

ISSN 1346-7328
国総研資料 第 866 号
ISSN 0286-4630
建築研究資料 第 167 号
平成 27 年 10 月

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE

National Institute for Land and Infrastructure Management

No. 866

October 2015

建築研究資料

Building Research Data

No. 167

October 2015

地震観測に基づく地盤-建築構造物の動的相互作用
に関する研究

小豆畑達哉・井上波彦・飯場正紀・鹿嶋俊英・小山信・
中川博人・田沼毅彦・森田高市

Study on dynamic soil-building structure interaction
based on strong motion observation

Tatsuya AZUHATA, Namihiko INOUE, Masanori IIBA, Toshihide KASHIMA, Shin KOYAMA,
Hiroto NAKAGAWA, Takehiko TANUMA and Koichi MORITA

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management

Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

国立研究開発法人 建築研究所

Building Research Institute

National Research and Development Agency, Japan

地震観測に基づく地盤-建築構造物の動的相互作用に関する研究

小豆畑 達哉	*
井上 波彦	**
飯場 正紀	***
鹿嶋 俊英	*
小山 信	****
中川 博人	****
田沼 毅彦	*****
森田 高市	**

概要

本資料は、国土技術政策総合研究所、(独)建築研究所及び(独)都市再生機構の3者により、2010—2013年度に実施した地盤-建築物の同時地震観測に関する共同研究の成果を取りまとめたものである。本研究では、地盤-構造物の動的相互作用(SSI)に着目して、地盤-建築物の同時地震観測点の拡充と、地震観測記録の収集、整理及び分析に取り組んでいる。

まず、地震観測記録の整理方法を定めた上で、記録の整理結果に基づき建築物の階数等に応じたSSIの様相を大局的に把握している。次に、SSIによる建築物の地震応答低減効果を定量的に表示する方法を提案し、2011年東北地方太平洋沖地震を含む観測記録に基づき、いくつかの建築物事例について建築物への地震入力と地震応答に対するSSIの影響を分析している。また、基礎入力動に関する既往の簡易評価方法の妥当性を、地震観測記録を用いて検証し、建築物への入力損失効果に対する基礎構造形式等の影響を検討している。

なお、本共同研究は、国土技術政策総合研究所の総合技術開発プロジェクト(総プロ)「地震動情報の高度化に対応した建築物の耐震性能評価技術の開発」(2010-2013年度)が着手されたのを機に実施された。本共同研究では、総プロに地震観測記録と地震観測点の情報を提供するとともに、そこでの検討を踏まえ記録の整理・分析に取り組んだが、本書はこれらの活動の成果を報告するものである。

キーワード：強震観測、地盤-構造物の動的相互作用、2011年東北地方太平洋沖地震、建築物の設計用地震力

*	国立研究開発法人建築研究所 国際地震工学センター
**	国土交通省国土技術政策総合研究所 建築研究部
***	北海道大学大学院 工学研究院 教授(元・独立行政法人建築研究所)
****	国立研究開発法人建築研究所 構造研究グループ
*****	国立研究開発法人建築研究所 構造研究グループ(元・独立行政法人都市再生機構)

Study on soil-building structure dynamic interaction based on strong motion observation

Tatsuya AZUHATA	*
Namihiko INOUE	**
Masanori IIBA	***
Toshihide KASHIMA	*
Shin KOYAMA	****
Hiroto NAKAGAWA	****
Takehiko TANUMA	*****
Koichi MORITA	**

Synopsis

This report presents findings of joint research for strong motion observation on buildings and ground surfaces conducted by three organizations, which are National Institute for Land and Infrastructure Management (NILIM), Building Research Institute (BRI) and Urban Renaissance Agency (UR) from FY2010 to FY2013. In this joint research, we increased observation stations where we can acquire seismic records both in a building and on the surrounding ground surface to investigate soil-structure dynamic interaction (SSI), collected and processed seismic observation records, and analyzed them.

At first, we determined a data-processing rules of seismic observation records and found general aspects of the SSI effects focusing on structural parameters such as a number of building stories based on these records. Then we proposed the method to evaluate quantitatively the reduction effects of building structure response by the SSI and analyzed the SSI effects to foundation input motion and responses of some buildings using seismic observation records observed in some earthquakes which include the 2011 Off the Pacific coast of Tohoku Earthquake. Furthermore we examined the validity of existing simple prediction methods for the foundation input motion using seismic observation records and investigated the effects of foundation structural type etc. to input loss on building foundation.

This joint research was undertaken in conjunction with the general technology development project (Sopro) by NILIM titled “Development of seismic performance evaluation technologies of buildings corresponding to advanced earthquake motion information (FY2010-FY2013)”. The joint research team provided the Sopro with seismic records and information about observation stations, and processed and analyzed these records based on discussion results in the Sopro. This reports presents the achievement by this activity.

Key Words : Strong motion observation, Dynamic effect of soil-structure interaction, the 2011 Off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, Seismic design force of building structure

-
- * Building Research Institute, International Institute of Seismology and Earthquake Engineering
 - ** National Institute for Land and Infrastructure Management, Building Department
 - *** Professor, Hokkaido University, Graduate School of Engineering (formally, Building Research Institute)
 - **** Building Research Institute, Department of Structural Engineering
 - ***** Building Research Institute, Department of Structural Engineering (formally, Urban Renaissance Agency)

はしがき

海溝型等の巨大地震の発生がかなりの確率で予想される中、建築物に対する安全確保をより確実なものとするため建築物への地震入力と応答をより精度良く予測することの必要性が以前にも増して高まっている。

このような状況の下、国土技術政策総合研究所(国総研)において、2010 年度より 4 年計画で総合技術開発プロジェクト「地震動情報の高度化に対応した建築物の耐震性能評価技術の開発」(総プロ)が実施されることとなった。本総プロは、地盤 - 建築物の同時地震観測記録の分析等に基づき、建築物の地震入力、応答に関する評価技術を点検、整備していくことを目的とした。

本総プロの前提となる地盤 - 建築物の同時地震観測は、国総研のみで実施することはほぼ不可能であったことから、2009 年の総プロの計画段階から、国総研より、(独)建築研究所^{注1)}(建研)、及び、(独)都市再生機構(UR 都市機構)に、共同で、建築物の地震観測記録を収集、分析することの依頼、提案がなされ、総プロの実施に合わせ、国総研、建研及び UR 都市機構の三者による地震観測に関する共同研究体制が構築された。

一方、建研では、1950 年代から建築物の地震観測を一貫して実施しており、地盤 - 建築物の同時地震観測も主要なテーマの一つとしてきた。このような地震観測の取り組みの中で、建研においては、総プロが着手されたのを機に、基盤研究「建物を対象とした地震観測」(2009～2011 年度)及び「建物の強震観測とその利用技術」(2012～2014 年度)により、国総研及び UR 都市機構と連動して、これまでの観測記録と地震観測点の情報を整理し直し、その結果を、本共同研究を通し総プロに提供するとともに、総プロにて検討された観測記録の整理、分析方針と方法を、建研による今後の建築物の地震観測に取り入れることとした。

建築物の地震入力、応答をより精度良く評価するには、地盤 - 構造物の動的相互作用効果の影響を把握することが不可欠であるが、その影響を実証的側面から解明するには、地盤 - 建築物の同時地震観測記録を必要とする。しかしながら、この種の地震記録は、K-NET 等の地盤上での記録と比較すると圧倒的に不足しているのが実状である。

そこで、本共同研究では、まず、地盤 - 建築物の同時地震観測点の拡充を図るとともに、統一的な整理方法を定め、2009 年度以前のものも含め観測記録の収集整理を行った。2010-2013 年度の研究期間には、新たな地震観測点として 27 棟分を追加した。また、2011 年の東北地方太平洋沖地震においては、本書第 2 章に示す通り、低層から超高層までの複数の建築物で地盤及び上部構造の非線形現象を観測した。

整理した記録からは、建築物の階数、基礎形式等に応じた地盤 - 構造物の動的相互作用の影響を大局的に把握するとともに、これによる建物応答低減効果について定量的に分析し、さらに、入力損失効果を含む基礎入力動の既往の簡易評価式の妥当性の検証等を行った。

本共同研究の概要は以上の通りであるが、これらは、総プロでの委員会「地震動情報の高度化に対応した建築物の耐震性能評価技術の開発委員会」での検討を踏まえて実施している。この間、地震観測記録の収集、整理、分析方針の策定や分析結果の解釈等において、委員の方々には、大変、有益なご助言を頂いた。ここに記して謝意を表する次第である。

本資料は、地盤 - 建築物の同時地震観測に関する共同研究の成果を「地震観測に基づく地盤-建築構造物の動的相互作用に関する研究」として報告するものである。建築物における地盤 - 構造物の動的相互作用に係る地震観測の情報とそこから得られる知見を提供することで、動的相互作用を含め、建築物の耐震性能をよ

り詳細に評価するための一助として、活用されることを大いに期待する。

平成 27 年 10 月

国土交通省国土技術政策総合研究所	副所長	井上 勝徳
国立研究開発法人建築研究所	理事長	坂本 雄三

注 1) 現、国立研究開発法人建築研究所

地震観測に基づく地盤-建築構造物の動的相互作用に関する研究

目次

第1章 はじめに	1-1
1.1 研究の背景	1-1
1.2 研究体制	1-2
1.3 研究の目的・意義	1-4
1.4 本書の構成	1-5
第2章 本研究での建築物地震観測と観測記録の整理結果	2-1
2.1 本研究での観測対象建築物	2-1
2.2 地震観測記録の整理項目	2-5
2.3 建築物区分に応じた地震観測記録の整理結果	2-10
2.3.1 建築物区分について	2-10
2.3.2 区分Ⅰ(5F以下)の建築物について	2-11
2.3.3 区分Ⅱ(6F～10F)の建築物について	2-18
2.3.4 区分Ⅲ(11F～20F)の建築物について	2-23
2.3.5 区分Ⅳ(21F)の建築物について	2-27
2.3.6 区分Ⅴ(免震)の建築物について	2-30
2.3.7 考察	2-32
2.4 まとめ	2-33
第3章 地盤 - 構造物の動的相互作用の分析	3-1
3.1 はじめに	3-1
3.2 同定に基づく方法による分析	3-2
3.2.1 同定に基づく方法について	3-2
3.2.2 地盤 - 構造物の動的相互作用に関する分析	3-11
3.3 シミュレーションに基づく分析	3-52
3.4 まとめ	3-59
第4章 基礎入力動の簡易評価	4-1
4.1 はじめに	4-1
4.2 基礎構造の根入れ深さに基づく方法	4-1
4.2.1 原田の提案式について	4-1
4.2.2 地震記録との対応について	4-18
4.3 基礎構造の根入れ深さと表層地盤の1・2次卓越振動数での 変位分布に基づく方法	4-21
4.3.1 限界耐力計算における方法と改良法の概要	4-21
4.3.2 建築物への基礎入力動に関する検討	4-22

4.4 まとめ	・ ・ ・ ・ ・	4-26
第5章 まとめ	・ ・ ・ ・ ・	5-1
5.1 本研究の成果	・ ・ ・ ・ ・	5-1
5.2 今後の課題	・ ・ ・ ・ ・	5-2
付録1 地震観測に関する補足的情報	・ ・ ・ ・ ・	付 1-1
1.1 (独)建築研究所による地震観測点一覧	・ ・ ・ ・ ・	付 1-1
1.2 本研究で用いた地震観測機器等	・ ・ ・ ・ ・	付 1-4
付録2 地震観測建築物 12 棟の地震記録整理結果	・ ・ ・ ・ ・	付 2-1
2.1 建築物 UTM	・ ・ ・ ・ ・	付 2-3
2.2 建築物 EDG	・ ・ ・ ・ ・	付 2-7
2.3 建築物 TKS	・ ・ ・ ・ ・	付 2-10
2.4 建築物 NIT	・ ・ ・ ・ ・	付 2-15
2.5 建築物 ANX	・ ・ ・ ・ ・	付 2-20
2.6 建築物 OHJ	・ ・ ・ ・ ・	付 2-25
2.7 建築物 NRK	・ ・ ・ ・ ・	付 2-30
2.8 建築物 UKM	・ ・ ・ ・ ・	付 2-34
2.9 建築物 HMB	・ ・ ・ ・ ・	付 2-38
2.10 建築物 SN2	・ ・ ・ ・ ・	付 2-42
2.11 建築物 CG7	・ ・ ・ ・ ・	付 2-47
2.12 建築物 URM	・ ・ ・ ・ ・	付 2-52
別添 地震観測建築物のシミュレーション		
1. はじめに	・ ・ ・ ・ ・	別 1-1
2. 建築物 UTM(3F+B1F,直接基礎)について	・ ・ ・ ・ ・	別 2-1
3. 建築物 EDG(3F,杭基礎)について	・ ・ ・ ・ ・	別 3-1
4. 建築物 TKS(5F,杭基礎)について	・ ・ ・ ・ ・	別 4-1
5. 建築物 NIT(6F,杭基礎)について	・ ・ ・ ・ ・	別 5-1
6. 建築物 ANX(8F+B1F,直接基礎)について	・ ・ ・ ・ ・	別 6-1
7. 建築物 UKM(20F, 杭基礎)について	・ ・ ・ ・ ・	別 7-1
8. 建築物 SN2(32F+B1F,杭+連壁基礎)について	・ ・ ・ ・ ・	別 8-1

第1章 はじめに

1.1 研究の背景

海溝型等の巨大地震の発生がかなりの確率で予想される中、建築物に対する安全確保をより確実なものとするため建築物への地震入力と応答をより精度良く予測することの必要性が以前にも増して高まっている。近年、地震観測網の整備や地震学の進展に伴い、地盤の揺れそのものの地震動に関する情報は高度化されつつあるが、これに対応させて建築物の地震入力と応答をより精度良く予測するための耐震性能評価技術も改めて点検、整備していく必要に迫られているところと言える。

実際の建築物の地震入力と地震応答には、地盤・構造物の動的相互作用が影響するため、単純な基礎固定の仮定の下に、地表面の地震動を直接入力して評価した場合とは、かなり様相の異なる場合が多い。近年に観測又は予測された地震動の中には、建築物に単純に作用する地震力として置き換えると、通常の耐震設計で想定するレベルを上回る場合も見られるが、地盤 - 構造物の動的相互作用によって、建築物に作用する地震力は、かなり低減される場合のあることは周知のところである。

事実、今日では、これまでの地震の経験から、地表で観測される地震動の強さから予測される中低層建築物の被害と実際に観察される建築物被害の食い違いが、建築物の耐震性能評価を考える上で無視し得ない現象として認識されている。その要因としては、建築物の設計耐力上の余裕度の効果のほか、地盤 - 構造物の動的相互作用による建築物の地震入力・応答低減効果も大きな要因として考えられることは明らかである。

以上の状況に鑑みると、建築物の地震入力と応答をより精度よく評価するための耐震性能評価技術の展開のためには、建築物での地盤 - 構造物の動的相互作用の評価が改めて重要な課題となっているところと言える。

地盤 - 構造物の動的相互作用についての理論的、解析的研究は、現在、相当な域に達していることは周知の通りである。しかしながら、実際の建築物において、地盤 - 構造物の動的相互作用の実態を把握し、また、今後、理論的、解析的研究を検証、展開していくには、地盤 - 建築物の同時地震観測による記録の収集・分析が必要となるが、現時点では、この種の地震観測記録は圧倒的に不足している。

このような状況の下、国土交通省国土技術政策総合研究所(国総研)では、2010年度より4年計画で総合技術開発プロジェクト「地震動情報の高度化に対応した建築物の耐震性能評価技術の開発」(総プロ)を実施することとなった。本プロジェクトは、地盤 - 建築物の同時地震観測記録の分析等に基づき、建築物の地震入力、応答に対する地盤 - 構造物の動的相互作用の影響を把握し、これらに関する評価技術を点検、整備していくことを目的とした。ただし、プロジェクト期間内で観測・収集される地震観測記録には限界があるので、プロジェクト終了後も地震観測は継続して実施し、また、ここで検討、構築された地震観測記録の整理・分析方法等に基づき、地震入力、応答に関する評価技術は、将来的にも、引き続き、点検、整備していくべきものと想定した。

本プロジェクトの前提となる地盤 - 建築物の同時地震観測は、国総研のみで実施することはほ

ば不可能であったことから、2009 年のプロジェクトの計画段階から、国総研より、(独)建築研究所(建研)^{注 1)}、及び、(独)都市再生機構(UR 都市機構)に、共同で、建築物の地震観測記録を収集、分析することの依頼がなされた。これにより、国総研、建研及び UR 都市機構の三者による地震観測に関する共同研究体制が構築された。

一方、建研では、1950 年代から建築物の地震観測を一貫して実施しており、地盤 - 建築物の同時地震観測も主要なテーマの一つとしてきた。このような地震観測の取り組みの中で、建研においては、総プロが着手されたのを機に、基盤研究「建物を対象とした地震観測」(2009～2011 年度)及び「建物の強震観測とその利用技術」(2012～2014 年度)により、国総研及び UR 都市機構と連動して、これまでの観測記録と地震観測点の情報を整理し直し、その結果を、本共同研究を通し総プロに提供するとともに、総プロにて検討された観測記録の整理、分析方針と方法を、建研による今後の建築物の地震観測に取り入れていくこととした。

本書は、地盤 - 建築物の同時地震観測に基づく以上の共同研究の成果を、「地震観測に基づく地盤 - 建築構造物の動的相互作用に関する研究」と題し報告するものである。

注 1) 建築研究所は、2015 年 4 月より、独立行政法人より国立研究開発法人に組織変更されているが、本書では 2014 年 3 月当時の組織名である独立行政法人建築研究所又は(独)建築研究所と記すことにする。

1.2 研究体制

前節に示したように、国総研により、総プロ「地震動情報の高度化に対応した建築物の耐震性能評価技術の開発」が計画されたのを機に、国総研、建研、及び、UR 都市機構の三者により、建築物の地震観測に関する共同研究体制が構築された。

また、総プロが開始されたのと同時に、プロジェクトの方向性、取りまとめ方針を検討するため、下記の「地震動情報の高度化に対応した建築物の耐震性能評価技術の開発委員会」が設置された。

「地震動情報の高度化に対応した建築物の耐震性能評価技術の開発委員会」

主査：

久保 哲夫 東京大学 名誉教授

委員：

飯場 正紀 (独)建築研究所研究専門役

鳥井 信吾 (株)日建設計構造設計部門 副代表

久田 嘉章 工学院大学建築学部 教授

福山 洋 (独)建築研究所構造研究グループ長

福和 伸夫 名古屋大学減災連携研究センター長 教授

協力委員：

鹿嶋 俊英	(独)建築研究所国際地震工学センター 主任研究員
小山 信	(独)建築研究所構造研究グループ 上席研究員
中川 博人	(独)建築研究所構造研究グループ 研究員
田沼 毅彦	(独)都市再生機構技術研究所

専門委員：

岡野 創	(株)小堀鐸二研究所
------	------------

幹事：

小豆畑 達哉	国土交通省国土技術政策総合研究所建築研究部 室長
新井 洋	国土交通省国土技術政策総合研究所建築研究部 主任研究官
井上 波彦	国土交通省国土技術政策総合研究所建築研究部 主任研究官
向井 昭義	国土交通省国土技術政策総合研究所建築研究部長

(注) 組織名と所属及び役職は、2014 年 3 月当時のもの

本委員会には、地震観測に関する共同研究のメンバーも参加し、地震観測記録と地震観測点の情報を本委員会に提供するとともに、ここでの検討に基づく意見、方針を踏まえ、地震観測記録の整理、分析に取り組んだ。

なお、UR 都市機構の建築物の地震観測については、UR 都市機構と複数の民間会社が共同で実施していることから、これら民間会社を含めた下記の委員会を設置して、当委員会メンバーの協力の下に、地震観測記録の収集、整理及び分析作業を実施した。

「地震観測記録に基づく建築物の設計用地震力評価に関する研究委員会」

主査：

田沼 毅彦	(独)都市再生機構技術研究所
-------	----------------

委員：

小豆畑 達哉	国土交通省国土技術政策総合研究所建築研究部
飯場 正紀	(独)建築研究所
井川 望	(株)鴻池組技術研究所
池田 隆明	飛島建設(株)技術研究所
井上 波彦	国土交通省国土技術政策総合研究所建築研究部
鹿嶋 俊英	(独)建築研究所
金子 知宣	(株)UR リンケージ
北堀 隆司	(株)UR リンケージ
久保田 雅春	飛島建設(株)
小山 信	(独)建築研究所
鈴木 史朗	(独)都市再生機構

高瀬 裕也	飛島建設(株)技術研究所
中對 浩之	(独)都市再生機構
保井 美敏	戸田建設(株)技術研究所
山本 健史	戸田建設(株)技術研究所
渡辺 一弘	(独)都市再生機構

(注) 組織名と所属及び役職は、2014 年 3 月当時のもの

1.3 研究の目的・意義

地盤 - 構造物の動的相互作用は、慣性の相互作用と入力との相互作用に分けられる。慣性の相互作用は、地震時に構造物に生じる慣性力を仲介として地盤と構造物が干渉し合う現象¹⁾であるが、これに伴い建築物に以下の特性変化がもたらされる²⁾。

- 1) 地盤ばねの効果による固有周期の伸び
- 2) 地下逸散減衰の効果による減衰定数の変化

入力との相互作用は、基礎が地動を拘束するために生じる現象であり¹⁾、これにより構造物に入力される地震動は、地表面の地震動よりも一般には小さくなる。すなわち、入力損失効果が得られる。

これらは、地盤と構造物の相対的なかたさの違い、杭、根入れの有無等により複雑に変化する。

本研究は、このような地盤 - 構造物の動的相互作用について、地震観測記録に基づき実態を把握し、建築物の地震入力と応答に与えるその影響度合いについて検討することを目的とする。

2000 年(平成 12 年)に公布制定された限界耐力計算では、これら地盤 - 構造物の動的相互作用の影響の評価を可能としている。すなわち、限界耐力計算の詳細を定めた技術基準告示(平 12 建告第 1457 号)において、慣性の相互作用に関しては、地盤ばねの影響を考慮する場合の固有周期の調整係数 r と等価粘性減衰定数 heq の評価式が規定されている。また、入力との相互作用に関しては、建築物の根入れ深さに応じた相互作用係数 β' が規定されている。これにより基礎入力動は地表の地震動より低減される。

ただし、高さ 60m 以下の建築物の構造計算では、今日なお、基礎固定の解析仮定に基づく保有耐力計算が主に使用されていることもあり、地盤 - 構造物の動的相互作用が実際の構造計算で考慮されることは少ない。また、限界耐力計算の規定についても、慣性の相互作用に関しては、表層地盤が大きく非線形化するような地震動に対して基礎構造周囲の局所的な非線形性を無視する等のいくつかの仮定が含まれており、入力との相互作用に関しても本書第 4 章で示すように、現行の相互作用係数 β' に代わるより実際の現象に即した評価法が提案されている等、今後の検討の余地を残している。

このような状況の下、地震観測に基づく研究の意義の一つは、現在の構造計算の方法では十分考慮されていない現象の影響を検討するための実測データの取得と分析にあると考えられる。このようなデータ取得のため、本研究では、まず地震観測点の拡充に取り組む。地震観測データの取得と分析には、長期にわたる継続的な取り組みを要すると考えるが、本研究では研究期間内に

得られた範囲でデータを分析する。

また、実際の構造計算において、必ずしも地盤 - 構造物の動的相互作用が考慮されていない現状に鑑みた場合、観測記録に基づき、どのような建築物が地盤 - 構造物の動的相互作用の影響を受け易いかを示し、また建築物の地震入力と応答に対するその影響度合いについて、得られた記録の範囲内でも分析例を提示していくことは、より厳しい設計条件となり得る巨大地震に対する被害想定や耐震設計を検討する上で有益な情報になると考えられる。構造計算において、地盤 - 構造物の動的相互作用を無視する場合、その影響が大きい建築物では、一般に構造性能に余裕度が含まれるようになる。そのため、観測記録の分析結果を参照し、このような動的相互作用の影響が大きいと示唆、分類される建築物では、これを考慮することで、より適切な被害想定と合理的な耐震設計を行うことが可能となる。このように、被害想定をより適切なものとするため、また、設計を合理的なものとしていくため、地盤 - 構造物の動的相互を考慮する方向性が考えられ、本研究は、その際の考慮の仕方の判断に資する情報を提供する。

1.4 本書の構成

本書の構成は、以下の通りである。

第1章 はじめに

本章であり、研究の背景、研究体制、及び、研究の目的と意義を示す。

第2章 建築物地震観測と観測記録の整理結果

本研究で検討対象とした観測建築物一覧(共同研究期間内に拡充した観測点を含む)と地震観測記録の整理項目を示す。

本研究では、建築物内と建築物周辺地盤で同時に地震観測が実施されているものを対象としている。整理項目は、1) 建築物・地盤・観測条件に関するもの、2) 観測地震に関するもの、3) 加速度、速度の最大値及び計測震度に関するもの、4) 固有周期に関するもの、及び、5) 建築物の振動特性に関するもの(フーリエスペクトル比等)に大別される。また、2011年東北地方太平洋沖地震での記録が観測されている場合には、これも整理項目に加え記録を整理することになっている。

さらに、本章では地震観測記録の整理結果を示し、建築物区分に応じた地盤 - 構造物の動的相互作用効果の影響の有無、様相を把握する。具体的には、周辺地盤地表(GL)から建築物最下階(BASE)または建築物最上階(TOP)、あるいは建築物最下階から最上階への伝達特性に対応する各種フーリエスペクトル比(BASE/GL, TOP/GL, TOP/BASE)等に着目し、そこに現れる地盤 - 構造物の動的相互作用の影響を検討する。これら地盤 - 構造物の動的相互作用の出現の様相には、建築物階数、基礎形式等の条件に応じた特徴が見られる。

第3章 地盤-構造物の動的相互作用の分析

地盤 - 構造物の動的相互作用が、特に中低層建築物の地震入力、応答にどのように影響するか、地震観測記録に基づき分析する。第2章に示される通り、地震観測記録に現れる動的相互作用の様相には、建築物階数、基礎形式等の条件に応じた特徴が見出されるので、本章では、これらの

特徴に応じて、いくつかの観測建築物を選択して検討対象としている。建築物の地震入力・応答の分析については、同定に基づく方法とシミュレーションに基づく方法を用いる。同定に基づく方法は、より直接的に地震観測記録を用いるもので、本研究において新たに検討されたものである。

第4章 基礎入力動の簡易評価

基礎入力動に関する既往の簡易評価法と地震観測記録とを対比し、既往の簡易評価法の妥当性を検証するとともに、入力損失に対する基礎形式の違い等の影響を検討する。簡易評価法としては、基礎構造の根入れ深さに基づく方法と、基礎構造の根入れ深さと表層地盤の1・2次卓越振動数での変位分布に基づく方法の2つを取り上げている。また、入力損失に対する杭の効果を考慮するため、これを等価な根入れ深さとして評価する方法を試行的に検討している。

第5章 まとめ

本研究による結論をまとめる。本研究で対象とした地震観測建築物は、各実施機関において今後とも継続して実施される予定である。本研究成果の想定される活用方法を示すとともに、これらの活用効果を今後の地震観測で発展させていくために必要な今後の課題、及び、より広く地盤 - 構造物の動的相互作用一般を問題とした場合の課題を述べる。また、地震観測体制を継続的に実施していくための方策や課題についても考察する。

付録 I

(独)建築研究所による地震観測点一覧(地盤に地震計を設置していないものを含む)、及び、本研究で地震観測に用いた地震観測機器の仕様等を示す。

付録 II

第2章第3節で取り上げた建築物12棟について、これらの地震観測記録を第2章第2節で定めた整理項目に従い整理した結果を示す。

別添

観測建築物7棟の地震応答解析結果を示す。地震応答解析の目的は以下である。

- 1) 地震観測記録の整理結果の評価、解釈のための参考資料として用いる。
- 2) 地盤 - 構造物相互作用系の地震応答解析結果と観測結果とを比較して、モデル化及び解析手法の妥当性や解析と実現象との整合性を検証する。

本書では地震観測記録の分析を主題としており、地震応答解析におけるモデル化等の妥当性検証まで本文での目的に含めていないが、地震応答解析の結果は、地震観測記録の分析のための参考資料として有益と考え、これらを別添として示している。なお、ここでの地震応答解析には、(株)小堀鐸二研究所に協力頂いた。

本書では建築物名称をアルファベット3文字又は4文字で記号化している。建築物と記号との

対応については、第2章表2.1-1の地震観測建築物一覧(免震以外:49棟)、及び、表2.1-2の地震観測建築物一覧(免震:9棟)を参照されたい。

また、本研究の実施において得られた成果については、随時、論文等に発表している。これら既発表論文等は以下の通りである。

【本研究に関する既発表論文等】

第2章に関するもの

- 1) 小豆畑達哉、西山功、井上波彦、石原直、向井昭義、飯場正紀、鹿嶋俊英：建築物の地震観測に基づく設計用地震力の検討について、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2分冊、p.21-22、2010.9.
- 2) 井上波彦、小豆畑達哉、飯場正紀、渡辺一弘、田沼毅彦、保井美敏：2011年東北地方太平洋沖地震において液状化した区域における板状建築物の地震観測結果 その1) 建築物と地震観測の概要、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2分冊、p.321-322、2011.8.
- 3) 小豆畑達哉、井上波彦、飯場正紀、渡辺一弘、田沼毅彦、保井美敏：2011年東北地方太平洋沖地震において液状化した区域における板状建築物の地震観測結果 その2 地震観測結果の報告、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2分冊、p.323-324、2011.8.
- 4) 保井美敏、飯場正紀、田沼毅彦、渡辺一弘、鈴木史朗、小豆畑達哉、井上波彦、山本健史：軟弱地盤に建つ超高層RC造集合住宅の地震観測 その3 地盤特性と基礎入力動、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2分冊、p.641-642、2012.9.
- 5) 保井美敏、山本健史、小豆畑達哉、飯場正紀、井上波彦、田沼毅彦、渡辺一弘：2011年東北地方太平洋沖地震において液状化した区域における板状建築物の地震観測結果（その3：地盤と建物の応答性状の変化）、日本地震工学会大会・2012梗概集、pp.140-141、2012.11.
- 6) 小豆畑達哉、井上波彦、鹿嶋俊英、飯場正紀、小山信、岡野創：地震観測に基づく杭基礎建物の地震入力・応答評価 その1 研究目的と地震観測概要、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2分冊、pp.1-2、2013.8-9.
- 7) 鹿嶋俊英、小山信、飯場正紀、小豆畑達哉、岡野創：地震観測に基づく杭基礎建物の地震入力・応答評価 その2 6階建RC建物の強震観測、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2分冊、pp.3-4、2013.8-9.
- 8) 北堀隆司、田沼毅彦、小豆畑達哉、井上波彦、飯場正紀、井川望、保井美敏、山本健史、池田隆明、久保田雅春、高瀬裕也、金子知宣、渡辺一弘：地震観測に基づく鉄筋コンクリート造集合住宅の地震入力と応答評価 その1 観測対象建物及び応答特性の概要、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2分冊、pp.13-14、2013.8-9.
- 9) 保井美敏、山本健史、小豆畑達哉、飯場正紀、井上波彦、田沼毅彦、北堀隆司、渡辺一弘：地震観測に基づく鉄筋コンクリート造集合住宅の地震入力と応答評価 その3 液状化地盤に立地した建築物の周期特性の時間変動、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2分冊、pp.17-18、2013.8-9.
- 10) 井上波彦、小豆畑達哉、新井洋、飯場正紀、鹿嶋俊英、小山信、中川博人、田沼毅彦：地震観測記録に基づく建物の地震入力と地震応答の検討 その1 観測対象建物と観測記録の概要

日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 分冊、pp.941-942、2014.9.

第3章に関するもの

- 11) 岡野創、小豆畑達哉、飯場正紀、鹿嶋俊英：地震観測に基づく杭基礎建物の地震入力・応答評価 その3 観測記録から推定される入力と慣性力相互作用による応答低減効果、日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2 分冊、pp.5-6、2013.8-9.
- 12) 古山田耕司、小豆畑達哉、井上波彦、飯場正紀、鹿嶋俊英、酒向裕司：非線形現象が生じた地震観測建物の動的相互作用解析 その1 液状化地盤に建つ杭支持建物の事例、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 分冊、pp.29-30、2013.8-9.
- 13) 安達直人、小豆畑達哉、飯場正紀、鹿嶋俊英、上田遼、岡野創：非線形現象が生じた地震観測建物の動的相互作用解析 その2 建物にひび割れが生じた杭支持建物の事例、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 分冊、pp.31-32、2013.8-9.
- 14) 秀川貴彦、小豆畑達哉、飯場正紀、鹿嶋俊英、安達直人、岡野創：非線形現象が生じた地震観測建物の動的相互作用解析と入力損失評価 その3 直接基礎建物の事例、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 分冊、pp.33-34、2013.8-9.
- 15) 岡野創、小豆畑達哉、井上波彦、飯場正紀、鹿嶋俊英、酒向裕司：観測記録から推測される地盤-構造物の動的相互作用による建物応答低減効果、日本建築学会構造系論文集、第79巻、第696号、pp.237-246、2014.2.
- 16) 岡野創、小豆畑達哉、井上波彦、山添正稔：低層杭支持 RC 造建物の地震観測記録から推定される相互作用効果 その2 地盤ばねの周波数依存性を考慮した同定による分析、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 分冊、pp.5-6、2014.9.
- 17) 小豆畑達哉、井上波彦、岡野創、鹿嶋俊英：地震観測記録に基づく建物の地震入力と地震応答の検討 その2 低層建物における相互作用効果の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 分冊、pp.943-944、2014.9.

第4章に関するもの

- 18) 井川望、小豆畑達哉、飯場正紀、田沼毅彦、北堀隆司、保井美敏、山本健史：地震観測に基づく鉄筋コンクリート造集合住宅の地震入力と応答評価 その2 入力損失の簡易評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 分冊、pp.15-16、2013.8-9.

別添に関するもの

- 19) 井上波彦、飯場正紀、小豆畑達哉、岡野創、酒向裕司、古山田耕司：地震観測記録に基づく超高層建築物の入力評価 その1 研究内容および建築物の概要、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 分冊、p.633-634、2012.9.
- 20) 酒向裕司、小豆畑達哉、新井洋、井上波彦、岡野創、上田遼：地震観測記録に基づく超高層建築物の入力評価 その3 連壁基礎と杭基礎建築物のシミュレーションと入力評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 分冊、p.637-638、2012.9.
- 21) 小豆畑達哉、飯場正紀、井上波彦、岡野創、酒向裕司、上田遼：地震観測記録に基づく超高

層建築物の入力評価 その 4 基礎構造形式が入力損失と建築物応答に与える影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 分冊、p.639-640。2012.9.

22) 古山田耕司、小豆畑達哉、井上波彦、飯場正紀、鹿嶋俊英、酒向裕司：非線形現象が生じた地震観測建物の動的相互作用解析 その 1 液状化地盤に建つ杭支持建物の事例、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 分冊、pp.29-30、2013.8-9.[再掲、12)に同じ]

23) 安達直人、小豆畑達哉、飯場正紀、鹿嶋俊英、上田遼、岡野創：非線形現象が生じた地震観測建物の動的相互作用解析 その 2 建物にひび割れが生じた杭支持建物の事例、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 分冊、pp.31-32、2013.8-9.[再掲、13)に同じ]

24) 秀川貴彦、小豆畑達哉、飯場正紀、鹿嶋俊英、安達直人、岡野創：非線形現象が生じた地震観測建物の動的相互作用解析と入力損失評価 その 3 直接基礎建物の事例、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 分冊、pp.33-34、2013.8-9[再掲、14)に同じ]

25) 山添正稔、小豆畑達哉、井上波彦、岡野創：低層杭支持 RC 造建物の地震観測記録から推定される相互作用効果 その 1 建物のシミュレーション解析と基礎入力動の評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 分冊、pp.3-4、2014.9.

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：建築構造力学の最近の発展 - 応力解析の考え方 - 、1987
- 2) 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

第2章 本研究での建築物地震観測と観測記録の整理結果

2.1 本研究での観測対象建築物

本研究での観測対象建築物一覧を表 2.1-1 及び 2.1-2 に示す^{注1)2)}。表 2.1-1 は、免震建築物以外の建築物であり、表 2.1-2 は免震建築物である。各表では、階数の少ない順に並べている。建築物階数と 1 次固有周期との相関関係が免震とそれ以外では大きく異なるので、免震建築物は表を別にしている。また、各建築物の観測実施機関は各表右欄に示すとおりであり、国土技術政策総合研究所(国総研)、建築研究所(建研)、又は、都市再生機構(UR)及びその共同研究実施機関(民間施工会社)のいずれかである。

表中のいずれの建築物でも、建築物内と周辺地盤で地震観測が実施されている。観測対象建築物は計 58 棟であり、うち免震建築物は計 9 棟である。

各表では、建築物記号を示すとともに、観測建築物の所在地、階数、高さ、主要構造、観測点、観測期間、地盤データの有無、観測実施機関を掲げている。以下、本書では、表中の建築物記号でもって建築物を識別する。

図 2.1-1 は、階数に応じた建築物棟数の内訳を示している。また、図 2.1-2～図 2.1-4 は、観測建築物の建設位置を地図上にプロットしている。



図 2.1-1 階数に応じた観測建築物の内訳

なお、表 2.1-1 及び表 2.1-2 において、本研究期間内(2010～2013 年度)に新たに地震計を設置した建築物は、国土技術政策総合研究所(国総研)による建築物 17 棟、(独)建築研究所による 6 棟(HSG, SN2, TRZ, CG7, OS1, SNN)、屋内のみに地震計が設置されていた既存の観測建築物の周辺地盤に地震計を追加した 4 棟(NBO, SMZ, NIG, MYZ, OSK)の計 27 棟である。また、EDG、TKS 及び NIT での PS 検層は、地震記録を分析するために、本共同研究で実施したものである。

注 1) 表 2.1-1 及び表 2.1-2 においては、建築物のみならず周辺地盤にも地震計を設置し同時に観測を実施している建築物のみを示しているが、(独)建築研究所においては、建築物のみの地震観測も実施している。(独)建築研究所による全ての地震観測建築物については付録 1.1、又は、<http://smo.kenken.go.jp/>を参照されたい。

注 2) 地震観測に用いた地震計のメーカー、型番等とサンプリング周波数を付録 1.2 に示す。

表 2. 1-1 地震観測建築物一覧(免震以外:49 棟)

建物 記号	所在地	階数			高さ (m)	主要 構造	観測点	観測期間	地盤データの有無		観測実施機関
		地上	地下	塔屋					N値	PS検層	
NLG	茨城県つくば市	1	0	0	17.75	RC+S	屋根下はり,1F,地表	2011～	○	-	国総研
ARJ	埼玉県川越市	3	0	0	10.65	RC	3F,1F,地表	2011～	○	-	国総研
KNU	高知県高知市	3	0	1	11.13	RC	3F,1F,地表	2012～	-	-	国総研
ONG	東京都江東区	3	0	0	11.4	RC	3F,1F,地表	2012～	○	-	国総研
KKS2	北海道釧路市	3	0	0	11.5	RC	3F,1F,地表	2012～	○	-	国総研
ARK	東京都北区	3	0	1	12	RC	3F,1F,地表	2011～	○	-	国総研
SMD	茨城県筑西市	3	0	1	12.3	RC	3F,1F,地表	2012～	○	-	国総研
NUR	埼玉県さいたま市	3	0	0	13	RC	3F,1F,地表	2011～	○	-	国総研
EDG	千葉県野田市	3	0	0	13.58	RC	3F,1F,地表	2011～	○	○	国総研
UTM	栃木県宇都宮市	3	1	0	16.1	RC	3F,B1F,地表	2011～	○	○	国総研
KDI	東京都小平市	3	0	0	16.6	RC	3F,1F,地表	2002～	○	-	建研
NBO	宮城県延岡市	3	0	2		RC	4F,1F,地表	地表: 2012 ～	-	-	建研, 国総研(地表)
KKS4	北海道釧路市	4	0	0	16.6	RC	4F,1F,(地表)	2012～	○	-	国総研
YYG	東京都渋谷区	4	1	0	25.4	RC	7F,B1F,地表	1996～	○	-	建研
NDLA	東京都千代田区	4	8	0		RC	4F,1F,B4F,B8F,地表	2010～	○	○	建研
TKS	千葉県千葉市	5	0	0	13.75	WRC	5F,3F,1F基礎梁,地表	2011～	○	○	国総研
TSM	愛知県津島市	5	0	2	27.6	RC	PH(6),1F,地表	2012～	○	-	国総研
WUM	高知県高知市	6	1	0	17.6	RC	6F,1F,地表	2012～	-	-	国総研
YCY	千葉県八千代市	6	1	2	20	RC	7F,B1F,地表	1996～	-	-	建研
SMZ	静岡県静岡市	6	0	1	23	SRC	6F,1F,地表	地表: 2012 ～	○	-	建研, 国総研(地表)
NIT	埼玉県南埼玉郡	6	0	0	30	RC	6F,1F,地表	1998～	○	○	建研
NIG	新潟県新潟市	6	1	2		RC	7F,B1F,地表	地表: 2012 ～	-	-	建研, 国総研(地表)
MYK	岩手県宮古市	7	0	1	24.9	RC	7F,1F,地表	2002～	○	-	建研
MST	埼玉県三郷市	7	1	0	29.8	SRC	7F,1F,地表	1996～	-	-	建研
TUF	東京都港区	7	0	1		SRC	7F,1F,地表	1996～	-	-	建研
NCT	茨城県つくば市	7	0	0		RC	8F,1F,地表	2005～	-	-	建研
CHB	千葉県千葉市	8	1	1	31.4	SRC	8F,1F,地表	1996～	○	○	建研
TKM	香川県高松市	8	1	1	31.9	SRC	9F,B1F,地表	1998～	○	-	建研
TDS	埼玉県戸田市	8	1	2	34.4	SRC	8F,B1F,地表	1996～	-	-	建研
ANX	茨城県つくば市	8	1	1	35.4	SRC	8F,B1F,地表,地中	1998～	○	○	建研
FNB	千葉県船橋市	8	0	1		RC	8F,1F,地表	1996～	-	-	建研
UTK	東京都文京区	9	0	0		SRC	7F,1F,地表	1996～	-	-	建研
MYZ	宮城県宮崎市	9	1	3		SRC	9F,1F,地表	地表: 2012 ～	-	-	建研
FKO	福岡県福岡市	10	1	2	49	SRC	10F,B1F,地表	1998～	○	-	建研
NRK	神奈川県横浜市	11	0		29.5	SRC+RC	11F,6F,1F,地表	2010～	○	○	飛島, UR
OHJ	東京都北区	11	0	0	30.95	SRC	RF(12),1F,地表,地中, 杭	1975～1991	○	○	UR
NGY	愛知県名古屋市	11	2	2	43.6	SRC	12F,B2F,地表	1998～	○	○	建研
OSK	大阪府大阪市	15	3	3	66.2	S	18F,B3F,地表	地表: 2011 ～	○	-	建研
UKM	東京都北区	20	0	3	59.9	RC	20F,10F,1F,地表	2012～	○	○	国総研
TSU	東京都港区	24	1		72.6	RC	RF(25),12F,B1F,地表, 地中	1988～	○	○	UR
HSG	愛知県名古屋市	25	0	1	75.25	RC	25F,1F,地表	2011～	○	○	建研
NKS	大阪府大阪市	25	1	3	103.1	S	24F,12F,B3F,地表	2012～	○	○	国総研
HPP	東京都練馬区	30	1		88.4	RC	30F,15F,1F,地表,杭	1988～	○	○	UR
HMB	埼玉県草加市	30	1		95.9	RC	RF(31),15F,B1F,地表, 地中	1999～	○	○	戸田, UR
SN2	東京都江東区	32	0	4	97.45	RC	32F,B1F,地表	2011～	○	○	建研
SO1	東京都港区	32	1		103.8	RC	RF(33),24F,14F,1F,地 表,杭	2000～	○	○	鴻池, UR
DIB	東京都港区	33	0	0	99.95	CFT	33F,B1F,地表	2012～	○	○	国総研
TRZ	東京都中央区	33	4	1	155	S	33F,15F,B4F,地表	2011～	○	○	建研
CG7	東京都千代田区	33	2	1	156.67	S	32F,16F,B2F,低層棟1F	2011～	○	○	建研

表 2.1-2 地震観測建築物一覧(免震:9 棟)

建物 記号	所在地	階数			高さ (m)	主要 構造	観測点	観測期間	地盤データの有無		観測機関
		地上	地下	塔屋					N値	PS検層	
NMW	東京都台東区	3	1	0	11.4	RC	1F(免震層上 部),B1F(免震層下部), 地表	1999～	○	-	建研
URM	神奈川県川崎市	6	0		18.6	RCプレス トレス	RF(7),1F(免震層上 部),BF(免震層下部), 地表,地中	2001～	○	○	UR
KCH	高知県高知市	8	0	2	29	RC	PH2F,B1F(免震層上 部),地下ピット(免震層 下部),地表	2012～	-	-	国総研
OS1	大阪府大阪市	8	1	1	29.53	SRC	8F,1F(免震層上 部),B1F(免震層下部), 地表	2011～	○	-	建研
NG2	愛知県名古屋	8	0	2	34.7	SRC	8F,1F(免震層上部), B1F(免震層下部)	2012～	○	-	国総研
YMN	山梨県甲府市	8	1	3	37.1	RC	8F,1F(免震層上 部),B1F(免震層下部), 地表	2003～	○	○	建研
KGC	北海道釧路市	9	1	1	44.3	SRC	9F,1F(免震層上 部),B1F(免震層下部), 地表,地中	1998～	○	○	建研
HCN2	岩手県八戸市	10	1	1	42.8	SRC	10F,1F(免震層上 部),B1F(免震層下部), 地表,地中	1998～	○	○	建研
SNN	東京都江東区	36	0	2	114	RC	36F,4F(免震層上 部),3F(免震層下 部),1F,地表	2011～	○	○	建研



図 2.1-2 建築物地震観測点の配置(1)

