためには、解析結果を比較検討するための別の解析結果が必要となる。その解析法を何にするかは意見の分かれるところである。①動的相互作用解析で必要となる等価物性値が求まること。②多くの適用実績があり、地震観測結果との整合性を考え合わせ 1 次元等価線形解析 SHAKE を選定した。等価線形解析であるが故に、安全限界検証用地震動を入力すると表層地盤のひずみレベルが適用限界を超えることは重々承知していたが、SHAKE に代わる手法を知らなかった。

### (5) 非線形特性 ( $G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 曲線)

地盤の非線形性を考慮するためには非線形特性が必要となる。これに何をを使うかは解析結果に影響を及ぼす非常に重要な問題である。非線形モデルとして、当時、大崎一原モデルを多用していたことから、まずこのモデルを用いて検討することにした。この時点で、古山田らの研究成果<sup>6)</sup> があれば、当然のことながら、このモデルを使っていたかも知れないが、この成果が出るのは暫く経ってからである。この大崎一原モデルは減衰定数を過大評価することは承知していた。設計的には、表層地盤増幅の計算の最終段階で減衰定数を何割減かにしておけば事足りると漠然と考えていた。この非線形特性は、土質試料の採取方法、試験条件、試験方法により大きく変動することも土質の研究者から聞いていた。このことから、この時点で非線形特性に拘ることもないだろうと考えた。

### (6) 周期 $T_1$ での表層地盤の応答加速度、変位応答

広帯域の成分を有する入力地震動を、近似的に周期が  $T_1$  で振幅が加速度フーリエスペクトル  $F_A(T_1)$  の調和振動と考える。この時の地表面と下部境界の応答加速度  $A_S(T_1)$  と  $A_B(T_1)$  および応答変位  $D_S(T_1)$  と  $D_B(T_1)$  を次式で計算することにした。

$$A_S(T_1) = (1/T_1) G_S(T_1, \zeta_1, \alpha) F_A(T_1) \quad (2-1)$$

$$A_B(T_1) = (1/T_1) G_B(T_1, \zeta_1, \alpha) F_A(T_1) \quad (2-2)$$

$$D_S(T_1) = (T_1/2\pi)^2 A_S(T_1) \quad (2-3)$$

$$D_B(T_1) = (T_1/2\pi)^2 A_B(T_1) \quad (2-4)$$

この(2-1)式、(2-2)式の右辺の係数  $(1/T_1)$  は試行錯誤の後

に決めたものであり、理論的根拠は不明である。開発当時は、「周期  $T_1$  のフーリエスペクトルと時刻歴調和振動、フーリエ変換と逆フーリエ変換の関係、波動の継続時間を周期  $T_1$  と考えれば係数  $(1/T_1)$  が必要、なるほど、その係数か。」と妙に納得していた。SWG も終了近くになって、この係数  $(1/T_1)$  の理論的根拠が問題となり、フーリエ変換の教科書を紐解いたが、理論的根拠は分からなかった。つい最近もその理論的根拠の問合せがあったが、「理論的根拠は分かりません。この係数を付けしないと他の解析法による結果とは大きく違いが出てしまいます。」としか返答できないでいる。何方か理論的根拠をお知りの方は是非ご教示賜りたい。

### (7) 加速度応答スペクトル $S_{AS}(T, h)$ の近似

収束計算の後に表層地盤の等価物性値が決り、表層地盤の1次  $T_1$  と2次固有周期  $T_2$  での増幅率  $G_S(T_1, \zeta_1, \alpha)$  と  $G_S(T_2, \zeta_2, \alpha)$  が求まる。これらの増幅率に減衰定数  $h$  の標準加速度応答スペクトル  $S_A(T_1, h)$  と  $S_A(T_2, h)$  をそれぞれ掛けて、固有周期での地表面加速度応答スペクトル  $S_{AS}(T_1, h)$  と  $S_{AS}(T_2, h)$  を求め、他の周期帯は図-4に示すように近似をすることを考えた。

初期の段階では固有周期の変動を考えてはいなかったが、解析方法および地盤定数の不確定性を考慮して2割の固有周期変動を組み込むことになった。この段階では、図-4のように応答スペクトルで近似されているが、限界耐力計算では表層地盤増幅率  $G_S(T)$  の近似がなされている。

### (8) 解析結果の比較検討

図-2のフローに沿った解析法(以後、RSMGSと記す。)の検証を始めたのは、SWGが組織された2、3ヶ月後である。表層地盤増幅の問題であるから、まず軟弱地盤を対象とした方がよいのではと簡単に考えた。地盤条件として、図-5の5種類の地盤条件が選定された。表-1に固有周期、図-6に地表面加速度応答スペクトルの比較を示す。検証は主にSite-1を対象に行った。SHAKEの解析結果との整合はまずまずであり、このRSMGSで何とかなるのではと考えた。Site-5のように軟弱地盤層厚が薄い地盤系では、SHAKEの結果との整合度合が落ちることに気が付くのは暫く経ってからである。

### (9) 有効ひずみ換算係数

SHAKEにおける有効ひずみ換算係数0.65はSeedのマジックナンバーとも言われ、この数値の理論的根拠は乏しい。この換算係数に関する研究は数多く行われている(例えば<sup>7)</sup>) が、0.65を変えるまでには至っていない。有効ひずみは、地震動のようにランダムな入力により生じるランダムなひずみ時刻歴を正弦波に直すための換算係数である。開発していたRSMGSでは、ランダムな入力地震動を表層地盤の1次固有周期を周期とする正弦波に置換している。ひずみ時刻歴も正弦波となることから、換算係数をSHAKEのそれとは変えるか、場合によっては不要になるのではと考えていた。時間的な制約もあり、この検討は後回しにして取敢え

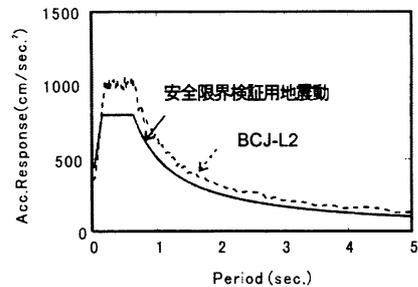


図-3 標準加速度応答スペクトル

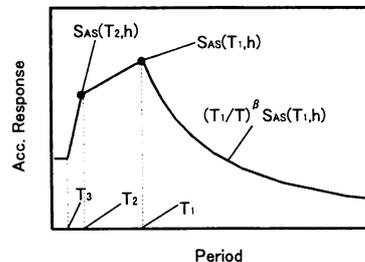


図-4 地表面加速度応答スペクトルの近似

表-1 1次固有周期の比較

	線形時	RSMGS	SHAKE
Site-1	1.21	2.19	2.38
Site-2	0.82	1.53	1.55
Site-3	0.62	1.4	1.32
Site-4	0.36	0.66	0.68
Site-5	0.15	0.23	0.21

ず0.65で計算してSHAKEとの整合を見ることにした。その結果が図-6のSite-1である。かなりの整合度であり後回しにした換算係数の検討のことは失念してしまった。

以上が、2000年3月で終了するSWGでの検討時に表層地盤増幅に関して考えていた事柄である。その後、SWGの成果を踏まえ、新耐震設計法との整合を考慮して評価法が変更されている。SWG終了後に色々考えたこともあるが、講演タイトルが「限界耐力計算の導入時に考えたこと」であり、これ以上はタイトルを逸脱する。これに関しての著者の考えは参考文献8に記述されている。

## 4. 動的相互作用

### 4.1 技術的背景、評価法

動的相互作用は解析的研究とその妥当性・適用性を検討するための実証的研究の両面からの約半世紀に渡る歴史があり、現在ではその特性はほぼ解明されていると言っても過言ではない。建物の耐震設計を行う上で、最も基本となる物理量は建物の固有周期と減衰定数である。動的相互作用はこれらの固有周期と減衰定数に影響を及ぼす事象である。特に中低層建物においては、その影響が顕著に現れる。

動的相互作用は超高層建物や原子力発電施設などの耐震設計解析に組み込まれた実績を既に多数有する。設計・施工されたこれら構造物の強制加振実験や地震観測を通じて、設計時に適用された動的相互作用の取り扱いの妥当性はほぼ検証されていると考えている。動的相互作用を一般建物の耐震設計解析に組み込むのは時期尚早であるとの意見も聞かれた。先にも述べたように半世紀に渡る研究実績

があるにも拘らず現段階で時期尚早であるのならば何時になったら時期尚早でなくなるのか、永遠にその時期はこないのではと強く考えた。

限界耐力計算が導入されるまでは、一般建物の耐震設計解析に動的相互作用が組み込まれてこなかった。この背景には次の事柄があったと考えている。

- ① 動的相互作用解析が高度かつ難解であり、一般構造設計者には取り扱いが難しいこと。
- ② 基礎固定と仮定した建物の固有周期と減衰定数に比べ、動的相互作用を考慮することにより、固有周期は長く、また減衰定数は大きく評価される。動的相互作用を組み込まず、基礎固定条件で設計しておけば安全側の評価になっているとの暗黙の了解。

新耐震設計法に比べ、限界耐力計算の解析では力（地震力）と建物の変形の関係が特に重要となる。固有周期と減衰定数の的確な評価の重要性が増している。このことから、建物の固有周期と減衰定数に強く影響する動的相互作用を限界耐力計算に組み込む必要があると考えていた。限界耐力計算での動的相互作用の解析法は、一般構造設計者にも取り扱い易いように可能な限り簡略化された方法とすることがSWGで決定された。

#### 4.2 解析法の精度の検討

動的インピーダンスと基礎入力動の評価方法の説明は割愛する。ここでは、限界耐力計算の動的相互作用評価がどの程度の精度を有しているかを導入時に検討した結果の一部を示す。検討には以下の解析条件を設定した。

#### (1) 基礎・地盤条件

対象地盤は表-2の物性値を有する成層多層地盤である。基礎の条件を図-7に示す。基礎は剛体とし、重量は $1.5 \text{ tf/m}^2$ とする。杭基礎は杭径 $1.0 \text{ m}$ の場所打ちRC杭を図-7の基礎(d)に示すような配置で打設された群杭基礎とする。杭は工学的基盤面で支持させる。

#### (2) 建物条件

建物は平面形状が基礎のそれと同一とし、各階の重量は $1.2 \text{ tf/m}^2$ 、階高が全階同一の $3 \text{ m}$ のRC構造物とする。

剛性は全階同一とし、その値は基礎固定時の1次固有周期 $T_1$ が $T_1 = 0.03n$  ( $n$ : 階数) になるように与える。階数 $n$ は2から8まで7段階に変化させる。建物の各階の重量を床位置の質点に集中させ、各質点間をせん断ばねでつないだ多質点せん断型にモデル化し、この建物モデルを等価な1質点系に縮約する。建物の減衰定数は $0.01$ とする。後述する精算解析では、各階および基礎部の回転慣性モーメントは基礎の回転中心に集中させて考慮する。

#### (3) 解析法

動的相互作用解析の精算解析として、エネルギー逸散効果を考慮した軸対称有限要素法を適用する。精算解析では、まず水平と回転の動的インピーダンスを解析し、次のスウェー・ロッキングモデルで周波数応答解析して共振曲線を求め、この共振曲線から建物の1次固有周期 $T$ と減衰定数 $h$ を読み取った。限界耐力計算での固有周期 $T$ と減衰定数 $h$ は告示に示された方法をそのまま適用した。なお、限界耐力計算では基礎部の質量を無視して固有周期 $T$ と減衰定

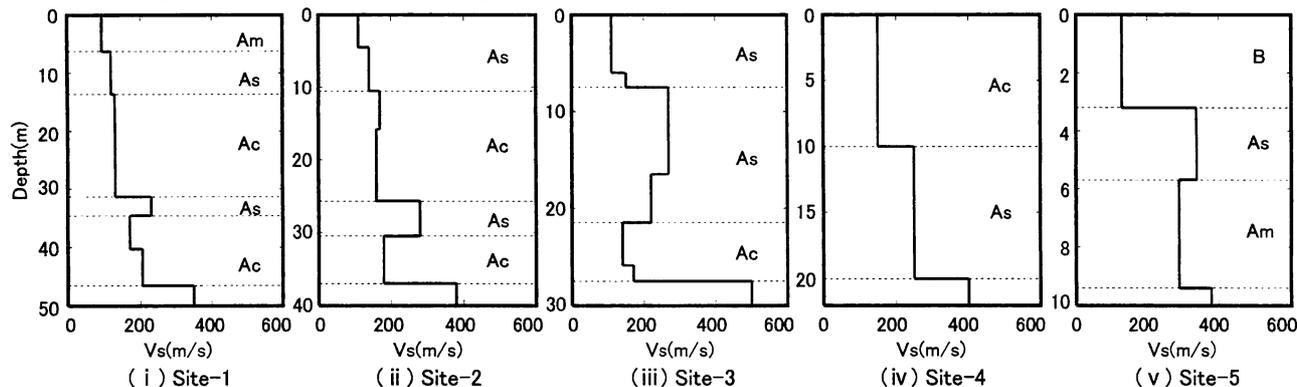


図-5 解析対象とした地盤の初期S波速度分布  
(As: 沖積砂、Ac: 沖積粘土、Am: 沖積シルト、B: 埋土)

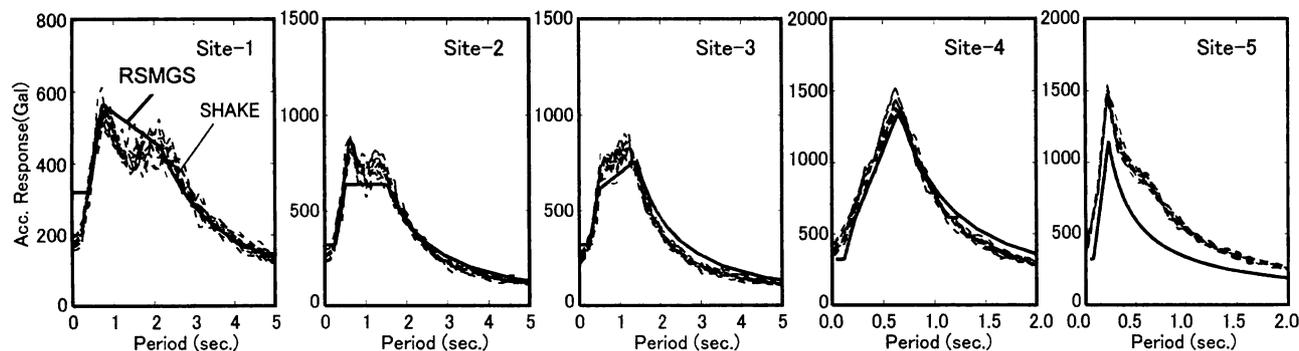


図-6 地表面での加速度応答スペクトル  $h=0.05$

数  $h$  を評価することになっているが、本報の精算解析では基礎部の質量を考慮している。

(4) 解析結果

図-7に示した基礎(a)~(d)に関して、精算解析と限界耐力計算で求まる動的相互作用を考慮した建物の固有周期  $T$ 、減衰定数  $h$  (1次モーダル減衰定数) をそれぞれ図-8と図-9に示す。固有周期の図には基礎固定時の建物の周期も同時に示している。これらの結果より次のことが分かる。

- ① 限界耐力計算で求まる建物の固有周期  $T$  は精算解析のそれに比べて概ね短く評価されている。
- ② 限界耐力計算で求まる建物の減衰定数  $h$  は精算解析のそれに比べて小さく評価されている。

4. 3 まとめ

限界耐力計算で導入された動的相互作用の評価法は、一般構造設計者が適用できるように可能な限り簡略化された

方法である。簡略化した故に、精算解析に比べて評価精度が劣る面が多々あるが、設計された建物が安全側となる配慮がなされている。この安全側の配慮とは精算解析に比べ、建物の固有周期が短く、減衰定数は小さく評価されることを指す。動的相互作用を一般建物の耐震解析に組み込むことは、限界耐力計算においてその端緒に就いたところである。今後、さらに動的相互作用の研究が進捗し、一般構造設計者が容易に適用できる高度化された評価法の策定が望まれる。

表-2 地盤条件

層厚 (m)	$V_s$ (m/s)	$\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )	ポアソン比
6.25	95	1.55	0.48
7.45	120	1.80	
17.60	130	1.55	
3.30	230	1.80	
5.70	170	1.60	
6.25	205	1.70	
$\infty$	350	1.85	0.45

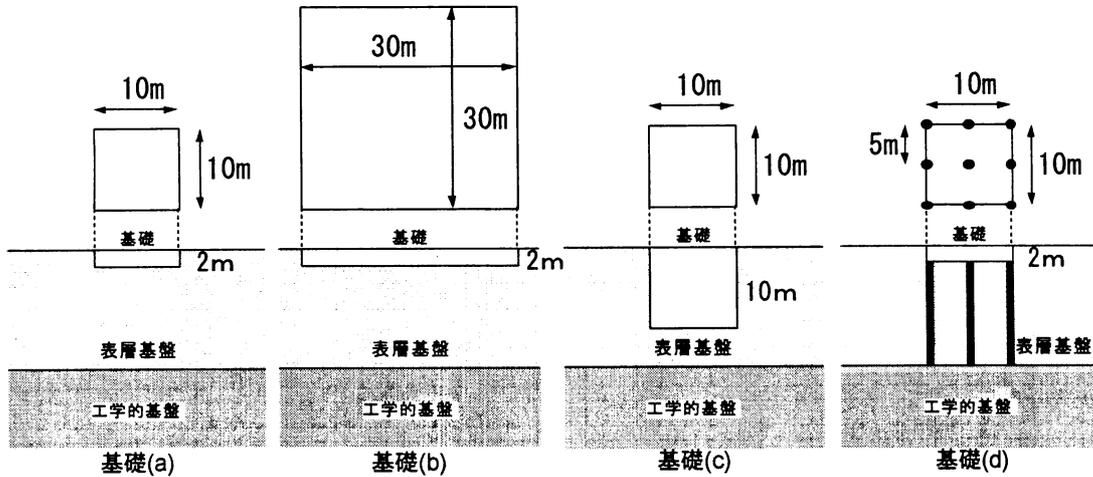


図-7 基礎の種類

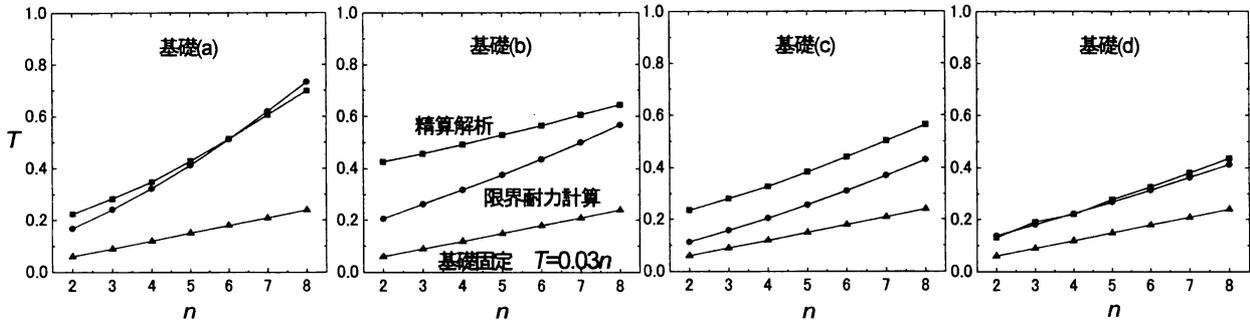


図-8 建物の固有周期  $T$  と階数  $n$  の関係

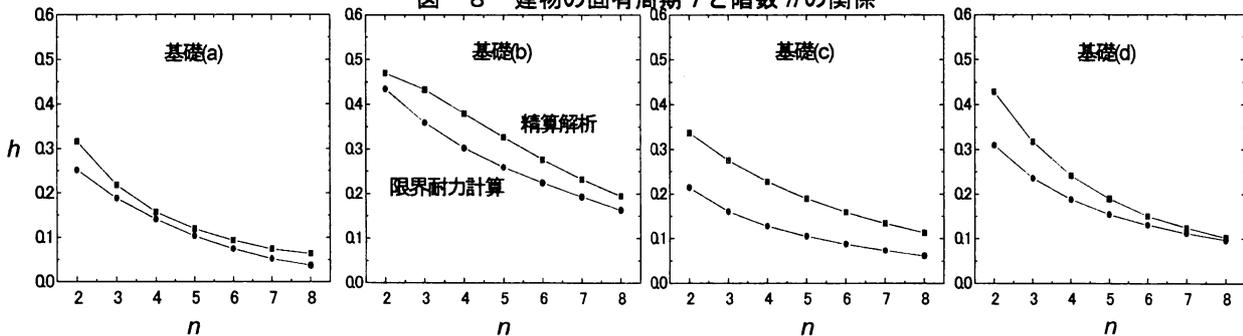


図-9 建物の減衰定数  $h$  と階数  $n$  の関係

## 5. おわりに

改めて、表層地盤増幅と動的相互作用に関連する限界耐力計算の条文を読み直すと、基本的な事柄のみであることを再認識させられる。この条文だけでは実務での建物の耐震設計用地震応答解析は到底できない。SWGでもこの点に関して何度となく議論したが、ここはまず基本的な事柄を決めることに重きを為すことになった。

限界耐力計算の表層地盤増幅と動的相互作用を実務設計に適用するに際し、構造設計者が直面し、何らかの設計的判断を要する事項を思い付くままに列記すると、①標準加速度応答スペクトルは妥当か否か。②入力地震動を鉛直入射のせん断波伝播問題として解くことが妥当か否か。特に、固有周期の長い建物においては、寧ろ表面波の伝播の方が重要となるのでは。③地盤は平行成層仮定となっている。殆どの敷地地盤は平行成層地盤ではない。これをどのように処置するのか。④地盤の非線形性を等価線形解析で評価してもよいのか。表層地盤の非線形性の進行過程で建物に危険側となる周期帯での地震動の増幅が生じる可能性はないのか。④液状化の可能性のある地盤で、液状化の影響をどのように組み込むのか。⑤地盤の地震時非線形性には、site nonlinearity と local nonlinearity とがあるが、これらのうち基礎周辺地盤で生じる後者の非線形性を考慮する必要はないのか。⑥市街地に建つ建物の殆どは近接して他の建物が存在する。その影響をどのように考えるのか。⑦平面形状が不整形な基礎の取り扱い。⑧杭基礎と直接基礎あるいは地中連続壁と杭基礎を併用した複合基礎の取り扱い。⑨基礎浮き上がり現象を考慮する必要がある時、これをどのように扱うのか。⑩基礎、特に杭の耐震設計は現行のままでもいいのか。など等、山積する。構造設計者は対象としている建物の耐震安全性にとって何が重要かを熟考して、上記の事項に対して設計的判断を下す必要がある。また、地震動や動的相互作用の研究者は、研究の殻から一步踏み出し、上記の事項への設計的観点からの対応策を呈示する必要がある。

最後に、遙か昔の大学院生時代に読んだ R.クラーン、D. ヒルベルト著「数理物理学の方法<sup>9)</sup>」の序文を紹介する。

「解析学の問題や方法と、物理学の直感的表象との間の密接な関係は、昔から数学にとって強い刺激であった。最近 10 年間、数学の研究がその直観的な出発点から解放され、特に解析学において方法の精密化と概念の先鋭化にもつぱらその努力が向けられるようになって以来、この関係は弱まってきた。その結果、解析学者の多くが、彼等の学問が物理学やその他の部門と一体のものであるという意識を失い、一方物理学者の方でも、数学者の問題や方法のみならず、その研究領域や用語に対する理解もさせなくなりつつある。この傾向は疑いもなく科学全般に対する脅威である。科学の発展の流れは次第に分岐し、漏出し、遂には乾上ってしまう危険にさらされている。このような運命を避

けるためには、統一的な観点の下に、種々雑多な科学的事実の内的な関連を明らかにすることによって、離ればなれになったものを再び一つにすることに我々の努力をむけなければならない。このようにしてこそ、学生達は素材を本当に自分のものにすることができ、研究者達には有機的な研究展開の土台が与えられるであろう。」この本の原本は 1931 年の出版である。そもそも物理学の事象を解釈するためにあったはずの解析学が物理学から乖離し、物理学事象とは無関係な対象に研究を移していくことに危惧し、物理学と解析学の融合を目指した名著である。

30 年以上も地震工学の研究・開発分野に身を置いたことになる。この分野を選定した時には、若輩ながら「地震に対してより安全な建物を世に提供するために」と崇高な考えを持っていたはずである。振り返ると、建物の耐震安全性ことは片隅に追い遣り、「研究業績を上げることのみを考えた研究、意味もなく解析精度に拘った解析法の開発」に眼を囚われて過ごした日々が多かったような気がしてならない。改めてクラーン、ヒルベルトの名著の序文を読むと悔悟の念を禁じ得ない。

<謝辞>

講演内容は「1. はじめに」にでも記したように、(財)建築研究振興協会：性能規定技術検討委員会「相互作用/地盤増幅 SWG」での委員の方々、特に飯場正紀氏との打ち合わせ時に考えた内容が多々含まれている。京都大学名誉教授、鹿島・最高技術顧問：小堀鐸二先生、鹿島・小堀研究室長：金山弘雄氏には、SWG での活動をご了承頂き、また貴重な指導を賜った。武村雅之氏、宮本裕司氏をはじめとする鹿島・小堀研究室・地震地盤研究部の方々とは SWG 進捗の過程で度々討議を重ね、その都度、貴重な意見を頂いた。また、共同研究者であった鹿島・小堀研究室：古山田耕司氏の協力なくしては、この開発は不可能であった。最後に、広島大学・神野達夫氏、広島大学・建築防災学研究室の大学院生には本原稿の準備段階で大変お世話になった。以上の方々に、ここに記して感謝の意を表する。

<参考文献>

- 1) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用、日本建築学会、pp.102-111、1996
- 2) 三浦賢治、古山田耕司：杭の地震時応力の実用的な解析法、日本建築学会構造系論文集、第 537 号、pp.53-60、2000.11
- 3) 宮本裕司、酒向裕司、喜多村英司、三浦賢治：非線形、液状化地盤における杭基礎の地震応答性状に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第 471 号、pp.41-50、1995.5
- 4) 三浦賢治、古山田耕司、飯場正紀：応答スペクトル法による表層地盤の非線形増幅特性の解析法、日本建築学会構造系論文集、第 539 号、pp.57-62、2001.1
- 5) 柴田明徳：最新 耐震構造解析、森北出版株式会社、1981
- 6) 古山田耕司、宮本裕司、三浦賢治：多地点での原位置採取試料から評価した表層地盤の非線形特性、第 38 回地盤工学研究発表会、平成 15 年度発表講演集、pp.2077-2078、2003
- 7) Ohsaki, Y. : Dynamic Nonlinear Model and One Dimensional Response of Soil Deposit, Research Report 82-02, Department of Architecture, Faculty of Engineering, University of Tokyo, 1982
- 8) 三浦賢治：限界耐力計算の現状と課題、耐震構造性能評価法検討ワーキンググループ報告、日本建築学会、pp.177-180、2004.8
- 9) R.クラーン、D. ヒルベルト (丸山 滋訳)：数理物理学の方法、東京図書株式会社、1959

#### 4. 耐震設計における表層地盤の 増幅特性評価の現状と課題



# 耐震設計における表層地盤の位置付け

## EFFECTS OF SITE AMPLIFICATION ON SEISMIC DESIGN OF A STRUCTURE

宮本 裕司 \*1

Yuji MIYAMOTO

y-miyamoto@kajima.com

This paper shows the effects of site amplification on seismic design of a structure. Damages of superstructure and pile foundation during earthquake greatly depend on nonlinear site response including soil liquefaction. Structure response during earthquakes is also affected by interaction between soil and structure. It is necessary to predict precisely the structure response during earthquake considering site response and soil-structure interaction for implementation of performance-based design. In this paper menu of evaluation methods for site response and soil-structure interaction are presented and discussed to introduce rationally into the process of seismic design of a structure.

### 1. はじめに

大地震が起こるたびに、表層地盤が原因で建造物の地震被害が大きくなったことが報告される。表層地盤が被害を大きくする主な理由としては、①地震動のもつ卓越周期と表層地盤の固有周期の一致による入力地震動の増幅、②表層地盤の土質特性に起因する液状化や軟化による地盤変形の増大と、それにとまう支持力の低下がある。前者の被害は特に上部構造の崩壊として、後者は基礎構造の破壊と上部構造の不同沈下として現れる。このような被害の低減を目指すには、建設地点の入念な地盤調査を行い、それに基づいた表層地盤の非線形応答を適切に評価することが前提となる。

また、建造物の地震応答は、地盤と基礎との間で生じる動的相互作用の影響を受けるが、この動的相互作用効果も表層地盤の非線形レベルに応じてその影響度合いも変わってくる。さらに、2004年新潟県中越地震でもみられたように、最近の大地震では地盤系の大加速度記録が多数観測されているが、観測された表層地盤の応答加速度値と建造物の被害との対応関係が説明できないという問題があり、その原因究明が急務となっている。このような課題を解明するためにも、大地震時における表層地盤から建造物に至る真の入力動の伝達メカニズムを明らかにすることの重要性がますます高まっている。

ここでは、表層地盤の増幅特性と相互作用効果を一連の耐震設計に取り入れるための設計解析法の現状と課題を整理するとともに、それをを用いる際の設計者の弁えについて考えてみる。

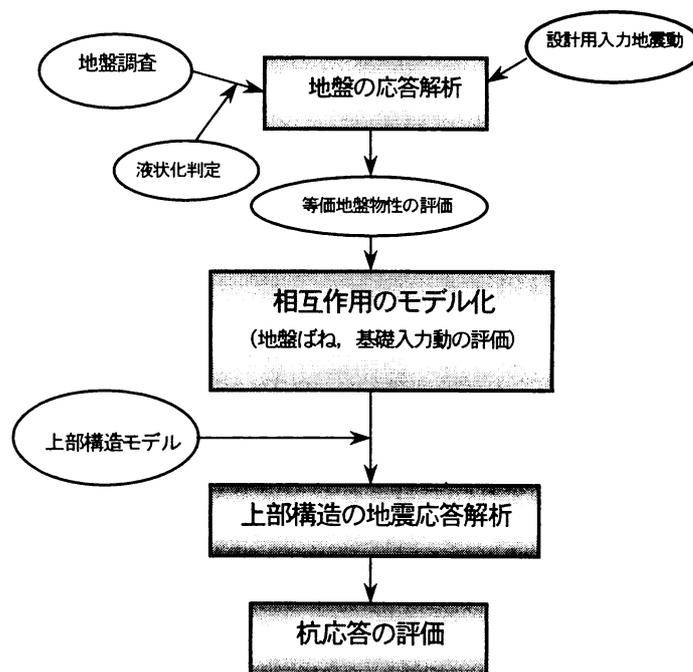


Fig.1 地震応答解析の手順

### 2. 耐震設計における表層地盤の応答評価

耐震設計における杭支持建物の地震応答解析の手順は、Fig.1に示すように、工学的基盤で設定された設計用入力地震動を入力動として、①建設地点の表層地盤の非線形応答評価、②動的相互作用の評価（動的地盤ばねと基礎入力動の算定）、③地盤 - 杭基礎 - 上部構造連成系の地震応答解析、④地震時杭応答の評価、というステップに分けられる。Fig.2にはより詳細な耐震設

\*1 鹿島建設株式会社 小堀研究室 地震地盤研究部長、工博

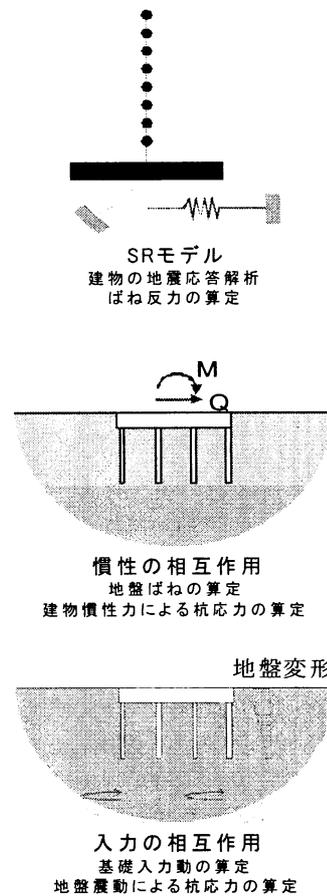
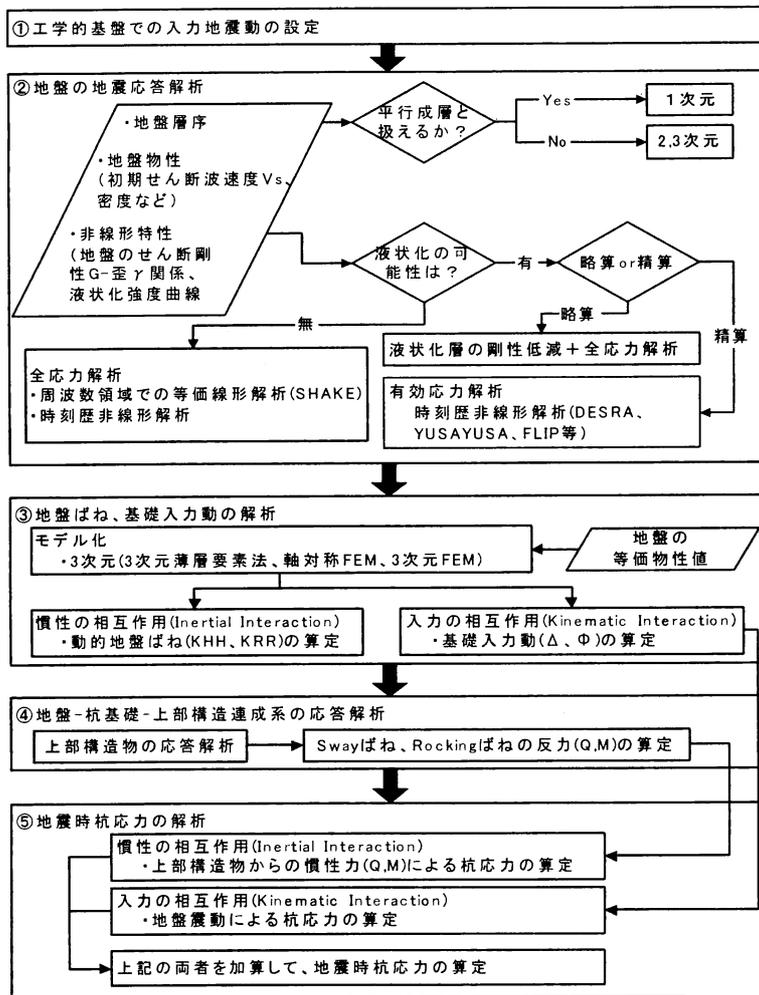


Fig.2 耐震設計での表層地盤増幅、相互作用、杭応力の評価フロー

計のフローを示すが、耐震設計をより合理的なものとするためには、設計者が設計の各ステップにおいて用いる評価法の特徴、長所・短所、モデル化の精緻さ等を十分理解してバランスのとれた設計解析モデルの選択が必要となる。特に、本シンポジウムでテーマとしている一連の設計解析フローにおける表層地盤の応答評価と相互作用効果は、地盤震動から上部構造の地震力への変換において重要な役割を担うものである<sup>1)</sup>。次には、表層地盤の応答評価法のメニューとその適用において留意すべき事項をまとめる。

### 2.1 地盤物性の設定

地盤の応答解析は、建設地点における工学的基盤で浅の表層地盤内での地震動の増幅を算定し、構造物への入力動を評価するために行うが、応答結果は後述する地盤ばね算定に用いる等価地盤物性の設定や、地盤の液状化判定を行う際にも必要となる。応答解析を行うためには、地盤層序、地盤定数（せん断剛性など）、土の非線形特性（せん断剛性低下率  $G/G_0$  ~ せん断歪み  $\gamma$  の関係、減衰定数  $h$  ~ せん断歪み  $\gamma$  の関係）等の情

報が必要となる。Table 1 に示すように、地盤層序はボーリング調査から、地盤のせん断剛性は地盤密度とPS検層からのS波速度を用いて設定できる。地盤の非線形特性は、原位置サンプリング試料の動的変形試験か

