

②表層地盤構造の推定

解析には測定波形間の相関解析により分散曲線を求め、深さ分布を推定した。S波の速度構造は、速度構造の分散曲線モデルを計算し、測定した分散曲線と計算する結果が一致するようにモデルを繰り返し修正することによって地盤S波速度構造を推定した^{9) 10) 11)}。

観測測線に沿って連続的にアレイ観測を行い、速度構造を求め、各点における一次元速度構造を補間することにより、二次元S波速度断面図を推定した。観測測線の2次元S波速度構造は図4.9で示す。

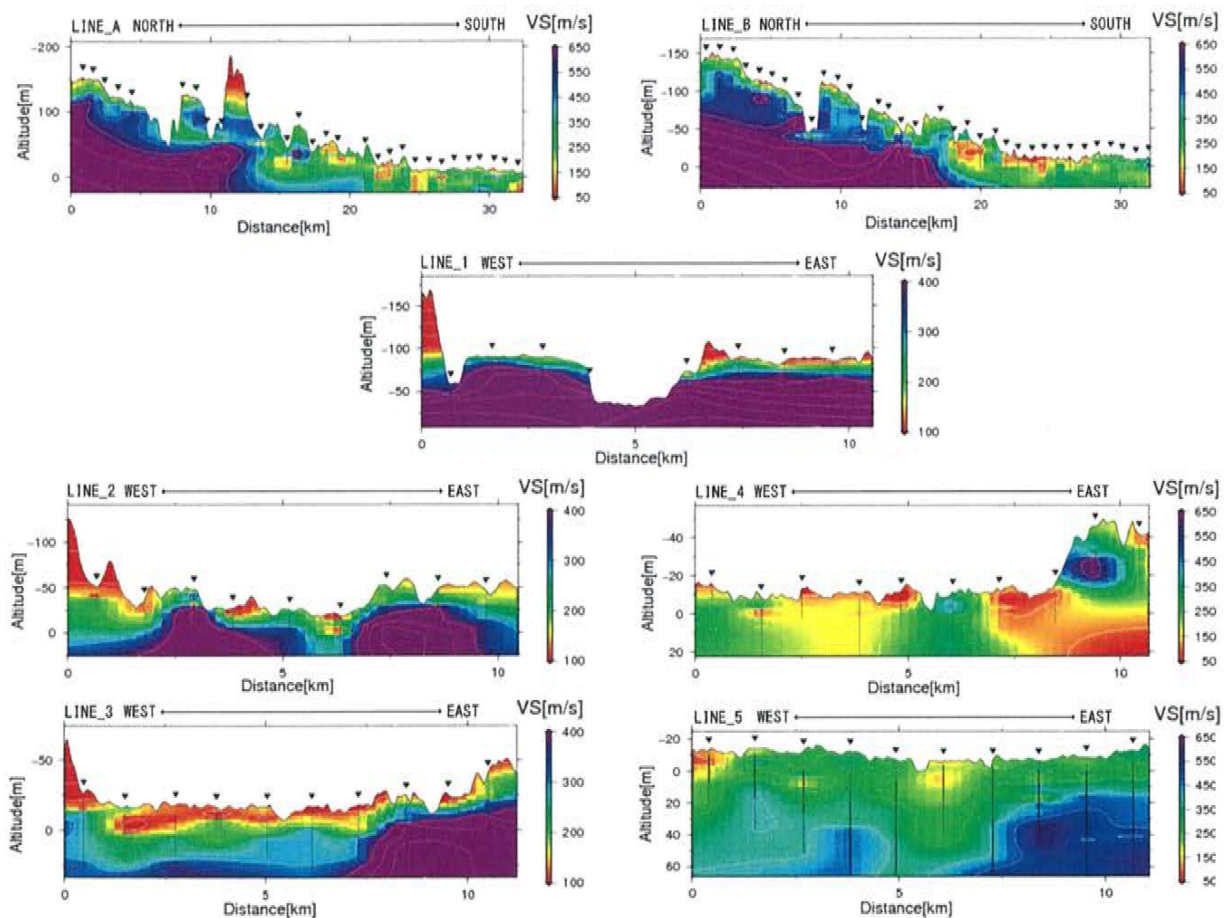


図 4.9 推定した二次元速度構造

LINE_A は相模平野の西側にある測線の S 波速度構造の推定断面であり、S 波速度構造は北側から 17km 付近から変化する。北部では GL-20m から GL-30m 付近に $V_s=400\text{m/s}$ 以上の明瞭な堅固な地層が見られる。さらに南部では、 $V_s=350\text{m/s}$ 以下のやや柔らかい地層が厚く分布している。南側では、表層の S 波速度は最南端から 5km 付近で変化しており、地形の変化とよく一致している。LINE_B は相模川流域のおおよそ北西方向に構造変化を伴う測線である。表層の柔らかい地層は北から約 20km のところまで確認できたが、この傾向は氾濫原の低地地形に対応しているものと考えられる。

東西測線の LINE_1-5 は、相模平野の東西方向に設定されている。LINE_1 は、相模平野の北部に設定された測線である。地表から 30m までの深さが $V_s=400\text{m/s}$ に達して、地盤は比較的良いといえる。一方、LINE_2、3 は相模平野の中心からやや南に設定された測線であり、地表構造が境界 LINE_2 と LINE_3 に大きく変化していることが見られ、地表面から 30m の深さでの S 波速度は、平野の南西部で約 $V_s=200\text{m/s}$ にしか達していない。平野南部の LINE_3 の測線上の S 波速度構造では、特に軟弱な地層が堆積する地盤である。また、河口に近い 2 つの測線の地形的特徴は、LINE_4 が氾濫原の低地であり、主に粘土質の地盤であり、LINE_5 は主に砂浜のような砂質土の地盤である。LINE_4 で得られた S 波速度構造の地表面付近の地層は $V_s=200\text{m/s}$ 以下で、柔らかい地層であるが、LINE_5 では $V_s=300\text{m/s}$ 程度の S 波速度であり、地形分類に対してやや硬い地層と思われる。この特徴は、相模平野の地質学的プロファイルとも一致している。

最後に、この研究で得られた結果と相模平野南部の地質断面図との比較を図 4.10 に示す。地質断面は調査した測線とその周辺に分布するいくつかのボーリングデータを分析することによって作られた。断面で示した地層は、この研究で得られた結果と比較的によく一致していることがわかった。

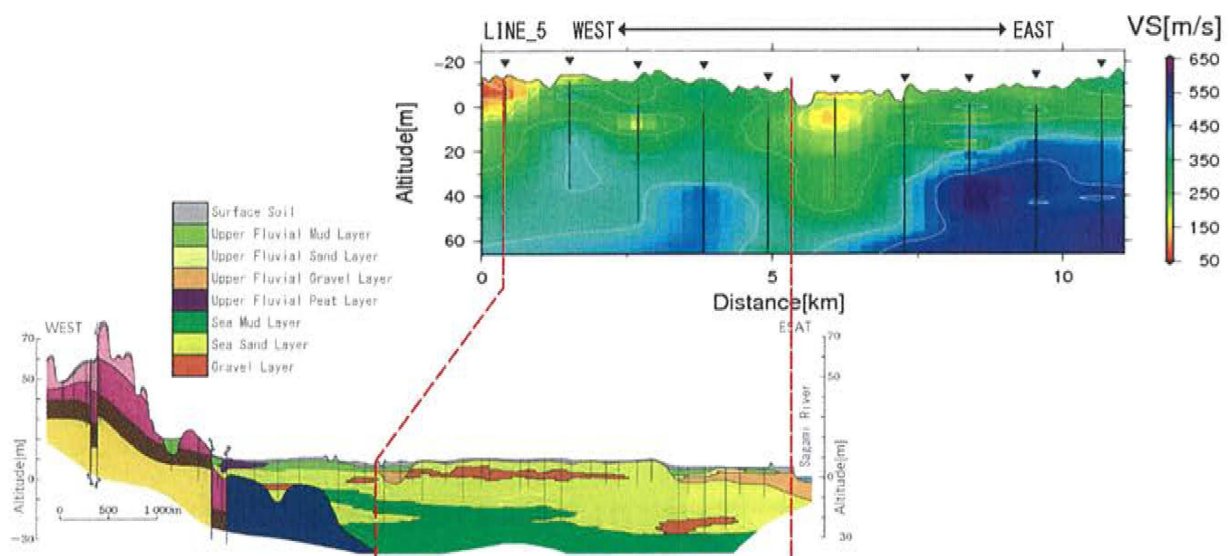


図 4.10 ボーリングデータにより推定した地盤図との比較

4.4.3 相模平野における表層土壌の構成

本研究では、推定 S 波速度構造を用いて地盤の柔らかさを評価する指標の一つである AVS30 の値を算出した。一方、AVS10 と AVS20 の値も計算した。計算式は式 4.1 のように示している¹⁵⁾¹⁶⁾。

$$AVS_D = D / \int_0^D dz / V_s(z) \quad \text{式 4.1}$$

ここで、D は層厚、 $V_s(z)$ は深さ z での S 波速度を意味している。

その結果で、図 4.11 に示しているように、相模平野の中南部地域の AVS30 の値は明らかに北方面より小さいであり、特に相模川の西地域には、小さい AVS30 の値を持つ地盤が分布していることが分かった。続いて南の海方面に行くと、AVS30 の値はどんどん増えている傾向が見られ、相模川の東地域は 250m/s 以上の値を持つ地域は広がっている。この結果は、H/V スペクトル比による算定し多表層地盤の卓越周期とは概ねに一致しているが、海岸線から内陸に約 5km 前後における砂丘地域は比較的に高い AVS30 の値が持っているが、0.8s 前後のやや長い卓越周期が持っている。

この地域の AVS30 と卓越周期の不整性に対して、相模平野の地盤の進化ルートを確認して検討した。約 7 万年前より氷期（最終氷期）となり、気候は寒冷となる。神奈川県中央に流れる相模川は、当時、現在より東側で流れていた。寒冷化に伴い海面が低下して、相模川は河床を深く削るようになり、段丘を形成して行った。これが相模野台地の平坦な台地である。それゆえ、相模野台地にはローム層の下に、相模河の河床礫層が必ず認められる。礫層までのローム層の厚さは相模野台地の北東側で厚く、南西側で薄くなっている。それは、相模河の流路が北東側から南西側に移動してきたことを示している。その後、気候は寒冷化が進み、約 1.8 万年前には最終間氷期最盛期になり、海面は今より 130m 低くなった。相模湾側は陸域が広がり、当時の相模川の河床は、相模野台地の段丘礫層として相模原市に残されている。当時の河川は現在よりも著しく急勾配で、相模沿いでは厚木以南でこの時期の段丘は相模平野の中段の下に埋まれている。約 6000 年前、気候が今よりも暖かくなり、海面も上昇し、相模川下流域に沿っては平塚市まで、海が入り込んでいた。入り江が形成され、入り江に堆積物が堆積して、臨海部の低地が形成された。この海を埋めて、海岸に沿って海浜の砂層が堆積し、上流からの土砂が流れ込んで、次第に相模平野は形成された。海岸線に沿っては砂丘が何列も作られた¹⁷⁾。

以上述べたように、相模平野海岸部が何度も海に洗練され、ようやく浅部が軟弱で、そして硬くなる表層地盤ができる。

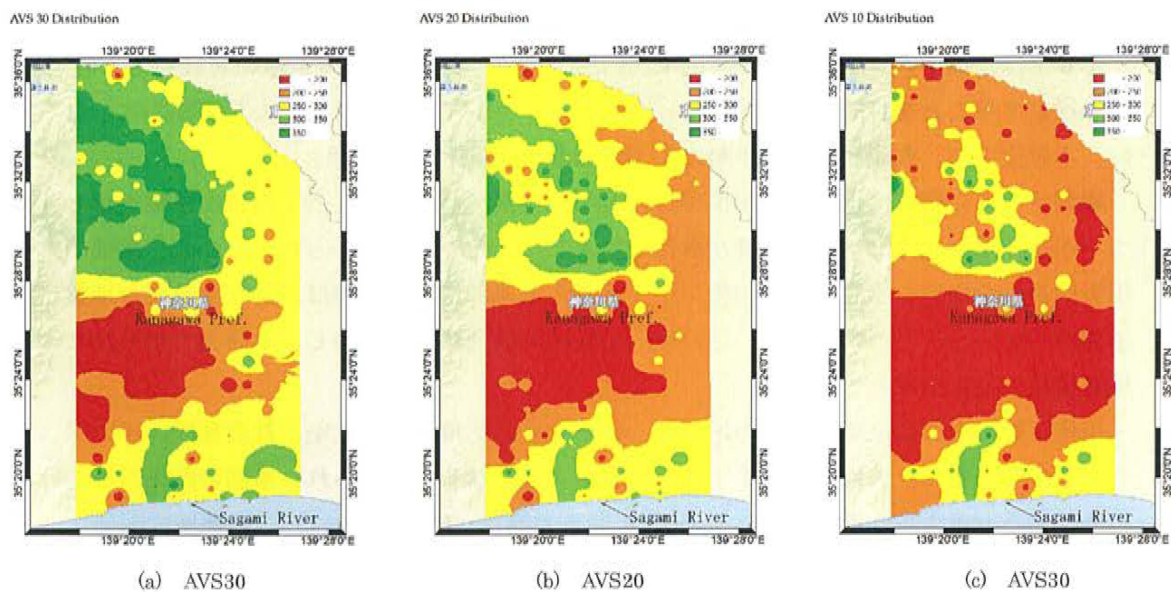


図 4.11 AVS30,20,10 の値分布

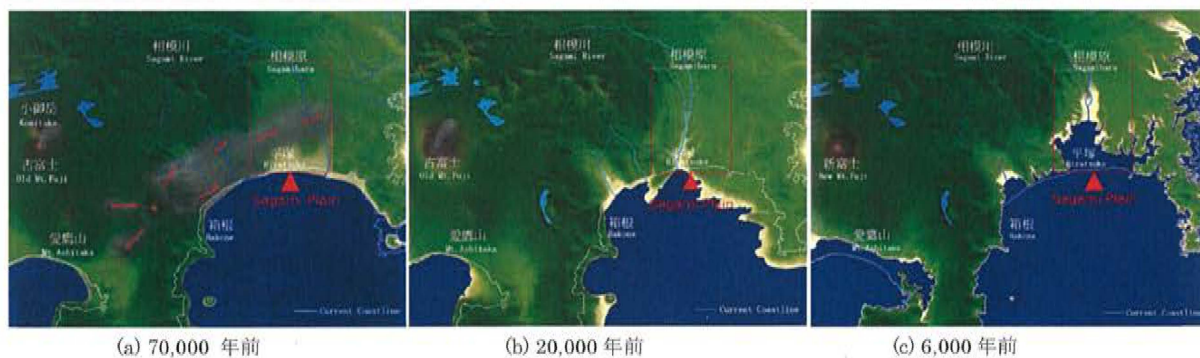


図 4.12 相模湾海岸線歴史上の変化

4.5 まとめ

本章では、極小アレイ微動観測（nc-CCA 法）を用いて、相模平野全体の表層地盤の構造を推定することを目的として第一章に示した極小アレイ微動探査法により実施した。なお、本研究では、各観測点間の距離は約 1km 間隔の距離に設定した。

観測データの解析によると、相模平野の表層地盤構造は場所によって複雑な様相を示しているが、平野北部は比較的単純な構造で安定していることがわかった。しかし、南部の平野は複雑な構造を示し、特に相模川の中流から下流部に至る西部は、かなり軟弱な地盤を構成していることがわかった。この傾向は既往の研究結果と整合し、本研究で得られた地盤構造の推定結果と一致する。

相模平野の南西に位置するこの地域は、都市化された地域で、住宅、社会施設、インフラが数多く分布し、大地震が発生すると被害が大きくなると考えられ、事前の防災対策が必要であると考えられる。前述した 1923 年関東大震災（Mj7.9）では、この地域で深刻な被害が発生したと報告されており、この地域の詳細な表層地盤構造は、地震防災対策において極めて重要な情報だと考えられる。より詳細な検討が期待される。

参考文献

- (1) National Research Institution for Earth Science and Disaster Resilience. 2009. J-SHIS, Probabilistic Seismic Hazard Maps (PSHM).
- (2) Kanagawa Prefecture. 2015. Earthquake Damage Assumption Survey Report: Living, Safety, Environment, Disaster Prevention and Safety Division.
- (3) García-Jerez, A., Navarro, M., Alcalá, F. J., Luzon, F., Perez-Ruiza, J. A., Enomoto, T., Vidal, F., and Ocan, E. 2007. "Shallow Velocity Structure Using Joint Inversion of Array and H/V Spectral Ratio of Ambient Noise: The Case of Mula Town (SE of Spain)." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27: 907-19.
- (4) Navarro, M., García-Jerez, A., Alcalá, F. J., Vidal, F., Enomoto, T. 2014. "Local Site Effect Microzonation of Lorca Town (SE Spain)." *Bull Earthquake Eng.* 12: 1933-59.
- (5) Navarro, M., Martinez-Pagan, P., García-Jerez, A., Perez-Cuevas, J., Gonzalez-Garcia, L., Vidal, F., and Enomoto, T. 2014. "Comparative Study of SPAC and MASW Methods to Obtain the VS30 Structure for Seismic Site Effect Evaluation in Almeria Town, SE Spain." 2ECEES, Paper No. 1397, August 2014, Istanbul Turkey.
- (6) Navarro, M., Enomoto, T., Yamamoto, T., García Jerez, A., and Vidal, F. 2008. "Analysis of Site Effects and Their Correlation with Damage Distribution Observed during the Colima (Mexico) Earthquake of January 21, 2003." Presented at the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, From CD-ROM.
- (7) Rahimian, M., Ochiai, T., Ishii, T., Navarro, M., Yamamoto, T., and Enomoto, T. 2009. "Development of a Geotechnical Database, Using Boring Data and Dense Microtremors, for Kanagawa Prefecture, Japan." Presented at Geo-Informatics and Zoning for Hazard Mapping GIZ2009, 3-4 Dec., Kyoto, Japan.
- (8) Enomoto, T., Rahimian, M., Navarro, M., Tuyuki, N. and Yamamoto, T. 2010. "Geographic Illustration of Microtremors Observation in North Yokohama, Japan: 9th Internacional Workshop on Seismic Microzoning Risk Reduction." 21-24 February, Cuernavaca, México, From CD-ROM.
- (9) Senna, S. 2011. "Estimation of Spectral Amplification of Ground Motion Using Geomorphological Land Classification and H/V Spectral Ratio of Microtremors." Technical Note of NIED, No. 353.
- (10) Cho, I., Senna, S., and Fujiwara, H. 2013. "Miniature Array Analysis of Microtremors." *Geophysics* 78 (1): KS13-23.
- (11) Senna, S., et al. 2013. "Simplified Microtremor Explorations to Obtain a Shallow Velocity Section: Application to Lowlands and Plateaus in the Kanto District." Presented at the Society of Exploration Geophysicists of Japan, 129th Conference.
- (12) Hashimoto, M., Kuriyama, T., Tsuyuki, N., Yamamoto, T., Rahimian, M., and Enomoto, T. 2009. Development of Micro-Landform Database and Its Application for Detailed Mapping of Site Amplification Factors in Kanagawa Prefecture Japan. GEO-INFORMATICS and ZONING for HAZARD MAPPING (GIZ2009), Kyoto, Japan.
- (13) Ochiai, T., Yamamoto, T., Hattori, H., and Enomoto, T. 2003. "Study on Zoning for Ground Shaking Characteristics of Surface Soil Structure in Sagami Plain Using Spatially Dense Microtremor Measurements." *Journal of Social Safety Science* 5: 21-6.
- (14) Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism. 2007. National Spatial Planning and Regional Policy Bureau, National Land Information Division. Land History Survey GIS Data.
- (15) Cho, I., Tada, T., and Shinozaki, Y. 2014. New Microtremor Survey Method Using a Minimum Array, Simple Estimate Method of Average S-Wave Velocity for the Shallow Ground. Exploration

Geophysics.