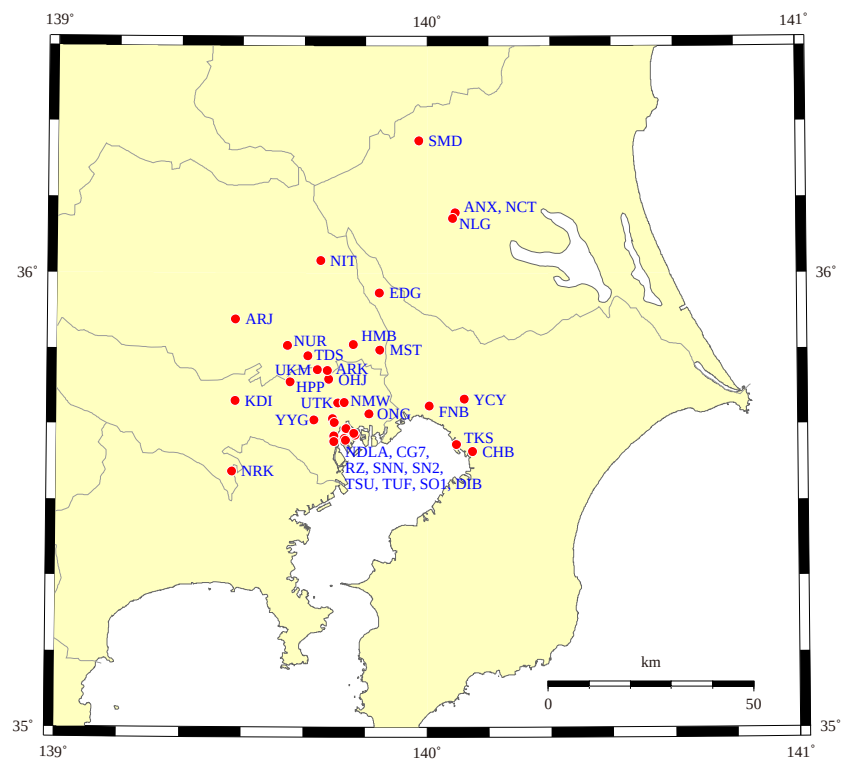


図 2.1-3 観測対象建築物の分布 (2)

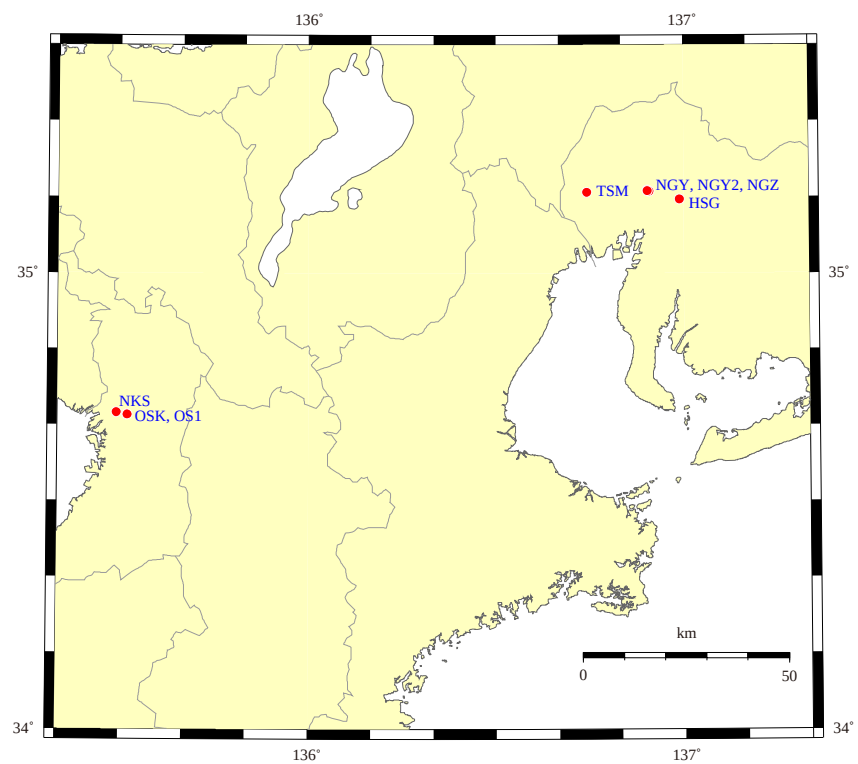


図 2.1-4 観測対象建築物の分布 (3)

2.2 地震観測記録の整理項目

各地震観測建築物の地震記録の整理に当たっては、表 2.2-1 の整理項目を定めた。

なお、本書付録 2 に、次節で取り上げる 12 棟の観測建築物について、この項目に従い地震記録を整理した結果を例として示す。

表 2.2-1 地震観測記録の整理項目

1. 観測点情報

「1.1 建築物緒元」「1.2 地盤情報」及び「1.3 機器配置及び方位」の各項を設け、地震記録分析の条件となる情報を示す。

2. 観測記録概要

観測建築物で記録された地震の情報を示す。記録された地震の発生位置と建築物の位置との関係を明示するため、震央と観測地点の位置を地図上で示す。また、(1)震央距離とマグニチュードの関係、(2)(3)震央距離と地表の最大加速度 PGA 及び最大速度 PGV の関係、(4)(5)等価卓越振動数 f_A, f_V とマグニチュードの関係、及び、(6)(7)等価卓越振動数 f_A, f_V と震央距離の関係をグラフ化する。

- (1) 震央距離とマグニチュードの関係
- (2) 震央距離と地表の最大加速度 PGA の関係
- (3) 震央距離と地表の最大加速度 PGV の関係
- (4) 等価卓越振動数 f_A とマグニチュードの関係
- (5) 等価卓越振動数 f_V とマグニチュードの関係
- (6) 等価卓越振動数 f_A と震央距離の関係
- (7) 等価卓越振動数 f_V と震央距離の関係

等価卓越振動数 f_A, f_V は以下により求める。

$$f_A = \text{PGA} / \text{PGV} / 2\pi \quad (2.1)$$

$$f_V = \text{PGV} / \text{PGD} / 2\pi \quad (2.2)$$

ただし、(2.1)式中の PGV は PGA の発生する時刻の前後 2 秒以内での PGV とし、同様に、(2.2)式中の PGD は PGV の発生する時刻の前後 2 秒以内での PGD とする¹⁾。

3. 最大加速度、最大速度、計測震度

地震記録から得られる最大加速度、最大速度及び計測震度を以下の関係としてグラフ化する。なお、以下では最下階の最大加速度、最大速度を PBA、PBV と、最上階の最大加速度、最大速度を PTA、PTV と表記している。

- (1) PGA と PBA 及び PTA の関係
- (2) PGV と PBV 及び PTV の関係
- (3) GL の計測震度と最下階及び最上階の計測震度の関係

- (4) PGA と PBA/PGA 及び PTA/PGA の関係
- (5) PGV と PBV/PGV 及び PTV/PGV の関係
- (6) GL の計測震度と(最下階-GL)及び(最上階-GL)の計測震度の差
- (7) PBA と PTA の関係
- (8) PBV と PTV の関係
- (9) 最下階の計測震度と最上階の計測震度の関係
- (10) PBA と PTA/PBA の関係
- (11) PBV と PTV/PBV の関係
- (12) 最下階の計測震度と(最上階-最下階)の計測震度の関係

4. 地震動の等価卓越振動数と最大加速度比及び最大速度比

地震動の周期特性が等価卓越振動数により表されると考え、これと建築物の最大地震応答との関係を把握するため、以下の関係をグラフ化する。

- (1) 等価卓越振動数 f_A と PBA/PGA 及び PTA/PGA の関係
- (2) 等価卓越振動数 f_V と PBV/PGV 及び PTV/PGV の関係
- (3) 等価卓越振動数 f_A と PTA/PBA の関係
- (4) 等価卓越振動数 f_V と PTV/PBV の関係

5. 建築物の固有振動数

建築物の固有振動数の実態を把握するため、観測記録から推定される固有振動数について、以下の関係をグラフ化する。

- (1) 経年と固有振動数(TOP/BASE)の関係
- (2) 経年と固有振動数(TOP/GL)の関係
- (3) 最大加速度と固有振動数(TOP/BASE, TOP/GL)の関係

なお、固有振動数(TOP/BASE)は、建築物を 1 自由度系と見なした場合に、入力を最下階での加速度とし出力を最上階での加速度として得られる固有振動数を、固有振動数(TOP/GL)は、入力を地表での最大加速度とした場合の固有振動数を表す。

6. フーリエスペクトル比

地表 GL から建築物最下階 BASE、地表 GL から最上階 TOP、及び、最下階 BASE から最上階 TOP への伝達特性を把握するため、対応するフーリエスペクトル比(BASE/GL, TOP/GL, TOP/BASE)をグラフ化する。観測建築物の伝達特性は必ずしも一定ではなく、特に 2011 年東北地方太平洋沖地震(以下「311 本震」と略記する)時に建築物に多少の損傷が生じたため、その前後(以下「311 前、311 後」と略記する)で変化したものが多いこと、損傷の有無に係らず応答の振幅によっても変化すること、また、振幅を一定範囲に限っても、地震動の特性等様々な要因によりばらつきが予想されることから、以下のように項目立てしてグラフ化する。ここで、計測震度と地盤や建築物の応答振幅には乖離があるとも言われているが、ある程度の

相関性があると考え、地震記録を震度毎に分けて整理している。

- (1) 震度毎の平均スペクトル比(311 前)
- (2) 震度毎の平均スペクトル比(311 後)
- (3) 震度 2 の記録の平均フーリエスペクトル比と標準偏差(311 前)
- (4) 震度 3 の記録の平均フーリエスペクトル比と標準偏差(311 前)
- (5) 震度 4 の記録の平均フーリエスペクトル比と標準偏差(311 前)
- (5) 震度 2 の記録の平均フーリエスペクトル比と標準偏差(311 後)
- (6) 震度 3 の記録の平均フーリエスペクトル比と標準偏差(311 後)
- (7) 震度 4 の記録の平均フーリエスペクトル比と標準偏差(311 後)
- (8) 311 前後の平均フーリエスペクトル比(震度 2)
- (9) 311 前後の平均フーリエスペクトル比(震度 3)
- (10) 311 前後の平均フーリエスペクトル比(震度 4)
- (11) 311 本震のフーリエスペクトル比と震度 2 の平均フーリエスペクトル比(TOP/GL)
- (12) 311 本震のフーリエスペクトル比と震度 2 の平均フーリエスペクトル比(TOP/BASE)
- (13) 311 本震のフーリエスペクトル比と震度 2 の平均フーリエスペクトル比(BASE/GL)

なお、フーリエスペクトル比は幅 0.1Hz の Parzen window により平滑化を行う。

7. 2011 年東北地方太平洋沖地震の記録

2011 年東北地方太平洋沖地震での記録が観測された建築物については、その結果を整理して示すことにする。

表 2.2-1 の「3. 最大加速度、最大速度、計測震度」における(1)(2)の関係であるが、文献 2)では、1995 年兵庫県南部地震での記録及び解析に基づく整理分析結果が示されている。これによると、基礎応答の最大値は地表と比較し、最大加速度で 7 割、最大速度で 9 割程度に低減されると報告されている。しかしながら、このような最大値の低減には地震動の周波数特性も影響することは明らかである。そのため、文献 1)では、多数の地震記録を用いて簡易的に振動数領域での分析を行うために、表中の(2.1)(2.2)式による等価卓越振動数を導入し、さらに、最大加速度と最大速度における入力損失効果を、等価卓越振動数から求められる無次元振動数と関係づけて統一的に評価することを可能としている。このように、地表と建築物内の応答の最大値を比較する場合には、振動数領域での検討が必須であると考えられるが、最大値相互の単純な比較もこれまで数多く行われてきており、ある程度、建築物への地震入力や応答を考える際の有効な尺度となり得ると考えられることから、これらを整理項目に加えている。

また、フーリエスペクトル比の整理においては、幅 0.1Hz の Parzen window により平滑化を行うこととしている。これは、平滑化していない状況にてフーリエスペクトル比のピーク値に着目しても、現象の本質を捉えにくくすると考えたことによる。

ただし、このような平滑化によりピーク値が下がることにより、特に減衰の小さな建築物においては、応答増幅倍率が過小に評価される可能性もある。そこで、以下において、減衰の比較的小さな超高層建築物を対象に、フーリエスペクトル比の平滑化の影響を確認しておくことにする。

対象建築物は、鉄筋コンクリート造の超高層建築物 SN2(32F+B1F, 連壁+杭基礎)と、鉄骨造の超高層建築物 CG7(33F+B2F, 杭基礎)である。2 段組みに配置した図 2.2-1 から図 2.2-6 までにおいて、左側が SN2 であり、右側が CG7 である。これらの図では、2011 年東北地方太平洋沖地震以後の記録を取り出した上で、Parzen window を掛けない場合、平滑幅を 0.05Hz とした場合及び 0.1Hz とした場合の 3 通りについて、フーリエスペクトル比の震度毎のアンサンブル平均(太線: 震度 2, 中線: 震度 3, 細線: 震度 4)を示している。また、図において、赤線は、地表の加速度に対する建物最上階の加速度の比を、青線は、建物最下階の加速度に対する建物最上階の加速度の比を、緑線は、地表の加速度に対する建物最下階の加速度の比を表す。これらの色の使い分けは、本報告書のその他の図においても、共通である。

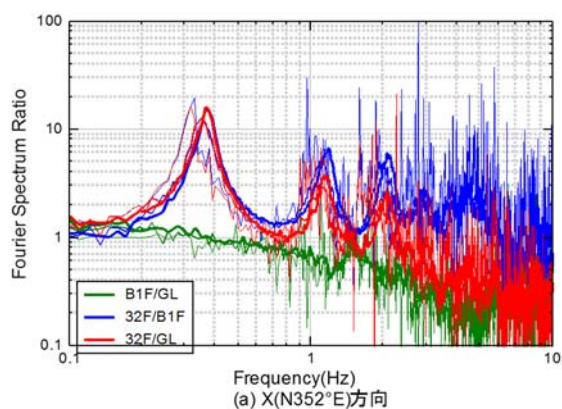


図 2.2-1 フーリエスペクトル比
(2011.0311 以後、SN2、Parzen=0.0Hz)

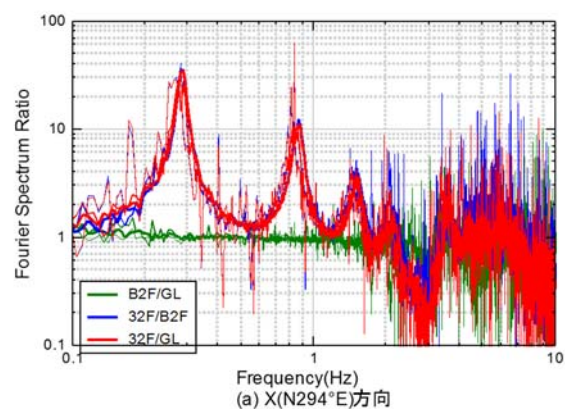


図 2.2-2 フーリエスペクトル比
(2011.0311 以後、CG7、Parzen=0.0Hz)

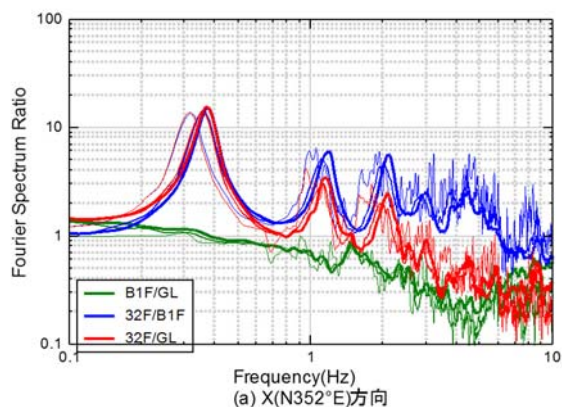


図 2.2-3 フーリエスペクトル比
(2011.0311 以後、SN2、Parzen=0.05Hz)

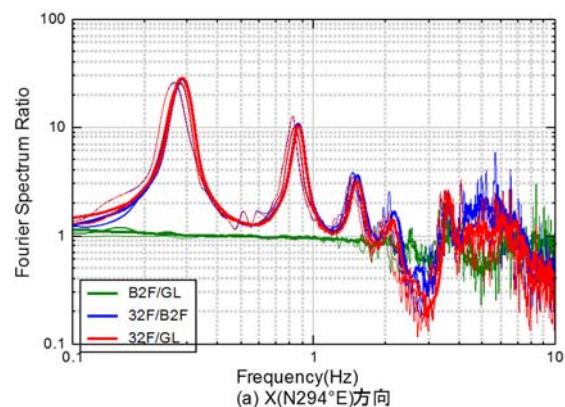


図 2.2-4 フーリエスペクトル比
(2011.0311 以後、CG7、Parzen=0.05Hz)

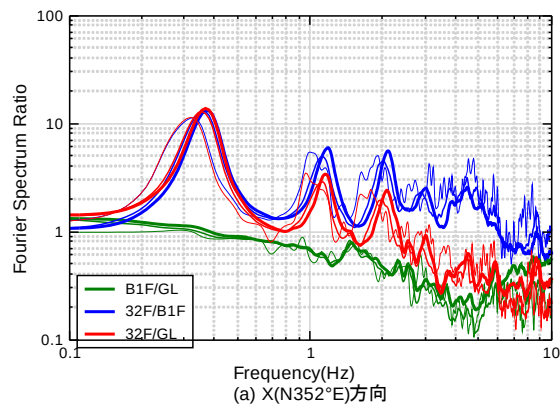


図 2.2-5 フーリエスペクトル比
(2011.0311 以後、SN2、Parzen=0.1Hz)

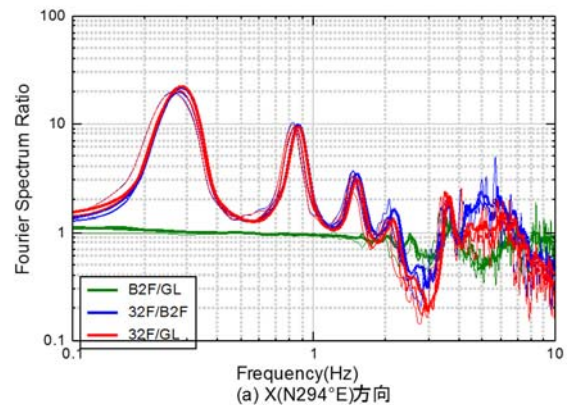


図 2.2-6 フーリエスペクトル比
(2011.0311 以後、CG7、Parzen=0.1Hz)

結果として、幅を 0.1Hz とすると、スペクトル比のピークがやや丸みを帯びるようになり、かつ、ピーク高さが低くなる傾向が見られる。また、超高層の場合には、平滑化を行わなくても、比較的明瞭なフーリエスペクトル比のピークが見出されることが分かる。しかしながら、中低層の場合には、一般的に、記録にノイズが含まれることが多くなり、この場合には、フーリエスペクトル比のピークを見出すには、フーリエスペクトル比に対する平滑化が必要になってくる。本研究では、どちらかと言えば超高層建築物よりは中低層建築物の振動特性を把握することを重視しており、平滑化のための幅を建築物高さに応じて変えることも煩雑であることから、中低層から超高層まで平滑化の幅を一律に 0.1Hz としている。

2.3 建築物区分に応じた地震観測記録の整理結果

2.3.1 建築物区分について

一般に、地盤 - 構造物の影響は低層建築物の地震応答に現れ易いと考えられることから、観測建築物を階数等に基づきいくつかに分けた上で、区分ごとに表 2.3-1 の観測建築物を取り上げて、地震観測記録に現れる地盤 - 構造物の動的相互作用の影響について考察する^{注1)}。

2.2 節で定めた整理項目の中から、まず、振動数領域における動的相互作用の影響を把握するため、フーリエスペクトル比の整理結果に着目して各建築物で比較する。次に、地盤 - 構造物の動的相互作用の影響の相違が時間領域での最大応答にどのように影響するかを見るため、本節では、特に、表 2.2-1 中の(2.1)式による等価卓越振動数 f_A と最大加速度比関係に着目して、各建築物で比較する。

表 2.3-1 中の各建築物は、地震記録が比較的多く得られており、かつ、地盤特性がボーリング調査と PS 検層により明らかにされている。

表 2.3-1 本節での検討対象建築物

階数等区分	建築物記号	概要	表層地盤の卓越周期(s)
I (5F 以下)	UTM	3F+B1F、直接基礎	0.08
	EDG	3F、杭基礎	0.68
	TKS	5F、杭基礎	0.46
II (6F～10F)	NIT	6F、杭基礎	0.95
	ANX	8F+B1F、直接基礎	0.66
III (11F～20F)	OHJ	11F、杭基礎	0.73
	NRK	11F、杭基礎	0.20
	UKM	20F、杭基礎	0.89
IV (21F～)	HMB	30F、杭基礎	1.20
	SN2	32F+B1F、連壁基礎	1.12
	CG7	33F+B2F、直接基礎	0.24
V 免震	MRM	6F、杭基礎	0.57

注 1) 表中の 12 棟のうち、UTM、EDG、TKS、NIT、ANX、UKM 及び SN2 の 7 棟についてはシミュレーション解析を実施している。これらの結果については本書別添に示す。

2.3.2 区分Ⅰ(5F以下)の建築物について

本節で検討対象とする3棟の建築物の概要を表2.3-2に示す。

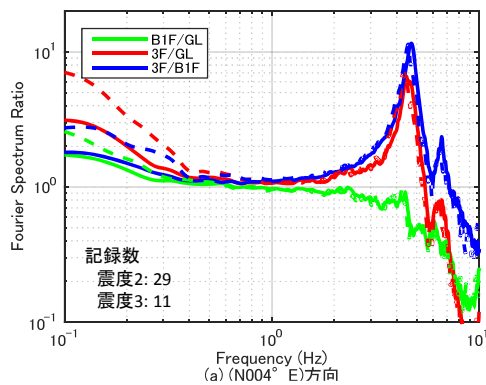
3棟の建築物とも建築物平面形は長方形であり、以下においては短辺方向及び長辺方向と方向を区別して、各方向についての地震記録の整理結果を示す。なお、TKSは、平面寸法が7m×66mで、高さ14mの板状建築物であり、他の2棟と比較し、細長い建築物となっている。

図2.3-1～2.3-3は、2011年東北地方太平洋沖地震以降に観測された地震に対するフーリエスペクトル比の整理結果である。グラフでは、周辺地盤地表での震度2～4の範囲で、震度毎の平均値を示している。UTMの場合には震度4の記録が無いが、震度2と3で大きな違いはない。また、EDGの場合には、震度4の記録もあるが、各フーリエスペクトル比で震度による違いはあまり見られない。以上に示される範囲では建築物の剛性、減衰及び地盤ばねとも振幅依存性はあまり大きくなく、ほぼ線形に留まっていると判断される。TKSの場合には、点線で示される震度4の場合に、特に長辺方向において、緑線の1F/GLと赤線の5F/GLのピークが低振動数側に移動する傾向が見て取れる。青線の5F/1Fのピークは震度に応じあまり変動しないので、TKSの場合には、これをスウェイロッキングモデル(SRモデル)として考えた場合にスウェイばねが非線形化し易い傾向にあると考えられる。

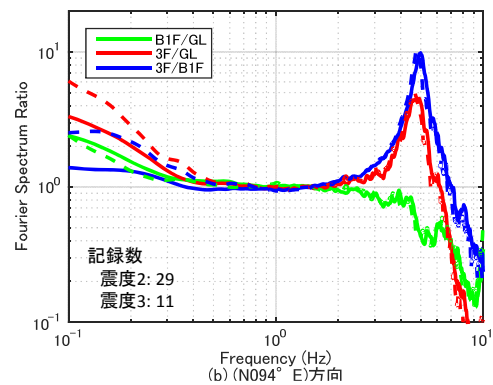
各建築物で、赤線で示すフーリエスペクトル比TOP/GL(最上階/地表)と、青線で示すフーリエスペクトル比TOP/BASE(最上階/最下階)とを比較する。UTMの場合には、赤線と青線がピークとなる振動数にほとんど差がみられない。一方、EDG及びTKSの場合には、青線がピークとなる振動数に対し、赤線がピークとなる振動数は明らかに低振動数側に移動している。フーリエスペクトル比TOP/GLとTOP/BASEの差は、SRモデルとして考えた場合のスウェイばねの影響程度に対応する。EDG及びTKSの場合にはスウェイばねの変形が建物変形に比して大きくなり易く、これにより赤線のピーク位置が低振動数側に移動したのと考えられる。

表 2.3-2 建築物概要

	UTM	EDG	TKS
外観			
建設地	栃木県宇都宮市	千葉県野田市	千葉県千葉市
用途	事務所	事務所	集合住宅
階数	3F+B1F	3F	5F
高さ(m)	16.1	13.58	13.75
代表階平面寸法(m)	14.0×36.0	23.0×18.0	7.0×66.0
主体構造	RC造	RC造	RC造
基礎構造	直接基礎	杭基礎	杭基礎

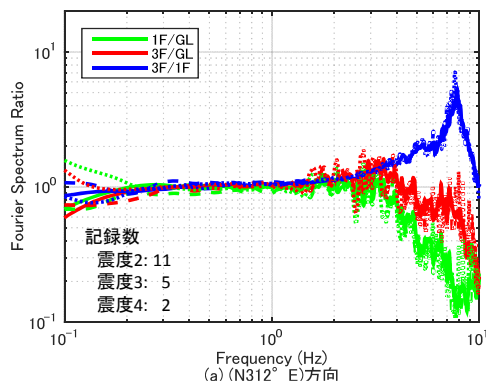


X: 短辺方向

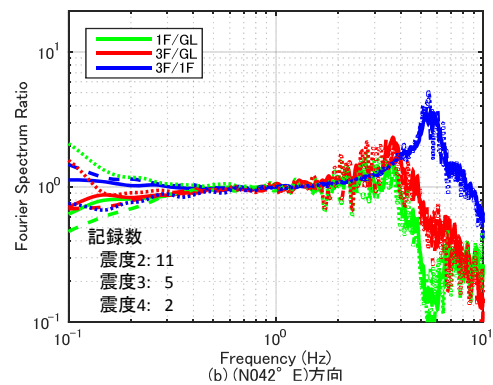


Y: 長辺方向

図 2.3-1 震度毎の平均スペクトル比(UTM, 311 後), ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3

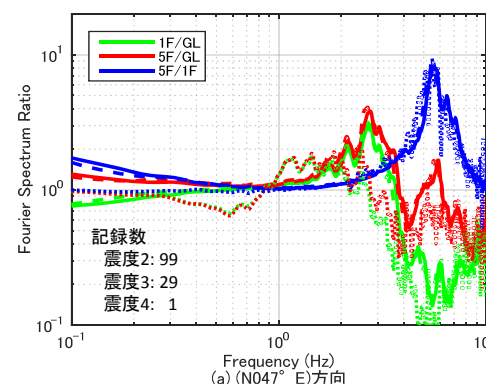


X: 短辺方向

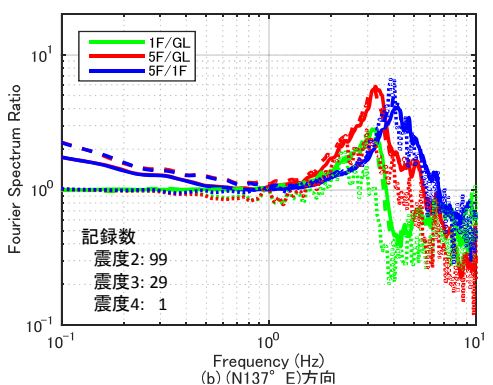


Y: 長辺方向

図 2.3-2 震度毎の平均スペクトル比(EDG, 311 後), ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4



X: 長辺方向



Y: 短辺方向

図 2.3-3 震度毎の平均スペクトル比(TKS, 311 後), ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4

杭基礎の EDG と TKS で、フーリエスペクトル比の整理結果を比較する。EDG と TKS で赤線のピーク高さを比較すると、EDG の方が明らかにピークは低くなっている。赤線がピークとなる振動数近辺においては、緑線で示されるフーリエスペクトル比 $1F/GL$ とほとんど差が見られない。また、EDG では青線で示されるフーリエスペクトル比 $3F/1F$ のピークも、短辺、長辺方向とも比較的低くなっている。

別添第 3 章では、このようなフーリエスペクトル比の特性がシミュレーション解析によって再現できるか検証した上で、フーリエスペクトル比 $3F/1F$ が小さくなった要因として、杭支持層の剛性が比較的小さく、層の厚さも薄いため、杭先端が沈み込み又は引っ張り上げられて建築物基礎にロッキングが生じたためとしている。ただし、図 2.3-2 を見ると、短辺方向で、青線には 8Hz 近傍で際立ったピークがあるが、シミュレーションではこのようなピークまで再現されていない。

TKS の場合には、青線で示すフーリエスペクトル比 $5F/1F$ のピーク位置が、短辺方向では、長辺方向よりも低振動数側にある。これは短辺方向では回転地盤ばねの剛性が長辺方向に比して小さいためと考えられる。別添第 4 章に示すシミュレーション解析によっても上部構造に回転ばねを取り付けたロッキングモデルの固有値解析によって、回転変形を考えた場合には長辺方向より、短辺方向の方が、青線のピークに対応するロッキングモデルの 1 次固有周期は長くなることが確かめられている。

なお、TKS では、短辺方向の両端に地震計を設置しており、ロッキングの計測が可能である。図 2.3-4 では、フーリエスペクトル比 $5F/GL$ 及び $5F/1F$ に加え、 $5F/(1F+H\theta)$ を示している。ピンク線で示す $5F/(1F+H\theta)$ のピーク位置は上部構造の固有振動数に対応するが、明確なピークは現れず、記録には何らかのノイズが生じているものと考えられる。しかしながら、回転地盤ばねの影響を受けるフーリエスペクトル比 $5F/1F$ は、明らかに $5F/(1F+H\theta)$ より低振動数側に位置しており、回転地盤ばねの影響によって固有振動数が長くなっていることを裏付けている。

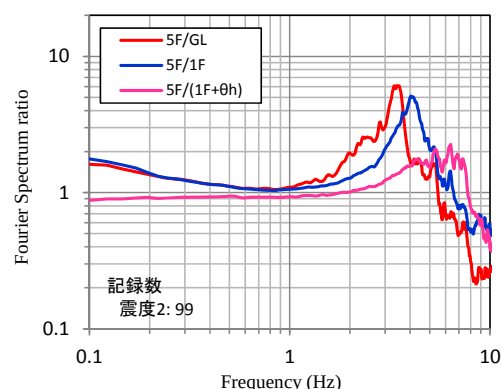


図 2.3-4 TKS の短辺方向の平均フーリエスペクトル比(311 後、震度 2)

各建築物で、緑線で示すフーリエスペクトル比 $BASE/GL$ を比較する。フーリエスペクトル比 $BASE/GL$ には上部構造の慣性力の影響が含まれるが、概ね基礎入力動に対応すると考えられる。3 棟の場合とも、入力損失効果によって、高振動数側では明らかに 1.0 を下回るようになる。

赤線で示されるフーリエスペクトル比 TOP/GL のピーク位置近傍でのフーリエスペクトル比

BASE/GL の様相に着目する。赤線のピークが位置する振動数は、地盤 - 構造物相互作用系の 1 次固有振動数に対応する。UTM では、赤線のピークは長辺、短辺方向とも約 4.5Hz にあるが、この近傍においても、緑線は明らかに 1.0 を下回っている。UTM は半地下階を有しており、これによる根入れ効果が現れたものと考えられる。この緑線が 1.0 を下回っていることに対応して、赤線のピーク高さも、青線のピーク高さより明らかに低くなっている。このことにより、根入れによる入力損失効果によって、地表で設定された地震動に対する上部構造の地震応答倍率は、最下階で設定された地震動に対する場合より低減され得ると予想される。

これに対し、EDG 及び TKS の場合には、上部構造の慣性力の影響もあるため、グラフから直ちにフーリエスペクトル比 BASE/GL が 1.0 を下回っているかどうかは判別しづらい。そのため、別添第 3 章及び第 4 章ではシミュレーション解析により上部構造慣性力の影響を取り除いた基礎入力動を求めている。その結果、EDG 及び TKS の場合とも、2Hz 前後から基礎入力動が地表面応答より低減されることが示されている。こうした入力損失効果が建築物の地震応答低減にどれほど寄与するかは、第 3 章の課題とする。

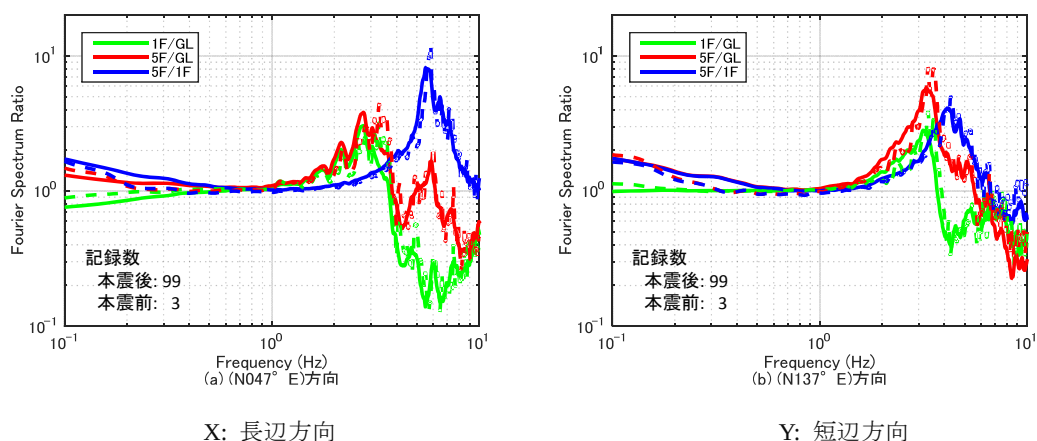


図 2.3-5 311 前後の平均フーリエスペクトル比(TKS, 震度 2), ※実線: 本震後、破線: 本震前

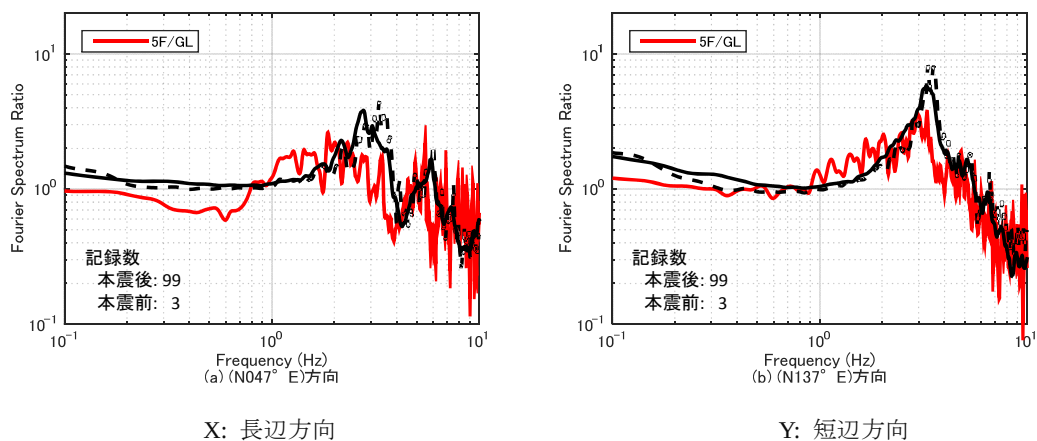


図 2.3-6 311 本震と震度 2 の地震の比較(TKS, 5F/GL), ※黒実線: 本震後、黒破線: 本震前

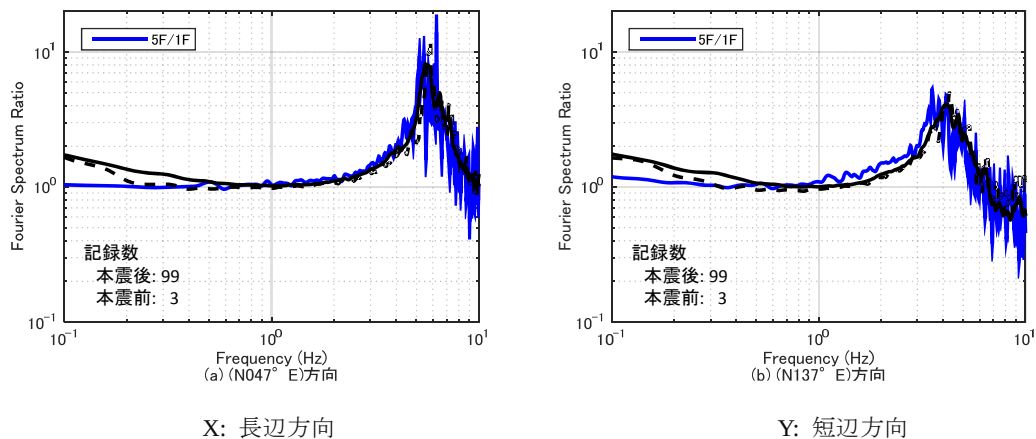


図 2.3-7 311 本震と震度 2 の地震の比較(TKS, 5F/1F), ※黒実線: 本震後、黒破線: 本震前



(a) 北東床下屋内 (b) 南西妻側屋外

写真 2.3-1 液状化の様相



写真 2.3-2 周辺地盤の液状化の様相

TKS については、2011 年東北地方太平洋沖地震が観測されている。図 2.3-5 は、この地震前後で震度 2 の地震におけるフーリエスペクトル比を比較している。差はあまり生じていない。

図 2.3-6 及び図 2.3-7 は、本震時と、本震前後の震度 2 の記録のフーリエスペクトル比 5F/GL と 5F/1F とを比較している。図 2.3-6 の 5F/GL の場合には、図 2.3-7 の 5F/1F の場合と比較し、本震時でのピークが低振動数側に移動し、かつピーク高さも低くなっている。写真 2.3-1 及び写真 2.3-2 は地震直後の建築物床下と側面及び周辺地盤での液状化の様相を示すものである。別添第 4 章のシミュレーション解析では、TKS での地盤モデルについて有効応力解析を実施している。その結果、深さ 3m~8m で液状化したと推定されている。これらを踏まえると、本震時におけるフーリエスペクトル比 5F/GL の変化には液状化による地盤ばねの剛性低下の影響が反映されたと見なせ

る。一方、5F/1F にはあまり大きな変化は見られないことから上部構造は弾性を保持したと考えられる。また、図 2.3-5 で、フーリエスペクトル比 5F/GL が本震前後であまり変わらないのは地盤ばねの剛性が地震後においてある程度回復したためと考えられる。

以上より、UTM のフーリエスペクトルの整理結果には、特に入力損失効果の影響が現れ、EDG 及び TSK の結果には、地盤ばねの影響が明らかに現れていることを示した。地盤ばねの影響は慣性の相互作用の影響ともいえる。これらの時間領域での最大応答に対する影響を、特に、等価卓越振動数 f_A と最大加速度比(TOP/GL,BASE/GL)との関係に着目して概観する。

図 2.3-8 は、UTM の長辺方向と TKS の短辺及び長辺方向の整理結果を示している。各図において、図 2.3-1 及び図 2.3-3 の震度 2 のフーリエスペクトル比 TOP/GL の平均(赤線)がピークとなる振動数を▲印で示している。図 2.3-8 に示す結果は振動数依存性のあることを示しており、最大加速度比(TOP/GL)は▲印の近傍で大きくなる傾向がある。この最大加速度比を相互に比較すると、UTM の場合が他と比較し、小さくなる傾向が認められる。緑で示す加速度比(BASE/GL)が他と比較し、1.0 を大きく下回っていることから、この結果には入力損失効果が働いたものと推定される。TKS の場合には短辺方向の方が長辺方向より最大加速度比(5F/GL)は大きくなる傾向にある。

これらの結果は、次項で示す区分Ⅱの ANX の場合等、地盤 - 構造物の動的相互作用があまり影響しない建築物の結果と比較すると、総じてより小さくなる傾向が認められる。

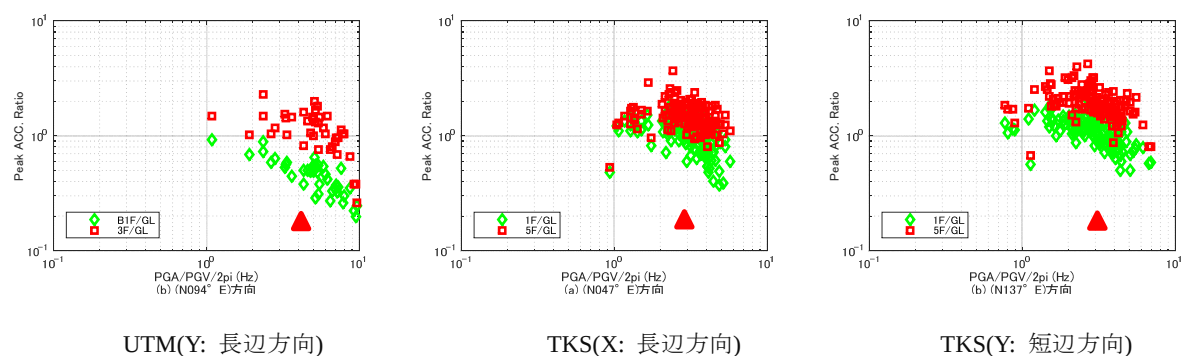


図 2.3-8 等価卓越振動数 f_A と最大加速度比 (BASE/GL, TOP/GL) の関係

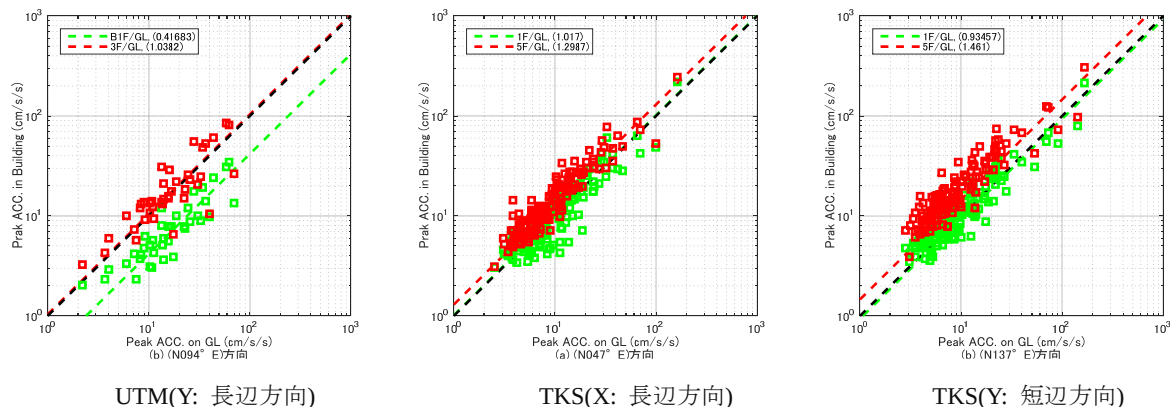


図 2.3-9 PGA と PBA 及び PTA の関係

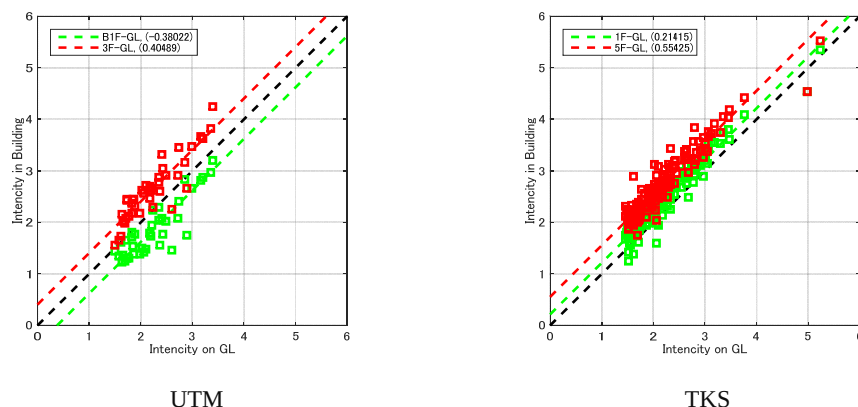


図 2.3-10 GL の計測震度と、最下階及び最上階の計測震度の関係

周辺地盤と建築物内で、単純に最大加速度と計測震度を比較した整理結果も見ておくことにする。図 2.3-9 は UTM の長辺方向と TKS の長辺方向及び短辺方向についての最大加速度に関する整理結果であり、図 2.3-10 は計測震度に関する整理結果である。

各グラフで回帰直線が引かれており、また、その傾きが凡例部分に書き入れてある。

図 2.3-9 において緑で示す PGA(地表での最大加速度)と PBA(最下階最大加速度)の關係に着目する。UTM の場合には PBA は PGA の 0.42 倍となっている。TKS の場合には、短辺方向で PBA は PGA の 0.93 倍、長辺方向で 1.02 倍となる。フーリエスペクトル比の整理結果によると、TKS の場合は慣性の相互作用の影響が現れ、これにより上部構造の応答は基礎固定系と見なした場合より低減されることもあり得ると予想されるが、単純な建築物の内と外での最大加速度の比較結果から見ると、あまり地震力は低減されず、長辺方向のように、むしろ増大されることもあるという結果となる。

計測震度の場合については、UTM の場合、建築物最下階の計測震度と周辺地盤の計測震度の差は-0.380 となり建築物内では外よりも計測震度は小さくなる。一方、TKS の場合、この差は+0.21 となって建築物内では外よりも逆に計測震度は大きくなる。このような建築物内部での震度の増大は、図 2.3-3 に示される通り、TKS の場合にはフーリエスペクトル比 BASE/GL(緑線)が UTM より増幅される結果となっていることと整合していると考えられる。

2.3.3 区分Ⅱ (6F～10F)の建築物について

本節で検討対象とする2棟の建築物の概要を表2.3-3に示す。

いずれも建築物平面形は長方形であり、以下においては短辺方向及び長辺方向と方向を区別して、各方向についての地震記録の整理結果を示す。

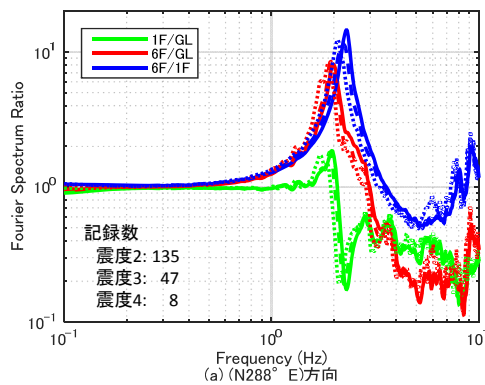
図2.3-11及び図2.3-12は、2011年東北地方太平洋沖地震以降に観測された地震に対するフーリエスペクトル比を震度毎に平均してグラフ化したものである。震度毎の違いを見た場合、図2.3-12に示されるANXの長辺方向及び短辺方向とも、点線の震度4の場合に赤色のフーリエスペクトル比8F/1Fと青色の8F/B1Fとも、ややピーク位置が高くなり、かつ、低振動数側に移動する様相が目立つのが特徴的である。