Table 1 表層地盤の応答解析に必要な地盤物性

地盤物性	地盤調査法
層序と層厚	ボーリング調査
土質特性	粒度試験
密度	物理試験
S波速度	PS検層 表面波探査
非線形特性	動的変形試験
地下水位	地下水調査
液状化強度*	液状化試験
透水係数*	現場透水試験

※有効応力解析で別途必要な地盤物性

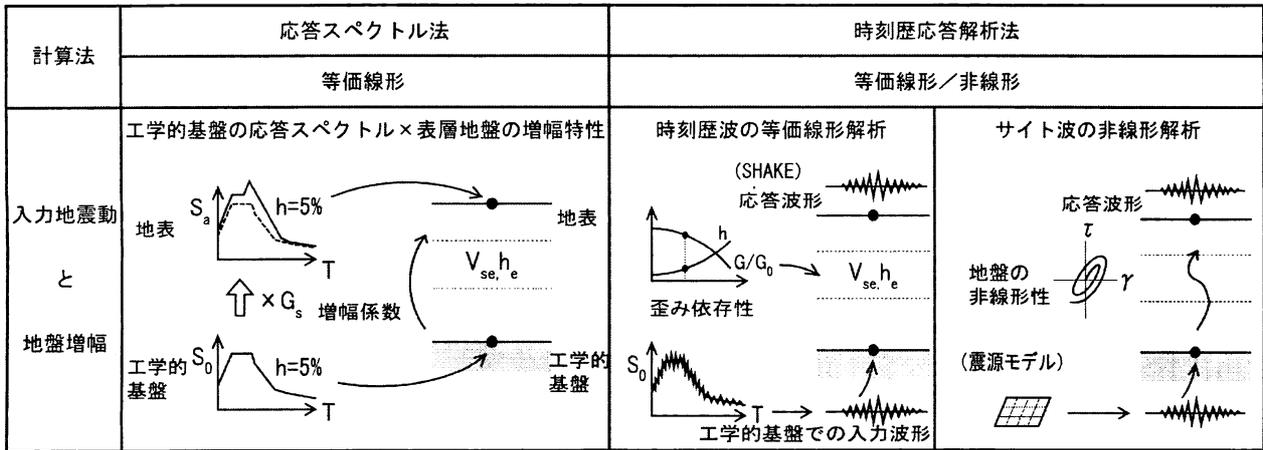


Fig.3 表層地盤の応答解析法のメニュー

ら得ることができる。このように、地盤調査は表層地盤の応答解析を行う際に必要な建設地点の土質特性や動的性状を把握するために有用であり、地盤の応答性状をできるだけ正確に設計に反映するためには大変重要なものである。もちろん、入力データとなる地盤層序、地盤物性、非線形特性は建設サイトでの入念な地盤調査と原位置サンプリング試料を用いた室内試験を行うことによって、適切に設定する必要があることは言うまでも無い。

しかし、小規模な建物によっては PS 検層や動的変形試験が行われず、ボーリング調査結果と標準貫入試験による N 値のみの情報で設計を進める必要があることも多くあるのも事実である。そのような場合の対応策として、既往の調査結果を整理し N 値から S 波速度を推定した経験式や、土質に応じた既往の非線形特性を用いることも可能である。この土の非線形特性については、文献 2) に東京、神奈川、大阪など全国 45 地点での原位置サンプリング試料 (計 167 試料) を整理した標準的な非線形特性が示されている。

## 2.2 表層地盤の応答解析法

表層地盤の応答解析法のメニューを Fig.3 に示す。工学的基盤位置で設計用地震動が応答スペクトルか地震波形で与えられるかによって、それぞれ応答スペクトルを用いた応答解析法 (応答スペクトル法) か時刻歴波形を用いた応答解析法 (時刻歴応答解析法) が用いられる。応答スペクトル法の考えを用いた計算法の一つである限界耐力計算<sup>3)</sup> (限耐法) では表層地盤を等価な一層地盤に置き換え、等価線形化法の考えで非線形性を取り入れる方法が提案されている。この限耐法の表層地盤増幅の計算法は複雑な地盤層序への適用に課題を残しており、この応答スペクトル法の考えを多層地盤へ拡張した計算法も開発されている<sup>4)</sup>。

時刻歴応答解析では次元波動論による等価線形解

析法 SHAKE が用いられることが多い。ただし、軟弱な層で最大せん断歪みが 1 % 程度を越えるような場合には、等価線形解析の適用範囲を超えるため逐次非線形解析を用いることが必要となるため、地盤条件に応じて解析法を選択することが重要となる。

## 2.3 液状化の影響

表層地盤の液状化が上部構造や杭基礎の地震応答に大きな影響を与えることは、過去の地震被害を見ても明らかである。そのため、構造設計者も土質工学や地盤工学に関する知識を身に付けて、建設地点の地盤条件に応じて液状化を考慮した耐震設計を行うことが必要となる。液状化判定は、「建築基礎構造設計指針 (日本建築学会)」<sup>5)</sup> の方法に準拠して地下水位以深に砂質土層などがある地盤で行う。液状化地盤の応答については徐々に解明され、過剰間隙水圧の発生メカニズムを取り入れた有効応力解析法が開発され、超高層や免震建物の動的設計に用いられつつある。しかし、一般建物の実設計に用いるには未だ難解で、入力するデータも複雑であるのが現状である。そのため液状化層のせん断剛性と減衰定数を液状化の影響を考慮して変化させ、表層地盤の応答解析と地盤ばねの評価を行うこととなる。

## 2.4 等価地盤物性の評価

地震時に生じる地盤の非線形性や液状化の現象は時々刻々に変化する。構造物の地震応答を行う際の入力地震動や動的地盤ばねに、このような地盤性状の変化を考慮することが望ましが、かなり複雑で高度な解析法が必要となる。等価地盤の考えは、地震による揺れが継続している間に時々刻々変化する地盤物性を、一つのせん断剛性と減衰定数 (等価地盤物性と呼ぶ) で代表させることであり、この等価地盤物性を用いて相互作用を評価することにより複雑な非線形相互作用の影響を近似的に取り入れようとするものである。

	S Rモデル+応答変位法(静的/動的)	質点系杭集約モデル	質点系杭全体モデル
モデル	<p>水平地盤ばね <math>K_H</math> 回転地盤ばね <math>K_R</math> 〈SRモデル〉 〈応答変位法〉 建物からの慣性力 <math>Q</math> 地盤変位 <math>U_g</math> 杭周ばね</p>	<p>建物 基礎 杭周ばね <math>K_H</math> 地盤の応答波形 杭 <math>K_R</math></p>	<p>建物 基礎 杭先端の地盤ばね <math>K_V</math> 地盤の応答波形 <math>K_H</math></p>
特徴	<ul style="list-style-type: none"> <li>建物と杭の応答を別々に計算する分離型モデル。</li> <li>杭応答は静的または動的に求めることができる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>杭基礎-建物一体型による動的解析モデル。</li> <li>杭は一本杭としてモデル化するが、杭周地盤ばねに群杭効果を考慮できる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>杭基礎を多本杭にモデル化した一体型モデル。</li> <li>杭軸力と曲げモーメント発生時刻性を考慮できる。</li> </ul>

Fig.4 上部構造の地震応答解析モデルのメニュー

等価地盤物性は、液状化の可能性がない地盤では、例えば SHAKE による最大せん断歪みの 65% (有効せん断歪みと呼ぶ) におけるせん断剛性と減衰定数で設定される。液状化の可能性のある地盤では、せん断歪みに依存した非線形性に加えて、過剰間隙水圧の上昇による有効応力の低下を考慮した等価地盤物性を評価する必要がある。文献 4) では液状化判定結果を用いて液状化層の等価地盤物性を簡便に評価する方法を解説している。ただし、液状化層の過剰間隙水圧の上昇

過程は、地震動の位相特性 (衝撃型と振動型の波形タイプ) によって異なるため、地震中の地盤物性の時間的な変化も地震波の違いによって異なってくる。また液状化後の地盤物性を等価地盤物性として評価するため、等価せん断剛性を過小に与える場合が多くなる。従って、等価地盤物性はあくまでも地震時の地盤物性を一つの物性値で近似しているに過ぎないことを念頭に、ある程度の安全余裕をみた断面設計を行うなどの配慮が必要である。

	直接基礎	埋込み基礎	杭基礎	
基礎構造				
評価法 I (実用法)	限耐法の地盤ばね	限耐法の地盤ばね	限耐法の地盤ばね	基礎指針の地盤反力係数
評価法 II (簡便法)	剛性: 静的解 (チャート) 減衰: 経験式  コーンモデル (周波数依存ばね)	<ul style="list-style-type: none"> <li>側面水平ばね <math>K_{ES}</math></li> <li>剛性・減衰: Novak or チャート</li> <li>基礎底面ばね</li> <li>左記の直接基礎のばね</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>剛性: 単杭の杭頭ばねを集約。水平ばねには群杭効果を考慮。</li> <li>水平杭周ばね: Francis ほか</li> <li>上下杭周ばね: Randolph</li> <li>減衰: 経験式</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>杭周水平ばね <math>K_H</math></li> <li>剛性: Francis ほか (群杭効果を考慮)</li> <li>減衰: Gazetas &amp; Dobry</li> <li>基礎底面回転ばね <math>K_{PR}</math></li> <li>左記の回転ばね</li> </ul>
評価法 III (詳細法)	振動アドミタンス or グランドコンプライアンス 薄層要素法	薄層要素法 境界要素法 軸対称 FEM	薄層要素法 軸対称 FEM	薄層要素法

Fig.5 各種基礎形式の動的地盤ばねの評価メニュー

### 3. 相互作用を考慮した地震応答解析モデル

上部構造の地震応答解析モデルのメニューを Fig.4 に示す。地震応答解析は、上部構造の基礎底面に水平地盤ばねと回転地盤ばねを設けた SR モデルを用いて行われることが多い。水平地盤ばねと回転地盤ばねは、Fig.5 に示すように地表面直接基礎、埋込み基礎、杭基礎と基礎形式の違いに応じて算定方法も異なる。杭支持建物では、杭基礎と上部構造を同時に多質点曲げせん断棒にモデル化した一体型モデルが用いられることもある。一体型モデルでは、杭基礎のモデル化の違いにより群杭を一本の杭でモデル化する集約モデルと多本杭にモデル化する全体モデルがある。この一体型モデルでは杭と地盤を結ぶ杭周地盤ばねを算定する必要がある。

相互作用を取り入れた応答解析モデルは、解析技術の向上によってますます複雑で詳細なモデルとなる傾向にある。しかし、耐震設計に用いる応答解析モデルは詳細なモデルが必ずしも最適とは限らず、建物条件や設計条件に見合った設計解析モデルを選択する必要がある。もちろん、実用的なモデルと言っても詳細モデルや実験、観測結果との比較により、合理性を確認する実証研究を積み重ねることは言うに及ばない。

一連の耐震設計をみても、設計用入力地震動を限耐法のように応答スペクトルで規定する場合から、最近の強震動予測のようにシナリオ地震の震源断層モデルから波動伝播解析により建設サイトの地震動を評価する場合と、入力地震動設定の考え方にも大きな差がある。地盤情報については、先にも述べたように N 値のみの情報から地盤物性を評価する場合から、PS 検層や動的変形試験が入念に行われている場合もある。液状化の影響についても、N 値と地表面加速度を設定して液状化判定を行い、等価地盤物性をを用いた等価線形解析を行う場合から、過剰間隙水圧の発生モデルを取り入れた有効応力解析により液状化地盤の応答を直接時刻歴で計算する場合がある。さらに、上部構造の応答では、建物のモデル化の精緻さによっても自ずと地震力に差がでてくる。このように設計者は、設計用入力地震動、地盤情報、地盤応答の評価法、上部構造のモデル化それぞれとのバランスを考えて相互作用の評価法を選択する必要がある。

#### 3.1 応答スペクトルを用いた地震荷重評価

入力地震動を応答スペクトルで設定して建物の地震荷重を評価する場合には、相互作用効果を考慮した建物の固有周期と減衰定数が必要となる。相互作用による建物の長周期化や減衰定数の変化の割合は、地盤条件と上部構造の振動性状の関係に応じて当然異なるため一概に決めることができないが、入力地震動の設定法や地盤増幅計算の簡便さに合わせて、相互作用効果もあまり複雑な計算をしないで設計モ

デルに考慮できることが望ましい。従って、常時微動計測や地震観測および既往の設計解析の結果をもとに、経験的に相互作用効果による建物の固有周期と減衰定数の変化を決める方法も有効となる<sup>6), 7)</sup>。また、限耐法のように水平地盤ばねと回転地盤ばねを用いて上部構造の変位分布を考えて評価する方法がある。この地盤ばね定数は限耐法の方法や理論解の静的ばね定数を用いて設定することができる。地盤ばねの減衰定数は、限耐法では表層地盤の 1 次固有振動数での逸散減衰の特性の変化を意識して、振動数に依存した実用的な評価方法が提案されている。

#### 3.2 時刻歴波形を用いた動的応答解析

時刻歴応答は、入力地震動、地盤、建物それぞれがもつ振動特性を考慮した応答解析により地震力を評価する有効な方法である。入力地震動は、設計用地震動の基準応答スペクトルに適合させて作成した時刻歴波形や、震源断層モデルから評価したサイト波を工学的基礎位置に設定し、表層地盤の応答解析を行うことにより求められる。建物の応答解析モデルは、杭支持建物では前述のように上部構造モデルに群杭の地盤ばねを取り付けた SR モデルと、上部構造と一本の杭に集約した杭基礎を連成させた一体型モデルがある。さらに、群杭を多本杭にモデル化し杭応答を詳細に検討できる全体モデルがある。各種基礎形式の地盤ばねは Fig.5 に示した評価法のメニューにあるように実用法、簡便法、詳細法があり、設計解析モデルの精緻さに対応させて選択する必要がある。

#### 3.3 杭応答の評価法

軟弱地盤における杭基礎の耐震設計では、Fig.6 に示すように建物慣性力により杭頭で生じる杭応力に加えて、地盤震動により生じる杭応力も考慮することが必要となっている<sup>8), 9)</sup>。杭応答の評価法のメニューは

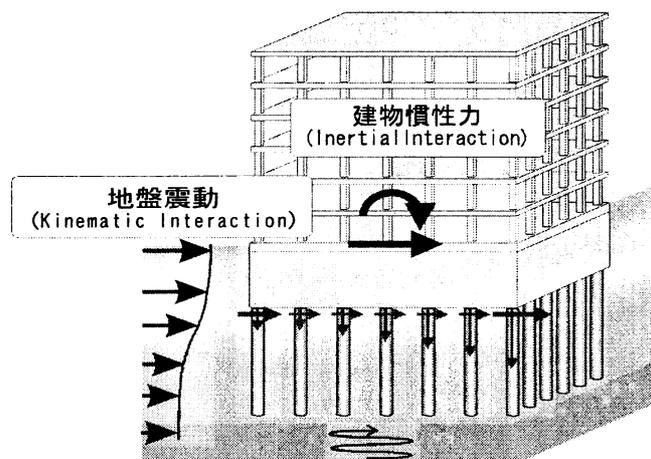


Fig.6 地震時杭応力の発生要因

Fig.4 に示したように、上部構造と杭の応答を別々に行う分離型モデルでは、杭応力は応答変位法の考えを用いて評価する。上部構造と杭基礎を連成させ動的に杭応答を算定する一体型モデルでは、建物慣性力と地盤震動により生じる両杭応力を時刻歴で直接考慮される。また、群杭の杭応力をどこまで詳細に検討するかによって、群杭を一本の杭でモデル化する集約モデルと多本杭にモデル化する全体モデルに分けられる。

杭周地盤ばねは、建築基礎構造設計指針にある例えば地盤の変形係数を  $E_0=700 \cdot N$  として地盤反力係数から求める方法やあるいは弾性論から評価する方法がある。より詳細に杭応答を求める場合には杭周地盤ばねに非線形性を考慮することや、杭体にも変動軸力に依存した非線形特性を考慮することが必要となる。さらに、地下室がある場合には表層地盤が地下壁へ動土圧として働くため、杭頭への慣性力にも影響を与える。以上のように、杭応力を合理的に算定するためにも、表層地盤の非線形応答（加速度と変位応答とも）を適切に評価することが前提となる。

### 3.4 基礎入力動の評価

基礎入力動は、地表面直接基礎では自由地盤の地表面応答をそのまま用いることができる。しかし、埋込み基礎や杭基礎では表層地盤の増幅を基礎が拘束することにより、水平動についてはいわゆる入力損失が生じる。また、埋込み基礎の場合、埋込み比（埋込み深さ/基礎幅）が大きい建物では地下壁からの入力により回転入力動が生じる。この基礎入力動は一体型モデルでは自動的に考慮された応答結果が得られるが、SR モデルでは別途評価することが必要となる。実設計の応答解析では、水平動の基礎入力動の性状は基礎底面深さの自由地盤応答に近いという結果があり、近似的に自由地盤の基礎底面深さの応答波で代用することも多い。

水平動の基礎入力動の算定例<sup>10)</sup>を以下に示す。解析法に軸対称 FEM を用いて、無質量剛基礎（基礎底面中心位置）の応答である基礎入力動を算定している。地盤モデルは Fig.7 に示す第2種地盤と第3種地盤であり、基礎形式は1辺30mの正方形基礎で地下室を有する杭基礎である。埋込み深さ  $D_e$  は2mと10mの場合を計算している。Fig.8 に基礎入力動を示す。同図には自由地盤の地表面と基礎底面深さにおける地中応答も比較して示す。いずれも解放工学的基盤表面で規定した入力地震動に対する伝達関数の形で示している。

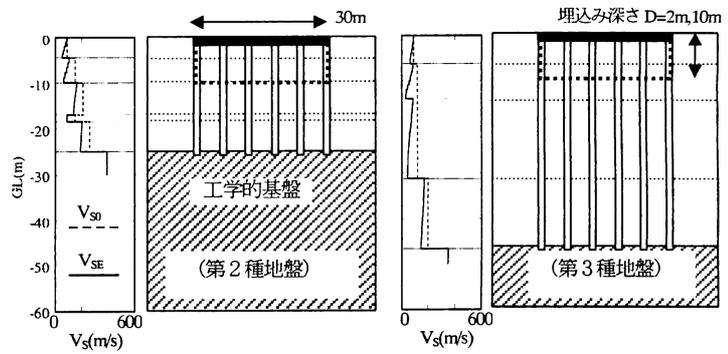


Fig.7 地盤と基礎の条件

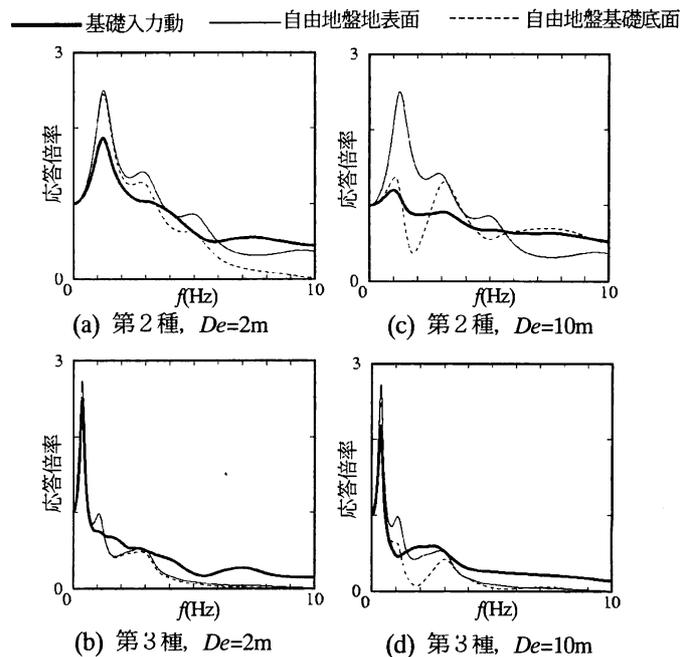


Fig.8 基礎入力動と自由地盤応答の伝達関数<sup>10)</sup>

これらの結果より以下のことがわかる。

- ①埋込み深さが大きくなると基礎入力動の応答倍率のピークが小さくなり、入力低減効果が顕著となる。
- ②基礎入力動のピーク近傍では自由地盤地表面よりも小さくなるが、高振動数領域では逆転する。これは自由地盤地表面では減衰の影響により高振動数側で振幅が減少するのに対し、杭基礎では地震波が杭の支持地盤から杭体を介して基礎底面位置に伝播するためと考えられる。
- ③自由地盤の地中応答は基礎入力動の応答特性と概ね同レベルとなるが、上層地盤の固有振動数付近で応答倍率が急激に小さくなるため、これを建物への入力地震動として用いる場合は留意する必要がある。

以上のように、構造物への入力動は自由地盤の応答そのものと異なり、地盤特性や基礎形式によってもその性状は違ってくることがわかる。設計解析においてはここで用いたような詳細なモデルで地震応答解析を行うことが望ましいが、全ての建物に対して適用する

ことは現実的でない。従って、自由地盤の基礎底面深さの応答波を入力動とすることは、いわゆる工学的な判断であることを忘れてはならない。

ここで、大地震時の地表面での大加速度応答と建物被害との関係について考えてみる。上記のような入力の相互作用による入力損失と慣性の相互作用による逸散減衰が被害低減に幾らか貢献したということも考えられるが、実際は解析条件と実地震時との間には多くのギャップがある。例えば、本解析では基礎と地盤との接触条件は完全密着で、等価線形地盤での応答を計算しているに過ぎないが、実際の大地震時での基礎と地盤との接触面では理想的な完全密着の条件が維持しているとは考えられず、接触面で何らかの緩み（すべり、浮き上がり、剥離など）が起こっている可能性が高い。さらに、観測された地表面応答が本当に建設サイトでの自由地盤応答とみなせるかなどの検証も必要となる。従って、大地震時の地盤応答～基礎入力動～建物応答を解明するには、実大建物をを用いた高密度な地盤-建物系の地震観測を早急に行う必要がある。

#### 4. 「やさしい・動的相互作用を考慮した耐震設計法」の刊行

建築基準法の改正により、耐震設計に表層地盤の増幅と相互作用効果を取り入れることが可能となったのはご存知の通りである。このことによって、設計実務者から Fig.9 に示すような質問を聞くことが多い。いずれも、設計プロセスでの設計解析のモデル化の方法や、解析計算法の選択といった建物の地震荷重や地震力を決定する際に大きな影響を与えるもので、設計判断として大変重要なものとなる。このような状況を鑑み、基礎構造系振動小委員会傘下の相互作用刊行物WGでは、表層地盤の増幅と相互作用効果を耐震設計に健全に取り込む助けとするため、2005年秋の出版を目指して現在「やさしい・動的相互作用を考慮した耐震設計法」<sup>11)</sup>の執筆を進めている。この刊行物では相互作用現象と相互作用の基礎理論も理解できるものとして、既刊書「入門・建物と地盤との動的相互作用」<sup>12)</sup>を踏まえ、相互作用を設計に取り入れるための手引書と啓蒙書の中間的な位置付けとなるよう、下記のような方針を立てている。

- ・相互作用と建物応答の関係が理解できるよう、基礎固定モデルと比較して相互作用を考慮することによる応答の変化をわかり易く示す。
- ・表層地盤の増幅評価法、地盤ばねの評価法、杭応答の評価法のメニュー(実用法、簡便法、詳細法)を示し、設計者が設計条件や建物条件に合わせて選択できるようにする。
- ・応答スペクトル法による地盤増幅の計算法を多層地盤にも拡張する。また、液状化地盤への適用についても検討する。

#### よく聞く質問(地震動・地盤関係)

- ✓N値の分布しか…。地盤のモデル化は？  
必要な地盤調査は？
- ✓工学的基礎位置は？(N値-50 or Vs-400m/s)
- ✓地盤の動的変形特性(告示モデル?)
- ✓液状化判定法・地表加速度200Gal, 350Gal?  
or 地盤応答解析の利用は？
- ✓応答スペクトル法 or 時刻歴解析  
…等価線形/非線形/液状化の応答？
- ✓模擬地震動の位相特性は？
- ✓上下動、表面波、長周期地震動…?

#### よく聞く質問(相互作用関係)

- ✓相互作用を考慮するの？
- ✓相互作用による長周期化よりも建物の方で…  
…限界耐力計算の考え方は？
- ✓非線形や液状化地盤での相互作用のモデル化は？
- ✓相互作用ばね、減衰の計算法は？
- ✓SRモデル/一体型モデルのどちらのモデルで？
- ✓SRモデルへの入力地震動は？  
…自由地盤の地表面応答or基礎底深さ？  
基礎入力動の計算が必要？

#### よく聞く質問(杭応答関係)

- ✓杭周地盤ばねの計算法？ … 700N or 弾性論
- ✓群杭の考え方は？ … 単杭 or 群杭
- ✓杭応力の計算法…応答変位法 or 一体型モデル？
- ✓杭頭への慣性力、地下震度の設定は？
- ✓地盤変形の入力が必要…？ その考え方は？
- ✓慣性力と地盤変形による杭応力の重ね合わせは？
- ✓杭基礎の2次設計と設計クライテリアは？
- ✓杭体の非線形(M-φ)を考慮？ 変動軸力は？

Fig.9 設計解析上の疑問、問題点

- ・4種類の建物タイプ、基礎形式と地盤モデルを条件とした試設計例を通じて、相互作用を設計に取り入れる方法をわかり易く解説し、実務に役立てる。

なお、刊行物については2003年12月に開催した「第7回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム」<sup>11)</sup>でその内容を紹介し広く議論を行った。また、本資料で

記載した2章の表層地盤の応答評価法や3章の相互作用モデルに関しては、刊行物の中では多くの計算例を示しながら詳細に解説しているため、今後の設計実務で有効に利用して頂きたい。

## 5. おわりに

構造物の地震被害に、表層地盤の応答性状が大きく影響していることは、地震のたびに繰り返言われてきた。その原因を解明するため、地盤の動的性質を明らかにする土質力学的な研究や、その成果を用いた表層地盤の非線形応答の研究が発展してきた。また同時に地震動から地震力への変換に大きな影響を与える相互作用研究も進展し、最近では地盤非線形や液状化を考慮して非線形相互作用効果を取り入れた地震応答解析法が開発されている。それにより、表層地盤-基礎-建物系の応答特性を評価できる一通りの設計解析ツールが整備されてきたと言える。しかしながら、依然として実際の地震時挙動と解析結果との間には大きなギャップがあるのが事実で、最近の新潟県中越地震でもみられた表層地盤の大加速度記録と構造物の被害との関係が説明できていないこともその1例である。その原因としては、表層地盤の観測記録と建物入力動の一貫性の欠如や、地盤と基礎間の未知なる非線形相互作用現象が影響しているなど様々な要因が考えられ、今後とも地道な実証研究と解析研究の蓄積による解明が急がれる。そして、何よりも上記のギャップを解消し、設計と実体が一体となるよう努力する必要がある。

## (参考文献)

- 1) 宮本裕司：基礎の地震荷重と相互作用、2002年度建築学会大会構造部門(振動)パネルディスカッション「地震動と地震荷重を繋ぐー現状と将来の課題ー」、2002.8
- 2) 古山田耕司、宮本裕司、三浦賢治：多地点での原位置採取試料から評価した表層地盤の非線形特性、第38回地盤工学会研究発表会、pp.2077-2078、2003.7
- 3) 国土交通省住宅局建築指導課ほか編集：2001年度限界耐力計算法の計算例とその解説、平成13年3月
- 4) 古山田耕司、宮本裕司、時松孝次、三浦賢治：応答スペクトル法による液状化地盤の応答解析と杭応力評価、日本建築学会技術報告集、第19号、pp.67-72、2004.6
- 5) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、2001.10
- 6) 日本建築学会：建築物の減衰、2000.10
- 7) 南 宏一、林 康裕、有木寛江、井上 豊：限界耐力計算による耐震設計に関する一考察、GBRC112、pp.11-21、2003.4
- 8) 宮本裕司、酒向裕司、喜多村英司、三浦賢治：非線形、液状化地盤における杭基礎の地震応答性状に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第471号、pp.41-50、1995.5
- 9) 宮本裕司：兵庫県南部地震における杭基礎の応答、第5回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム -近年の大地震の教訓と相互作用の設計への展開-、pp.33-44、1998.5
- 10) 永野正行、吉田一博：地盤ばね、基礎入力動と建物応答、第7回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム -動的相互作用を考慮した耐震設計法-、pp.91-100、2003.12
- 11) 宮本裕司：「動的相互作用を考慮した耐震設計法」の刊行、第7回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム -動的相互作用を考慮した耐震設計法-、pp.15-24、2003.12
- 12) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用、1996.4

## 地盤増幅 $G_s$ の設計上の留意点

### The Tips for amplification factor $G_s$ in design

小山 信

Koyama Shin

The building code of Japan stand on performance-based type had been adopted since 2000. The recommended calculation procedure, Response and Limit Strength Calculation (RLSC), is adopting response spectrum method. The distribution of first natural period ( $T_1$ ) and its amplification factor derived from RLSC for subsurface soil layers is studied using simple subsurface soil model, up to three layers including engineering bedrock, considering several parameters such as thickness, soil types and shear wave velocity. The effectiveness of RLSC is examined comparing first natural period,  $T_1$ , and its amplification factor,  $G_{s1}$ , derived from RLSC with those from SHAKE, equivalent linear analytical way. When subsurface soil models are rather simple and be able to be replaced using equivalent one layer,  $T_1$  and  $G_{s1}$  results from RLSC are coincident well with those from SHAKE.

#### 1 はじめに

2000年に施行された建築基準法改正に際して、性能検証型の新しい構造計算方法として開発・導入された限界耐力計算において、地震力は解放工学的基盤で規定された加速度応答スペクトル(標準加速度応答スペクトル)から水平成層を仮定した表層地盤の一次、二次卓越周期(二次卓越周期は一次卓越周期の3分の1)と増幅率で評価される表層地盤増幅特性( $G_s$ )を考慮して求めるようになった。表層地盤増幅特性に影響する土の非線形特性に関しては等価線形化手法を用いているため収斂計算を行う必要があり、各層のひずみを考慮して増幅を求める手法として「限界耐力計算(地盤増幅)」(以下、限界耐力計算)が提案されている。本手法は、理論的背景が示されている三浦・他<sup>1)</sup>を参考に、等価線形解析(SHAKE)での計算結果をターゲットとして表層地盤を質点系モデルに置換して一次震動モード形状と地表面および工学的基盤面の変位を比較的簡便に計算する方法として提案されている。

この限界耐力計算に関しては、2001年の第29回地盤震動シンポジウム「改正建築基準法の地震動規定を考える」において、限界耐力計算の評価と課題が議論された。森<sup>2)</sup>は、不均質表層地盤の2層地盤への置換の妥当性、非線形化による不均質化への適用性、開発段階で参照された等価線形解析による検証の妥当性、工学的基盤の定義の曖昧さ、 $G_s$ 評価の2本立て(精算法と略算法)の是非、について指摘している。また建築主事、設計事務所、建設会社設計者へのヒヤリングから、限界耐力計算は理解が困難であること、認定された市販プログラムが設計に必要なとの意見が多数あったことを紹介している。川瀬<sup>3)</sup>は、適用上

の留意点として液化化への適用性、耐震性の総合判断の必要性を指摘している。

ここでは、適用範囲の推定に資するための地盤モデルとして表層(工学的基盤を含まず)を単純な1層または2層モデルとして各定数をパラメトリックに変化させた地盤モデルと、地盤調査結果から地盤モデルを作成する際の簡略化の影響推定に資するための地盤モデルの2通りを対象として、限界耐力計算と等価線形解析を用いて増幅特性を計算し、表層地盤の一次卓越周期 $T_1$ と増幅係数 $G_{s1}$ を比較して適用性について議論することで、「地盤増幅 $G_s$ の設計上の留意点」に変えさせていただきたい。

#### 2 限界耐力計算の方法

限界耐力計算では、地表面における加速度応答スペクトルは図1に示すように、解放工学的基盤における標準加速度応答スペクトルに表層地盤の非線形増幅特性を考慮することにより求められる<sup>4)</sup>。これはターゲットとした等価線形解析と同様であるが、4)~7)の箇所に手計算も可能とするための特徴がある。具体的には、「4)モード解析」ではマトリクス反復法の一つであるStodola法を採用し、「5)表層地盤モデルの等価2層地盤への変換」では工学的基盤から上の複雑な多層構造を等価な1層に置換え、「6)等価2層地盤モデルでの $T_1$ 、 $G_{s1}$ 、 $G_{s2}$ の計算」では下式(1)~(7)により固有周期(1次)、増幅係数を求め、「7)地盤モデル各層の相対変位、ひずみの計算」では下式(8)、(9)により固有周期成分の加速度応答スペクトル値と地表面変位を関連付けている<sup>4)</sup>。

$$T_1 = 4H / V_{se} \quad (1)$$

$$V_{se} = \sum_{i=1}^{n-1} V_{si} H_i / \sum_{i=1}^{n-1} H_i \quad (2)$$

$$\rho_e = \sum_{i=1}^{n-1} \rho_i H_i / \sum_{i=1}^{n-1} H_i \quad (3)$$

$$\alpha = (\rho_i V_{se}) / (\rho_B V_{sB}) \quad (4)$$

$$G_s(T_1) = 1 / (1.57 h_e + \alpha) \quad (5)$$

$$G_s(T_2) = 1 / (4.71 h_e + \alpha) \quad (6)$$

$$G_b(T_1) = 1.57 h_e / (1.57 h_e + \alpha) \quad (7)$$

$$D_s(T_1) \approx (T_1 / 2\pi)^3 (1 / T_1) G_s(T_1) S_{0.4}(T_1, h=0) \quad (8)$$

$$D_b(T_1) \approx (T_1 / 2\pi)^3 (1 / T_1) G_b(T_1) S_{0.4}(T_1, h=0) \quad (9)$$

表層地盤増幅特性に影響する土の非線形特性を考慮するために、3)から9)で収斂計算を行っている。

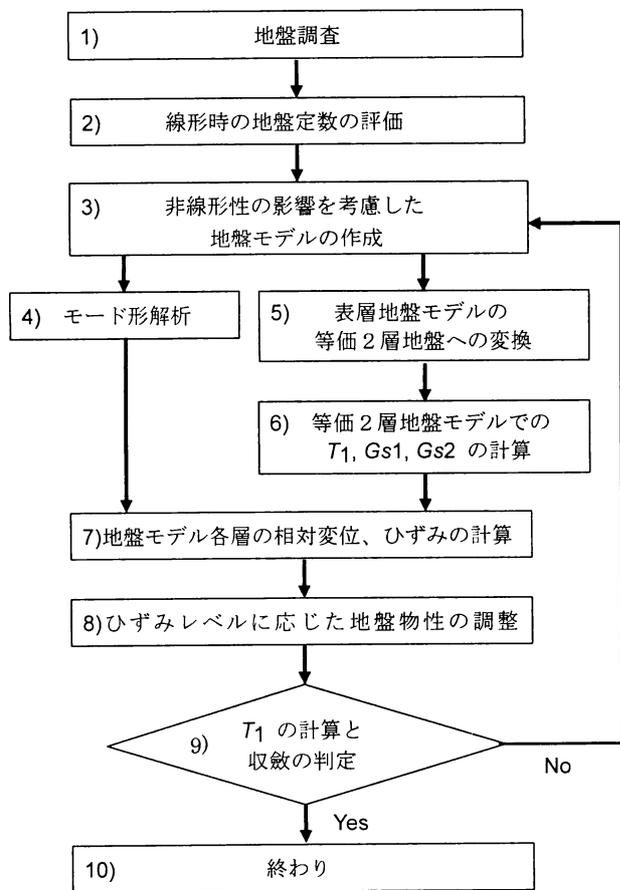


図1 地表面加速度応答スペクトル算定のフロー

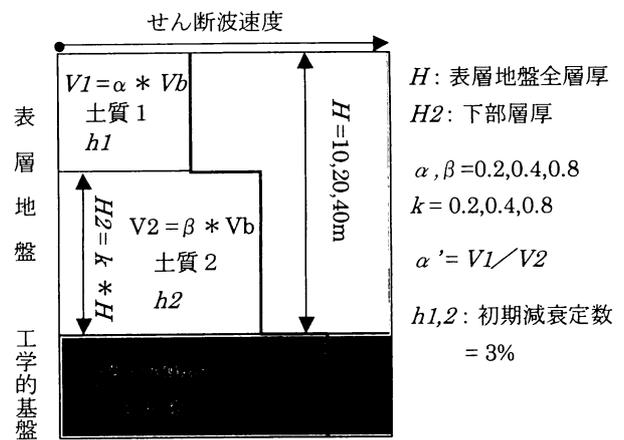


図2. 地盤モデルのパラメータ

### 3 適用範囲の推定に資するため検討

#### 3.1 地盤モデル

適用範囲の推定に資するための地盤モデルのパラメータは、図2に示すように①表層地盤の全層厚 ( $H$ ) は10、20、40mの3通り、②表層地盤は2層構造で下部層厚 ( $H2$ ) は表層地盤全層厚 ( $H$ ) の0.2、0.4、0.8倍の値を取る (図1の  $k$ )、③表層地盤各層のせん断波速度は、 $Vb$  に対して0.2、0.4、0.8の3通りの値を取る (図1の  $\alpha$ 、 $\beta$ )、ただし上部層のせん断波速度 ( $V1$ ) が下部層のそれ ( $V2$ ) の4倍となることは現実的でないので除外する、④表層の土質は粘性土または砂質土に分類し、その密度はそれぞれ1.6、1.8t/m<sup>3</sup>、非線形特性は平成12年建設省告示第1457号に示される値例えば2)参照、⑤工学的基盤の初期減衰定数 ( $hb$ ) は2%表層の初期減衰定数 ( $h1, 2$ ) は3%、に固定、⑥工学的基盤のせん断波速度 ( $Vb$ ) は400m/s固定、とした。これらのパラメータを組み合わせたモデル数は252通りである。計算では、表層地盤は全層厚に関わらず20層に分割した。