(16) Konno, K., and Kataoka, S. 2000. "An Estimating Method for the Average S-Wave Velocity of Ground from the Phase Velocity of Rayleigh Wave." *Journal of JSCE* 647 (51): 415-23.

(17) Kanagawa Prefecture Group. 2010. Kanto Branch of Geotechnical Engineering Society: Great Ground Settlement of Kanagawa—Its History and Urban Development. Gihodo Publishing Co. Ltd, Oct.

第五章 熊本地震被災地の極小アレイ微動探査と地震動シミュレーション

5.1 はじめに

2016 年 4 月 14 日 21 時 26 分、熊本県で震源深さ 11 km、Mw 6.5 な地震（前震）が発生した。やく 28 時間後、4 月 16 日 1 時 25 分、震源深さ 12 km、Mw 7.3 な新たな地震（本震）が発生した。どちらも熊本県益城町周辺で震度 7 が観測された。また、両地震ともに 2 つの活断層（日奈久断層、布田川断層）が知られていた。これら 2 つの断層の交差点付近で発生した地震は、多くの場所で地表に変位を伴う地震断層が視覚的に観察された。また、観測された運動強度は、前者の衝撃で最大 1580 gal（合算値）、本震で最大 1362 gal（合算値）に達し、いずれも KiK-net 強震観測点（KMMH）で観測された。この地震の特徴は、Mw.7 内陸活断層型浅い地震が連続的に発生し、最大の震度 7 を記録した最強の揺れが受けたことである（国土交通省、日本気象庁 2016）。益城町と南阿蘇村の間の断層近くの地域での強い揺れの間に、そこに崩壊につながる大きな被害を受けた建物の多数が集中していた。九州を横断する熊本県から大分県別府市にかけての南西 - 北東方向の地域に、広範囲で余震活動が続いていた。地盤の振動特性を理解することは、防災や減災に大きな効果をもたらせると考える¹⁾²⁾。

本章では、益城町役場を中心とした被災地の約 400 地点（500m 間隔）で単点微動観測を行い、震災後の被害調査と併せて検討した。また、微動アレイ観測を約 100 地点（500m 間隔）で行って地表の地盤構造を推定した結果について報告した。

地盤調査では、表層地盤の卓越周期の分布特性を H/V スペクトル比によって調べる。位相速度を計算するために、私たちは nc-CCA 法と CCA 法を使用した。測定波形からレイリー波の相関分析を行い、分散関係曲線を得た。一方、得られた分散関係曲線を解析することにより、S 波速度の深さ分布を推定する。速度分布の解析は、速度構造に対する分散関係曲線のモデルを計算することであり、測定分散関係曲線が計算され、分散関係曲線は、一致するようにモデルを繰り返し修正することによって速度構造を得る。観測調査測線に沿って探査を続け、一次元の速度分布により二次元 S 波速度断面図を計算する。

一方、地震応答解析などの数値シミュレーションを用いた解析手法は日々進歩しており、実際の現象をかなり高い精度で予測することが可能になる。本章には常時微動観測により推定された浅部地下構造モデルについては、地盤の振動特性を把握するため、一次元あるいは二次元で数値シミュレーションを行った。また、シミュレーション結果と強震記録および建物被害との比較から、推定モデルと解析手法の妥当性について予備的検討を行った。

5.2 地震影響を受ける地域の地形と地質の概要

熊本県中部に広がる熊本平野は阿蘇山山脈西端部に位置し、砂質砂礫層と火山灰流動堆積物が分布している。山麓から市街地にかけての表地では表層土壌層に深い砂礫層があり、市街地西部から有明海にかけての沖積低地には沖積軟弱層がある。有明粘土土層として、深さは30～40m。(図 5.1)³⁾

最初の揺れから生き残った土、構造物、家屋、建物への深刻な被害は、2度目の揺れで崩壊した。地震による被害は、益城町、西原村、南阿蘇町のように、地震断層沿いの地域に集中しています。建物の被害については、2,487 戸の住宅が完全に破壊され、3,483 戸の住宅が半壊した。22,855 戸の住宅が部分的に破壊され、31,275 戸の住宅が被害の分類で不明である。そのうえ、232 の公共の建物の損害が認識されました。

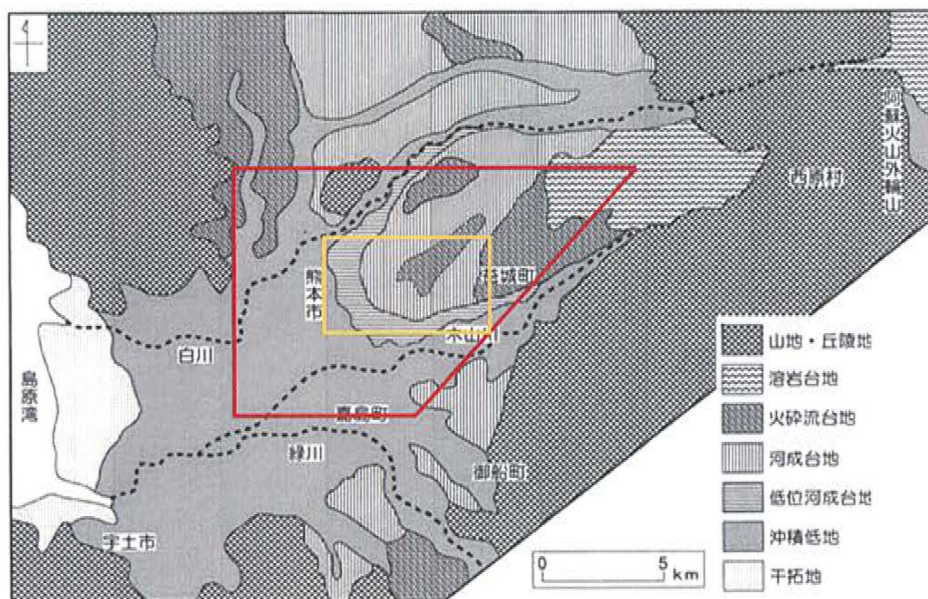


図 5.1 熊本平野の地質図

(: 単点微動調査エリア, : アレイ微動調査エリア)

5.3 単点微動観測

5.3.1 H/V スペクトル比と卓越周期

熊本市益城町を中心に比較的広い範囲で 500m 間隔で単点微動観測を行った。観測点については、図 5.1 に示すように、西は益城町内の約 400 地点で、南は熊本東庭、西は西原村に向かって北西の嘉島町に向かって観測された。微動計 JU-410（白山工業社製）を用いて各地点に 3 成分を 180 秒間観測した。

解析方法は 1 章に述べたように、観測記録の各成分のフーリエスペクトルをそれぞれ算出し、H/V スペクトル比を算出した⁴⁾。

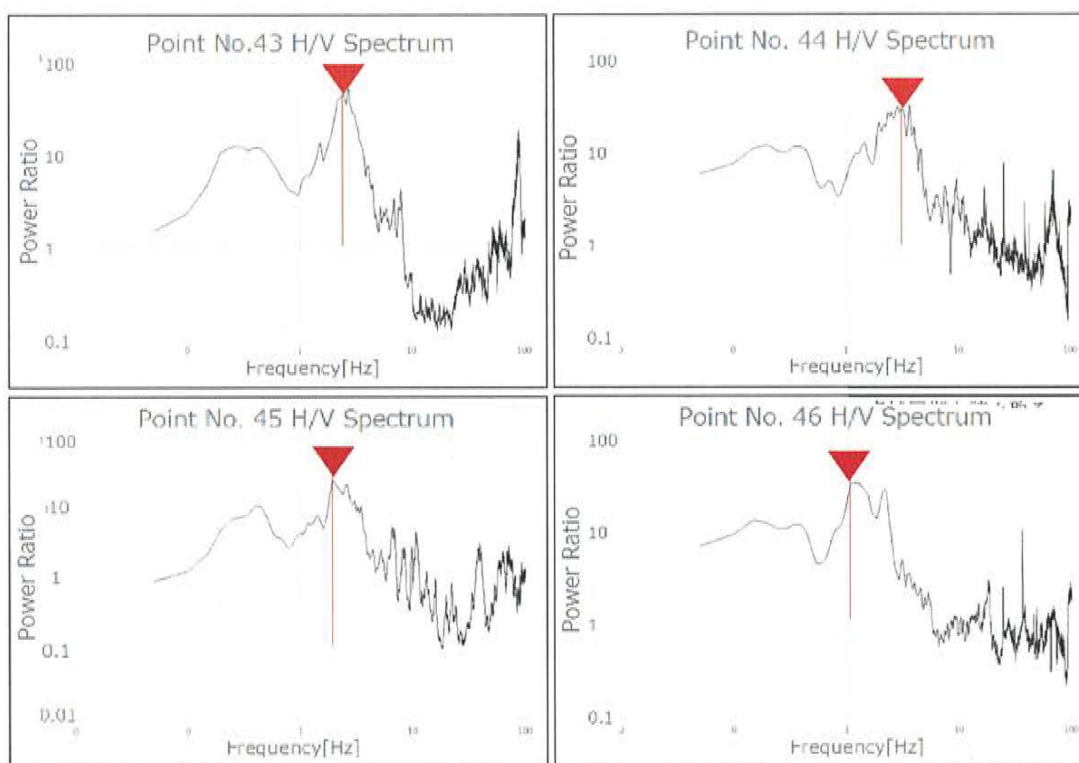


図 5.2 卓越周期の解析例

図 5.3 は、計算された卓越周期の分布を示して一章る。図から、観測地域の西側（熊本市東部地区、嘉島町）の卓越周期は 0.75～1.0 秒であり、1.0 秒以上かかる場所も観測された。火砕流堆積物で形成された台地では、ほとんどで 0.25 から 0.5 秒を示している。益城町役所を中心とした被害集中地域（宮城町地域）は、北側の卓越周期が比較的短く、南側が長くなっている。特に南西部では、卓越周期が 1.0 秒以上である点も認められた。防

災科学技術研究所(NIED)のデータによると、熊本地震による建物被害の分布は図 5.4 のようになっている。全体的に、建物被害は県道 28 号に沿って益城町を中心に、熊本市西部に入ったときに被害が徐々に減少していることがわかった。一方、被害は県道 28 号線から秋津川にかけて分布しているが、秋津川沿いの地域では、完全に破壊された建物はほとんどなかった。また、わずかな被害を受けた建物はすくなくはない⁵⁾。

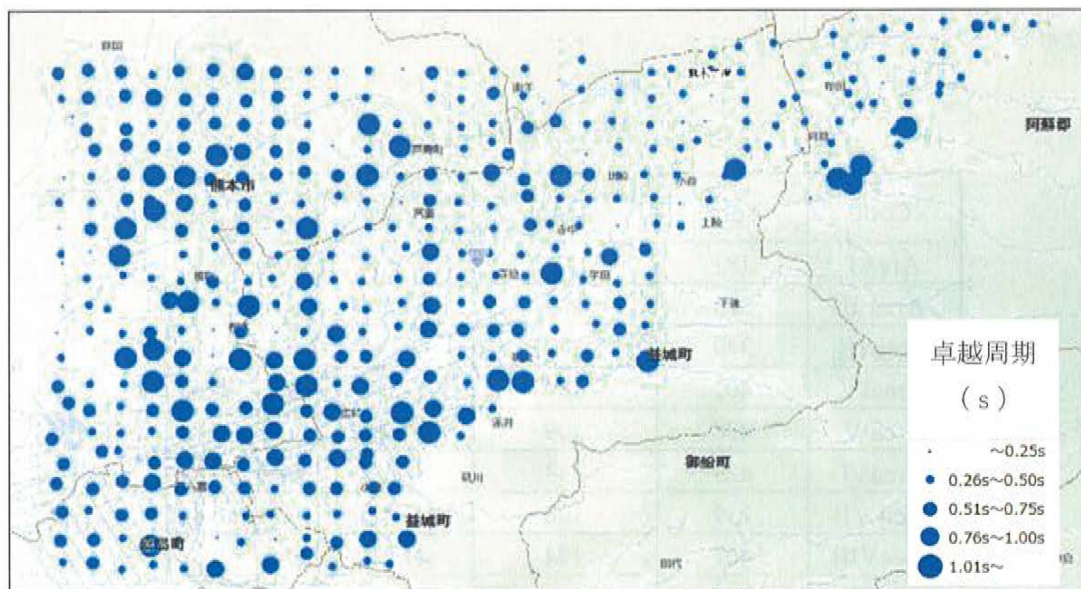


図 5.3 卓越周期の分布状況

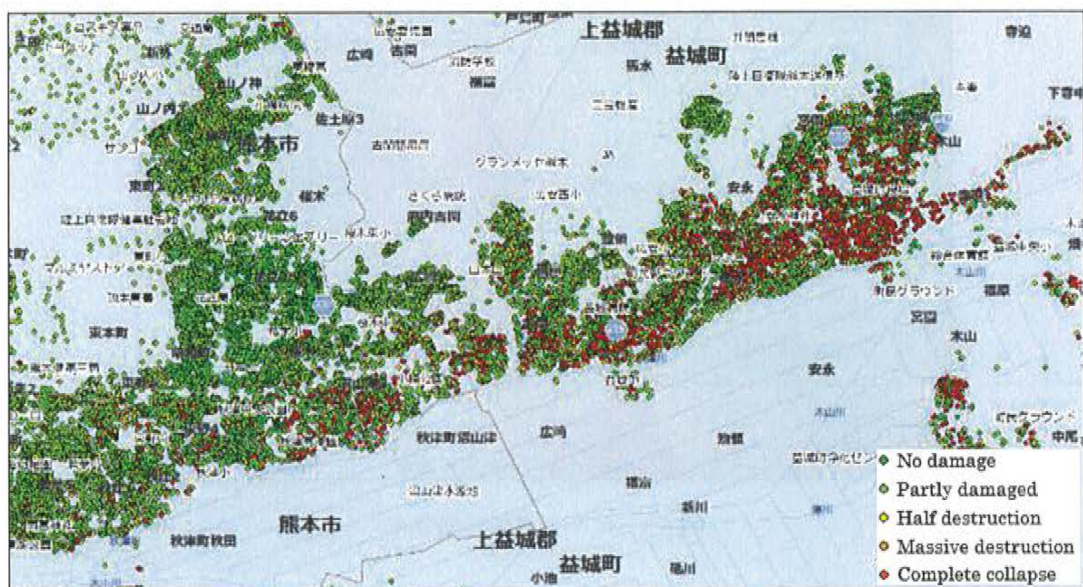


図 5.4 建物被害分布状況

5.3.2 建物の損傷分部状況と卓越周期分布との関係

建物の被害状況を分析するために、図 5.4 の建物被害分布図の一部から面積を 500 m×500 m メッシュに分割し、それぞれについて 50%以上の被害建物の数を計算した。9 つの分野のうち。結果を表 5.1 に示し、図 5.5 と図 5.6 に該当地域の卓越周期の分布と建物の被害状況を示す。また、表 1 にまとめた結果から、全地域の被害状況と卓越周期の関係を図 5.7 と図 5.8 に示す。9 つのエリアでは、建物の被害率は 41.4%から最大 82.8%まで分布していることがわかった。

表 5.1 半壊以上建物存在率表

Code	Total	over-50%-damage building	rate of over-50%-damage building	range of dominant period
Area I	181	75	41.4%	0.4s～0.8s
Area II	363	233	64.2%	0.4s～1.0s
Area III	349	228	65.3%	0.4s～0.8s
AreaIV	402	189	47.0%	0.4s～0.6s
Area V	436	309	70.9%	0.4s～0.8s
AreaVI	423	343	81.1%	0.6s～1.0s
Area VII	239	198	82.8%	0.4s～0.8s
AreaVIII	467	194	41.5%	0.6s～0.8s
AreaIX	283	146	51.6%	0.4s～1.0s