各建築物で、赤線で示すフーリエスペクトル比TOP/GL(最上階/地表)と、青線で示すフーリエスペクトル比TOP/BASE(最上階/最下階)とを比較する。NITの場合には、区分ⅠのEDG及びTKSの場合と同様、赤線のピークは青線のピークより低振動数側に位置する。ただし、赤線と青線のずれ具合は区分Ⅰの場合より小さい。ANXの場合には赤線と青線はほとんど一致しており、これにより地盤ばねの変形は小さく慣性の相互作用の影響は少ないと見なせる。

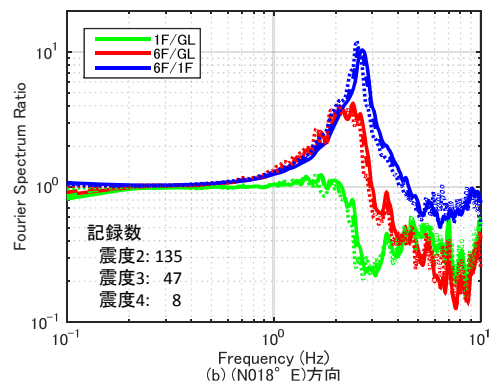
各建築物で、緑線で示すフーリエスペクトル比BASE/GLを比較する。いずれも、より高振動数側で、1.0を下回るようになる傾向が見られる。赤線のピーク位置でのフーリエスペクトル比BASE/GLに着目する。

表 2.3-3 建築物概要

	NIT	ANX
外観		
建設地	埼玉県南埼玉郡	茨城県つくば市
用途	学校校舎	事務所
階数	6F	8F+B1F
高さ(m)	30.0	35.4
代表階平面寸法(m)	63.0×25.0	26.0×21.0
主体構造	RC造	SRC造
基礎構造	杭基礎	直接基礎

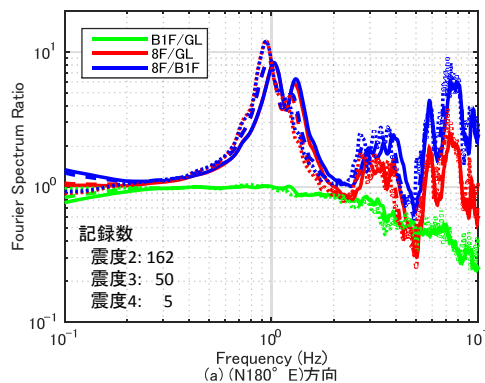


X: 長辺方向

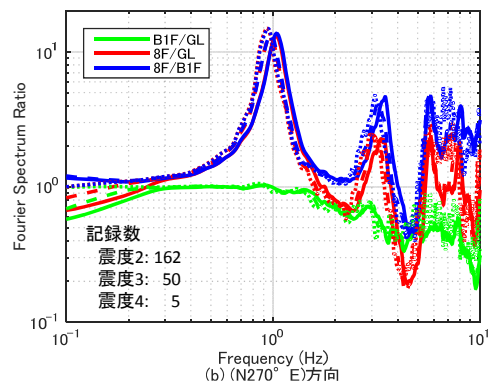


Y: 短辺方向

図 2.3-11 震度毎の平均スペクトル比(NIT, 311 後), ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4



X: 長辺方向



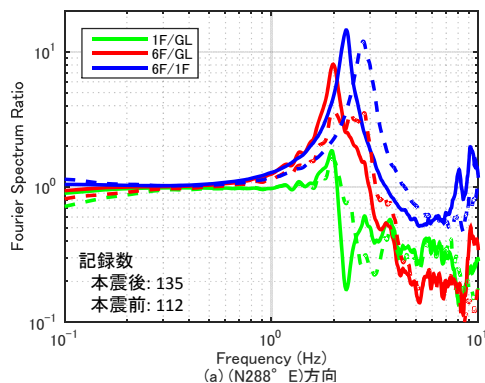
Y: 短辺方向

図 2.3-12 震度毎の平均スペクトル比(ANX, 311 後), ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4

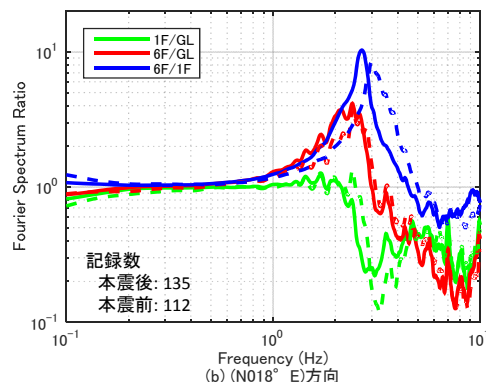
図 2.3-11 の NIT の場合には赤線のピークは長辺方向で 2Hz 近傍に、短辺方向で 2Hz 強のところに位置する。これらの位置での緑線の様相を見てみると、上部構造の慣性力の影響もあり、特に長辺方向では、1.0 を下回るか否かは直ちには判別しづらい。別添第 5 章によると、上部構造を取り去ったシミュレーション解析の結果(3.9 地震の場合)から、これらの振動数域での基礎入力動/GL の伝達関数の値は 0.9 前後と推定されている。なお、別添第 5 章では、基礎入力動/GL を推定するに当たり、基礎杭のほか、基礎梁と部分ピットの埋込みまでモデル化することによって、地震記録との整合性が得られるとしている。よって、本建築物の入力損失にはこれらの埋め込みも影響していると考えられる。

図 2.3-12 の ANX の場合は、赤線のピークは長辺、短辺方向とも 1Hz 近傍に位置する。緑線のフーリエスペクトル比 B1F/GL に現れる上部構造慣性力の影響は NIT の場合ほど大きくないが、この振動数域においてフーリエスペクトル比 B1F/GL の低減程度は小さく、どの程度 1.0 を下回っているか、グラフからはやはり判別しづらい。別添第 6 章での基礎入力動の解析結果によると、振動数 1Hz で約 0.9 と推定されている。

NIT 及び ANX の場合とも 2011 年東北地方太平洋沖地震及びその前後での記録が得られている。

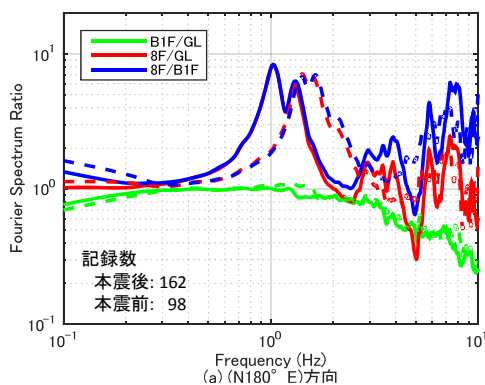


X: 長辺方向

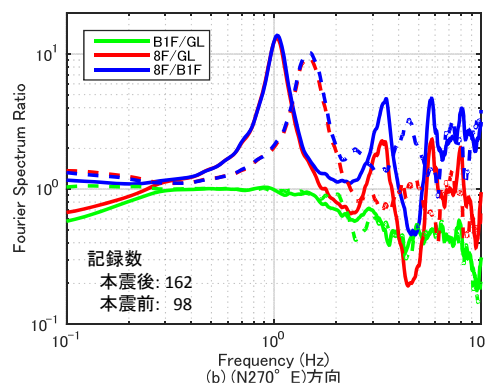


Y: 短辺方向

図 2.3-13 311 前後の平均フーリエスペクトル比(NIT, 震度 2), ※実線: 本震後、破線: 本震前



X: 短辺方向



Y: 長辺方向

図 2.3-14 311 前後の平均フーリエスペクトル比(ANX, 震度 2)

図 2.3-13 及び図 2.3-14 では、本震前後での震度 2 の地震に対する平均フーリエスペクトル比を比較している。

図 2.3-13 の NIT の場合、青線のフーリエスペクトル比 6F/1F のピークが本震後に低振動数側に移動している。これにより上部構造が何らかの損傷を受けたと推定される。建築物管理者へのヒアリングにより、本震時に 1F での耐力壁にひび割れが生じ、補修工事が行われたことが確認されている。赤線のフーリエスペクトル比 6F/1F との関係で見た場合、本震後も青線はこれと一致せず、依然、両者のピークはずれたままとなっている。ただし、長辺方向において本震後のフーリエスペクトル比 6F/1F を示す赤の実線は、本震前の 6F/1F を示す破線より、ピーク位置が高くなっている。

図 2.3-14 の ANX の場合においても、青線のフーリエスペクトル比 8F/B1F のピークは本震後に低振動数側に移動している。やはり上部構造の損傷が予想されるが、事実、本震で建築物が損傷したため、補修工事が行われている。赤線のフーリエスペクトル比 8F/B1F との関係で見た場合は、本震前後とも、赤線と青線両者のピークはほぼ一致したままである。

前述の TKS のように本震時に地盤ばねのみが非線形化した場合と異なり、上部構造が非線形化した場合は、剛性等が元に回復しづらく、本震前後でフーリエスペクトル比の様相が異なる結果となった。図 2.3-15 及び図 2.3-16 では NIT 及び ANX の上部構造の 1 次固有周期の推移に関する整理結果を示している。

これらの図では横軸は西暦としている。2011 年で固有振動数の急激な低下が生じたことが分かる。その後、固有振動数には若干の回復傾向はみられるが、2011 年以前よりは固有振動数は高くなっていない。このことの影響が、図 2.3-13 及び図 2.3-14 の結果に現れたものと考えられる。

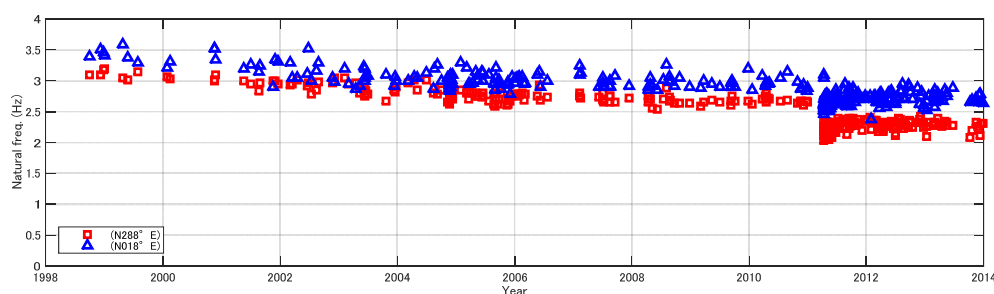


図 2.3-15 固有振動数の経年推移 (6F/1F, NIT)

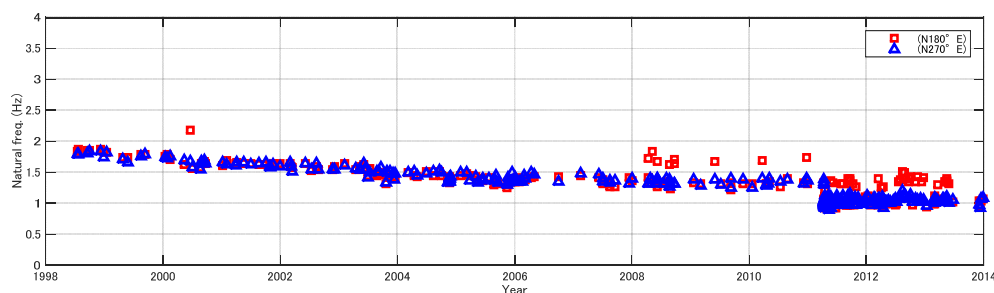


図 2.3-16 固有振動数の経年推移 (8F/B1F, ANX)

以上より、NIT のフーリエスペクトルの整理結果には、区分 I の EDG, NIT の場合と同様に、慣性の相互作用の影響が現れていることを示した。ANX の場合には、フーリエスペクトル比 B1F/GL には入力損失の効果が現れているが、区分 I の UTM の場合と異なり、フーリエスペクトル比 8F/GL 及び 8F/B1F のピークにはほとんど差が出ないことから、この入力損失の効果は上部構造の応答にはあまり影響しないと推定されることを示した。

このような地盤 - 構造物の動的相互作用の出現の違いによるこれらの時間領域での最大応答に対する影響程度を、特に、等価卓越振動数 f_A と最大加速度比(TOP/GL, BASE/GL)との関係に着目して概観する。

図 2.3-17 は、NIT の長辺及び短辺方向と ANX の短辺の整理結果を本震前後まとめて示している。各図において、図 2.3-11 及び図 2.3-12 の震度 2 の平均フーリエスペクトル比 TOP/GL(赤線)がピークとなる振動数を▲印で示している。

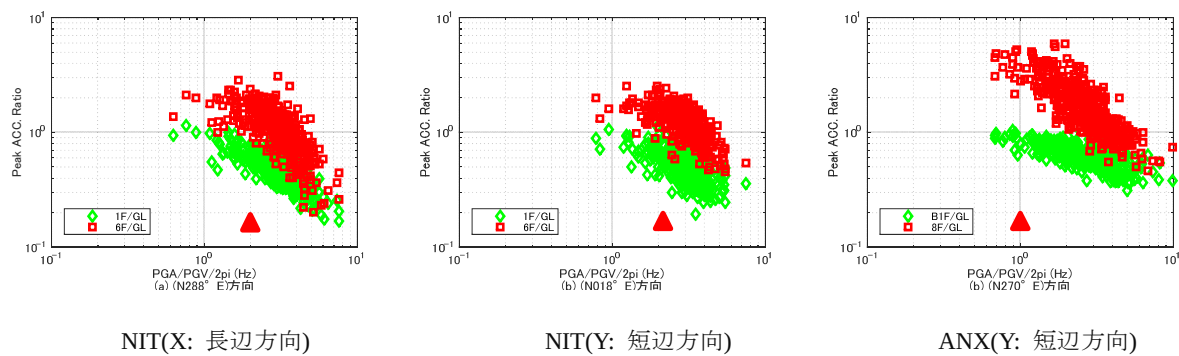


図 2.3-17 等価卓越振動数 f_A と最大加速度比 (BASE/GL, TOP/GL) の関係

図 2.3-17 に示す結果は振動数依存性のあることを示しており、最大加速度比(TOP/GL)は▲印の近傍で大きくなる傾向がある。この最大加速度比を相互に比較すると、ANX では NIT より加速度比(TOP/GL)は大きくなる傾向が見てとれる。

2.3.4 区分Ⅲ(11F～20F)の建築物について

本節で検討対象とする3棟の建築物の概要を表2.3-4に示す。

いずれも建築物平面形は長方形であり、以下においては短辺方向及び長辺方向と方向を区別して、各方向についての地震記録の整理結果を示す。

NRKとOHJの上部構造は同種のものであるが、地盤条件が異なる。

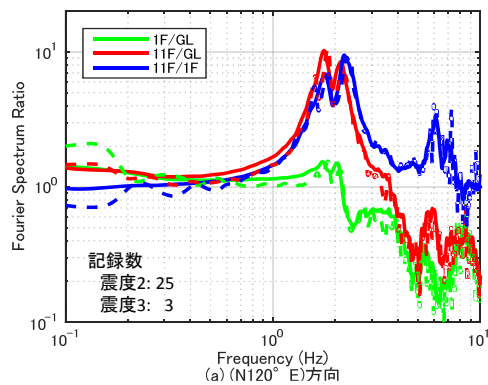
地盤の概要を表2.3-5に確認しておく。両者とも場所打ち杭で支持されており、その支持層はNRKの場合は深さ9.5mの砂礫層($V_s=510\text{m/s}$)であり、OHJの場合は深さ25mの砂礫層($V_s=500\text{m/s}$)である。OHJの場合には、深さ13mまで V_s が100m/s程度の軟弱層が出現しているのが特徴的である。

表 2.3-4 建築物概要

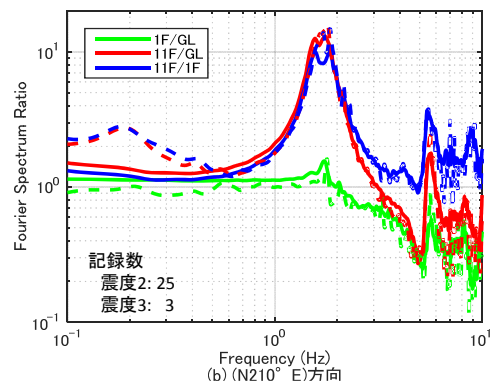
	NRK	OHJ	UKM
外観			
建設地	神奈川県横浜市	東京都北区	東京都北区
用途	集合住宅	集合住宅	集合住宅
階数	11F	11F	20F
高さ(m)	29.5	30.95	59.9
代表階平面寸法(m)	45.0×6.9	8.35×78	38.85×33.3
主体構造	RC造	RC造	RC造
基礎構造	杭基礎	杭基礎	杭基礎

表 2.3-5 NRKとOHJの工学的基盤からの地盤の伝達関数

NRK				OHJ			
層厚 (m)	地盤種別	S波速度 (m/s)	密度 (t/m ³)	層厚 (m)	地盤種別	S波速度 (m/s)	密度 (t/m ³)
2.8	埋土	160	1.6	2.0	埋土	150	1.6
1.9	埋土	160	1.6	3.5	ローム	65	1.45
1.75	埋土	140	1.6	3.5	細砂	95	1.5
2.15	粘性土シルト	140	1.5	4.0	砂礫	90	1.55
0.9	シルト混じり砂礫	250	1.8	5.0	粘土	135	1.6
—	砂礫	510	1.9	7.0	砂質粘土	230	1.7
				—	砂礫	500	1.9

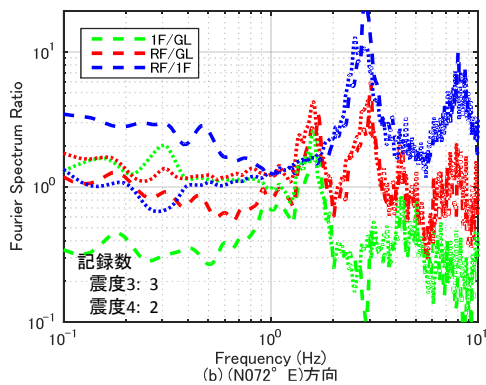


X: 長辺方向

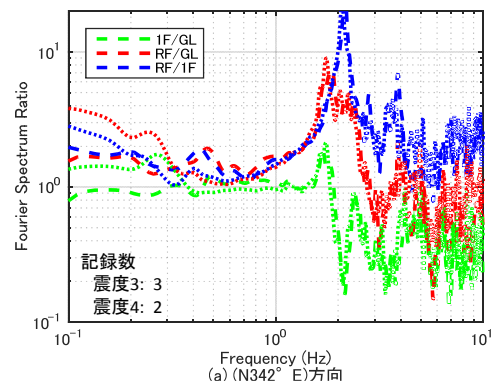


Y: 短辺方向

図 2.3-18 震度毎の平均スペクトル比 (NRK, 311 後), ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3

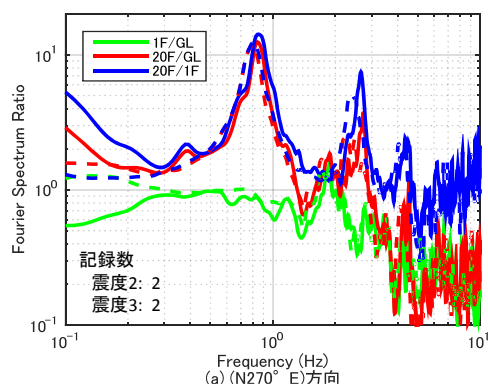


Y: 長辺方向

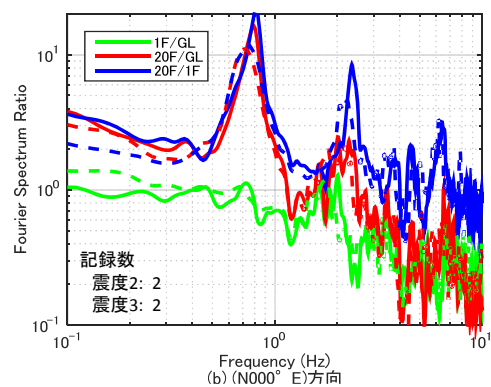


X: 短辺方向

図 2.3-19 震度毎の平均スペクトル比 (OHJ, 311 前), ※破線: 震度 3, 点線: 震度 4



X: 長辺方向



Y: 短辺方向

図 2.3-20 震度毎の平均スペクトル比 (UKM, 311 後), ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3

NRK の場合は 2011 年東北地方太平洋沖地震(本震)での記録も観測しているが、構造物は無傷であり、非線形現象は生じなかった。OHJ は 1991 年に観測を終了し、UKM は 2012 年から観測を開始している。よって、本節では本震前後で比較したフーリエスペクトル比の整理結果については記載を省略する。

図 2.3-18～図 2.3-20 は、震度毎のフーリエスペクトル比の平均を示したものである。図 2.3-18 の NRK と図 2.3-20 の UKM は本震以降の記録を整理したものであり、図 2.3-19 の OHJ は本震以前の記録を整理したものである。

各建築物で、赤線で示すフーリエスペクトル比 TOP/GL(最上階/地表)と、青線で示すフーリエスペクトル比 TOP/BASE(最上階/最下階)とを比較する。

全て杭基礎であるが、OHJ のみ様相が異なる。他の 2 棟では赤線と青線のピークがほぼ一致する傾向を示すのに対し、OHJ では、青線のピークに対し赤線のピークは明らかに低振動数側に位置している。

各建築物で、緑線で示すフーリエスペクトル比 BASE/GL を比較する。高振動数側で 1.0 を下回る傾向を示すのはこれまでと同様である。

赤線で示されるフーリエスペクトル比 TOP/GL のピーク位置近傍でのフーリエスペクトル比 BASE/GL の様相に着目する。NRK 及び UKM の場合には、この振動数域でのフーリエスペクトル比 BASE/GL の低下度合いは小さく、ほぼ 1.0 に近い値となっている。OHJ の場合は上部構造の慣性力の影響が大きく 1.0 を下回っているか否か判別はしづらいが、NRK の場合と比較すると、1.0 を下回る傾向は見られるようである。

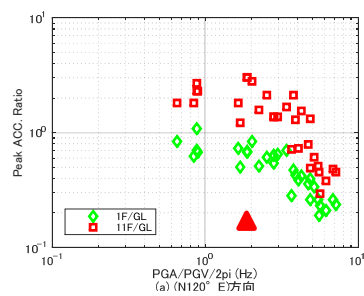
なお、UKM の場合は、長辺及び短辺方向とも、他の場合より 1.0Hz 程度の比較的低い振動数域から緑線のフーリエスペクトル比 BASE/GL は 1.0 を下回るようになっている。また、2.0Hz 弱のところで‘山’が見られる。赤線のフーリエスペクトル比 TOP/GL については、高次の応答に対応する 2Hz 超のところで、青線のフーリエスペクトル比 TOP/1F よりも大きく低減するようになる。これらには表層地盤の増幅特性や地盤ばねの特性が影響していると考えられるが、このような現象が解析で再現できるか、特に地盤ばねの周波数依存性の影響を検討するため、別添第 7 章では本建築物についてシミュレーションを実施している。

以上より、他と比較し OHJ のフーリエスペクトルの整理結果には、慣性の相互作用の影響が現れていることを示した。NRK 及び UKM の場合には、この影響は小さいと考えられる。

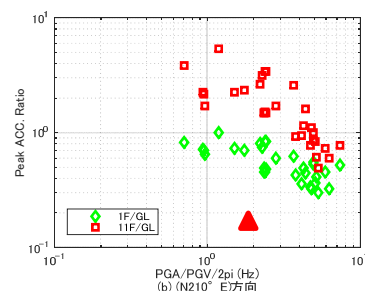
このような地盤 - 構造物の動的相互作用の出現の違いによるこれらの時間領域での最大応答に対する影響程度を、これまで同様、等価卓越振動数 f_A と最大加速度比(TOP/GL,BASE/GL)との関係に着目して概観する。なお、UKM の場合は観測開始から間もなく記録自体の数が少ないほか、建築物の 1 次固有振動数に近い等価卓越振動数の地震も観測されていない。したがって、NRK と OHJ の整理結果のみ示している。また、各図において、図 2.3-18 及び図 2.3-19 の震度 2 の平均フーリエスペクトル比 TOP/GL(赤線)がピークとなる振動数を▲印で示している。

NRK 及び OHJ の両者とも、区分 I の TKS と同じく板状建築物である。長辺方向と短辺方向で比較すると、短辺方向の方が、TOP/GL は大きくなる傾向が見られる。OHJ と NRK で比較した場合には、長辺方向で OHJ の方が TOP/GL は小さくなる傾向にあるようである。ただし、記録の数が少なく、図 2.3-22 の結果のみからは、建築物最大応答に動的相互作用による効果が現れてい

るかどうか判断することは困難である。

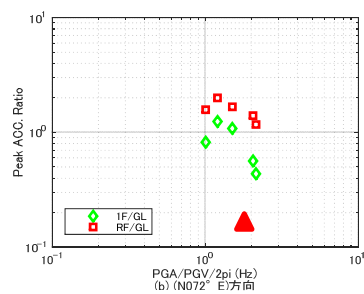


NRK(X: 長辺方向)

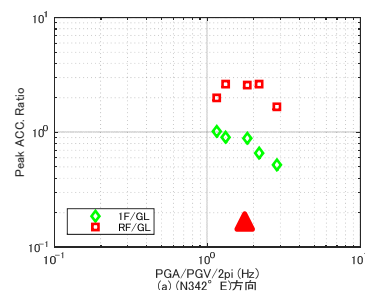


NRK(Y: 短辺方向)

図 2.3-21 等価卓越振動数 f_A と最大加速度比 (BASE/GL, TOP/GL) の関係



OHJ(Y: 長辺方向)



OHJ(X: 短辺方向)

図 2.3-22 等価卓越振動数 f_A と最大加速度比 (BASE/GL, TOP/GL) の関係

2.3.5 区分Ⅳ(21F以上)の建築物について

本節で検討対象とする3棟の建築物の概要を表2.3-6に示す。

いずれも建築物平面形は長方形であり、以下においては短辺方向及び長辺方向と方向を区別して、各方向についての地震記録の整理結果を示す。

3棟の場合とも、2011年東北地方太平洋沖地震(本震)前後の記録が観測されている。

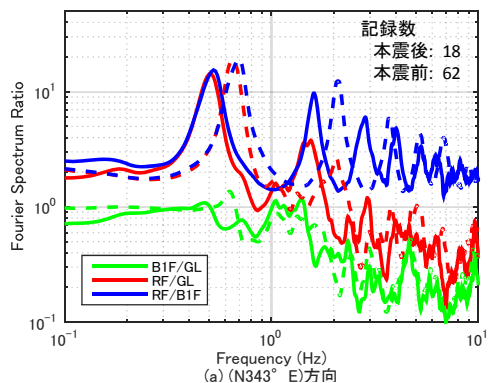
図2.3-23～図2.3-25では、本震前後での震度2の地震に対する平均スペクトル比を比較している。

各建築物で、赤線で示すフーリエスペクトル比 TOP/GL(最上階/地表)と、青線で示すフーリエスペクトル比 TOP/BASE(最上階/最下階)の関係をみた場合、本震の前後で3棟の場合とも両者のピーク位置はほとんど一致している。よって、上部構造の応答に対する地盤ばねの影響は少ないと判断される。

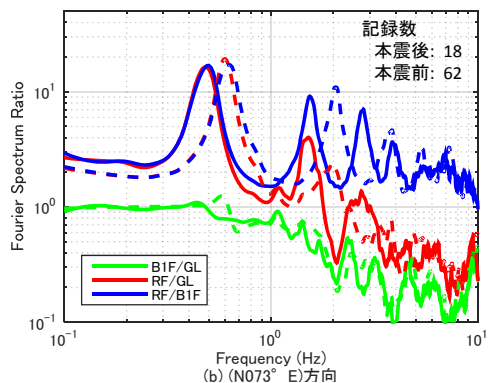
また、(3)項で示した NIT、ANX の場合と同様、3棟の場合とも赤線のフーリエスペクトル比(TOP/GL)と青線のフーリエスペクトル比(TOP/BASE)のピークは本震後に低振動数側に移動している。本震において何らかの損傷が生じたものと判断される。剛性低下型の復元力特性を有する鉄筋コンクリート造と異なり、CG7は鉄骨造の建築物であるが、このような固有周期の伸びは、鉄骨造のCG7の場合にも生じている。

表 2.3-6 建築物概要

	HMB	SN2	CG7
外観			—
建設地	埼玉県草加市	東京都江東区	東京都千代田区
用途	集合住宅	集合住宅	事務所
階数	30F	32F+B1F	33F+B2F
高さ(m)	95.9	97.45	155.82
基準階建築面積(m ²)	2,362	1,596	2,999.69
主体構造	RC 造	SRC 造	S 造
基礎構造	杭基礎	杭基礎+連壁基礎	直接基礎

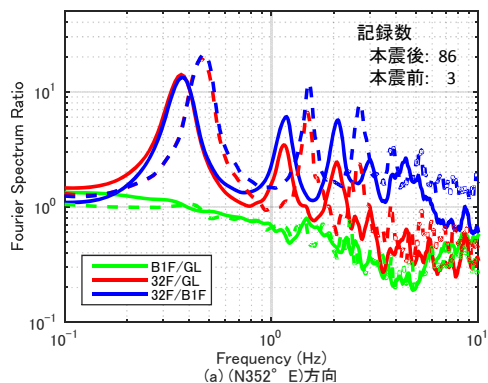


Y: 短辺方向

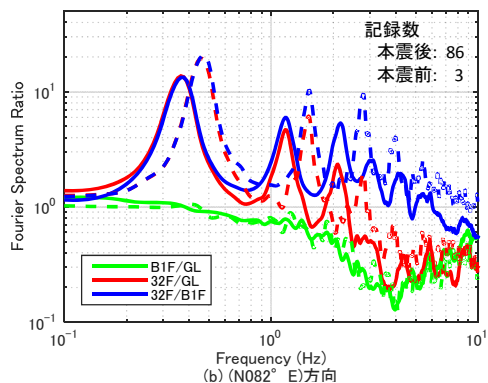


X: 長辺方向

図 2.3-23 311 前後の平均フーリエスペクトル比(HMB, 震度 2), ※実線: 本震後、破線: 本震前

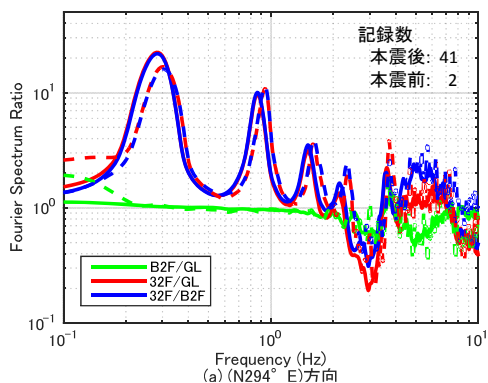


X: 短辺方向

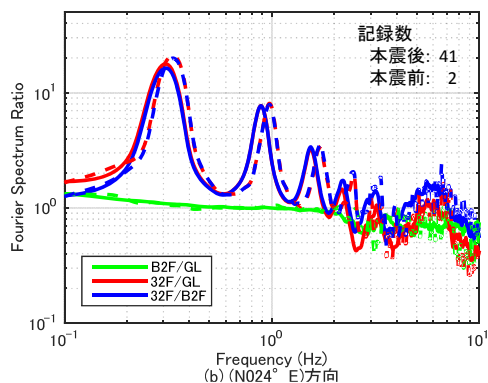


Y: 長辺方向

図 2.3-24 311 前後の平均フーリエスペクトル比(SN2, 震度 2), ※実線: 本震後、破線: 本震前



X: 短辺方向



Y: 長辺方向

図 2.3-25 311 前後の平均フーリエスペクトル比(CG7, 震度 2), ※実線: 本震後、破線: 本震前

各建築物で、緑線で示すフーリエスペクトル比 BASE/GL に着目する。いずれも高振動数側で 1.0 を下回るようになる。SN2 の場合は、1.0Hz より低い振動数域でも 1.0 を下回る様相が見て取れる。一方、CG7 の場合は、表 2.3.1 に示される通り、他の 2 棟と比較して地盤の卓越周期がかなり短いため、 BASE/GL が 1 以下となるのも、かなり高めの振動数領域に限定されている。

SN2 の基礎構造は杭基礎と連壁基礎の併用であるが、連壁基礎を有する建築物での基礎入力動を検討するため、別添第 8 章では SN2 のシミュレーション解析を実施している。この結果によると、連壁基礎は、水平入力動を減じさせる一方、回転入力動を大きくする影響もあると推定されている。

本節で取り上げた 3 棟の場合は、地盤 - 構造物の動的相互作用は建築物応答にあまり影響しないと考えられるが、これまで同様、等価卓越振動数 f_A と最大加速度比(TOP/GL , BASE/GL)との関係に着目する。より広範の振動数の範囲で、記録が得られている HMB の結果を図 2.3-26 に示す。図 2.3-17 の ANX の場合と同様、動的相互作用を受ける建築物と比較し、最大加速度比 TOP/GL は大きくなる傾向が見て取れる。

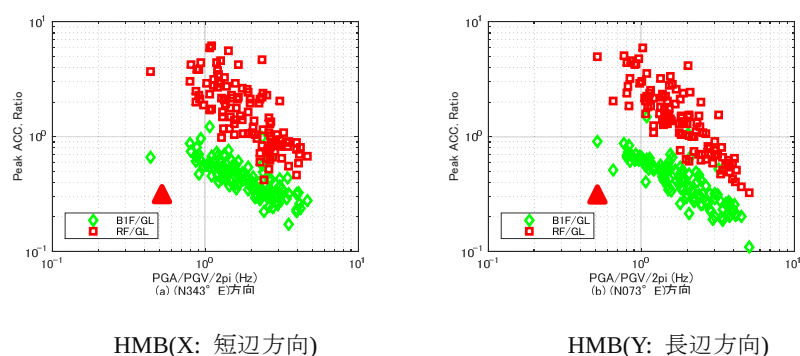


図 2.3-26 等価卓越振動数 f_A と最大加速度比 (BASE/GL , TOP/GL) の関係

2.3.6 区分Ⅴ(免震)の建築物について

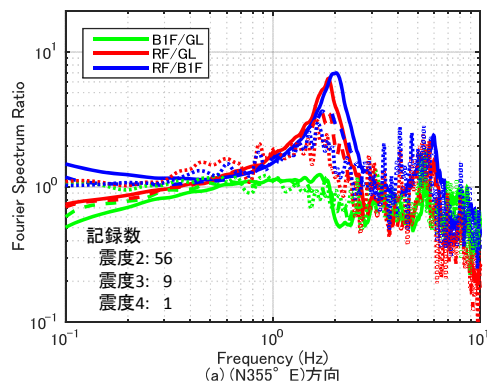
本節で検討対象とする免震建築物の概要を表 2.3-7 に示す。

建築物平面は長方形であるが、両方向で同様の傾向を示すので、以下では短辺方向の地震記録の整理結果のみ示す。図 2.3-27 は 2011 年東北地方太平洋沖地震以降のフーリエスペクトル比の平均を震度別に示したものである。フーリエスペクトル比 RF/GL 及び RF/BF(免震層の下側)の場合とも、震度が大きくなるほど、ピーク位置高さが低くなる。図 2.3-28 は、フーリエスペクトル比(RF/GL)について、2011 年東北地方太平洋沖地震(本震)での記録と震度 2 で観測された記録の整理結果を比較している。震度 2 の地震に対する場合、フーリエスペクトル比(RF/GL)には明確なピークが存在するが、本震時にはピークは低振動数側に移動し、またその形状も不明瞭になっている。この結果から、URM は本震時に長周期化し免震建築物として機能したと判断できる。

図 2.3-29 は、前節までと同様に、等価卓越振動数 f_A と最大加速度比(TOP/GL, BASE/GL)との関係を示している。震度に係らず全ての地震の整理結果を同一のグラフに示している。本震時の記録については↑を示した。全体として振動数依存性のある結果となっており、1Hz から 2Hz にかけて最大加速度比 TOP/GL は大きくなるようである。これは、図に示される震度 4 までのフーリエスペクトル比 RF/GL のピーク位置が存在する振動数域と概ね対応する。しかしながら、図 2.3-26 において、本震時には、その他の地震の場合と比べ、↑記号で示される TOP/GL の値は明らかに小さくなる傾向が現れている。

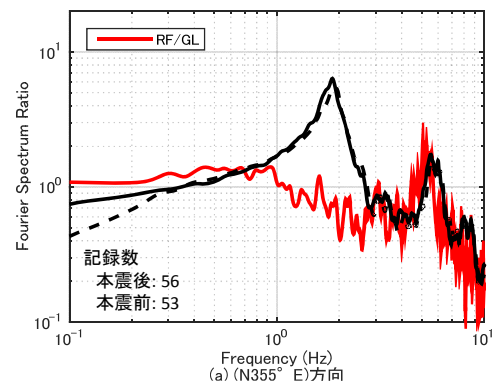
表 2.3-7 建築物概要

	URM
外観	
建設地	神奈川県川崎市
用途	集合住宅
階数	6F
高さ	18.6m
代表階平面寸法(m)	11.4×62.0
主体構造	RC 造、免震
基礎構造	杭基礎



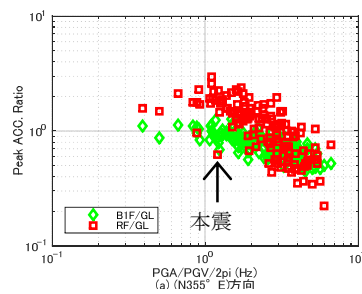
X: 短辺方向

図 2.3-27 震度毎の平均スペクトル比 (311 後)
※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4



X: 短辺方向

図 2.3-28 本震と震度 2 の地震の比較 (6F/GL)
※黒実線: 311 後, 黒破線: 311 前



X: 短辺方向

図 2.3-29 等価卓越振動数 f_A と最大加速度比 (BASE/GL, TOP/GL) の関係

2.3.7 考察

前節までに、特に、フーリエスペクトル比に着目して、地震記録の整理結果に現れる地盤 - 構造物の動的相互作用の影響を把握した。

総じて、地盤 - 構造物の動的相互作用の影響は、区分Ⅰの低層の建築物により大きく現れる結果となった。

地下階を有する直接基礎の場合には、根入れによる入力損失効果が見込まれる。入力損失効果は、高振動数側(短周期側)で強く現れる傾向がある。区分Ⅰの低層建築物 UTM の場合には上部構造の 1 次固有周期が短く、その値が、入力損失効果の現れやすい短周期側の領域に収まっていると見なせるため、入力損失による建築物の応答低減効果が期待できる。一方、区分Ⅱの、より高層の ANX の場合にも、B1F の地震記録には根入れによる入力損失効果が現れるが、UTM に比べ、上部構造の 1 次固有周期がより長くなり、入力損失効果の得られやすい短周期の領域には収まり難いため、上部構造の応答への入力損失の効果は UTM の場合ほどは発揮されないと予想される。

杭基礎の場合には、特に区分Ⅰ又は区分Ⅱの建築物の場合にフーリエスペクトル比 TOP/GL のピークが TOP/BASE のピークより低振動数側に位置するようになる。これは水平地盤ばねの変形が相対的により大きくなって上部構造が剛体的な挙動を示すようになることに対応している。また、応答に対する地盤ばねの減衰の影響も大きくなる。これらにより、上部構造の応答は基礎固定系と見なす場合より低減される場合があると予想される。なお、このようなピークのずれには、区分Ⅲの OHJ(11F)と NRK(11F)を比較した例から見ても、地盤条件が大きく影響することは明らかである。

2011 年東北地方太平洋沖地震(本震)においては、TKS, NIT, ANX 及び超高層の HMB, SN2, CG7 において非線形現象を観測した。これらの影響は、フーリエスペクトル比でのピークのずれ等となって現れる。地盤のみが非線形化した TKS の場合にはフーリエスペクトル比の様相が地震前後であまり変わらなくなることから、地震後に地盤剛性は、ある程度回復したと推定される。NIT, ANX, HMB, SN2, CG7 の場合には、上部構造が損傷しており上部構造の剛性は完全には元に戻らなかったため、地震後もフーリエスペクトル比のピークは地震前のものとずれたままとなっている。

以上に示すように、フーリエスペクトル比には地盤 - 構造物の動的相互作用や地震による損傷の影響が現れる。次章では、地盤 - 構造物の動的相互作用の影響を受け易い建築物を対象に、これらの影響を、非線形現象が観測された 2011 年東北地方太平洋沖地震での記録も含め、観測記録から定量的に評価することを課題とする。

2.4 まとめ

本章の内容を以下にまとめる。

- 1) 本研究で検討対象とする地震観測対象建築物の一覧を示した。検討対象は、地盤と建築物内で同時地震観測が実施されている 58 棟である。このうち、本研究期間内(2010-2013 年度)に新たに地震計を設置した建築物は 27 棟である。
- 2) 観測建築物の地震記録に関する整理項目を定めた。これらは、1) 建築物・地盤・観測条件に関するもの、2) 観測地震に関するもの、3) 加速度、速度の最大値及び計測震度に関するもの、4) 固有振動数に関するもの、及び、5) 建築物の振動特性に関するもの(フーリエスペクトル比等)に大別される。また、2011 年東北地方太平洋沖地震での記録が観測されている場合には、これも整理項目に加え記録を整理することになっている。
- 3) 地震観測記録の整理結果を示した。その概要は以下の通りである。
 - i) 階数等に応じた 5 つの建築物区分毎に、いくつかの代表建築物を取り上げ、フーリエスペクトル比[TOP/GL(最上階/地表), TOP/BASE(最上階/最下階)及び BASE/GL(最下階/地表)]の整理結果を示した。また、これらを建築物間で比較して、階数や基礎形式に応じた各フーリエスペクトル比の様相を比較し、地盤-構造物の動的相互作用の影響を受ける場合の各フーリエスペクトル比のピークのずれ等の特徴を把握した。
 - ii) 等価卓越振動数と最大加速度比(TOP/GL, BASE/GL)の関係に着目した場合について、上部構造への動的相互作用の影響が予想される建築物においては、最大加速度比 TOP/GL も小さな値となる傾向が確認された。最大加速度比(BASE/GL)については、入力損失効果により、一般に、より高振動数側で 1.0 を下回る傾向が確認された。
 - iii) 2011 年東北地方太平洋沖地震(本震)において、本章で取り上げた建築物のうち、TKS(5F), NIT(6F), ANX(8F+B1F), HMB(30F), SN2(32F+B1F), CG7(33F+B2F)の 6 棟において非線形化現象が生じたことを観測した。また、URM(免震 6F)については、本震時に免震建築物として機能したことを観測した。
 - iv) TKS の場合には、本震時において周辺地盤が液状化し、これに伴い地盤ばねが非線形化したことがフーリエスペクトル比から読み取れることを示した。また、地盤ばねは地震後にある程度回復したと推定されることを示した。
 - v) NIT(6F), ANX(8F+B1F), HMB(30F), SN2(32F+B1F)及び CG7(33F+B2F)の 5 棟の場合には、本震時に上部構造が損傷したが、これに伴い、フーリエスペクトル比(TOP/GL, TOP/BASE)のピークは低振動数側(長周期側)に移動した。このようなずれは地震後も元のままとり建築物

剛性は完全には元に回復していないと推定されることを示した。

本章において、地盤 - 構造物の動的相互作用の影響の有無、程度はフーリエスペクトル比の様相等から把握できることを示した。このような様相は強震時には地盤等の非線形化により変化する。次章では、非線形化の影響も含め、フーリエスペクトル比等の地震記録の整理結果から、地盤 - 構造物の動的相互作用の建物応答への影響を定量的に評価することを課題とする。

【参考文献】

- 1) 小島宏章、福和伸夫、飛田潤：強震観測・常時微動計測に基づく中低層建物の入力損失効果に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第 587 号、pp.77-84、2005.1
- 2) 安井譲、井口道雄、赤木久真、林康裕、中村充：1995 年兵庫県南部地震における基礎有効入力動に関する考察、日本建築学会構造系論文集、No.512、pp.111-118、1998.10

第3章 地盤-構造物の動的相互作用の分析

3.1 はじめに

前章 2.3 節において、フーリエスペクトル比等の地震観測記録の整理結果から、建築物の地震応答に対する地盤-構造物の動的相互作用の影響の有無、様相を把握できることを示した。地盤-構造物の動的相互作用が地震応答にあまり影響しないと判断される観測建築物については、これと構造、地盤等の条件が類似するものも含め、その地震応答は基礎固定系として扱っても妥当に評価されると考えられる。

一方、地盤-構造物の動的相互作用が地震応答に明らかに影響していると判断される観測建築物については、地盤-構造物の動的相互作用による建物応答低減効果を定量的に評価することが課題となる。

本章 3.2 節では、同定手法を活用して、このような地盤-構造物の動的相互作用による効果を地震観測記録からより直接的に評価することを検討する。まず、評価方法を示し、次に、これを観測記録において地盤-構造物の動的相互作用の影響が明らかに見られる建築物に適用して、地盤-構造物の動的相互作用による建物応答低減効果を定量的に示す。この際、地盤-構造物の動的相互作用は、慣性の相互作用と入力相互作用(入力損失)に分離して評価される。

なお、ここでの検討対象としては、このような地盤-構造物の動的相互作用の影響が明らかに見られる建築物として、前章 2.3 節で記録の整理結果を示した区分Ⅰの UTM(3F+B1F, 直接基礎)、EDG(3F, 杭基礎)、TKS(5F, 杭基礎)、及び、区分Ⅱの NIT(6F, 杭基礎)を取り上げている。

観測建築物 TKS 及び NIT については、2011 年東北地方太平洋沖地震での記録も観測しており、本地震時においては、TKS の場合は地盤が、NIT の場合は地盤及び上部構造の双方が非線形化している。非線形化による建物応答への影響は、本章 3.2 節で同定による方法によっても評価しているが、非線形化の影響について別の角度から検討を進めるために、本章 3.3 節ではシミュレーションによっても非線形化した場合の地盤-構造物の動的相互作用の影響を分析している。

3.2 同定に基づく方法による分析

3.2.1 同定に基づく方法について

本方法では、まず、地震観測記録からスウェイモデル又はスウェイロッキングモデルの諸元を入力損失効果も含め同定する。次に、同定結果に基づき、ランダム振動理論を用いて、入力と慣性力の相互作用を分離して、建物の最大変形に対する地盤－構造物の動的相互作用の影響を算定・表示する。以下、本方法を解説する。

(1) スウェイモデルを用いる場合の同定

建物の塔状比が小さく、杭基礎のように水平方向に比較して鉛直方向の地盤ばね剛性が高い場合は、連成系の挙動はスウェイモデルで表すことができる。調和振動を仮定すると、図 3.2-1 に示すスウェイモデルの運動方程式は、次式で与えられる。

$$\begin{bmatrix} K_1 - \omega^2 m_1 & -K_1 \\ -K_1 & K_1 + K_H - \omega^2 m_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1 \\ Y_1 \end{Bmatrix} = +\omega^2 \begin{Bmatrix} m_1 \\ m_0 \end{Bmatrix} Y_{FIM} \quad (3.1)$$