#### 3.2 計算手法

限界耐力計算で表層地盤の非線形性を考慮する収斂計算は、応答スペクトル法を採用する三浦・他<sup>1)</sup>の方法に準じている。ただし、工学的基盤のポアソン比は0.4に固定し、収斂計算のための一次モード形算定は、「2001年版限界耐力計算法の計算例とその解説」<sup>3)</sup>に示されている例題と同様にStodola法を用いた。また  $T1$  の変化が1%未満になった場合に、収斂したと判断した。

等価線形解析の入力地震動には、標準加速度応答スペクトルにフィッティングした、模擬地震動10波を用いた。作成手法は、設計用入力地震動作成手法指針案<sup>5)</sup>に従っている。

### 3.3 検討結果

限界耐力計算において、表層地盤増幅特性 ( $G_s$ ) は表層地盤の一次、二次卓越周期 ( $T1$ ,  $T2$ ) と対応する増幅率 ( $G_{s1}$ ,  $G_{s2}$ ) に基づいて規定される。ここでは、限界耐力計算と等価線形解析で求まる  $T1$  と  $G_{s1}$  を比較することで適用範囲を検討する。 $T1$  と  $G_{s1}$  は、(a)入力地震動の加速度応答スペクトルに対する地表面応答波形を入力地震動とする加速度応答スペクトルの比から  $T1$  と  $G_{s1}$  を求める方法、(b)応答計算で求まる地盤モデル各層のひずみレベルを考慮した地盤剛性、減衰定数から表層地盤の等価せん断波速度 ( $V_{se}$ ) と等価減衰定数 ( $h_e$ ) を求め、限界耐力計算と同様に平 12 建告第 1457 号に示されている計算式から  $T1$  と  $G_{s1}$  を求める方法、の 2 つの評価方法を適用した。等価線形解析については、いずれの場合も入力地震動 10 波の平均値を計算して  $T1$ ,  $G_{s1}$  としている。

図 3.4 は、それぞれ限界耐力計算、等価線形解析で得られた損傷限界の増幅率 ( $G_s$ ) を現わしている。図 1 に示す表層地盤上部・下部のパラメータで分類されている。

「表層均質」とは、表層地盤の上部・下部のせん断波速度および土質が等しい、すなわち工学的基盤から上の表層地盤が 1 層で構成される場合である。「 $\alpha'$ 」は、表層地盤の上部・下部層のせん断波速度の比を示しており、例えば「 $\alpha'=0.25$ 」とは、上部層のせん断波速度 ( $V1$ ) が下部層のそれ ( $V2$ ) の 4 分の 1 ( $V1/V2=0.25$ ) である地盤モデルを意味している。限界耐力計算には、平 12 建告第 1457 号で採用されている増幅率 ( $G_s$ ) の下限値を導入している。

これらの図から、等価線形解析の「 $\alpha'=0.25, 0.50$ 」において矢印で指示される周期 0.1~0.2 秒程度に現れている卓越が、限界耐力計算では再現されていないことが分かる。また、「 $\alpha'=0.25$ 」の場合を除いて、限界耐力計算の増幅率 ( $G_s$ ) は等価線形解析のそれよりも等しいまたは大きい傾向がある。

限界耐力計算と等価線形解析の結果の対応を検討するため、損傷限界、安全限界の  $T1$  と  $G_{s1}$  を比較した。図 5 は、3.3 で示した(a)に関しての分布を現わしている。X 軸は等価線形解析で求めた  $T1$  を、Y 軸は  $T1$  または  $G_{s1}$  について等価線形解析に対する限界耐力計算の比を取っており、限界耐力計算と等価線形解析の値が等しい場合は 1 となる。図中には、 $Y=0.8\sim 1.2$  の範囲を示す直線も描かれている。これらの図より、

- (1) 損傷限界、安全限界共に、「 $T1$  (等価線形解析)」が伸びるに従って「 $T1$  (限界耐力/等価線形)」が減少するのに対して、「 $G_{s1}$  (限界耐力/等価線形)」は逆の傾向を示す。
- (2) 損傷限界の「 $T1$  (限界耐力/等価線形)」は、「表層均質、 $\alpha'=0.50, 1.00$ 」の場合には 0.8~1.2 の範囲に収まっている。安全限界の「 $T1$  (限界耐力/等価線形)」は、全

ての地盤モデルにおいて損傷限界よりも相関が悪化しており、「 $\alpha'=0.50$ 」の一部を除いてほとんどの場合で 1.0 を下回っている。

- (3) 「 $G_{s1}$  (限界耐力/等価線形)」は、損傷限界、安全限界ともに同程度の相関を示しているが、安全限界の方が大きい傾向がある。「 $\alpha'=0.25$ 」の場合は、損傷・安全状態共に  $T1$  が短い地盤モデルでは 0.6 程度であり  $G_{s1}$  を適正に評価出来ないといけないと考えられる。

$\alpha'$  (「表層均質」を含む) で分類された各グループについて、 $T1$  および  $G_{s1}$  の相関係数を計算した。表 1 に示すように、 $T1$  に関しては「表層均質」を除いて損傷限界より安全限界で低下している。 $G_{s1}$  に関しては、「 $\alpha'=0.25$ 」では損傷・安全限界共に負の相関を示しているが、それ以外では損傷限界と安全限界で同程度である。

表 1 評価法(a)を適用した場合の相関係数

$\alpha'$		表層均質	0.25	0.50	1.00	2.00
損傷	$T1$	0.993	0.955	0.967	0.995	0.935
	$G_{s1}$	0.974	-0.069	0.901	0.972	0.937
安全	$T1$	0.978	0.918	0.928	0.977	0.890
	$G_{s1}$	0.962	-0.194	0.805	0.976	0.934

図 6 は、3.3 に示した(b)に関する計算結果を、図 3 と同様に現わしている。これらの図より、

- (4)(1)と同様の傾向が認められるが、(a)ほど顕著ではない。
- (5)地盤モデル、損傷・安全限界に関わらず  $T1$ ,  $G_{s1}$  共に良い相関を示している。全地盤モデルを対象とした場合でも、「 $T1$  (限界耐力/等価線形)」で 0.73~1.28、「 $G_{s1}$  (限界耐力/等価線形)」で 0.88~1.21 に収まる。
- (6)(b)の場合に限界耐力計算と等価線形解析で得られた  $T1$ ,  $G_{s1}$  が良い相関を示したことは、それぞれで得られた収斂時地盤モデルを等価せん断波速度  $V_{se}$  と等価減衰定数  $h_e$  で評価した場合にはほぼ等しい値となっていることを意味している。

(a)の場合と同様に相関係数を表 2 に示す。いずれの場合でも相関係数は(a)より改善されると共に 0.948 以上ある。また  $\alpha'$  の値や  $T1$ ,  $G_{s1}$  に関わらず、損傷限界と安全限界で同程度である。

以上より、1)a)に関して、 $T1$  は「 $\alpha'=0.50, 1.00$ 、表層均質」の場合、かつ入力地震動レベルが小さい場合に限界耐力計算と等価線形解析の結果は良い相関を示す。2)  $G_{s1}$  の相関は、入力地震動レベルに依存しない。「 $\alpha'=0.50, 1.00, 2.00$ 、表層均質」の場合に、限界耐力計算と等価線形解析の結果は比較的良い相関を示す。3)(b)は(a)よりも相関が高い。つまり、限界耐力計算と等価線形解析の収斂状態の地盤を等価 2 層地盤に置換して考えれば、震動特性は類似することになる。

表2 評価法(b)を適用した場合の相関係数

$\alpha'$		表層均質	0.25	0.50	1.00	2.00
損傷	$T1$	0.997	1.000	0.997	0.999	0.999
	$Gs1$	0.981	0.948	0.966	0.979	0.972
安全	$T1$	0.997	0.995	0.988	0.997	0.998
	$Gs1$	0.988	0.953	0.978	0.993	0.991

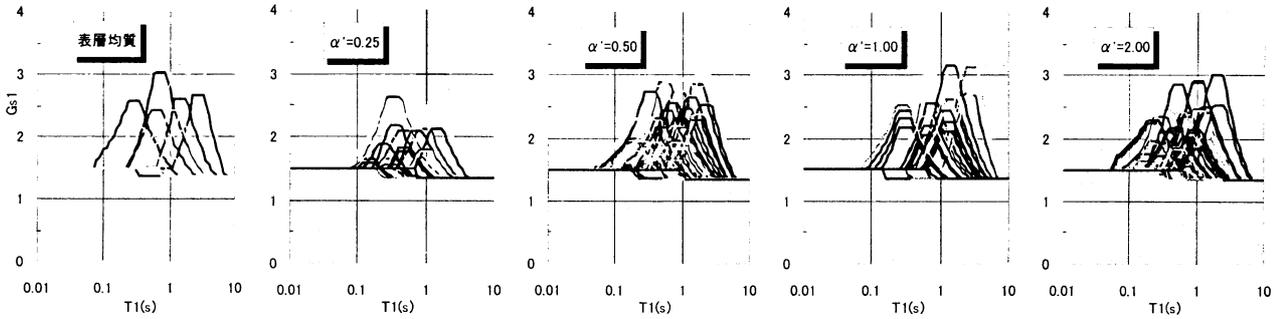


図3 限界耐力計算による尊称限界時の表層地盤増幅特性 ( $G_s$ )

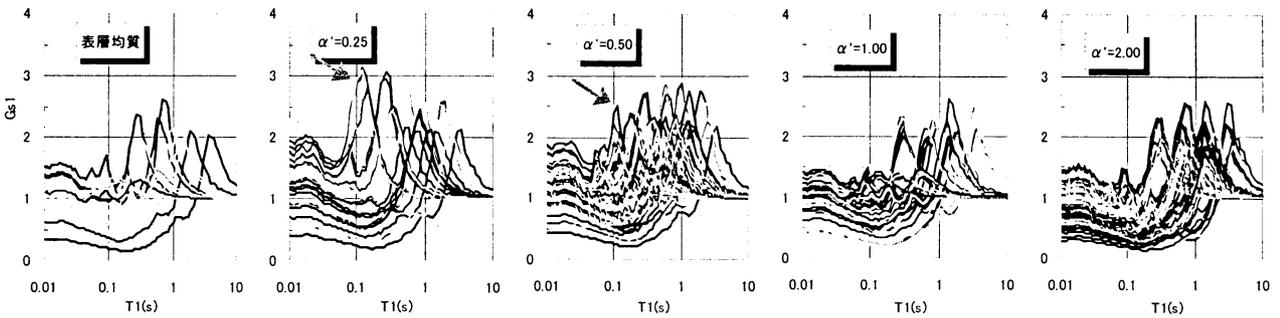


図4 限界耐力計算による尊称限界時の表層地盤増幅特性 ( $G_s$ )

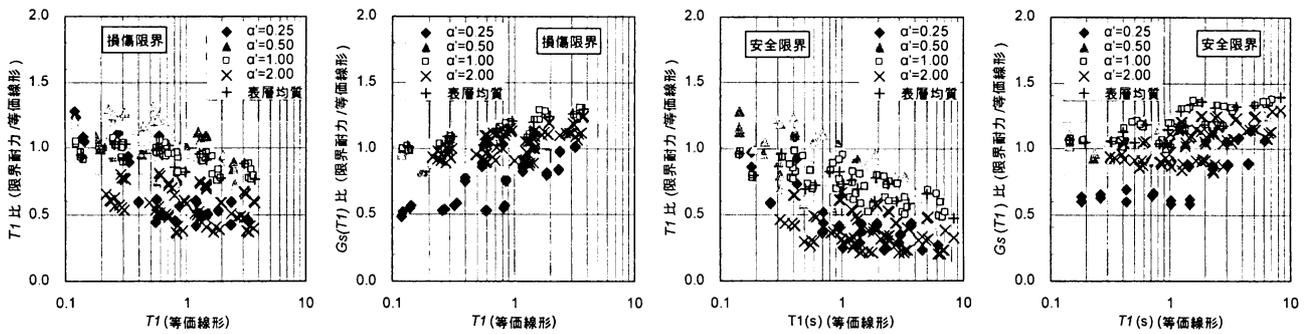


図5 等価線形解析で得られた  $T1$ 、 $Gs1$  に対する限界耐力計算  $T1$ 、 $Gs1$  の分布 (評価法(a)を適用した場合)

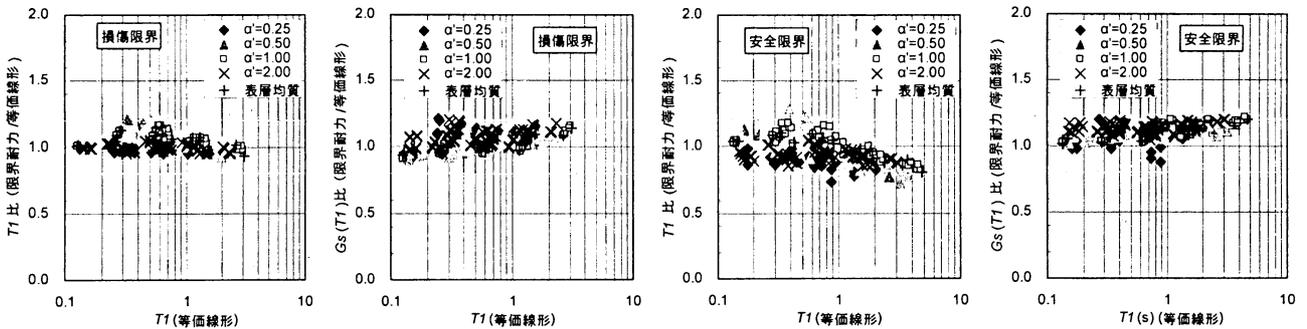


図6 等価線形解析で得られた  $T1$ 、 $Gs1$  に対する限界耐力計算  $T1$ 、 $Gs1$  の分布 (評価法(b)を適用した場合)

#### 4 簡略化の影響推定に資するため検討

##### 4.1 地盤モデル、評価項目

表層地盤モデルのせん断波速度を PS 検層に因らずに求める一方法として、N 値、土質、地表面からの深さ、等々をパラメータとしてせん断波速度を換算する経験式が提案されている。例えば<sup>6)</sup>この経験式によって得られるせん断波速度(N 値換算  $V_s$ )は、図 7 に一例を示すように PS 検層結果と比較してばらつきを示す。これは N 値換算  $V_s$  が、「①深さに応じて速度が増加する」、「②異なった土質を薄く挟む影響で速度を急変させる」、ことに起因する。限界耐力計算(地盤増幅)は手計算が可能な計算手法であるが、実際に行うには震動特性を損なわない範囲でばらつきを考慮して地盤モデルを簡略化する必要がある例え<sup>7)</sup>。ここでは表 3、図 8、9 に示すように、①に関しては漸増する N 値換算  $V_s$  を 1、2、4、8、16 層地盤でモデル化した場合の影響について (CaseA、B)、②に関しては一様な粘性土、砂質土地盤の一部について土質を換える (CaseC、D)、 $V_s$  を変化させる (CaseE~H) ことで異なった性質の挟層を有する場合の影響について検討した。なお②に関する標準地盤モデルは、粘性土・砂質土ともに、表層地盤の層厚、せん断波速度、密度が 20m、200m/s、1.6t/m<sup>3</sup>、工学的基盤のせん断波速度、密度が 400m/s、2.0 t/m<sup>3</sup> とした。また限界耐力計算では、表層地盤を等厚の 16 層に分割した。

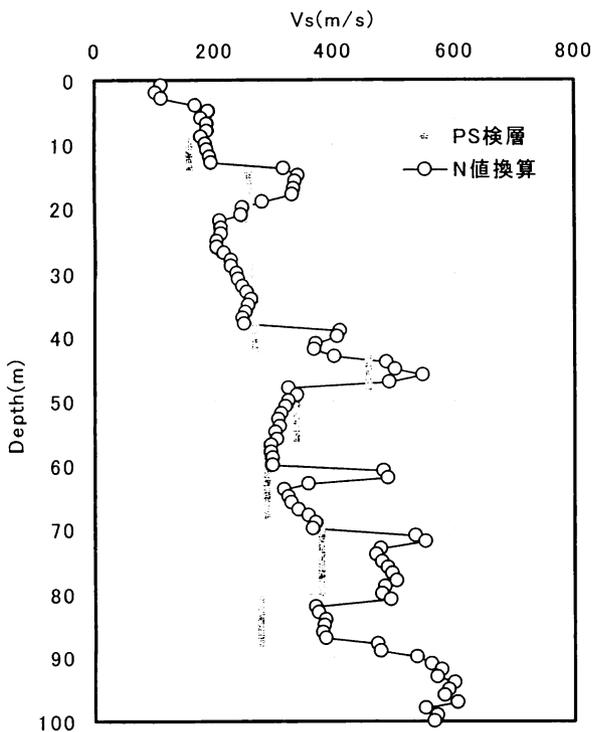


図 7 PS 検層と N 値換算  $V_s$  の比較

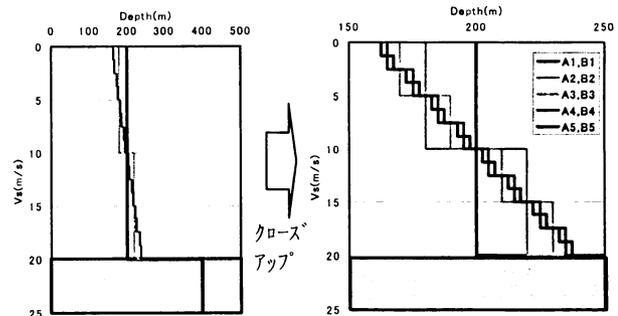


図 8 漸増する N 値換算  $V_s$  のモデル地盤

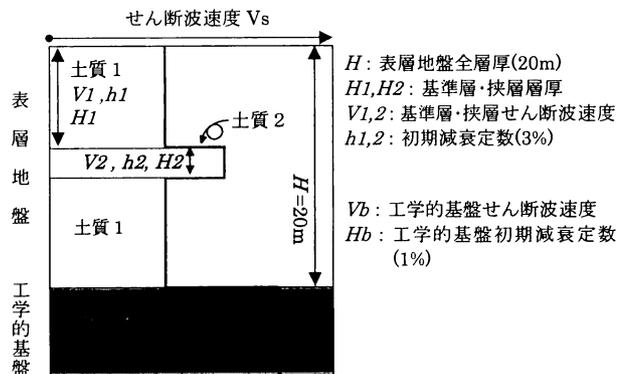


図 9 一様地盤に挟層を含む場合のモデル地盤

表 3 地盤モデルのパラメータ

Case	土質 1		土質 2			
	$V1$ (m/s)	土質	$H1$ (m)	$V2$ (m/s)	土質	$H2$ (m)
A1~5	図2参照	粘性土	20	-	-	-
B1~5	図2参照	砂質土	20	-	-	-
Cxy	200	粘性土	(y1~5) 5, 7.5, 10, 12.5, 15	200	砂質土	(x1, 2) 1.25, 2.5
Dxyz	↑	砂質土	↑	↑	粘性土	↑
Exyz	↑	粘性土	↑	(z1, 2) 100, 160	粘性土	↑
Fxyz	↑	砂質土	↑	↑	砂質土	↑
Gxyz	↑	粘性土	↑	(z1, 2) 240, 300	粘性土	↑
Hxyz	↑	砂質土	↑	↑	砂質土	↑

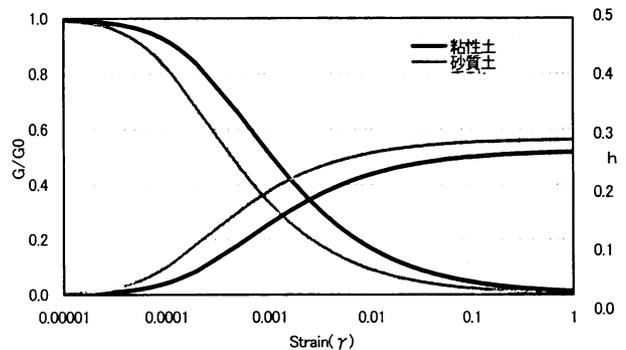


図 10 粘性土・砂質土の非線形特性

## 4.2 表層地盤増幅特性 ( $G_s$ ) の特徴

上記地盤モデルに関して、限界耐力計算（地盤）の手法<sup>3)</sup>に従って  $G_s$  を計算した。図 10 には、粘性土・砂質土の非線形特性を示す。図 11～18 は、地盤モデルごとの安全限界表層地盤増幅特性を示している。モデル地盤では表層地盤の密度および工学的基盤のせん断波速度 ( $V_b$ ) と密度は共通であるので、 $T_1$  は表層地盤の等価せん断波速度 ( $V_{se}$ ) の、 $G_s$  は  $V_{se}$  と表層地盤等価減衰定数 ( $h_e$ ) の関数となる。このうち  $h_e$  は、モデルに依存せずほぼ一定（粘性土 19%、砂質土 24%）であったので、 $T_1$ 、 $G_{s1}$  の差はせん断波速度の差に起因することになる。

「①深さに応じて速度が増加する」に相当する、複数のせん断波速度でモデル化する場合（CaseA、B）、一樣な地盤（CaseA1、B1）でモデル化した場合の一次卓越周期 ( $T_1$ ) と最大増幅率 ( $G_{s1}$ ) は、せん断波速度が漸増する傾向に最も近い CaseA5、B5 と比較して粘性土で 8% ( $T_1$ )、4% ( $G_{s1}$ )、砂質土で 14% ( $T_1$ )、6% ( $G_{s1}$ ) 程度過小評価されている。また 2 層以上に分割した場合、8 層と 16 層はほとんど等しい計算結果となった。

「②異なった土質を薄く挟む影響で速度を急変させる」に相当する地盤モデルの中で、一樣な粘性土、砂質土地盤の一部に異なった土質が挟層として存在する CaseC、D の場合、砂質土挟層が粘性土内に存在する CaseC の場合に影響が大きく現れている。これは、図 4 に示される砂質土の非線形特性が粘性土のそれよりもひずみ依存性が強いいため、砂質土挟層の非線形性の影響が強く現れたものと考えられる。

一樣な粘性土、砂質土地盤の一部（1.25m、5.0m 厚）のせん断波速度が低減している CaseE、F の場合、2 割低減 (Exy2、Fxy2) であればその影響は 7% ( $T_1$ )、3% ( $G_{s1}$ ) であるが、5 割低減 (Exy1、Fxy1) になると低減層が工学的基盤に近いほどその影響は増大し 26% ( $T_1$ )、14% ( $G_{s1}$ ) に達する。一方、一樣な粘性土、砂質土地盤の一部（1.25m、2.50m 厚）のせん断波速度が増大している CaseG、H では、2 割増大 ( $G_{xy1}$ 、 $H_{xy1}$ ) であればその影響は 10% ( $T_1$ )、4% ( $G_{s1}$ ) 程度、5 割増大 ( $G_{xy2}$ 、 $H_{xy2}$ ) で影響は増加するものの 17% ( $T_1$ )、7% ( $G_{s1}$ ) 程度であり、せん断波速度が低減している CaseE、F よりも影響は小さい。

図 19 は、表 3 に示す CaseC から H のモデルについて、異質な層が存在する深さを区別して示した  $T_1$  の分布である。図中には粘性土および砂質土地盤の標準地盤モデル（それぞれ CaseA1、CaseB1）で求まる  $T_1$  の値（標準）と、その  $\pm 20\%$  値も表示されている。 $T_1$  は、粘性土・砂質土に関わらず異質層の層厚が大きいほど、速度低減・増大が大きいほどばらつきが大きくなっている。特に異質層の速度低減が 50% の場合 (E1/2y1、F1/2y1) に標準を 20% 以上下回るケースが発生しているが、これらのケースを除外すれば、薄い異質層の影響を考慮しなくても  $T_1$  は  $\pm 20\%$  の範囲で評価可能である。

これらの地盤モデルについて等価線形解析で計算した場合

の  $T_1$  の分布を、図 20 に示す。粘性土の場合、E2y2、E2y1、E1y2 以外は限界耐力計算の場合と同様の傾向を示している。E2y2、E2y1、E1y2 については、この順に挟層の速度低減が大きく、層厚が厚く設定されているが、 $T_1$  が増大して多くの場合で標準地盤モデルの  $T_1 + 20\%$  を超えている。砂質土の場合、標準地盤モデルの  $T_1$  が限界耐力計算のそれよりも 3 割程度増大している。挟層の速度低減が大きく、層厚が厚く設定されている F2y2、F1y1、F1y2 については、粘性土の場合と同様に  $T_1$  が増大して多くの場合で標準地盤モデルの  $T_1 + 20\%$  を超えている。

この限界耐力計算と等価線形解析の比較で  $T_1$  が大きく異なっている、せん断波速度が 50% 低減した挟層が存在する E1y1、E2y1 と F1y1、F2y1 について、収斂時の地中変位分布を図 21、22 に示す。まず標準地盤モデル A1、B1 の地中変位分布が、限界耐力計算と等価線形解析で大きく異なっていることに気付く。この様に変位が大きく異なるケースは、「3」のパラメトリックスタディにおいても多数認められた。さらに限界耐力計算で求まる地表面変位は、等価線形解析のそれよりも分布の幅が広く、挟層が強く影響していると考えられる。

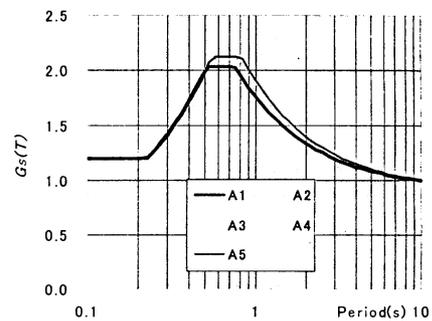


図 11 CaseA の表層地盤増幅特性

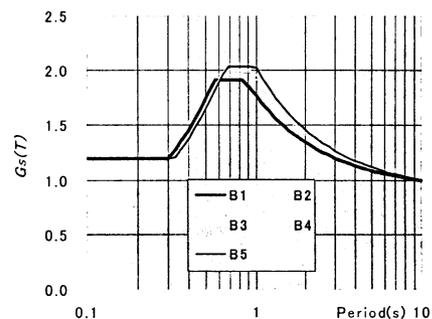


図 12 CaseB の表層地盤増幅特性

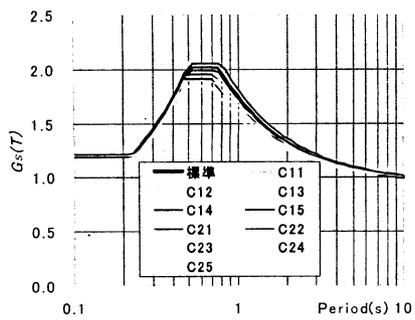


図 13 CaseCの表層地盤増幅特性

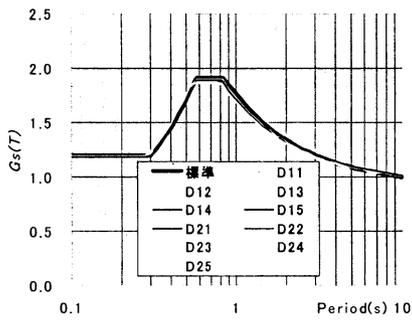


図 14 CaseDの表層地盤増幅特性

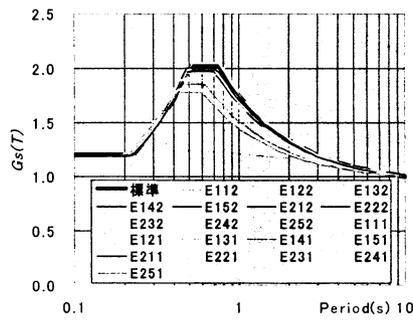


図 15 CaseEの表層地盤増幅特性

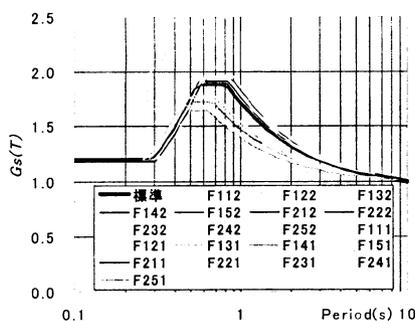


図 16 CaseFの表層地盤増幅特性

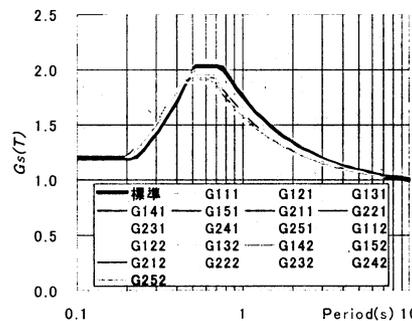


図 17 CaseGの表層地盤増幅特性

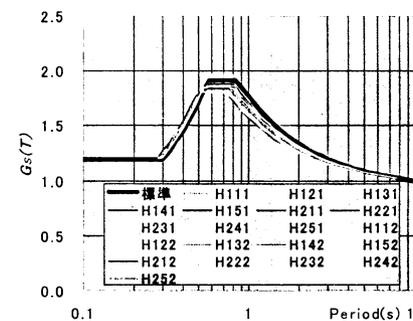


図 18 CaseHの表層地盤増幅特性

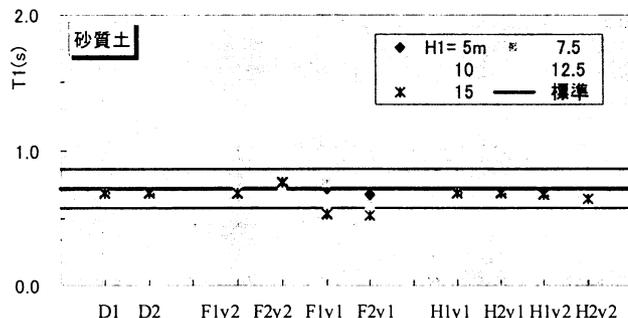
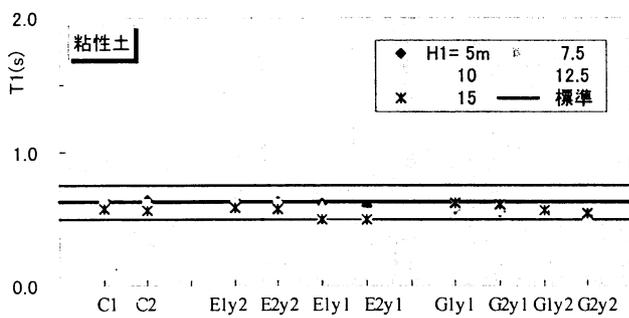


図 19 粘性土・砂質土地盤モデルでの限界耐力計算による一次卓越周期 ( $T_1$ ) の分布

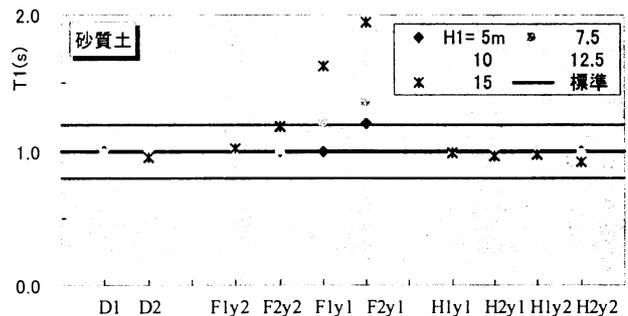
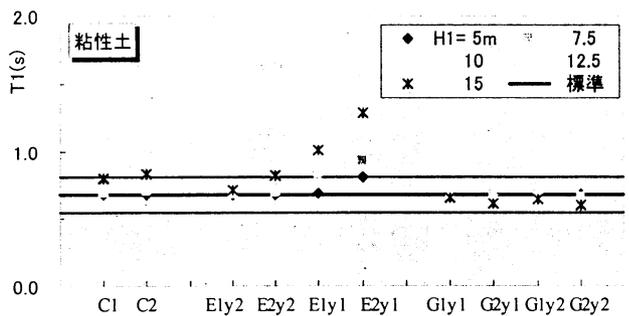