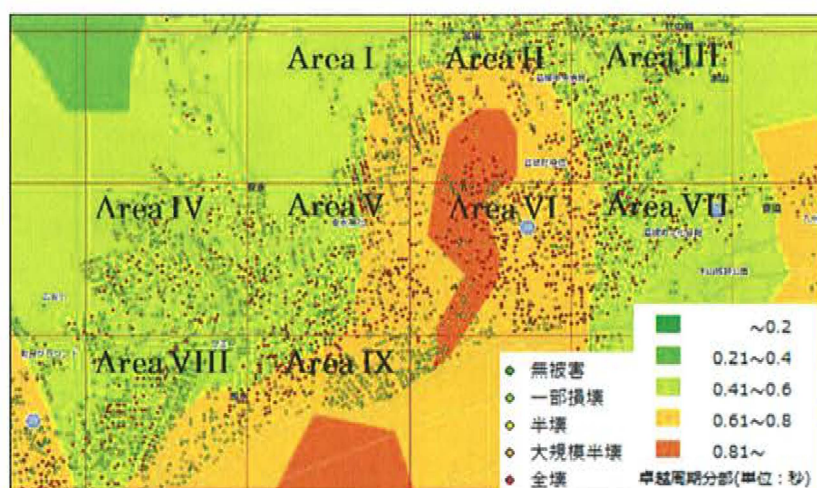


図 5.5 エリア卓越周期分布

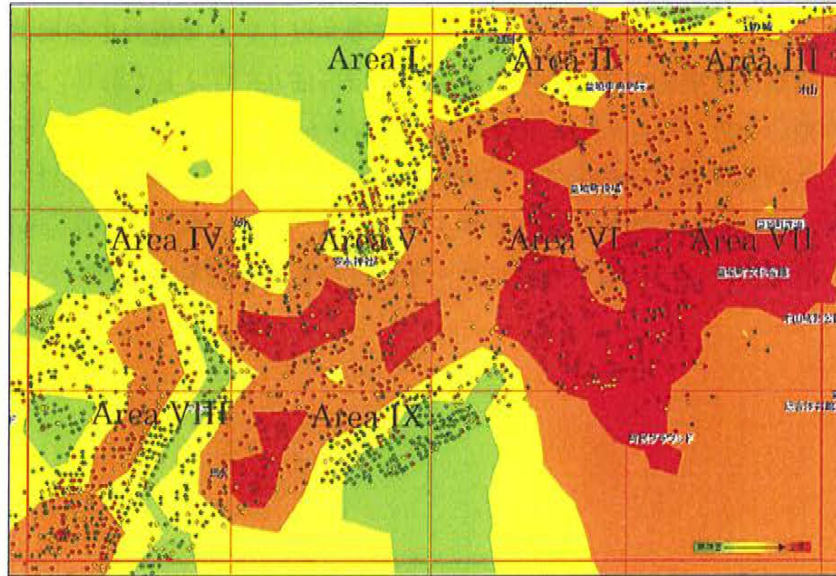


図 5.6 エリア建物被害状況コンター図

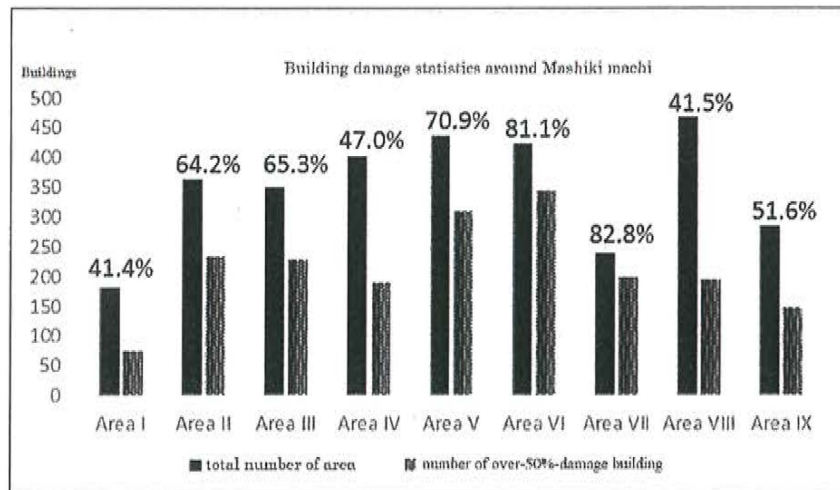


図 5.7 エリア建物半壊率比較

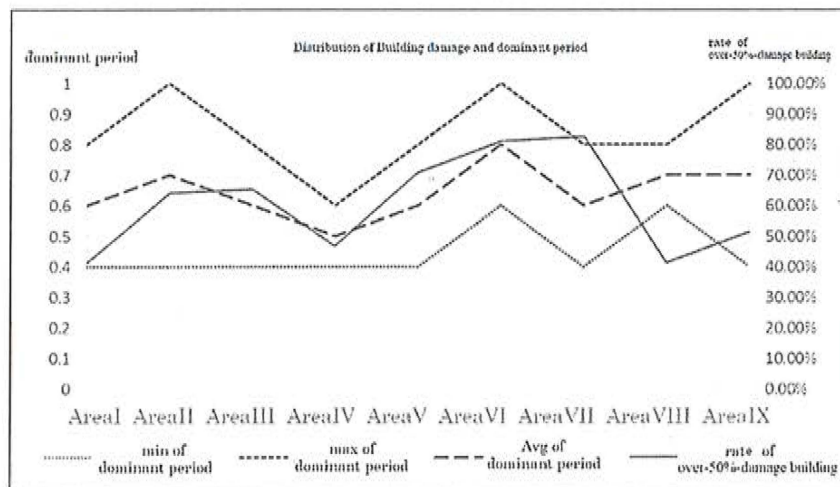


図 5.8 卓越周期と半壊率の比較

ここまでに、益城町周辺の建物の被害状況（震度 6 以上）と地盤の卓越周期との関係を調べた。その結果、破壊率の高い地域の卓越周期はほぼ 0.6 秒以上であり、被害の少ない地域の卓越周期の大部分は 0.6 秒未満である。もちろん、反対の形をしている部分もあった。例えば、No.VII 地域は比較的短い卓越周期であるが大規模な被害を受けている。その理由としては、エリア中の建物の存在の様子の考量は不十分と思い、東南方面の卓越周期が短いだが、建物が少なく、基本周期の長い北西部分に建物が集中している。

5.4 アレイ常時微動観測

5.4.1 観測地点概要

図 5.9 は観測点を示したもので、被害が集中していた益城町の東西約 3.0km、北約 2.0km の範囲内に約 500m 間隔で 102 点観測した。各観測点の S 波速度構造を推定した。3 成分微動地震計 JU-410 を用いた観測、nc-CCA 法として 4 つの地震計を用いた極小アレイ観測し、さらに微動計を 2 台追加し、CCA 法のアレイを完成する。

解析手法は 1 章に参照する。

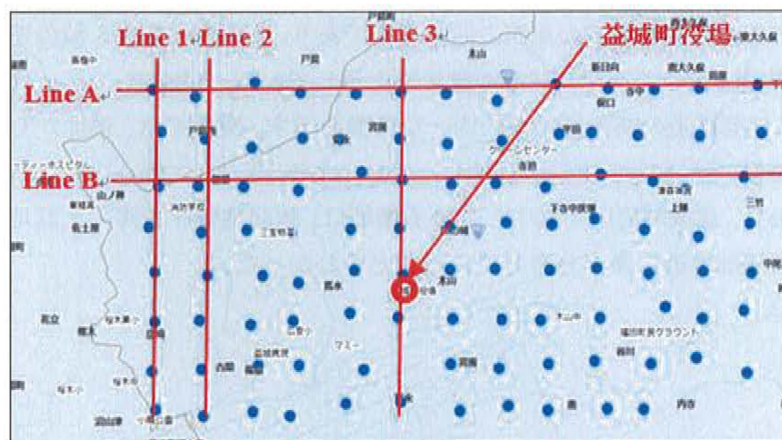


図 5.9 アレイ微動観測点と設定した測線

5.4.2 解析結果

見やすいため、設定した測線に沿って、各観測点の S 波構造データによって、各測線の 2D の S 波構造を作成した。

推定した 2 次元 S 波速度構造（地盤構造）を図 5.10 に示す。LINE1 は西部測線で、地表下約 30m で S 波速度が約 400m/sec で、やや良好な地盤である。一方、LINE2 と LINE3 は LINE1 の東側の測線であり、地表下 30m までの S 波速度は 1 号線と異なり、柔らかくなっている。対象地域の中央付近の LINE3 の速度構造の結果によると、南側の S 波速度は $V_s = 200\text{m/sec}$ にしか達しておらず、非常に柔らかい構造を示している。対象地域の南側、秋津川の流域には弱い地盤が広がっている。

LINEA と LINEB は対象地域の東西方向の測線であり、LINEA では S 波の速度構造が複雑に変化し、西では谷のような軟弱な地盤状態を示している。LINEB では、地面は波状の形状を示すが、地面構造の断面は比較的均一な特徴を示す。東側では、高原から低地へと急速に変化している。

以上の結果から、益城町周辺に集中している地域は、軟弱地盤を考慮した低地よりも隣接するプレートの端部付近に多く分布していることがわかった。

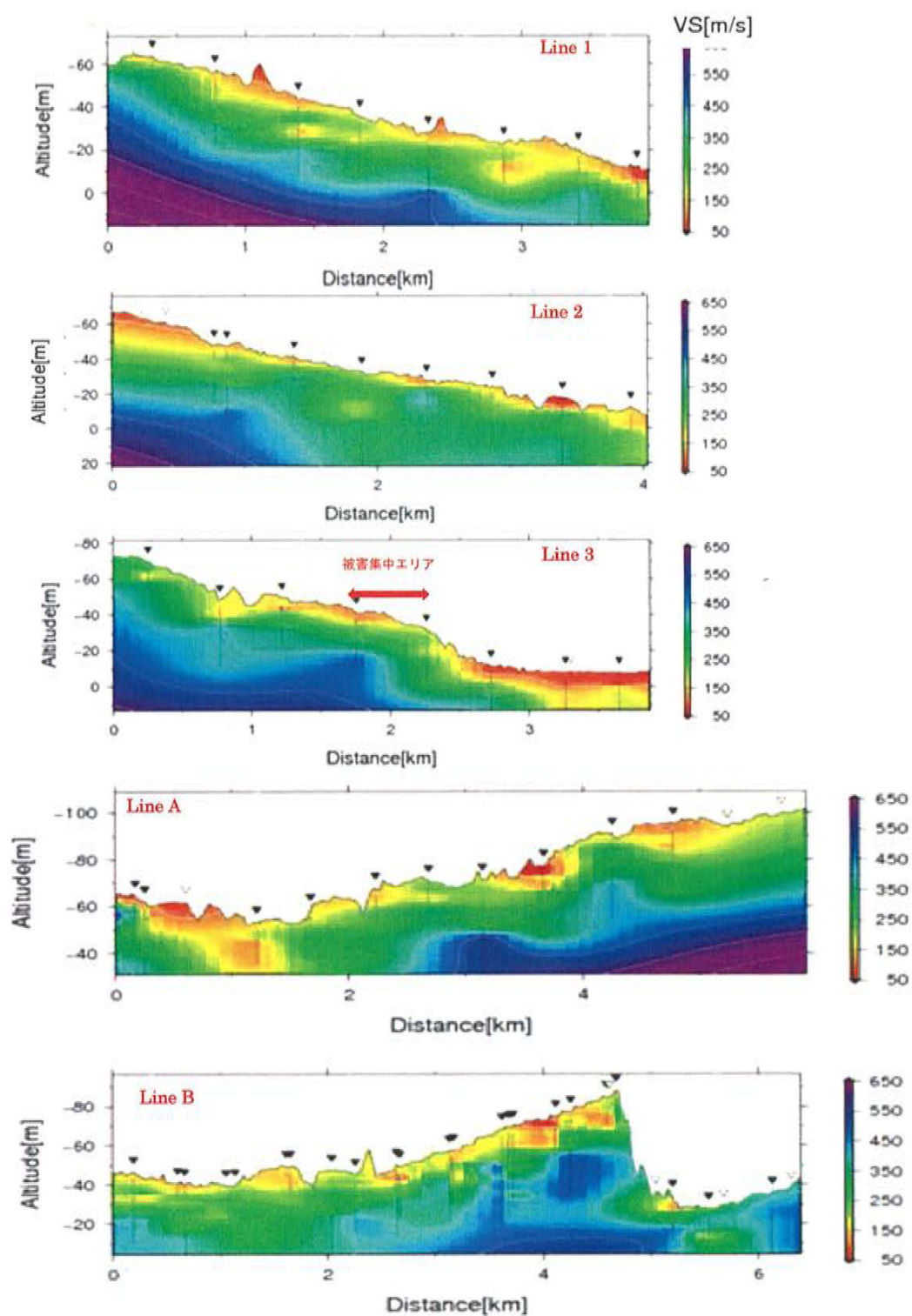


図 5.10 推定した 2 次元 S 波構造図

5.5 地震応答解析

5.5.1 解析方法の概要

地盤を対象とした地震応答解析では、調査対象や目的に応じて線形、等価線形、時刻歴非線形解析などの方法いくつかがある。

この節では、線形解析と等価線形解析の2つの方法を使用した。なお、地盤の非線形特性としては、対象地点の土壌試験結果を用いることが望ましいが、ここでは文献資料を参考にして設定する。

図 5.11 に極小アレイ観測点と J-SHIS による微小地形分類、考慮すべき断面（をまとめた。強震記録が得られた1か所で1次元解析を行った。益城市役所付近の高台の境界に2次元元的検討を行った。

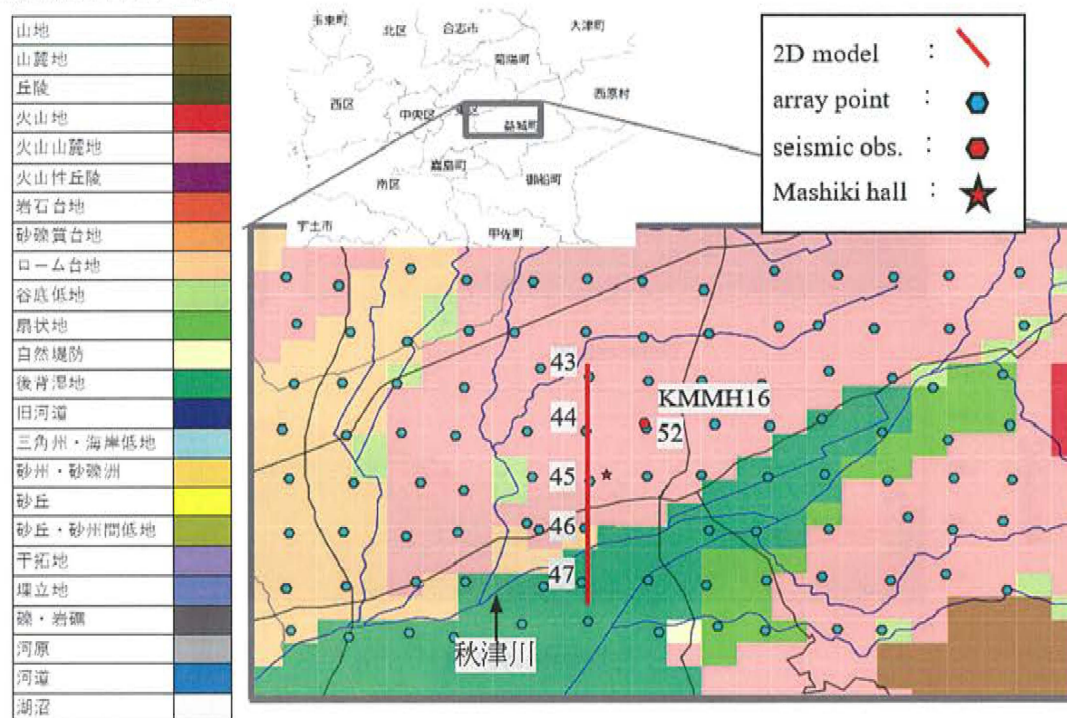


図 5.11 検討位置と地形図

5.5.2 地盤情報がわかっている強震観測点（KMMH16）

図 5.12(a)は、KiK-net（KMMH 16）での観測結果と、公表した地盤情報（図 5.13）を用いた地震応答解析結果から求めた加速度応答スペクトルである。基礎については、地下 255 m、 $V_s = 2700$ m/s に設定し、地表の観測記録は大きく増幅され、一次ピークは周期で約 0.8 秒、二次ピークは約 0.4 秒と確認できた。また、公表した地下構造を用いた 1 次元地震応答解析結果から、ほぼ 2 次ピークまで線形性と等価線形性の両方が良好な精度で再現されていた。図 5.12(b)は、KMMH16 付近の極小アレイ観測（アレイ 52）による地下構造を用いて得られた加速度応答スペクトル（GL-40 より深いところは KMMH16 の地下構造と同じと仮定）を示している。KMMH 16 の結果とは若干異なりますが、同様の一次ピークが見られた。

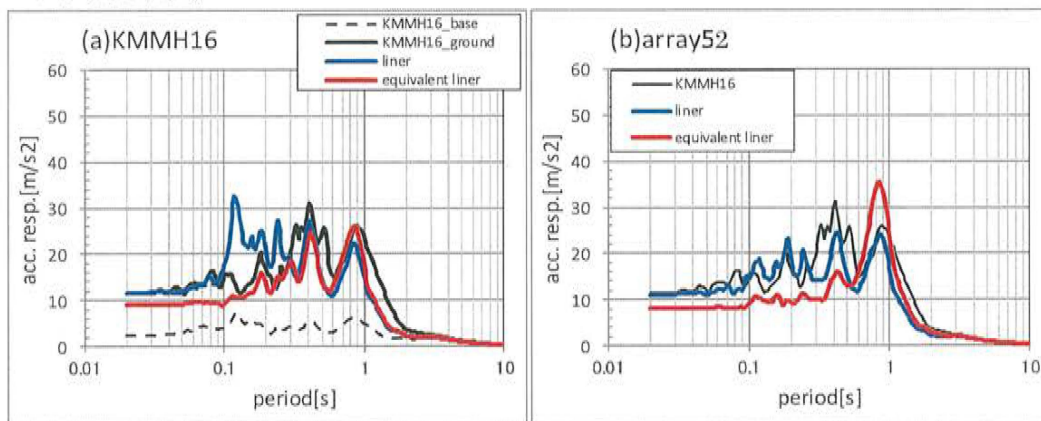


図 5.12 強震観測点情報とアレイ観測情報を利用して解析した加速度スペクトル

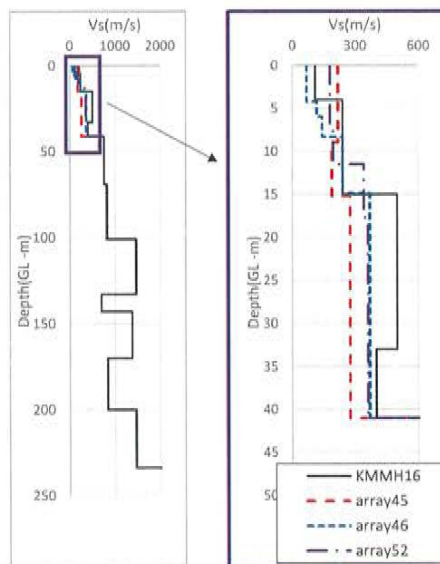


図 5.13 S 波地盤構造

5.5.3 二次元地震応答解析

二次元の地震応答解析には、私たちは極小アレイ観測による地下構造と KMMH16 の既存材料から解析のための 2 次元モデル（図 5.14）を作成した。モデル面積は $2.0 \times 0.2 \text{ km}$ であり、入力地震動は KMMH16 の本震の地下 200m の波である。