ここで、

y_{FIM} : 基礎入力動

x_1 : 基礎入力動に対する建物の相対変位

y_1 : 基礎の基礎入力動に対する相対変位

z_1 : 1 自由度系に縮約した建物の絶対変位

z_0 : 基礎の絶対変位

m_1 : 縮約 1 自由度系の質量

m_0 : 基礎質量

$K_1 = k_1 + i\alpha c_1$, $K_H = k_H + i\alpha c_H$

k_1, c_1 : 建物の剛性と減衰係数

k_H, c_H : 水平地盤ばねの剛性と減衰係数

また、式(3.1)においては、 $x_1 = X_1 e^{i\alpha t}$, $y_1 = Y_1 e^{i\alpha t}$, $y_{FIM} = Y_{FIM} e^{i\alpha t}$ のように複素振幅を大文字で表すことにする（以下、同様）。

観測記録としては、建物、基礎、自由地盤の z_1 , z_0 , y_{FF} が得られているとする。式(3.1)において、入力地震動は自由地盤応答 y_{FF} ではなく基礎入力動 y_{FIM} であることに注意する必要がある。基礎入力動と自由地盤の複素振幅の関係を、

$$Y_{FIM} = \lambda_{FIM} Y_{FF} \quad (3.2)$$

とおくと、3 観測記録間の伝達関数は以下のように与えられる。

$$\frac{Z_1}{Z_0} = \frac{K_1}{K_1 - \omega^2 m_1} \quad (3.3)$$

$$\frac{Z_1}{Y_{FF}} = \lambda_{FIM} \frac{K_H}{\{-\omega^2 m_1 + (K_H - \omega^2 m_0)(1 - \omega^2 m_1 / K_1)\}} \quad (3.4)$$

$$\frac{Z_0}{Y_{FF}} = \lambda_{FIM} \frac{K_H (1 - \omega^2 m_1 / K_1)}{\{-\omega^2 m_1 + (K_H - \omega^2 m_0)(1 - \omega^2 m_1 / K_1)\}} \quad (3.5)$$

一般には建物の観測点は縮約 1 自由度系の代表高さ H とは異なるので、 z_1 に代えて観測高さ H_{obs} での建物応答 z_{1obs} の伝達関数を与える。建物の 1 次モードを逆三角形と仮定すると、次式となる。

$$\frac{Z_{1obs}}{Z_0} = \frac{K_1 + \omega^2 m_1 (H_{obs} - H)/H}{K_1 - \omega^2 m_1} \quad (3.3)'$$

$$\frac{Z_{1obs}}{Y_{FF}} = \lambda_{FIM} \frac{(1 + \omega^2 m_1 / K_1 \cdot (H_{obs} - H)/H) K_H}{\{-\omega^2 m_1 + (K_H - \omega^2 m_0)(1 - \omega^2 m_1 / K_1)\}} \quad (3.4)'$$

式(3.3)', (3.4)', (3.5)の伝達関数と観測記録から得られる伝達関数の誤差が最小になるように、非線形最小二乗法を用いて k_1, c_1, k_H, c_H を決定する。スウェイモデルでは、最初に式(3.3)'を用いて k_1, c_1 を決定し、次に式(3.4)', (3.5)から k_H, c_H を決定するという手順も可能であるが、段階的に変数を決定すると、後で決める変数にその段階で生ずる観測との誤差をしわ寄せすることになるので、本論では一段階の同定で変数を決定することにした。 λ_{FIM} の決定については後述する。

水平地盤ばねが決まれば、次式のように基礎応答から上部・基礎の慣性力による基礎応答を取り除くことで、基礎入力動を求めることができる。

$$Y_{FIM} = Z_0 - \frac{\omega^2}{K_H} (m_1 Z'_{1obs} \tilde{H}_{Z_1/Z_{1obs}} + m_0 Z'_0) \quad (3.6)$$

ここで、 Z'_{1obs}, Z'_0 は建物と基礎の観測値、 $\tilde{H}_{Z_1/Z_{1obs}}$ は同定モデルから求まる観測点高さの応答に対する代表高さの応答の伝達関数である。

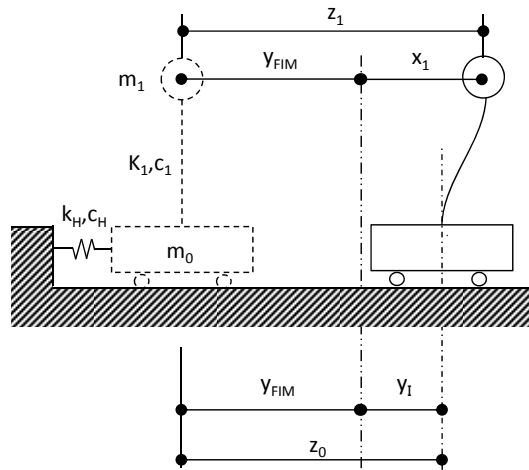


図 3.2-1 スウェイモデル

(2) スウェイロッキングモデルを用いる場合の同定

連成系モデルとしてより一般的な SR モデルを適用する場合について述べる。調和振動を仮定すると、図 3.2-2 に示す SR モデルの運動方程式は次のように表される。

$$(-\omega^2 [M] + [K])\{X\} = \omega^2 [M]\{Y\} \quad (3.7)$$

ここで、

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_0 & 0 \\ 0 & 0 & I_0 \end{bmatrix}, \quad [K] = \begin{bmatrix} K_1 & -K_1 & -K_1 H \\ -K_1 & K_1 + K_{HH} & K_1 H + K_{HR} \\ -K_1 H & K_1 H + K_{RH} & K_{RR} + K_1 H^2 \end{bmatrix}$$

$$\{X\} = \begin{Bmatrix} Y_I + H \Theta_I + X_I \\ Y_I \\ \Theta_I \end{Bmatrix}, \quad \{Y\} = \begin{Bmatrix} Y_{FIM} + H \Theta_{FIM} \\ Y_{FIM} \\ \Theta_{FIM} \end{Bmatrix}$$

θ_{FIM} : 基礎入力動の回転成分

θ_I : 回転基礎入力動に対する基礎の相対回転

x_I : 基礎応答に対する建物の相対変位

I_0 : 基礎の回転慣性

k_{HH}, c_{HH} : 水平地盤ばねの剛性と減衰係数

k_{RR}, c_{RR} : 回転地盤ばねの剛性と減衰係数

k_{HR}, c_{HR} : 水平回転連成地盤ばねの剛性と減衰係数

スウェーモデルと共通する変数の説明は割愛する。

なお、後述するように、地盤ばねの周波数依存性を無視できない場合には、仮想質量を加えた同定も行っている。

SR モデルによる同定では、本来は基礎回転の観測記録を必要とするが、基礎回転の観測記録が得られていない場合が多く、本研究での観測例では、基礎回転の観測記録を用いても基礎固定の建物応答を適切に抽出できなかったことから、ここでは建物、基礎、自由地盤の水平の観測記録のみを用いることにした。

式(3.7)の右辺に、単位の水平基礎入力動 $\{Y\} = \{1 \ 1 \ 0\}^T$ を与えたときと、単位の回転基礎入力動 $\{Y\} = \{H \ 0 \ 1\}^T$ を与えたときの基礎及び建物の慣性力による相対変位を、

$$\begin{array}{ccc} \bar{Y}_{H-I} & \bar{\Theta}_{H-I} & \bar{X}_{H-I} \\ \bar{Y}_{\Theta-I} & \bar{\Theta}_{\Theta-I} & \bar{X}_{\Theta-I} \end{array}$$

とすると、建物の1次モードを逆三角形と仮定すると、自由地盤に対する建物と基礎の伝達関数は、次のように与えられる。

$$\begin{aligned} \frac{Z_{1obs}}{Y_{FF}} = \lambda_{FIM} & \left[\left(1 + \bar{Y}_{H-I} + H_{obs} \bar{\Theta}_{H-I} + \bar{X}_{H-I} \frac{H_{obs}}{H} \right) \right. \\ & \left. + \left(1 + \frac{\bar{Y}_{\Theta-I}}{H_{obs}} + \bar{\Theta}_{\Theta-I} + \frac{\bar{X}_{\Theta-I}}{H} \right) \cdot \frac{H_{obs} \Theta_{FIM}}{Y_{FIM}} \right] \end{aligned} \quad (3.8)$$

$$\frac{Z_0}{Y_{FF}} = \lambda_{FIM} \left[\left(1 + \bar{Y}_{H-I} \right) + \frac{\bar{Y}_{\Theta-I}}{H} \cdot \frac{H \Theta_{FIM}}{Y_{FIM}} \right] \quad (3.9)$$

さらに、式(3.8)と式(3.9)の除算から、建物と基礎の伝達関数が求まる。以上の、3組の伝達関数と観測記録から求まる伝達関数の誤差が最小になるように、建物および地盤ばねを決定する。ただし、基礎回転動を用いない場合、建物の剛性と回転地盤ばねを分離することは実質的に不可能なので、建物剛性か回転地盤ばねのどちらかを仮定することにした。したがって、同定で求められるのは、後述する基礎入力動の特性を記述する変数を除いて4変数である。同定は、スウェーモデルと同様に1段階で行う。

基礎の観測記録から基礎入力動を求める方法を述べる。上部・基礎の慣性力による基礎応答は、次式で計算することができる。

$$\begin{Bmatrix} Y_I \\ \Theta_I \end{Bmatrix} = \frac{1}{\Delta} \begin{bmatrix} 1 & -\frac{K_{HR}}{K_{HH}} \\ -\frac{K_{RH}}{K_{RR}} & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\omega^2 m_0 Z'_0 + \omega^2 m_1 Z'_{1obs} H_{Z_1/Z_{1obs}}}{K_{HH}} \\ \frac{\omega^2 I_0 \Theta'_0 + \omega^2 m_1 H Z'_{1obs} H_{Z_1/Z_{1obs}}}{K_{RR}} \end{Bmatrix} \quad (3.10)$$

$$\Delta = 1 - K_{HR}^2 / (K_{HH} K_{RR})$$

ここで、 Θ'_0 は基礎回転の観測値である。次式のように基礎応答から慣性力応答を取り除けば、入力相互作用のみを反映した基礎入力動を算出することができる。

$$Y'_{FIM} = Z'_0 - Y_I \quad (3.11)$$

$$\Theta'_{FIM} = \Theta'_0 - \Theta_I \quad (3.12)$$

式(3.7)～(3.12)では、基礎入力動の回転成分を含む一般形を示したが、以下の検討では、根入れがそれほど深くないものに適用することを前提に、 $H\Theta_{FIM}/Y_{FIM} \cong 0$ と仮定する。また、同じ条件で地盤ばねの連成項は小さいと考えられるので、 $k_{HR} \cong 0$ 、 $c_{HR} \cong 0$ と仮定する。

ここで、原口ら¹⁾の研究との相違について述べておく。原口らは、建物の特性のみを含む伝達関数の同定(Step.1)、回転地盤ばねが加わった伝達関数の同定(Step.2)、水平地盤ばねが加わった伝達関数の同定(Step.3)、の3段階に分けて未知数を決定している。原口ら¹⁾は、常時微動観測を想定した数値実験で、Step.1 では建物の減衰定数が過大評価される傾向があるとして、建物のばね定数のみを決定している。次に Step.2 で、建物の減衰定数をパラメトリックに変化させて回転地盤ばねを同定すると、回転地盤ばねの剛性が最大になるときに建物の減衰の正解が得られるという経験則が成立するとして、建物の減衰と回転地盤ばねの剛性と減衰の3変数を決定している。文献2)も、文献1)の方法を参照して観測記録の分析を行っている。しかし、本研究での検証では減衰が過大評価される現象は確認されなかったため、建物の減衰も含めて1段階の最小二乗法で決定した。

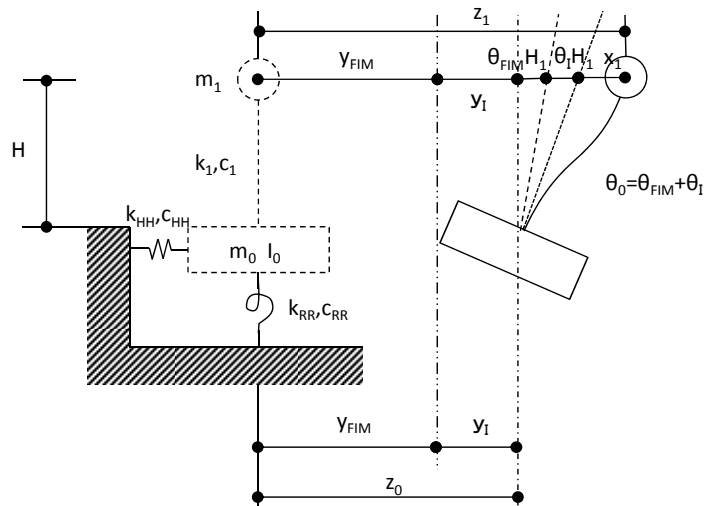


図 3.2-2 SR モデル

(3) 入力損失のモデル化

入力損失をシステム同定の手続きに組み込むためには、入力損失を関数表示する必要がある。

本論では、原田らの研究³⁾を参考にして、以下のように回折関数（以下、dif型）で与えることにした。

$$|\lambda_{FIM}| = \left| \frac{Y_{FIM}}{Y_{FF}} \right| = \frac{\sin \omega \eta}{\omega \eta} \quad (3.13)$$

ここで、 η は時間の次元を持つ未知変数である。

基礎入力動と自由地盤応答は位相差を持つが、位相差も関数化してモデル化すると拘束が強くなり過ぎると考えて、本論では振幅比のみをモデル化した。その結果、本論では伝達関数の振幅のみを対象として同定を行っている。実際の計算では、 η を変化させながら、建物ばねと地盤ばねの同定を繰返し、観測との残差が最小となる η を採用した。

(4) 地盤－構造物の動的相互作用が建物の応答変形に及ぼす影響の表示

観測記録の入力損失は、地盤と基礎の最大加速度振幅比で示されることが多い。しかし、この場合は固有振動数ゼロの剛建物の入力損失を表示することになり、入力損失が過大表示されることが多い。また、入力と慣性力の相互作用の影響が混在する基礎の観測記録をそのまま用いているという問題もある。そこで、本論では、入力と慣性力の相互作用を分離し、建物の最大変形への影響を算定する方法を示す。

基礎入力動、自由地盤応答、基礎応答に対する建物相対変位の伝達関数は、同定モデルを用いて、それぞれ以下のように与えられる。

$$\left| H_{X_1/Y_{FIM}}(\omega) \right| = \frac{|Z_{1obs} - Z_0 - \Theta_0 H_{obs}|}{\omega^2 |Y_{FIM}|} \quad (3.14)$$

$$\left| H_{X_1/Y_{FF}}(\omega) \right| = \frac{|Z_{1obs} - Z_0 - \Theta_0 H_{obs}|}{\omega^2 |Y_{FF}|} \quad (3.15)$$

$$\left| H_{X_1/fix}(\omega) \right| = \frac{|Z_{1obs} - Z_0 - \Theta_0 H_{obs}|}{\omega^2 |Z_0 + \Theta_0 H_{obs}|} \quad (3.16)$$

ここで、 Z_{1obs} は逆三角形分布を仮定して算定した。また、加速度で規定された入力地震動から建物相対変位を計算しようとしているので、 ω^2 で除した伝達関数を示している。式(3.16)は基礎固定の建物の伝達関数である。基礎入力動、自由地盤応答、基礎応答の加速度のパワースペクトル密度を $S_0(\omega)$ とし、定常ランダム応答を想定すると、建物変形の分散は以下のように与えられる。

$$\sigma_{X_1/Y_{FIM}}^2 = 2 \int_0^\infty \left| H_{X_1/Y_{FIM}}(\omega) \right|^2 S_0(\omega) d\omega \quad (3.17)$$

$$\sigma_{X_1/Y_{FF}}^2 = 2 \int_0^\infty \left| H_{X_1/Y_{FF}}(\omega) \right|^2 S_0(\omega) d\omega \quad (3.18)$$

$$\sigma_{X_1/fix}^2 = 2 \int_0^\infty \left| H_{X_1/fix}(\omega) \right|^2 S_0(\omega) d\omega \quad (3.19)$$

ここで、典型的な設計用地震動の周期特性として加速度応答 S_a 一定又は擬似速度応答 S_v 一定を想定して、パワースペクトル密度は次式で与える。

$$S_0(\omega) = \omega^{-1} \quad : \text{加速度応答一定} \quad (3.20)$$

$$S_0(\omega) = \omega \quad : \text{擬似速度応答一定} \quad (3.21)$$

最大応答値は標準偏差とピークファクターの積で表されるが、ピークファクターは3前後の値となることが多いこと、また同じ物理量では同程度の値になると考えられることから、これを省

略して一定値と見なすと、基礎固定に対する慣性力の相互作用(II)と入力との相互作用(KI)による建物相対変位の低減率は次のように与えられる。

$$\frac{\sigma_{X_1/FIM}}{\sigma_{X_1 fix}} : \text{II による建物相対変位の低減率} \quad (3.22)$$

$$\frac{\sigma_{X_1/FF}}{\sigma_{X_1/FIM}} : \text{KI による建物相対変位の低減率} \quad (3.23)$$

$$\frac{\sigma_{X_1/FF}}{\sigma_{X_1 fix}} : \text{II と KI による建物相対変位の低減率} \quad (3.24)$$

また、水平地盤ばね変形、回転地盤ばね変形の伝達関数は、それぞれ以下のように与えられる。

$$\left| H_{(Z_0-Y_{FIM})/Y_{FF}}(\omega) \right| = \frac{|Z_0 - Y_{FIM}|}{\omega^2 |Y_{FF}|} \quad (3.25)$$

$$\left| H_{\Theta_0 H_{obs}/Y_{FF}}(\omega) \right| = \frac{|\Theta_0 H_{obs}|}{\omega^2 |Y_{FF}|} \quad (3.26)$$

水平地盤ばね変形、回転地盤ばね変形の分散は、

$$\sigma_{(Z_0-Y_{FIM})/Y_{FF}}^2 = 2 \int_0^\infty \left| H_{(Z_0-Y_{FIM})/Y_{FF}}(\omega) \right|^2 S_0(\omega) d\omega \quad (3.27)$$

$$\sigma_{\Theta_0 H_{obs}/Y_{FF}}^2 = 2 \int_0^\infty \left| H_{\Theta_0 H_{obs}/Y_{FF}}(\omega) \right|^2 S_0(\omega) d\omega \quad (3.28)$$

以上より、基礎固定の建物相対変位に対する、水平地盤ばね変形、回転地盤ばね変形の比率は以下のように与えられる。

$$\frac{\sigma_{(Z_0-Y_{FIM})/Y_{FF}}}{\sigma_{X_1 fix}} \quad (3.29)$$

$$\frac{\sigma_{\Theta_0 H_{obs}/Y_{FF}}}{\sigma_{X_1 fix}} \quad (3.30)$$

なお、スウェイモデルを用いる場合は、 $\Theta_0 \equiv 0$ として適用する。また、後の評価例では、建物の減衰定数は同定時に仮定した値を用いている。

(5) 数値実験による検証

スウェイモデル、SR モデルのそれぞれについて数値例題による検証を行ったが、紙幅の都合から、スウェイモデルの検証結果を示す。

建物は、30m×30m 程度の 3 階建てを想定して、固有周期 0.4 秒、減衰定数 $h_I=0.03$ の 1 質点系とし、地盤は $V_s = 40\text{m/s}$, $\rho = 1.6\text{t/m}^3$, $\nu = 0.48$ の一様地盤として簡易式により水平地盤ばねを設定した。入力損失は埋込み深さ $d = 3\text{m}$ ($\eta=0.075$) として、式(3.13)で与えた。数値例題の諸元を表 3.2-1 の例題設定値の欄に示す。

表 3. 2-1 スウィイモデルの例題モデルによる検証

変数	例題設定値	同定結果	
		η未知数	η=0固定
m ₁ (t)	2430	与条件	与条件
m ₀ (t)	1215	与条件	与条件
k ₁ (kN/m)	6.00E+05	5.97E+05	6.00E+05
h ₁ [*]	0.030	0.030	0.031
k _H (kN/m)	2.28E+05	2.27E+05	1.81E+05
c _H (kN・s/m)	5.76E+04	5.74E+04	4.43E+04
η	0.075	0.075	0.000

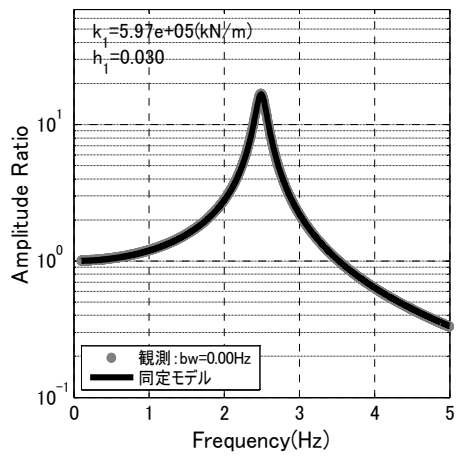
* 同定では減衰係数c₁を求め、減衰定数h₁として表示している

数値例題の作成では、自由地盤応答として告示スペクトルに適合する模擬波を用いた。最小化する誤差 err としては、伝達関数の振幅の対数の差を用いた。

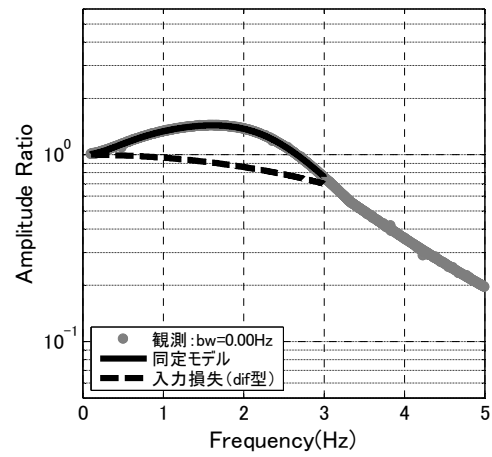
$$err = \sum_k \sum_i \{ \log_k H_{ana}(f_i) - \log_k H_{obs}(f_i) \}^2 \quad (3.31)$$

ここで、 ${}_k H_{ana}(f_i)$ 、 ${}_k H_{obs}(f_i)$ は解析モデルと観測の伝達関数、 k は伝達関数の種類である。最小化する誤差として、伝達関数の振幅そのものを用いた場合は、振幅に比例した重みを付けることになるが、観測データにおいては伝達関数の分母が小さいときに振幅が大きくなることもあり、振幅に比例した重み付けは適切でないと考えられる。そのため、伝達関数の振幅の大きい側と小さい側で同等に扱えるよう、振幅の対数を用いることとした。

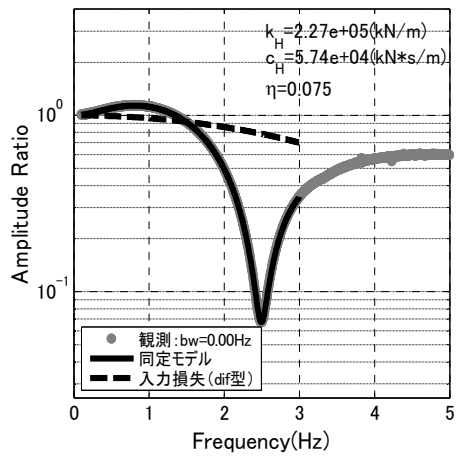
図 3.2-3 に、 η を未知数として同定を行った場合を示す。図より、数値例題に良く適合する結果が得られていることが分かる。図 3.2-3(d)には、 η の同定結果を用いて式(3.13)より計算した入力損失と、式(3.6)を用いて基礎応答から上部慣性力の影響を取り除いた基礎入力動を重ね描いているが、両者は良く一致している。



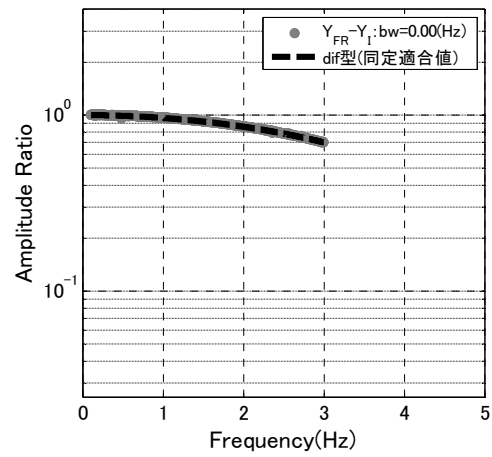
(a) 建物／基礎



(b) 建物／地盤

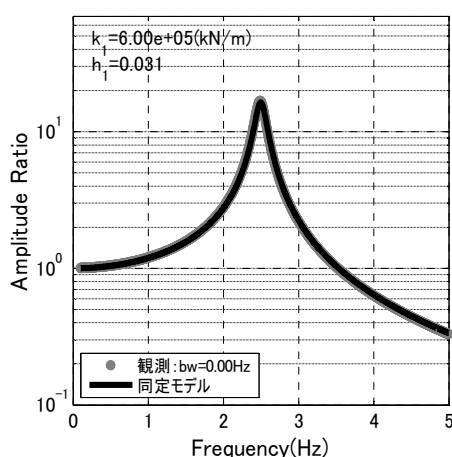


(c) 基礎／地盤

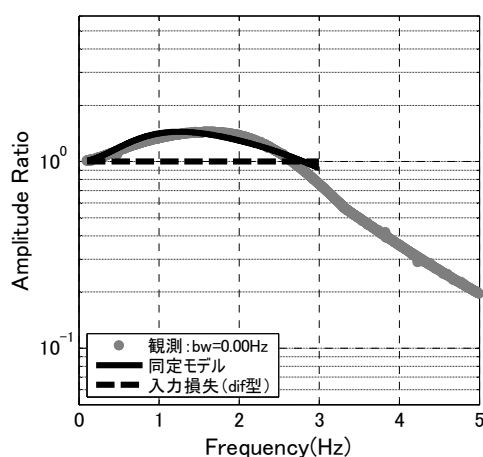


(d) 基礎入力動／地盤

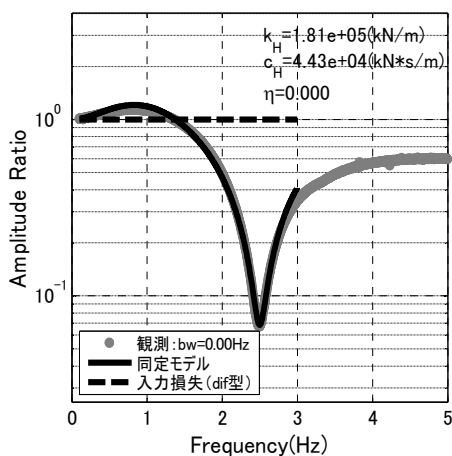
図 3.2-3 スウェイモデル数値例題の同定 (η 未知数)



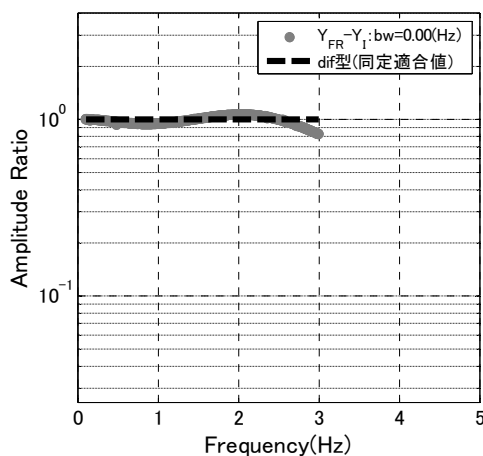
(a) 建物／基礎



(b) 建物／地盤



(c) 基礎／地盤



(d) 基礎入力動／地盤

図 3.2-4 スウェイモデル数値例題の同定 ($\eta=0$ 固定)

図 3.2-4 に、 $\eta=0$ に固定して、スウェイモデルの諸元を同定した場合を示す。建物／地盤、基礎／地盤の卓越振動数に食い違いが認められる。また、図 3.2-(d)の式(3.6)から算出した入力損失は、1 を中心として増減を繰り返す特性を示している。これは、 $\eta=0$ に固定することで、平均的に入力損失を1に拘束したためと考えられる。

表 3.2-1 に、両ケースで求めた未知変数を比較して示す。 η を未知数とした場合は、全変数が誤差 1%以内の精度で求まっている。これに対して、 $\eta=0$ に固定した場合は、基礎入力動と基礎応答の相対変位に対して作用する水平地盤ばねで推定誤差が生じている。以上より、観測記録に入力損失が含まれる場合は、入力損失も未知変数に含めて同定を行う必要があることが確認された。紙幅の都合で割愛するが、SR モデルによる検証でも同様な結果であった。

3.2.2 地盤-構造物の動的相互作用に関する分析

前節に示した方法を、直接基礎の UTM(3F+B1F)、杭基礎の EDG(3F)、TKS(5F)及び NIT(6F)の 4 棟に適用する。

いずれについても本書付録に地震記録の整理結果を示しており、ここに建築物・地盤・観測条件の概要も示されている。また、別添にはシミュレーションによる解析結果とシミュレーションに用いた建築物、地盤の諸元を示している。検討建築物についてのより詳細な情報についてはこれらも参照されたい。

以下では、各建築物についての適用結果を、次のような構成で示している。

a. 建築物等の概要と解析仮定

検討対象建築物の概要、検討に用いた観測記録の一覧、同定に用いた質量及び高さ、同定解析上の仮定を示している。特に同定モデルに SR モデルを用いる場合には、回転地盤ばねか建物剛性のいずれかを仮定する必要があるため、この場合の仮定の考え方を示している。

b. 長辺方向

建築物長辺方向の「1) 同定結果」、「2) 地盤-構造物の動的相互作用の影響の表示」を示している。また、特記すべき事項がある場合には、「3) その他」として示している。

c. 短辺方向

建築物長辺方向の場合と同様である。

同定は、観測から計算される伝達関数と理論解とを比較して行う。観測から伝達関数を計算する場合には、ノイズの混入に注意する必要があり、アンサンブル平均を用いてノイズを除去する方法が研究されているが⁴⁾、本論では、地震毎の特性の変化を追跡するために、ノイズが混入することを承知の上でフーリエ振幅比を用いることにした。フーリエ振幅比は、分母・分子のフーリエ振幅にそれぞれバンド幅 0.2Hz（図中では $b_w=0.20\text{Hz}$ と表示）の Parzen ウィンドウを施した後、除算して求めた。また、応答に非線形性が認められる場合も、全継続時間のフーリエ振幅を用いた。

(1) 建築物 UTM について

a. 建築物等の概要と解析仮定

対象建築物(UTM)は、栃木県宇都宮市に建つ RC 造、地上 3 階、地下 1 階、直接基礎の事務所ビルであり、2007 年に耐震補強が行われている。基礎は直接基礎であり、基礎底面は工学的基盤と見なし得る良好な地盤に支持されている。

検討に用いた観測記録を表 3.2-2 に、同定に用いた建築物諸元を表 3.2-3 と表 3.2-4 に示す。

UTM の場合、基礎底面が工学的基盤と見なし得る良好な地盤に支持されていることから、建物の弾性変形が大きいと考えられる。そこで、1 自由度系への縮約にあたっては、三角形分布を仮定して等価質量と等価高さを算定した。

同定に当たっては、長辺方向(36m)、短辺方向(14m)ともに SR モデルを用いる。SR モデルでは基礎回転の観測記録を必要とするが、本建築物の場合、これが求められる観測点配置とはなっていない。この場合は建物と回転地盤ばねのどちらかを仮定する必要があるが、本建築物の場合、回転地盤ばねを仮定し、建物の剛性・減衰を未知数として同定を行った。

回転地盤ばねは次式で算出した。

$$k_{RR} = \frac{8Gr^3}{3(1-\nu)}$$

$$c_{RR} = \rho V_s I \eta$$

ここで r は等価半径である。地盤定数は、

$$V_s = 430 \text{ m/s}, \quad \rho = 2.1 \text{ t/m}^3, \quad \nu = 0.424$$

とした。また、短辺方向の場合は、 $14\text{m} \times 14\text{m}$ の基礎 $36/14=2.4$ 個分として、長辺方向については、 $36\text{m} \times 36\text{m}$ の基礎 $14/3.6=0.39$ 個分として算出した。

また、本建築物の場合、建物剛性に比し地盤ばねの剛性が相対的に大きいため、地盤ばねの特性が同定により適切に評価されにくい傾向がある。そのため、水平地盤ばねの減衰係数を次式により剛性の従属変数として扱い、解を安定させるための工夫を加えている。

$$c_{HH} = c_{HH0} \sqrt{\frac{k_{HH}}{k_{HH0}}}$$

ここで、 k_{HH0} と c_{HH0} は水平地盤ばねの剛性と減衰の初期値である。

表 3.2-2 検討に用いた観測記録の一覧

観測日	最大加速度(cm/s ²)					
	GL		B1F* ¹		3F	
	長辺	短辺	長辺	短辺	長辺	短辺
2012/4/01	16.0	22.2	7.8	9.6	29.0	38.9
2012/5/29	8.9	9.5	4.8	4.3	13.8	10.9

※1：西側

表 3.2-3 地盤ばねの初期値／設定値

部位	項目	長辺方向	短辺方向
地盤ばね	水平成分 (初期値)	想定地盤 V_s (m/s)	430
		想定地盤密度(t/m^3)	2.1
		ポアソン比	0.43
		k_{HH} (kN/m)	2.50E+07
		c_{HH} (kN*s/m)	4.55E+05
	回転成分 (設定値)	想定地盤 V_s (m/s)	430
		想定地盤密度(t/m^3)	2.1
		ポアソン比	0.43
		k_{RR} (kN*m/rad)	5.91E+09
		c_{RR} (kN*m*s/rad)	9.32E+07

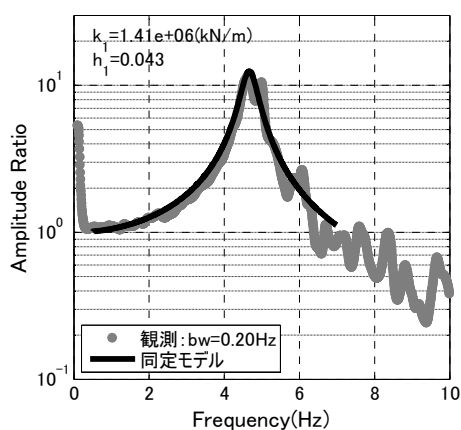
表 3.2-4 同定に用いた質量および高さ

階	m(t)	H(cm)	高さ	GLからの高さ	δ (GL以上を三角形分布と仮定)	$m\delta$	$m\delta^2$	M(t)	μH	Heq(cm)	Hobs(cm)
3F	89.0	410	1620	1420	0.88	78.03095	68.3975		126410.1		
2F	536.8	400	1210	1010	0.62	334.6583	208.645		404936.5		
1F	647.7	400	810	610	0.38	243.896	91.83737		197555.7		
B1F	612.7	410	410	210	0.13	79.43023	10.29651		32566.39		
合計他	1886.3					736.0154	379.1764	1428.7	761468.8	1035	1210
B1	1407.4										

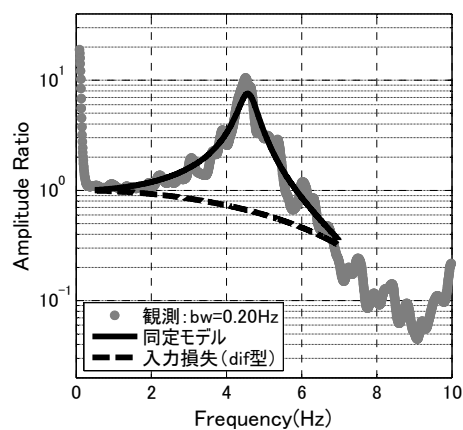
b. 長辺方向

1) 同定結果

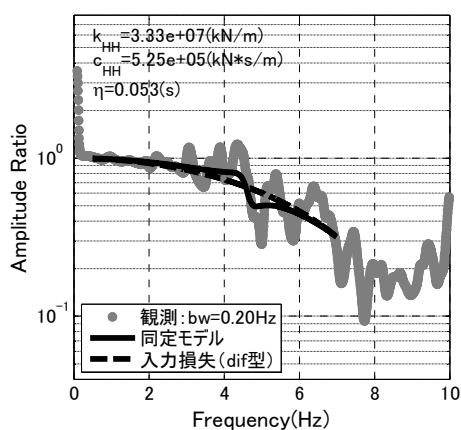
2 地震に対する長辺方向の同定結果を図 3.2-5 及び図 3.2-6 に示す。同定対象振動数は、0.5～7Hz としている。同定モデルと観測結果は良い対応を示している。



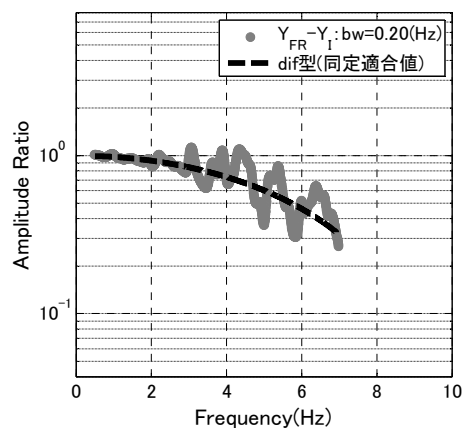
(a) 3F/B1F



(b) 3F/地盤

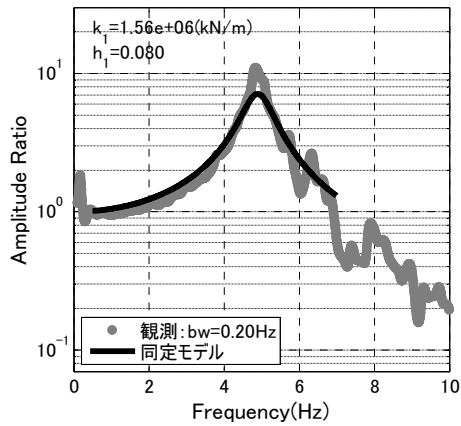


(c) B1F/地盤

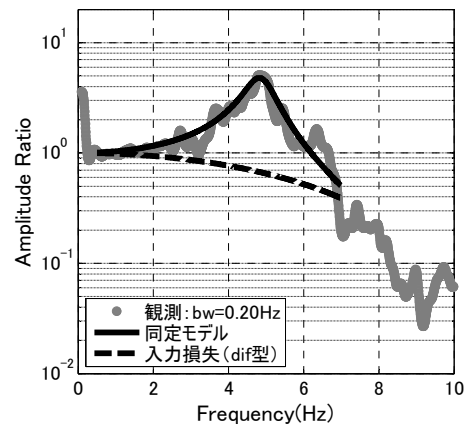


(d) 基礎入力動/地盤

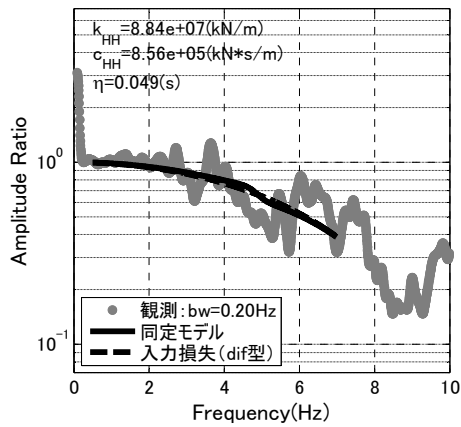
図 3.2-5 UTM 長辺方向の同定 (2012/04/01)



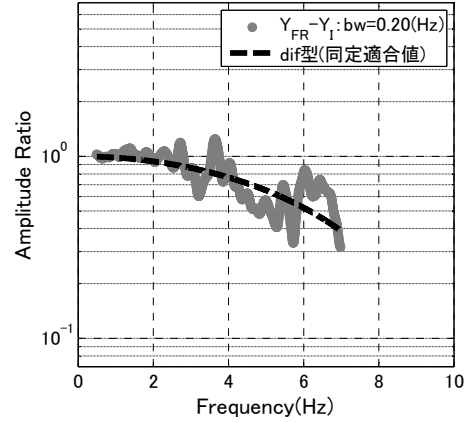
(a) 3F/B1F



(b) 3F/地盤



(c) B1F/地盤



(d) 基礎入力動/地盤

図 3.2-6 UTM 長辺方向の同定 (2012/05/29)

2) 地盤—構造物の動的相互作用の影響の表示

図 3.2-7 及び図 3.2-8 に、それぞれ S_a 一定と pS_v 一定と仮定した場合の相互作用による連成系の建物相対変位の低減率及びこれと地盤ばね変形との関係を示す。地下階を有する本建築物の場合、相対変位の低減率に対する入力相互作用の影響が大きいことが分かる。地盤ばねの変位は建物相対変位に対し、かなり小さい。

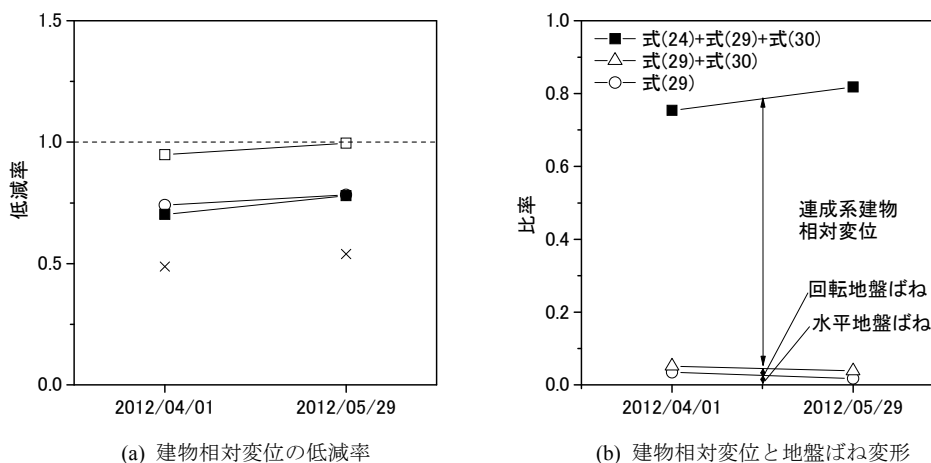


図 3.2-7 相互作用による建物相対変位の低減率（UTM 長辺方向、 S_a 一定の場合）

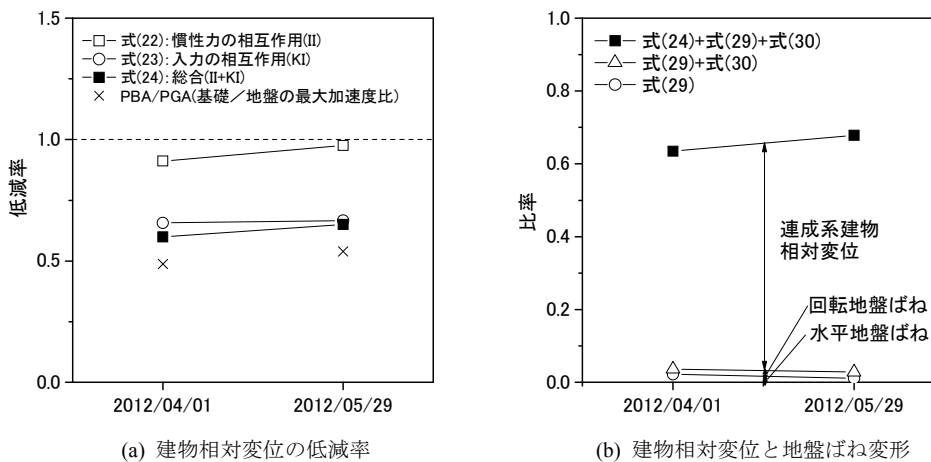
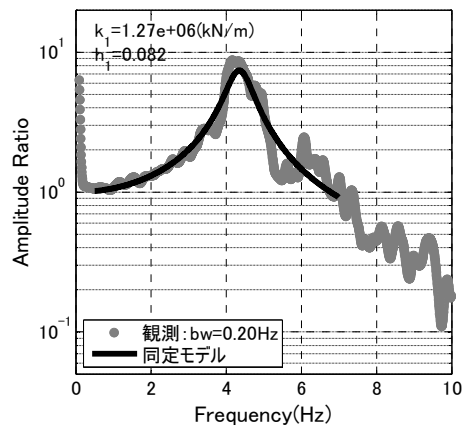


図 3.2-8 相互作用による建物相対変位の低減率（UTM 長辺方向、 pS_v 一定の場合）

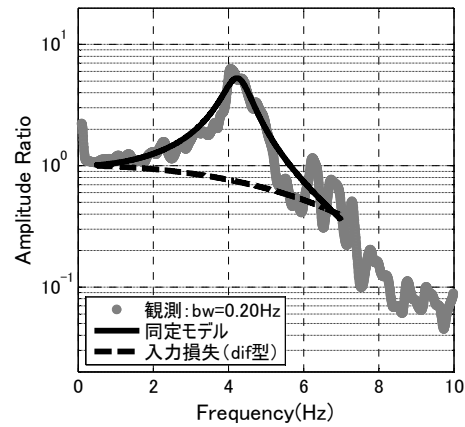
c. 短辺方向

1) 同定結果

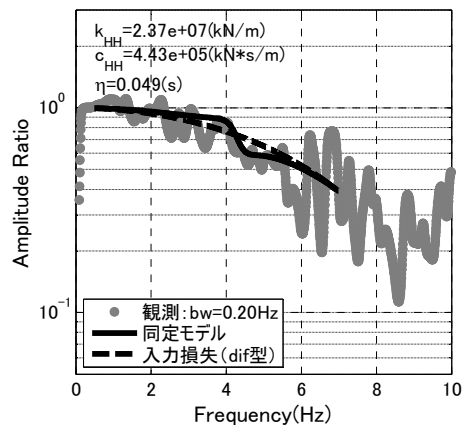
2 地震に対する長辺方向の同定結果を図 3.2-9 及び図 3.2-10 に示す。長辺方向と同様に、同定対象振動数は、0.5～7Hz としている。同定モデルと観測結果は良い対応を示すことはやはり長辺方向と同様である。