図 20 粘性土・砂質土地盤モデルでの等価線形解析による一次卓越周期 ( $T_1$ ) の分布

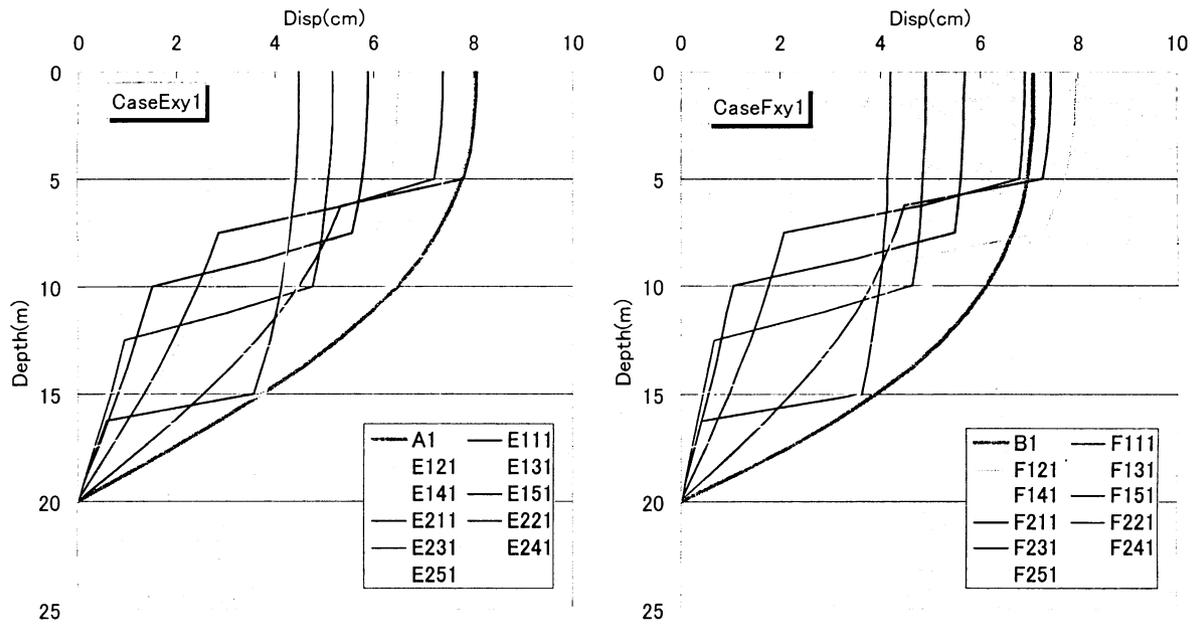


図 21 セン断波速度が 50%低減した層が挟まれた場合の限界耐力計算による地中変位分布

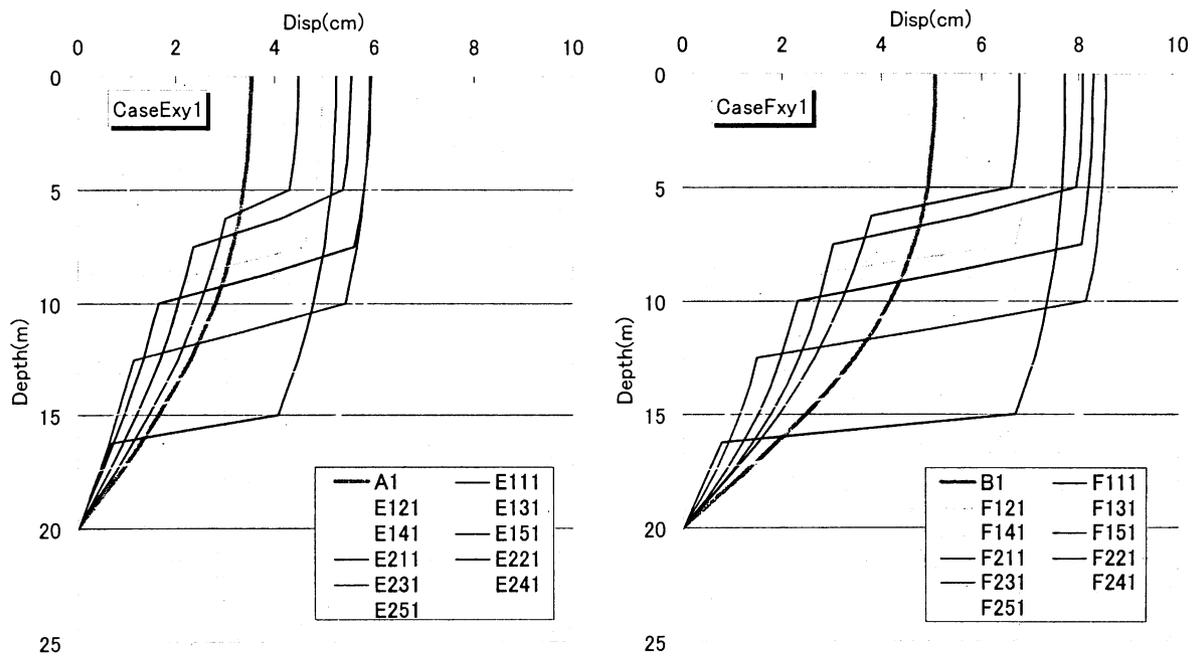


図 22 セン断波速度が 50%低減した層が挟まれた場合の等価線形解析による地中変位分布

### 5 Gsに見られる特徴の考察

「3 適用範囲の推定に資するため検討」、「4 簡略化の影響推定に資するため検討」を通じて、限界耐力計算とそのターゲットである等価線形解析を詳細に比較すると、 $T1$  や  $Gs1$  のみならずこれらの元となる収斂時の地中変位やせん断波速度も一致がよくない場合が生じることが分かってきた。然しながら、「3」で示したように「(a)」、「(b)」2つの評価法により得られた  $T1$  と  $Gs1$  を比較し、後方で相関が改善されていたことから、トータルの地盤増幅特性は限界耐力計算と等価線形解析で同程度になっているのではないかと想像される。この「(b)」の評価方法の場合、簡略化した等価せん断波速度  $Vse$  と等価減衰定数  $he$  を変数とする関数を採用している影響により相関係数が改善されたように見えた可能性も心配され。そこで、逆に限界耐力計算と等価線形解析で求まる収斂時地盤定数に対して重複反射理論を適用して地盤増幅特性を計算し、 $T1$  と  $Gs1$  を比較してみた(評価法(c))。用いた地盤定数は、「3」のパラメトリックスタディーで得られた界収斂時の値である。

本方法で得られた  $T1$ 、 $Gs1$  を、「3」と同じ方法でプロットすると図 23、24 のようになる。損傷限界、安全限界とともに、(a)の方法で比較した場合よりもばらつき具合が改善され、特に  $Gs1$  で顕著である。損傷限界に関しては、等価線形解析に対する比で  $T1$  は 0.82~1.32、 $Gs1$  は 0.85~1.16 の範囲に収まっている。安全限界に関しては、 $T1$  は 0.6~1.3 に、 $Gs1$  は 0.92~1.14 の範囲に収まっている。相関係数も改善され、表 4 に示すように最も悪い  $\alpha'=0.25$  の時の  $Gs1$  でも 0.883 となった。ところで  $Gs1$  で改善の度合いが  $T1$  より顕著であるのは、 $Gs1$  は等価せん断波速度  $Vse$  と等価減衰定数  $he$  を変数としており、限界耐力計算によるひずみレベルが等価線形解析のそれと異なった場合でも、 $Vse$  と  $he$  に与える効果が相殺されるためと考えられる。

表 4 評価法(c)を適用した場合の相関係数

		$\alpha'$	表層均質				
				0.25	0.50	1.00	2.00
損傷	$T1$	0.997	0.996	0.996	0.997	0.995	
	$Gs1$	0.991	0.897	0.920	0.917	0.967	
安全	$T1$	0.993	0.990	0.991	0.994	0.987	
	$Gs1$	0.997	0.883	0.940	0.966	0.986	

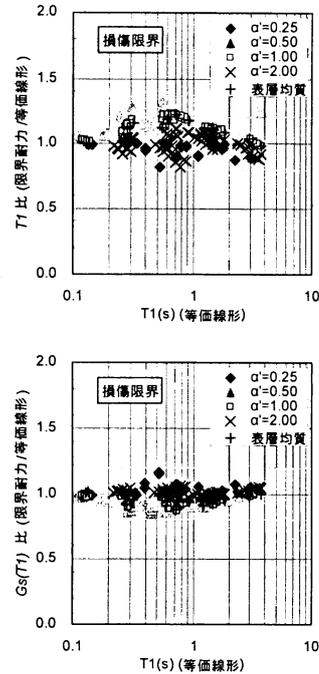


図 23 重複反射理論で計算した  $T1$  と  $Gs1$  の比較 (損傷限界)

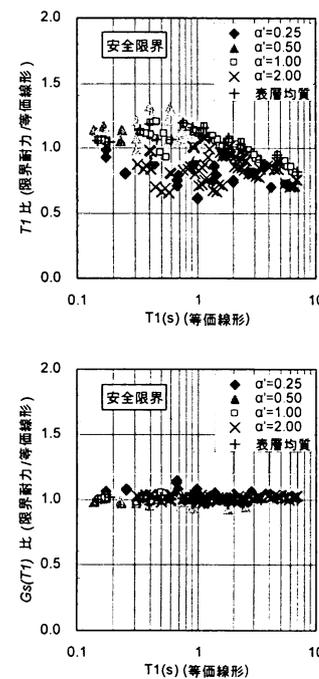


図 24 重複反射理論で計算した  $T1$  と  $Gs1$  の比較 (安全限界)

これらの結果は、限界耐力計算の結果を利用してより精度良く地盤増幅特性を求める方法を示唆していると考えられる。つまり、限界耐力計算によって得られる収斂時地盤定数から、告示に示される  $Gs1$ 、 $T1$  を求める式(式(1)、(5)~(7))を使わずに理論計算(線形計算)を行うことで、推定精度が向上させる(ターゲットの値に近づく)ことができる。

## 6 まとめ

地盤モデルをパラメトリックに設定して、一次卓越周期  $T1$  と増幅係数  $Gs1$  を比較することで限界耐力計算の適用性について検討した。表層地盤が均質に近い、言い換えれば等価せん断波速度で元の地盤特性を表現できるような地盤モデルの場合は、限界耐力計算で地盤の非線形特性を考慮した増幅特性を評価できることになる。今回の結果では、損傷・安全限界、 $T1$ 、 $Gs1$  の全てについて適用できる地盤は、 $\alpha'=0.50$  の場合だけであった。

限界耐力計算が適用できない、つまり等価線形解析で求めた  $T1$  と  $Gs1$  との一致が悪い場合は、限界耐力計算で求めた収斂時地盤定数を用いて理論的に  $T1$  と  $Gs1$  を計算すれば、ほぼ全ての地盤（工学的基盤を含めて3層以下の地盤モデルしか検討していないが）に適用できると考えられる。

今回の検討で限界耐力計算を無条件で適用できる地盤が限定されるなど、利用する上での問題が残されている。また例えば森<sup>2)</sup>、川瀬<sup>3)</sup>が指摘している問題点も残されている。これらに対して、例えば三浦<sup>8)</sup>は、限界耐力計算の精算法では短周期建物への入力地震動レベルが過大であるとの議論があ

ることを受けて、固有周期  $T1$  の変動を±10%に狭めると同時に  $Gs$  の下限値を 1.0 とする表層増幅係数を提案している。林・他<sup>9)</sup>は、一様な表層地盤と工学的基盤で構成される2層地盤を対象に、弾性時のインピーダンス比に基づいた地盤増幅特性係数の略算式を提案している。また、曖昧とされる工学的基盤の設定方法として、a)インピーダンス比 $\alpha_0$ が極小となる位置とする、b)工学的基盤を深めに設定して最大せん断ひずみ $\gamma$ の収斂計算を行った後、 $\gamma$ が急増する位置を工学的基盤と際設定して2層化する、2通りの方法を提案している。境・他<sup>10)</sup>は、収斂計算を必要とせずに表層地盤の非線形性を考慮して地表における加速度応答スペクトルを求める簡便な評価法を提案している。安里・他<sup>11)</sup>、佐土平・他<sup>12)</sup>は、一様な表層地盤と工学的基盤で構成される2層地盤を対象に地盤特性をパラメータとして地盤をモデル化し、1次元波動論等価線形解析により卓越周期と増幅率の評価を行い、線形時  $VS$  をパラメータとした  $T1$  と  $Gs1$ 、 $Gs2$  の推定式を提案している。これらの提案や、さらに地盤震動小委員会から提案される表層地盤増幅評価手法を参考にして、限界耐力計算はこれからも機会を見つけて改善されるべきものとする。

## 参考文献

- 1) 三浦賢治・他: 応答スペクトル法による表層地盤の非線形増幅特性の解析法、日本建築学会構造系論文集、No.539、pp.57-62、2001
- 2) 森伸一郎: 改正建築基準法による表層地盤増幅の評価法における諸問題、第29回地盤震動シンポジウム、日本建築学会、pp.67-80、2001
- 3) 国土交通省住宅局建築指導課、同省建築研究所、(財)日本建築センター、(社)建築研究振興協会: 2001年版限界耐力計算法の計算例とその解説、工学図書社、2001年3月15日
- 4) 国土交通省建築研究所: 改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景、ぎょうせい、2001年3月30日
- 5) 日本建築センター: 設計用入力地震動作成手法指針案、1993
- 6) 太田裕、後藤典俊、横波速度を推定するための実験式とその物理的背景、物理探鉱、第31巻第1号、pp.8-17、1978
- 7) Ohsaki Y.: Dynamic characteristics and One-dimensional Linear Amplification Theories of Soil Deposits、Research Report 82-01、Department of Architecture、Faculty of Engineering、University of Tokyo、1982
- 8) 三浦賢治: 表層地盤の増幅、限界耐力計算の現状と課題、日本建築学会耐震構造的評価検討ワーキンググループ報告、pp.177-180、2004
- 9) 林康裕、他: 限界耐力計算法における地盤増幅係数評価に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第567号、pp.41-46、2003
- 10) 境有紀、他: 改正建築基準法の開放工学的基盤波を想定した表層地盤増幅特性の簡便評価法、日本建築学会構造系論文集、第565号、pp.73-78、2003
- 11) 安里元、他: 1次元波動論等価線形解析による表層地盤の卓越周期と増幅率の検討 その1、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 B-2、pp.239-240、2002
- 12) 佐土平淳美、他: 1次元波動論等価線形解析による表層地盤の卓越周期と増幅率の検討 その2、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 B-2、pp.241-242、2002

# 土の非線形モデルが地盤の応答評価に与える影響

## EFFECTS OF SOIL NONLINEARITY ON EVALUATION OF SITE RESPONSE

古山田 耕司 \*1  
Kohji KOYAMADA

This paper shows soil nonlinear models ( $G\sim\gamma$  and  $h\sim\gamma$  curves) and an effect of the soil nonlinearity. The soil nonlinear models were evaluated from natural samples those were obtained in a lot of sites in Japan. Analyses study using the soil nonlinear model was conducted in order to verify the effects of the soil nonlinearity on the evaluation of site response and pile stresses. Konan junior high school was severely damaged on the super structure and pile foundation by the 2003 Tokachi-oki Earthquake. The analyses of the soil-pile-structure were conducted using a numerical model taking into account an effect of soil nonlinearity. The observed strong motions in the borehole array at Atsuma Site by KiK-net are employed as an input motion to the analyses model. It is found that the soil nonlinearity greatly affects on the evaluation of site response and pile stresses.

### 1. はじめに

表層地盤の地震時応答は、土の非線形性の影響を強く受ける。そのため建物の耐震設計では、土の非線形性を考慮した地盤増幅の評価を行う必要がある。

本報では、多地点での原位置採取試料による室内試験結果を整理し、土の非線形モデル( $G/G_0\sim\gamma$ ,  $h\sim\gamma$  曲線)を検討する。また 2003 年十勝沖地震での杭被害の解析を通して、土の非線形モデルの設定や地盤の地震応答解析での留意点についてまとめる。

### 2. 土の非線形特性

土は図 1 に示すように、せん断歪みが大きくなるにつれてせん断剛性が低下し、減衰定数が増大する。大地震時の表層地盤の増幅特性は、この土の非線形性の影響を強く受ける。土の非線形性は、表 1 に示すように土質種別や拘束圧だけでなく、各地層の堆積年代や応力履歴など地域性の影響を受ける。そのため、原位置採取試料による室内試験結果をもとに土の非線形性を設定することが望ましいが、試料採取や室内試験には時間と費用がかかるため既往の実験式を用いる場合がある。ここでは、多地点での原位置採取試料による室内試験結果を整理し、土の非線形モデルのパラメータについて示す<sup>1)</sup>。

#### 2.1 採取試料の諸元

表 2 に採取試料の諸元を示す。動的変形試験は、東京、神奈川、大阪など全国 45 地点での原位置採取試料(計 167 試料)に対して実施された。不攪乱試料は、粘性土については固定ピストン式シンウォールサンプラー(一部、デニソン型サンプラー)、砂質土についてはロータリー式三重管サンプラーにより採取されている。動的変形試験は、

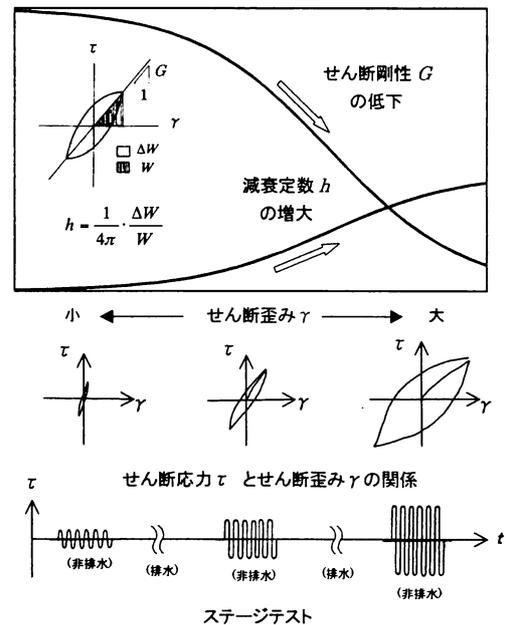


図 1 土の非線形性 (歪み依存性)

表 1 土の非線形特性に影響を与える要因

土の物理的性質	土質種別 (粘性土、砂質土、礫質土)
	拘束圧 (深さ)
	堆積年代 (沖積、洪積)
	塑性指数 (粘り)
	間隙比 (締め具合)
	応力履歴 (地域性)
	初期応力状態
地震動特性	振動数
	繰返し回数
	多方向入力
試験方法	試験方法 (三軸試験、せん断試験)
	サンプリング方法
	試料の作成方法

\*1 鹿島小堀研究室

表2 採取試料の諸元と非線形モデルのパラメータ(データ諸元の上段は平均値を示す)

地点	地層	土質	拘束圧 (kPa)	間隙比	塑性指数 (%)	砂分含有率 (%)	S波速度 (m/s)	基準せん断歪み $\gamma_{0.5}$ (%)	最大減衰定数 $h_{max}$ (%)	試料数
東京	沖積層 (有楽町層)	粘性土	92 (59~154)	1.77 (0.85~2.76)	30.6 (21.5~39.3)	18.6 (1.1~45.0)	150 (90~250)	0.19	16	60
		砂質土	74 (45~122)	0.89 (0.85~0.93)	—	77.8 (62.3~91.2)	190 (100~300)	0.09	21	
	洪積層 (東京層)	ローム	48 (29~85)	3.71 (3.05~4.20)	44.7 (40.4~48.6)	4.0 (2.0~7.0)	190 (120~300)	0.15	15	
		粘性土	174 (58~319)	1.45 (0.81~2.98)	37.4 (15.7~67.8)	8.5 (1.0~26.1)	270 (130~540)	0.20	13	
		砂質土	167 (78~295)	0.91 (0.68~1.44)	—	88.8 (70.5~94.4)	370 (200~540)	0.09	20	
		粘性土	150 (39~284)	1.54 (0.97~2.68)	33.8 (11.5~71.5)	10.6 (0.2~48.2)	180 (110~300)	0.19	16	
神奈川	沖積層	砂質土	137 (59~230)	0.89 (0.77~1.08)	—	72.0 (46.1~94.6)	200 (120~280)	0.09	21	47
		粘性土	256 (177~372)	1.42 (0.93~2.15)	54.2 (14.5~113.5)	9.0 (3.0~16.0)	280 (200~340)	0.23	20	
	洪積層 (上総層)	砂質土	293 (152~535)	0.96 (0.73~1.12)	—	81.1 (50.0~95.0)	320 (240~500)	0.19	22	
		粘性土	166 (76~333)	1.36 (0.95~1.76)	33.5 (8.1~56.1)	7.6 (1.0~22.0)	160 (120~240)	0.14	18	
大阪	沖積層	砂質土	119 (106~137)	0.50 (0.44~0.61)	—	82.3 (78.0~86.5)	200 (130~280)	0.09	20	35
		粘性土	379 (113~755)	1.30 (0.63~1.86)	55.7 (23.0~75.4)	3.0 (1.0~7.5)	260 (200~340)	0.16	17	
	洪積層 (大阪層群)	砂質土	332 (188~530)	0.60 (0.48~0.74)	—	73.4 (56.0~82.1)	340 (330~380)	0.15	22	
		粘性土	202	1.72	43.5	9.6	210	0.18	17	
全データ (平均値)	砂質土	195	0.87	—	80.3	280	0.10	21		

繰返し三軸試験(一部、中空振り試験)により実施され、原位置での有効上載圧で等方圧密した後、載荷振動数 0.1~0.5Hz の正弦波を与えるステージテストにより行われた。また土質試験により、試料の間隙比や細粒分含有率も測定されている。粘性土には、ローム層から採取した試料も含まれており、一部大きな間隙比(最大 4.20)を示したが、全データの平均値は 1.66 でありほぼ標準的な値を示している。砂質土の間隙比は 0.44~1.44 の範囲(平均値 0.86)にあり、粘性土に比べてばらつきが小さく、いずれも標準的な試料である。粘性土試料については液性・塑性限界試験を行い、塑性指数が測定されている。間隙比に比べて塑性指数のばらつきは小さく、全データの平均値は約 40%である。またほぼ全地点で PS 検層が実施され、試料が採取された地層の S 波速度が得られている。採取試料の S 波速度は地域による差異が小さく、沖積層で 150~200m/s、洪積層で 260~370m/s である。なお本検討では、礫試料を砂質土に含めて整理しているが、採取された試料数が少ない。砂礫層の動的変形試験結果については、文献 2)や 3)等を参照して頂きたい。

## 2.2 土の非線形モデルのパラメータに関する検討

代表的な土の非線形モデルとして、Hardin-Drnevich モデル<sup>4)</sup>(HD モデル)がある。これは、せん断剛性比  $G/G_0$  とせん断歪み  $\gamma$  の関係を式(1)、減衰定数  $h$  と  $\gamma$  の関係を式(2)で表したモデルであり、土の動的変形試験結果と良い対応を示すことが報告されている<sup>2)</sup>。ここでは、前項で示した原位置採取試料による動的変形試験結果を HD モ

デルで評価し、 $G/G_0 \sim \gamma$  および  $h \sim \gamma$  曲線を検討する。

$$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_{0.5}} \quad (1)$$

$$h = h_{max} (1 - G/G_0) \quad (2)$$

HD モデルのパラメータには、基準せん断歪み  $\gamma_{0.5}$  ( $G/G_0=0.5$  でのせん断歪み)と最大減衰定数  $h_{max}$  がある。ここでは、東京、神奈川、大阪の各エリアと、全てのエリアを総合した全試験結果を用いて、各土質の非線形パラメータを評価した。評価方法は、まず動的変形試験結果より  $G/G_0$  が 0.5 になる時のせん断歪みを各試料について算定し、それらの平均値を  $\gamma_{0.5}$  として設定した。次に、式(2)から求まるせん断歪み 1%での減衰定数  $h$  が、試験結果と対応するように  $h_{max}$  を設定した。

図 2 に、全試験結果とそれらを用いて評価した回帰結果を示す。また図中には、限界耐力計算の告示モデルも比較して示す。なお、せん断歪み 1%以上についてはデータ数が少ないので、応答計算に用いる際には十分留意する必要がある。告示モデルは、試験結果の平均値に対して、せん断剛性比  $G/G_0$  を小さく、減衰定数  $h$  を大きく評価している。なお、全試験結果を用いて評価した HD モデルのパラメータは以下の通りである。

$$\text{粘性土: } \gamma_{0.5} = 0.18\% \quad h_{max} = 17\%$$

$$\text{砂質土: } \gamma_{0.5} = 0.10\% \quad h_{max} = 21\%$$

次に、ここで評価したパラメータを用いた非線形モデル

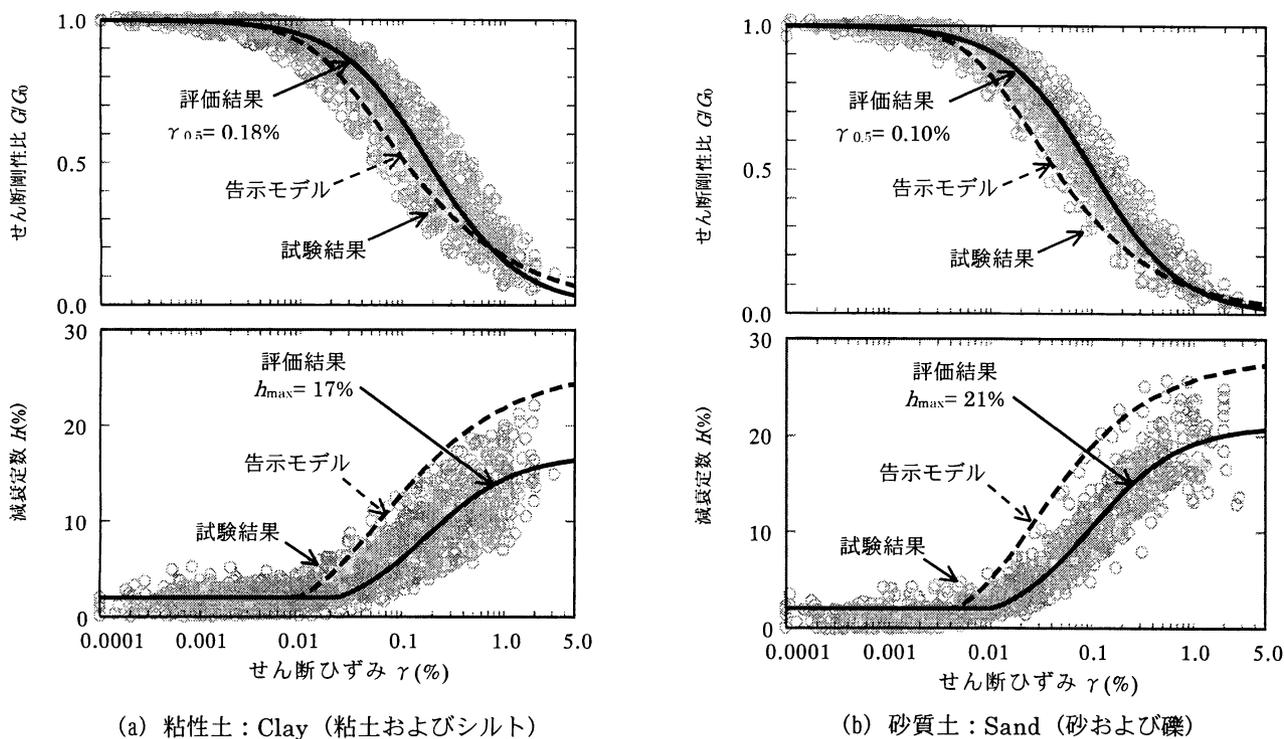


図2 全試験結果から評価した地盤の非線形特性

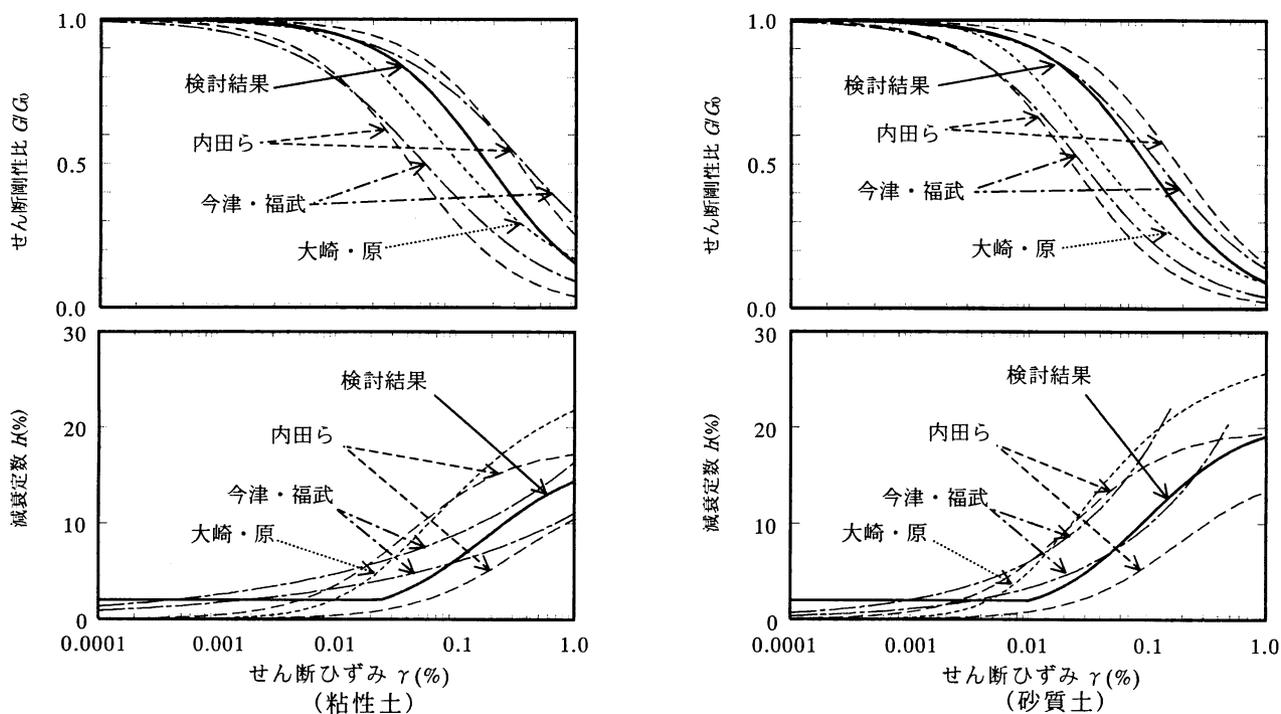


図3 本検討結果と既往モデルの比較

と既往モデルの対応を確認する。既往モデルには、内田らのモデル<sup>2)</sup>や今津・福武モデル<sup>3)</sup>、大崎・原モデル<sup>5)</sup>がある。各モデルは以下の通りであるが、詳細については各文献を参照して頂きたい。図3に、既往モデルと本パラメータを用いたモデルを比較したものを示す。本検討結果は、粘性土と砂質土のいずれも既往モデルで示した曲線の範囲内にあることがわかる。

① 内田らのモデル<sup>2)</sup>

$$G/G_0 = \frac{1}{1 + G_0 \gamma / \tau_{max}} \quad h = h_{max}(1 - G/G_0)$$

粘性土、砂質土、礫質土に対して、 $\tau_{max}$  および  $h_{max}$  が設定されている。また拘束圧、S波速度、砂分含有率の影響が考慮されている。

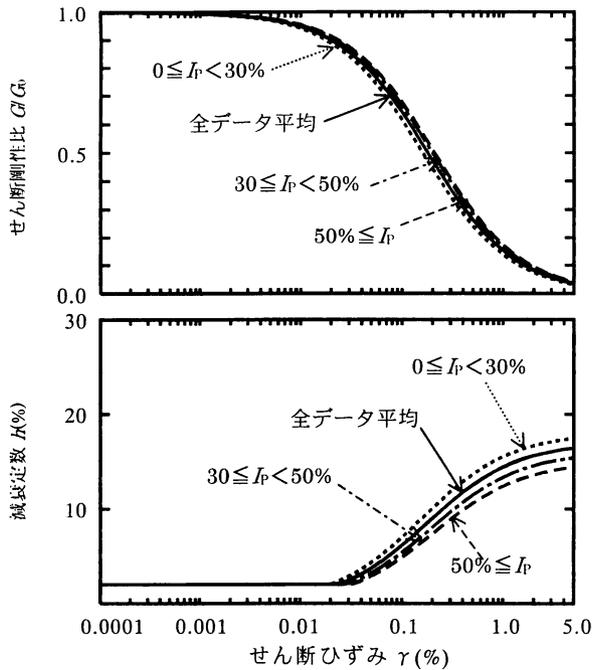


図4 塑性指数によるデータの整理  
(粘性土)

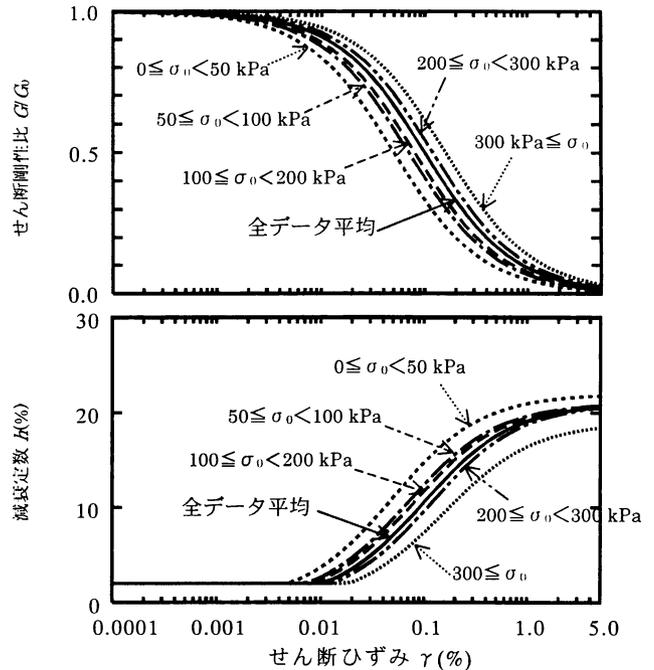


図5 拘束圧によるデータの整理  
(砂質土)

② 今津・福武モデル<sup>3)</sup>

$$G/G_0 = \frac{1}{1+a\gamma^b} \quad h = c\gamma^d$$

砂、粘性土、礫に対して係数  $a, b, c, d$  が設定されている。またデータのばらつきについても考慮している。

③ 大崎・原モデル<sup>5)</sup>

$$G/G_0 = \frac{1}{1+\alpha(\tau/\tau_f)^\beta} \quad h = h_{\max}(1-G/G_0)$$

粘性土： $\alpha=10, \beta=1.6$     砂質土： $\alpha=5, \beta=1.4$

粘性土の非線形性には、塑性指数の影響があることが知られている<sup>6)</sup>。図4に、粘性土のデータを塑性指数  $I_p$  について整理した結果を示す。塑性指数が小さいほどせん断剛性比  $G/G_0$  は小さくなり、減衰定数  $h$  は大きくなる。また砂質土の非線形特性には、拘束圧依存性がある<sup>6)</sup>。図5に、砂質土のデータを拘束圧  $\sigma$  について整理した結果を示す。拘束圧が小さいほどせん断剛性比  $G/G_0$  は小さくなり、減衰定数  $h$  は大きくなる。なお全試験結果の平均値は、拘束圧が約 200kPa 時に相当する。実設計においても地盤の地震応答計算の際には、これらの知見を考慮に入れてできるだけ実状に近い非線形モデルを設定することが望ましい。

3. 強震記録を用いた非線形モデルの適用性の検討

2003年十勝沖地震は、K-NETやKiK-netといった全国規模の強震観測網が設置されて以来、初めて発生したマグ

ニチュード8級の地震であり、多くの強震記録が得られている。この地震で、北海道勇払郡厚真町に建つ厚南中学校では、上部構造に多数のひび割れが発生し不同沈下が確認された。地震後、杭頭部の掘出し調査を行った結果、多数の杭の杭頭が圧壊したことが判明した<sup>7)</sup>。ここでは、厚南中学校の杭被害の検討<sup>8)</sup>を通して、土の非線形モデルによる地盤の応答結果や杭応力の評価結果の違いを示し、地盤の地震応答解析における土の非線形モデルの設定について留意点をまとめる。

3.1 十勝沖地震の諸元及び上部構造と杭基礎の概要

図6に、2003年十勝沖地震の震央と厚南中学校の位置を示す。地震は、2003年9月26日午前4時50分、釧路沖深さ約42kmで発生した。気象庁マグニチュードは8.0、最大震度は6弱を記録した。厚南中学校の敷地内にはKiK-net(厚真)の観測点があり、震央距離は約206kmである。地震観測は地表とGL-153mで行われており、地表での最大加速度(EW方向)は376Galであった。

図7に、厚南中学校の配置図を示す。本中学校の校舎棟はRC造の3階建て(建築面積925m<sup>2</sup>、延床面積2400m<sup>2</sup>)であり、竣工は1980年であった。KiK-net観測点は校舎棟から約50m離れた地点にあり、北西部に位置する。図8に、敷地内で行われた標準貫入試験結果と杭の位置関係を示す。杭はAHS杭(現在のPHC杭に相当)のA種であり、杭径は0.4m、杭頭と杭先端は各々GL-1.5mとGL-30mである。敷地地盤は、地表からGL-30mまで軟弱層が堆積しており、土質は泥炭層及びシルト層から構成される。

### 3.2 杭基礎の被害調査

杭基礎の被害調査は、杭頭部の掘出し調査、IT 試験およびボアホールカメラによる観察を行った。また、杭被害を詳細に検討するため杭の引抜き調査を行った。

#### ①杭頭部の掘出し調査

杭頭部の掘出し調査は、講堂棟を含む計 7 本の杭(図 7 参照)について実施した。写真 1 に、校舎棟の北東隅杭 (No.1)の杭頭部の被害状況を示す。校舎棟の掘出し調査を行った杭はいずれも、杭頭部で圧壊およびひび割れが確認された。一方、講堂棟の杭はいずれも杭頭の被害が小さかった。

#### ②IT 試験およびボアホールカメラによる観察

地中部での被害状況を確認するため、IT 試験を実施した。表 3 に、IT 試験結果を示す。ひび割れは、杭頭部(GL-6m 以浅)に集中している。さらに深い位置の杭被害を確認するため、ボアホールカメラが挿入可能な講堂棟の No.5 杭内部の観察を行った。その結果、部分的なひび割れが杭頭と GL-5.7m に確認でき、IT 試験結果と概ね対応した。なお、カメラでは GL-20m まで調査可能であったが、それ以深は杭体内に浸水した地下水の影響で観察できなかった。