解析結果から得られた最大速度分布を図 5.15 に示す。線形解析では秋津川南側（右側）に近い低地部に最大応答速度が出現した。一方、地盤の非線形性を考慮した等価線形解析では、台地端付近のところが低地面積よりも応答速度大きくなる。これは建物の損傷の分布とよく一致していることを示している。（被害は台地の方が低地よりも大きい）。

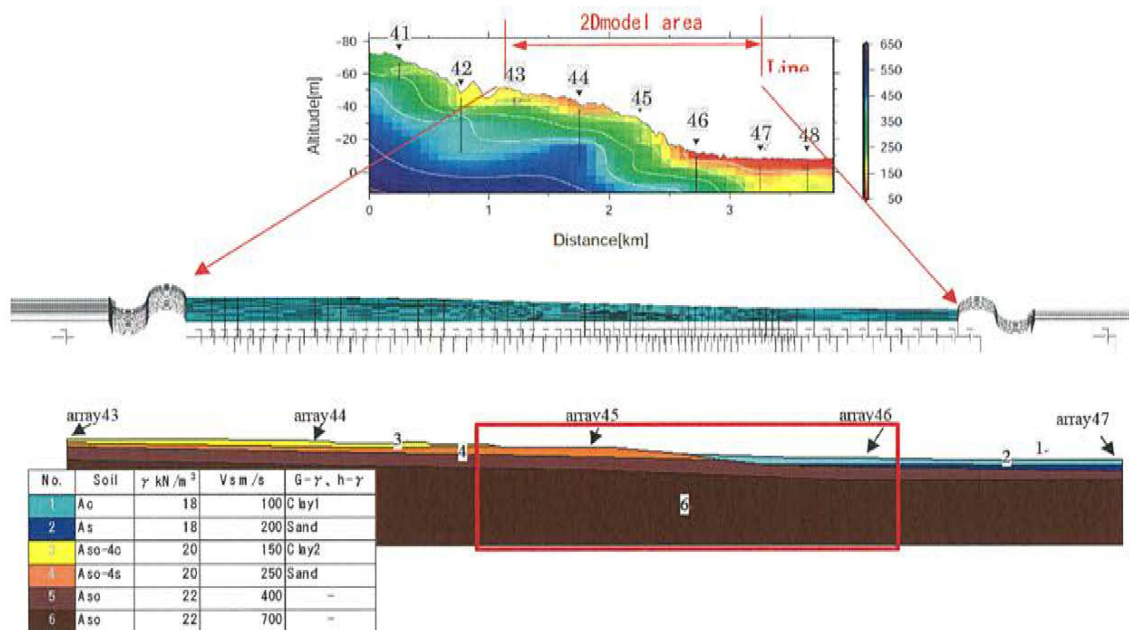


図 5.14 2 次元モデル

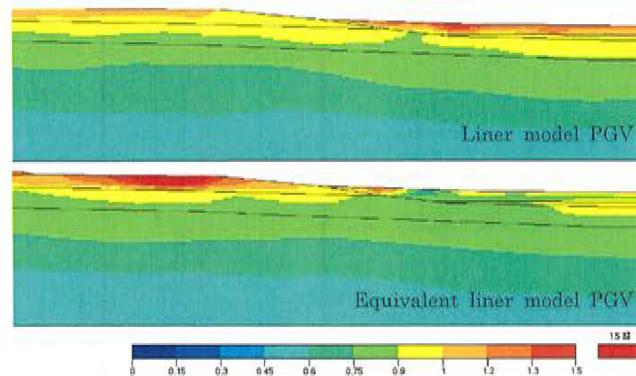


図 5.15 解析結果（最大応答速度分布）

5.6 まとめ

本研究では、震源断層上の益城町を中心とした単微動観測とアレイ微動観測を用いて地盤の地盤振動特性と地盤構造を調査した。その結果、広域では卓越周期が 0.25～0.5 秒を示し、分布している場所によっては 0.75～1.0 秒を示している。被害集中地域が複雑である益城町周辺の地盤構造は、益城町役場が位置する北部は比較的強固な地盤である。南部、特に秋津川流域に対応する地域では、より軟らかい地盤が広がっている。被害集中地域は、震央断層が確認された河川テラスの台地端部の地域にあることが明らかになった。

益城町周辺地域の建物の被害状況（震度 6 以上）と地盤の卓越周期の関係を調べた。その結果、破壊率の高い地域の卓越周期はほぼ 0.6 秒以上であり、被害の少ない地域の卓越周期の大部分は 0.6 秒未満である。No.VII 地域は比較的短い卓越周期であるが大規模な被害を受けている。その理由としては、エリア中の建物の存在の様子の考量は不十分と思いい、東南方面の卓越周期が短いだが、建物が少なく、基本周期の長い北西部分に建物が集中している。

そして、常時微動観測結果を用いて地下構造モデルを作成し、地震応答解析により地盤の振動特性を調べた。シミュレーション結果から得られた地盤振動特性は、対象地域における地盤の非線形性を考量した解析は、実際の被害と比較的良く一致していることを確認した。

地盤の非線形特性が存在するゆえ、広域の地盤を研究対象とする場合、地盤構造を評価するほか、地震動予想や地震動特性を評価する際に地盤の非線形特性を考量する深く検討も期待される。

参考文献

- (1) Ministry of Land, Infrastructure and Transport Japan, Japan Meteorological Agency. Information on the Kumamoto earthquake in 2016 [<http://www.jma.go.jp/jma/>]
- (2) Geographical center map, foundation map information site. [<http://www.gsi.go.jp/kiban/>]
- (3) Wakamatsu et al. (April 2004). Development of GIS-Based Japan engineering geomorphologic classification map Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers No 759 / I-67, 213-232
- (4) Yorihiro Osaki (1994): A New Introduction to the Spectral Analysis of Earthquake Ground Motions
- (5) Tsutomu Ochiai, Master thesis (Feb. 2001). Study on Estimation and ground vibration propagation characteristics of the three-dimensional ground structure of Sagami plains using a high-density microtremor observation, Kanagawa University Graduation research · Master thesis collection 2001
- (6) Ikuo Cho, Shigeki Senna, Constructing a system to explore shallow velocity structures using a miniature microtremor array - Accumulating and utilizing large microtremor datasets -, Synthesiology - English edition, Vol.9, No.2, pp.87-98, 2016.
- (7) Cho, I., T. Tada, and Y. Shinozaki, (2004). A new method to determine phase velocities of Rayleigh waves from microseisms, Geophysics, 69, 1535-1551.
- (8) Cho, I., T. Tada, and Y. Shinozaki, (2006). A generic formulation for microtremor exploration methods using three-component records from a circular array: Geophysical Journal International, 165, 236-258.
- (9) Cho, I., T. Tada, and Y. Shinozaki, (2006). Centerless circular array method: Inferring phase velocities of Rayleigh waves in broad wavelength ranges using microtremor records. Journal of Geophysical Research, 111, B09315, doi: 10.1029/2005JB004235.
- (10) Cho, I., T. Tada and Y. Shinozaki, (2006). New methods of microtremor exploration: The Centerless Circular Array method and the Two-Radius method: Proceedings, Third International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion (ESG2006), 1, 335-344.
- (11) Cho, I., T. Tada, and Y. Shinozaki, (2006). A new method of microtremor exploration using miniature seismic arrays : Quick estimation of average shear velocities of the shallow soil (in Japanese with English abstract): Butsuri-Tansa, 61, 457-468.
- (12) Senna, et al. (2013). Simplified microtremor explorations to obtain a shallow velocity section: Application to lowlands and plateaus in the Kanto district, The Society of Exploration Geophysicists of Japan, 129th Conference.
- (13) Shigeki Senna, (May 2012). Minimum Microtremor array analysis, Private Presentation Document
- (14) Shigeki Senna (2013). Estimation of spectral amplification of ground motion using geomorphological land classification and H/V spectral ratio of microtremors, Technical Note of NIED, No.353, 2011
- (15) Ikuo Cho, Shigeki Senna, Hiroyuki Fujiwara, (2013). A novel method to survey S-wave discontinuities using microtremor H/V spectrum, Proc. of Annual Meeting of SEGJ, No.129, 264-267
- (16) Ikuo Cho, Taku Tada, Yuzo Shinozaki, (May 2014). New microtremor survey method using a minimum array, simple estimate method of average S-wave velocity for the shallow ground, Exploration Geophysics
- (17) Japan Institute of Architecture, (2006). Response Analysis and Seismic Design Considering Dynamic Interaction between Building and Ground, pp.52 ~ 57
- (18) Yoshiya HATA, Hiroyuki GOTO, and Masayuki YOSHIMI (2016). Preliminary Analysis of Strong Ground Motions in the Heavily Damaged Zone in Mashiki Town, Kumamoto, Japan, during the Main

Shock of the 2016 Kumamoto Earthquake (Mw7.0) Observed by a Dense Seismic Array, Seismological
Research Letters, Vol.87, No.5, pp.1044-1049

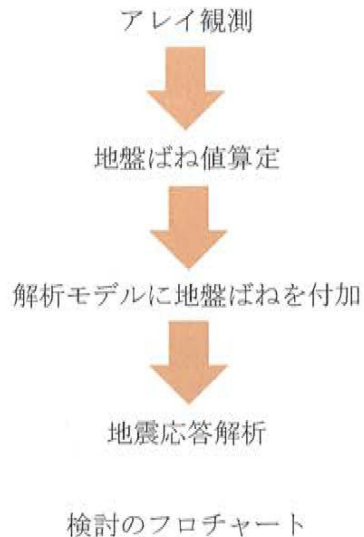
第六章 極小アレイ微動調査を建物周辺地盤の評価と動的 解析への適用

6.1 はじめに

ここまで、極小アレイ微動を利用して、広い範囲の地盤調査をいくつ支持した。その結果、アレイ微動調査の方は、既往の手法より、時間や人力を節約した、そして、地盤のシミュレーション結果により、極小アレイ微動観測の解析結果も一定程度に使われて、地域防災などの領域にも適用できると考えられる。

本章には、建物に対して、極小アレイ微動観測を利用する、建物 - 地盤連成系の解析に適用しようと考えている。

建物と地盤の動的相互作用は 1935 年頃から妹沢・金井の地下逸散減衰に関する論文を筆頭に耐震工学の重要な問題として位置づけられており、建物がもつ振動エネルギーの一部は地盤に放出され则认为られている。しかし設計時での動的解析は地盤ばねを考慮しない基礎固定で行うことが多い。そこで静的解析のみで動的解析が実施されていない神奈川大学横浜キャンパス 3 号館(以下、3 号館)を対象とし、3 次元振動解析モデルにアレイ観測とボーリング柱状図の記録を基に動的相互作用ばねを算定、付加し、地震時での建物挙動を確認する。



6.2 対象建物概要

6.2.1 3号館建物概要

神奈川大学 3号館

階数 地下1階 地上5階 地下階RC造と地上階S造の混合造

建築面積≒2200 m²

軒高さ 20.450m

延床面積≒11480 m²

建物高さ 20.950m

基礎底深さ 7.100m

GL高さ -0.150m

パラペットの高さ 0.500m

上部構造： 主要スパン X方向23スパン Y方向15スパン

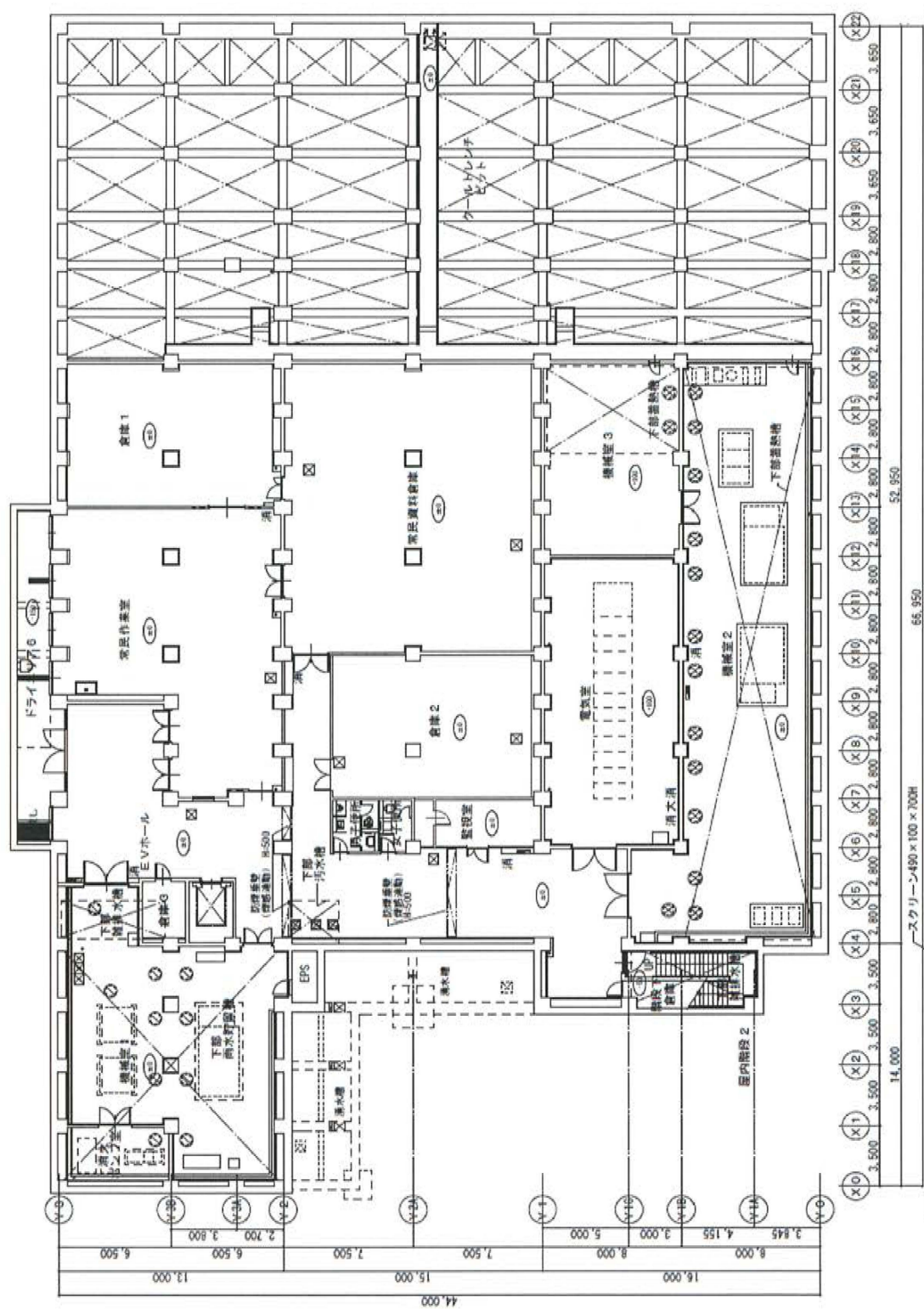
架構形式 X方向、Y方向 プレース併用ラーメン架構

基礎構造形式：直接基礎³⁾⁷⁾

3号館は設計上には地上5階、地下1階のブレース併用ラーメン構造であり、講義室が主体の建物である。法律上は地上4階、地下2階の建物となっているが、構造計算上は地上5階、地下1階で地上階はS造、地下階はRC造の混合構造となっている。基礎構造は直接基礎であり、地盤改良なされており、詳しい記録は残されていない。