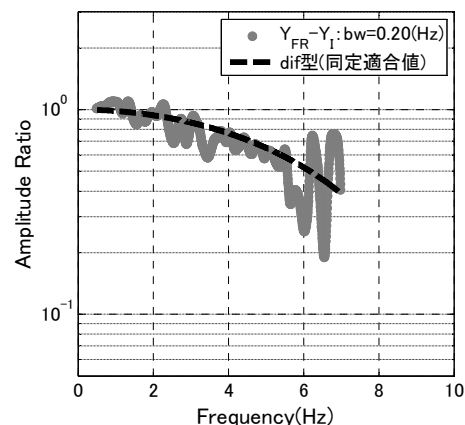
(a) 3F/B1F



(b) 3F/地盤

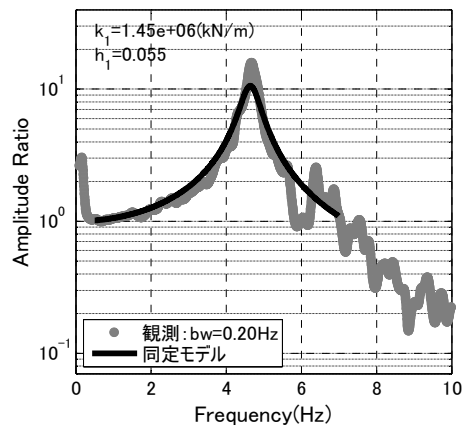


(c) B1F/地盤

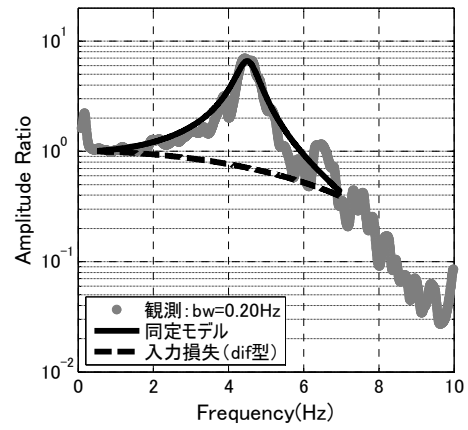


(d) 基礎入力動/地盤

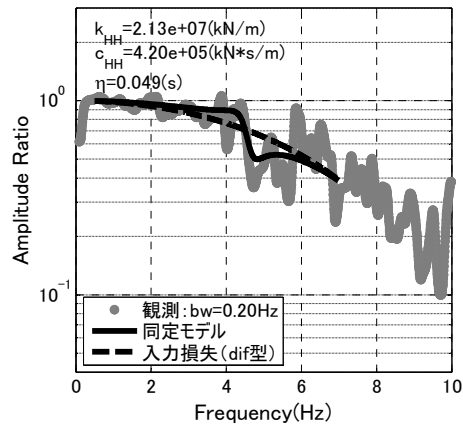
図 3.2-9 UTM 短辺方向の同定 (2012/04/01)



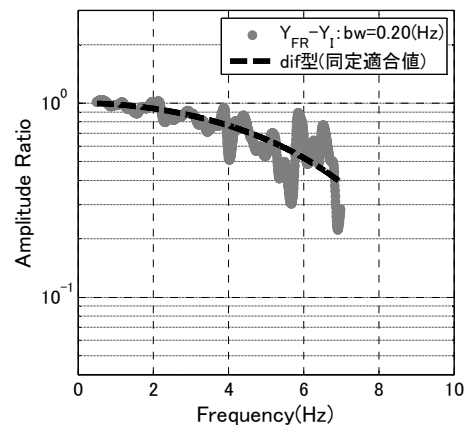
(a) 3F/B1F



(b) 3F/地盤



(c) B1F/地盤



(d) 基礎入力動/地盤

図 3.2-10 UTM 短辺方向の同定 (2012/05/29)

2) 地盤—構造物の動的相互作用の影響の表示

図 3.2-11 及び図 3.2-12 に、それぞれ S_a 一定と pS_v 一定と仮定した場合の相互作用による連成系の建物相対変位の低減率及びこれと地盤ばね変形との関係を示す。相対変位の低減率に対する入力の影響が大きいこと等、長辺方向と同様の結果を示している。

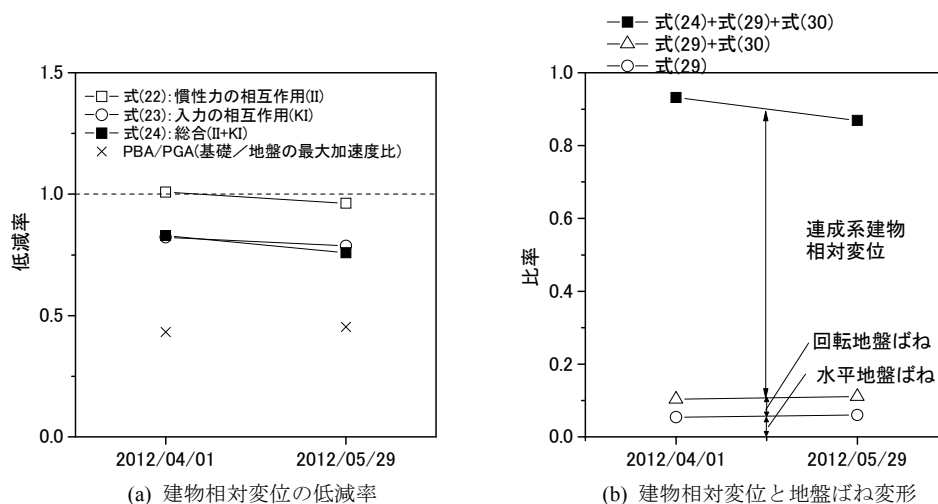


図 3.2-11 相互作用による建物相対変位の低減率（UTM 短辺方向、 S_a 一定の場合）

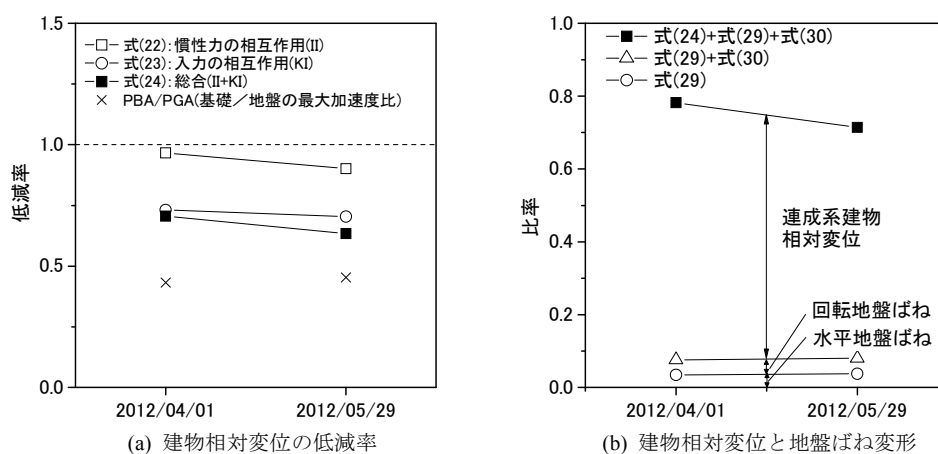


図 3.2-12 相互作用による建物相対変位の低減率（UTM 短辺方向、 pS_v 一定の場合）

(2) 建築物 EDG について

a. 建築物等の概要と解析仮定

対象建築物(EDG)は、千葉県野田市に建つ、RC造、地上3階、地下無し、杭基礎の事務所ビルで、杭長15m、 ϕ 500mmのPHC杭88本に支持されている。表層地盤は、GL-42mまではVs100～330の粘性土、砂質土で、GL-42mで工学的基盤となるVs440の細砂層が表れる。

本建築物は、杭支持の低層 RC 建築物で、地盤－構造物の相互作用の影響が大きいと考えられることから、1 自由度系への縮約にあたっては、等分布を仮定して等価質量と等価高さを算定している。検討に用いた観測記録を表 3.2-5 に、同定に用いた建物諸元を表 3.2-6 と表 3.2-7 に示す。

表 3.2-5 検討に用いた観測記録の一覧

観測日	最大加速度(cm/s ²)					
	GL		B1F* ¹		3F	
	長辺	短辺	長辺	短辺	長辺	短辺
2011/7/15	69.3	104.4	29.6	45.8	38.0	84.4
2011/7/31	35.6	44.1	23.4	19.2	32.3	28.2

表 3.2-6 同定に用いた質量および高さ

同定用諸元				その他		
建物質量 $m_1(t)$	基礎質量 $m_0(t)$	代表高さ H(m)	観測高さ (m)	軒高 (m)	根入れ深さ (m)	パイルキャップ間
2489	1479	8.37	8.35	13.3		基礎梁

表 3.2-7 建物および地盤の剛性・減衰の仮定値

部位	項目		調整モデル* ¹	
部位	項目		長辺方向	短辺方向
建物	基礎固定周期(s.)		0.143	0.110
	ばね定数 k_1 (kN/m)		4.81E+06	8.12E+06
	減衰定数 h_1		0.05	0.05
地盤ばね	水平成分	想定地盤Vs(m/s)	100	100
		想定地盤密度(t/m ³)	1.7	1.7
		k_{HH} (kN/m)	1.03E+06	1.03E+06
		c_{HH} (kN*s/m)	7.04E+04	7.04E+04
	回転成分	想定地盤Vs(m/s)	240	240
		想定地盤密度(t/m ³)	1.8	1.8
		k_{RR} (kN*m/rad)	9.09E+08	7.12E+08
		c_{RR} (kN*m*s/rad)	1.64E+07	1.01E+07

*1: 別添第3章に示す通り、設計図書に基づく建物剛性を調整している

b. 長辺方向

1) 同定結果

本建築物は、長辺・短辺の比率は大きくないので、長辺・短辺とも SR モデルで同定を行う。

まず、図 3.2-13 に、地盤ばねを k, c 一定として、建物剛性を仮定し、水平・回転地盤ばねを同定した結果を示す。

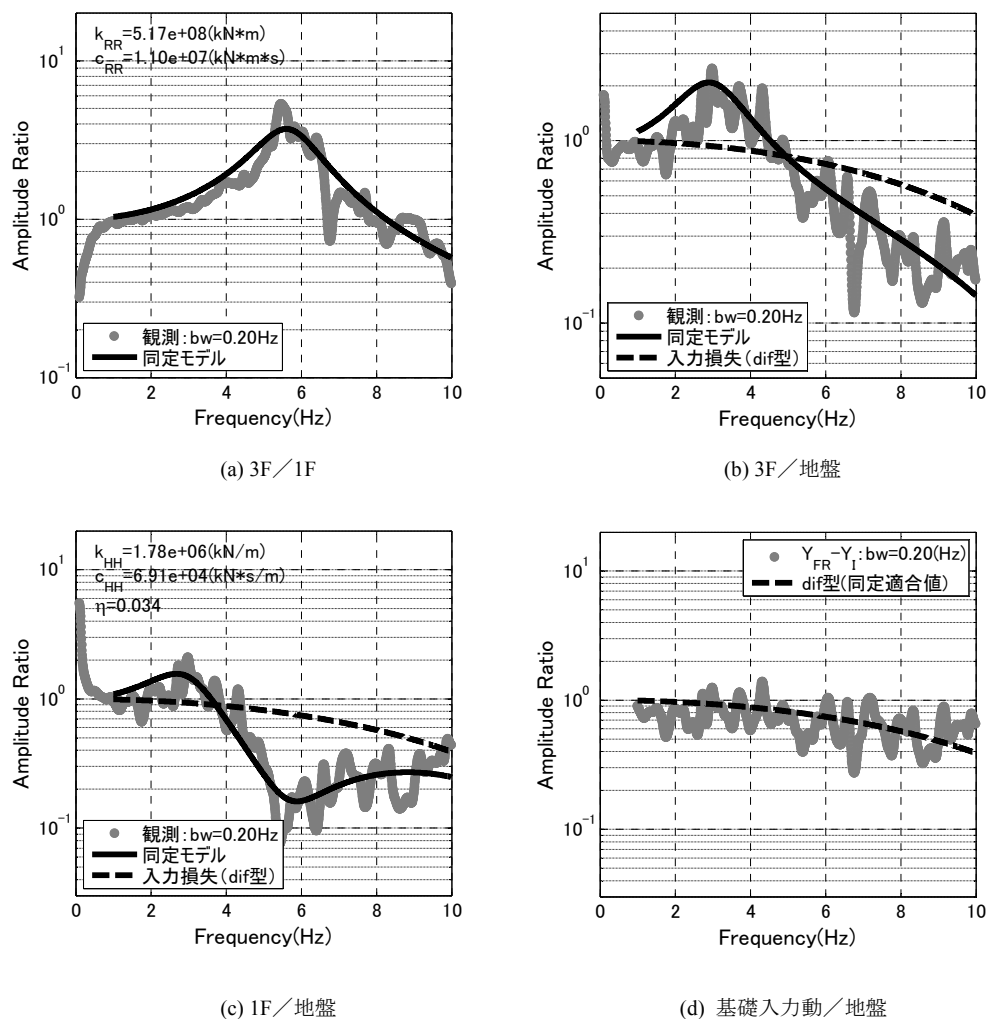


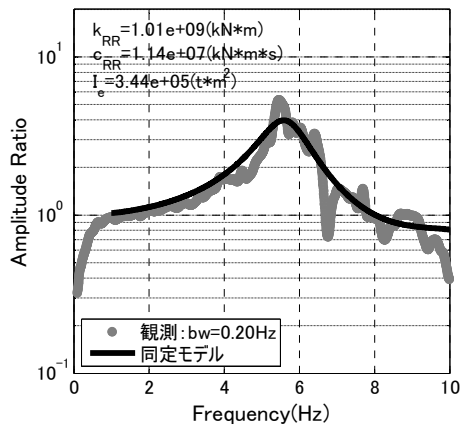
図 3.2-13 EDG 長辺方向の同定 (2011/07/15、 k, c 一定地盤ばね)

次に、後述する短辺側では地盤ばねを k, c 一定とすると、適切に同定が行えなかったことから、次式のように仮想質量を考慮した同定を行った。

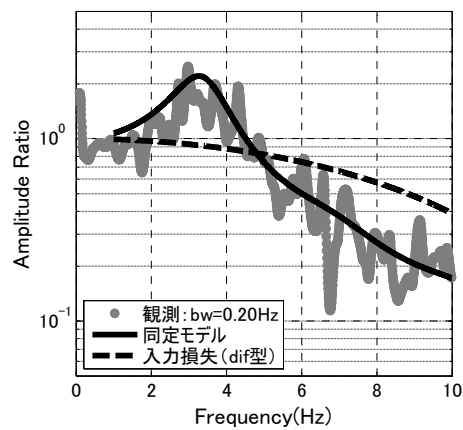
$$K_{HH} = k_{HH} - \omega^2 m_e + i\omega c_{HH} \quad (3.32)$$

$$K_{RR} = k_{RR} - \omega^2 I_e + i\omega c_{RR} \quad (3.33)$$

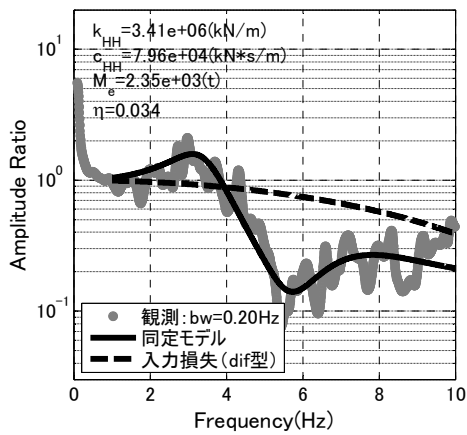
図 3.2-14 に、建物剛性を仮定し、仮想質量を考慮した水平・回転地盤ばねを同定した結果を示す。観測結果への適合度は、図 3.2-13 よりやや改善しているように見えるが、大きな差はない。図 3.2-15 に、地盤モデルを用いて薄層法で計算した地盤ばねと、図 3.2-14 の同定から求めた地



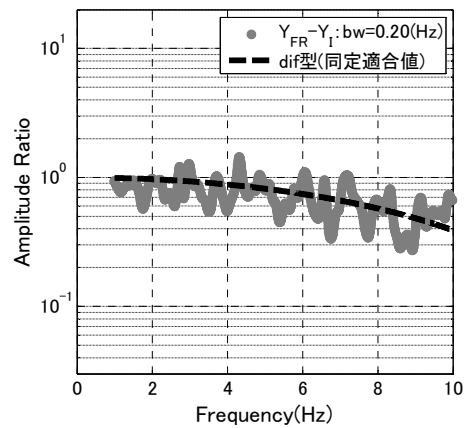
(a) 3F/1F



(b) 3F/地盤

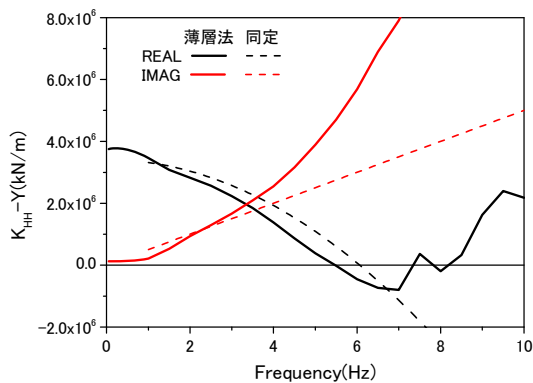


(c) 1F/地盤

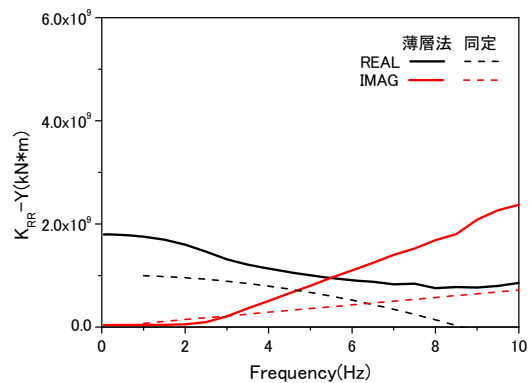


(d) 基礎入力動/地盤

図 3.2-14 EDG 長辺方向の同定 (2011/07/15、仮想質量考慮地盤ばね)



(a) 水平地盤ばね



(b) 回転地盤ばね

図 3.2-15 薄層法による地盤ばねと同定された地盤ばね (2011/07/15、EDG 長辺方向)

盤ばねの比較を示す。水平地盤ばねでは、両者は概ね対応している。回転地盤ばねでは、同定から求まる地盤ばねの実部の方が小さくなっている。ただし、回転地盤ばねについては、建物剛性とトレードオフの関係にあるため、絶対値の妥当性について議論することは困難である。

2) 地盤—構造物の動的相互作用の影響の表示

図 3.2-16 及び図 3.2-17 に、それぞれ S_a 一定と pS_v 一定を仮定した場合の相互作用による連成系の建物相対変位を示す。パネル (a) より、入力相互作用より慣性力の相互作用による低減効果が大きいことが分かる。また、パネル (b) より、水平地盤ばねの変形が建物相対変位より大きく、連成系では地盤ばねの変形が卓越していることが分かる。

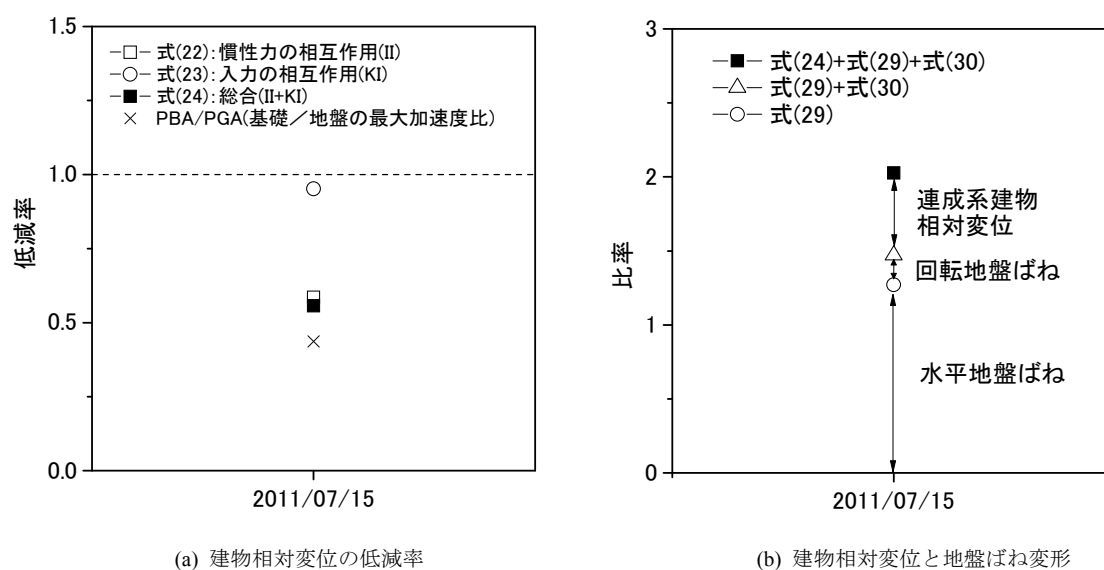


図 3.2-16 相互作用による建物相対変位の低減率
(EDG 長辺方向、仮想質量考慮地盤ばね、 S_a 一定の場合)

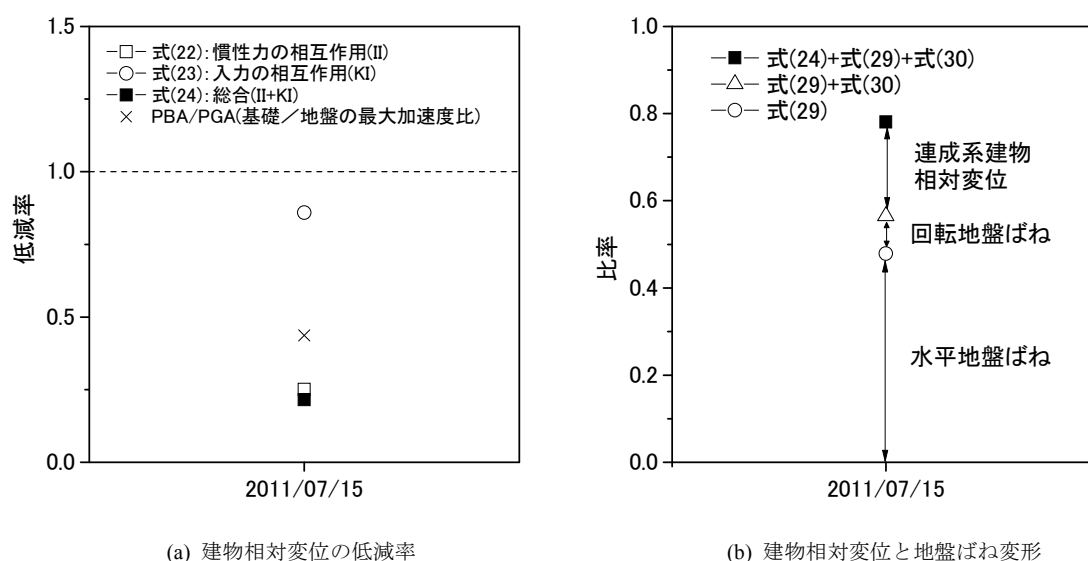


図 3.2-17 相互作用による建物相対変位の低減率
(EDG 長辺方向、仮想質量考慮地盤ばね、 pS_v 一定の場合)

c. 短辺方向

1) 同定結果

まず、図 3.2-18 に、地盤ばねを k, c 一定として、建物剛性を仮定し、水平・回転地盤ばねを同定した結果を示す。3F/地盤に見られる 2 山の伝達特性が同定では再現されていない。また、1F/地盤の 3Hz 付近に認められる連成系のピークが、同定では全く再現されていない。このように、 k, c 一定の地盤ばねでは、1-10Hz の広い振動数帯域の同定は困難であることが分かる。

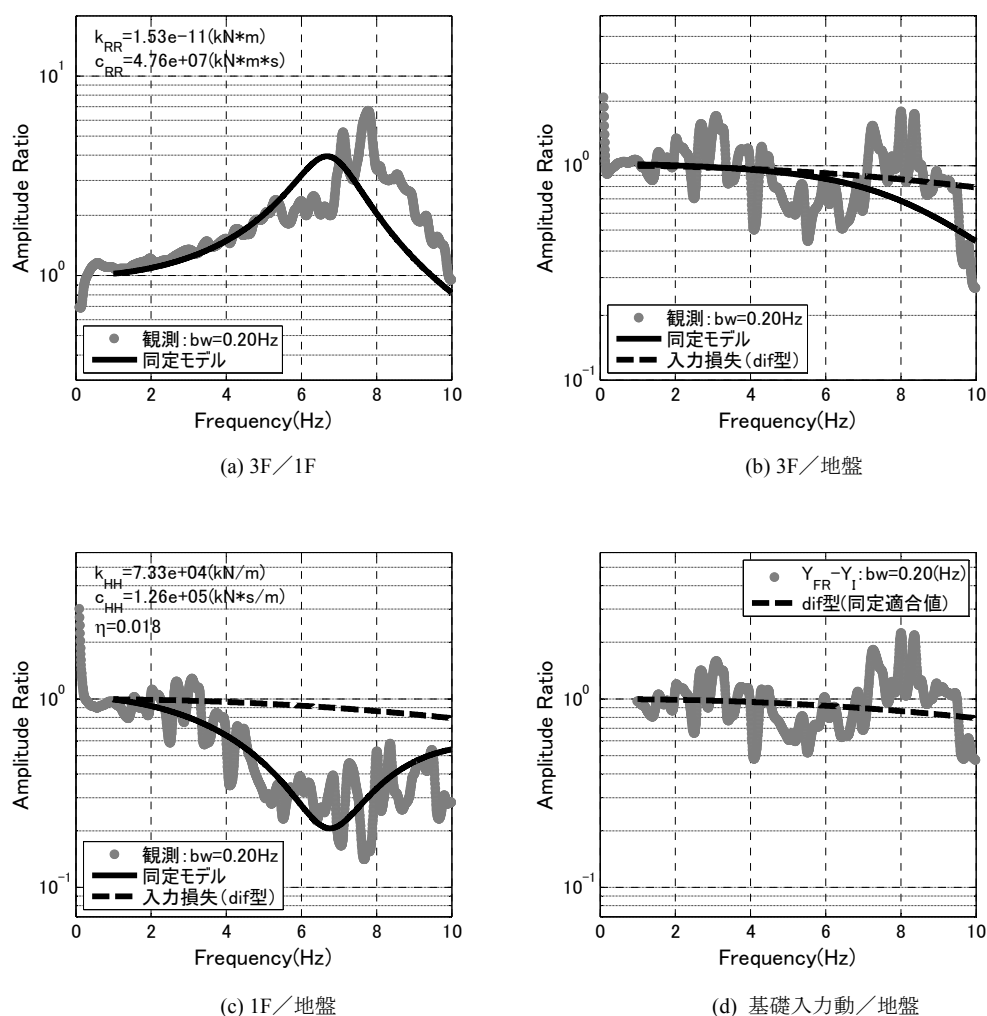
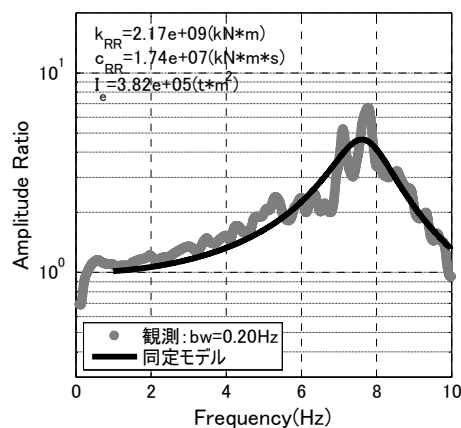


図 3.2-18 EDG 短辺方向の同定 (2011/07/15、 k, c 一定地盤ばね)

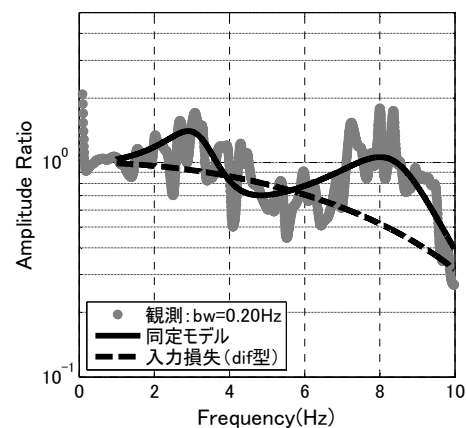
図 3.2-19 に、建物剛性を仮定し、式 (3.30)、(3.31) により仮想質量を考慮した水平・回転地盤ばねを同定した結果を示す。観測結果への適合度は、図 3.2-18 から大きく改善しており、3F/地盤の 2 山特性が同定で再現され、1F/地盤の 3Hz 付近に認められる連成系のピークも再現されている。図 3.2-20 に、地盤モデルを用いて薄層法で計算した地盤ばねと、図 3.2-19 の同定から求めた地盤ばねの比較を示す。水平地盤ばねでは、低振動数側の実部は同定結果の方が薄層法の計算値より大きく、また振動数による低減も早くなっている。3F/地盤に 2 つめのピークが表れる 8Hz

付近に着目すると、同定で求めた水平地盤ばね実部は絶対値の大きな負の値になっており、薄層法とは異なる。逆に言えば、薄層法で求まる地盤ばねでは、8Hz 付近の 3F/地盤のピークは適切に再現できないことを意味している。水平地盤ばねの虚部については、薄層法の計算値と同定結果は概ね対応している。回転地盤ばねでは、同定から求まる地盤ばねの実部の方が大きくなっている。ただし、回転地盤ばねについては、建物剛性とトレードオフの関係にあるため、絶対値の妥当性について議論することは困難である。

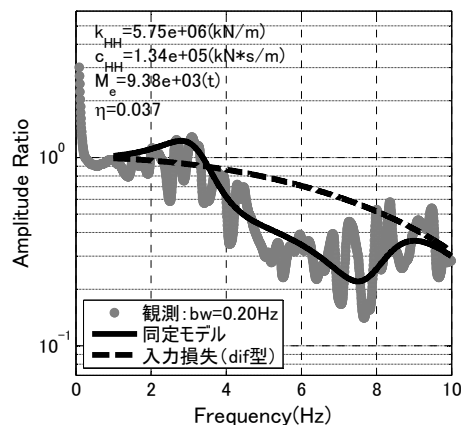
以上より、建物/地盤のスペクトル比において離れた振動数にピークが表れる場合は、地盤ばねの振動数依存性を考慮した同定が必要になることが分かる。



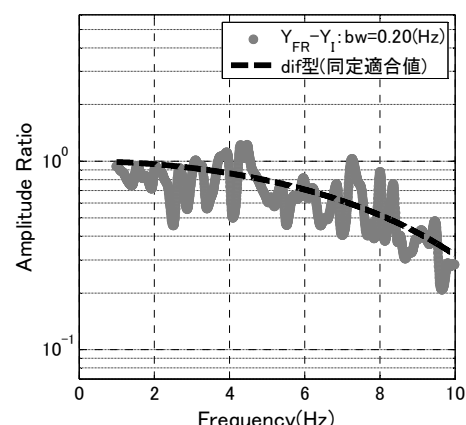
(a) 3F／1F



(b) 3F／地盤



(c) 1F／地盤



(d) 基礎入力動／地盤

図 3.2-19 EDG 短辺方向の同定 (2011/07/15、仮想質量考慮地盤ばね)

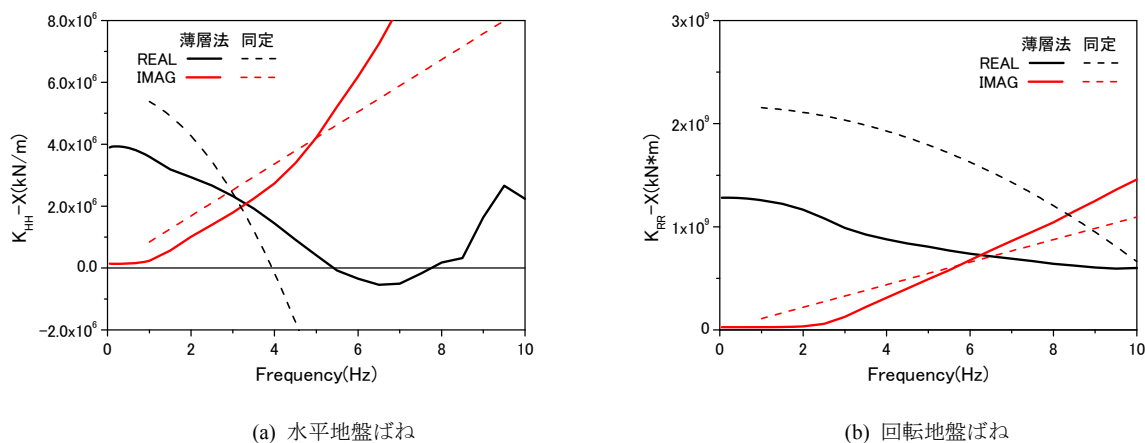


図 3.2-20 薄層法による地盤ばねと同定された地盤ばね (2011/07/15、EDG 短辺方向)

2) 地盤—構造物の動的相互作用の影響の表示

図 3.2-21 及び図 3.2-22 に、それぞれ S_a 一定と pS_v 一定を仮定した場合の相互作用による連成系の建物相対を示す。 pS_v 一定の場合は (図 3.2-22 (a))、入力 of 相互作用と慣性力の相互作用が同程度に応答低減に寄与していることが分かる。また、パネル(b)より、水平地盤ばねの変形が建物相対変位より大きく、連成系では地盤ばねの変形が卓越していることが分かる。

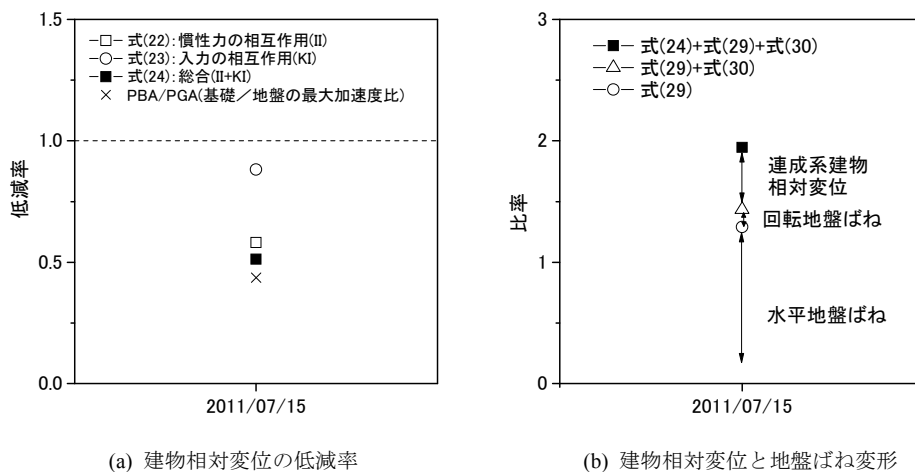
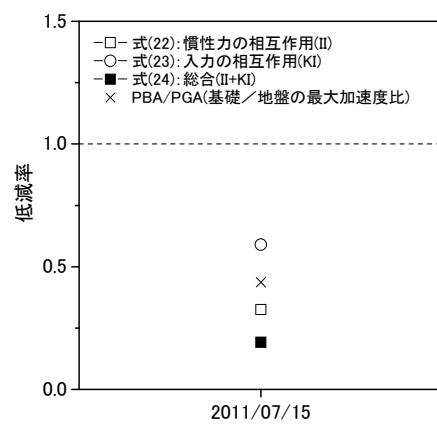
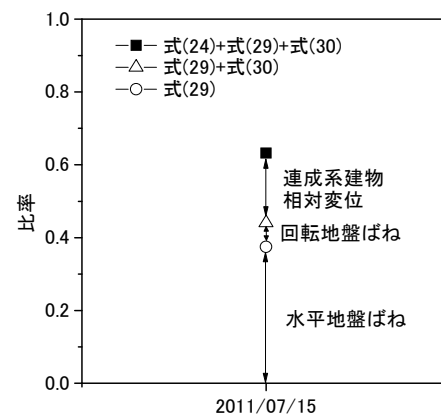


図 3.2-21 相互作用による建物相対変位の低減率
(EDG 短辺方向、仮想質量考慮地盤ばね、 S_a 一定の場合)



(a) 建物相対変位の低減率



(b) 建物相対変位と地盤ばね変形

図 3.2-22 相互作用による建物相対変位の低減率
(EDG 短辺方向、仮想質量考慮地盤ばね、 pS_v 一定の場合)

(3) 建築物 TKS について

a. 建築物等の概要と解析仮定

対象建築物(TKS)は、千葉県千葉市に建つ 1970 年頃竣工の RC 造 5 階建ての壁式構造の集合住宅で、杭長 20m、Φ300 の A 種 PC 杭 128 本に支持されている。表層地盤は、GL-3m までは $V_s = 80 \sim 110 \text{m/s}$ の軟弱な粘性土で、2011 年東北地方太平洋沖地震において GL-3m～7.7m 付近の砂層が液状化したと見られている⁵⁾⁶⁾。

検討に用いた観測記録を表 3.2-8 に、同定に用いた建物諸元を表 3.2-9 に示す。TKS の場合、建物の剛性が高く表層地盤が軟弱なので、連成系の固有振動数周辺では建物は剛体的な挙動を示すと予想される。そこで、表 3.2-9 では、建物の等価質量と等価高さ（転倒モーメント等価）は、等分布を仮定して算出している。

同定に当たっては、長辺方向(65.7m)にはスウェイモデルを、短辺方向(6.96m)には SR モデルを用いる。SR モデルでは基礎回転の観測記録を必要とするが、十分な精度の記録は得られていない。この場合は建物と回転地盤ばねのどちらかを仮定する必要があるが、TKS は、地震記録より建物が弾性範囲に止まったと推定されることから、建物ばねを仮定することにした。設計図書を参照して基礎固定の固有振動数を 7.2Hz、減衰定数は長辺方向の同定値を参照して 10%と設定する。なお、3/09 前震で、建物剛性の、回転地盤ばね剛性同定値への感度は 0.54、水平地盤ばね剛性同定値への感度は 0.00 である。

表 3.2-8 検討に用いた観測記録の一覧

観測日時	最大加速度(cm/s^2)					
	GL		1F*1		5F*2	
	長辺	短辺	長辺	短辺	長辺	短辺
2011/3/9 11:46	5.5	4.1	6.2	4.7	7.0	6.8
2011/3/11 14:47	164	166	219	216	244	308
2011/4/11 17:16	31	33	35	42	48	73

*1: 北東側 *2: 北側

表 3.2-9 同定に用いた質量および高さ

同定用諸元				その他		
建物質量 $m_1(\text{t})$	基礎質量 $m_0(\text{t})$	代表高さ $H(\text{m})$	観測高さ (m)	軒高 (m)	根入れ深さ (m)	パイルキ ャップ間
3038	1523	8.54	10.4	14.0	1.0	基礎梁

b. 長辺方向

1) 同定結果

3 地震に対する同定結果を図 3.2-23～図 3.2-25 に示す。同定対象振動数は、建物／基礎は 0.1～10Hz とし、建物／地盤、基礎／地盤については 4.0～4.5Hz を超えるあたりから単位振動数あた

りの誤差が急増することから、地震毎に 4.0Hz または 4.5Hz で打ち切っている。

3 地震の場合とも、建物／地盤には基礎固定の固有振動数に相当する 6Hz 付近にピークが認められるが、この現象は同定モデルでは再現できない。地盤－杭－建物系のシミュレーション解析でも同様であったことから⁶⁾、この振動数帯では通常の相互作用モデルでは表現できない現象が生じているものと推測される。

建物の減衰定数は 6.5%～12.7%と評価されているが、建物は概ね弾性範囲に止まったと考えられるので、粘性減衰や履歴減衰以外の要因によって、見かけ上の減衰が生じているものと推測される。

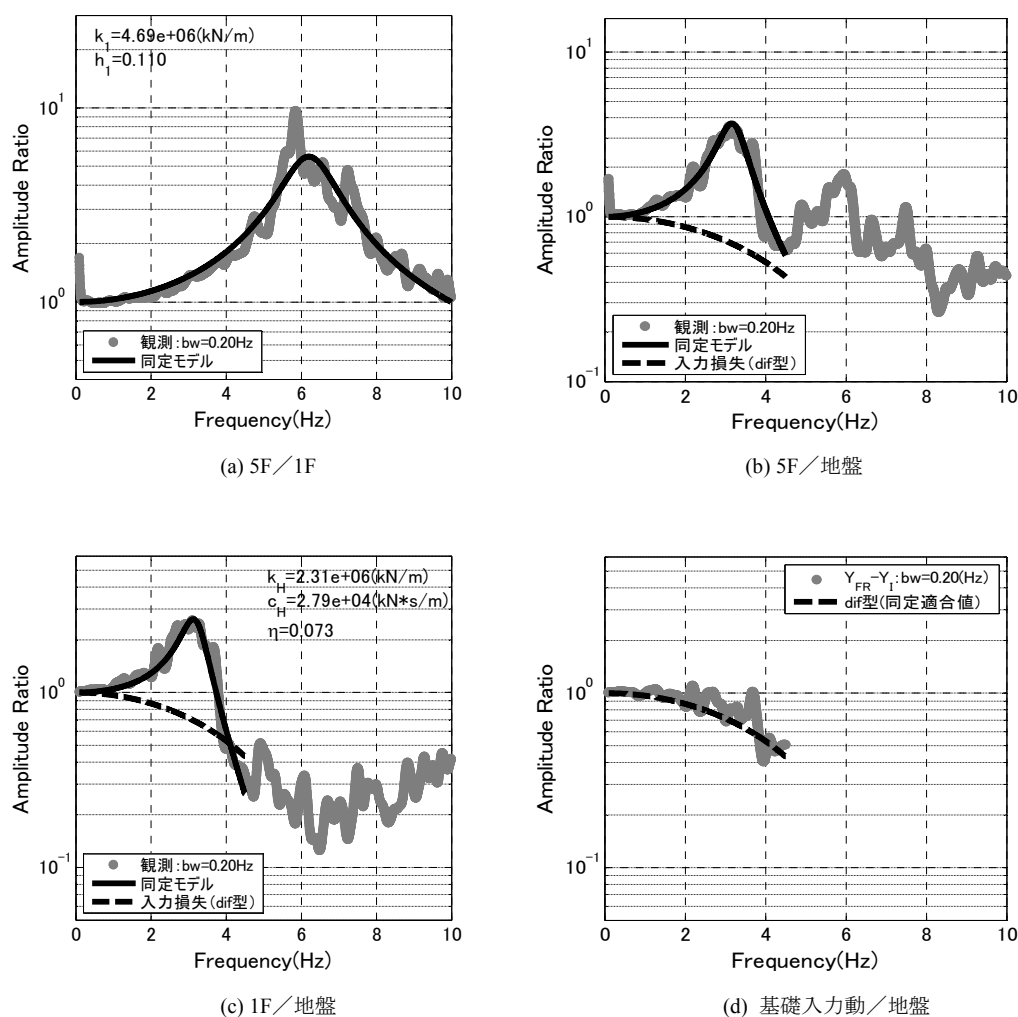
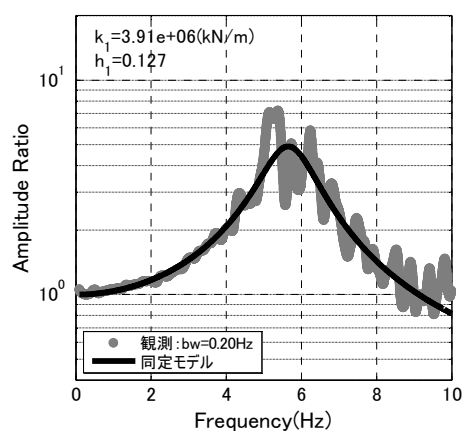
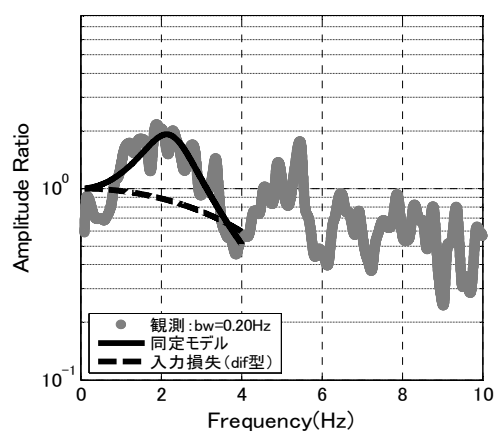


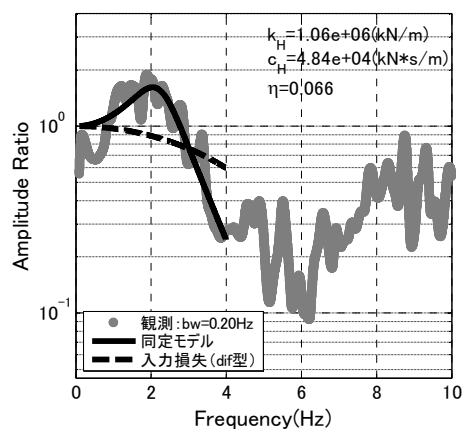
図 3.2-23 TKS 長辺方向の同定（2011/03/09 前震、北側測点）



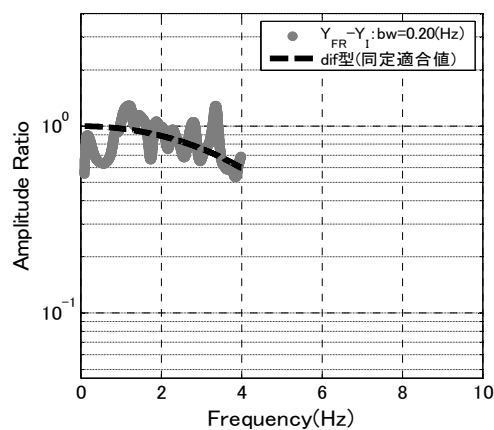
(a) 5F/1F



(b) 5F/地盤



(c) 1F/地盤



(d) 基礎入力動/地盤

図 3.2-24 TKS 長辺方向の同定 (2011/03/11 本震、北側測点)