#### ③杭の引抜き調査

南東隅杭(No.2 杭、図 7 参照)について、引抜き調査を実施した。杭の引抜きは、杭体への影響をできるだけ小さくするため KJ 工法により行った。KJ 工法は、鋼製ケーシングにより杭周地盤を掘削し、杭と地盤の摩擦を切ることにより無振動で杭を引抜き工法である。写真 2 に杭の引抜き状況を示す。引抜き杭の被害調査を行った結果、GL-20m 付近で大きなひび割れが確認できた。写真 3 に GL-20m 付近のひび割れ状況を、また図 9 にひび割れのスケッチを示す。GL-20m 付近には、GL-20.0m、-20.3m、-20.5m の 3 箇所までひび割れが生じていた。GL-20.3m のひび割れが最も大きく、ひび割れ幅は最大 1.0mm であり、全周に同程度の損傷がみられた。なお GL-20.0m と -20.5m のひび割れは、幅 0.1mm の微小クラックであった。また写真 4 のように、GL-20.3m 部分を切出し、内側のひび割れを確認した。その結果、杭内側にも最大幅 0.5mm のひび割れが全周に生じており、損傷が杭体内部まで進行していることがわかった。

### 3.3 観測記録を用いた杭被害の検討

続いて、杭被害の解析的検討を行った。本中学校敷地

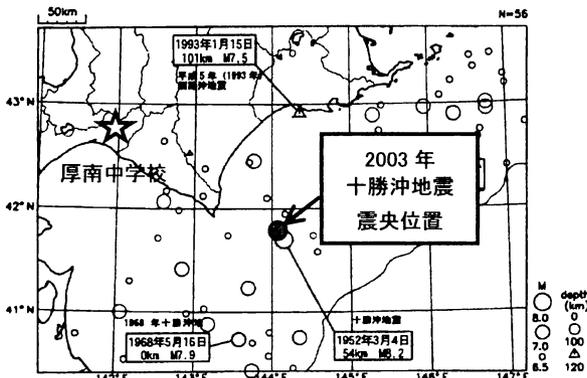


図 6 地震の震央と厚南中学校の位置

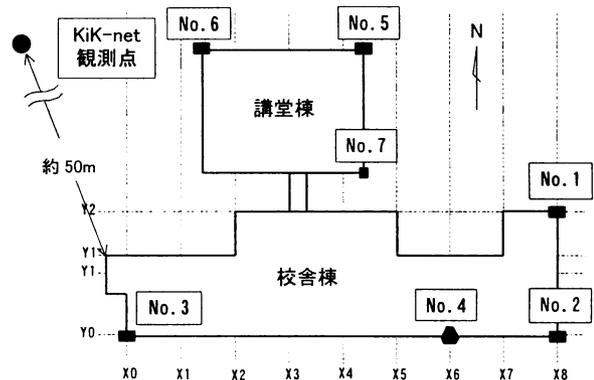


図 7 校舎棟と講堂棟の配置図および地震観測点の位置関係 (図中の No. は被害調査を行った杭番号)

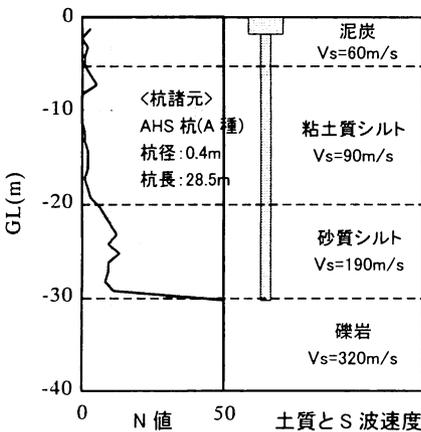


図 8 標準貫入試験結果と杭の関係



写真 1 校舎棟の北東隅杭(No.1 杭)の被害状況

表 3 IT 試験による杭被害の調査結果

杭番号	クラック位置 GL (m)	先端反射位置 GL (m)
1	4.6	(不明瞭)
2	3.4	(不明瞭)
3	4.0	(不明瞭)
4	4.7	(不明瞭)
5	6.0	(不明瞭)
6	5.0	30.8
7	5.2, 9.0	32.2

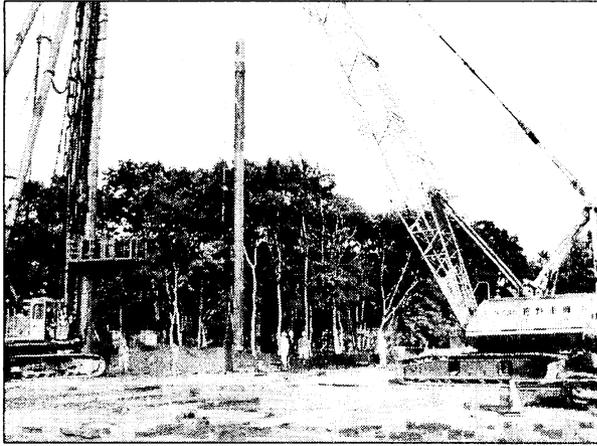


写真2 南東隅杭(No.2 杭の上杭)の引抜き状況

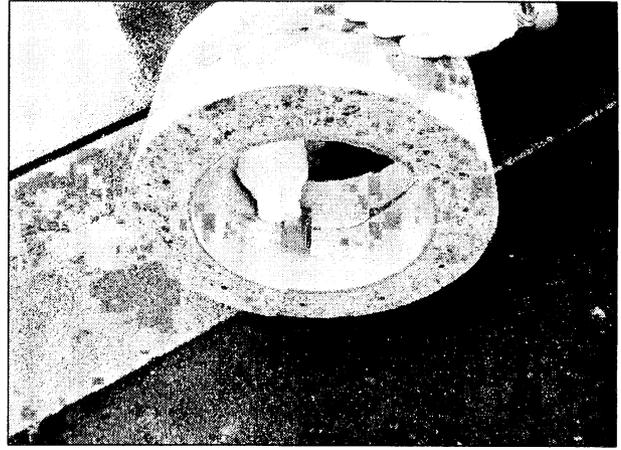


写真4 GL-20.3mの杭内側のひび割れ状況

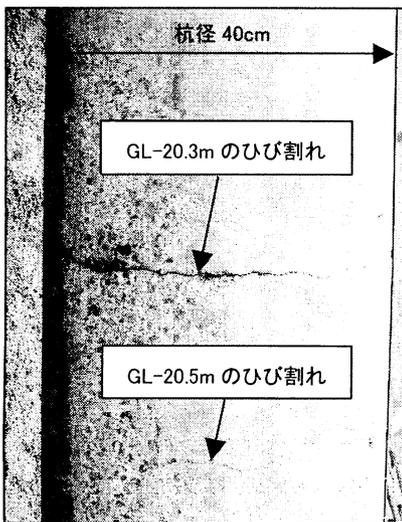


写真3 GL-20m 付近のひび割れ状況

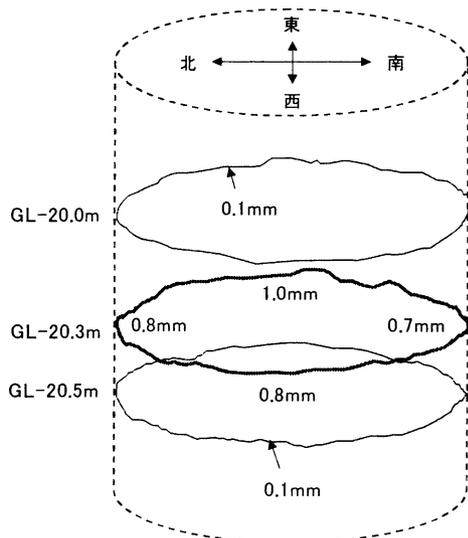


図9 GL-20m 付近のひび割れのスケッチ

では前述のとおり、KiK-netによる鉛直アレー記録が得られている。本検討では、まず観測記録のシミュレーション解析を行い、地盤応答を評価する。次に、杭基礎-上部構造の応答解析を実施し、杭被害について検討する。

地盤の応答計算は、地盤剛性の歪み依存性を考慮した時刻歴非線形解析により行った。表4に、地盤定数を示す。地盤層序とS波速度は、KiK-net観測点での地盤調査結果より設定した。但し、GL-18m以浅の土質については、中学校校舎位置でのボーリング調査結果をもとに泥炭とシルト層とした。

図10に、土の非線形モデルを示す。土の非線形性は、前述の試験結果をもとに土質特性や拘束圧を考慮した(Case-1)。すなわち、泥炭層とシルト層は非常に軟弱で有機質土を含んでいること、また砂層や泥岩層、礫岩層はGL-30m以深にあり拘束圧が大きいことを考慮して非線形モデルを設定した。また比較のため、告示モデルによる計算も実施した(Case-2)。なお、GL-76m以深は線形とし、入力地中(GL-153m)での観測記録を用いた。

図11に、Case-1とCase-2の地表での加速度波形と応答スペクトル(EW方向、減衰5%)を比較して示す。観測記録の応答スペクトルは、周期約2秒に大きな振幅が見られる。Case-1の解析結果は、観測記録の周期特性を良く捉えている。一方、Case-2の解析結果は、ほぼ全周期で観測記録の振幅より小さくなる。

図12に、地盤応答の深度分布(EW方向)をCase-1とCase-2で比較して示す。Case-1の地盤変位はGL-20m以浅のシルト層で大きく増幅し、せん断歪みはGL-6mとGL-20mで各々2%と3%になる。一方、Case-2の地表での地盤変位はCase-1に比べて小さく、GL-20mでのせん断歪みはCase-1の約半分(1.3%)になる。また地盤の等価減衰定数(最大歪みの0.65倍での値)は、Case-1では特にGL-30m以浅で大きくなるが、Case-2ではさらに深い層まで増大している。

表 4 KiK-net 観測点と校舎位置の地盤定数

観測点	KiK-NET観測点		中学校校舎位置		土質	Vs (m/s)	Vp (m/s)
	深度 GL(m)	層厚 (m)	深度 GL(m)	層厚 (m)			
地表	2	2	6	6	泥炭	60	160
	18	16	20	14	シルト	90	400
	28	10	30	10	砂	190	950
	40	12	40	10	礫岩	320	1590
	52	12	52	12	泥岩	210	1590
	76	24	76	24	礫岩	310	1590
GL-153m	132	56	132	56	礫岩	430	1730
	153	21	153	21	砂岩	520	1730
					砂岩	520	1730

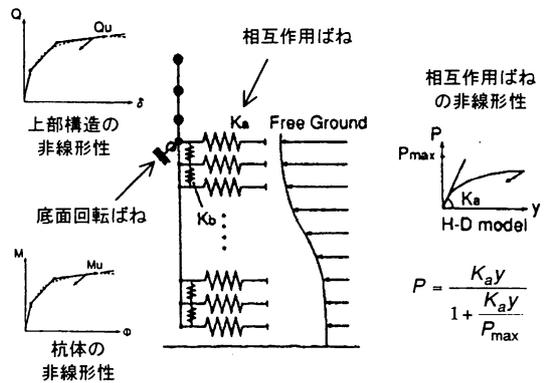


図 13 杭基礎-上部構造の解析モデル

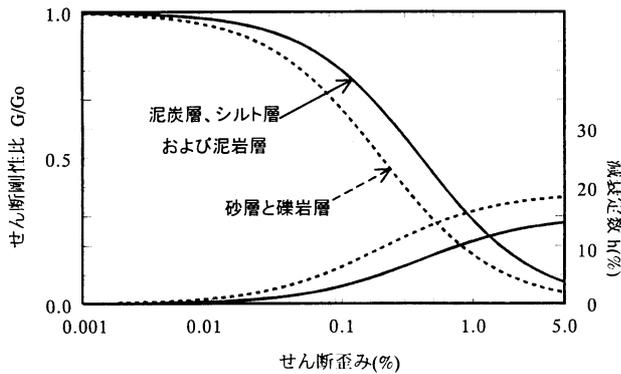


図 10 土の非線形モデル (G~γ, h~γ 曲線)

表 5 上部構造の解析定数

階	階高 (cm)	重量 (kN)	初期剛性 K1(kN/cm)	第1折れ点 でのせん断力 Q1(kN)	第2剛性 K2(kN/cm)	終局耐力 Qu(kN)
3	365	7110	15300	5150	4580	10300
2	370	9140	14030	4720	4130	9440
1	375	11090	24200	8130	6990	16270

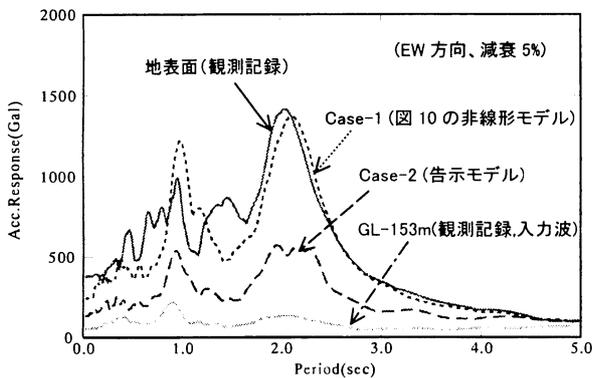


図 11 地表面での加速度応答スペクトル

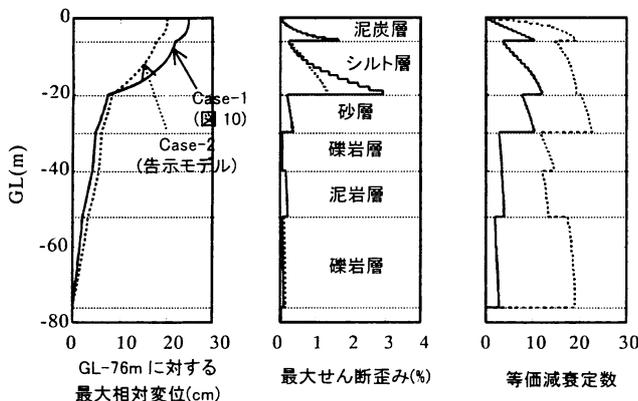


図 12 地盤応答の深度分布図

以上の結果より、土の非線形モデルの違いで地盤応答の評価結果が大きく異なること、また泥炭層など非常に軟弱な粘土層や地中深い層の非線形モデルの設定を行う場合は、塑性指数や拘束圧の影響を考慮する必要があることがわかった。

次に、この地盤応答の違いが杭応力評価に与える影響について検討する。図 13 に、杭基礎-上部構造の応答解析モデルを示す。応答計算は、上部構造と杭基礎を一本の多質点曲げせん断棒にモデル化し、杭の各質点に相互作用ばねを取り付けたモデルにより行った<sup>9)</sup>。応答解析では、相互作用ばねを介して自由地盤の各深さでの応答を入力し、時刻歴計算を行った。相互作用ばねには、杭と地盤との相対変位により生じる非線形性を考慮した。表 5 に、上部構造の解析定数を示す。上部構造の終局耐力  $Q_u$  は、当該建物の耐震診断結果(2次診断)をもとに設定した。上部構造の非線形モデルは、層毎に 3 折れ線モデルの Degrading Tri-linear に近似した。なお本検討では、杭体は線形とした。減衰は瞬間剛性比例型とし、1 次周期に対して上部構造には 3%、杭には 1% を与えた。

図 14 に、Case-1 と Case-2 の最大杭応力分布を示す。Case-1 の杭応力は、杭頭とシルト層の下部境界付近 (GL-20m) で大きくなる。またいずれも終局耐力(長期軸力時、約  $130\text{kN}\cdot\text{m}$ ) を大きく超えており被害状況と対応する。一方 Case-2 の杭応力は、杭頭では終局耐力を超えるものの、GL-20m では応力が小さくなり実被害と対応していな

い。これより土の非線形モデルによる地盤応答の違いが、杭応力の評価結果に影響を与えることが確認できる。

なお本検討は、地盤層序に有機質土を含んだ泥炭層やシルト層が存在したこと、また入力地震動が工学的基盤相当の地層(GL-76m)よりかなり深い位置(GL-153m)で設定されていることなど特殊な条件での計算例であり、告示モデルの適用性についてはさらに十分な検討を行う必要があると考えられる。

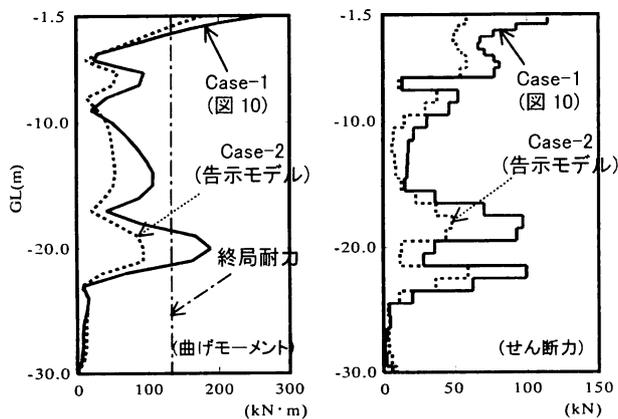


図 14 土の非線形モデルの違いが杭応力評価に与える影響

#### 4. まとめ

本報では、多地点での原位置採取試料による室内試験結果を整理し、土の非線形モデルを示した。また十勝沖地震での杭被害の検討を通して、土の非線形モデルが地盤の応答評価に与える影響について検討した。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 多地点での原位置採取試料による室内試験結果を整理して得られた非線形特性は、告示モデルに対してせん断剛性比  $G/G_0$  を大きく、減衰定数  $h$  を小さく評価した。
- (2) 粘性土は塑性指数が小さいほど、また砂質土は拘束圧が小さいほど、せん断剛性比  $G/G_0$  は小さく、減衰定数  $h$  が大きくなることを確認した。
- (3) 土の非線形モデルの違いで、地盤応答の評価結果が大きく異なった。また泥炭層など非常に軟弱な粘土層や、地中深い層の非線形モデルを設定する場合は、塑性指数や拘束圧の影響を考慮する必要があることがわかった。
- (4) 十勝沖地震での杭被害の検討によって、土の非線形モデルによる地盤応答の違いが杭応力の評価結果に影響を与えることを確認した。また杭基礎の耐震設計においては、表層地盤の土の非線形性を適切にモデル化する必要があることを示した。

#### 参考文献

- 1) 古山田耕司, 宮本裕司, 三浦賢治: 多地点での原位置採取試料から評価した表層地盤の非線形特性, 第38回地盤工学会研究発表会, pp.2077-2078, 2003.7
- 2) 内田明彦, 畑中宗憲, 時松孝次: 地盤材料の繰返し変形特性の定式化, 日本建築学会構造系論文集, 第544号, pp.69-75, 2001.6
- 3) 今津雅紀, 福武毅芳: 砂礫材料の動的変形特性, 第21回土質工学会研究発表会, pp.509-512, 1986.6
- 4) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P.: Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves, Proc. ASCE, SM7, pp.667-692, 1972
- 5) 原 昭夫: 土の動的変形特性と地盤の応答解析に関する研究, 東京大学学位請求論文, 1980
- 6) 時松孝次: 土の動的性質, わかりやすい土質力学原論[第1回改訂版], 土質工学会, pp.299-352, 1992.3
- 7) 鹿島建設(株): 厚真町厚南中学校 2003年十勝沖地震による被害調査報告書, 2003.11.20
- 8) 宮本裕司, 古山田耕司, 福田孝晴: 2003年十勝沖地震での杭基礎の実被害調査と解析的検討(その1)~(その3), 日本地震工学会・大会, 2005.1
- 9) 宮本裕司, 酒向裕司, 古山田耕司, 三浦賢治: 1995年兵庫県南部地震の観測記録を用いた液状化地盤における杭基礎構造物の応答に関する解析的検討, 日本建築学会構造系論文集, 第493号, pp.23-30, 1997.3

#### 謝辞

本研究では、厚真町役場・西尾 茂氏と森本雅彦氏を始め、同役場の皆様には多大な便宜を図って頂きました。また防災科研のKiK-netによる観測記録を利用させて頂きました。ここに、記して謝意を表します。

# 建物応答解析例からみた表層地盤モデル化の留意点

## ATTENTIVE POINT OF MODELING SURFACE GROUND FROM THE VIEWPOINT OF STRUCTURE BEHAVIOR

吉澤 睦博\*  
Mutsuhiro YOSHIKAWA

Special buildings, such as superhigh-rise building or base-isolated building or buildings with damping systems, are required its seismic performance evaluation using earthquake response analysis. In this analysis, amplification effect of the surface ground is needed for proper seismic design. Modeling surface ground has an influence on making seismic design input motion and seismic design model considering soil structure interaction. In this paper, the effect of modeling surface ground is discussed from the viewpoint of structure dynamic behavior.

### 1. はじめに

60m を越える超高層建築物や大臣認定をうける免震構造や制震構造の建築物などの建設では、設計用入力地震動を用いた時刻歴応答解析により地震力に対する構造計算の検討を行なう。これらの時刻歴応答解析で表層地盤のモデル化が影響するポイントは、

- ①設計用入力地震動を作成する際のモデル化
- ②設計用の時刻歴応答解析モデルで表層地盤を考慮した場合でのモデル化

になる。そこでここでは①のポイントの現状の整理と、実際の時刻歴応答解析事例から見た②が建物の応答解析結果に与える影響を紹介する。

### 2. 入力地震動作成に与えるモデル化の影響

設計用入力地震動作成では、一般に工学的基盤で入力地震動が定義される。その入力地震波を用いて一次元の自由地盤の応答解析を実施して地表面、もしくは設計地盤面高さまで表層地盤の増幅特性を考慮して設計用入力地震動が作成される。この場合に表層地盤のモデル化が与える影響を解析手法により概観する。

#### 2.1 等価線形解析の場合

一般に表層地盤の増幅特性を考慮して設計用入力地震動を作成する場合は一次元重複反射理論に基づいた等価線形解析 SHAKE<sup>1)</sup> による解析を行なう場合が多い。SHAKE による等価線形解析では2つのメリットがある。

- ①土の動的変形試験から求められる地盤剛性の歪み依存特性や減衰定数の歪み依存特性をそのまま入力して解析できる。
- ②一次元の重複反射理論に基づく波動論解であるため、モデル化する地盤の深さ方向の分割によらず、入力地震動を求めたい深さにおける正解を得ることができる。これらの理由により、逐次非線形解析のように解析者のモデル化により結果が変わったりすることが無く安定した結果を得ることができる<sup>2)</sup>。しかしこれは逆にモデルに

用いる入力データ（例えば剛性の歪み依存特性）に大きく依存することを示している。

平成12年建設省告示第1457号別表第一・別表第二に砂質土の場合と粘性土の場合の地盤の歪み依存特性が示された。これは表層の地盤増幅特性を考慮した設計法への流れとして非常に重要な表であるが、この表の利用は限界耐力法による耐震設計計算の場合に適用することが望ましい。地震観測記録による増幅率と、告示の歪み依存特性を用いた SHAKE の解析による増幅率との比較がよく対応したと言う報告<sup>3)</sup>があるが、地震動の入力レベルは比較的小さい。告示のモデルと実際の土質試験結果との比較が実施されているが<sup>4)</sup>、告示モデルは大きな歪みレベル ( $10^{-2}$  以上) の減衰定数を過大評価するとの指摘<sup>5)</sup>もあり、入力レベルにより歪みレベルが大きくなる場合は、告示のモデルの適用には注意が必要である。

また解析により発生する歪みレベルと解析手法の適用性を図-1<sup>6)</sup>に示す。解析により  $10^{-3}$ ~ $10^{-2}$  レベルの最大せん断歪みが発生する場合には等価線形解析の適用だけでなく、逐次非線形解析も取り入れて総合的に入力地震動を設定することが望ましい。

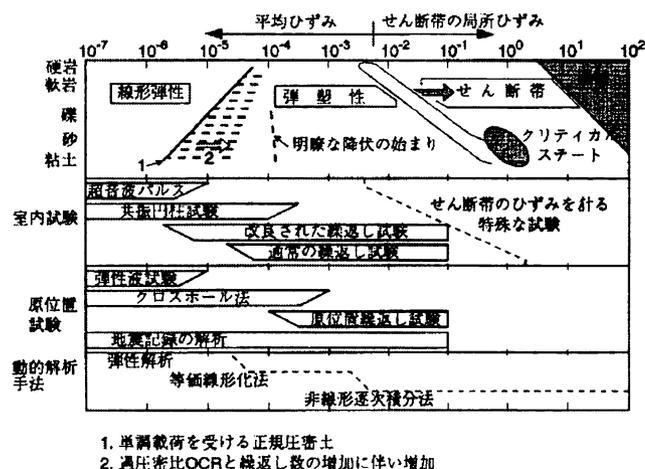


図-1 土の歪み依存性と試験法、解析法との関係

\*竹中工務店

また SHAKE による解析は高振動数領域で減衰が過大評価になり、増幅特性が過小評価になることが指摘されており、これを改良した解析手法も提案されている<sup>7)</sup>。建物で高次モードの影響が大きい場合には SHAKE と併用して安全性を確認することも考えられる。

## 2.2 逐次非線形解析

逐次非線形解析法では、運動方程式を小さい時間間隔ごとに数値積分していく方法であり、その際に地盤の非線形化に伴う剛性の変化を逐次追従していく解析法である。現在では地震時の地盤の液状化といった急激な地盤の剛性低下を伴う場合に対しても、数多くの解析手法が提案されている。

設計用地震動の作成における地盤の非線形特性のモデル化は、せん断応力とせん断歪みの非線形関係のモデル化が重要である。液状化しない場合には、通常、双曲線モデル<sup>8)</sup> (HD モデル; Hardin-Drelich モデル)、Ramberg-Osgood モデル<sup>9)</sup> (RO モデル) がよく用いられる。両モデルの骨格曲線を図-2に示す。履歴特性にはそれぞれ Masing 則を適用して骨格曲線を2倍にする。両モデルは歪み領域の小さい部分では良い対応をするが、歪みが大きくなってくると、

- ・双曲線モデルはせん断強度の頭落ちがあるが RO モデルは歪みが大きくなるにしたがってせん断強度も大きくなる。
- ・双曲線モデルは Masing 則を用いて表現すると減衰が過大評価になる。

などの特徴がある。等価線形解析と非線形モデルを用いた応答解析の比較の研究は数多く実施されている<sup>2) 10) 11)</sup>。また土の動的変形試験から得られるせん断剛性、減衰の歪み依存特性を満たすように Masing 則を改良する研究も報告されている<sup>12)</sup>。

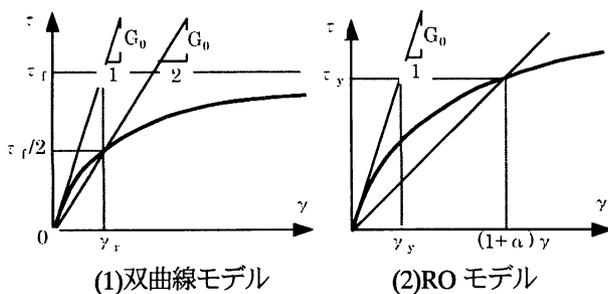


図-2 骨格曲線の比較

また最近では逐次非線形解析でも土の動的変形試験から得られるせん断剛性、減衰の歪み依存特性を満たす様に解析を行う手法<sup>13) 14) 15)</sup>も開発されてきた。

## 3. 建物の時刻歴応答解析モデルに与える影響

表層地盤の増幅特性が建物応答に与える影響は、時刻歴応答解析で用いる解析モデルによって違う。そこでここでは時刻歴応答解析モデルの概要と、応答解析事例か

ら表層地盤のモデル化で留意すべきことを記す。

### 3.1 解析モデルの種類

一般に時刻歴応答解析では図-3に示す4種類のモデルがある。ここで質点系一体型モデルのみ杭基礎を有する場合のモデルである。

基礎固定モデルでは建物の応答に与える地盤の影響は入力される地震動に集約されるので、2.で述べた留意点が応答結果に影響を及ぼす。

SR モデル、質点系一体型モデルの場合には、動的相互作用をモデル化するために基礎に付ける動的地盤ばねや杭周地盤ばねに地盤のモデル化の影響が入ってくる。

FEM モデルの場合は地盤と基礎部分をそのまま有限要素法(2次元、3次元)によりモデル化するため、基礎や杭周辺の非線形性を考慮することもできる。しかしそれだけに解析者のモデル化技術に拠るところも多い。

SR モデル、質点系一体型モデル、FEM モデルとも周波数領域で解く場合、実用的に解く場合には建物のモデルの線形性が必要である。建物の非線形性を考慮して解く研究も報告<sup>16)</sup>されているが、実用的には難しい段階である。超高層建物や免震建物の場合、建物を線形モデルとして解くことは稀であるため、これ以降は時間領域で逐次数値積分していく方法を前提に、SR モデル、一体型モデル、FEM モデルについて留意点を記述する。

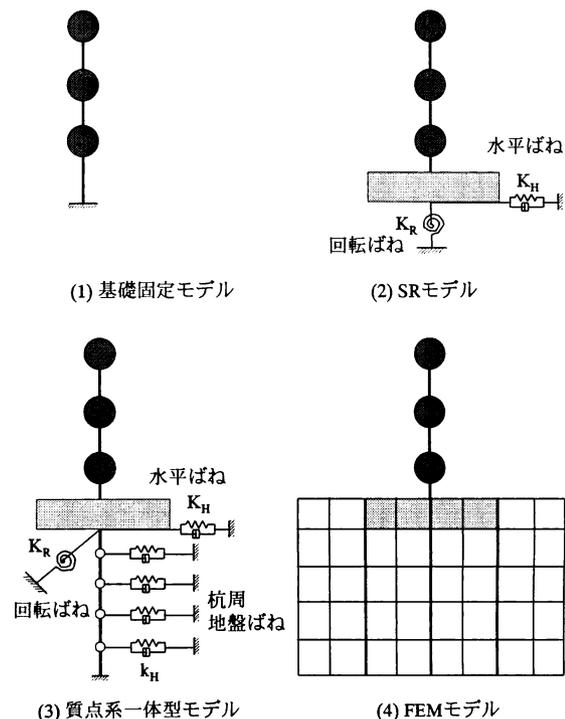


図-3 時刻歴応答解析で用いる解析モデル

### 3.2 SR モデル

SR モデルでは地盤の効果をスウェイ(水平)とロッキング(回転)の動的地盤ばねに置き換える応答解析モデルである。動的地盤ばねの解は振動数に依存するが、こ

れを求めるために3次元弾性波動論に基づく解が用いられる。その解は境界要素法、薄層要素法、有限要素法などにより離散化され求められている。また限界耐力計算法では2層地盤の動的地盤ばねを評価するコーンモデルを修正した形で動的地盤ばねを算定する方法が示されている。前者の波動論解と後者の限界耐力計算法によるばね値との比較が、地盤条件をパラメータにした解析が実施されており<sup>17)</sup>、限界耐力計算法でのばね値も傾向を概ね把握できることが報告されている。

動的地盤ばねは前述したように振動数に依存するが、実務的にこれをSRモデルに用いる場合には、振動数に依存しない定数化を行う。この方法には2通りある。

**CASE-1** ばねは動的地盤ばねの実部は振動数ゼロ付近の静的に近い値を用いる。減衰係数は動的地盤ばねの虚部で振動数軸上で下限となる値から得られる勾配を用いる。

**CASE-2** 地盤ばね、減衰係数ともに、建物-地盤ばね連成モデルの1次固有振動数における動的地盤ばねの値から計算する。

上記、2つの方法の例を図-4に示す。図-5はこの地盤ばねの設定方法の違いが建物の応答結果に大きな影響を示した例である<sup>18)</sup>。CASE-2の場合には、建物が非線形化して周期が伸びる場合にはばね定数を過小評価、減衰を過大評価することになり危険側の応答となる可能性があるため、CASE-1のばねの定数化が妥当であると報告されている。

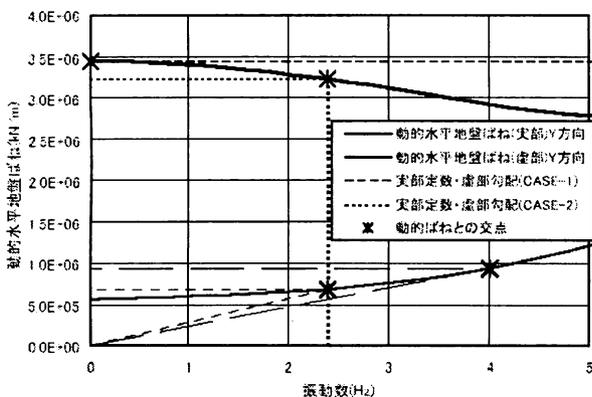


図-4 動的地盤ばねの定数化<sup>18)</sup>

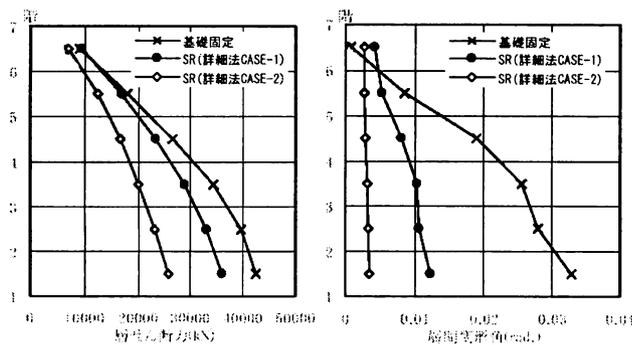


図-5 動的地盤ばねの設定による応答の違い<sup>18)</sup>

### 3.2.1 SRモデルを用いた免震建物の応答解析事例

免震建物のような長周期建物の振動性状には、建物と地盤の動的相互作用があまり大きく影響しないと考えることが一般的である。しかしながら、高次モードが励起される場合には長周期建物でも動的相互作用の影響が必ずしも小さいとは言えない場合も考えられる。また、免震材料の検証に重要な上下方向の振動性状には、動的相互作用の影響が顕著に見られ、その性状を把握することは設計に不可欠である。

11階建RC造免震建物を対象として、基礎固定モデルおよび振動モデルによる水平動および上下動地震入力時の時刻歴応答解析を実施した結果が報告されており<sup>19)</sup>、地盤のモデル化で注意を必要とする点を述べる。

解析対象の地盤を図-6に示す。表層に軟弱な粘性土層がありGL-18m付近より比較的固い砂質土層が出てくる地盤である。この地盤を対象に等価線形解析による自由地盤の応答解析が実施されており、その結果より求められた等価線形物性から三次元薄層法により動的地盤ばねが求められている。動的地盤ばねの定数化は前述のCASE-1の方法で設定されている。

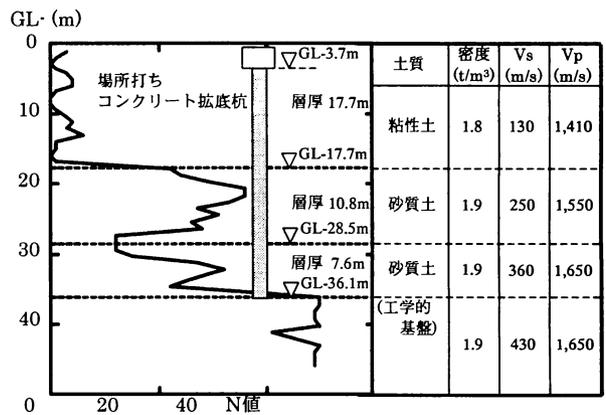


図-6 地盤条件

図-7と図-8に応答解析結果を基礎固定モデルとSRモデルとで比較して示す。免震層の効果により基礎固定の場合とSRモデルとで大きな差異は無いことが解る。

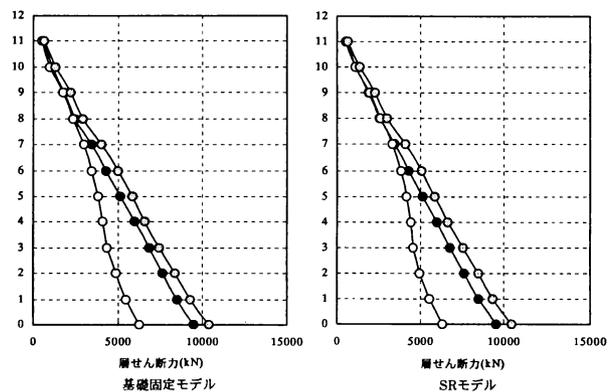


図-7 最大せん断力分布の比較

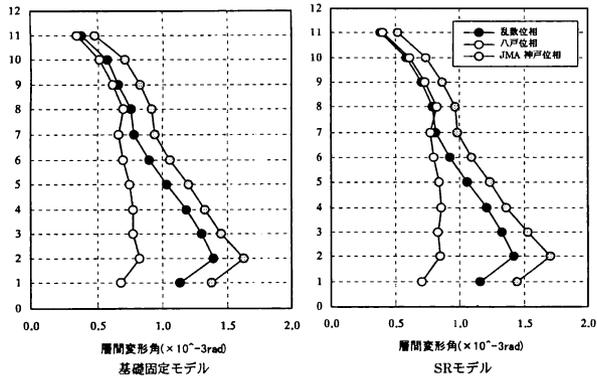


図-8 最大応答変位分布の比較

次に上下動をSRモデルと同様に検討した結果を示す。図-9は上下動検討用モデル図と地盤ばねの設定方法である。動的地盤ばねの定数化は前述のCASE-1とCASE-2を行った。図-10、図-11に最大応答値分布を示す。上下動の検討では上下ばねモデルと基礎固定モデルの解析結果に非常に大きな差が生じている。免震層に作用する軸力も、上下ばね(CASE-1)モデルの免震層における最大応答値 23,170 kN に対し、基礎固定モデルは 73,162 kN となっており、この差は設計に極めて大きな影響を与える。