図 6.1 3号館写真



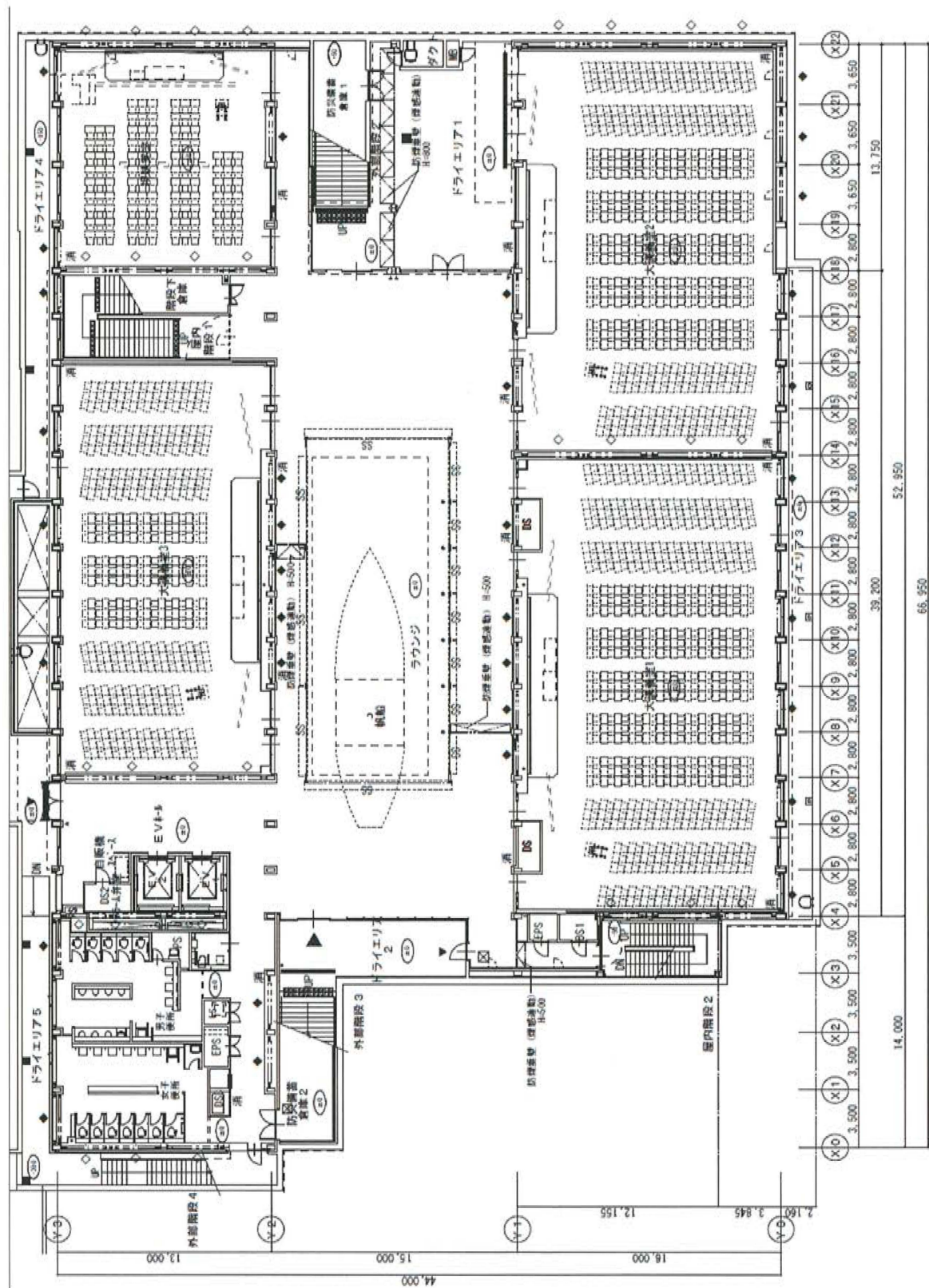
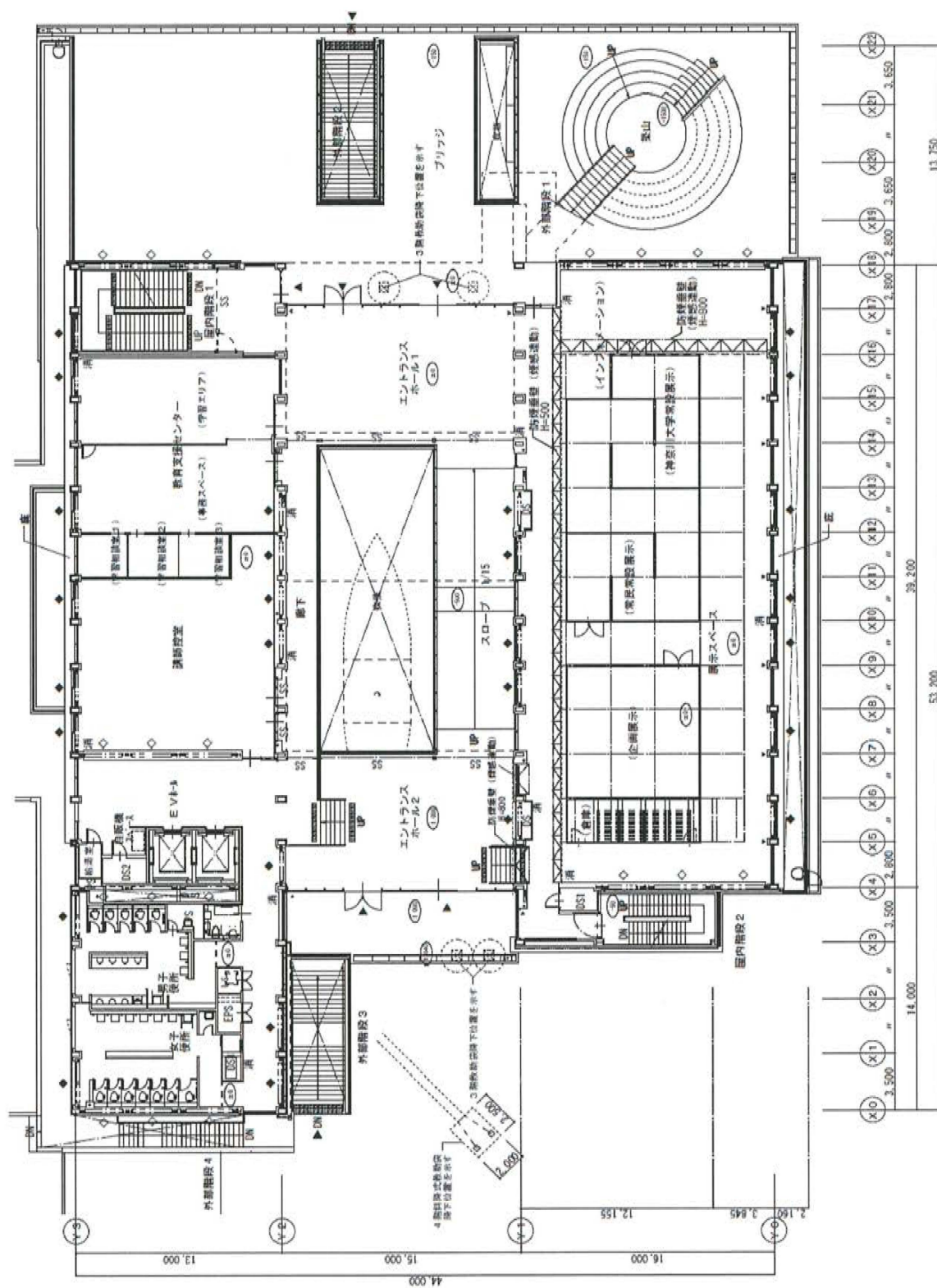


図 6.3 1 階平面図



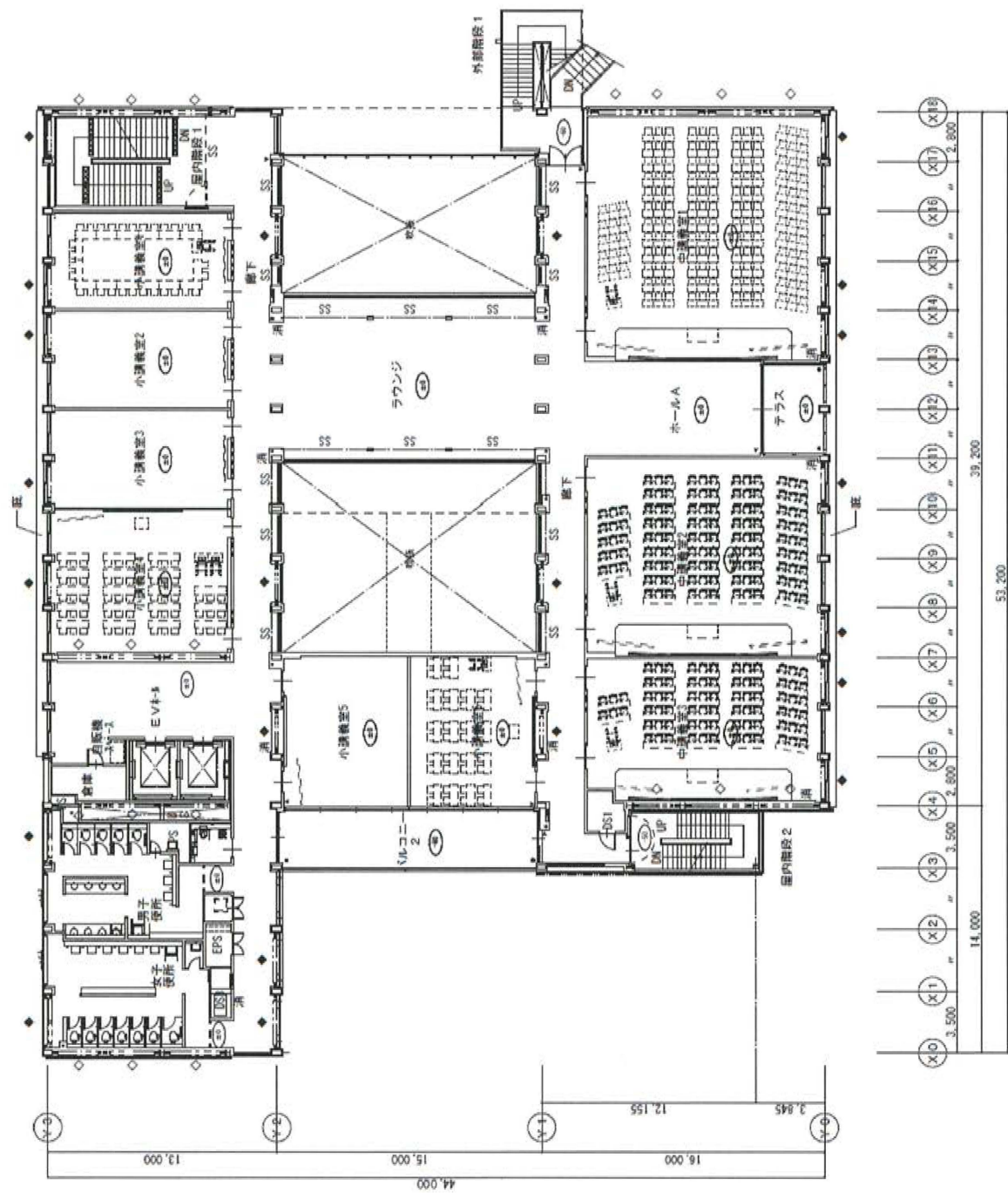


図 6.5 3 階平面図

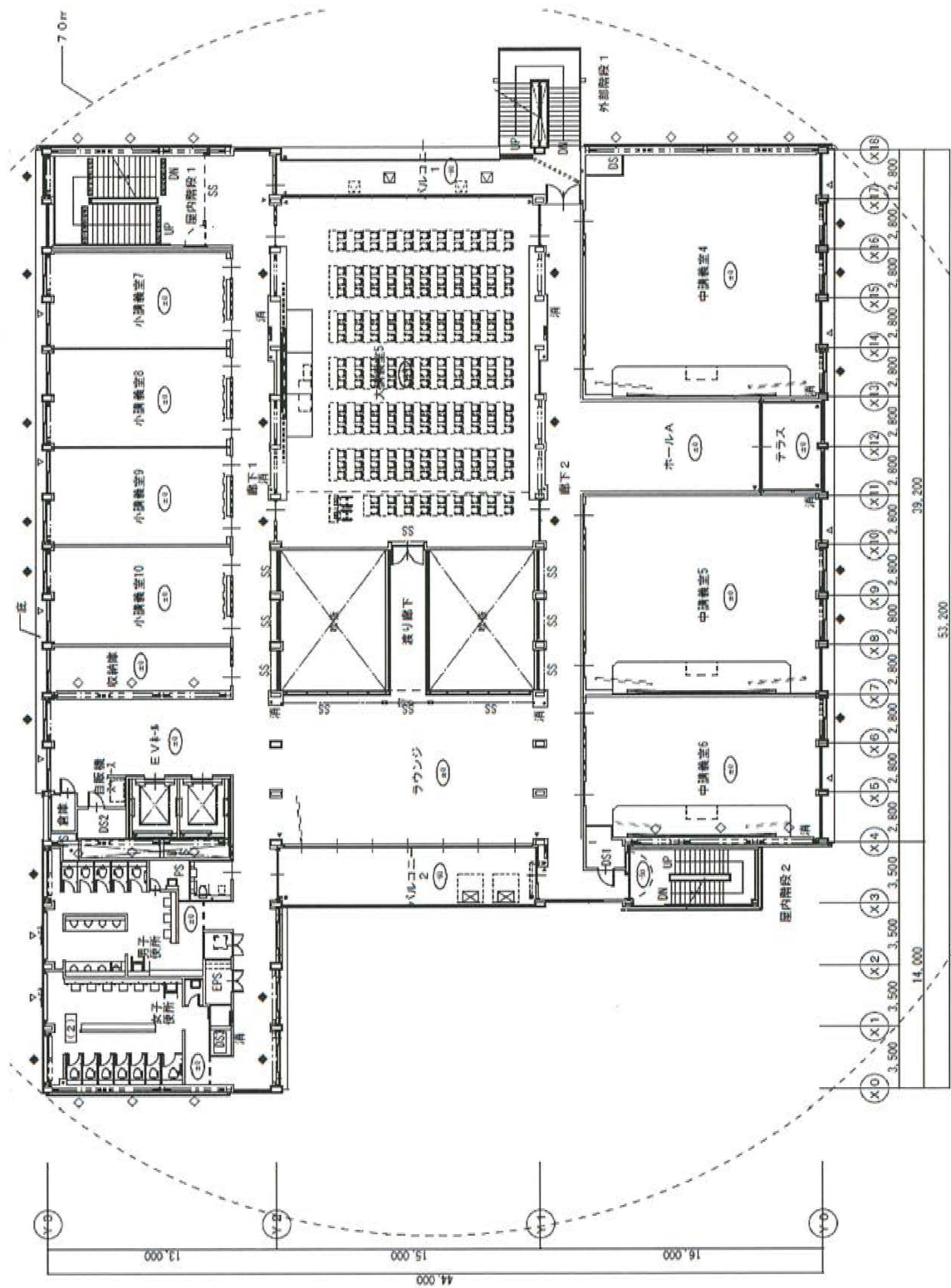


図 6.6 4階平面図

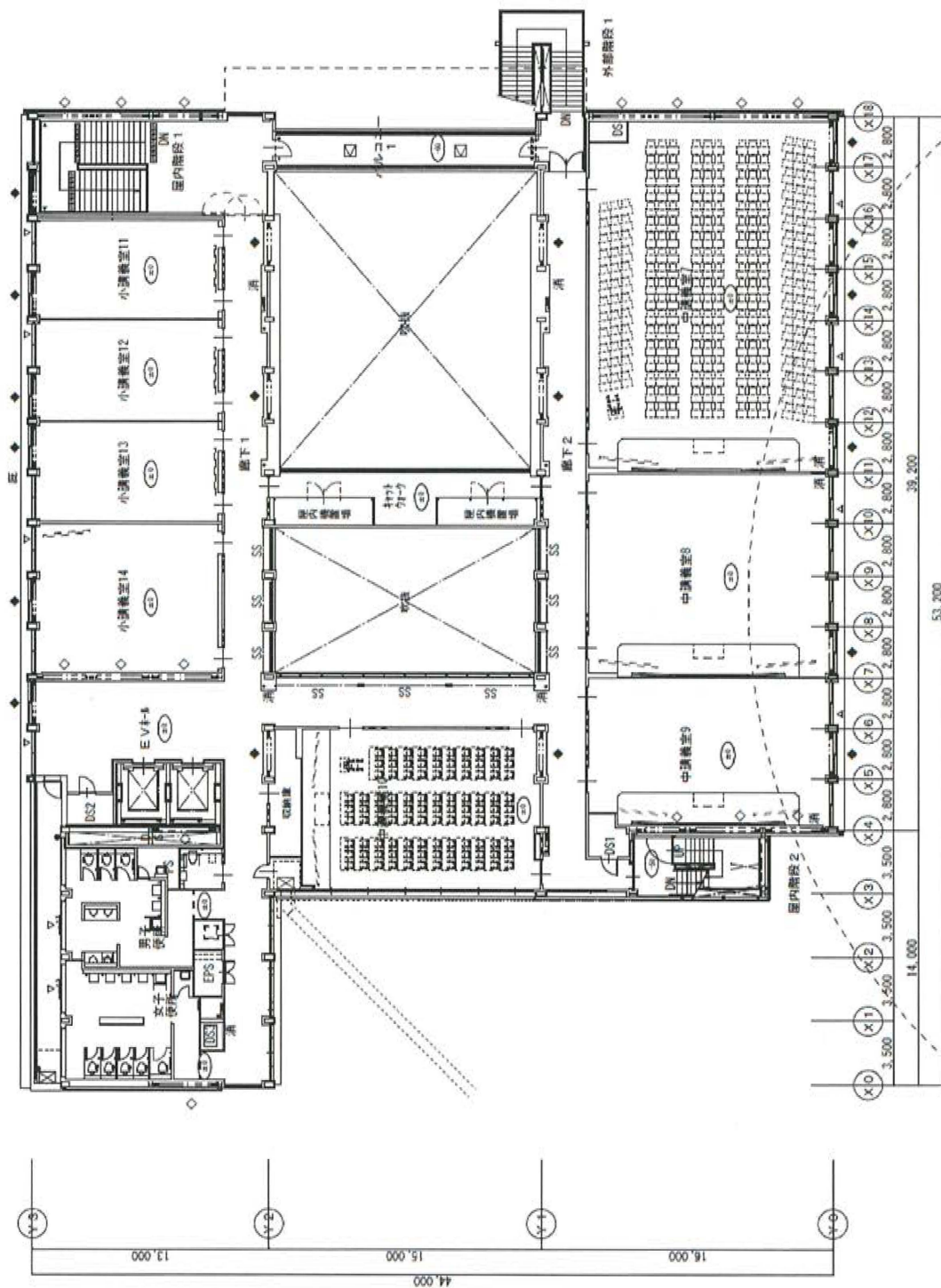


図 6.7 5階平面図

6.2.2 地震観測記録の分析

3号館において記録された地震動の中で最も加速度の数値が大きい2015年5月25日の埼玉県北部地震(マグニチュード5.5、震源深さ56km、建物内での最大加速度71.6gal)¹⁰⁾¹¹⁾について地下1階と5階の観測記録から算定した固有周期と減衰定数を表6.1に示す。