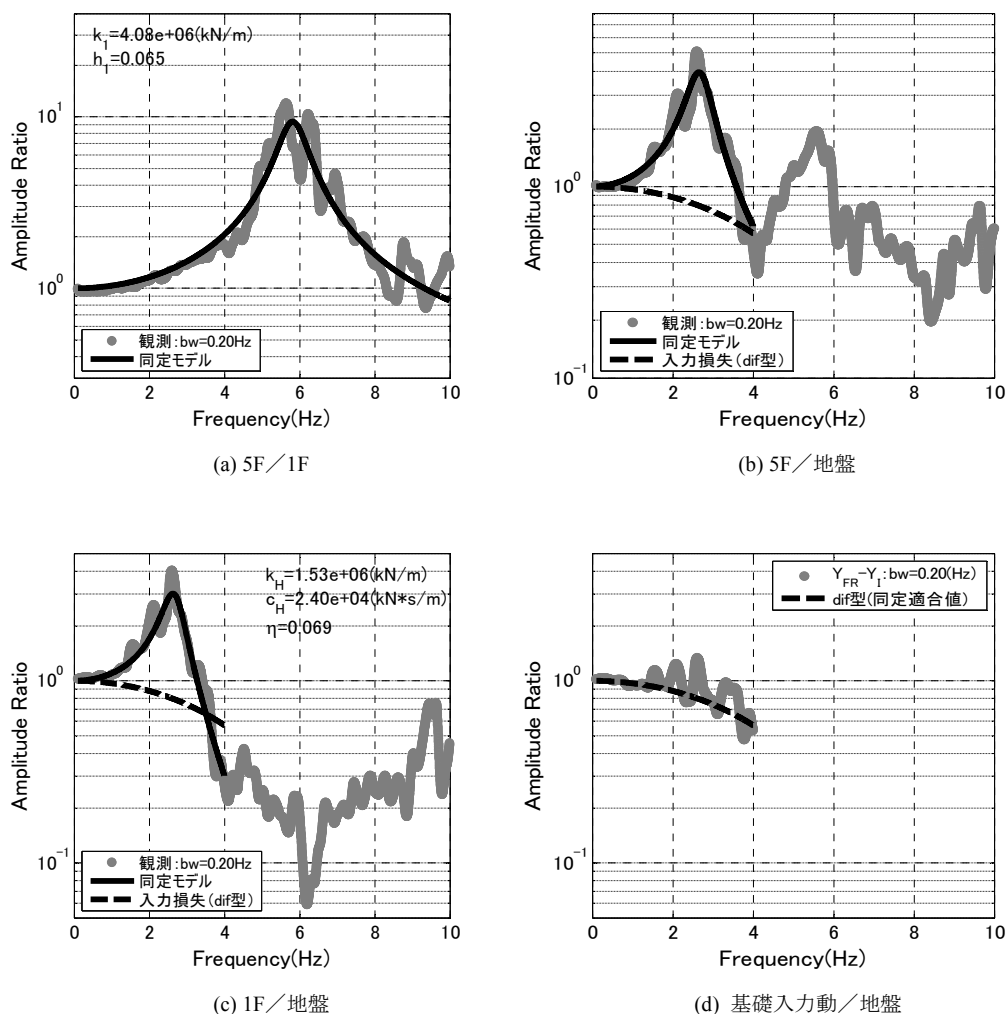


図 3.2-25 TKS 長辺方向の同定 (2011/04/11 余震、北側測点)

図 3.2-26 に、建物ばねと水平地盤ばねの変化を示す。建物の剛性は、本震でやや低下するもののほぼ一定となっており、弾性範囲に止まったものと判断される。地盤ばねの剛性は、本震で大きく低下し、4/11 の時点では前震の水準まで回復していない。

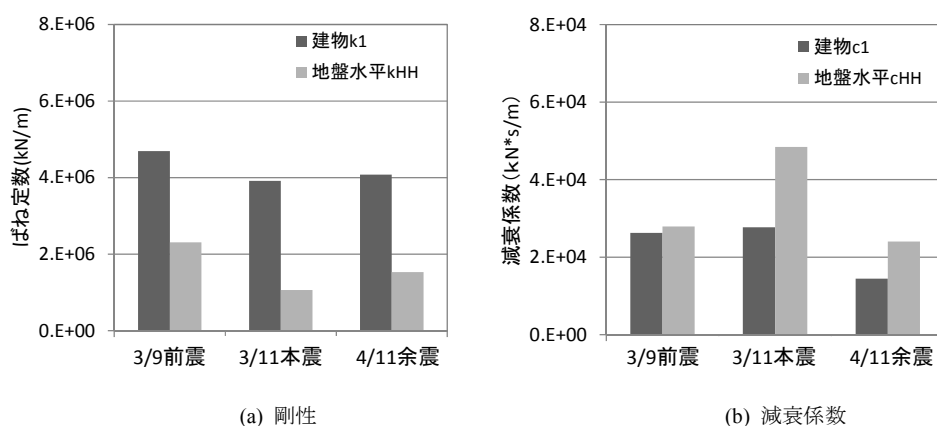


図 3.2-26 地震による建物ばねと水平地盤ばねの変化 (TKS 長辺方向)

2) 地盤—構造物の動的相互作用の影響の表示

図 3.2-27 及び図 3.2-28 に、それぞれ S_a 一定と pS_v 一定を仮定した場合の相互作用による連成系の建物相対変位の変化を示す。慣性力の相互作用による低減は、前震に比べて本震、余震の方が大きくなっている。これは、建物が弾性範囲に止まり、本震、余震では水平地盤ばねが軟化したためと考えられる。パネル(b)より、水平地盤ばねの変形が建物相対変位より大きく、連成系では地盤ばねの変形が卓越していることが分かる。

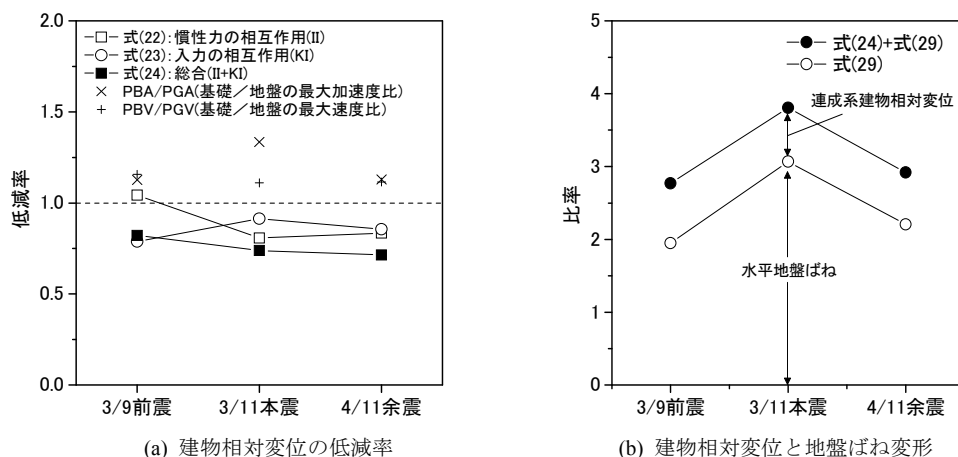


図 3.2-27 相互作用による建物相対変位の低減率 (TKS 長辺方向、 S_a 一定の場合)

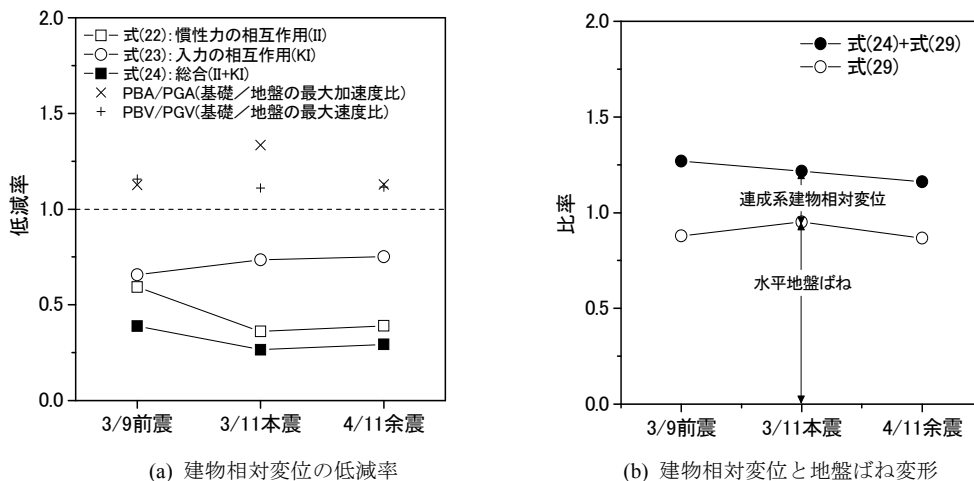


図 3.2-28 相互作用による建物相対変位の低減率 (TKS 長辺方向、 pS_v 一定の場合)

3) その他

1)の同定結果において、建物の減衰定数は 6.5%~12.7%と評価される結果となった。これより、粘性減衰や履歴減衰以外の要因によって、見かけ上の減衰が生じているものと推測される。紙幅の都合で図は割愛するが、長辺方向について、各測点の伝達関数を比較すると、5F はほぼ一様に剛床として振動しているのに対し、1F は 6Hz 付近で位置によって振幅が異なっており、これが見

かけ上の大きな減衰と関連している可能性がある。南側の観測点を用いた場合は、建物の減衰はさらに大きくなる。ただし、地盤ばねの同定値には大きな差はない。この建物は、1F がプレキャストの置床（他の階は一体打ちスラブ）となっており、このことが 1F の剛床性が低下する一因になっていると考えられる。これらの現象については、観測とその記録分析における今後の検討課題である。

c. 短辺方向

1) 同定結果

図 3.2-29～図 3.2-31 に 3 地震に対する同定結果を示す。同定対象振動数範囲の設定は長辺方向と同様であるが、短辺方向については、長辺方向の 6～7Hz 付近で見られたような同定モデルで表現できない現象が見られないので、長辺方向より高い振動数まで同定に用いている。対象振動数範囲では同定結果と観測記録は概ね対応しているが、4/11 余震のように適合が不十分で基礎入力動の推定値に慣性力の相互作用の影響が残存するケースも見られる(図 3.2-31 パネル(d))。

図 3.2-32 に、水平地盤ばねと回転地盤ばねの変化を示す。地盤ばねの剛性は、水平、回転成分とも、本震時に低下していることは長辺方向の水平地盤ばねの場合と同様である。

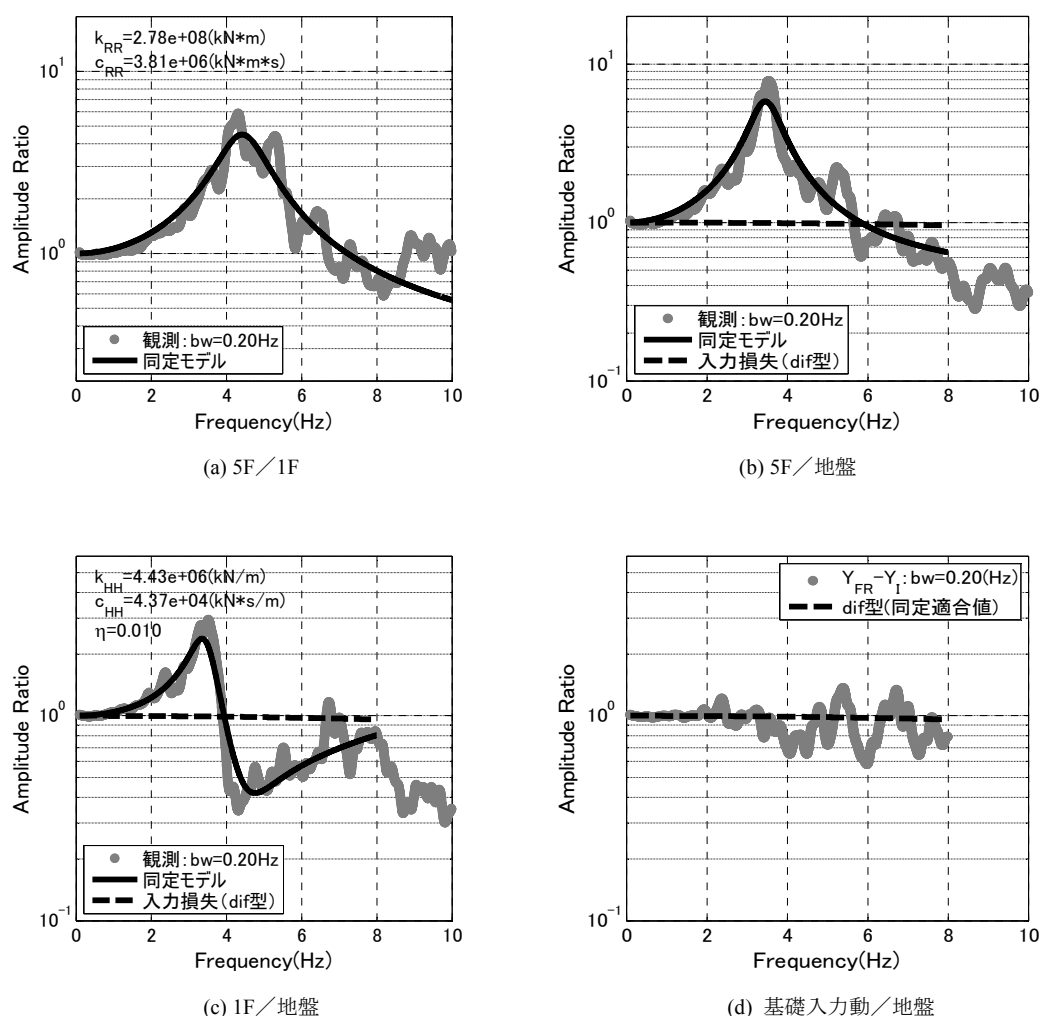
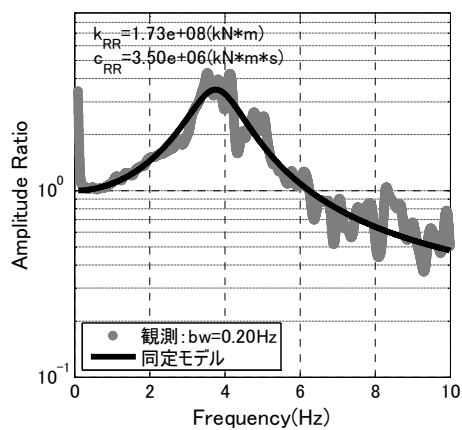
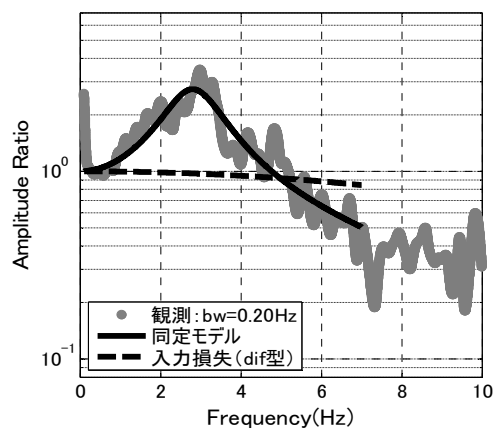


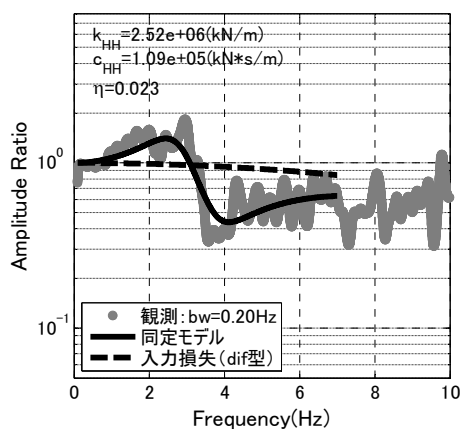
図 3.2-29 TKS 短辺方向の同定 (2011/03/09 前震、北側測点)



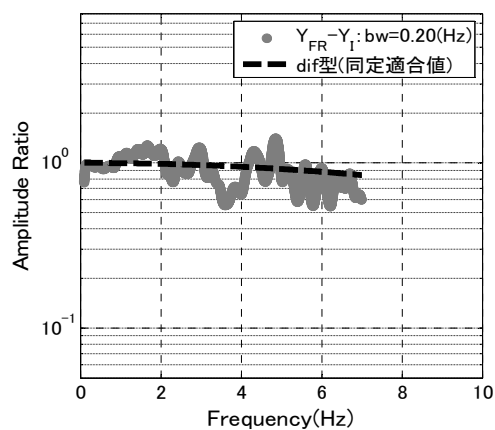
(a) 5F/1F



(b) 5F/地盤

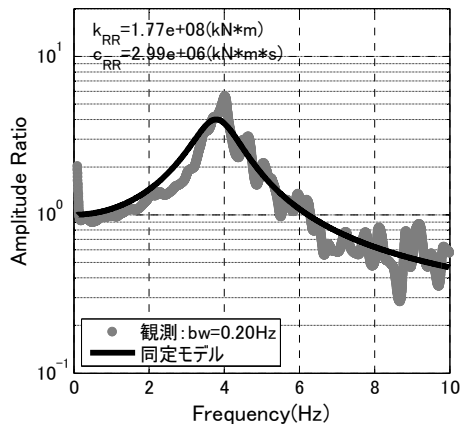


(c) 1F/地盤

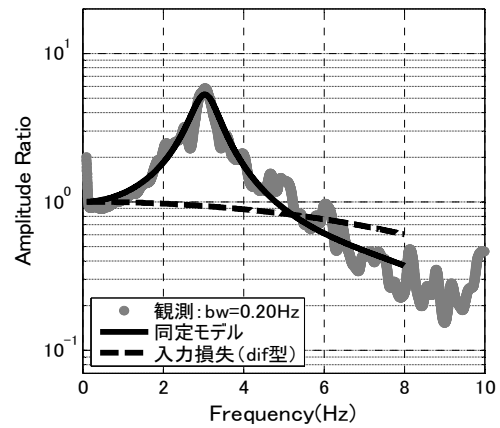


(d) 基礎入力動/地盤

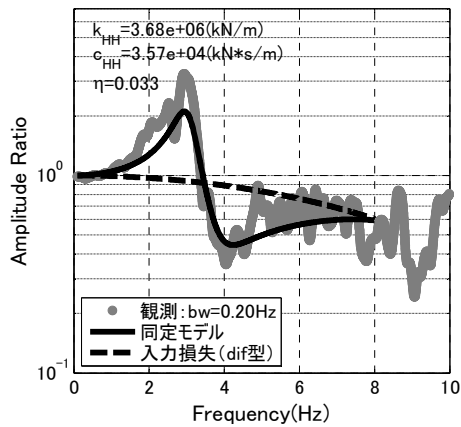
図 3.2-30 TKS 短辺方向の同定 (2011/03/11 本震、北側測点)



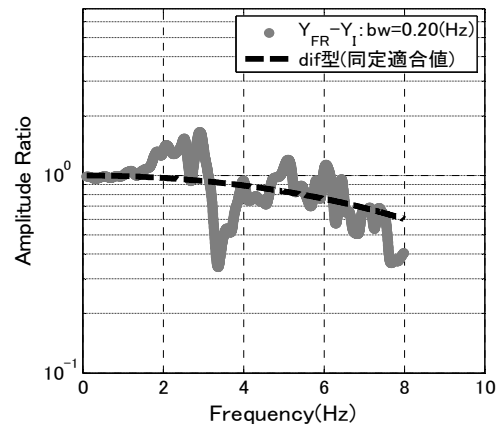
(a) 5F/1F



(b) 5F/地盤

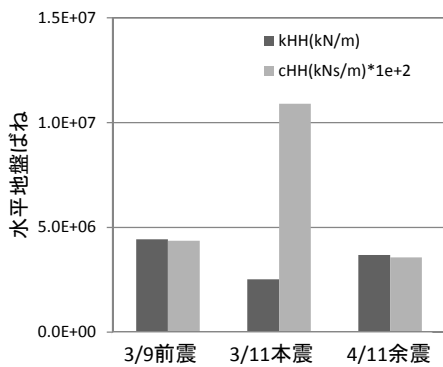


(c) 基礎/地盤

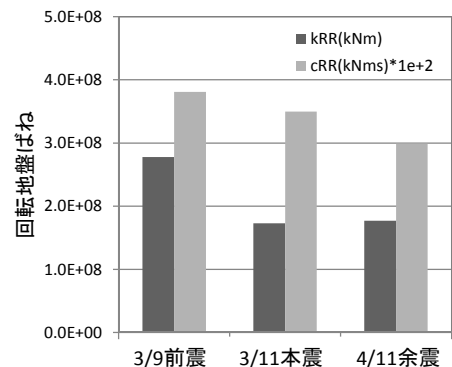


(d) 基礎入力動/地盤

図 3.2-31 TKS 短辺方向の同定 (2011/04/11 余震、北側測点)



(a) 水平地盤



(b) 回転地盤ばね

図 3.2-32 地震による建物ばねと水平地盤ばねの変化 (TKS 短辺方向)

2) 地盤—構造物の動的相互作用の影響の表示

図 3.2-33 及び図 3.2-34 に、それぞれ S_a 一定と pS_v 一定を仮定した場合の相互作用による連成系の建物相対変位の変化を示す。短辺方向は η が小さく入力損失が小さいので、入力の相互作用による応答低減効果はほとんど表れていない。パネル(a)で、余震時の慣性力相互作用による低減率は前震時に近づいており長辺方向とは異なるが、これは短辺方向の地盤ばねの回復が早かったためと考えられる。また、パネル(b)より、連成系の応答に占める回転地盤ばねと水平地盤ばねの割合が同程度であることが分かる。

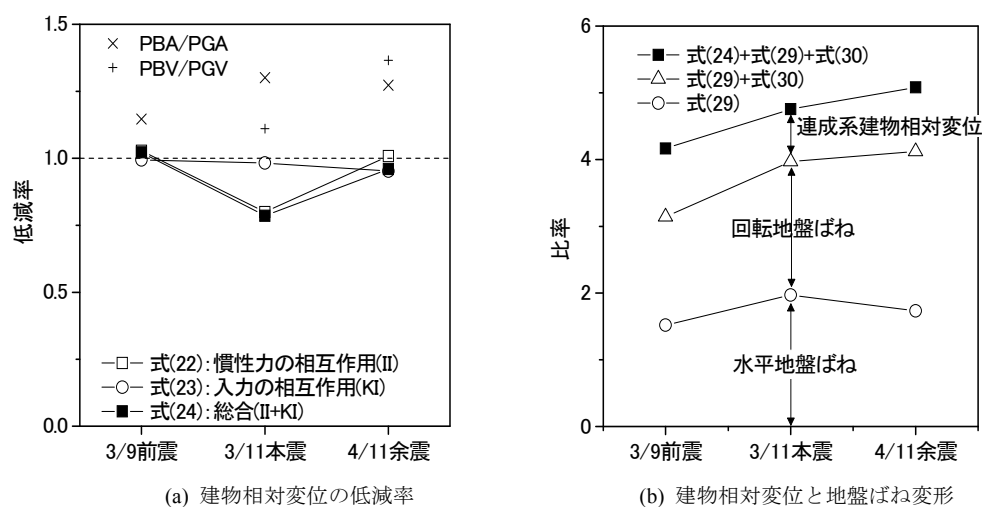


図 3.2-33 相互作用による建物相対変位の低減率 (TKS 短辺方向、 S_a 一定)

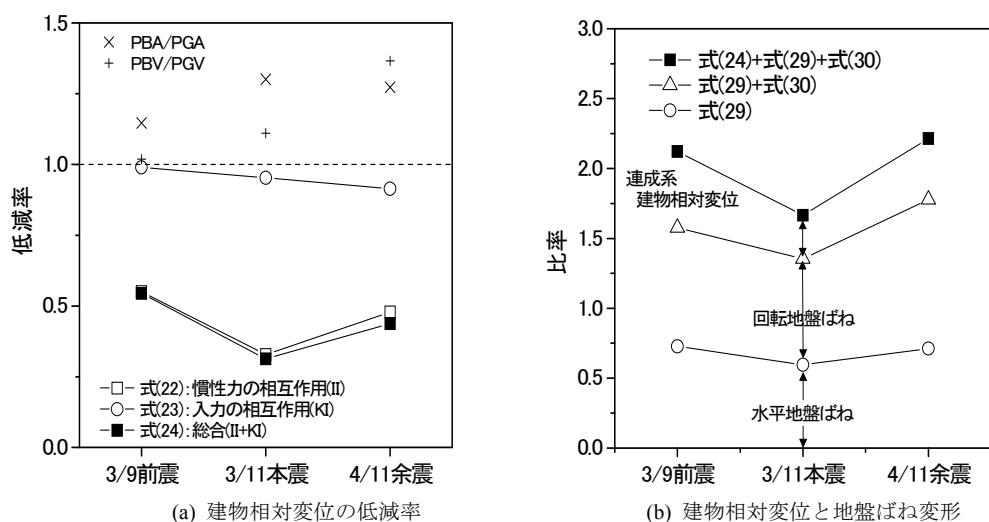


図 3.2-34 相互作用による建物相対変位の低減率 (TKS 短辺方向、 pS_v 一定)

(4) 建築物 NIT について

a. 建築物等の概要と解析仮定

対象建築物(NIT)は、埼玉県南埼玉郡に建つ RC 造 6 階建ての学校建築物で、長辺・短辺ともに連層耐震壁付ラーメン構造となっている。基礎は、Φ1300～1800 の場所打ち杭で、杭先端深さは GL-57m である。表層地盤は粘性土と砂質土の互層で、GL-20m 以浅の V_s は 150～200m/s 程度⁷⁾である。

建物の質量は、逆三角形モードを仮定した縮約 1 自由度系の等価質量を用いた。代表高さは SR モデルにも用いることを考慮して、転倒モーメントが等価となる高さを用いた。検討に用いた観測記録を表 3.2-10 に、同定に用いた建物諸元を表 3.2-11 に示す。

同定に当たっては、長辺方向(60m)にはスウェイモデルを、短辺方向(25m)には SR モデルを用いる。SR モデルでは基礎回転の観測記録を必要とするが、本建物の場合、これが求められる観測点配置とはなっていない。この場合は建物と回転地盤ばねのどちらかを仮定する必要があるが、本建物の場合、3/11 本震で建物が非線型領域に入ったと見られることから、回転地盤ばねの値を略算により設定し、建物ばねを未知数とすることにした。ここでは、簡単に杭先支持地盤 ($V_s = 330\text{m/s}$, $\rho = 1.8\text{t/m}^3$, $\nu = 0.483$) の直接基礎の回転ばねを用いることにした。計算においては、25m×60m を 25m×25m の正方形基礎の 2.4 個分として、以下のように算定した。

$$k_{RR} = 8Gr / (2 - \nu) \times 2.4 = 6.81 \times 10^9 \text{ kNm}$$

$$c_{RR} = \rho V_s I \eta \times 2.4 = 9.71 \times 10^7 \text{ kNm} \cdot \text{s}$$

ここで、 $r = \sqrt{25^2 / \pi} = 14.1\text{m}$, $\eta = 3.4 / \{\pi(1 - \nu)\}$, $I = 25^4 / 12\text{m}^4$ である。

なお、別途リング加振薄層法を用いて回転ばねを求め、上述の略算値とほぼ対応することを確認している。また、3/9 前震で、回転地盤ばね剛性の、建物剛性同定値への感度は 0.23、水平地盤ばね剛性同定値への感度は 0.02 であった。

表 3.2-10 検討に用いた観測記録の一覧

観測日時	最大加速度(cm/s^2)					
	GL		1F		6F	
	長辺	短辺	長辺	短辺	長辺	短辺
2011/3/9 11:46	5.9	5.8	4.3	4.3	10.6	9.3
2011/3/11 14:47	230	197	150	119	283	322
2011/3/11 15:15	99	79	46	45	118	135
2011/4/11 17:16	83	86	37	48	123	128

表 3. 2-11 同定に用いた質量および高さ

同定用諸元				その他		
建物質 質量 $m_1(t)$	基礎質 量 $m_0(t)$	代表高 さ $H(m)$	観測高 さ (m)	軒高 (m)	根入れ深 さ (m)	パイルキ ャップ間
12049.4	3533.4	18.74	21.5	26.7	2.0 (2.8) ^{*1}	基礎梁

*1: 部分地下での深さ

b. 長辺方向

1) 同定結果

3/9 前震、3/11 本震、4/11 余震に対する、長辺方向の同定結果を図 3.2-35～図 3.2-37 に示す。建物／基礎については 0.1～5.0Hz を対象範囲とし、建物／地盤、基礎／地盤については 0.1～5.0Hz を基本とするが、0.5Hz ずつ上限振動数を変化させて、単位振動数あたりの誤差が急増する傾向が見られた場合は、その直前で打ち切った。同定に用いた振動数範囲は、読み取れるように図示した。建物と地盤ばねの同定値は、図中に示した。

図でパネル(c)と(d)を比較すると、パネル(c)の基礎応答の伝達関数では慣性力の作用による大きな山谷が見られるが、パネル(d)の入力損失では、高振動数側に向かって漸減する特性が得られている。

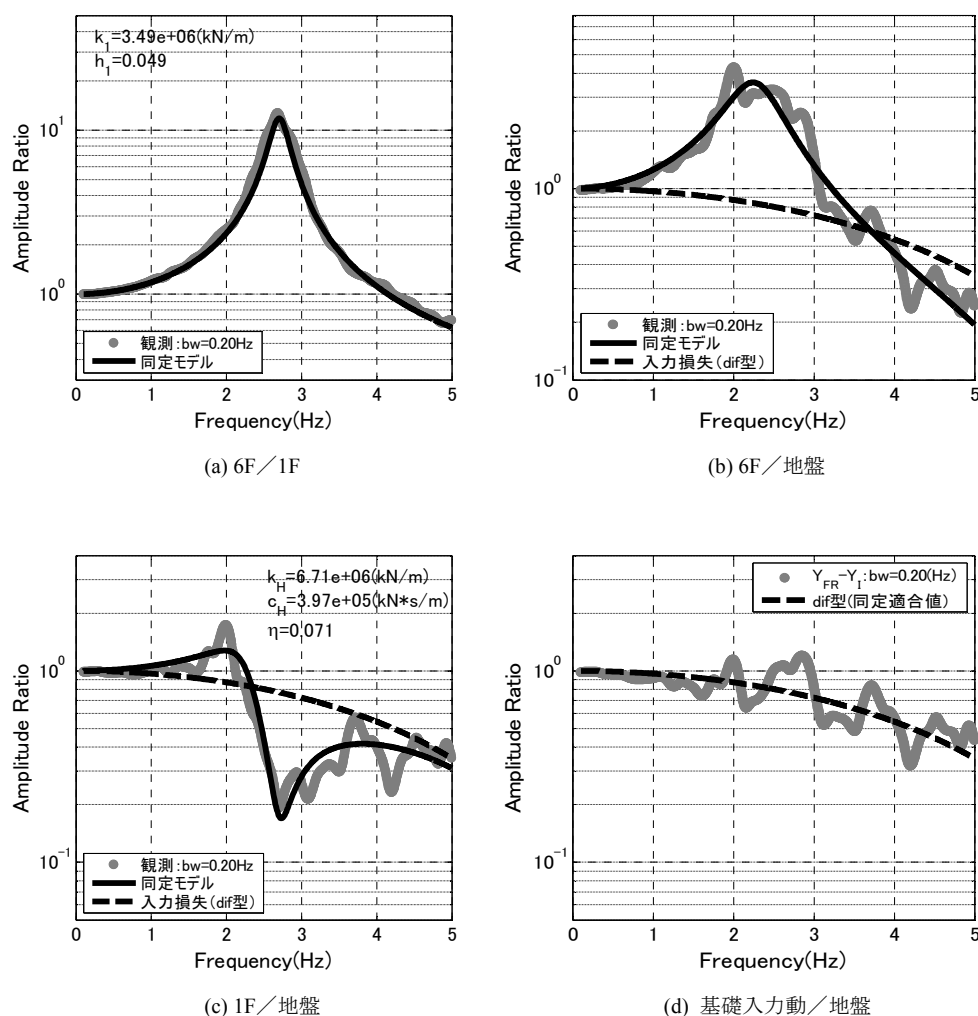
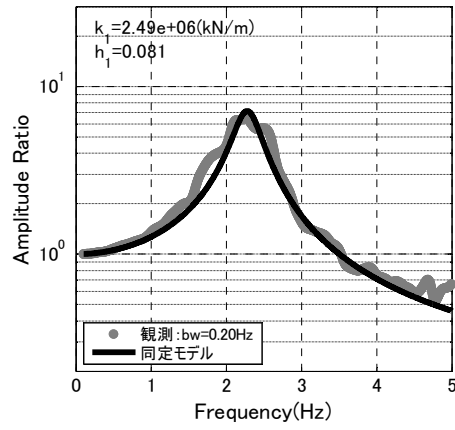
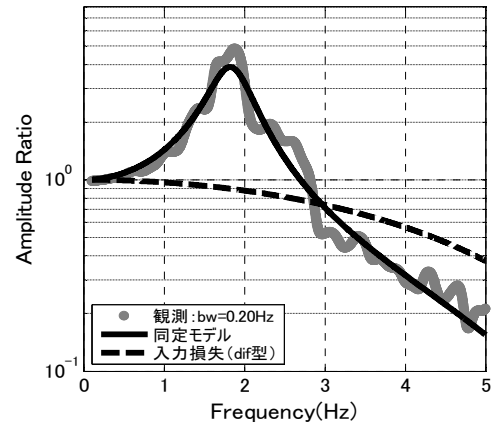


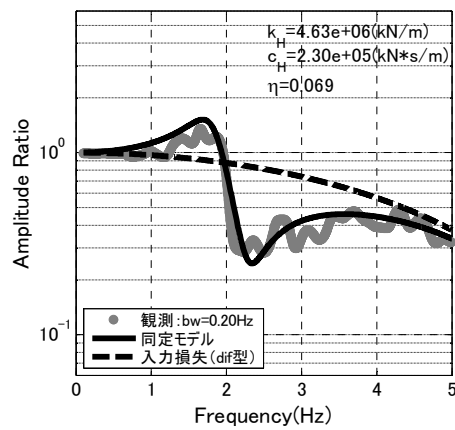
図 3.2-35 NIT 長辺方向の同定 (2011/03/09 前震)



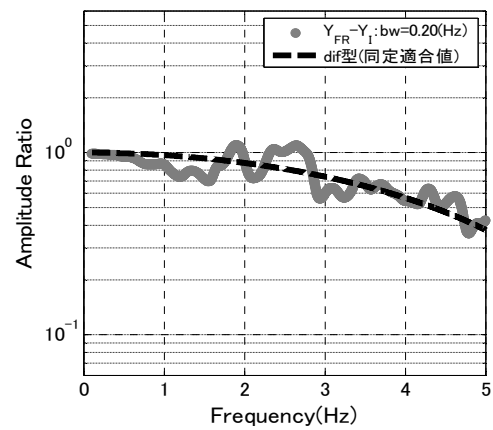
(a) 6F/1F



(b) 6F/地盤

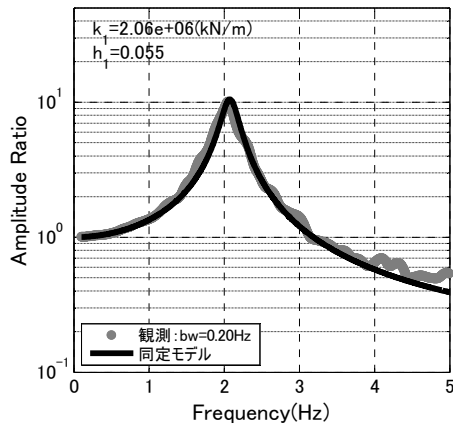


(c) 1F/地盤

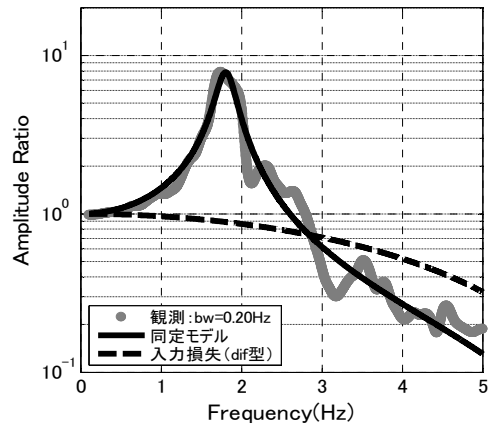


(d) 基礎入力動/地盤

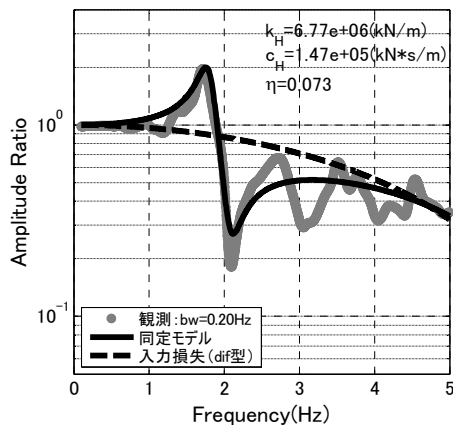
図 3.2-36 NIT 長辺方向の同定 (2011/03/11 本震)



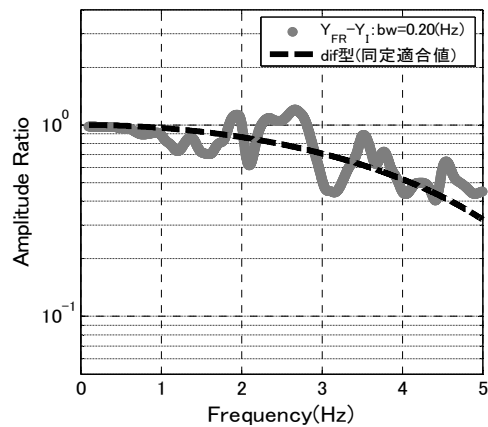
(a) 6F/1F



(b) 6F/地盤



(c) 1F/地盤



(d) 基礎入力動/地盤

図 3.2-37 NIT 長辺方向の同定 (2011/04/11 余震)

図 3.2-38 に、建物と地盤の剛性と減衰係数の変化を示す。建物の剛性は、3/11 本震以降で低下した後、さらに若干低下し、その後回復していないのに対して、地盤ばねは当日の余震で半分程度まで回復し、4/11 余震では、前震の水準まで回復している。

また、地盤ばねの減衰係数は、3/11 本震で低下した後、余震でも回復しない傾向が見られる。その値は、本震以降、増減しているが、ノイズ等の影響による伝達関数の振幅の変化に影響されやすいためと考えられる。

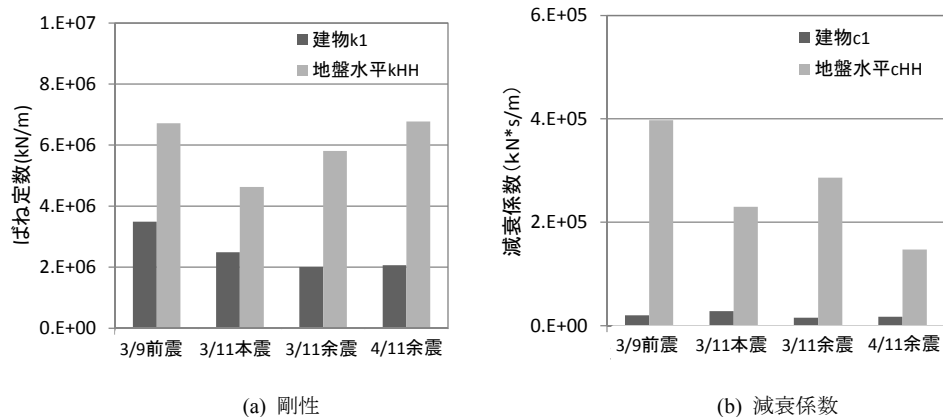


図 3.2-38 地震による建物ばねと水平地盤ばねの変化 (NIT 長辺方向)

2) 地盤—構造物の動的相互作用の影響の表示

図 3.2-39 及び図 3.2-40 に、それぞれ入力地震動の特性として S_a 一定と pS_v 一定を仮定した場合の相互作用による連成系の建物相対変位の変化を示す。

入力の相互作用による低減効果は 0.8~0.9 倍ではほぼ一定である。参考として基礎／地盤の観測値の最大加速度比と最大速度比も示す。これらの指標は、地震によって大きく変動し、本論の推定とも対応しない。慣性力の相互作用による低減効果は、前震で最も大きく、3/11 本震以降は低減効果が減じている。これは、図 3.2-39 及び図 3.2-40 のパネル(b)から分かるように、建物剛性が低下して水平地盤ばねの変形割合が減じたことと、長周期化によって地盤ばねの変形と建物相対変位を足し合わせた連成系全体の応答変位が増大したことによると考えられる。4/11 余震で、特に慣性力の相互作用による応答低減効果が減ずるのは、地盤ばねの減衰係数が小さくなっているためである。4/11 余震で地盤ばねの減衰係数が小さく評価されたのは、4/11 余震で連成系卓越周期での基礎振幅が大きくなっていることに対応する結果である (図 3.2-37 パネル(c))。

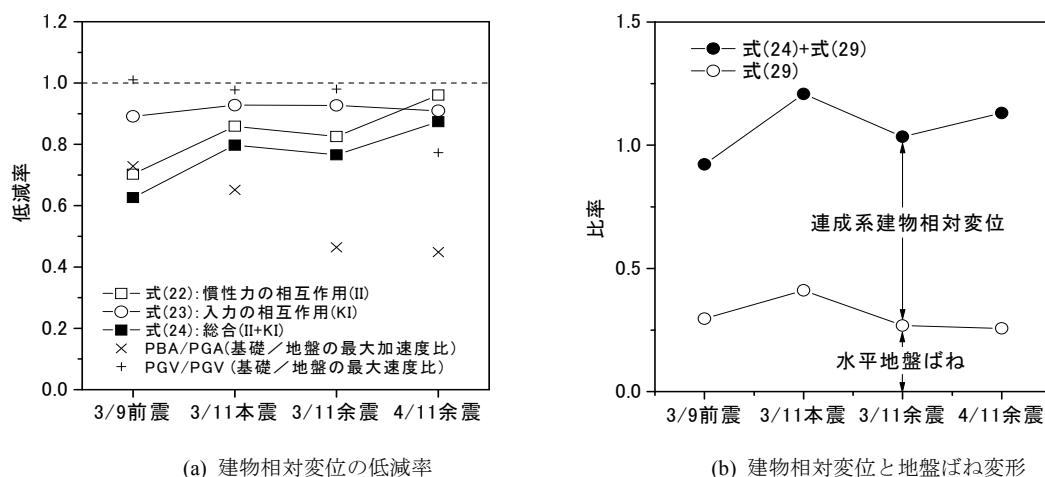
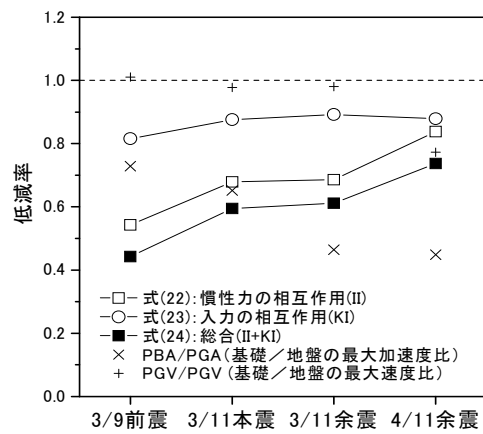
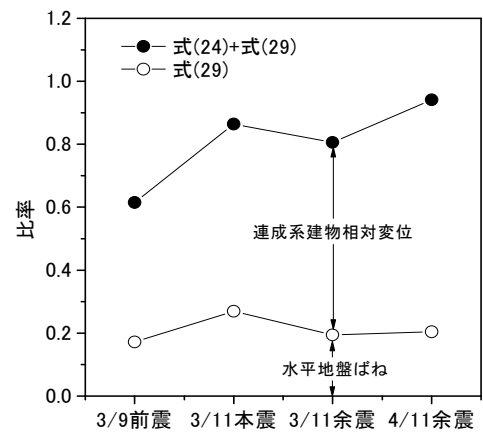


図 3.2-39 相互作用による建物相対変位の低減率 (NIT 長辺方向、 S_a 一定)



(a) 建物相対変位の低減率



(b) 建物相対変位と地盤ばね変形

図 3.2-40 相互作用による建物相対変位の低減率 (NIT 長辺方向、pSv 一定)

c. 短辺方向

1) 同定結果

3/9 前震、3/11 本震、4/11 余震に対する、短辺方向の同定結果を図 3.2-41～図 3.2-43 に示す。同定の対象振動数の設定方法は、長辺方向と同様である。

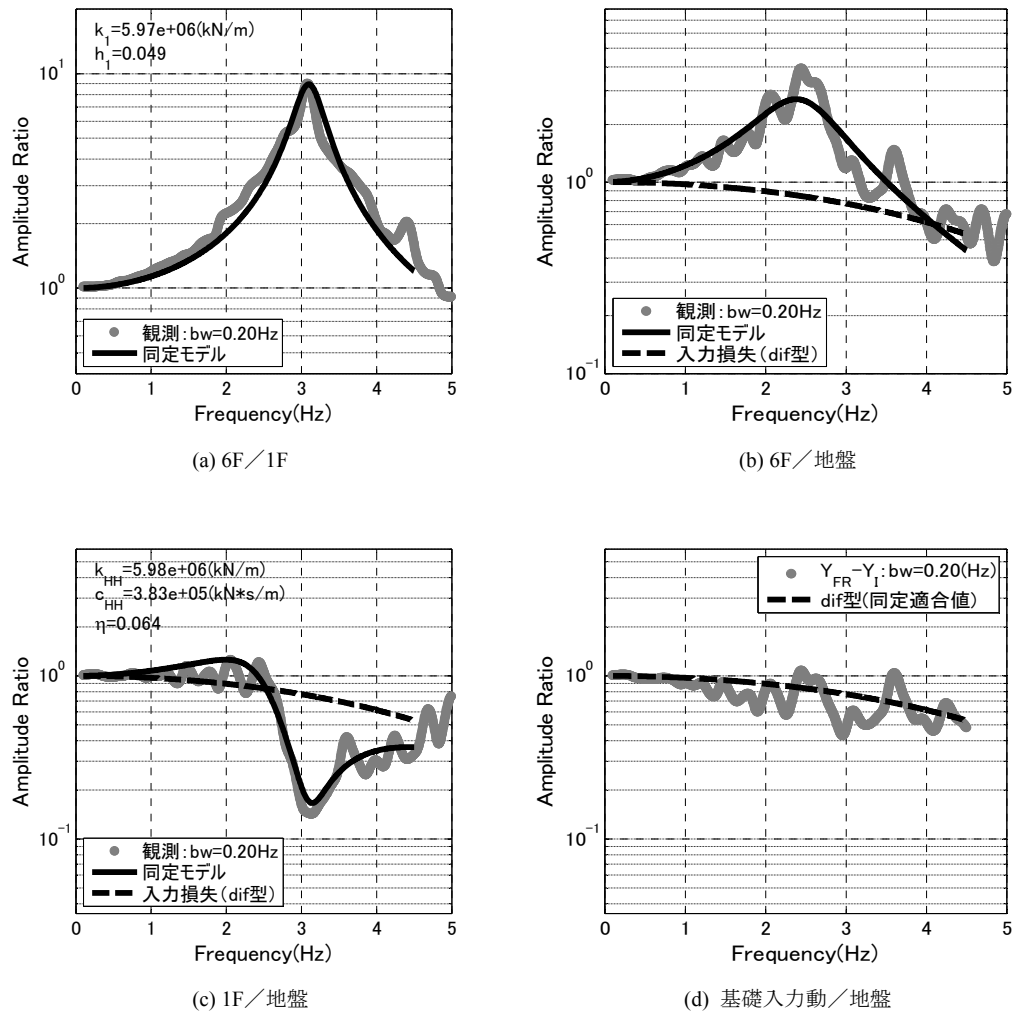
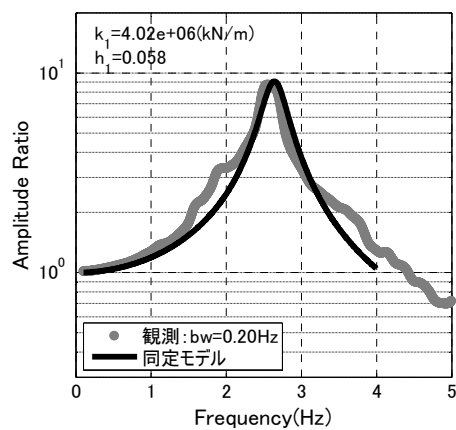
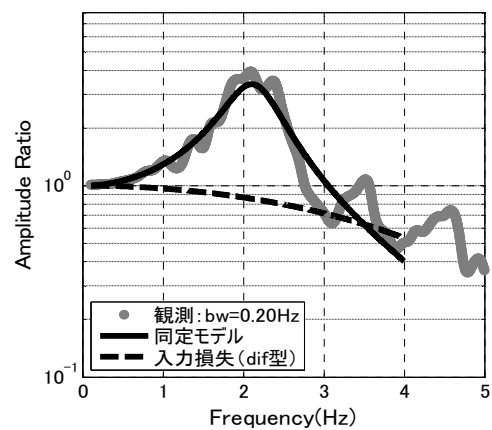