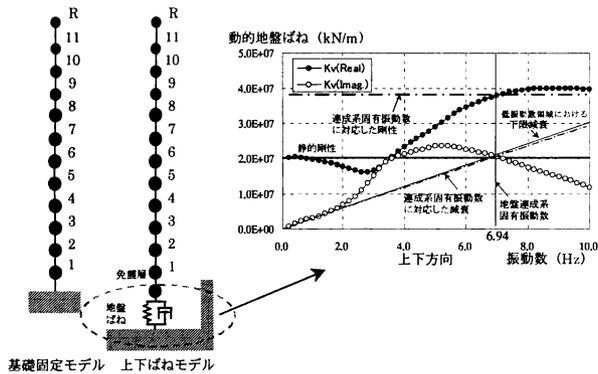


図-9 上下動検討モデルと地盤ばねの設定

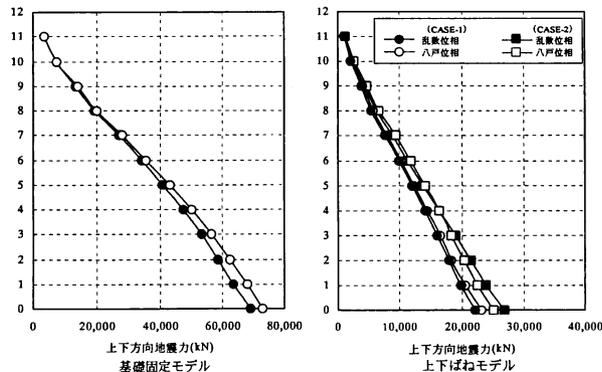


図-10 上下方向の最大軸力分布の比較

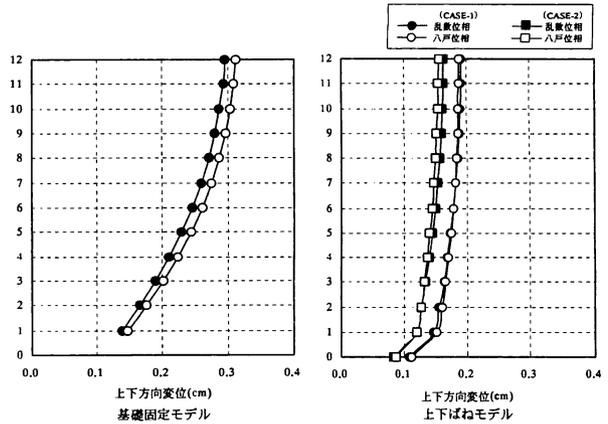


図-11 上下方向の最大応答変位分布の比較

また、地盤ばね設定方法による解析結果への影響も水平動とは逆にCASE-2の方が大きめの断面力をとっている。振動数に依存する動的地盤ばねを解析上便宜的に一定値のばね定数、減衰係数としてモデル化する本手法は、いずれの設定方法を採用するにしろ、ある幅を持った値として捕らえ、設計上配慮すべきものだと考えられる。

図-12はSRモデルの応答解析結果と自由地盤の応答解析結果により求めた杭の曲げ応力算定例である。免震建物の場合は建物からかかるせん断力が小さくなるため、地盤変形により杭に発生する応力が支配的になる。特に今回は軟弱地盤との層境界 (GL-17.7m) で大きな値をとっている。これは免震構造の設計では大きなポイントであり、地盤変形量の予測に留意が必要となる。

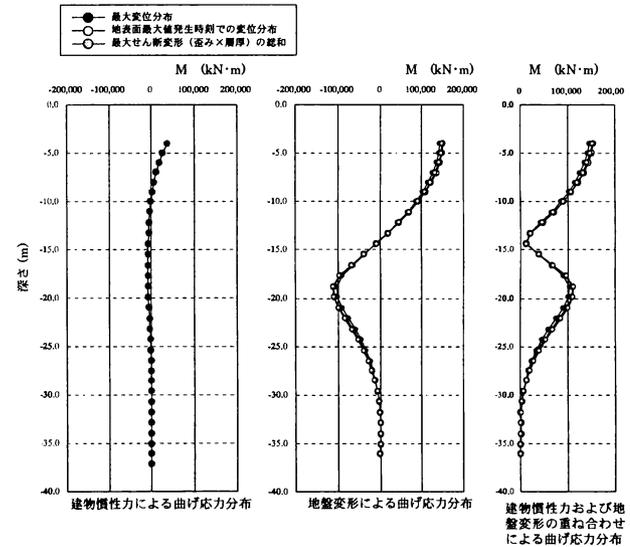


図-12 応答変位法を用いた杭の曲げ応力算定例

### 3.3 質点系一体型モデル

質点系一体型モデルは杭基礎構造の場合にのみ用いられる解析モデルである。杭と地盤とはそれぞれ一本の質点系でモデル化され、両者は杭周地盤ばねを介してつながっている。杭周地盤ばねの設定方法には、

- ①薄層法による算定法
- ②ばね剛性を Francis の式、減衰係数を Gazetas の式よ

り求める方法

③Chang の式による方法

がある。これらの方法で地震応答解析によく用いられる方法は①と②である。①と②とで設定した杭周地盤ばねの比較が報告<sup>20)</sup>されている(図-13; TLMは方法①を示す)。地盤ばねは群杭の場合に方法②が方法①よりもやや小さめの値をとっているが、これらは群杭効率のモデル化に検討の余地があるとされている。

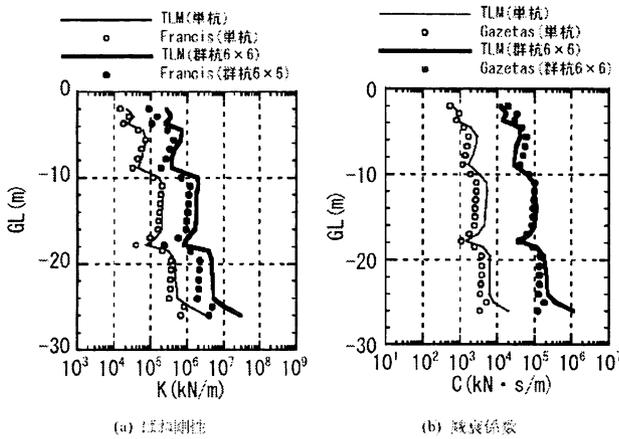


図-13 杭周地盤ばねの設定方法による比較

3.3.1 一体型モデルを用いた超高層建物の応答解析事例

超高層建物も長周期建物のため、一般に建物と地盤の動的相互作用が大きく影響しないと考えられる。そこで地盤の著しい非線形化現象である液状化の可能性が考えられる地盤における超高層建物の応答解析を行い、建物応答に表層地盤のモデル化が与える影響を評価した。解析に用いた設定条件は参考文献<sup>21)</sup>と同様である。

検討用建物は地下1階、地上27階、塔屋1階の鉄筋コンクリート造建物である。地盤モデルは地震時の液状化の可能性が高い砂質土層を有する第3種地盤である。地盤の概要を図-14に示す。地下はGL-10mまで埋込みがあり、杭は場所打ちコンクリート杭でGL-46.5m付近のN値50以上の層に支持させている。

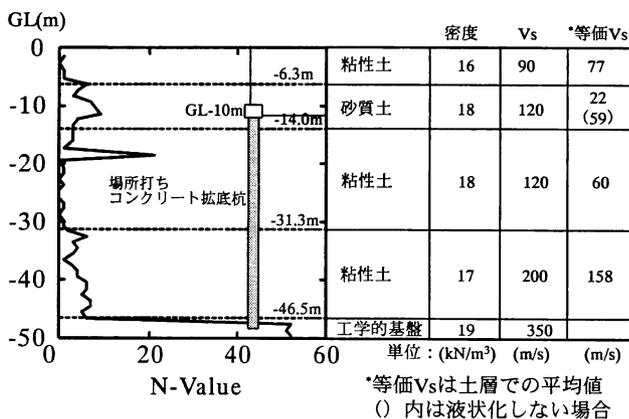


図-14 地盤モデルの概要

(1)検討用入力地震動

検討用入力地震動は平12年建設省告示1461号に規定された極めて稀に発生する地震動の解放工学的基盤での加速度応答スペクトルに適合する模擬地震動を作成した。位相特性は、乱数および1968年十勝沖地震・八戸NS、1995年兵庫県南部地震・JMA神戸NSを用いた。

作成した模擬地震動を、一次元自由地盤モデルに鉛直下方より入射波入力した逐次非線形解析を行った。土の非線形特性の応力歪み関係は、古山田らの提案による土の繰返し変形特性<sup>4)</sup>を、石原らにより提案された非線形モデル<sup>12)</sup>によりモデル化した。また、地震時のせん断により砂質土に発生する過剰間隙水圧を考慮する場合(液状化する場合)は、東畑・石原により提案された多重せん断ばねモデル<sup>22)</sup>に、井合の過剰間隙水圧モデル<sup>23)</sup>を用いた解析を行った。検討用入力地震動の加速度応答スペクトルを図-15に示す。

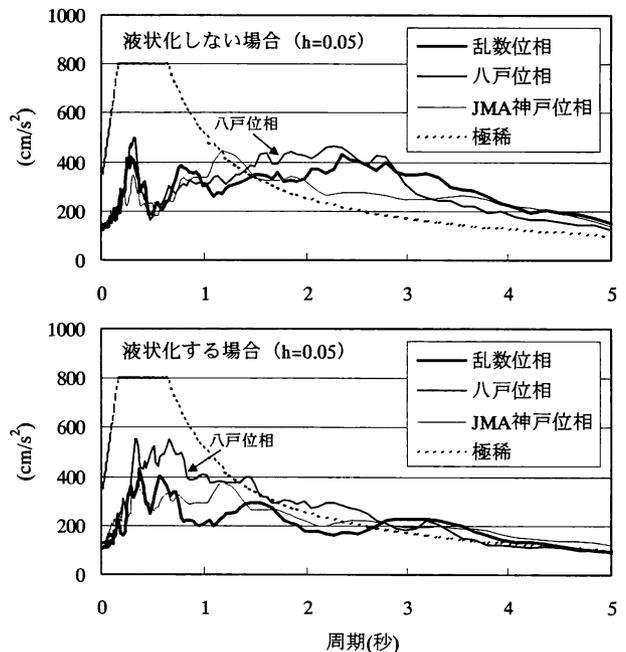


図-15 検討用入力地震動の加速度応答スペクトル

(2)地盤ばねのモデル化

時刻歴応答解析で用いる地盤ばねは、自由地盤の応答解析結果より評価した等価地盤剛性を用いて設定した。ここで応答解析は逐次非線形解析を用いたので、等価線形物性の設定は、地盤の地震応答解析より得られた最大せん断歪みから有効せん断歪みを求め、有効せん断歪みに相当する等価線形物性を土の歪み依存特性より求めた。また液状化を考慮した解析を実施した場合には、次式によりさらに剛性を低減させた。

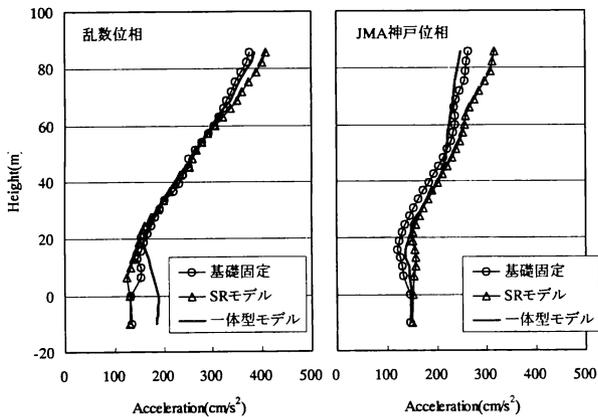
$$G_c' = G_c \sqrt{1 - u_{max}/\sigma_0'}$$

ここで  $u_{max}$  は発生する過剰間隙水圧の最大値で  $\sigma_0'$  は有効上載圧である。また  $u_{max}/\sigma_0'$  の最大値は0.99とした。

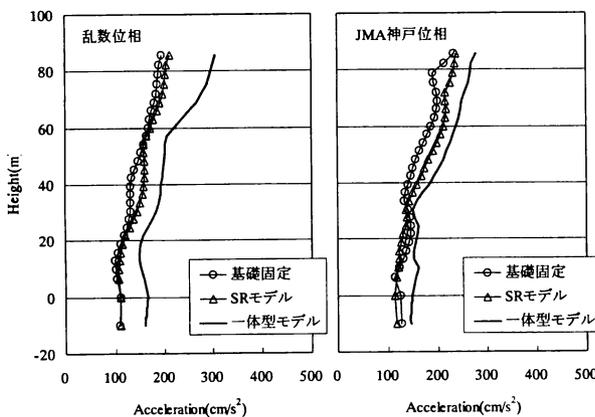
得られた等価線形物性より SR モデル、一体型モデルの基礎の埋め込み部の水平ばね、回転ばねは三次元薄層要素法より算出された動的地盤ばねより設定し、杭周地盤ばねのばね剛性は Francis の式、減衰係数は Gazetas の式より設定した。

### (3) 応答解析結果

図-16 に最大応答加速度分布の比較を示す。液状化しない場合の応答は解析モデルの違いによらず傾向はよく似ているが、液状化する場合は全体的に一体型モデルの応答が大きい。これは SR モデルや基礎固定モデルの入力地震動は GL-10m の自由地盤での応答加速度が入力されているのに対し、一体型モデルではその入力に加えて杭を伝わって入力される成分が影響していると考えられる。図-17 は GL0.0m (1 階床) での応答加速度スペクトルの比較である。液状化の有無に関わらず、一体型モデルでは杭から伝播してくる 0.2~0.8 秒付近の応答は大きい。しかし解析モデルの 1 次固有周期付近の 2~3 秒付近ではあまり大きな違いは無い。液状化する場合は位相特性に関わらず全体の周期で一体型モデルの方が大きい。図-18 は最大層間変形角の比較である。液状化する場合に一体型モデルが大きめの応答を示す傾向は同様だが、全体として液状化する場合の応答の方が小さい。

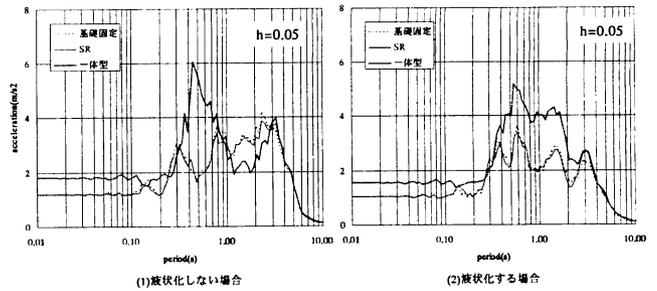


(1) 液状化しない場合

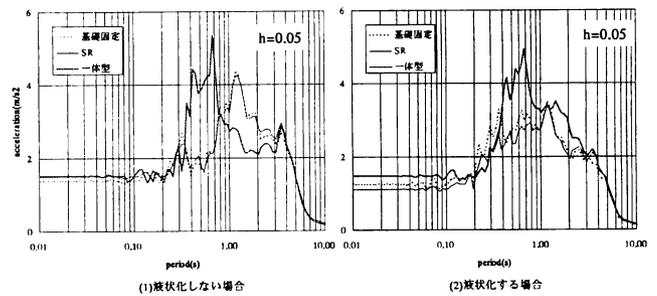


(2) 液状化する場合

図-16 最大応答加速度の比較

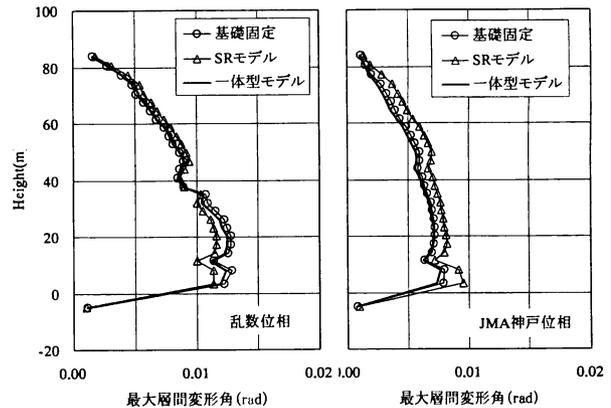


(1) 乱数位相の場合

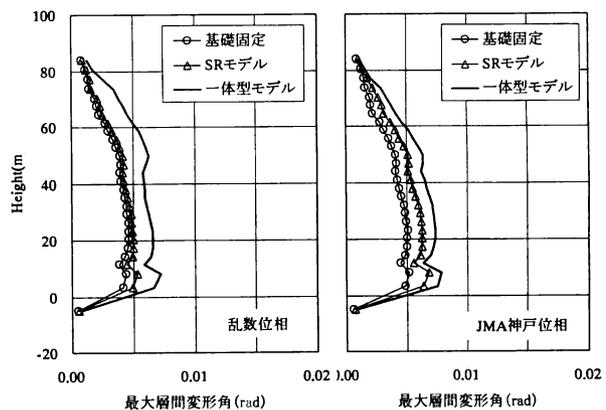


(2) JMA 神戸位相の場合

図-17 GL0.0m の加速度応答スペクトル (h=0.05)



(1) 液状化しない場合



(2) 液状化する場合

図-18 最大層間変形角の比較

地盤の液状化により入力低減の可能性は指摘されている<sup>29)</sup>が、今回の解析結果も液状化した場合の応答が

小さくなる傾向があった。また地盤と基礎との相互作用解析モデルとして用いることの多い SR モデルでは、中間に液状化層を挟む場合は杭を伝播してくる入力効果を適切に表現できない場合があると考えられる。

### 3.4 FEM モデル

FEM モデルは基礎形状などを正確にモデル化することが可能であり、地盤系の解析では強力な解析ツールである。しかしながら FEM モデルを用いた逐次非線形解析で表層地盤をモデル化するには解析者の工学的判断による影響が大きい場合がある。

#### 3.4.1 FEM モデルを用いた免震建物の応答解析事例

軟弱地盤に計画された免震建物の応答解析事例を例に、支持地盤のモデル化による応答の違いを示す。

解析対象の免震建物は直接基礎支持形式の地下免震建物で、基礎直下を深層混合処理工法により地盤改良を施すことを設定した。表層は液状化の危険性が高いため、液状化を考慮できるモデル<sup>24)</sup>を用い、改良地盤は線形材料でモデル化した。ここでは GL-31m 以深の改良地盤の支持地盤を RO モデルでモデル化した場合と双曲線モデルでモデル化した場合とを検討した。入力地震波は日本建築センター波レベル2を用いた。

図-20は自由地盤を模擬した場合の解析の比較である。支持地盤のモデル化の違いは全体として小さく、若干双曲線モデルの方が変位が大きい。

図-21は建物の応答を比較した結果である。参考までに建物のみの基礎固定モデルの結果も記した。基礎固定モデルは表層を改良地盤の物性を持つ線形地盤とし、支持地盤は土質試験から得られた歪み依存特性をそのまま用いた解析モデルを SHAKE で解いたものである。建物の応答も免震層の応答が支配的であるため大きな差異は無い。

図-22は改良地盤の底面におけるせん断応力の最大値の比較である。改良地盤で建物を直接基礎支持する場合、改良地盤には建物からせん断力と改良地盤自身の慣性力が働くため、改良地盤に発生する応力の照査が必要な場合<sup>26)</sup>がある。今回のケースでは建物応答から見ると支持地盤のモデル化による大きな違いは無いが、改良地盤の安全を照査する観点からは支持層に RO モデルを用いて評価することが適当であると考えられる。

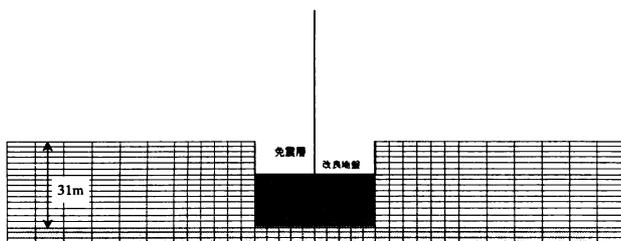


図-19 解析モデルの概要

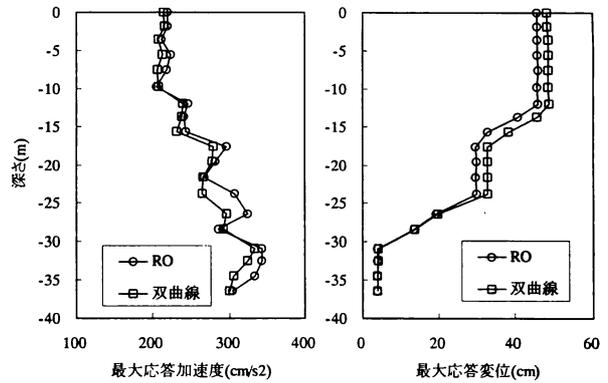


図-20 自由地盤の応答解析結果

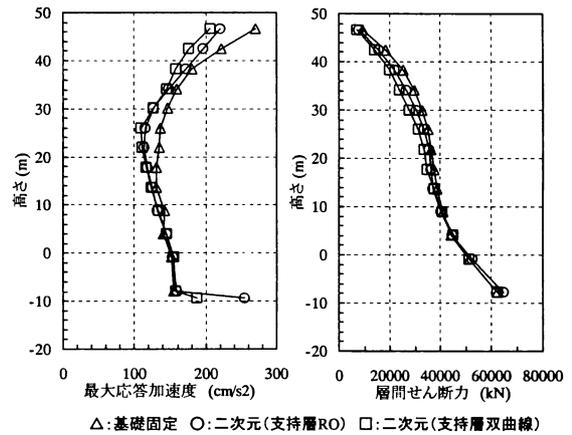


図-21 上部構造物の応答の比較

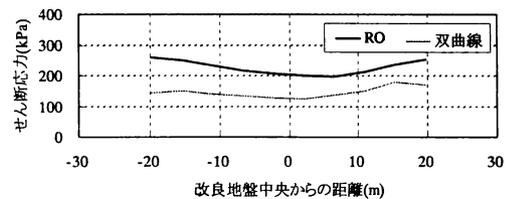


図-22 改良地盤の底面に発生するせん断応力の最大値

## 4. まとめ

建物応答解析例からみた表層地盤モデル化の留意点として、設計用入力地震動を作成する場合の留意点と、時刻歴応答解析モデルを作成する場合の留意点について、応答解析事例を交えて示した。以降にまとめを記す。

- 等価線形解析はその適用範囲(歪みレベル、増幅特性)を認識しながら用いれば非常に有効な手法である。
- 逐次非線形解析手法では解析に用いる地盤モデルの設定の適切性が求められる。近年の研究成果により、土質試験結果をそのまま用いれば良い解析手法も整備されてきた。
- 免震建物の場合には建物の応答が低減する為、地盤のモデル化による設計用入力地震動の違いが建物応答に与える影響は小さい。しかし建物の応答が低減する分、基礎構造の安全性に地盤モデルの設定の与える影響が大きくなる。

- ・免震建物の場合、上下動入力に対して地盤のモデル化が与える影響は大きい。そのため現時点では詳細な方法から簡便な方法まで、ある程度の幅を持って応答結果を判断する必要がある。
- ・液状化の危険性が高い地盤をモデル化する場合には、できるだけ液状化の非線形性を表現できるモデルを用いることが望ましい。場合によっては応答低減も期待できる。

#### 【参考文献】

- 1) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. : SHAKE A Computer Program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No.EERC72-12, University of California, Berkeley, 1972
- 2) 田蔵隆, 佐藤正義, 清水勝美, 小山和夫, 渡辺修: 地層分割数および有効ひずみ換算係数が地盤の非線形地震応答解析に及ぼす影響度に関する基礎的検討, 第22回土質工学研究発表会, pp655-658, 1972
- 3) 中條貴行, 竹内聡志, 大川出, 井口道雄: 地震観測記録に基づく建物-地盤系動特性の総合評価に関する研究(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp873-874, 2004
- 4) 古山田耕司, 宮本裕司, 三浦賢治: 多地点での原位置採取試料から評価した表層地盤の非線形特性, 第38回地盤工学研究発表会, pp2077-2078, 2003
- 5) 栗本修: 入力地震動と地盤応答, 第6回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, pp.45-52, 2001.3
- 6) 日本建築学会: 入門・建物と地盤との動的相互作用, pp252-256, 1996
- 7) 杉戸真太, 合田尚義, 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/III-27, pp49-58, 1994
- 8) 国生剛治, 桜井彰雄: MODIFIED HARDIN-DRNEVICHモデルについて, 土木学会第33回年次学術講演会講演概要集, 第三部門, pp.1181-1184, 1979.
- 9) Jennings, P. C. : Periodic Response of a General Yielding Structure, Proc. ASCE, EM2, pp.131-163, 1964
- 10) 田蔵隆, 佐藤正義, 島山昭: 強震記録に基づく地盤の非線形地震応答解析, 第19回地震工学研究発表会, 土木学会, pp.101-104, 1987
- 11) 吉田望, 田蔵隆, 鈴木英世: 地盤の非線形地震応答解析手法の比較, 第23回地震工学研究発表会, 土木学会, pp. 49-52, 1995
- 12) Ishihara, K., Yoshida, N. and Tsujino, S. : Modelling of stress-strain relations of soils in cyclic loading, Proc. 5th International Conference for Numerical Method in Geomechanics, Nagoya, Vol. 1, pp. 373-380, 1985
- 13) 吉田望, 辻野修一, 石原研而: 地盤の1次元非線形解析に用いる土のせん断応力-せん断歪み関係のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp1639-1640, 1990
- 14) 熊崎幾太郎, 杉山武, 上田稔, 長谷川英明: 瞬間変形係数のひずみ依存特性を考慮した履歴モデル, 土木学会第53回年次学術講演会, 第三部, pp176-177, 1998
- 15) 塩見忠彦, 土方勝一郎, 貫井泰, 横山治男, 柳下文雄, 小山桂介: 累積損傷度を考慮した簡易液状化解析手法(その1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp379-382, 1999
- 16) 源栄正人, 永野正行: 非線形構造物の動的相互作用問題におけるコンポリューション積分の再帰的評価法とその応用, 日本建築学会構造系論文報告集, 第436号, pp71-80, 1992.6
- 17) 永野正行, 吉田一博: 地盤ばね、基礎入力動と建物応答, 第7回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, pp.91-100, 2003.12
- 18) 井上慶一郎, 酒向裕司: 相互作用を考慮した設計 試設計①中低層建物, 第7回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, pp.25-38, 2003.12
- 19) 柳澤信行, 吉澤睦博, 鬼丸貞友: 相互作用を考慮した設計例 試設計③長周期建物(その1 免震建物), 第7回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, pp.51-58, 2003.12
- 20) 護雅史, 酒向裕司: 杭応答の評価, 第7回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, pp.101-112, 2003.12
- 21) 吉澤睦博, 柳澤信行, 鬼丸貞友: 相互作用を考慮した設計例 試設計③長周期建物(その2 超高層建物), 第7回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, pp.59-66, 2003.12
- 22) Towhata, I., Ishihara, K. : Modelling soil behavior under principal stress axes rotation, Proc. 5th International Conference for Numerical Method in Geomechanics, Nagoya, Vol.1, pp523-530, 1985
- 23) Iai, S. : A strain space multiple mechanism model for cyclic behavior of sand and its application, Earthquake Engineering Research Note No.43, Port and Harbor Research Institute, Ministry of Transport, Japan, 1991
- 24) Zienkiewicz, O.C. and et al. 'Non-linear seismic response and liquefaction', Int. J. Num. and Anal. Meth. in Geomech., Vol.2, No.4, pp381-404, 1978
- 25) 並河努, 今村晃, 柳下文雄, 塩見忠彦, 馬場崎亮一, 時松孝次: 杭間地盤の液状化を考慮した質点系モデルの構築(その2) 遠心载荷実験による多本数杭模型の地震時挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp361-362, 2003
- 26) 増田彰, 成川匡文, 中村紀吉, 岸野泰章, 鈴木吉夫, 塩見忠彦: 深層混合処理工法を用いた火力発電所建屋基礎地業の検討 その9~10, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp667-670, 1997

# 地震防災・耐震設計と表層地盤増幅

## Soil Amplification related to Earthquake Disaster Mitigation and Seismic Design

福和伸夫<sup>1)</sup>

高橋広人<sup>2)</sup>

Nobuo FUKUWA

Hirohito TAKAHASHI

A lot of seismic hazard maps are recently made by several organizations for their individual purposes. The resolution, accuracy and output values of each hazard map depend on their usage and the amount of soil data. Here, the soil modeling methods and the soil amplification calculation techniques which are used for making hazard map are demonstrated. Also, a new attempt to model surface soil layers in wide region, where a lot of boring data are furnished, is proposed. This is applied for a 50m mesh hazard map in Nagoya city.

### 1. はじめに

近年、主として地震防災を目的に、様々な地震ハザードマップが作られ、多くの住民の目に触れるようになってきた。一方、建築界でも改正基準法の導入以降、建築構造物への設計入力地震動策定の重要度が高まってきている。最近では、作成目的の異なるハザードマップが、様々な機関から多数提示されるために、利用者に混乱が生じている例も見うけられる。今年度末には、地震調査推進本部から地震動予測地図が公表される予定であり、現時点で、現況を整理しておくことが必要と思われる。

ハザードマップ作りや設計入力地震動の評価において、表層地盤での地震動増幅効果のウェイトは極めて高く、地盤のモデリングが結果を大きく左右する。表層のモデリングは、地震動評価の目的、アウトプットする情報、用いることのできる地盤データの質と量、解析手法、ハザードマップの解像度などに依存する。

そこで、本論では、表層地盤のモデル化の際の参考にして頂くことを意図し、筆者が多少なりとも関わったハザードマップ作りや設計入力地震動評価について、表層地盤のモデル化をどのように行ったかの事例紹介を行うことにする。

### 2. 既往ハザードマップの予測法と地盤モデルの概要

ここで紹介するのは、時期を追って、愛知県の東海地震被害予測(1993)<sup>1)</sup>と名古屋市の東海地震・東南海地震・濃尾地震被害予測(1997)<sup>2)</sup>、愛知県設計入力地震動研究協議会での地震動予測(2002)<sup>3~4)</sup>、中央防災会議における東海地震(2002)及び東南海・南海地震の震度予測(2003)<sup>5)</sup>、愛知県の東海・東南海地震等地震被害予測(2003)<sup>6)</sup>、名古屋市の東海・東南海地震に対する地震マップ(2004)<sup>7)</sup>、名古屋市三の丸地区での官庁免震改修用設計入力地震動(2004)<sup>8)</sup>である。以後、簡単のために、これらの略称として、愛知1993、名古屋1997、協議会2002、中防2002、中防2003、愛知2003、名古屋2004、三の丸2004、と称することとする。

これらの地震動評価について、地震動評価の目的、ハザードマップのメッシュサイズ、工学的基盤の取り扱い、工学的基盤での地震動評価方法と表層地盤の地震応答解析方法、出力項目、深部地盤と浅部表層地盤のモデル化方法、評価結果の検証方法などについて、要約して整理した結果を表1に示す。また、東海・東南海地震連動時を想定した震度分布マップと地震動評価結果を図1に一覧して示す。

以下には、表1に従って、それぞれの地震動評価における地盤のモデル化と地震応答解析の概要について示すことにする。

### 3. 愛知1993・2003と名古屋1997

愛知1993・2003と名古屋1997は、地域防災計画策定のための基本的な被害数量把握を主目的としている。愛知1993では東海地震を、名古屋1997では東海地震、東南海地震、濃尾地震を、愛知2003では東海地震、東南海地震、東海・東南海地震、養老一桑名一四日市断層による地震、猿投一境川・大高一高浜断層による地震、伊勢湾断層による地震を想定地震として選んでいる。

ここでは、建築物などの被害予測に、地震動強さと被害との回帰式を用いているため、地震動強さ(震度・最大加速度・最大速度など)を評価することが主目的になっている。これらの地震動評価における表層地盤モデル化のフローは図2の通りである。

愛知1993と名古屋1997の評価方法はほぼ同一で、想定地震のみが異なっている。用いたデータは、愛知県は約16000本、名古屋市は約4000本の標準貫入試験データである。解像度は、地盤データ量を勘案し、500mメッシュとしている。各メッシュを代表する柱状図として、地盤モデルを316種類(名古屋市は77種類)にモデル化し、メッシュ毎に代表地盤モデルを付与している。S波速度はN値から既往の回帰式を用いて求めている。深部地盤のモデルについては、重力データなどを踏まえてモデル化している。地震基盤位置の地震動は、翠川・小林の方