表 6.1 地震記録分析結果

	固有周期(s)	減衰定数(%)
X 方向	0.489	3.55
Y 方向	0.408	3.47

6.3 解析モデル概要

6.3.1 上部構造系 解析モデル

観測記録によって得られた固有周期と数値が近くなるように積載荷重を一部軽減したモデルを使用することとした。図 3.1 に 3 次元振動解析モデル 3D 図を以下に示す²⁾。

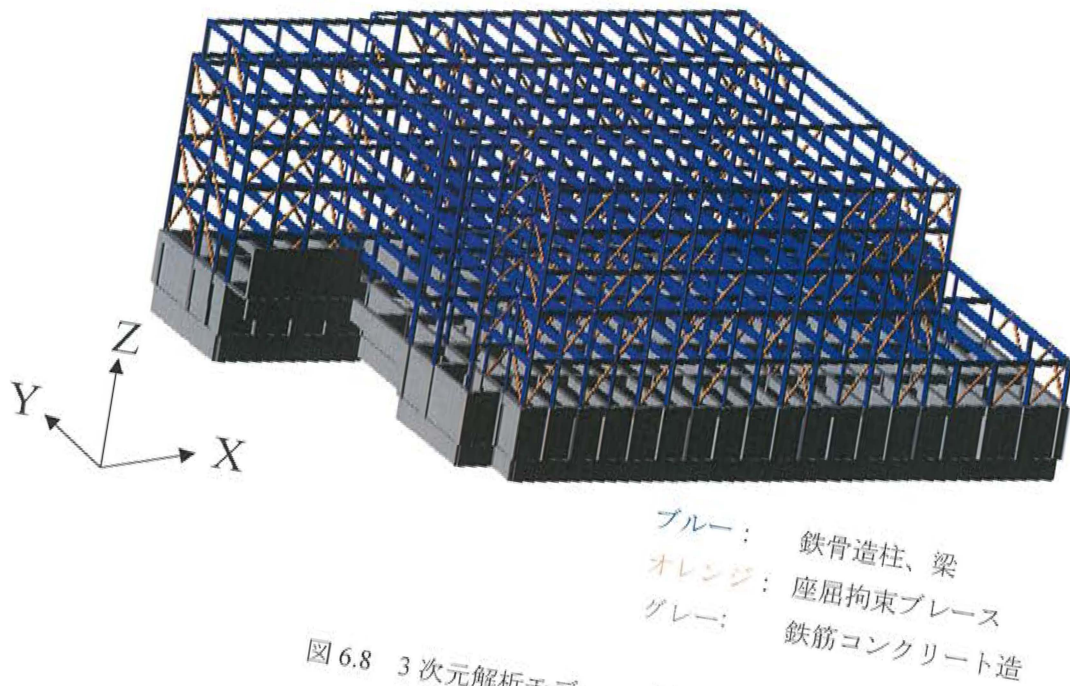


図 6.8 3 次元解析モデル 3D 図

座屈拘束ブレースの設定

文献より弾塑性ばねと弾性ばねの直列結合体で構成し、弾塑性ばね初期剛性 K_d 、弾性ばね剛性 K_c 、全体の初期剛性 K_a はそれぞれ以下の式になる。なお、柱梁接合部からガセットプレート端部までの長さの半分を剛域としている¹²⁾。

$$K_d = \frac{E \times A_d}{\alpha \times L} \quad K_c = \frac{1}{\sum_{j=1}^{n_c} \frac{1}{K_{cj}}} \quad K_{cj} = \frac{\beta_j \times E \times A_d}{2 \times \alpha_j \times L}$$

$$K_a = \frac{K_d \times K_c}{K_d + K_c}$$

記号

- L : 部材節点間距離 (mm)
- α : 塑性化部長さの材長に対する比
- n_c : 非塑性化部における断面変化回数
- α_j : 非塑性化部 j 段目の弾性部に対する材長の比
- β_j : 非塑性化部 j 段目の弾性部に対する断面の比
- A_d : 塑性化部 断面積 (mm²)
- E : 鉄骨のヤング係数 2.05×10^5 (N/mm²)

求めた直列結合剛性を解析モデルと実際の 3 号館との部材の取付角度の違いを考慮するために、水平剛性が等価になるように設定する。復元力特性はバイリニアとする。各座屈拘束ブレースの部材取付角を表 6.2、6.3 に、解析モデル入力断面積を表 6.4 に示す。

表 6.2 座屈拘束ブレース取付角リスト①

RESP	ブレース長さ	梁長	柱長	部材取付角 ϕ	図面	ブレース長	部材取付角度 ϕ
V1-1	4720.2	2800	3800	53.61564818	V1-1	4720.2	53.62
V1-2	5166.2	3500	3800	47.35329687	V1-2	5166.2	47.35
V1-3	4736.3	2800	3820	53.75916925	V1-3	4736.3	53.76
V1-3A	4736.3	2800	3820	53.75916925	V1-3A	4736.3	53.76
V2-4	4720.2	2800	3800	53.61564818	V2-4	4740.3	53.79
V2-4A	4720.2	2800	3800	53.61564818	V2-4A	4740.3	53.79
V2-4B	4720.2	2800	3800	53.61564818	V2-4B	4740.3	53.79
V2-5	5166.2	3500	3800	47.35329687	V2-5	5184.7	47.54
V2-5A	5166.2	3500	3800	47.35329687	V2-5A	5184.7	47.54
V3A-2	4720.2	2800	3800	53.61564818	V3A-2	4740.3	53.79
V3-2	4720.2	2800	3800	53.61564818	V3-2	4740.3	53.79
V3-2A	4720.2	2800	3800	53.61564818	V3-2A	4740.3	53.79
V11-1	5409.5	3850	3800	44.62552311	V11-1	5405.9	44.7
V11-2	5626.9	4150	3800	42.47917209	V11-2	5630.6	42.5
V11-3	4841.5	3000	3800	51.70983681	V11-3	4841.5	51.7
V11-4	5374.0	3800	3800	45	V11-4	5374	45
V11-4A	5374.0	3800	3800	45	V11-4A	5374	45
V11-5	5000.2	3250	3800	49.46084826	V11-5	5000.2	49.5
V11-6	5423.6	3850	3820	44.7758977	V11-6	5420	44.81
V11-7	5640.5	4150	3820	42.62900711	V11-7	5644.1	42.59
V11-8	4857.2	3000	3820	51.85602406	V11-8	4857.2	51.86
V11-9	5388.2	3800	3820	45.15038228	V11-9	5459.5	45.89
V11-9A	5388.2	3800	3820	45.15038228	V11-9A	5459.5	45.89
V11-10	5388.2	3800	3820	45.15038228	V11-10	5459.5	45.89
V11-11	5015.5	3250	3820	49.60935065	V11-11	5015.5	49.61
V11-12	5374.0	3800	3800	45	V11-12	5374	45
V11-13	5000.2	3250	3800	49.46084826	V11-13	5000.2	49.46
V11-14	5388.2	3800	3820	45.15038228	V11-14	5388.2	45.15
V11-15	5015.5	3250	3820	49.60935065	V11-15	5015.5	49.61
V12-1	5409.5	3850	3800	44.62552311	V12-1	5423.5	44.9
V12-2	5626.9	4150	3800	42.47917209	V12-2	5647.5	42.48
V12-3	4841.5	3000	3800	51.70983681	V12-3	4861.1	51.7
V12-4	5374.0	3800	3800	45	V12-4	5374	45
V12-4A	5374.0	3800	3800	45	V12-4A	5374	45
V12-5	5000.2	3250	3800	49.46084826	V12-5	5019.3	49.65
V12-6	5000.2	3250	3800	49.46084826	V12-6	5019.3	49.65
V12-7	5374.0	3800	3800	45	V12-7	5374	45
V12-8	5000.2	3250	3800	49.46084826	V12-8	5019.3	49.65
V13-7	5049.3	3325	3800	48.81407483	V13-7	5125	49.55

表 6.3 座屈拘束ブレース取付角リスト②

RESP	ブレース長	梁長	柱長	部材取付角φ	図面	ブレース長	部材取付角度φ
V13-8	5064.4	3325	3820	48.96307439	V13-8	5064.4	48.96
V14-2	5064.4	3325	3820	48.96307439	V14-2	5049.3	48.81
V2-1	5427.9	2800	4650	58.94572888	V2-1	4944.3	55.51
V2-2	5427.9	2800	4650	58.94572888	V2-2	4944.3	55.51
V2-3	5325.5	2800	4530	58.27972481	V2-3	5325.5	58.28
V2A-1	5911.4	3650	4650	51.86999231	V2A-1	5323.4	46.71
V2A-2	5911.4	3650	4650	51.86999231	V2A-2	5362.1	47.1
V2A-3	5820.0	3500	4650	53.03165609	V2A-3	5371.7	49.34
V2A-4	5724.6	3500	4530	52.30935942	V2A-4	5724.6	52.31
V3-1	5325.5	2800	4530	58.27972481	V3-1	5325.5	58.28
V3-1A	5325.5	2800	4530	58.27972481	V3-1A	5325.5	58.28
V3A-1	5325.5	2800	4530	58.27972481	V3A-1	5325.5	58.28
V4-1	5427.9	2800	4650	58.94572888	V4-1	4944.3	55.51
V4-1A	5427.9	2800	4650	58.94572888	V4-1A	4944.3	55.51
V4A-1	5911.4	3650	4650	51.86999231	V4A-1	5362.1	47.1
V12A-1	6037.0	3850	4650	50.37670543	V12A-1	5639.2	44.82
V12A-2	6232.6	4150	4650	48.2519456	V12A-2	5639.2	44.82
V12A-3	6037.0	3850	4650	50.37670543	V12A-3	5639.2	44.82
V12A-4	6232.6	4150	4650	48.2519456	V12A-4	5639.2	44.82
V12A-5	5377.0	2700	4650	59.85861445	V12A-5	4805.3	55.81
V12A-6	6005.2	3800	4650	50.74415832	V12A-6	5499.1	46.29
V12A-7	5673.2	3250	4650	55.04934859	V12A-7	5134.5	50.73
V12A-8	5673.2	3250	4650	55.04934859	V12A-8	4981.3	49.3
V12A-9	5912.8	3800	4530	50.00832374	V12A-9	5912.8	50.01
V12A-10	5575.2	3250	4530	54.34285662	V12A-10	5575.2	54.34
V13-1	5673.2	3250	4650	55.04934859	V13-1	5134.5	50.73
V13-2	5673.2	3250	4650	55.04934859	V13-2	5134.5	50.73
V13-3	5533.8	3000	4650	57.17145821	V13-3	4980	52.96
V13-4	5433.3	3000	4530	56.4854167	V13-4	5433.3	56.49
V13-5	5575.2	3250	4530	54.34285662	V13-5	5575.2	54.34
V13-6	5575.2	3250	4530	54.34285662	V13-6	5575.2	54.34
V13A-1	6037.0	3850	4650	50.37670543	V13A-1	5530.3	45.95
V13A-2	6005.2	3800	4650	50.74415832	V13A-2	5499.1	46.29
V13A-2A	6005.2	3800	4650	50.74415832	V13A-2A	5499.1	46.29
V13A-3	6232.6	4150	4650	48.2519456	V13A-3	5750.2	43.73
V13A-4	5945.0	3850	4530	49.63913506	V13A-4	5530.3	45.95
V13A-5	5912.8	3800	4530	50.00832374	V13A-5	5839.5	49.4
V13A-6	6143.6	4150	4530	47.50673994	V13A-6	6146.9	47.47
V14-1	5622.3	3330	4530	53.68041843	V14-1	5802.2	55.04

表 6.4 座屈拘束ブレース入力断面積リスト

座屈拘束ブレースリスト			
符号	断面積 (mm ²)	降伏耐力 (kN)	剛性低下率 α
V1-1	2482.8	500	0.001
V1-2	2475.6	750	0.001
V1-3	2477.8	750	0.001
V1-3A	2477.8	1000	0.001
V2-4	3560.3	1000	0.001
V2-4A	3520.2	1250	0.001
V2-4B	3520.7	1250	0.001
V2-5	3372.0	500	0.001
V2-5A	3484.0	750	0.001
V3A-2	5077.9	750	0.001
V3-2	4678.1	1000	0.001
V3-2A	4677.9	1000	0.001
V11-1	2848.1	1250	0.001
V11-2	2800.8	500	0.001
V11-3	3012.6	750	0.001
V11-4	2868.7	1000	0.001
V11-4A	2960.2	1000	0.001
V11-5	2956.7	500	0.001
V11-6	2845.4	750	0.001
V11-7	2800.5	1000	0.001
V11-8	3011.9	500	0.001
V11-9	2576.0	750	0.001
V11-9A	2649.9	1000	0.001
V11-10	2793.2	750	0.001
V11-11	2973.1	1000	0.001
V11-12	2868.7	1250	0.001
V11-13	2961.4	750	0.001

座屈拘束ブレースリスト			
符号	断面積 (mm ²)	降伏耐力 (kN)	剛性低下率 α
V11-14	2861.9	750	0.001
V11-15	2962.9	500	0.001
V12-1	3987.4	500	0.001
V12-2	3998.7	750	0.001
V12-3	4309.1	750	0.001
V12-4	4039.0	1000	0.001
V12-4A	4162.9	1000	0.001
V12-5	4139.7	1250	0.001
V12-6	4157.0	1250	0.001
V12-7	4039.0	500	0.001
V12-8	4157.0	750	0.001
V13-7	5393.7	750	0.001
V13-8	5471.1	1000	0.001
V14-2	9659.9	1000	0.001
V2-1	4569.2	1250	0.001
V2-2	4696.7	500	0.001
V2-3	3413.3	750	0.001
V2A-1	4607.4	1000	0.001
V2A-2	4482.5	1000	0.001
V2A-3	4200.3	500	0.001
V2A-4	3298.0	750	0.001
V3-1	4478.3	1000	0.001
V3-1A	4478.3	500	0.001
V3A-1	4887.9	750	0.001
V4-1	8443.4	1000	0.001
V4-1A	9175.9	750	0.001
V4A-1	8107.3	1000	0.001
V12A-1	5112.6	1250	0.001
V12A-2	4693.7	750	0.001
V12A-3	5361.9	750	0.001
V12A-4	4925.3	500	0.001
V12A-5	6118.6	500	0.001
V12A-6	4898.2	750	0.001
V12A-7	5248.9	750	0.001
V12A-8	6288.3	1000	0.001
V12A-9	3717.4	1000	0.001
V12A-10	3869.0	1250	0.001
V13-1	6949.1	1250	0.001
V13-2	7200.5	500	0.001
V13-3	7337.1	750	0.001
V13-4	5102.7	750	0.001
V13-5	5090.7	1000	0.001
V13-6	5021.2	1000	0.001
V13A-1	6616.6	1250	0.001
V13A-2	6533.3	500	0.001
V13A-2A	6831.1	750	0.001

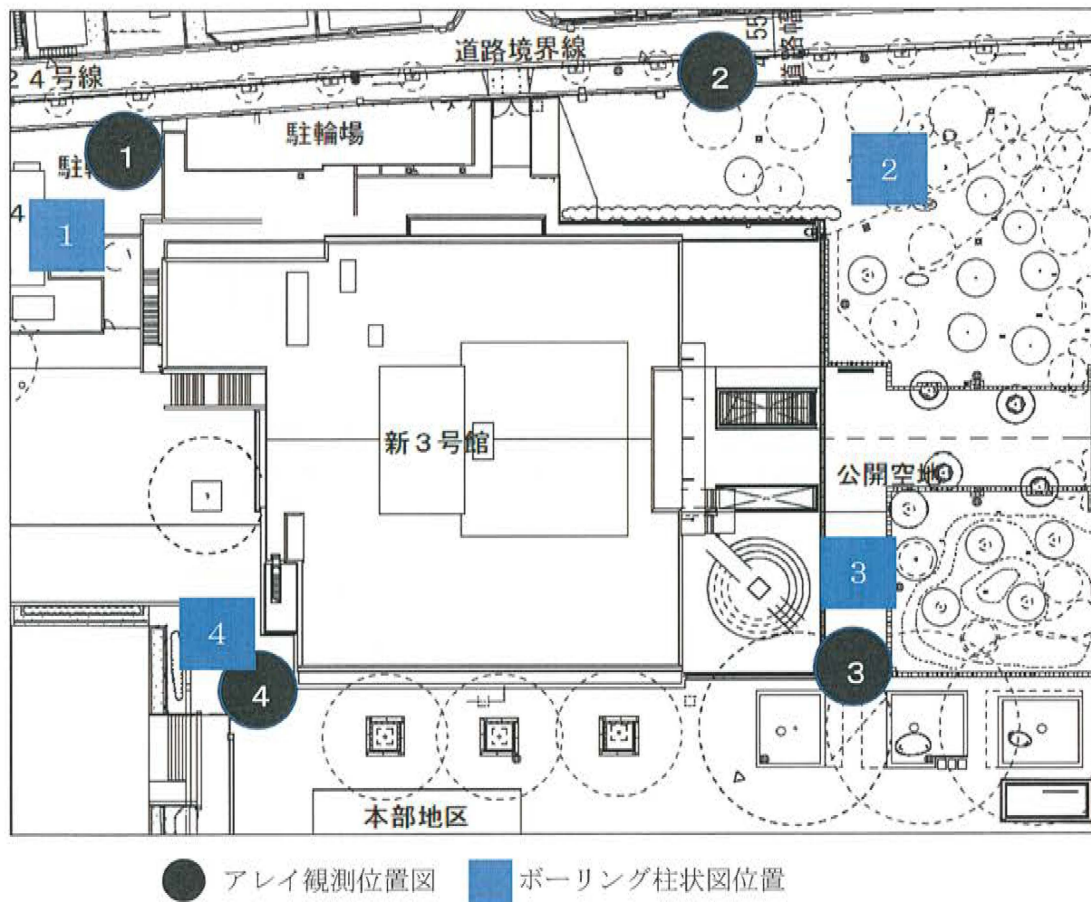
座屈拘束ブレースリスト			
符号	断面積 (mm ²)	降伏耐力 (kN)	剛性低下率 α
V13A-3	6232.9	1000	0.001
V13A-4	5624.1	1000	0.001
V13A-5	5059.0	500	0.001
V13A-6	4902.2	750	0.001
V14-1	6185.2	1000	0.001