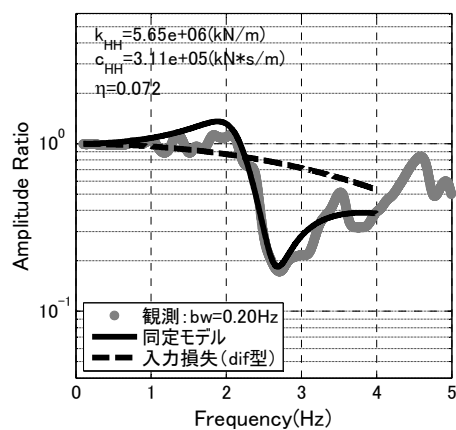
図 3.2-41 NIT 短辺方向の同定 (2011/03/09 前震)



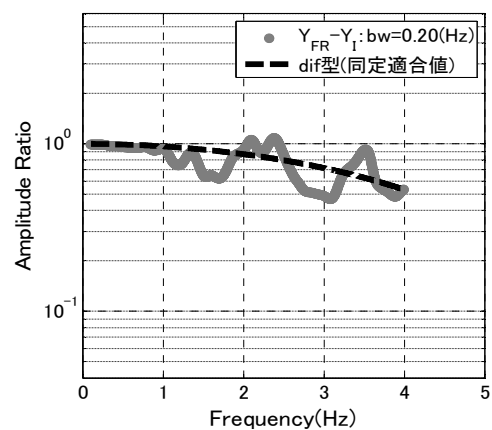
(a) 6F/1F



(b) 6F/地盤



(c) 1F/地盤



(d) 基礎入力動/地盤

図 3.2-42 NIT 短辺方向の同定 (2011/03/11 本震)

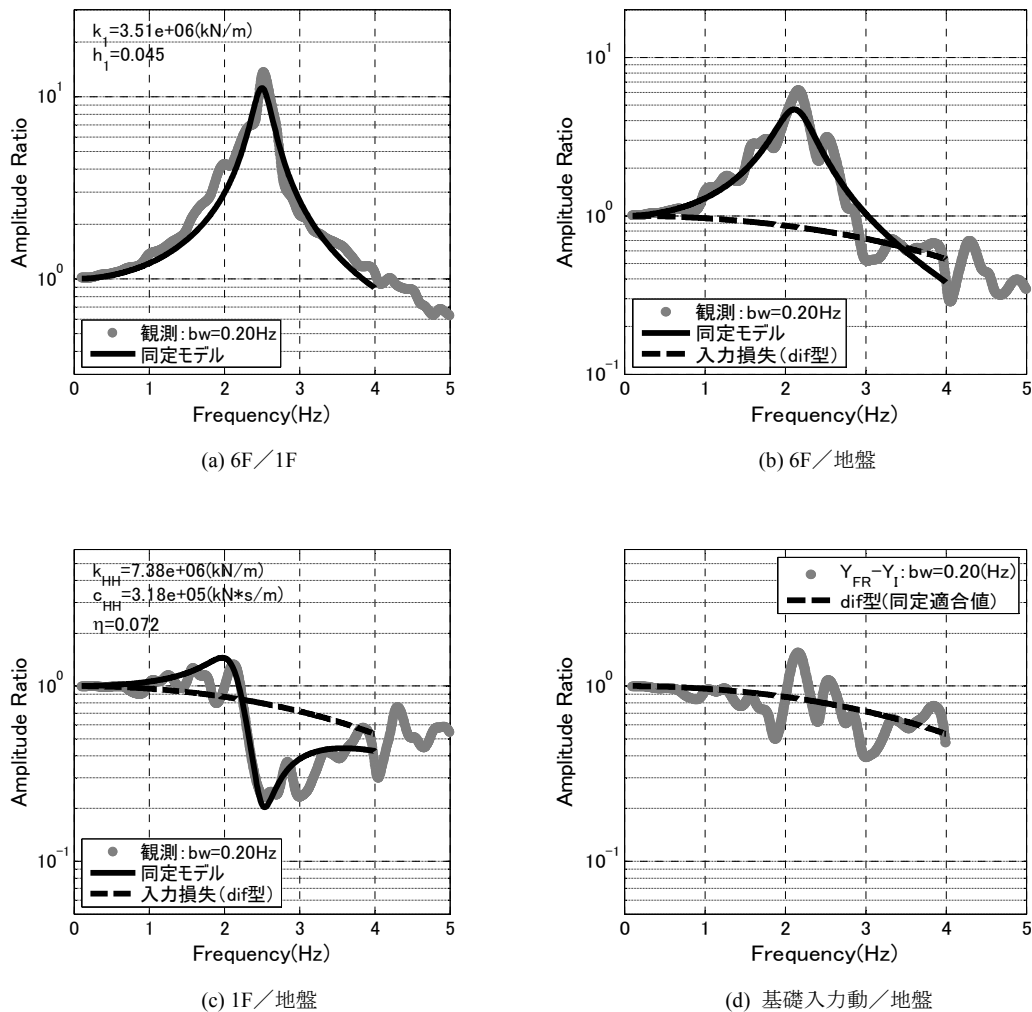


図 3.2-43 NIT 短辺方向の同定 (2011/04/11 余震)

図 3.2-44 に、建物ばねと水平地盤ばねの変化を示す。建物の剛性は 3/11 本震で低下した後、3/11 余震でさらに若干低下し、その後も回復していない。水平地盤ばねは 3/11 本震でやや低下した後、同日の余震で前震の水準をやや超えるまで回復し、4/11 余震では前震の時点より剛性が高くなっている。この同定結果は、建物/基礎の卓越振動数が本震より余震でやや低下し、建物/地盤の卓越振動数が本震と余震でほぼ同じになっていることを反映したものである。

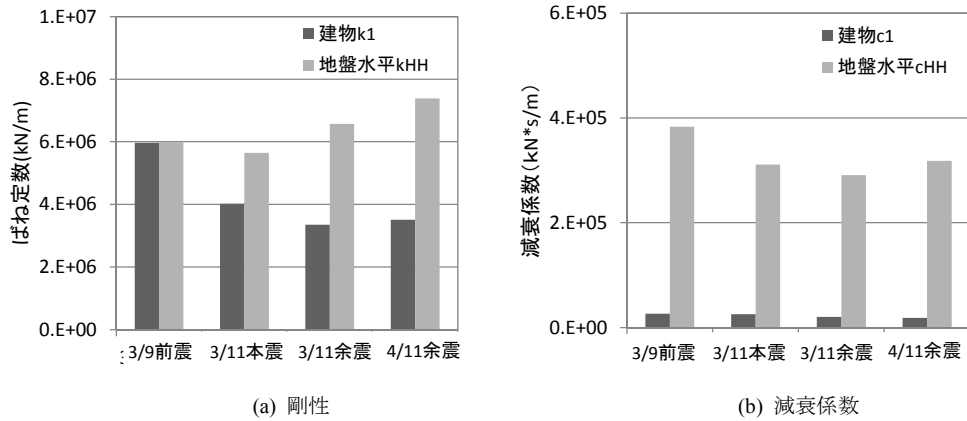


図 3.2-44 地震による建物ばねと水平地盤ばねの変化 (NIT 短辺方向)

2) 地盤—構造物の動的相互作用の影響の表示

図 3.2-45 と図 3.2-46 に、それぞれ入力地震動の特性として S_a 一定と pS_v 一定を仮定した場合の相互作用による応答低減効果を示す。入力の相互作用による低減効果は 0.8 強でほぼ一定である。慣性力の相互作用による低減効果は、前震で最も大きく、3/11 本震以降は効果が減じている。これも、長辺方向の場合と同じ要因によると考えられる。慣性力の相互作用による応答低減は、短辺方向の方が長辺方向より大きい。これは、短辺方向の方が建物の剛性が高いためである。

図 3.2-45 と図 3.2-46 のパネル(b)には、各ばねの変形が示されているが、回転地盤ばねの変形は建物相対変位よりかなり小さい。

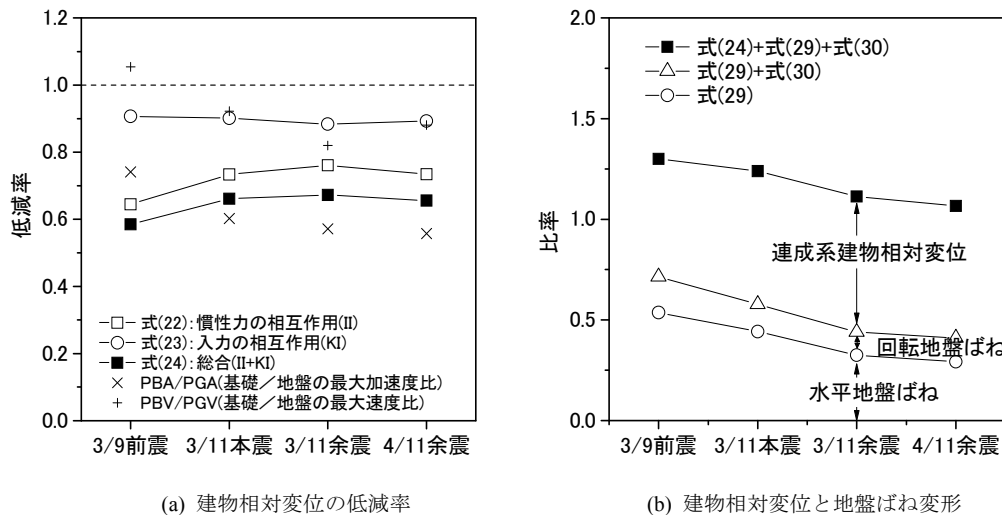
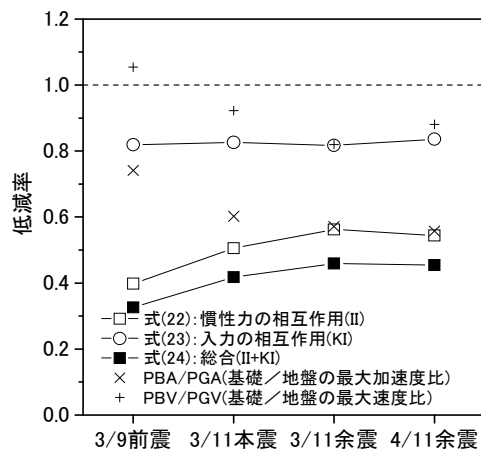
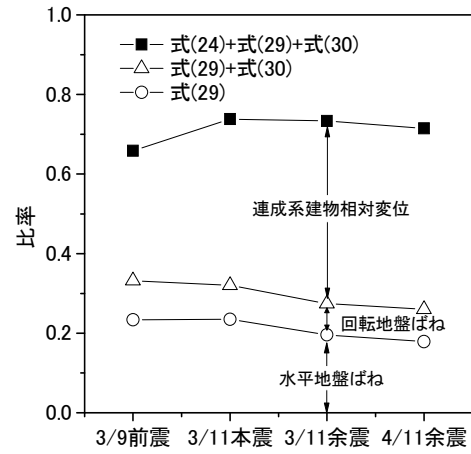


図 3.2-45 相互作用による建物相対変位の低減率 (NIT 短辺方向、 S_a 一定)



(a) 建物相対変位の低減率



(b) 建物相対変位と地盤ばね変形

図 3.2-46 相互作用による建物相対変位の低減率 (NIT 短辺方向、pSv 一定)

(5) ロッキングの影響について

SR モデルを使った前項までの同定結果を示したグラフでは、上部構造の応答に関し、伝達関数 Z_{1obs}/Y_{FF} 及び Z_{1obs}/Z_0 を示しているが、以下においては、ロッキングの上部構造への影響を見るために、次式によるロッキングの影響を取り除いた建物変位の伝達関数を参考として示すこととする。

$$\frac{Z_1}{Z_0 + H\Theta_0} = \frac{1 + \bar{Y}_{H-I} + H\bar{\Theta}_{H-I} + \bar{X}_{H-I}}{1 + \bar{Y}_{H-I} + H\bar{\Theta}_{H-I}} \quad (3.34)$$

記号の表記は、式(3.8)(3.9)に倣う。また、基礎回転は無視している。前項までの検討にて、建物剛性か回転地盤ばねのどちらかを仮定して SR モデルの同定を行ったが、この同定された SR モデルの諸元を用いれば、式(3.7)を解くことにより式(3.34)右辺中の変数 $\bar{Y}_{H-I}$ 、 $\bar{\Theta}_{H-I}$ 、 $\bar{X}_{H-I}$ も得ることができる。

式(3.34)では、代表高さ H において伝達関数を求めているが、この時、1 質点基礎固定系の伝達関数として次式によっても得られることは周知の通りである。

$$\frac{Z_1}{Z_0 + H\Theta_0} = \frac{K_1}{K_1 - \omega^2 m_1} \quad (3.35)$$

前項までの検討では地震記録と対応させる必要があることから、伝達関数を観測点において求めていたが、本項では 1 質点基礎固定系の伝達関数と対応させて考察するため、その他の相互作用系の伝達関数も、代表高さにおいて、すなわち、 Z_1/Y_{FF} 及び Z_1/Z_0 として求める。

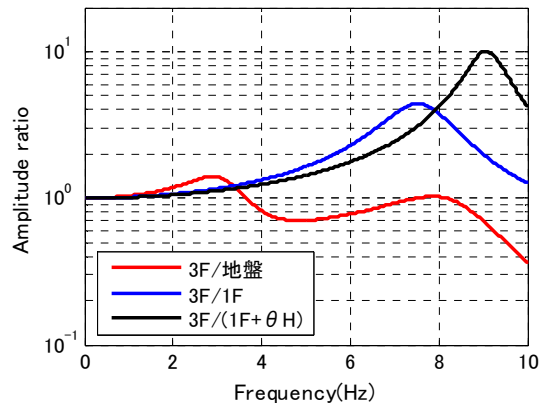
なお、式(3.34)の伝達関数を地震記録から求めるには、これまで検討してきた伝達関数 Z_{1obs}/Y_{FF} 、及び Z_{1obs}/Z_0 の場合と異なり、基礎回転に関する地震記録が必要となる。しかしながら、本研究での観測では、基礎回転の観測を行っていないか観測を行っていたとしても十分な精度を有する基礎回転の記録が得られていないため、式(3.34)の伝達関数と地震記録との直接的な比較はできない。

SR モデルを使って同定を行った建物のうち、表 3.2-12 に示すケースについて、同定された SR モデルの緒元から計算で求めた各伝達関数を比較した結果を図 3.2-47 に示す。

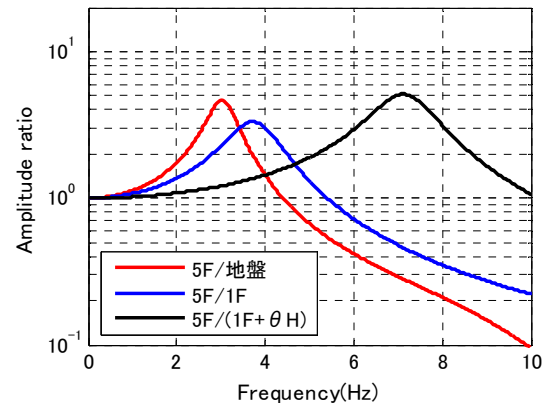
Z_1/Y_{FF} 及び Z_1/Z_0 のピーク振動数に対し、基礎固定モデルの固有振動数に対応する式(3.34)の伝達関数のピーク振動数は、さらに高振動数側に移動することが分かる。特に、EDG 及び TKS の場合にこの度合が大きく、構造物の応答にロッキングばねも含めた地盤ばねが大きく影響していると言える。

表 3.2-12 検討ケース一覧

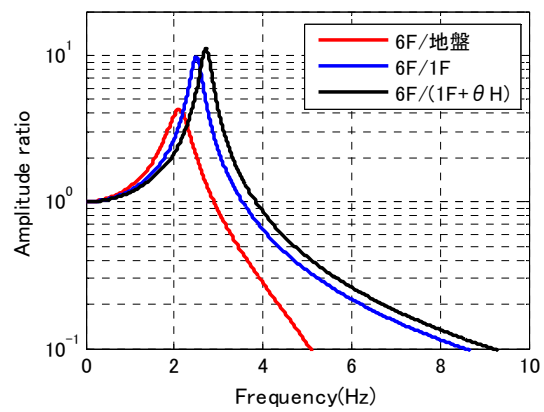
建物	方向	地震発生日	対応する同定結果の図
EDG	短辺方向	2011/07/15	図 3.2-19
TKS	短辺方向	2011/04/11	図 3.2-31
NIT	短辺方向	2011/04/11	図 3.2-43



(EDG)



(TKS)



(NIT)

図 3.2-47 伝達関数の比較

3.3 シミュレーションに基づく分析

前節で同定による方法を適用した観測建築物 TKS 及び NIT では、2011 年東北地方太平洋沖地震(3/11 本震)時において非線形現象を観測した。また、地盤－構造物の動的相互作用による建物の地震応答低減効果を基礎固定系と見なした場合の地震応答との比によって表示したが、この比は地盤の非線形化等の影響を受け、地震動のレベルによって変動し得ることが示された。

ここでは、地盤等に非線形現象が生じた場合の地盤－構造物の動的相互作用について、シミュレーションの結果に基づき検討する。TKS 及び NIT 以外に、ANX(8F+B1F, 直接基礎)も参考として検討対象に加える。

各観測建築物のシミュレーションの詳細と結果については別添に示すところである。

別添においては、地盤-建築物の相互作用系のシミュレーションと観測記録との対応関係が主に検討されている。本節では、さらに、基礎固定系や入力条件を変えた場合の相互作用系の解析を加え、これらの結果を比較することで、建物の地震応答に対する地盤-構造物の動的相互作用の影響を検討する。

(1) 建築物 TKS の場合

別添第 4 章では、TKS について、図 3.3-1 に示す建物-杭基礎の応答解析モデルを用いてシミュレーション解析を行っている。また、工学的基盤での露頭波を求めるに当たり、3/11 本震では周辺地盤が液状化したため有効応力解析を行っている。その結果得られた地盤の最大応答値分布を図 3.3-2 に示す。

図3.3-3にシミュレーション結果と観測との対応関係を示す。また、図3.3-4は、シミュレーションにより得られた3/11本震での地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数である。なお、図では3/9前震についての結果も示している。

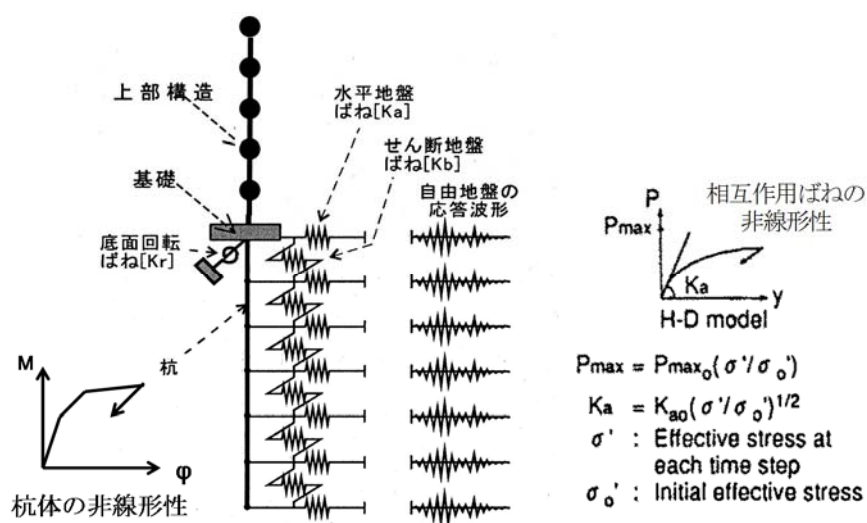


図3.3-1 建物 - 杭基礎の応答解析モデル

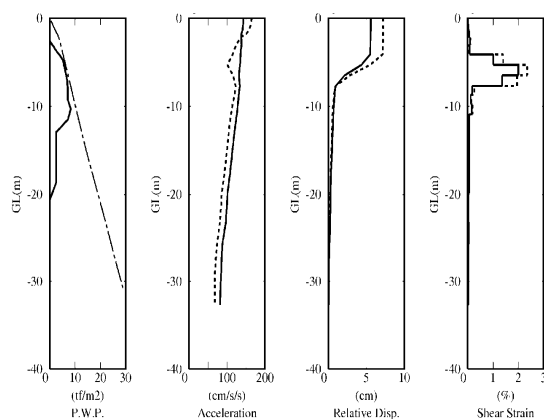


図3.3-2 地盤の最大応答値分布

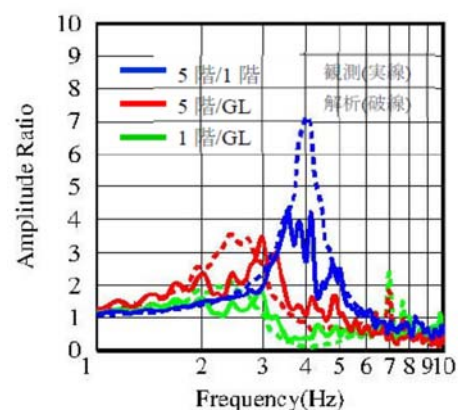
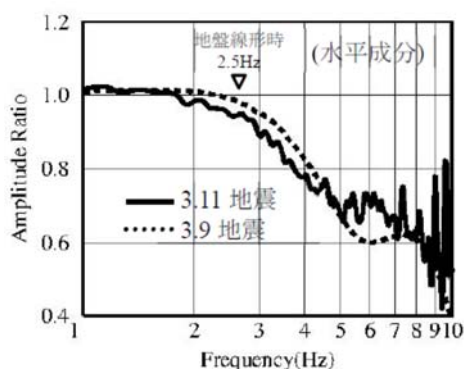
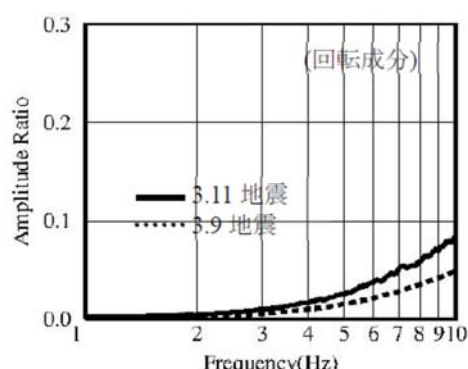


図3.3-3 観測記録と解析の伝達関数(短辺)



水平



回転

図3.3-4 解析による地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数(短辺)

本節では、さらに表3.3-1に示すケースの解析を行い、結果を比較することにより、地盤—構造物の動的相互作用の影響を検討する。なお、3/9前震についても、参考として検討結果を示すことにする。

表3.3-1のCase-A～Cの解析結果をもとに、3/9 前震と3/11本震の基礎固定モデルの最大変形(1階と5階のX 方向の相対変位)に対する連成系モデルの最大変形(基礎回転成分を除去)の比率を図3.3.5及び3.3.6に示す。3/9 前震では慣性の相互作用(Case-B/Case-A)で比率が0.91 倍、慣性と入力との相互作用(Case-C/Case-A)で0.85倍に低減する。一方、3/11本震では慣性の相互作用で0.69 倍、慣性と入力の相互作用で0.57 倍に低減し、いずれも地盤の非線形化の影響で3/9前震に比べて比率が小さくなる。また入力の相互作用(Case-C/Case-B)は3/11本震で約2割であり、本建物では慣性の相互作用の影響が大きい。

表 3.3-1 動的相互作用の解析ケース

Case	モデル	入力
A	基礎固定	地表面応答
B	連成系	地表面応答
C	連成系	基礎入力動

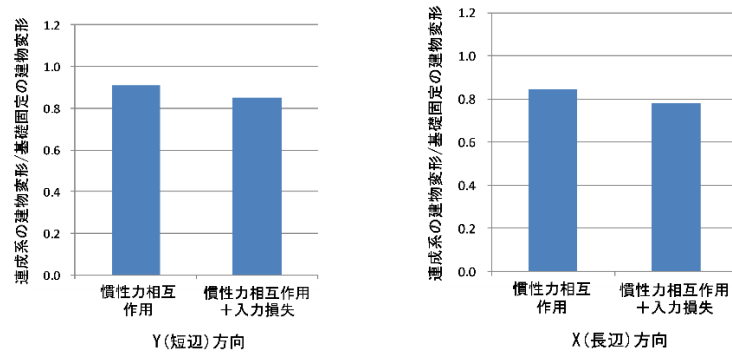


図 3.3-5 相互作用による建物応答低減効果 (3/9 前震)

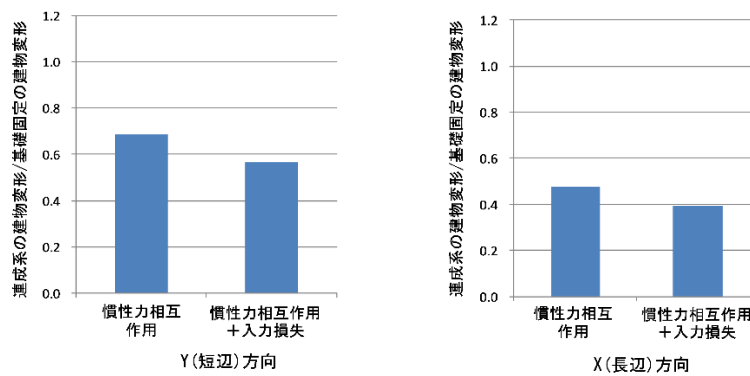


図 3.3-6 相互作用による建物応答低減効果 (3/11 本震)

(2) 建築物 NIT の場合

別添第5章のシミュレーションでは、図3.3-7に示すように地盤を平面ひずみ要素、建物をフレームモデルとした3次元FEMモデルを用いた。地盤及び建物は非線形、杭は線形とした。建物の非線形履歴は武藤モデルとした。

図3.3-8に長辺方向の6F/1F、6F/GL および1F/GL の伝達関数を観測記録とシミュレーション解析結果を比較して示す。3/11本震の地盤の最大せん断ひずみ分布を図3.3-9に示す。せん断ひずみは最大で0.15%であり、弱非線形化の範囲に留まっている。

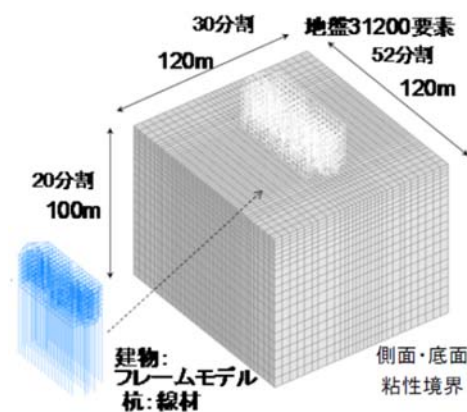


図 3.3-7 3次元 FEM モデル

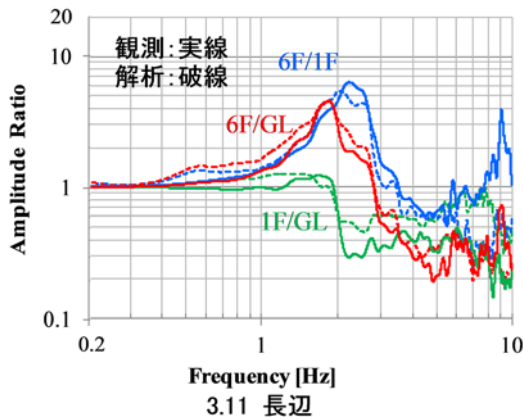


図 3.3-8 観測記録と解析の伝達関数(長辺)

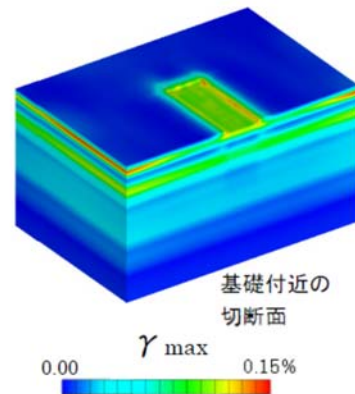


図 3.3-9 地盤最大せん断ひずみ

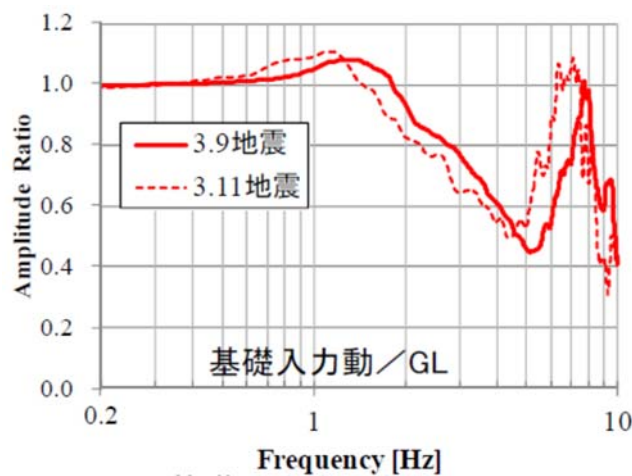


図3.3-10 解析による地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数

さらに、本節では、地表面入力の基礎固定モデルの応答解析を行い、結果を 3 次元 FEM 解析の結果と比較し、地盤-構造物の動的相互作用の影響を検討する。図 3.3-10 は地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数である。

結果を図3.3-11に示す。3/11本震の解析では仮想的に建物を線形とした結果も併記している。建物長辺、短辺で異なるが、地盤-構造物の動的相互作用の影響により、建物応答変形は、3/9前震では0.5～0.7倍程度、3/11本震では0.45～0.6倍程度、低減している。3/9前震時に比べ3/11本震時では低減の度合いがやや大きくなっている。これは、3/11本震時の建物線形モデルと建物非線形モデルの比較から、相互作用の影響に加えて建物の非線形化も影響しているものと考えられる。

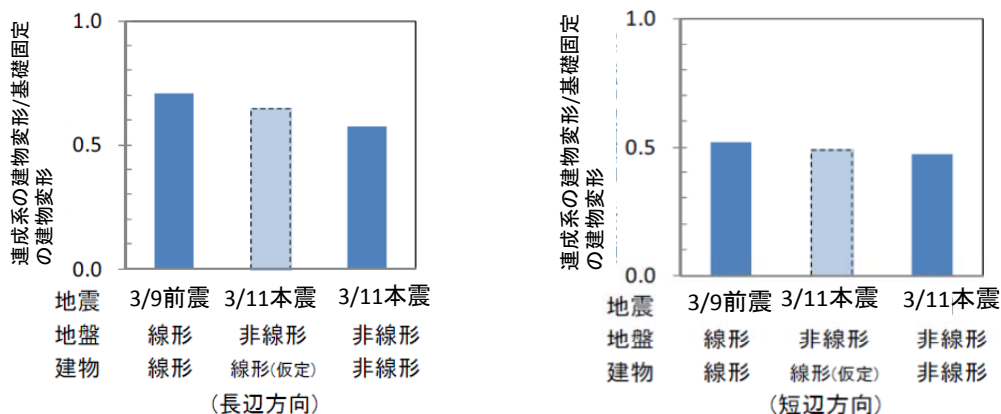


図 3.3-11 相互作用による建物応答低減効果

(3) 建築物 ANX の場合

3.2 節で検討した TKS 及び NIT のほか、ANX も検討対象に加える。

別添第 6 章に示すシミュレーション解析では、図 3.3-12 の SR モデルを用いている。

図 3.3-13 は、解析で得られた 3/11 本震による各階の応答を復元力特性にプロットして示している。また、図 3.3-14 では、建物及び基礎(EW 方向)の伝達関数(8F/B1F, 8F/GL, B1F/GL)を観測と解析で比較している。

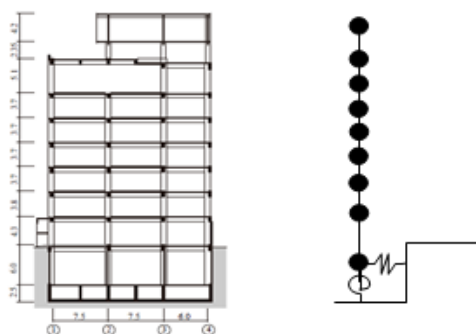


図 3.3-12 建物モデル

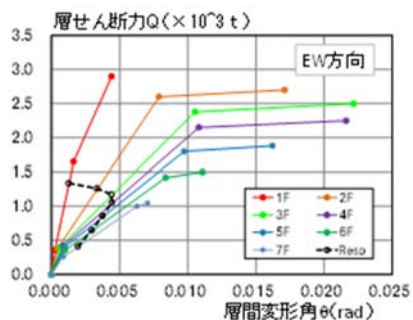


図 3.3-13 復元力特性と最大応答(短辺方向)

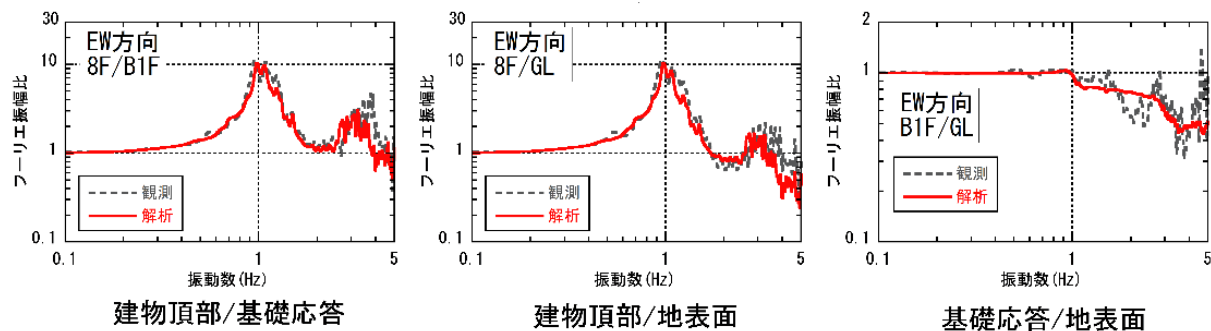


図 3.3-14 観測記録と解析の伝達関数(短辺)

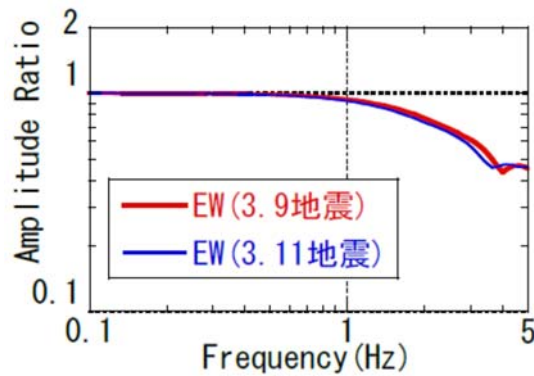


図 3.3-15 解析による地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数(短辺方向)

図 3.3-15 に地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数を示す。

本節では、さらに TKS の場合と同様、前出の表 3.3-1 に示すケースの解析を行い、結果を比較することにより、地盤－構造物の動的相互作用の影響を検討する。なお、これまでと同じく、3/9 前震についても、参考として検討結果を示すことにする。

表 3.3-1 の 3 ケースの解析結果から、慣性の相互作用は、(Case-B の建物応答変形)/(Case-A の建物応答変形)により、慣性と入力との相互作用は、(Case-C の建物応答変形)/(Case-A の建物応答変形)により評価した。図 3.3-16 に相互作用に対する建物応答変形比率の結果を示す。NS 方向の慣性の相互作用では、1.0 倍よりも大きくなっている。SR モデルによる連成系の周期は基礎固定時の周期に比べて伸びた結果、入力地震動の周期特性により共振し易くなり慣性力の影響が大きくなったと考えられる。しかし、3/11 本震においては、慣性と入力の相互作用では変形比率が 1.0 未満となっており、入力の相互作用による応答低減が大きいことがわかる。EW 方向でもほぼ同様である。つまり、直接基礎の建築物 ANX では慣性の相互作用の影響は小さく、入力の相互作用による影響が大きかったと言える。

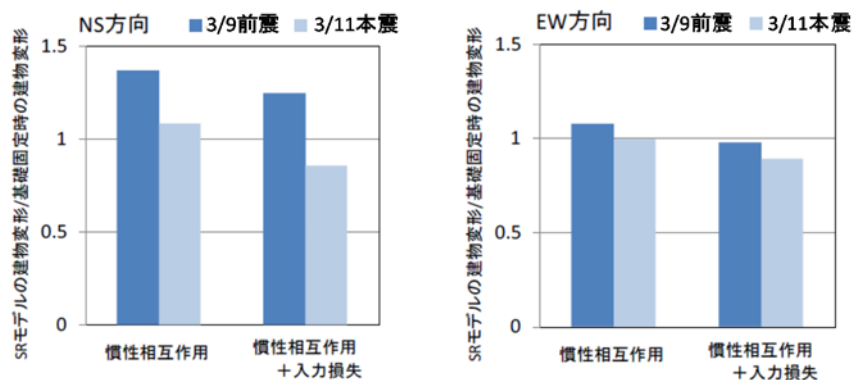


図 3.3-16 相互作用による建物応答低減効果

(4) まとめ

以上の検討において、TKS 及び NIT の場合には、シミュレーションに基づく評価によっても、地盤－構造物の動的相互作用によって建物応答変形が低減される評価結果となった。この低減率

は地震によって一定ではなく非線形化の効果により変動する。さらに、シミュレーションによる検討では、地震動の周期特性の影響も受け易くなる。ANX の評価結果に見られる通り、地盤ばねの影響により相互作用系の固有周期が基礎固定系より伸びることで、地震動の特性によってはより共振し易くなり、地盤－構造物の動的相互作用によって建物応答変形が大きくなることもあり得る。前節の同定に基づく方法では、入力条件として加速度応答スペクトル一定または擬似速度一定の応答スペクトルを仮定しているため、こうした地震動特性の周期特性の影響は比較的受けにくい評価が得られる。

シミュレーションによる検討では、まず設計図書からモデル化のための情報を読み取り、次に、出力を記録と対応させるための調整を要する。一般に相互作用系のモデルは精緻なものとなるため、この部分に多くの労力を要する。同定に基づく方法でも各種の仮定を設定する等、モデル化の調整を要することは同じであるが、シミュレーションに基づく場合よりは手間は少なくて済む。また地震記録を用いた同定により構造特性を設定するので、地盤－構造物の動的相互作用の影響について、より実現象を反映した評価が得られるものと考えられる。

3.4 まとめ

本章では、地震観測建築物の地震入力及び地震応答に対する地盤-構造物の動的相互作用の影響を、観測地震記録に基づき検討した。

本章の内容を以下にまとめる。

- 1) スウェイまたは SR モデルの同定結果を用いて、観測記録から慣性および入力の相互作用による建物応答の低減効果を推定する方法(同定に基づく方法)を示した。本方法においては入力損失の影響も含めて同定を行っている。また、得られた同定パラメータから定常ランダム応答を用いて、加速度一定又は擬似速度一定の応答スペクトルを仮定した場合の慣性の相互作用と入力の相互作用による建物相対変位の低減効果を表示している。
- 2) 杭基礎建物の EDG、TKS 及び NIT に同定に基づく方法を適用した場合、慣性の相互作用による建物応答低減効果の方が、入力の相互作用による低減効果より大きくなる結果となった。
- 3) 地盤-構造物相互作用系のシミュレーションに対し、基礎固定系や入力を地表面応答とした場合のシミュレーションを別途行い、これらの結果を比較することにより、建物応答への地盤-構造物の動的相互作用を検討した。TKS 及び NIT では同定に基づく方法による場合と同様に、地盤-構造物の動的相互作用による建物応答低減効果が確認された。ただし、ANX の場合に示されるように、相互作用系の 1 次固有周期は基礎固定系の場合より長くなることにより、地震動の周期特性によっては基礎固定系より共振し易くなり、基礎固定系と見なすより相互作用系の方が、地震応答が大きくなる場合もあり得ることを示した。

【参考文献】

- 1) 原口 圭, 神田 順, 稲垣光剛: 常時微動測定による中低層建物を対象とした地盤・建物相互作用系の同定手法, 日本建築学会論文集, 第 564 号, pp.31-37, 2003.2
- 2) 飯場正紀, 田守伸一郎, 鹿嶋俊英: 2011 年東北地方太平洋沖地震における建物と地盤の地震観測に基づく相互作用特性, 第 9 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, 2013.01.13
- 3) 原田隆典, 久保慶三郎, 片山恒雄: 有効地震動の計算式とその実測例による検討, 土木学会論文集, 第 362 号 / I-4, pp.435-440, 1985.10
- 4) 池浦友則: 鉛直アレー観測点間で相関する地震動成分の地盤伝達関数, 日本地震工学会論文集, 第 9 巻, 第 1 号, pp.65-82, 2009
- 5) 井上波彦, 小豆畑達哉ほか: 2011 年東北地方太平洋沖地震において液状化した区域における板状建築物の地震観測結果, 日本建築学会大会梗概, 21161-21162, 2011.08
- 6) 古山田耕司, 安達直人, 小豆畑達哉, 飯場正紀, 鹿嶋俊英ほか: 非線形現象が生じた地震観測建物の動的相互作用解析 (その 1, 2), 日本建築学会大会梗概, 2013.08
- 7) 鹿嶋俊英, 小山 信, 飯場正紀, 小豆畑達哉, 岡野 創: 地震観測に基づく杭基礎建物の地震入力・応答評価 (その 2), 日本建築学会大会梗概, 21002, 2013.08

第4章 基礎入力動の簡易評価

4.1 はじめに

本章では、地震記録に現れる入力損失効果について、既存の簡易評価式により予測することを試みる。また、地震記録と簡易評価式による予測結果との比較を通し、基礎入力動に対する基礎構造形式等の違いの影響を検討する。入力損失効果は、現行の限界耐力計算においても、地下階による根入れ効果を考慮した相互作用係数 β' により評価することは可能であるが、地下階を有さない杭基礎の場合にも、入力損失効果が得られることは、前章までの地震記録の整理・分析結果に見られる通りである。そこで、次節以下では、この杭による入力損失効果についても既往の簡易評価式の考え方にに基づき評価できるか検討する。

入力損失効果は、比較的短い周期の領域で得られるため、より低層の建築物の地震応答に大きく影響すると考えられるが、本章では、こうした上部構造の地震応答にはあまりこだわらず、周辺地盤と建物最下階での入力との関係にのみ着目している。すなわち、より多様な基礎構造形式での入力損失効果を把握するため、観測記録を使った検討の対象として、前章で取り上げた中低層建築物5棟(UTM、EDG、TKS、NIT、ANX)のほか、超高層5棟、免震3棟、中層2棟(いずれも11F)の計10棟を加えている。

簡易な評価式として、以下の4.2節では、基礎構造の根入れ深さに基づく方法を、4.3節では、基礎構造の根入れ深さと表層地盤の1・2次卓越振動数での変位分布に基づく方法を取り上げる。

4.2 基礎構造の根入れ深さに基づく方法

4.2.1 原田の提案式について

簡易評価に当たり、本節では原田の提案した方法を用いる。原田の提案式としては、下記のa)b)が挙げられており、これら(式(4.1)及び式(4.3))による地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数と、周辺地盤と建物最下階における地震観測記録から得られるフーリエスペクトル比との対応を検討する。

a)土木学会での提案式

原田の提案式¹⁾は以下のようなものである。地表面応答に対する基礎入力動の水平成分の伝達関数は、次式で表される。

$$H(\omega) = \begin{cases} \left| \frac{\sin(\frac{\omega D_f}{V_s})}{\omega D_f / V_s} \right|, & \omega \leq \omega_n \\ 0.63, & \omega > \omega_n \end{cases} \quad (4.1)$$

ここに、 D_f 、 V_s は、それぞれ基礎の根入れ深さ、基礎周辺地盤のS波速度を示し、 ω_n は次式で示される。

$$\omega_n = \pi V_s / (2D_f) \quad (4.2)$$

$H(\omega)$ は、基礎の平面寸法には依存せず、基礎の根入れ深さ、基礎周辺地盤のS波速度に依存する。

b)土木学会の耐震委員会での提案式

耐震委員会の検討の後、式(4.1)は、次式に変更された²⁾。

$$H(\omega) = \begin{cases} \left| \frac{\sin(\frac{\omega D_f}{V_s})}{\omega D_f / V_s} \right|^2, & \omega \leq \omega_n \\ 0.405, & \omega > \omega_n \end{cases} \quad (4.3)$$

杭による地震動を抑制する効果については、次式を用い、杭による等価根入れ深さとする³⁾。

$$L_{eq} = \frac{\pi^4}{4} \sqrt{\frac{\sum EI}{G}} \quad (4.4)$$

ここに、 L_{eq} は、杭による等価根入れ深さ、 E 、 I は杭のヤング係数、断面 2 次モーメント、 G は地盤のせん断弾性定数である。また、この値は、杭頭固定の単杭の場合に、曲げモーメントがゼロとなる深度と等値であり、杭径が大きいほど大きくなるが、杭本数が増えてもその増加割合は小さいとされる³⁾。また、文献 3) では、群杭基礎を対象に、1) 薄層法により水平剛性を求める、2) 対応する直接基礎の水平剛性を、根入れ深さをパラメータとして限界耐力計算で定める方法により求める、3) 両者の水平剛性が等価となる時の直接基礎の根入れ深さを群杭による等価根入れ深さとする、という手順で、群杭による等価根入れ深さを求めている。その結果として、この値は曲げモーメントがゼロとなる深度とほぼ一致すること、また、群杭基礎の場合であっても、少なくとも杭 1 本の L_{eq} 程度の根入れ深さを有する直接基礎としての効果は期待できることを示している。