\*1 名古屋大学大学院環境学研究科

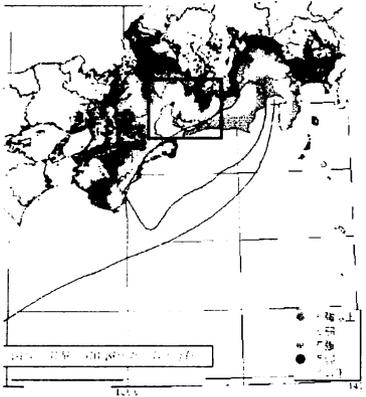
\*2 応用地質株式会社中部支社

Nagoya University

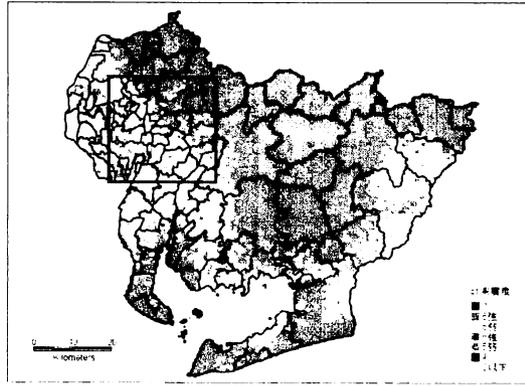
Oyo Corporation

表1 各地震動予測における計算手法、地盤モデル作成方法の一覧

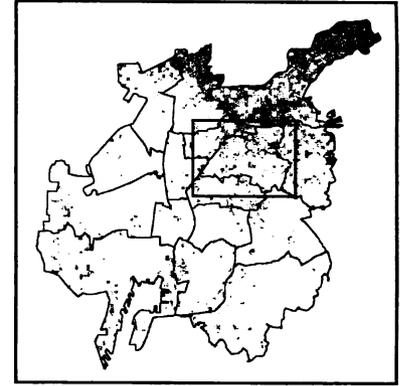
実施機関	愛知県	名古屋市	愛知県設計入力地震動研究協議会	中央防災会議	愛知県	名古屋市	名古屋市三の丸地区設計入力地震動
作成年	1993	1997	2002	2002~2003	2003	2004	2004
目的	・地震対策及び地域防災計画策定のための基礎資料の作成	・名古屋市内において考慮すべき設計入力地震動を設計者(会員)に提供	・名古屋市内において考慮すべき設計入力地震動を設計者(会員)に提供	・強化地域の見直し・地震対策に関する大綱策定	・地震対策のための基礎資料の作成	・市民や企業の防災意識の向上 ・住宅の耐震改修促進	・名古屋市内三の丸地区の建物の免震レトロフィットの設計入力地震動の作成
メッシュ	・500m メッシュ	・名古屋市内9 地点	・名古屋市内9 地点	・1km メッシュ	・500m メッシュ	・50m メッシュ	・名古屋市内三の丸地区
工学的基礎	・Vs=500m/s 相当層上面	・Vs=400m/s 相当層上面	・Vs=400m/s 相当層上面	・Vs=700m/s 相当層上面	・Vs=500m/s 相当層上面	・Vs=500m/s 相当層上面	・Vs=400m/s 相当層上面
計算手法	工学的基礎 (震源)	・翠川・小林の方法	・ハイブリッド法 (統計的グリーン関数法 + 3次元有限差分法)	・統計的グリーン関数法	・統計的グリーン関数法 ・3次元有限差分法	・統計的グリーン関数法	・経験的グリーン関数法により地表の地震動を計算後、浅部地盤モデルより工学的基礎における地震動を算出
	工学的基礎 (地表)	・各地盤モデルに対して等価線形応答計算により入力加速度別・周波数別の増幅率を求め、これを乗算し地表の加速度応答スペクトルを算定	・有効応力法による地震応答計算	・等価線形法による地震応答計算(東海地震) ・全応力非線形法による地震応答計算(東南海・南海地震)	・全応力非線形法による地震応答計算	・全応力非線形法による地震応答計算	・有効応力法による地震応答計算
出力結果	・速度応答スペクトル ・震度ランク ・最大加速度 ・最大速度	・加速度波形	・工学的基礎における加速度波形 ・計測震度 ・最大加速度 ・最大速度	・加速度波形 ・工学的基礎における加速度波形を市内の市町村に提供 ・計測震度 ・最大加速度 ・最大速度 ・SI 値	・計測震度 ・最大加速度 ・最大速度 ・SI 値	・加速度波形	
地盤モデル作成手法	深部地盤モデル	①既存調査資料収集 ②温泉井戸などの大深度ボーリングや地質に関する文献資料より、愛知県および周辺の深部地盤を構成する地層を調べ、地質構造を整理 ③上記に加え、重力値の分布、常時微動計測による卓越周期分布を参考として各地層の上面深度を推定し、2.5km×2.5kmメッシュ単位で作成	①既存調査資料収集 ②大深度ボーリング、反射法探査結果に基づく基礎上面深度と重力値との関係、第三紀層上面深度と重力値との関係を把握 ③対象範囲における重力値から基礎、第二紀層の上面深度分布を南北2km間隔の東西断面として作成 ④反射法探査結果、PS 検層データに基づきP 波速度と上面深度、層内深度との関係を把握し、ミラージュ構造として各地層に速度値を付与し速度構造を作成	①既存調査資料収集 ②屈折法地質探査、PS 検層など速度構造が分かっている情報を真とし、個々の調査を個別・デジタル化、反射法探査は非線形面より速度構造の確認を行う ③対象範囲におけるP 波速度層の分布を調べ、地盤モデルの層数、各層の速度値を設定 ④速度層毎に調査断面同士を補間し、調査のない地域は地質構造を考慮して修正し速度構造を作成	①既存調査資料収集 ②屈折法地質探査、PS 検層など速度構造が分かっている情報を真とし、各データを個別・デジタル化、反射法探査は非線形面より速度構造を確認 ③対象範囲におけるP 波速度層の分布を調べ、地盤モデルの層数、各層の速度値を設定 ④速度層毎に調査断面同士を補間し1km×1kmメッシュ単位で作成、調査のない地域は地質構造を考慮し修正 ⑤さらに地震記録によるHV スペクトルの卓越周期と比較し地盤モデルを修正	①愛知県(2003)の深部地盤モデルを使用 ②1km×1kmメッシュ単位の地盤モデルを補間し、250m×250mメッシュの地盤モデルを作成	・経験的グリーン関数法のため深部地盤構造作成の必要は無
	浅部地盤モデル	①既存調査資料収集 ②1/25000地形図を元に各メッシュの代表地形(沖積低地、洪積台地、丘陵地、山地丘陵地、山地)については年代又は岩質で細分類を設定 ③PS 検層データよりVs とN 値の関係を確認 ④ボーリングデータ及び既往の文献資料を基に断面を作成 ⑤県内に現れる地層を物性(N 値)で区分 ⑥②、④、⑤およびボーリング資料を考慮して500mメッシュを代表する柱状図を選定し316種類(名古屋市は77種類)にモデル化(典型化) ⑦土質ごとに物性値を付与しS 波速度構造を作成 ⑧動的変形特性は試験結果を土質別(20種類程度)に整理して設定	①各計算地点におけるボーリング、PS 検層データの収集 ②PS 検層データがある地点はその速度データを採用し、ない地点は既往の研究結果(Vs とN 値の関係)から速度構造を設定 ③動的変形特性は試験結果のある地点は試験結果を採用、ない地点は既往の研究結果から土質別に設定 ④液状化強度試験のある地点は試験結果を採用、ない地点は建築基礎構造設計指針に基づきN 値から設定	①既存調査資料収集 ②国土数値情報を元に各メッシュの代表微地形を設定 ③PS 検層データよりVs とN 値の関係を把握 ④微地形別にAVS30 と標高又は河川からの距離との関係を把握 ⑤PS 検層データがあるメッシュはそのデータを採用 ⑥標高が30m以上のボーリングデータが5本以上あるメッシュは、最も卓越周期(Tg)が長いデータを採用しVs とN 値の関係をモデルを作成 ⑦⑤、⑥以外のメッシュは同じ微地形のボーリングで最も近いデータをVs とN 値の関係をAVS30 と標高又は河川からの距離との関係を用いてS 波速度構造を作成 ⑧動的変形特性は試験結果を土質別(砂・粘土・砂礫)に整理して設定	①既存調査資料収集 ②1/25000地形図を元に各メッシュの代表地形(沖積低地、洪積台地、丘陵地、山地丘陵地、山地)については年代又は岩質で細分類を設定 ③PS 検層データよりVs とN 値の関係を把握 ④ボーリングデータ及び既往の文献資料を基に断面を作成 ⑤市内に現れる地層を物性(N 値)で区分 ⑥②、④、⑤およびボーリング資料を考慮して500mメッシュを代表する柱状図を選定し393種類にモデル化(典型化) ⑦土質ごとに物性値を付与しS 波速度構造を作成 ⑧動的変形特性は試験結果を土質別(10種類程度)に整理して設定	①既存調査資料収集 ②土地条件図(国土地理院)を元に各メッシュの代表微地形を設定 ③PS 検層データがある地点はその速度データを採用し、ない地点は既往の研究結果(Vs とN 値の関係)から速度構造を設定(三の丸地区はPS 検層データ有) ④動的変形特性は試験結果のある地点は試験結果を採用、ない地点は既往の研究結果から土質別に設定 ⑤液状化強度試験のある地点は試験結果を採用、ない地点は建築基礎構造設計指針に基づきN 値から設定	①各計算地点におけるボーリング、PS 検層データの収集 ②PS 検層データがある地点はその速度データを採用し、ない地点は既往の研究結果(Vs とN 値の関係)から速度構造を設定 ③動的変形特性は試験結果のある地点は試験結果を採用、ない地点は既往の研究結果から土質別に設定 ④液状化強度試験のある地点は試験結果を採用、ない地点は建築基礎構造設計指針に基づきN 値から設定
予測結果の検証	・過去の被害地震(昭和東南海地震)の被害に基づく震度分布と比較、妥当性を検証	・避難減衰式による最大加速度、最大速度と比較し振幅レベルと比較、妥当性を検証	・過去の被害地震(宅永東海地震、安政東海地震、昭和東南海地震)の被害に基づく震度分布と比較、妥当性を検証	・過去の被害地震(宅永東海地震、安政東海地震、昭和東南海地震)の被害に基づく震度分布と比較、妥当性を検証	・過去の被害地震(宅永東海地震、安政東海地震、昭和東南海地震)の被害に基づく震度分布と比較、妥当性を検証	・AVS30に基づく速度増幅度と応答計算による速度増幅度と比較、妥当性を検証	・避難減衰式および中央防災会議による該当メッシュの予測結果と比較、妥当性を検証



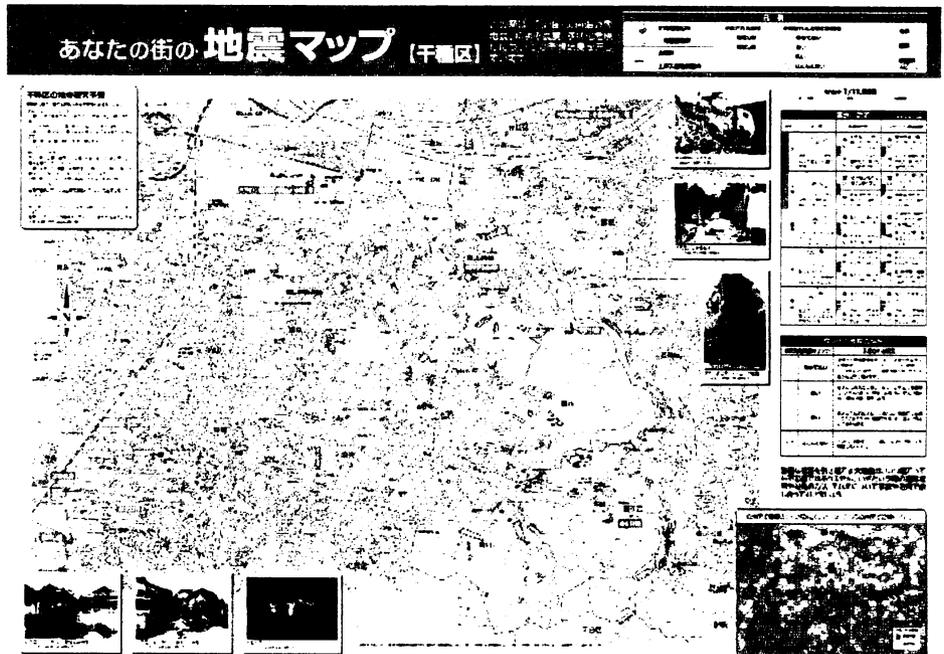
(a) 中央防災会議 (2003, 1km)



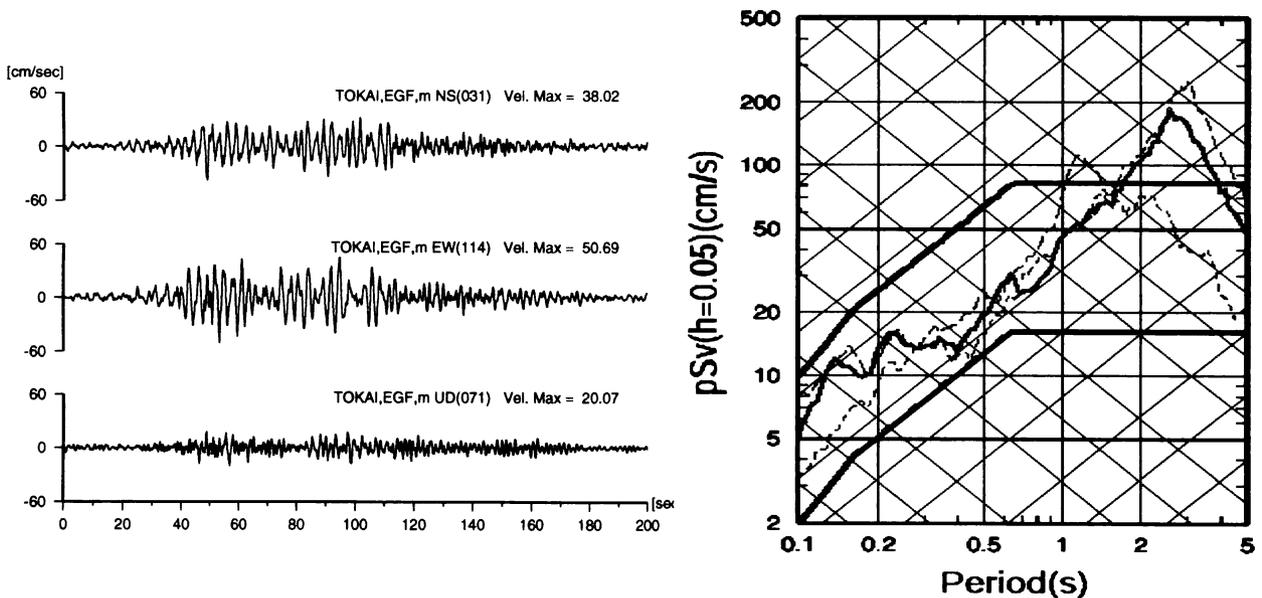
(b) 愛知県 (2003, 500m)



(c) 名古屋市 (2004, 50m)



(d) 名古屋市の地震マップの千種区版 (2004, 50m)



(e) 国土交通省中部地方整備局・愛知県・名古屋市による三の丸地区の免震改修設計用地震動

図1 各種の機関による東海・東南海地震連動時の地震動予測のOutput例

法 (1979) に準拠して応答スペクトルの形で評価している。地盤の増幅特性については、深い地盤構造は線形で、浅い地盤構造は等価線形で伝達関数を求めている。工学的基盤位置で、代表的地震波を用意し、予め、異なる入射波振幅に対して浅部表層地盤の伝達関数を算定しておき、入射波振幅に応じて伝達関数を補間して増幅特性を評価している。地表の応答スペクトルは、地震基盤での応答スペクトルにこれらの伝達関数を乗じるにより

算定し、最大加速度・速度と応答スペクトル積分値との関係から地震動強さを推定している。

一方、愛知 2003 では、県下の市町村が活用しやすいように、工学的基盤での地震動波形も併せて評価している。基本的な地盤のモデル化の考え方は、愛知 1993 と同様であるが、その後、蓄積された地盤データを加え、最新の地盤モデルを作成している。利用した地盤データは、図 3 に示すとおりであり、特に深部地盤のモデル化に際し

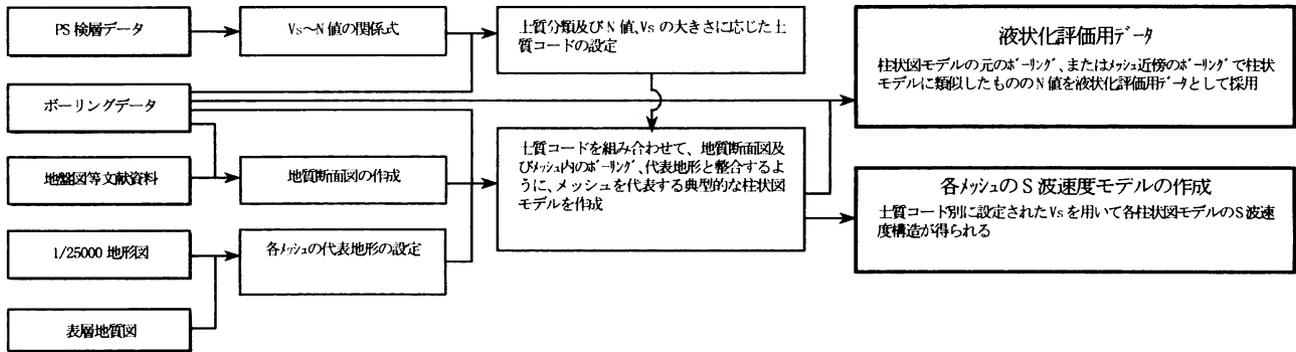
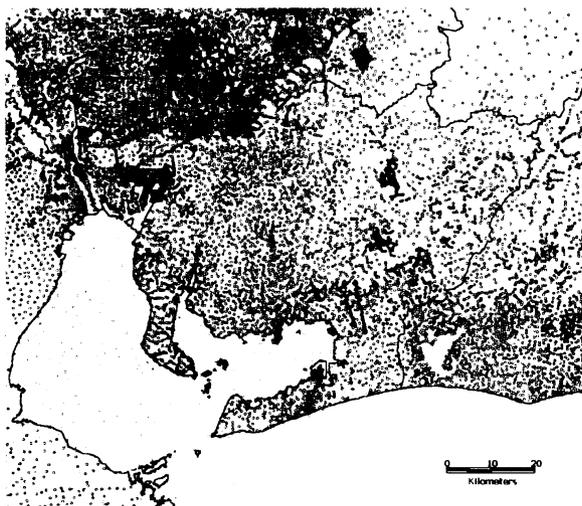
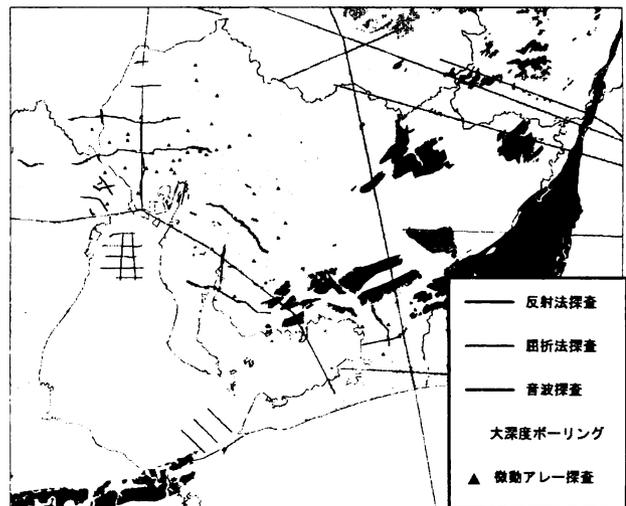


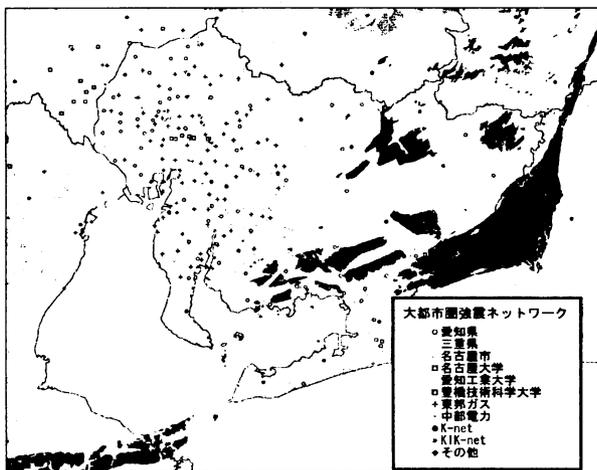
図2 愛知県(1993, 2003)、名古屋市(1998)の表層地盤モデルの作成フロー



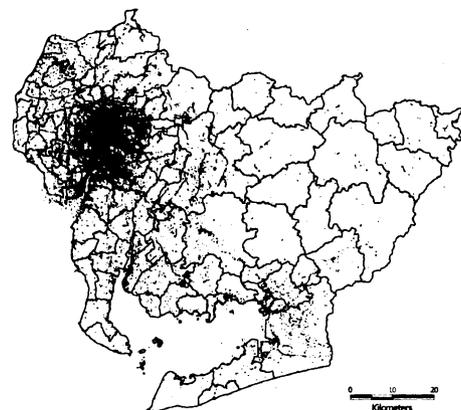
(a) 重力異常計測点



(b) 深部地盤探査位置



(c) 強震観測点



(d) 浅層ボーリング

図3 愛知県下で利用可能な主な地盤調査データ

ては濃尾平野地下構造調査の結果を反映している。また、浅部表層地盤のモデル化においても、新たなボーリングデータを追加することにより代表地盤モデルを 393 種類に増している。地震動評価に当たっては、震源断層のアスペリティを考慮し、統計的グリーン関数法を用いている。また、地盤の応答計算には逐次非線形計算を用い、浅部地盤の非線形性を考慮している。

応答評価に当たって留意した点は、浅部表層地盤が厚く堆積する濃尾平野西部において、深部で非線形化が進展することに関する配慮である。この点については十分な研究的知見が存在しないため、工学的な判断を加えながら、拘束圧依存性を考慮することにより、深部での非線形化を抑制することにした。

また、ここでは、愛知県下の被害ボリュームを推定することを第一義としたため、各メッシュでの地盤データ選定に当たっては、メッシュ内の人家が多く存在する地域の平均的増幅特性を反映するように配慮した。

2004 年 9 月 5 日の紀伊半島南東沖地震における震度 4 以上の分布図を図 4 に示すが、図 1(b) の震度分布と比較的良好な対応を示していることが分かる。

#### 4. 中防 2002・中防 2003

中央防災会議は 2001 年の中央省庁再編を機に、国土庁から内閣府に移管され、東海地震に関する専門調査会を発足させ想定震度の再評価を行うと共に、東海地震対策専門調査会で地震防災対策強化地域の見直しと被害予測を実施した。また、東南海地震と南海地震に関しては、東南海・南海地震等に関する専門調査会において、震度予測を行い、地震防災対策推進地域を指定すると共に、地震被害予測を行っている。

いずれにおいても、地震動評価には震源のアスペリティを考慮した統計的グリーン関数法を用いている。また、地盤の増幅特性の評価には、東海地震については等価線形解析を、東南海地震・南海地震については逐次非線形解析を用いている。表層地盤のモデル化のフローは図 5 に示す通りである。

地盤のモデル化に関しては、深部地盤構造は、屈折法探査データを中心に過去の探査データから広域のモデルを設定している。浅部地盤については、1km メッシュ毎



図4 紀伊半島南東沖地震の震度 4 以上の地域 (気象庁)

にボーリングデータを選定し、N 値と S 波速度の経験的な関係式を用いて地盤の増幅効果を評価している。

ボーリングデータの選定に関しては、強化地域指定や推進地域指定を主目的としていることから、メッシュ内で地盤増幅が大きくなりやすいデータを採用しているようである。表層地盤の地震応答評価に際しては地盤材料の非線形化によって過度に増幅幅が低下しないように、動的変形特性の利用に配慮している。また、司・翠川の方法 (1999) と松岡・翠川の方法 (1993) を組み合わせた経験的方法も、補足的に併用している。

#### 5. 名古屋 2004

名古屋市は愛知 2003 の地震動評価結果を踏まえて、市民啓発用のハザードマップを作成した。ここでは、住民の耐震診断・耐震改修を促進することを主目的としており、小中学校での防災教育、地域での防災ワークショップや DIG (災害図上訓練) などでの利用を念頭においている。このため、住民が揺れを実感できるマップを高解像度で提示することが求められた。マップ作成に当たっては、防災ボランティア、自主防災組織や一般住民などの利用者を中心とした委員会が設置され、啓発に使えるハザードマップのあり方について中心に議論された。その結果、各区ごとに A1 サイズで 50m メッシュのハザードマップを作成し、各戸配布することになった。ハザードマップの表面には、図 1(d) に示したように、家の輪郭も見える形で、震度、液状化危険度、土砂災害危険箇所、

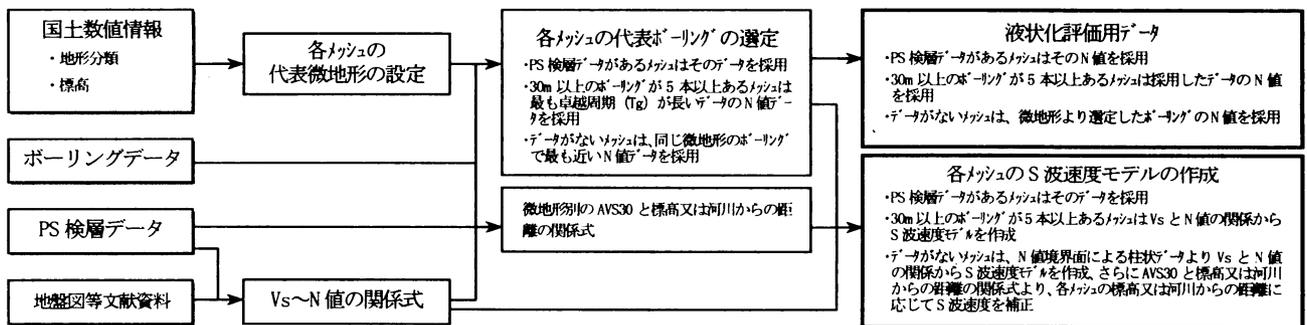


図 5 中央防災会議の表層地盤モデルの作成フロー

避難所などの情報が書き込まれている。裏面には、啓発や教育に利用できる説明が A4 の紙面に分割して解説されている (<http://www.shobo.city.nagoya.jp/bousai/jisinmap/jisinmaptop.htm>)。

ここでは、愛知 2003 で評価された東海・東南海地震連動時の工学的基盤位置での地震動波形をインプットとして用いており、主として高解像度のマップに耐えられる浅部表層地盤のモデル化に注力した。モデル化のフローは図 6 に示す通りである。

図 7 に示すように、現時点で、名古屋市内で利用可能な地盤データは、ボーリングデータが約 40000 本、PS 検層データが約 300 本である。他地域に比べ、データ量は豊富であるが、名古屋市内を 50m メッシュで分割したメッシュ数 13 万に比べると十分ではない。そこで、ボーリングデータの N 値データを活用して、ボーリングが存在していない地点の地層構造を推定する方法を創出した。

まず、各ボーリングデータの N 値分布に基づいて、N 値による層構造を作成した。同一層と見なす N 値のグルーピング方法については、PS 検層データが存在する地点で、検討した。得られた各ボーリング地点の地層境界面を基に、地点間の補間を行い、名古屋市全域の N 値地層

境界面を推定した。図 8 に名古屋市内の栄を通る東西断面位置の地層境界断面を、ボーリングデータと共に示す。また、図 9 に、このようにして得られた地層境界深さ分布の一例として、第三礫層上面位置の分布図を示す。得られた結果は、土質工学会中部支部が編集した最新名古屋地盤図 (1988) に掲載されている深さ分布と良い対応を示している。

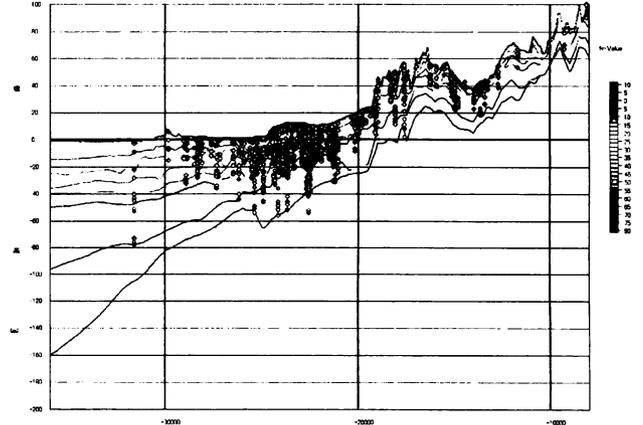


図 8 名古屋市東西断面の N 値分布と N 値地層境界 (図 9 内に線で示した東西断面位置)

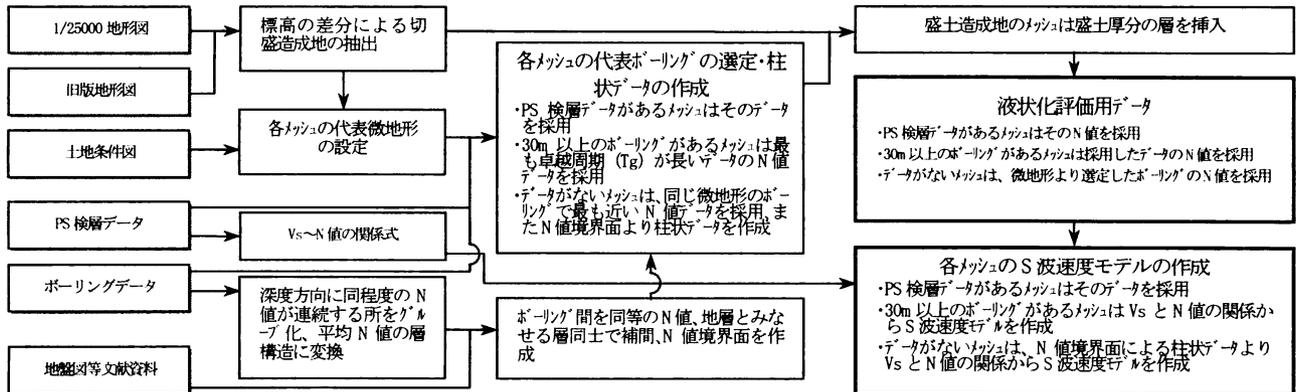
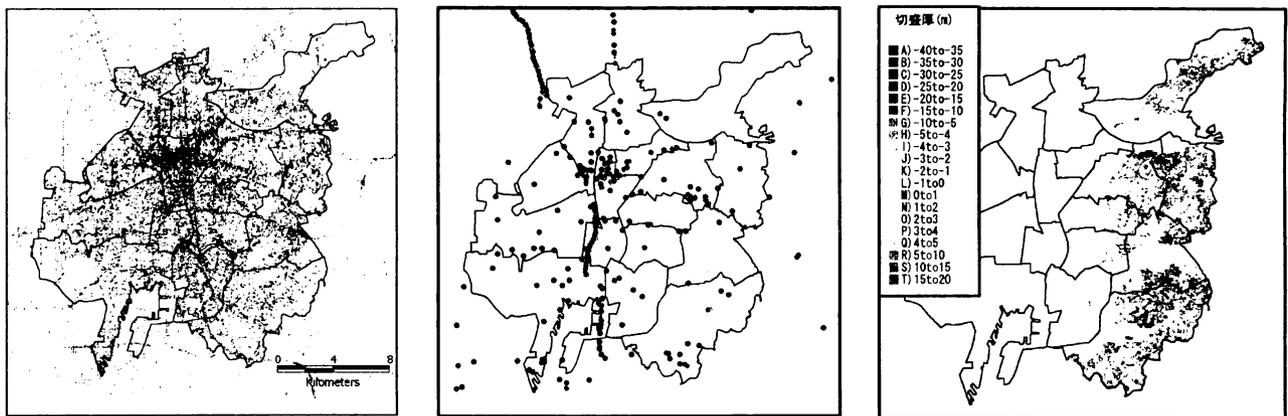


図 6 名古屋市(2004)の表層地盤モデルの作成フロー



(a) 浅層ボーリング

(b) PS 検層

(c) 切盛分布

図 7 名古屋市で利用可能な地盤調査データ

次に、PS 検層地点のデータを基に、N 値・地層年代と Vs の関係、N 値・土質種別・地層年代と Vs の関係を求め、Vs を推定した。図 10 に、このようにして得られた Vs 分布の一例を、既存 PS 検層結果と比較して示す。他の PS 検層地点でも同様の検証を行い、表層地盤の伝達特性の比較を行い、本手法の妥当性を確認している。

さらに、局所的な地形の改変効果を考慮するために、昭和初期と現在の 1/25000 地形図をデジタル化し、地形改変データを切盛分布図として整備した (図 7(c))。一例として、名古屋市東部丘陵地に位置する千種区の昭和初期の地形図と現在の地形図と対比して、図 11 に示す。図中には昭和初期に存在した池の位置を○印で示す。また、両図から得られた切盛分布図を図 12 に示す。図のように、丘陵地は宅地造成時の地形改変が広範囲に行われていることがわかる。盛土の地盤定数については、既存の PS 検層結果を「埋立地」、「埋立地以外の沖積地」および「段丘および丘陵地」に区分して、盛土の平均的な Vs 値を設定した。最終的には、N 値地層境界モデル化の最表層に盛土データを付加することにより微視的な切盛の効果を検討した。

微地形の影響を見るために、千種区南東部にある名古屋大学東山キャンパスの地震マップの拡大図を、図 13 に示す。図中 (b) (c) には 1891 年と現在の地形図を示し、図 (b) 中には、谷筋部分を明示する。図から、キャンパス造成のために、大規模な地形改変が行われたことが分かる。かつての谷筋を盛土した場所では、液状化危険度が指摘されており、逆に尾根筋を切土した場所では震度が小さく評価されている。さらに、尾根筋と谷筋の境界部は土砂災害危険地域になっている。名古屋大学東山キャンパス内では多点の強震観測が行われており、切盛状況による地震動強さの差が観測でも明らかになっている。このように、地形改変データを加えることによって、住民が実感しやすいハザードマップが作られている。

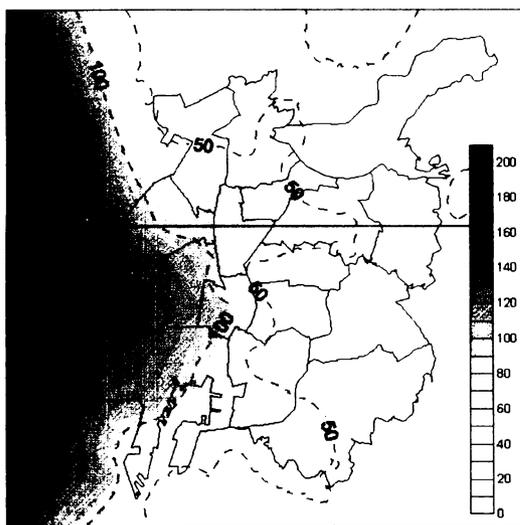


図 9 作成した N 値境界面の深度分布 (m) (N 値 50 以上・第三礫層)

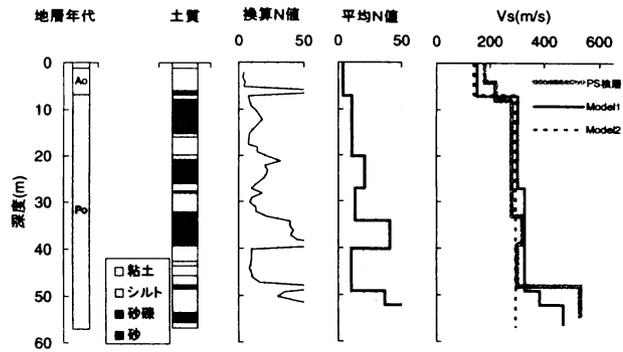
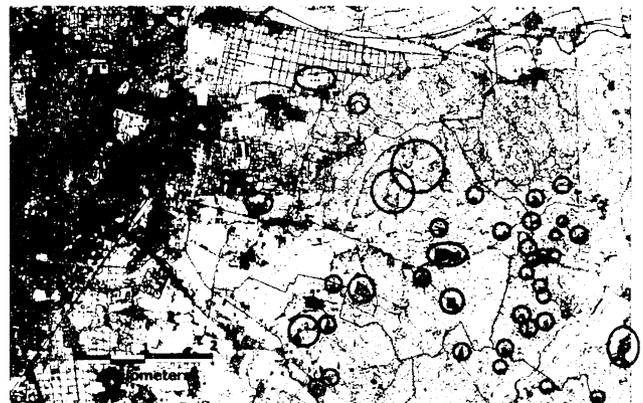
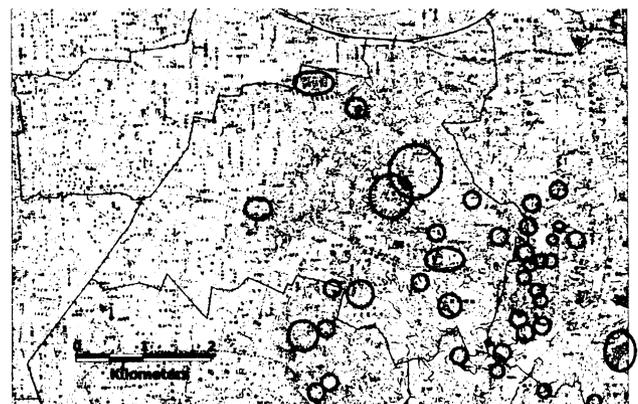


図 10 PS 検層地点におけるモデル化の適用例 (名古屋市東部地点)



(a) 昭和4年と昭和8年



(b) 現在

図 11 昭和初期と現在の千種区の地形図と溜池分布



図 12 名古屋市千種区の切盛分布図 (着色部分が切盛部)



表層地盤のモデル化のフローは図 14 に示す通りである。ここでは、建築物の耐震設計用の地震動作成を念頭においており、ボーリングデータが存在する代表地点での評価を行っているため、評価地点での表層地盤データを用いることができている。ただし、PS 検層データや液状化試験データが無い場合には、既往の経験式に基づいてボーリングデータから、各定数を推定している。

地震動評価結果は、協議会会員に配布されているが、現在、やや長周期域の地震動評価向上のため、地震動の再評価を行っており、2004 年度末に改訂版の再配布を予定している。

### 7. 三の丸 2004

名古屋市の官庁街である三の丸地区で、国土交通省中部地方整備局が入居する合同庁舎 2 号館、愛知県本庁舎、名古屋市西庁舎が、相次いで免震改修されることになり、3 者共通の設計用入力地震動を策定する機運が盛り上がった。ここでは、協議会 2002 の成果を使う形で、地震動評価を行うことになった。