6.3.2 基礎-地盤系

観測位置

3号館の地盤ばね値を求めるためにアレイ観測を行う。アレイ観測位置は3号館建設時に行ったボーリング柱状図の位置と概ね同じ位置にした。観測位置を図6.9に示す。

アレイ微動観測方法は1章に参照する。



6.9 アレイ観測とボーリング柱状図位置

ボーリング柱状図

3号館新築工事に伴って行われた標準貫入試験の記録を以下に示す。

調査期間は平成22年9月14日～9月17日である。

観測時の標高 24.24m

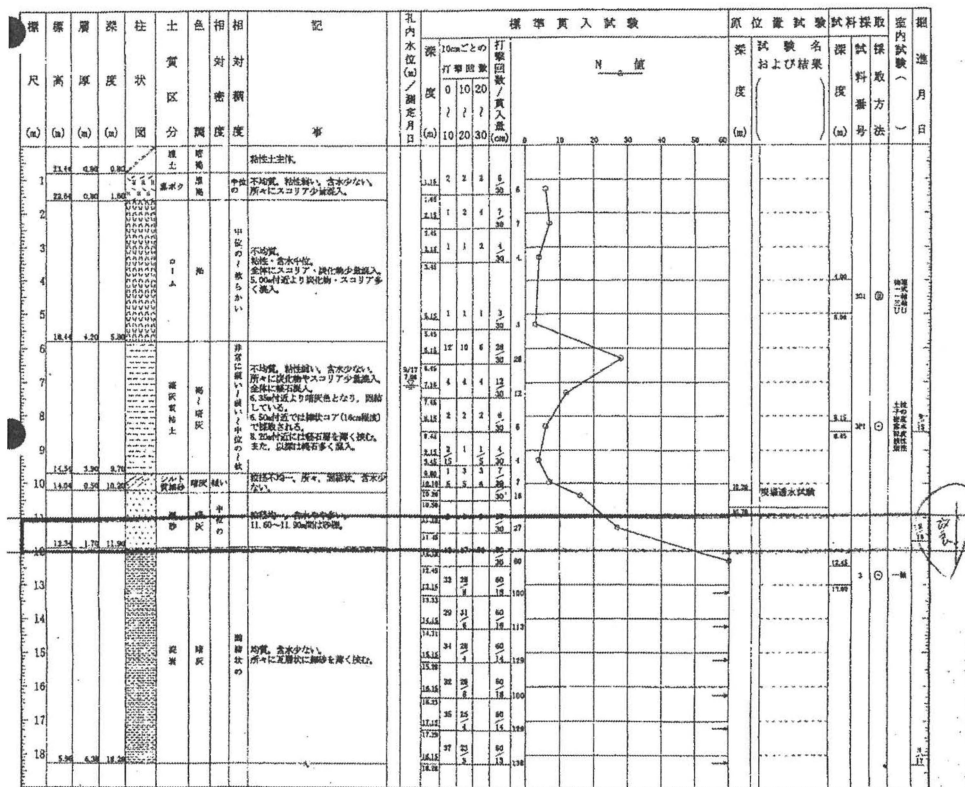


図 6.11 ボーリング柱状図(地点1)

観測時の標高 23.1m

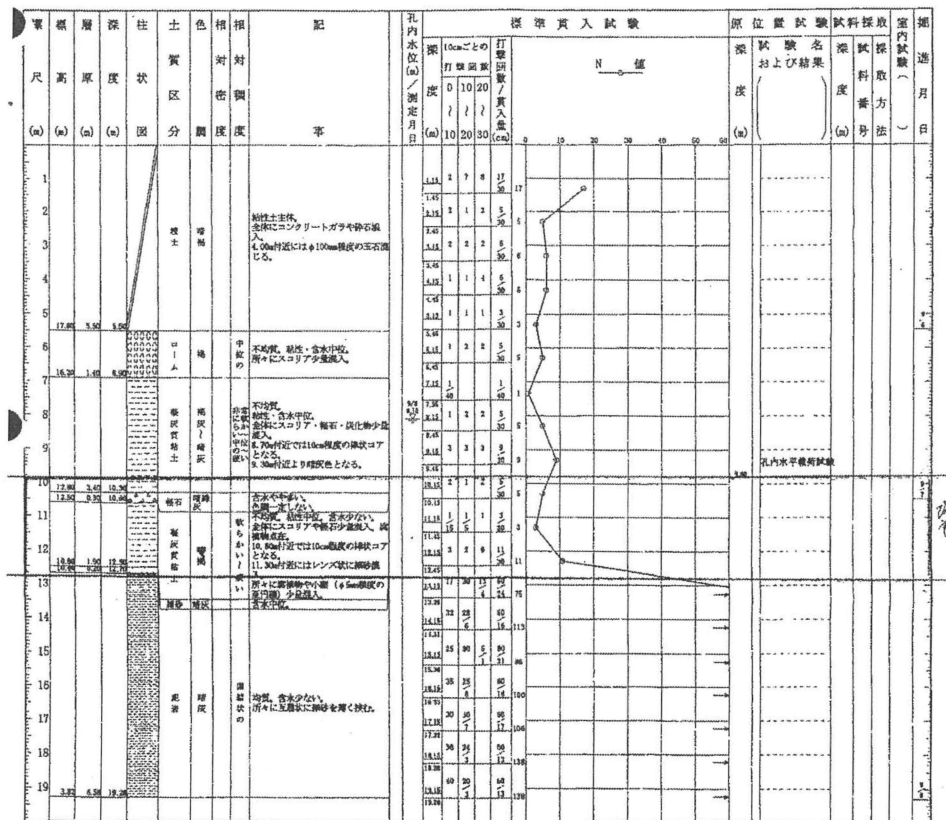


図 6.12 ボーリング柱状図(地点 2)

観測時の標高 24.75m

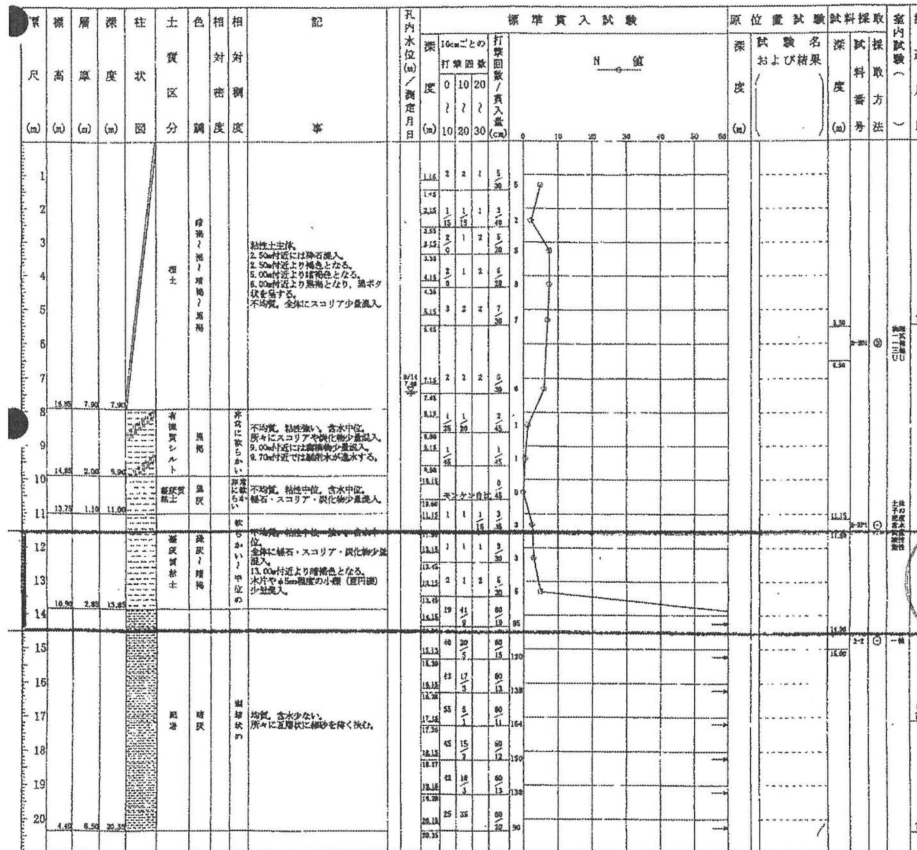


図 6.13 ボーリング柱状図(地点 3)

観測時の標高 24.09m

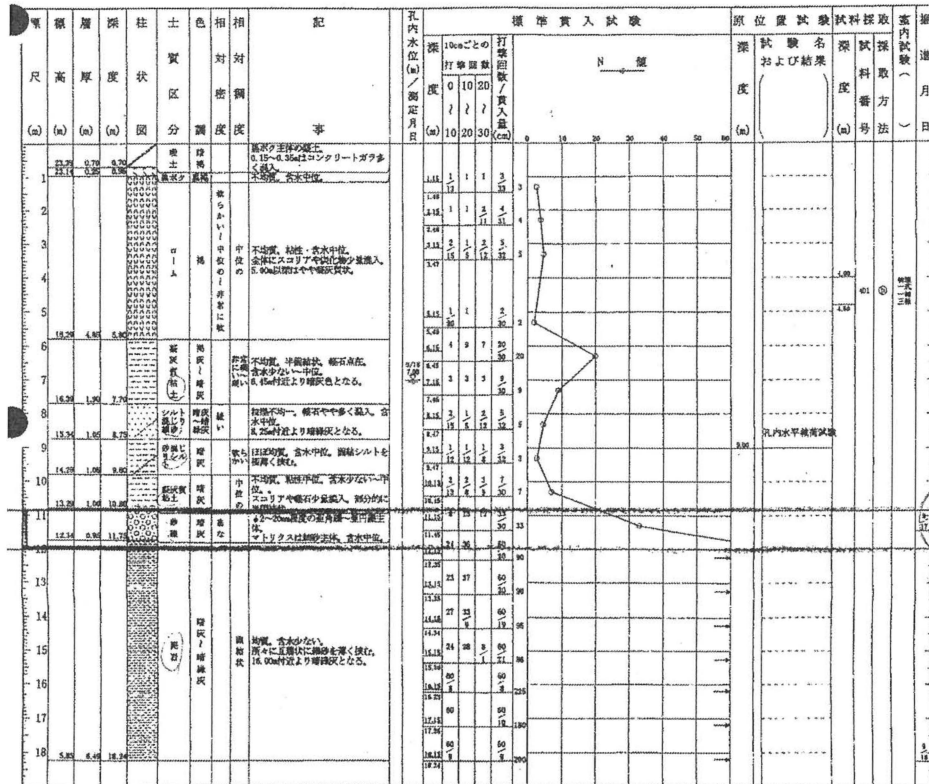


図 6.14 ボーリング柱状図(地点 4)

6.3.3 単位体積重量

地盤ばね値算出に必要な各層の単位体積重量を以下に示す。

表 6.5 各層の単位体積重量

地層名	湿潤密度(kN/m ³)
埋土表土層	15
沖積粘性土層	14
ローム層	13.9
凝灰質粘土層	16
凝灰質砂層	17
洪積砂・砂礫層	18.5
泥岩層	17.8

N 値から Vs 値算出

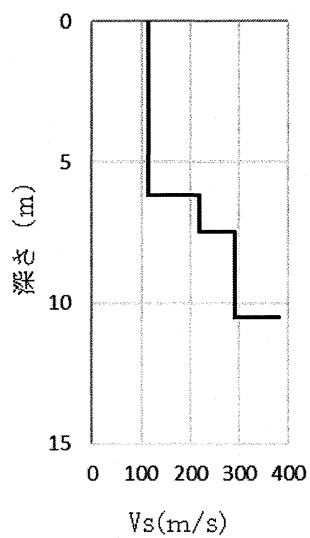
アレイ観測では地表から約 5m 付近までは Vs 値が出ないため N 値から Vs 値を算出した。
算出式は 2 章と同様で、太田・後藤¹³⁾式を使い、を以下に示す。

$$V_s = 68.79N^{0.171}D^{0.199}F_1F_2 \quad \text{式 6.1}$$

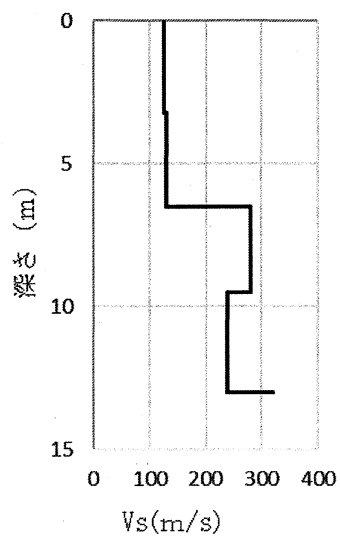
ここに、 N : N 値 D : 深さ(m) F_1 : 堆積年代(沖積 : 1.000、洪積 : 1.303) F_2 : 土質(粘土 : 1.000、細砂 : 1.086、中砂 : 1.066、粗砂 : 1.135、砂礫 : 1.153、礫 : 1.448)

入力用 Vs 値

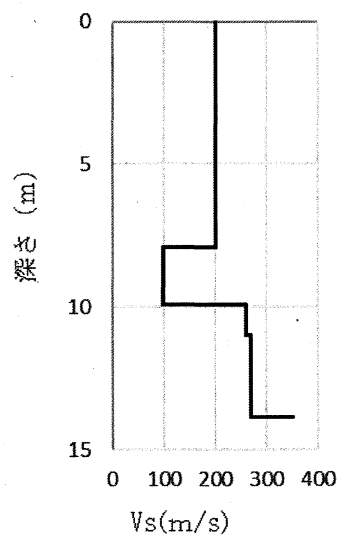
地盤ばね値算出に必要な Vs 値を図 6.15 に示す。



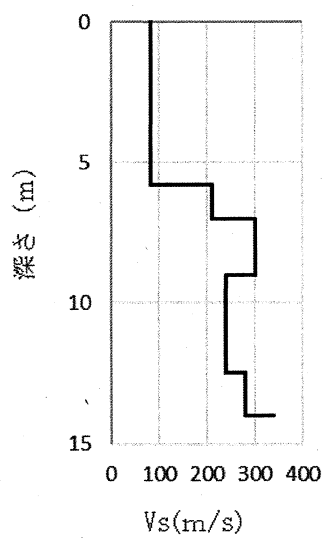
地点 1



地点 2



地点 3



地点 4

図 6.15 入力用 Vs 値

地盤ばね値算出

地盤ばねを本研究ではスウェイ・ロッキングばね（以下 SR ばね）とする。3 号館は埋め込み基礎の建物なので底面ばねと側面ばねの二つに分けて考える。

基礎の底面ばねは DGC 理論に基づく半無限弾性地盤上の基礎の地盤ばねを算定し、側面の地盤ばねは NOVAK による全無限弾性体での円形剛体の加振解により算出する⁹⁾。3 号館の平面は円形ではないため等価な円形断面に置換する。地盤ばねは基礎底面を剛体拘束し建物の剛心に入力した。側面は節点に支配面積の割合に応じて入力した。地盤ばね値算出に必要なポアソン比は記録がないため 0.4 とした。土の密度はボーリング柱状図の記録を用いた。地盤ばね値を表 3.5 に示す¹⁵⁾。

表 6.6 地盤ばね値

	水平(スウェイ)		回転(ロッキング)	
	ばね定数 (kN/m)	減衰定数 (kN・s/m)	ばね定数 (kN・m/rad)	減衰定数 (kN・m・s/rad)
底面	1.99×10^8	7.96×10^6	1.47×10^{11}	5.87×10^9
側面	1.13×10^6	1.69×10^6	5.81×10^8	2.28×10^8

6.4 地震応答解析

6.4.1 モデル固有周期の算定

3号館で観測された2015年5月25日の地震動の記録を用いる。固有周期は地下1階と地上5階の観測記録から算出した。観測記録と解析モデルの1次固有周期の比較を表6.7に示す。参考として基礎固定の固有周期も示す。

表 6.7 観測記録と解析モデルの1次固有周期の比較

	X 方向(s)	誤差(%)	Y 方向(s)	誤差(%)
観測	0.489		0.408	
基礎固定	0.522	+6.8	0.415	+1.6
連成系	0.528	+8.0	0.419	+2.7

6.4.2 入力地震波

5月25日に建物地下に観測された連成系モデルに入力する地震動を図6.16に示す。入力する位置は地盤ばねを介して建物に入力する。

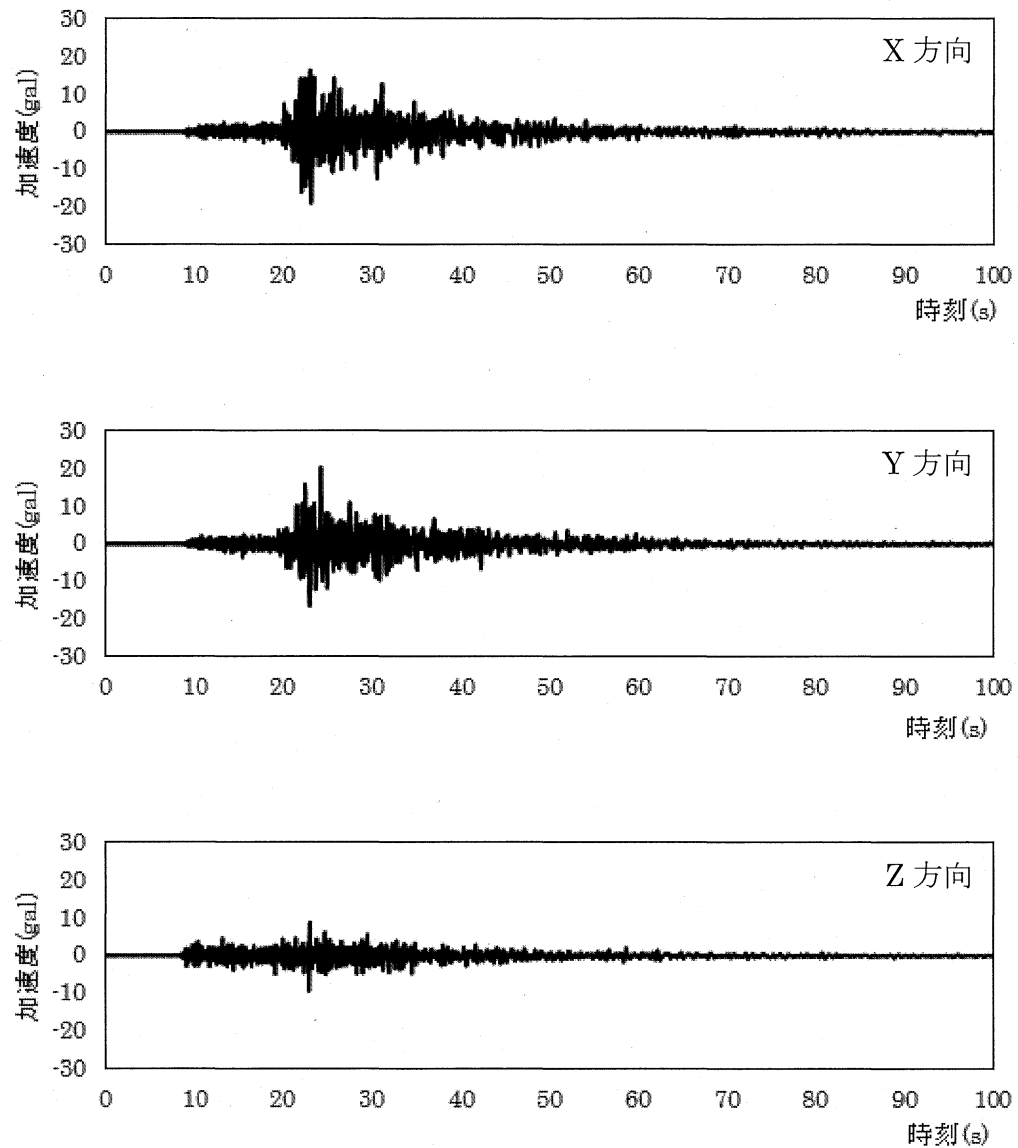


図 6.16 入力加速度時刻歴波形

6.4.3 減衰の設定

建物の内部粘性減衰は Rayleigh 減衰とし、解析モデルの 1 次および 2 次モードに対して 3.5%を与える。モデルの質量項係数、剛性項係数を表 6.8 に示す。

$$a_0 = \frac{2\omega_1 \cdot \omega_2 (h_1 \cdot \omega_2 - h_2 \cdot \omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2}$$

$$a_1 = \frac{2(h_2 \cdot \omega_2 - h_1 \cdot \omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2}$$

a_0 . . . 質量項係数

a_1 . . . 剛性項係数

ω_s . . . s 次モード固有振動数

h_s . . . s 次モード減衰定数

表 6.8 質量・剛性項

質量項係数	0.685
剛性項係数	1.38×10^3

6.4.4 地震応答解析結果

図 6.17、図 6.18 に加速度時刻歴図を示しているように。地震応答解析を行い 3 号館の連成系解析モデルと観測記録の 2 階と 5 階の X 方向、Y 方向(主要動を含む 20 秒間)の加速度時刻歴図を出し、比較を行い、応答加速度時刻歴はほとんど観測記録と同様で、整合性の確認した。

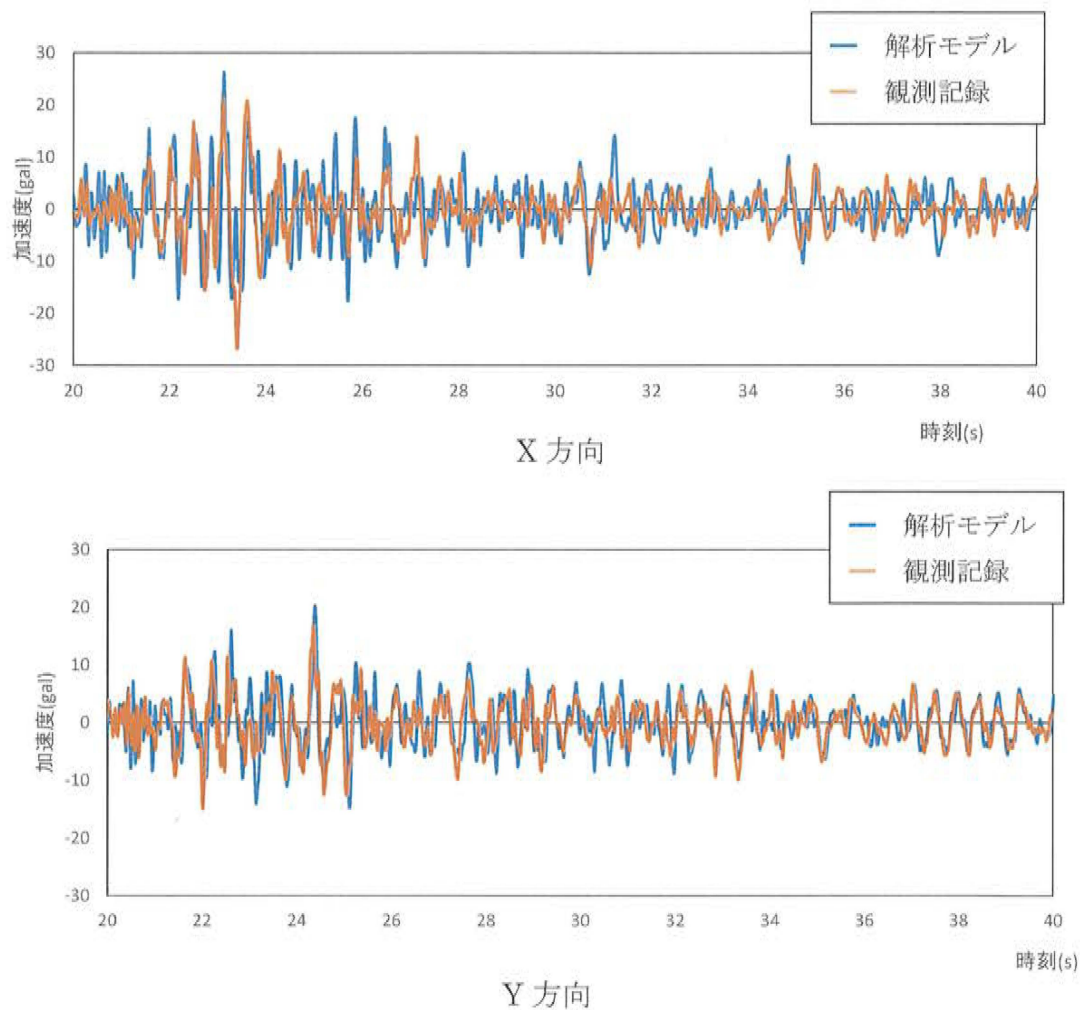


図 6.17 2 階加速度時刻歴波形

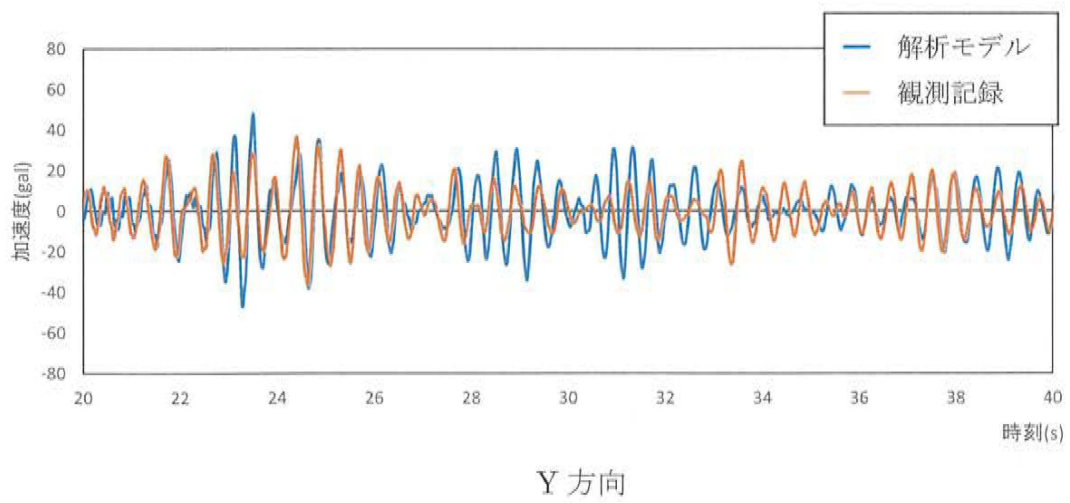
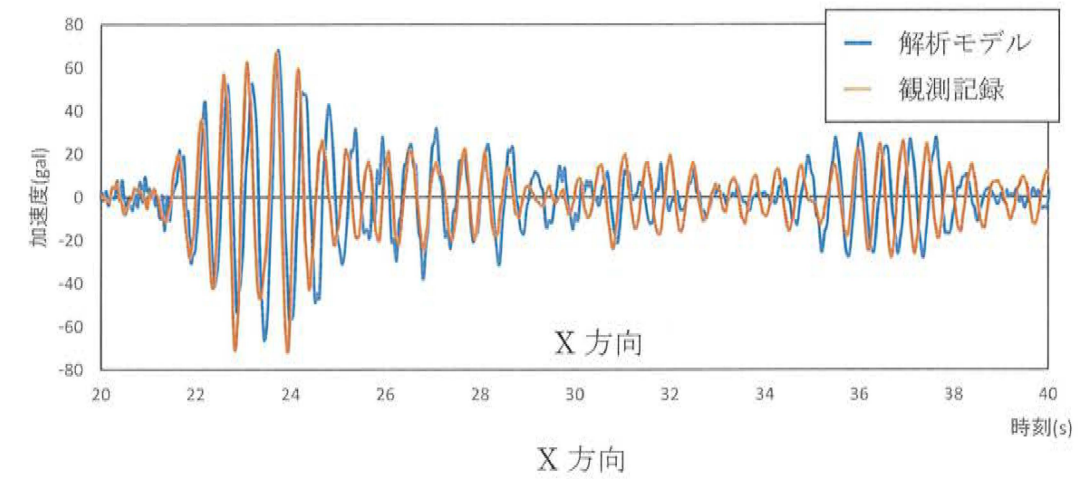


図 6.18 5 階加速度時刻歴波形

6.5 まとめ

本章では、神奈川大学3号館を対象として、3次元振動解析モデルにアレイ観測とボーリング柱状図のデータを基に動的相互作用ばねを算定、地震動での建物挙動を確認した。以下に得られた知見をまとめる。

極小アレイ微動観測を用いて、推定した地盤構造を利用し、相互作用ばねを計算し、3次元地盤-建物連成モデルを作成した。観測した地震波を建物モデルに入力し、解析で得られた建物2階と5階の応答加速度結果は、ほぼ同様な波を確認した。

モデルX方向の解析結果の整合性は特に高いと認めるが、5階Y方向の最大値が出現するところは、観測記録とは多少差異がある。

今回、震源埼玉県、マグニチュード5.5の地震を採用したが、建物内の最大応答加速度は71gal前後になる、大地震の場合、地盤のS波速度の削減を考量すれば、大地震にも一定程度に適応できると考えられる。

全体的に見れば、極小アレイ微動観測で計算した地下構造は建物に地震応答解析にも一定程度に適応できると考えられる。

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,1996 年
- (2)余田卓也：神奈川大学横浜キャンパス 3 号館の 3 次元振動解析モデルの作成および地震応答解析,神奈川大学 2016 年度卒業論文
- (3)横浜市建築共同設計事務所：神奈川大学横浜キャンパス(仮称)竣工図，2014 年 3 月
- (4)日本建築学会：鋼構造制振設計指針，2014 年
- (5)日本免震構造協会：パッシブ制振構造設計・施工マニュアル第 2 版，2007 年
- (6)巴コーポレーション：神奈川大学横浜キャンパス 3 号館(仮称)新 3 号館新築工事座屈拘束ブレース配置図，2014 年
- (7)株式会社豊栄：神奈川大学横浜キャンパス整備工事新棟新築工事地質調査,2010 年 10 月
- (8)日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計,2006 年
- (9)柴田明徳：最新耐震構造解析，森北出版株式会社，2014 年
- (10)NIED 国立研究開発法人防災科学技術研究所 K-NET <http://www.kyosin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- (11)国土交通省気象庁
http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/hyogo_nanbu/index.html
- (12)日本免震構造協会：設計者のための免震・制震構造ハンドブック,2014 年
- (13)大田裕，後藤典俊：S 波速度を他の土質諸指標から推定する試み，物理探鉱，第 29 巻，第 4 号，pp.31～41，1976

第七章 まとめ

本研究では、近年開発された微動アレイ観測の解析手法—nc-CCA 法を研究対象として、まず、当手法の精密性を検証して、そして、この手法メリットを活用して、広い領域の地盤調査に利用した。そして、地盤や、建物それぞれを対象とし、地震動応答解析を行った。

本研究では常時微動アレイ観測の結果は通常的地盤構造に用いられている調査法（標準貫入試験、PS 検層調査）による結果と比較して、やや差異も存在するが速度構造および地盤の一次固有周期について一定程度の整合性が確認できたものと考えられる。

観測で得られた地盤卓越周期と比べると、場所により、平坦な台地（鴻巣市）、低地（仙台市）で推定した地盤モデルによる計算結果と観測結果は整合性が高い傾向を示した、丘陵地（横浜市）におけるモデルでは比較的に差異が大きく、より詳細な検討が必要である。

標準貫入試験、PS 検層調査は簡単に行うことが難しい場合には、比較的に簡単な微動アレイ探査を調査地点周辺の複数の場所で行うことにより、簡易な地盤調査として有用であると考えられる。

そして、本研究では、アレイ微動観測（CCA 法）を用いて、相模平野全体の地表構造を推定することを目的とした。標準的な方法、一章に示すような機器と配置を使用し、各観測点は約 1km 間隔の距離に設定した。

観測データの解析によると、相模平野の地表構造は複雑であり、平野北部は比較的強く安定していることがわかった。しかし、南部の平野、特に相模川の一部に相当する西部はかなり柔らかい地盤であることがわかった。この傾向は以前の研究と本研究で得られた卓越周期の分布と一致する。

相模平野の南西に位置するこの地域は都市化された地域で、住宅、社会施設、インフラがたくさんある。大地震が発生すると被害が大きくなると考えられ、非常に危険で、対策が必要と考える。前述したように、1923 年の関東大震災 Mj7.9 では、この地域で深刻な被害が発生したと報告されていた。そのため、この地域の詳細な表層土構造は、地震防災対策において非常に重要な情報だと思う。

熊本地震が発生してから、私たちは、熊本地震の震源断層上の益城町を中心とした単微動観測とアレイ微動観測を用いて地盤の地盤振動特性と地盤構造を調査した。その結果、広域では卓越周期が 0.25～0.5 秒を示し、分布している場所によっては 0.75～1.0 秒を示している。被害集中地域が複雑である益城町周辺の地盤構造は、益城町役場が位置する北部は比較的強固な地盤である。南部、特に秋津川流域に対応する地域では、より軟らかい地盤が広がっている。被害集中地域は、震央断層が確認された河川テラスの台地端部の地域にあることが明らかになった。

益城町周辺地域の建物の被害状況と地盤の卓越周期の関係を調べた。その結果、破壊率の高い地域の卓越周期はほぼ 0.6 秒以上であり、被害の少ない地域の卓越周期の大部分は 0.6 秒未満である。ある地域は比較的短い卓越周期であるが大規模な被害を受けている。

その理由としては、エリア中の建物の存在の様子の考量は不十分と思い、東南方面の卓越周期が短いだが、建物が少なく、基本周期の長い北西部分に建物が集中している。

そして、常時微動観測結果を用いて地下構造モデルを作成し、地震応答解析により地盤の振動特性を調べた。シミュレーション結果から得られた地盤振動特性は、対象地域における地盤の非線形性を考量した解析は、実際の被害と比較的良く一致していることを確認した。

地盤の非線形特性が存在するゆえ、広域の地盤を研究対象とする場合、地盤構造を評価するほか、地震動予想や地震動特性を評価する際に地盤の非線形特性を考量する深く検討も期待される。

最後に、神奈川大学3号館を対象として、3次元振動解析モデルにアレイ観測とボーリング柱状図のデータを基に動的相互作用ばねを算定、地震動での建物挙動を確認した。以下に得られた知見をまとめる。

極小アレイ微動観測を用いて、推定した地盤構造を利用し、相互作用ばねを計算し、3次元地盤－建物連成モデルを作成した。観測した地震波を建物モデルに入力し、解析で得られた建物2階と5階の応答加速度結果は、ほぼ同様な波を確認した。

モデルX方向の解析結果の整合性は特に高いと認めるが、5階Y方向の最大値が出現するところは、観測記録とは多少差異がある。

今回、震源埼玉県、マグニチュード5.5の地震を採用したが、建物内の最大応答加速度は71gal前後になる、大地震の場合、地盤のS波速度の削減を考量すれば、大地震にも一定程度に適応できると考えられる。

全体的に見れば、極小アレイ微動観測で計算した地下構造は建物に地震応答解析にも一定程度に適応できると考えられる。

最後に、極小アレイ微動観測がいろんな領域の活用は期待できる。

【謝辞】

この論文の内容は、私が2016年4月から2019年3月まで神奈川大学大学院博士後期課程に在籍している間の研究成果をまとめたものです。

神奈川大学大学院に在籍していた間、及び本論文を作成には、神奈川大学工学部建築学科・荏本孝久教授、犬伏徹志助教からの親切な指導や支援を頂きました。ここに記して、心より感謝致します。

神奈川大学工学部建築学科島崎和司教授、趙衍剛教授、藤田正則教授には、この論文全般にわたり貴重な指導を頂きました。ここに記して御礼を申し上げます。

この論文の作成には、首都大学東京小田義也准教授からの助言を頂きました、ここに記して、御礼を申し上げます。

何年間の研究全般には防災科学技術研究所の先名重樹氏の指導や協力を頂いた。ここに記して心より感謝致します。

元神奈川大学荏本研究室卒研ゼミ生の藤井孝介氏、小倉和己氏、そして荏本研究室の皆様に多大なるご協力を頂きました、ここに記して心より感謝いたします。

2019年1月 馬 赫