幸い、当地区では各機関が独自に強震観測を実施しており、利用できる強震観測データが充実していた。このため、地震動評価の方法としては、観測地震動を利用した経験的グリーン関数法を採用することになった。想定地震は協議会 2002 と同様であるが、東海・東南海地震に関しては中央防災会議モデルを用いている。観測地震動

を用いているため、原則として地盤のモデリングは不要であるが、強震時の表層地盤の非線形性を考慮するため、地表で評価した地震動を、評価地点での PS 検層データを用いて工学的基盤位置に戻した上で、現位置での動的変形特性データを利用して地表に再度立ち上げて、地表地震動を予測している。東海・東南海地震連動時（新東海地震と称している）の工学的基盤位置の地震動と応答スペクトルは、図 1(e) に示した通りであり、継続時間の長い 3 秒の周期が卓越した波形となっている。

図 15 に 2004 年紀伊半島南東沖地震の際の名古屋市内の観測記録を速度波形と速度応答スペクトルの形で一覧して示すが、観測された地震動の経時特性や、周波数特性は、予測された三の丸地震動と比較的良好に対応していることが分かる。なお、図 15 から、東西・南北 20km 弱の名古屋市内の地震動の特性は地点によって大きく異なっており、地震動に及ぼす地盤の増幅特性の重要性が改めてよく分かる。

### 8. おわりに

本論では、筆者が多少なりとも関わったハザードマップ作りや地震動評価において、表層地盤のモデル化や応答解析をどのように行ったかを、できる限り整理して示した。これらは、評価の目的や、アウトプット、解像度、利用可能なデータに応じて、異なったものとなっている。今後の地震動評価に参考になれば幸いである。

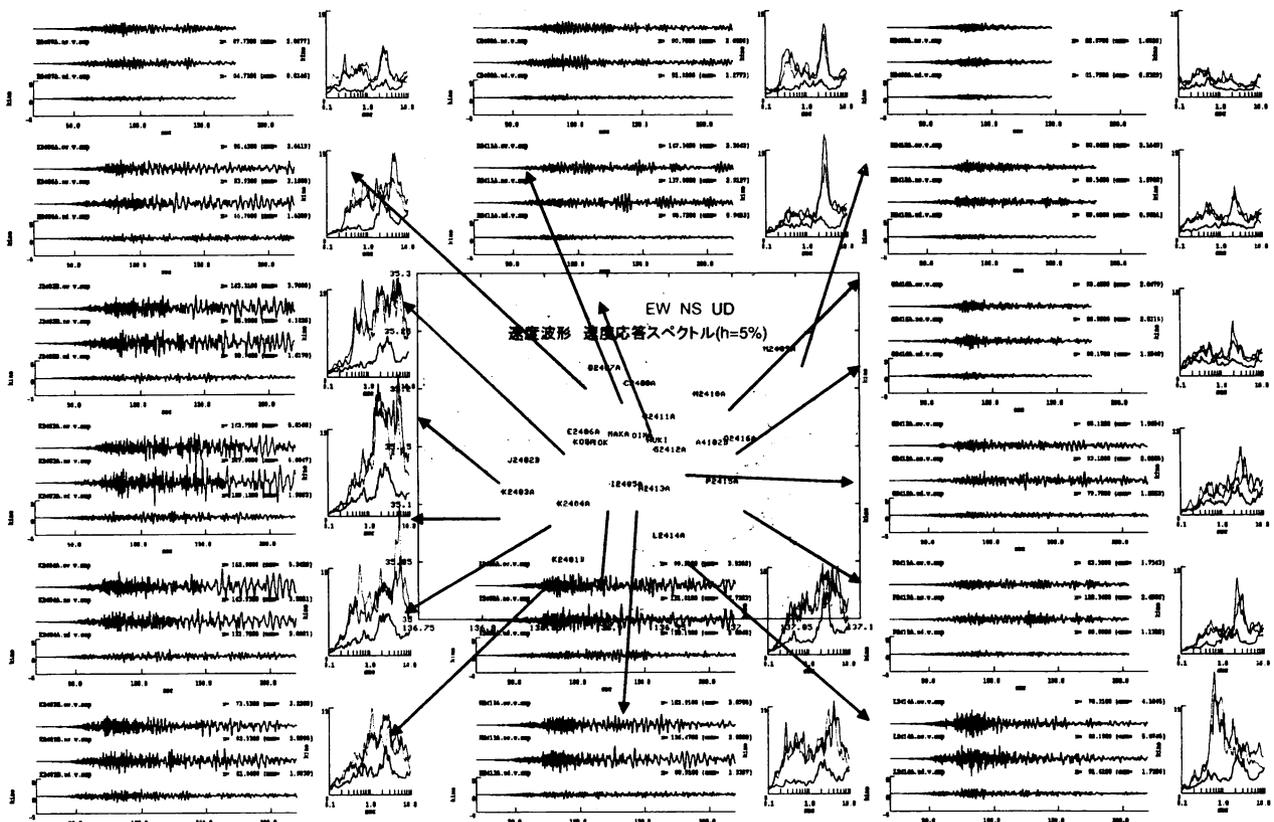


図 15 紀伊半島南東沖地震での名古屋市内強震観測点の速度波形（上からEW, NS, UD）と速度応答スペクトル

昨今、強震動評価手法の高度化や、活断層調査、堆積平野地下構造調査、強震観測などの充実により、地震動評価の技術は格段に進展している。しかし、未だ、十分に信頼して設計に用いることができる段階には達していない。特に表層地盤データの質と量、大入力時の非線形特性については不明確な点も多い。

ハザードマップが世の中に氾濫する現在、地震動予測結果を単に示すだけではなく、住民に適切に受け取ってもらい、住民の防災行動を誘導し、地域の防災力を向上する仕組みを作っていく必要がある。このためには、利用できるデータに応じて、身近な地域とそこに住む自分を意識しながら、ハザードを実感できる高解像度のハザードマップを作ることが必要となる。さらに、地域でのワークショップを支援したり、ハザードマップを利用したDIG(災害図上訓練)を実現したりして、地域の防災活動を誘導すると共に、具体的な防災対策の方法に関する情報を提供し、耐震診断や改修を促す教育・啓発に利用することも必要になる。また、社会学・心理学的な研究手法を導入して、住民のハザード情報の受容に関する検討を行い、住民の地域特性や意識啓発レベルに応じて段階的に情報を提供するモデルを構築したりすることも必要になる。

ハザードマップは単にメッシュを細かくしても防災には活かない。等身大の情報になればなるほど「精度」に関する説明責任や、プライバシー問題が生じやすい。行政も、住民のネガティブな反応を恐れて詳細なハザード情報を公表しにくい側面を持っている。このため、情報伝達と受容のモデルを考えることが重要になる。理学・工学のみならず地理学・社会学・心理学との有機的な連携研究が不可欠である。情報利用・情報伝達、合意形成等に関する社会的・心理学的研究成果に基づいて、

住民の地域特性・意識特性を踏まえながら、最適な情報提供法を模索し、行政・住民が安心して利用できるハザード情報提供モデルを構築する必要がある。

参考のために、図16に、筆者らが考えるハザードマップ周辺の留意事項をまとめておく。

### 参考文献

- 1) 愛知県防災会議地震部会：愛知県東海地震被害予測調査全体報告書, 1995
- 2) 名古屋市防災会議地震災害対策部会：名古屋市地震被害想定調査報告書, 1997
- 3) 福和伸夫, 久保哲夫, 飯吉勝巳, 大西稔, 佐藤俊明：愛知県名古屋市を対象とした設計用地震動の策定 - その1 全体計画概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.81-82, 2001
- 4) 福和伸夫, 佐藤俊明, 早川崇, 池田善考, 野崎京三：濃尾平野の地盤調査とそのモデル化, 月刊地球号外 37号, pp.108-118, 海洋出版, 2002
- 5) 中央防災会議, <http://www.bousai.go.jp>
- 6) 愛知県防災会議地震部会：愛知県東海地震・東南海地震等被害予測調査報告書 平成14年度版, 2003
- 7) 名古屋市：地震マップ、広報なごや号外, 2004
- 8) 宮腰淳一, 中田猛, 福和伸夫, 柴田昭彦, 白瀬陽一, 斉藤賢二：名古屋市三の丸地区における耐震改修用の基盤地震動の作成, 日本地震工学会年次大会, 2005
- 9) 高橋広人, 池田善考, 辻岡秀樹, 福和伸夫：名古屋市域浅部地盤のN値とS波速度の関係, 第39回地盤工学研究発表会, 2004
- 10) 高橋広人, 福和伸夫：N値を用いた名古屋市域の浅部地盤のモデル化, 日本建築学会学術講演梗概集 B-2, 構造II, 2004

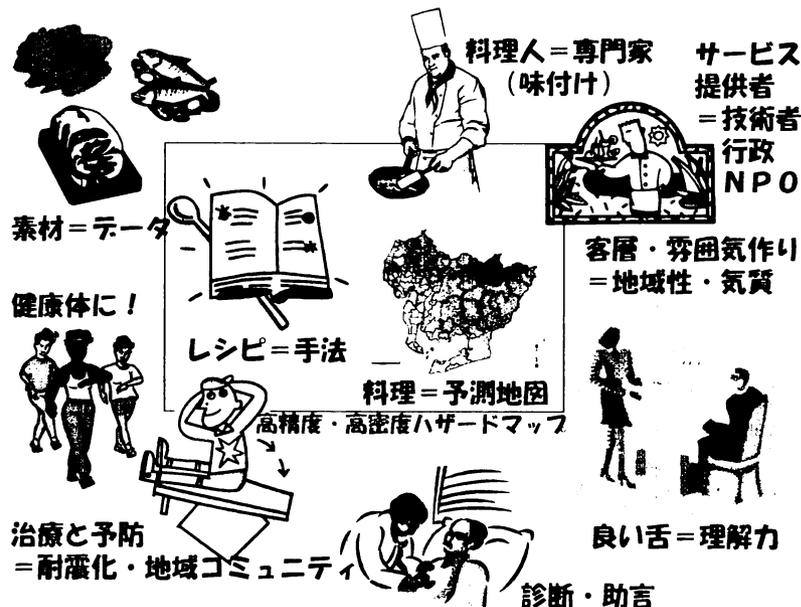


図16 ハザードマップの信頼性向上と高度利用

## 5. 資料



## 第31回 地盤震動シンポジウム(2003) 報告

高井 伸雄\*

第31回地盤震動シンポジウム(2003)「震源断層を考慮した設計用地震動評価：地域波策定の現状と将来展望－地盤震動研究を耐震設計に如何に活かすか(その2)－」が日本建築学会地盤震動小委員会主催で2003年11月5日(水)9:30-17:30、建築会館ホールにて約190名の参加者を集めて開催された。

司会は午前の部：芝良昭（電力中央研究所）、岩田知孝（京都大学）、午後の部：前田寿朗（早稲田大学）、野畑有秀（大林組）、総合討論：加藤研一（鹿島建設）、久田嘉章（工学院大学）が担当した（以下カッコ内は所属）。

### 主旨説明

はじめに地盤震動小委員会主査の川瀬博（九州大学）より、今回のテーマに関する主旨説明が行われた。今回は昨年より開始された連続5回の継続テーマである「地盤震動研究を耐震設計に如何に活かすか」の2回目として「震源断層を考慮した設計用地震動評価：地域波策定の現状と将来展望」を取り上げた。地震動の「震源」「伝播経路」「サイト」という3特性の中で、とりわけレベルの大きな震源近傍における入力地震動を考える場合、「震源特性」が最も重要であると考えられる。そこで、震源の問題を今回のトピックとし、震源特性に関しての最先端の研究、建設地における地震動である所謂「地域波」あるいは「サイト波」の策定の実態から、将来展望までも議論することが、今回の目標であることが示された。なお、川瀬はこの主旨を述べる上で、近年の地震動と地震被害との関係に触れ、例えば2003年十勝沖地震の被害が少なかったことを説明することで、現実と設計の乖離が示唆できるのではないかと、今後の議論の展開を希望した。

### 主題解説「震源特性はどこまで解明されたか」

午前の部では「震源特性はどこまで解明されたか」として震源特性に関する研究の基礎・活用・応用に関して、5題の話題提供がなされた。

杉山雄一（産業技術総合研究所）は「活断層情報の現状とその活用法-強震動予測への貢献の観点から-」と題して、活断層情報を用いた地震発生の予測に関する最近の知見を紹介した。予測の重要な要素である地震規模・発生時期の検討に関する基礎的な問題点から、活断層情報を震源モデルの高精度化に役立てる方法に至るまで言及した。特に活断層のセグメントに基づく評価の重要性に関して、濃尾断層系等の事例に触れて紹介し、活断層の形状と地震断層の破壊について論じた。地震動予測と関連する現状に関しては、アスペリティやバリアと言われるものが、どのようなものであるのかその実体が明らかになっていないため、今後は地質学的な見地からの議論をも行っていかなければ、活断層上のセグメントと両者との関係が正確に把握できないと結んだ。本話題提供に対して、吉村智昭（大成建設）から「断層調査では地表の調査に限られるが深さ30km付近にアスペリティがある場合が多く、その関係は如何なるものか。」と質問があり、「横ずれ断層の場合であれば、地表の情報と長周期地震動を発生する滑り部分是对応していると思われる。」と回答があった。

島崎邦彦（東京大学）は「プレート境界地震の長期予測とその課題」と題し、地震調査委員会の行ってきた長期評価の妥当性の検討を行った。特に2003年9月26日に発生した2003年十勝沖地震は、ほぼ想定されていた震源域で発生し、震源域、規模、時期ともに妥当な長期評価であったと考えられ、震源域・震度分布でも1952年の十勝沖地震と類似している。しかし、津波から推定された1952年震源域は異なっており、また遡上調査結果でも2つの地震の違いがみられると述べた。他、南海地震、十勝沖、秋田県沖の地震に関する長期評価に関して言及した。今後の課題として、アスペリティが保存されるという研究成果を踏まえ、アスペリティに基づく繰り返し周期の検討が必要であること、極稀にしか発生しない地震の予測をどうすべきか課題が残されていることを指摘した。また、長期予

測図の一般への普及を今後の行政側の課題として挙げた。

笹谷努（北海道大学）は「スラブ内地震の震源特性とその強震動評価」という題でスラブ内地震の震源特性の特異性と、強震動予測における問題点に関して最新の研究成果を示した。ここで、1993年釧路沖地震と1994年北海道東方沖地震の巨視的・微視的パラメータにおいて、アスペリティでの応力降下量が他のカテゴリの地震と比較して非常に大きい値となっており、これはすなわち小さな面積から短時間に大きな地震波エネルギーが放出されたことを意味していると述べた。加えて、高密度強震観測網が整備された後に発生した2003年宮城県沖地震でK-net、KiK-netの記録を利用して求めた微視的パラメータの例を紹介し、プレート境界地震と比較して同様の結果が得られていると述べた。スラブ内地震のパラメータ推定の問題点としては、経験的グリーン関数法を用いたモデリングの問題、総断層面積の推定の困難さ、伝播経路の減衰特性(Q値)の周波数依存性の地域性等を指摘した。また、強震動予測の問題点としてはパラメータ推定と関連し、Q値構造の推定の重要性を示した。石井透（清水建設）から「加速度震源スペクトルの短周期レベルに関して、平均値が地震規模により変化しており、さらに小さいレベルでバラツキが大きくなる現象はどのような意味があるか。」と質問があり、「現状では物理的な説明は困難であるが、今後はその傾向の違いを明らかにしていきたい。」との回答があった。武村雅之（鹿島建設）は「短周期レベルはスケールに従っているように示せるが、その中でバラツキは大きい。」とコメントした。

香川敬生（地域地盤環境研究所）は「震源断層を考慮した地震動評価法の基礎と応用」と題し、地震波形のシミュレーション法とそのための断層破壊モデル化について概説した。地震動を構成する要素を簡潔に示した後、1995年兵庫県南部地震の例を基に、断層破壊によって生じる強震動に関して解説した。地震動シミュレーション法に関しては、小地震波形を用いた大地震波形の合成法、断層破壊による地震波形の理論計算（差分法）、模擬波による小地震波形の利用（統計的グリーン関数法）、長周期地震動で有利である差分法と短周期地震動で有利である統計的グリーン関数法を両者の利点を活かしたハイブリッド法、対象とする大地震の断層系で小地震の記録が得られている場合に利用可

能な経験的グリーン関数法に関して解説した。断層破壊のモデル化に関しては、修正入倉レシピに沿って、震源の相似則に基づく巨視的震源モデルの設定方法、特性化震源モデルを用いた非一様断層破壊の設定等の解説を行った。加えて、地震動評価事例に触れ、内陸地震、海溝型地震での例を示した。最後に、地震動シミュレーションを行う上での課題として、地盤構造モデルも予測強震動に大きく寄与すると指摘し、地震災害軽減のためには震源のみならず、地盤構造探査も積極的に行っていかなければならないと結んだ。司会者の芝は「実務において、小地震はどの程度離れていても使えるか。」と質問し、「震源距離よりも、むしろなるべくメカニズムの近いものを用いることが重要である。」と回答があった。吉村智昭（大成建設）は「ハイブリッド法のつなぎ目の周期帯はどの程度の周期帯か。」と質問し、「内陸地震であれば1-2秒、海溝型地震であれば3-4秒が遷移域であり、理論的には0.5秒まで計算可能であるが、現状では難しく、今後可能となるよう努力したい。」と回答があった。

藤原広行（防災科学技術研究所）は「地震動予測地図（確率評価とシナリオ評価）」という題目で、地震調査研究推進本部地震調査委員会において進められている、全国を概観する地震動予測地図の作製のうち、強震動評価の部分を中心に、確率論的地震動予測地図及びシナリオ地震による地震動予測地図作製のための強震動評価手法の現状と今後の技術的課題に関して話題提供を行った。特にシナリオ地震に対する強震動評価においては、震源パラメータの設定、地下構造のモデル化、強震動波形の作成方法に関して、森本・富樫断層帯における計算結果を例示しつつ、解説を行った。強震動波形の作成ではハイブリッド法を用いているが、先の香川の講演時にも話題になった、接続周期の問題に関して、本来は地震波動場の特性を考慮して決定論的なモデリングが可能な周波数で接続されるべきであるが、現在では接続周期が物理的な遷移領域よりも低周波数側に設定される場合が多いとし、この理由として、①計算機性能・計算技術の限界、②震源のモデル化の限界、③地下構造モデルの限界、を指摘した。ここで特に②、③に関しては高密度地震記録の蓄積や地下構造調査によるデータ収集が不可欠で長期的解決課題として重視すべきであると述べた。最後に、2種類の予測地図を如何に関連づけて公表していくかという課題に関して論じた。この講演に対し、山中浩明（東

京工業大)は「結果自体も重要な資料であるが、中間出力や中間データも重要であり、今後公開される事を期待する。」と要望を出し、「できる限り公表していきたい。」と回答があった。

### 主題解説「地震波の策定事例」

昼食休憩後、今回は昨年までの特別講演のスタイルを変更し、内容に踏み込んだタイトル「地震波の策定事例」とし、地域波の利用に関して長年関与されてこられたお二人の先生に話題提供をお願いした。

長橋純男(千葉工業大学)は「免震構造建築物を対象とした設計用入力地震動の作成動向－日本建築センター免震構造審査物件の場合－」と題し、免震構造建築物の設計者の抱える課題と地震動の位相特性に関して、工学的な意味合いの理解と工学地震学的な考察を行い、新たな設計用入力地震動の作成方法を提示した。この中で、ビルディングレーターを元に、利用された入力地震動に関しての統計を示した。これによると、高層建築においては、告示スペクトルから乱數位相を用いて作成した地震波が多く、ついでEL-CENTRO、TAFT、HACHINOHEと続き、サイト波の利用は約1割にすぎず、免震建築においてもその傾向は同様で、サイト波の利用は若干高くとも3割程度にとどまっている事を指摘した。次に同じ告示スペクトルから作成する告示波であっても、利用する位相により応答量が大きく変化し、特に神戸位相の告示波が大きな応答量を示すことを示した。この他、震央距離、震源の破壊過程、地盤の増幅特性等と地震動の位相特性の関係を主に位相差分布を利用し議論した。加えて観測記録の位相特性を活用した $\cdot^2$ モデルに基づく地震動評価手法を解説し、本手法が短周期領域をも精度良く計算可能であり、さらに適切な位相特性を選択することで実現に近い応答スペクトルを示す基盤が合成できる可能性を述べた。石井透(清水建設)より「告示スペクトルは広い周期帯域を持っているが、大規模な地震を議論する際、作成された地震動のある周期では安全側、ある周期では危険側ということもあり得るので、位相のみでなく、スペクトルをも変化させる必要があるのではなかろうか。」と質問があり、「地震動の振幅特性に関わる情報と位相特性に関する情報は不可分なものであり、分離して取り扱うできものでなく、今後は位相特性だけではなくてスペクトル形状も議論する必要がある。」と回答があった。入倉孝次郎(京都大学)は「位相差分

という概念よりも、ある時間に同程度の波が集中するエネルギー集中という概念のほうが理解しやすいであろう。」とコメントした。

井上豊(日本建築総合試験所)は「大阪府・大阪市における検討用模擬地震動策定の概要」と題し、兵庫県南部地震で被害の生じた大阪府、大阪市において、内陸地震及び海洋性地震が取り上げられ、これを用いた被害予測あるいは構造物の耐震設計の指針作りが行われた概要を説明した。検討の流れは地震の設定から始まり、地域防災計画の見直しや構造物耐震設計のための指針策定に至り、最終的には4つのゾーンに分けられたかくゾーンの提案応答スペクトルに良く合致するような応答スペクトルを与えられるものであり、最終モデルは系として示した。宮崎光正(ダイナミックデザイン)は「地震当初は比較的大きな結果であったはずが、時間がたつにつれて比較的インパクトの低い結果になってきたがその経緯はどのようなもので変化したのか。」と質問し、「作成された波形そのものを使用するのではなくて、地域の中で平均処理等を施し結果が若干変化しているためであろう。」と回答した。

### 主題解説「地域波の将来展望」

午後の部の後半は、実際の地域波作成の問題点を探るテーマで「地域波の将来展望」と題し、4題の話題提供があった。

山添正稔(鹿島建設)は「各種強震動予測手法による評価結果の相互比較－震源断層のモデル化の相違が強震動と高層建物の応答に及ぼす影響－」と題して、アスペリティを考慮した断層モデルに対する統計的方法と断層面全体に一律な不均質性を考慮している武村・池浦法、小林・翠川法(武村・釜田により修正)、大野・他による距離減衰式という計4手法の比較検討を行い、武村・池浦法と小林・翠川法でほぼ同値であり、断層の破壊進行方向による統計的方法と武村・池浦法での差が、破壊伝播効果を考慮した場合としない場合での大野式の差とほぼ同等であることを明らかにした。ここで、アスペリティのモデル化が確立されていない現状では、より少ないパラメータである程度の精度を持った強震動予測を行える経験的手法は依然重要な位置を占めることを指摘している。更に、統計的方法と武村・池浦法による結果を用いた地震応答解析を実施し、アスペリティの設定が応答値に大きく影響し、告示波・既往波以上の応答値を得ることを指摘し、

今後物理的根拠のあるアスペリティの予測が行われるようになれば、アスペリティモデルにより評価された地震動を地域波として採用すべきであると述べた。植竹富一（東京電力）は「武村・池浦法は経験的グリーン関数法であり観測記録が無ければ計算可能とならないはずである。」と質問し、「本検討では両者共に人工波を用いており、手法の比較というよりも、断層内のアスペリティで考えるか断層全体で不均質性を考えるかという違いを比較した。」と回答があった。

釜江克宏（京都大学）は「プレート境界地震と地殻内地震の違いを考慮した地震動評価」とし、2つのタイプのシナリオ地震を対象に、震源のモデル化から地震動評価までを紹介し、震源のモデル化手法の違いや評価された地震動の違いなど、観測結果を踏まえて概説した。はじめに、プレート境界と地殻内の地震の違いを地殻内の地震である1995年兵庫県南部地震、2000年鳥取県西部地震の観測記録、とプレート境界の地震である2003年十勝沖地震の観測記録および想定南海地震の予測地震動波形を比較し、キラーパルスと呼ばれる大振幅のパルス波の生成、継続時間の違い等を述べた。予測結果の違いに関しては、地殻内の地震に関しては特性化震源モデルのパラツキの範囲内ではほぼ再現出来るが、プレート境界の地震においては、発生する長周期成分を増幅する高精度な地盤構造モデルの構築が都市部における地震動評価には必要不可欠であることを指摘した。加藤研一（鹿島建設）は「サイト波という観点から言うと、例えば地殻内である上町断層の予測波とプレート境界の地震である南海・東南海地震の予測波を比較すると、如何であろうか。」と質問し、「東南海地震の予測では、大阪平野の地盤構造が影響し、長周期の卓越した波形となり、上町断層での地震ではそれほど長周期が卓越しないと思われる。」と回答があった。

上総周平（内閣府）から、「想定東海の強震動予測とその活用」と題し、中央防災会議により実施された東海地震の想定震源域、並びに地震対策の充実強化等についての検討に関して話題提供があった。検討に際して、想定震源域を基に強震動及び津波の予測が実施されており、特に強震動予測の手法、及び震源モデルから地盤により増幅された強震動波形の作成に至るまでの詳細な説明がなされた。予測された結果を基に作成された震度分布図は、経験的な減衰式（司・翠川）に

よる予測結果と比較され、大凡合致した結果が得られたが、減衰式が予測結果を上回る地域もあり、そのことから、最終的な予測震度としては、経験的手法と強震波形計算の最大値を採用したとの報告がなされた。最後に強化地域の見直しに際し、地域の指定基準とそれによる変更がなされた強化地域、および「東海地震対策大綱」の決定についての報告がなされた。武村は「東海や南海では非常に広い範囲で被害が出るので重要ではあるが、地域で小さいながら数々の地震が発生しており、日本国中で対策を立てなければならないと思われるのに、東海・東南海地域に対策が集中しすぎているのではないか。」と質問し、「日本国中至る所で地震被害が発生する可能性は有り、各地域で対策を進められるよう法整備を進める。」と回答があった。宮崎から「計算結果は必ず提供をして頂けるのか。」と質問があり、「ルールを取り決めて希望者全員に提供していきたい。」と回答があった。

吉村智昭（大成建設）は「実務から見た設計用地震動評価の現状と問題点」と題し、建築センターでの評定におけるサイト波の位置づけとサイト波の検討に用いられる手法の解説およびそれぞれの欠点利点、およびこれまでの評定で指摘された事項と評定を受ける側から見た問題点に関する報告を行った。評定におけるサイト波による検討数は特に免震建築物において重視され、兵庫県南部地震以降、検討数が増えたことを示した。また、評定を経験した上で感じた問題点としては、サイト波の妥当性の示し方、深い地盤構造による増幅の重要性、作成されたサイト波で周期2-4秒の成分が不足する危険性、位相の選択の難しさ、パラメータの不確定性を含む将来の地震に対するサイト波の意味づけ、中央防災会議や地震調査研究推進本部の検討結果との整合性、告示波への依存の危険性、決定論と確率論による例えば性能マトリクスを用いた総合的評価の必要性等を指摘した。この指摘の中で、「活断層の地震を引き起こす確率が14%と言うようなこの確率の意味は何か。」と疑問を呈したが、島崎はこれに対し「同じ発生確率の活断層が複数あるとき、そのうち14%が発生すると理解していただきたい。」と回答した。

#### 総合討論

以上の話題提供後に、総合討論が行われた。はじめに司会の加藤より論点が整理され、

- ①地域波策定の現状と評価精度

- ・研究者から見た現状と今後の方向性
- ・実務・設計サイドからの意見

## ②地域波の将来展望

- ・現状と理想
- ・理想に近づくには

という大まかな議論の流れを示し、さらに、既存構造物の現状と観測地震動の最新知見、地域波と告示波の関連から全国一律の最低基準としての告示という考え方が提示された。以下議論を再録する。

加藤：1995年兵庫県南部地震に関し、地表から内部の議論をどこまでできるか。

杉山：淡路島側の野島断層は最大30年確率で8%のところで1995年兵庫県南部地震が発生した、しかし神戸側に関しては固有地震的な話は困難であろう。ベースとなるセグメントの破壊が相互作用的に付近のセグメントを破壊するという事象をより明らかにして行く必要がある。

加藤：プレート境界の地震に関して、2003年十勝沖地震に関して1952年のアスペリティはほぼ同様の位置であるとの指摘があったが、事実で有れば、想定地震を考えやすいが、実際の被害を見ると差異があり、アスペリティにより発生する地震動に違いは無いのだろうか。

岩田知孝（京都大学）：違いは検討段階であるが、アスペリティの相似性と観測記録の相違を検討するのは重要で、遠地の記録でアスペリティに相似性があれども、1秒から数秒程度の地震動を考慮すると、さらに詳細な波長の短い部分の情報を検討しなければ、強震動の観点からはアスペリティの相似性は議論出来ないと考えられる。高密度の記録が得られた2003年十勝沖地震の記録を今後検討していくことは非常に重要である。

久田嘉章（工学院大学）：アスペリティが繰り返すというのは将来想定地震を予測しやすいが事実であろうか。

島崎：マクロ的に見てアスペリティは繰り返されていると考えられるが、アスペリティの中の微細構造、割れ方まで保存されるかどうかは確認できていない。故に強震動を予測するための利用段階まで至っていない。

久田：スラブ内地震の予測が可能かであろうか、また短周期レベルが非常に高いものの構造物の破壊力はあまり無いと思われるが如何であろう。

笹谷：発生地域を予測することは現状では難しい。

川瀬：1993年釧路沖の時なぜ被害が少なかったかとい

うのは当時議論された。2001年芸予地震でも同様であった。しかし、例えば、1994年東方沖地震がより近傍で発生した場合はかなりの被害も生じたのではないであろうか。そのため1993年釧路沖とは同等に扱えず、スラブ内というだけで被害が生じないとは言いきれないと思われる。ただし、最大マグニチュードの地域性の問題もあり、サブダクション全域で1994年東方沖地震クラスの地震が起こるとは断言はできない。また、高密度な観測体制により、今までプレート間地震とされていたものが実はスラブ内地震と認識出来る可能性もあり、極端に頻度の少ない地震とも思えないので、軽視すべきタイプの地震ではない。

瀬尾和大（東京工業大学）：建物被害を直接地震タイプから論じるのは危険ではないか。被害定義、被害量も信頼できるか疑問があり、PGAも地震動指標として信頼できるか疑問が残る。

加藤：震源のモデル化の確からしさに関しては如何であろうか。

岩田：断層は不均質性があるということに関して異論はないであろう。そのモデル化に関しては特性化震源モデルが現状では最良だと考えているが、大地震の大きな断層面の中でのアスペリティの詳細な分布は明らかになっておらず、アスペリティの位置やパラメータ、地下構造モデルの設定は非常に難しく、今後観測事実の蓄積を待つ必要があるであろう。ただし、一番重要なのは大地震で周期1秒程度の強震動がいかに生成するかということを考えることであると思われる。

武村：すべての地震に対して、断層モデル、地下構造モデルを作成するのは非常に困難であり、実際問題、検討する時間はない。やはりある最低レベルというようなものを設定しておいて、震源を特定できる想定地震があれば、さらに検討するという2段階の検討構造があれば良いのではないか。

加藤：実務においては作業時間というのは大事な要素であると思われる。

吉村：実際問題、差分法のモデルの構築等は時間がかかり、翠川・小林の手法等の経験的な方法で検討することも多い。やはり最低レベルというようなものを設定しておいて、問題があるところで詳細な検討に入るというのが良いのではないか。

横田治彦（清水建設）：サイト波の作成はパラメータが多く作業によりバラツキが多くであるため、採用に関してかなり混乱してしまい、告示波等に依存してしまう

傾向がある。パラツキのある結果の中のものからどれを採用するのかという部分を学会等で議論しなければ、前進はあり得ないのではなからうか。

植竹：これまでの設計の体系と異なる、スペクトルで見ると山谷のはっきりしたサイト波を今後設計で使っていけるのであろうか。

宮崎：法律より真の安全性を追求したい、という意味で、チェック機能としていろいろな予測波形を用いてみたい。

武村：パラツキのある結果の中から、重要なところは押さえて、割り切らなければならない部分が出てくる。その意味で大阪での事例は割り切ったのではないか。そこを議論しないと、実務で利用出来ないと思われる。

加藤：大阪の事例では、地震動の作成側と設計者側との相互作用的な課程はあったのであろうか。

井上：研究者側と設計者側との議論で何を大阪市として出すかを検討し、最終結果をまとめた。パラツキがある結果が出されてしまう地震動波形は、応答解析をする上での、あたりをつけるための道具と考えても良いのではないだろうか。

森伸一郎（愛媛大学）：地域波とサイト波の言葉の違いで、設計上考慮すべき地震の具体像をどうするという地域性と、建設地点の地盤構造を考慮した応答特性という2点が有ると思う。後者に関してはスペクトルの山谷が出てくるであろうが、ここで議論すべきは前者であろう。考慮すべき地震の具体像を提示する場合は、値の確かさはどうあれ、再現期間という確率指標を付帯していかなければ性能設計の枠組みから外れてしまうのではないだろうか。

曾田五月也（早稲田大学）：高精度の地域波の「高精度」の意味を正確にしないと、地震動をどのように考えるかが明らかになってこない。地域波の策定を高精度化する必要があるのは超高層や免震建築物に対してであり、この観点から見れば指標として示す応答スペクトルの減衰定数 5%をさらに高くして示す必要が有るのではないだろうか。

川瀬：平均的なレベルを設定することは重要であるが、そこを上回っている部分を議論するべきであって、方向性の厳しいパルスが出てくる等のサイト特有の地震波が有るはずである。逆にいえば、現在用いられている平均的に用いられている入力波のレベルが本来想定される地震動より高い地域が有るわけである。幸いに

も日本全国を網羅する地震動予測地図が防災科学技術研究所から発表されるので、全国での地域差が明確になり、これを活用することで告示波以下のレベルであっても設計していけるような状況になってほしい。

武村：現在の標準で使用されているレベルを、サイト波での検討で超える場合にどのように対処するのかと言うところまで議論しなくては、地盤震動研究成果が利用されにくいのではないだろうか。

宮崎：作成されたサイト波の信頼度は如何なものか。内閣府の予測はどの程度の位置づけがなされているか。

上総：非線形が十分考慮されてない部分は有るので、若干高く計算されているかもしれないが、2秒以上の成分に関して信頼性は高いと考えている。

加藤：強震動予測地図ではどの程度のレベルを考えておられるのか。

藤原：もっとも起こりやすい確率のシナリオを設定されているが、実際にはどのシナリオが正解か分からない部分もある。

翠川三郎（東京工業大学）：地震動予測に関しては、手法が改善されても、必ずパラメータの不確実性が伴う。その意味で本予測地図はもっともらしいシナリオの一例であり、これ以外のシナリオが無いということではない。結果を設計にどう使うかに関しては、利用する側で議論が必要であろう。アメリカではUSGSが全国の確率マップを作成し、さらにコンバートして設計に使用しやすい形にしている。

太田外氣晴（足利工業大学）：入力地震動の議論を行う際には、構造物の入力に対する余裕度というものを提示して議論していく必要性が有るのではないだろうか。

#### まとめ

最後に地盤震動小委員会幹事の山中が全体を通しまとめを行い、これを受けた地盤震動小委員会の今後の活動として、第30回「設計用地震動は工学的基盤で決められるか?」、第31回「震源断層を考慮した設計用地震動評価—地域波策定現状と将来展望—」と継続した本課題は次回以降「表層の増幅特性の評価について」「地域係数をどう考えるか」「地盤震動研究成果の活用への総括」と議論を展開していければと方針を示し、さらに「現象の解明・被害に学ぶ」事も重要であり、最近の被害地震における強震動の解明も検討して行きたいと結んだ。

（文中敬称略）

第32回地盤震動シンポジウム(2004)  
表層地盤の増幅特性評価の現状と課題  
—地盤震動研究を耐震設計に如何に活かすか(その3)—

---

2005年1月

編集 社団法人 日本建築学会  
著作人

〒108-8414 東京都港区芝5丁目26番20号  
TEL 03-3456-2051  
FAX 03-3456-2058  
<http://www.aij.or.jp/>

印刷所 株式会社 エーヴィスシステムズ

---