杭基礎について式(4.1)及び式(4.3)を適用する場合には、根入れ深さとして、実際の根入れ深さに、杭による等価根入れ深さを足し合わせた次式による値を用いる。

$$D_{feq} = D_f + L_{eq} \quad (4.5)$$

簡易評価式(4.1)及び(4.3)は、地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数を与えている。建物最下階で観測される加速度には上部構造の慣性力の影響が含まれ、厳密には基礎入力動とは異なるが、以下では、基礎入力動が、概ね、これに対応すると考えて、この建物最下階の加速度の地表面加速度に対するフーリエスペクトル比(最下階／地表)と、式(4.1)及び(4.3)を比較する。

建築物 12 棟についての結果を、表 4.2-1～4.2-12 に掲げる。これらの表では、各建築物について第 2 章の整理項目に従い地震記録を整理した結果の一部等を参考として併記している。また次節以下では、これらの表 4.2-1～4.2-12 から、適宜、式(4.1)及び(4.3)とフーリエスペクトル比(最下階／地表)との比較結果等を抜き出して建築物への基礎入力動に関する検討を行う。

表 4.2-1 建築物 NMW

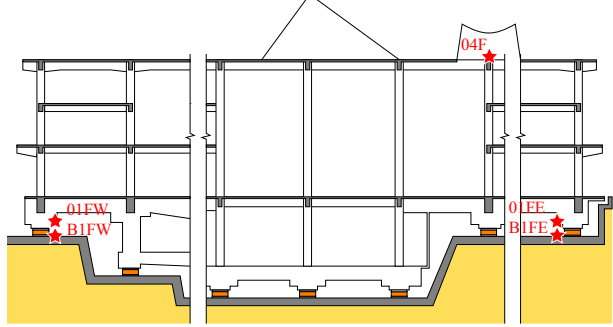
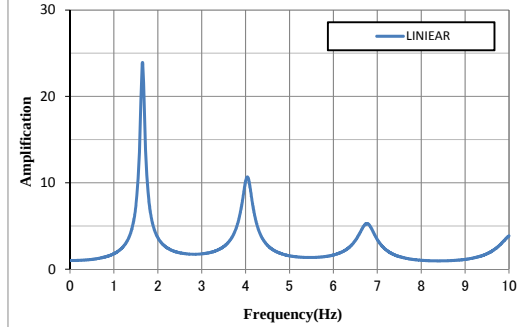
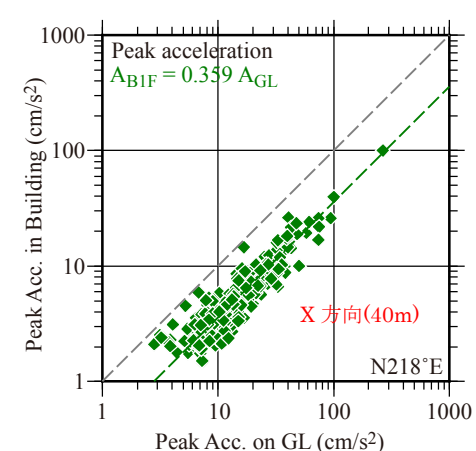
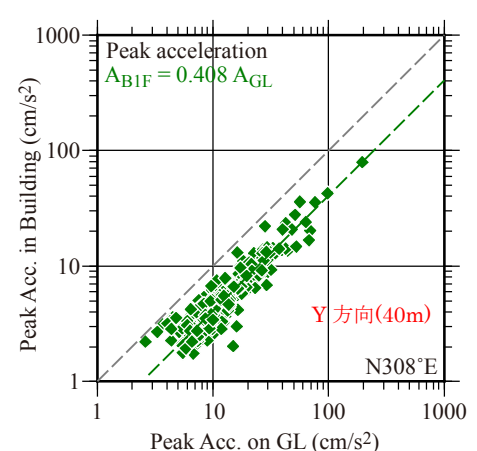
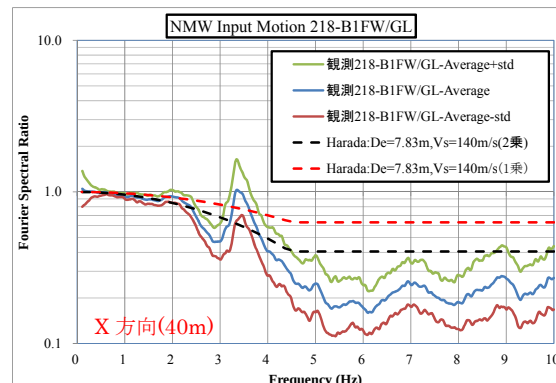
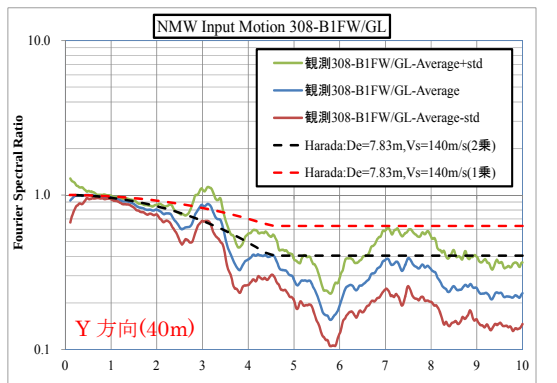
1)建築物概要 建築物名称：NMW 所在地：東京都台東区 構造・階数：鉄筋コンクリート造（1998 年に免震構造に改修）、地上 3 階、地下 1 階 基礎：直接基礎、基礎根入れ深さ 7.83m 建築面積：1,587 m²、延床面積：4,354 m² 建築物高さ：10 m	 建築物断面と地震計位置																																				
2)地盤概要 <table><tr><th>層厚(m)</th><th>地盤種別</th><th>S 波速度(m/s)</th><th>密度(t/m³)</th></tr><tr><td>1.5</td><td>埋土</td><td>140</td><td>1.4</td></tr><tr><td>6.8</td><td>ローム</td><td>140</td><td>1.4</td></tr><tr><td>3.2</td><td>細砂</td><td>310</td><td>1.8</td></tr><tr><td>2.7</td><td>砂礫</td><td>350</td><td>2.0</td></tr><tr><td>1.3</td><td>粘土</td><td>200</td><td>1.7</td></tr><tr><td>19.3</td><td>細砂</td><td>350-390</td><td>1.8-1.85</td></tr><tr><td>11.6</td><td>粘土</td><td>260-320</td><td>1.7</td></tr><tr><td></td><td>砂礫</td><td>540</td><td>1.9-2.0</td></tr></table>	層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m ³)	1.5	埋土	140	1.4	6.8	ローム	140	1.4	3.2	細砂	310	1.8	2.7	砂礫	350	2.0	1.3	粘土	200	1.7	19.3	細砂	350-390	1.8-1.85	11.6	粘土	260-320	1.7		砂礫	540	1.9-2.0	 工学的基礎に対する地盤の伝達関数
層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m ³)																																		
1.5	埋土	140	1.4																																		
6.8	ローム	140	1.4																																		
3.2	細砂	310	1.8																																		
2.7	砂礫	350	2.0																																		
1.3	粘土	200	1.7																																		
19.3	細砂	350-390	1.8-1.85																																		
11.6	粘土	260-320	1.7																																		
	砂礫	540	1.9-2.0																																		
3)原田式の適用 基礎根入れ深さ：Df=7.83m（等価 Vs：140m/s）	杭の効果も含めた等価深さ：なし																																				
4)地表面と地下 1 階の最大加速度の関係（$A_{B1F}=0.36A_{GL}$, $A_{B1F}=0.41A_{GL}$）  																																					
5)フーリエスペクトル比(地下 1 階／地表面)と原田式の比較（基礎根入れ：$\omega_n=28.1\text{rad}$）  																																					

表 4.2-2 建築物 ANX

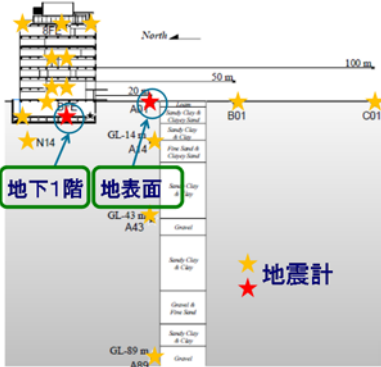
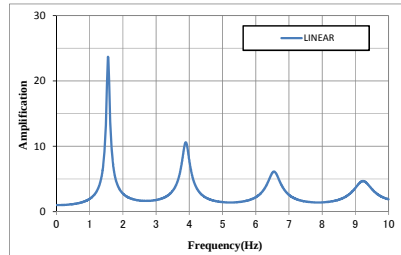
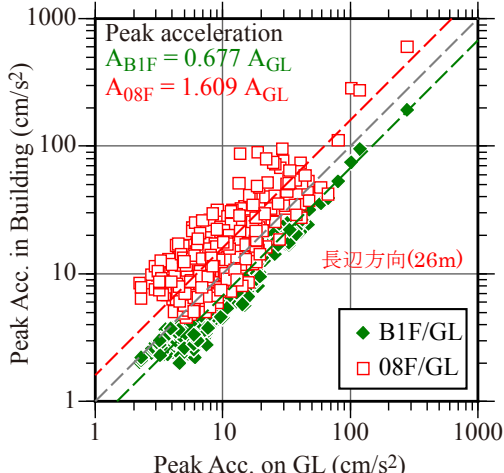
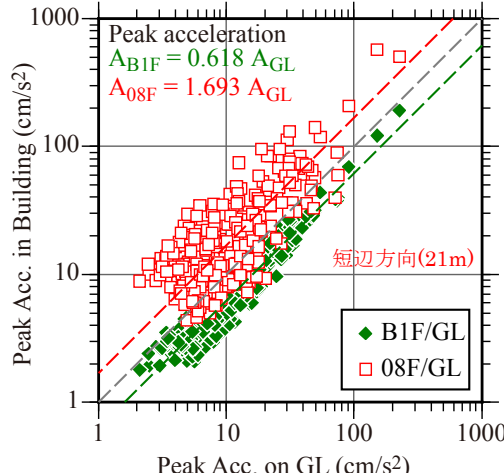
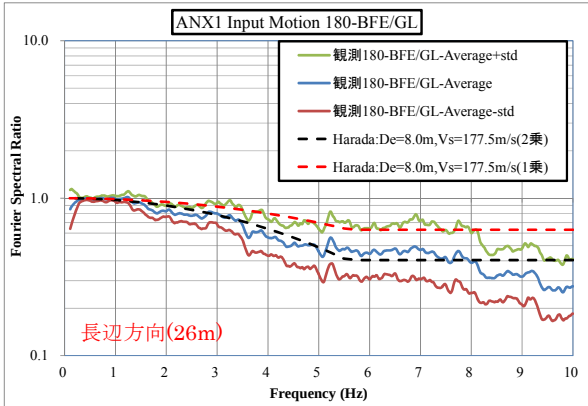
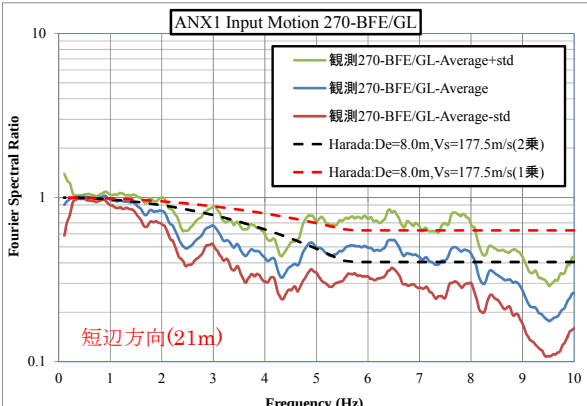
1)建築物概要 建築物名称：ANX 所在地：茨城県つくば市 構造・階数：鉄骨鉄筋コンクリート造、地上 8 階、地下 1 階 基礎：直接基礎、基礎根入れ深さ 8 m 建築面積： m²、延床面積：約 5,000m² 建築物高さ：34.6 m	 建築物・地盤断面と地震計位置																																
2)地盤概要 <table><tr><th>層厚(m)</th><th>地盤種別</th><th>S 波速度(m/s)</th><th>密度(t/m³)</th></tr><tr><td>2.0</td><td>ローム</td><td>110</td><td>1.3</td></tr><tr><td>6.0</td><td>粘土</td><td>200</td><td>1.3</td></tr><tr><td>6.0</td><td>粘土</td><td>160</td><td>1.5</td></tr><tr><td>8.0</td><td>細砂</td><td>260</td><td>1.8</td></tr><tr><td>6.0</td><td>粘土</td><td>200</td><td>1.75</td></tr><tr><td>14.0</td><td>粘土</td><td>270</td><td>1.75</td></tr><tr><td></td><td>砂礫</td><td>460</td><td>1.9</td></tr></table>	層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m ³)	2.0	ローム	110	1.3	6.0	粘土	200	1.3	6.0	粘土	160	1.5	8.0	細砂	260	1.8	6.0	粘土	200	1.75	14.0	粘土	270	1.75		砂礫	460	1.9	 工学的基盤に対する地盤の伝達関数
層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m ³)																														
2.0	ローム	110	1.3																														
6.0	粘土	200	1.3																														
6.0	粘土	160	1.5																														
8.0	細砂	260	1.8																														
6.0	粘土	200	1.75																														
14.0	粘土	270	1.75																														
	砂礫	460	1.9																														
3)原田式の適用 基礎根入れ深さ：Df=8.0m（等価 Vs：177.5m/s）	杭の効果を考慮した等価深さ：なし																																
4)地表面と地下 1 階の最大加速度の関係（$A_{B1F}=0.68A_{GL}$, $A_{B1F}=0.62A_{GL}$）  																																	
5)フーリエスペクトル比(地下 1 階／地表面)と原田式の比較(基礎根入れ: $\omega_n=34.9\text{rad}$)  																																	

表 4.2-3 NIT

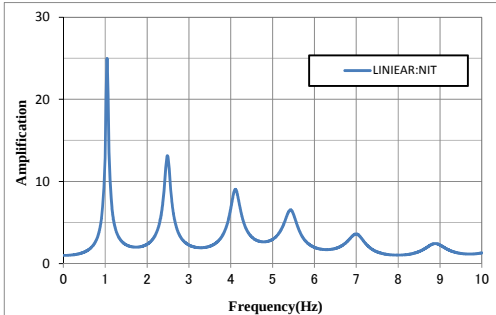
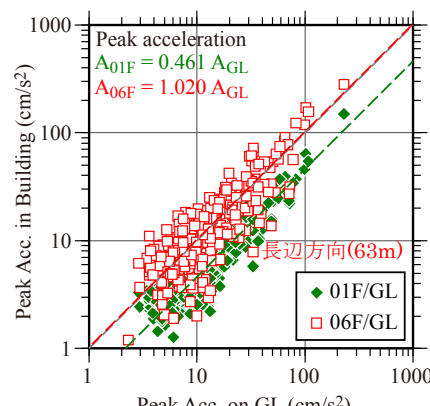
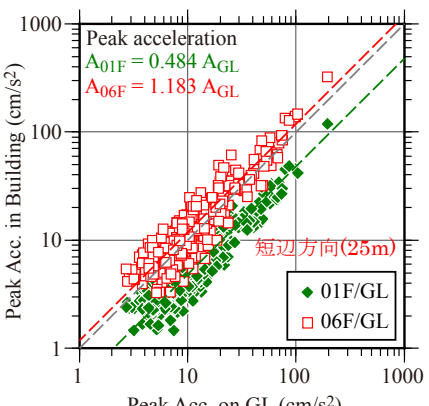
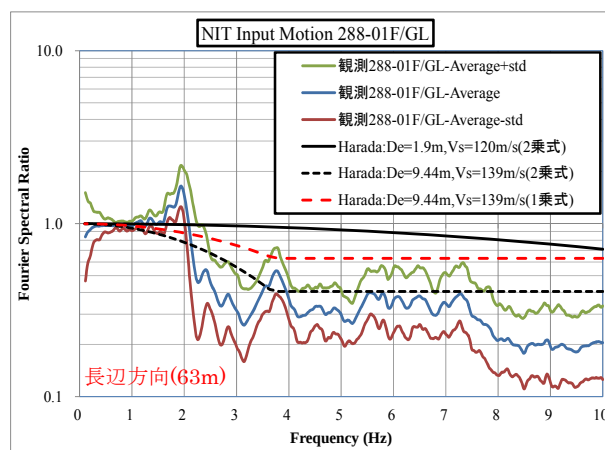
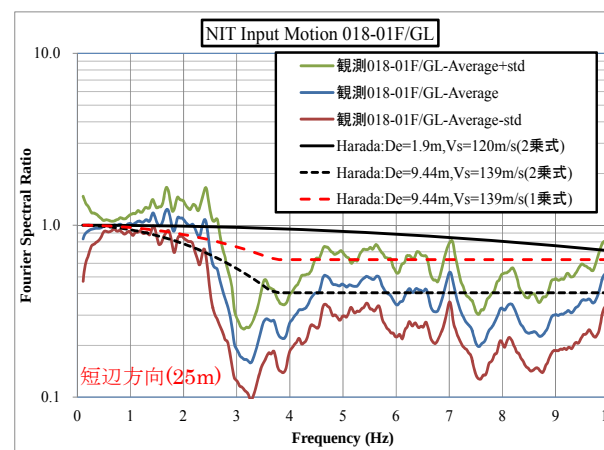
1)建築物概要 建築物名称：NIT 所在地：埼玉県南埼玉郡宮代町 構造・階数：鉄筋コンクリート造、地上6階、地下なし 基礎：杭基礎、杭径φ1300、80本、基礎根入れ深さ1.9m 建築面積：1,727 m²、延床面積：約 8,598m² 建築物高さ：30 m	 建築物概要																																								
2)地盤概要 <table><tr><th>層厚(m)</th><th>地盤種別</th><th>S波速度(m/s)</th><th>密度(t/m³)</th></tr><tr><td>5.8</td><td>粘性土</td><td>120</td><td>1.5</td></tr><tr><td>2.5</td><td>粘性土</td><td>140</td><td>1.6</td></tr><tr><td>5.5</td><td>粘性土</td><td>230</td><td>1.7</td></tr><tr><td>6.2</td><td>粘性土</td><td>170</td><td>1.8</td></tr><tr><td>4.6</td><td>粘性土</td><td>250</td><td>1.8</td></tr><tr><td>4.4</td><td>粘性土</td><td>240</td><td>1.8</td></tr><tr><td>15.1</td><td>粘性土</td><td>270</td><td>1.8</td></tr><tr><td>20.7</td><td>砂質土</td><td>300</td><td>1.9</td></tr><tr><td></td><td>砂質土</td><td>380</td><td>2.0</td></tr></table>	層厚(m)	地盤種別	S波速度(m/s)	密度(t/m ³)	5.8	粘性土	120	1.5	2.5	粘性土	140	1.6	5.5	粘性土	230	1.7	6.2	粘性土	170	1.8	4.6	粘性土	250	1.8	4.4	粘性土	240	1.8	15.1	粘性土	270	1.8	20.7	砂質土	300	1.9		砂質土	380	2.0	 工学的基礎に対する地盤の伝達関数
層厚(m)	地盤種別	S波速度(m/s)	密度(t/m ³)																																						
5.8	粘性土	120	1.5																																						
2.5	粘性土	140	1.6																																						
5.5	粘性土	230	1.7																																						
6.2	粘性土	170	1.8																																						
4.6	粘性土	250	1.8																																						
4.4	粘性土	240	1.8																																						
15.1	粘性土	270	1.8																																						
20.7	砂質土	300	1.9																																						
	砂質土	380	2.0																																						
3)原田式の適用 基礎根入れ深さ：Df=1.9m（等価 Vs：120m/s）	杭の効果を考慮した等価深さ： Df'=9.44m（等価 Vs：139m/s）																																								
4)地表面と地下1階の最大加速度の関係（A_{B1F}=0.46A_{GL}, A_{B1F}=0.48A_{GL}） 																																									
5)フーリエスペクトル比(1階/地表面)と原田式の比較(基礎根入れ: ω_n=99.2rad,杭考慮: ω_n=23.1rad) 																																									

表 4.2-4 建築物 HCN2

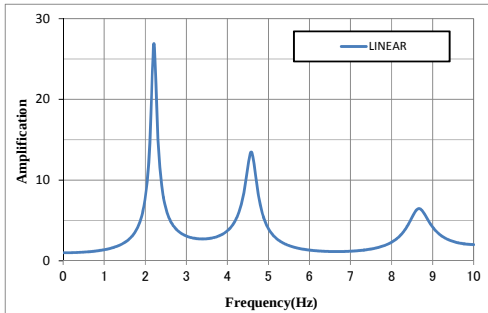
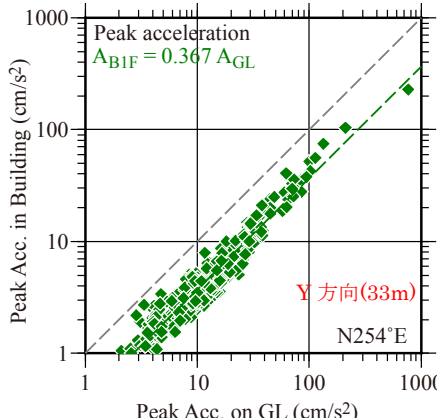
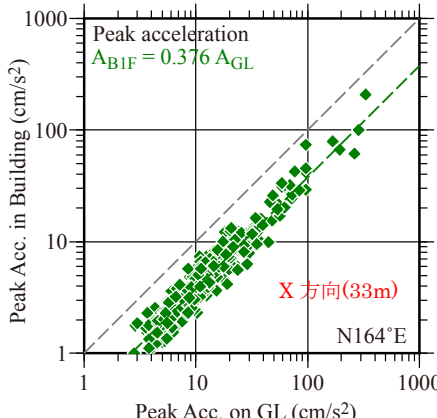
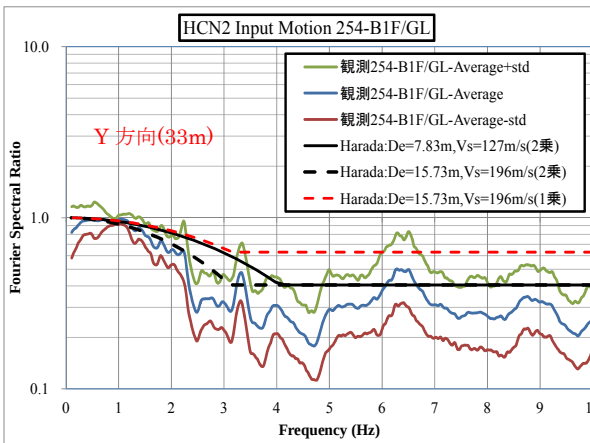
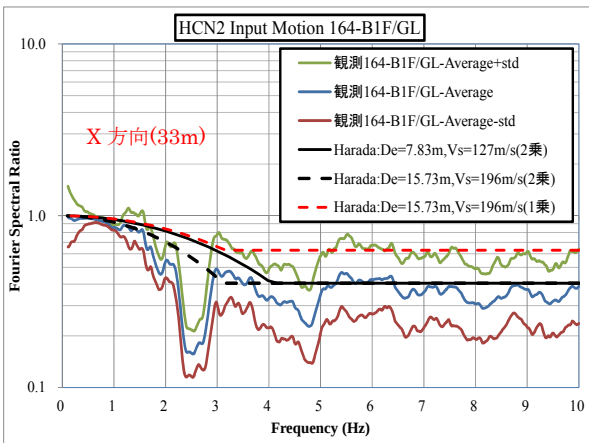
1)建築物概要 建築物名称：HCN2 所在地：八戸市 構造・階数：免震構造、SRC 造、地上 10 階、地下 1 階 基礎：杭基礎、杭径 $\phi 2,400$：14 本、$\Phi 1,600$：33 本、$\Phi 1,300$：18（合計 55 本）、基礎根入れ深さ 7.83m 建築面積：延床面積： 建築物高さ：49.8m	 建築物概要																																				
2)地盤概要 <table><tr><th>層厚(m)</th><th>地盤種別</th><th>S 波速度(m/s)</th><th>密度(t/m³)</th></tr><tr><td>10.2</td><td>粘性土</td><td>111-140</td><td>1.45</td></tr><tr><td>5.4</td><td>砂質土</td><td>240-390</td><td>1.7-2.0</td></tr><tr><td>2.85</td><td>粘性土</td><td>240</td><td>1.71</td></tr><tr><td>1.15</td><td>砂質土</td><td>320</td><td>1.9</td></tr><tr><td>5.0</td><td>粘性土</td><td>270</td><td>1.66</td></tr><tr><td>4.7</td><td>粘性土</td><td>290</td><td>1.7</td></tr><tr><td>1.6</td><td>砂質土</td><td>370</td><td>1.9</td></tr><tr><td></td><td>砂礫</td><td>790</td><td>2.0</td></tr></table>	層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m ³)	10.2	粘性土	111-140	1.45	5.4	砂質土	240-390	1.7-2.0	2.85	粘性土	240	1.71	1.15	砂質土	320	1.9	5.0	粘性土	270	1.66	4.7	粘性土	290	1.7	1.6	砂質土	370	1.9		砂礫	790	2.0	 工学的基盤に対する地盤の伝達関数
層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m ³)																																		
10.2	粘性土	111-140	1.45																																		
5.4	砂質土	240-390	1.7-2.0																																		
2.85	粘性土	240	1.71																																		
1.15	砂質土	320	1.9																																		
5.0	粘性土	270	1.66																																		
4.7	粘性土	290	1.7																																		
1.6	砂質土	370	1.9																																		
	砂礫	790	2.0																																		
3)原田式の適用 基礎根入れ深さ：Df=7.83m（等価 Vs：127m/s）	杭の効果を考慮した等価深さ： Df'=15.73m（等価 Vs：196m/s）																																				
4)地表面と地下 1 階の最大加速度の関係（$A_{B1F}=0.38A_{GL}$, $A_{B1F}=0.37A_{GL}$） 																																					
5)フーリエスペクトル比(1 階／地表面)と原田式の比較(基礎根入れ：$\omega_n=25.5\text{rad}$,杭考慮:19.6rad) 																																					

表 4.2-5 建築物 S01

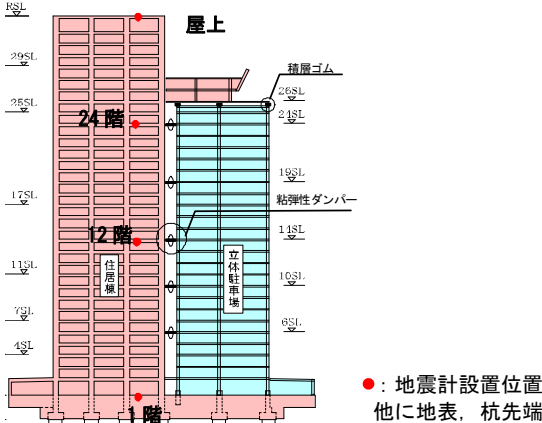
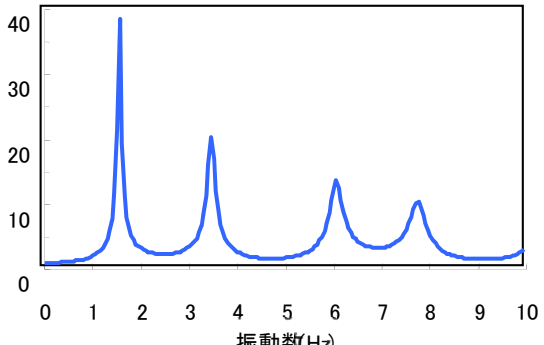
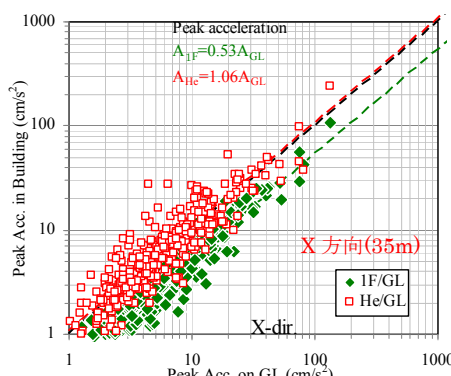
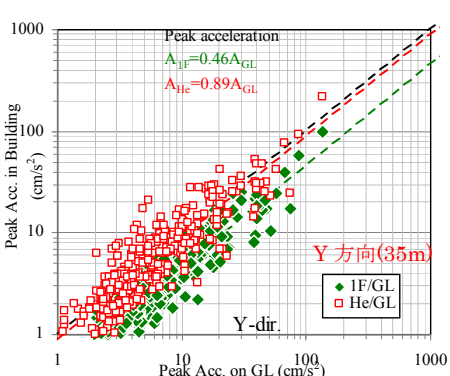
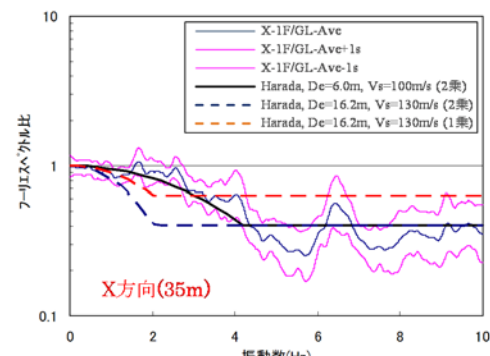
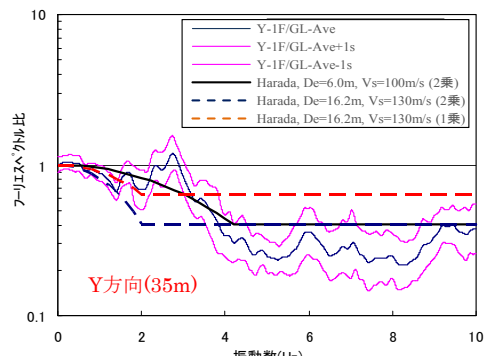
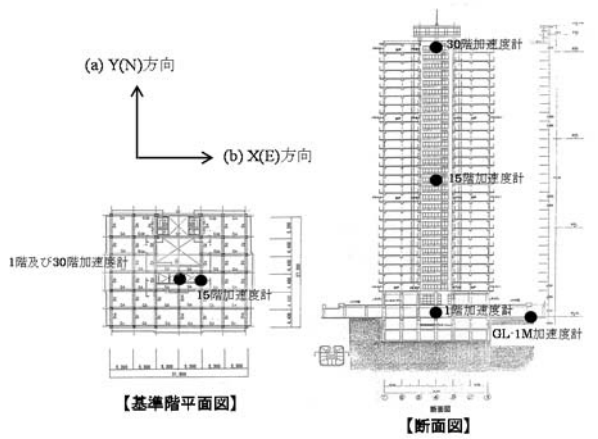
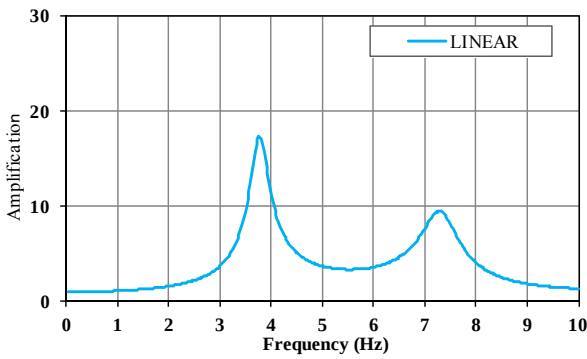
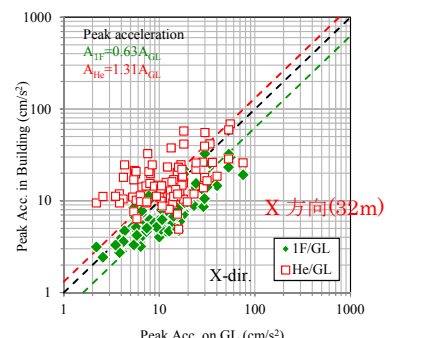
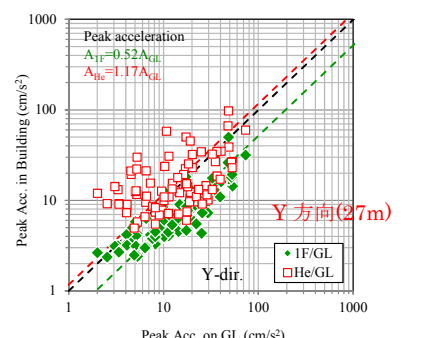
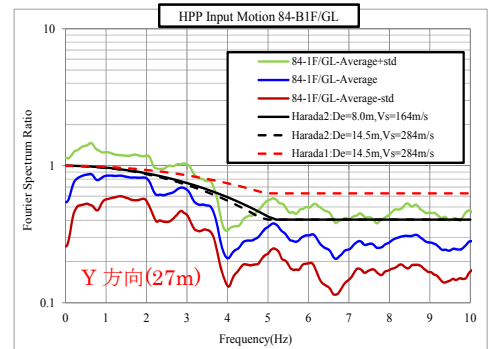
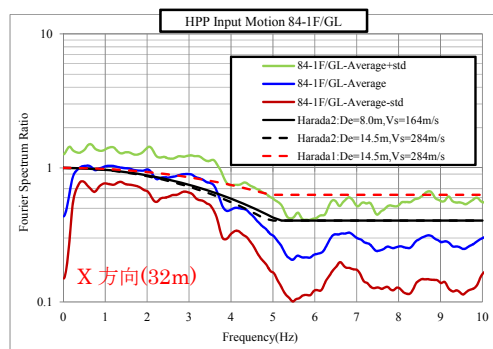
1)建築物概要 建築物名称：SO1 所在地：東京都港区台場 構造・階数：鉄筋コンクリート造、 地上 33 階、地下 1 階 基礎：杭基礎、φ 2000、45 本、基礎根入れ深さ 6.0m 建築面積：2,381 m²、延床面積：36,999 m² 建築物高さ：104.6 m	 建築物断面と地震計位置 ●：地震計設置位置 他に地表、杭先端																												
2)地盤概要 <table><thead><tr><th>層厚(m)</th><th>地盤種別</th><th>S 波速度(m/s)</th><th>密度(t/m³)</th></tr></thead><tbody><tr><td>10.1</td><td>埋土</td><td>100</td><td>1.6</td></tr><tr><td>12.6</td><td>砂混じりシルト</td><td>180</td><td>1.8</td></tr><tr><td>2.2</td><td>シルト</td><td>240</td><td>1.6</td></tr><tr><td>1.3</td><td>砂礫</td><td>440</td><td>2.0</td></tr><tr><td>11.6</td><td>細砂</td><td>350</td><td>1.84</td></tr><tr><td></td><td>細砂</td><td>410</td><td>1.84</td></tr></tbody></table>	層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m ³)	10.1	埋土	100	1.6	12.6	砂混じりシルト	180	1.8	2.2	シルト	240	1.6	1.3	砂礫	440	2.0	11.6	細砂	350	1.84		細砂	410	1.84	 工学的基盤に対する地盤の伝達関数
層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m ³)																										
10.1	埋土	100	1.6																										
12.6	砂混じりシルト	180	1.8																										
2.2	シルト	240	1.6																										
1.3	砂礫	440	2.0																										
11.6	細砂	350	1.84																										
	細砂	410	1.84																										
3)原田式の適用 基礎根入れ深さ：Df=6.0m（等価 Vs：100m/s）	杭の効果も含めた等価深さ： Df=16.2m（等価 Vs：130m/s）																												
4)地表面と 1 階の最大加速度の関係（$A_{1F}=0.53A_{GL}$, $A_{1F}=0.46A_{GL}$）  X方向(35m)  Y方向(35m)																													
5)フーリエスペクトル比(1 階／地表面)と原田式の比較(基礎根入れ: $\omega_n=26.2\text{rad}$,杭考慮:12.6rad)  X方向(35m)  Y方向(35m)																													

表 4.2-6 建築物 HPP

1)建築物概要 建築物名称：HPP 所在地：東京都練馬区光が丘 2 丁目 10-1 構造・階数：鉄筋コンクリート造 (X 方向：ラーメン構造、Y 方向：ラーメン構造)、地上 30 階、地下 1 階、塔屋 1 階 基礎：場所打 RC 杭、杭径 $\phi 2000$、46 本、杭径 $\phi 1600$、3 本、基礎根入れ深さ 8m 建築面積：896.58 m^2、延床面積：25,079.72 m^2 軒高さ：88.35m	 建築物平面,断面と地震計位置																																																
2)地盤概要 <table><tr><th>層厚(m)</th><th>地盤種別</th><th>S 波速度(m/s)</th><th>密度(t/m^3)</th></tr><tr><td>3.0</td><td>ローム</td><td>114</td><td>1.60</td></tr><tr><td>2.5</td><td>ローム</td><td>168</td><td>1.60</td></tr><tr><td>2.0</td><td>粘土</td><td>168</td><td>1.60</td></tr><tr><td>9.8</td><td>砂礫</td><td>430</td><td>1.95</td></tr><tr><td>6.0</td><td>礫混り粘土</td><td>360</td><td>1.80</td></tr><tr><td>6.4</td><td>砂礫</td><td>595</td><td>2.00</td></tr><tr><td>6.7</td><td>細砂</td><td>480</td><td>1.85</td></tr><tr><td>3.9</td><td>砂礫</td><td>590</td><td>2.00</td></tr><tr><td>11.5</td><td>粘土</td><td>460</td><td>1.85</td></tr><tr><td>4.1</td><td>砂礫</td><td>600</td><td>2.10</td></tr><tr><td></td><td>粘土</td><td>500</td><td>1.80</td></tr></table>	層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m^3)	3.0	ローム	114	1.60	2.5	ローム	168	1.60	2.0	粘土	168	1.60	9.8	砂礫	430	1.95	6.0	礫混り粘土	360	1.80	6.4	砂礫	595	2.00	6.7	細砂	480	1.85	3.9	砂礫	590	2.00	11.5	粘土	460	1.85	4.1	砂礫	600	2.10		粘土	500	1.80	 工学的基盤に対する地盤の伝達関数
層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m^3)																																														
3.0	ローム	114	1.60																																														
2.5	ローム	168	1.60																																														
2.0	粘土	168	1.60																																														
9.8	砂礫	430	1.95																																														
6.0	礫混り粘土	360	1.80																																														
6.4	砂礫	595	2.00																																														
6.7	細砂	480	1.85																																														
3.9	砂礫	590	2.00																																														
11.5	粘土	460	1.85																																														
4.1	砂礫	600	2.10																																														
	粘土	500	1.80																																														
3)原田式の適用 基礎根入れ深さ：Df=8.0m (等価 V_s : 164m/s)	杭の効果を検討した等価深さ： Df'=14.5m (等価 V_s : 284m/s)																																																
4)地表面と 1 階の最大加速度の関係 ($A_{1F}=0.63A_{GL}$, $A_{1F}=0.52A_{GL}$) 																																																	
5)フーリエスペクトル比(1 階／地表面)と原田式の結果(基礎根入れ: $\omega_n=32.2\text{rad}$, 杭考慮: 30.8rad) 																																																	

4.2-7 建築物 TSU

1)建築物概要

建築物名称：TSU

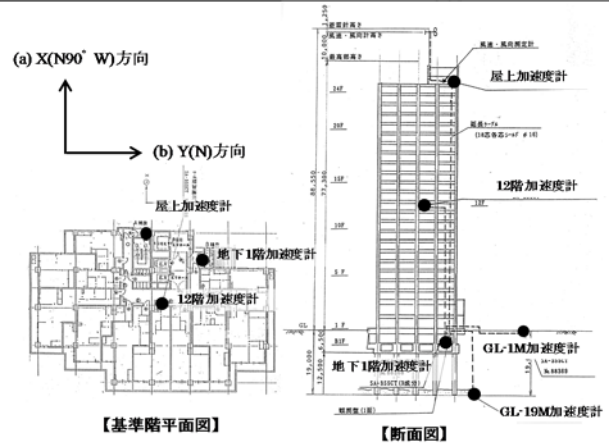
所在地：東京都港区芝浦四丁目 13 番

構造・階数：鉄筋コンクリート造（X 方向：ラーメン構造、Y 方向：ラーメン構造）、地上 24 階、地下 1 階、塔屋 2 階

基礎：場所打 RC 杭、杭径 $\phi 1500$ 、36 本、杭径 $\phi 1500$ 、36 本、杭径 $\phi 1100$ 、15 本、根入れ深さ 6.5m

建築面積:1363.65 m^2 、延床面積:18,490.72 m^2

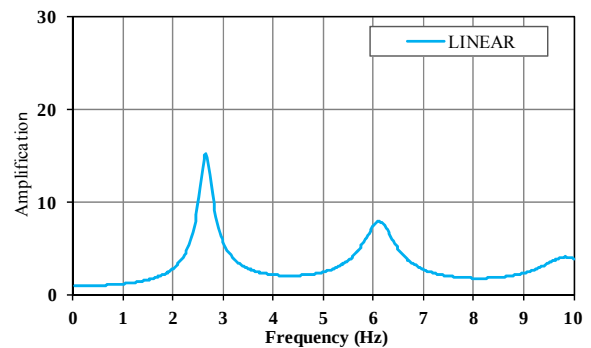
軒高さ：72.55m



建築物・地盤断面と地震計位置

2)地盤概要

層厚(m)	種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m^3)
5.1	盛土/埋土	85	1.75
3.0	砂混りシルト	121	1.65
7.4	シルト	257	1.83
1.8	シルト質粘土	232	1.68
5.5	砂礫	490	2.03
3.1	砂/砂礫	540	1.99
	泥岩	545	1.82



工学的基盤に対する地盤の伝達関数

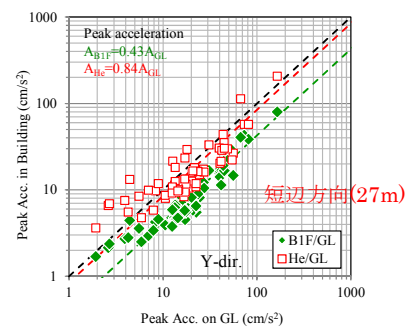
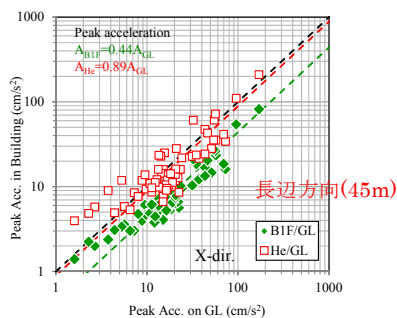
3)原田式の適用

基礎根入れ深さ：Df=6.5m（等価 Vs：93m/s）

杭の効果を考慮した等価深さ：

Df'=13.9m（等価 Vs：165m/s）

4)地表面と地下 1 階の最大加速度の関係 ($A_{B1F}=0.44A_{GL}$, $A_{B1F}=0.43A_{GL}$)



5)フーリエスペクトル比(地下 1 階／地表面)と原田式の結果(基礎根入れ: $\omega_n=22.5\text{rad}$, 杭考慮:18.6rad)

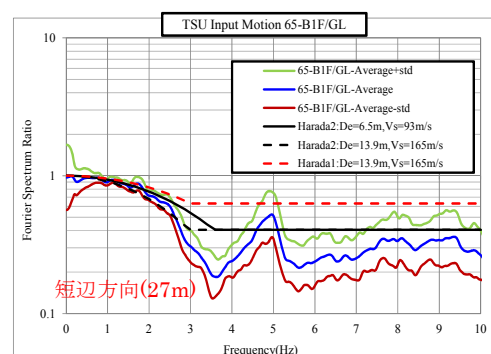
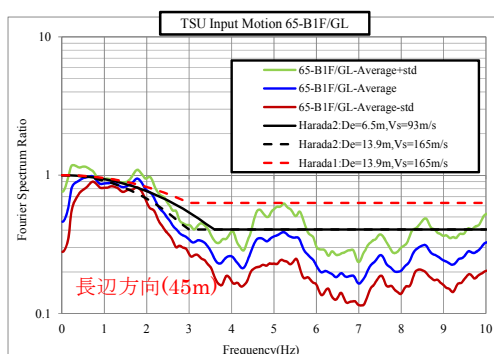


表 4.2-8 建築物 URM

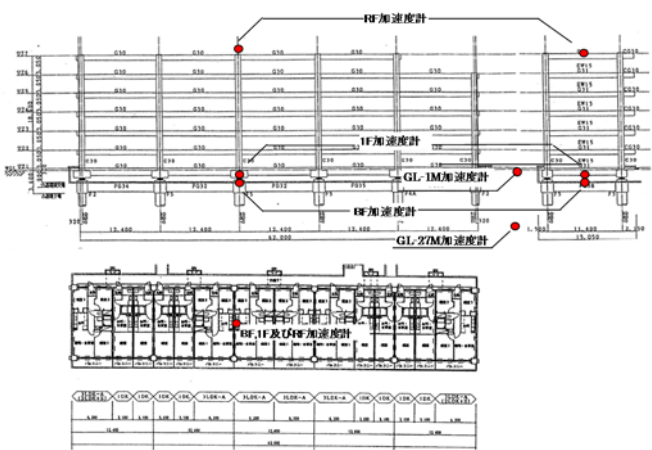
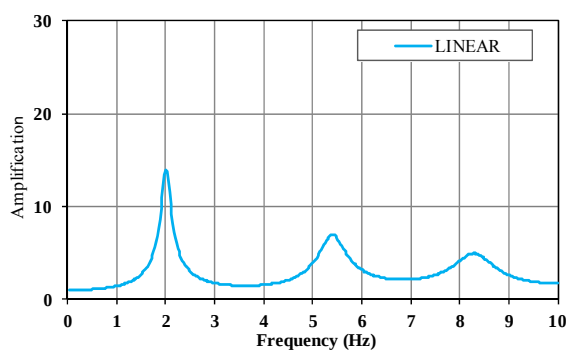
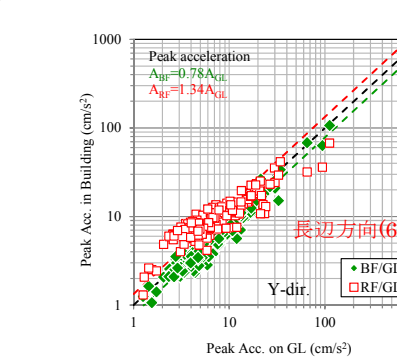
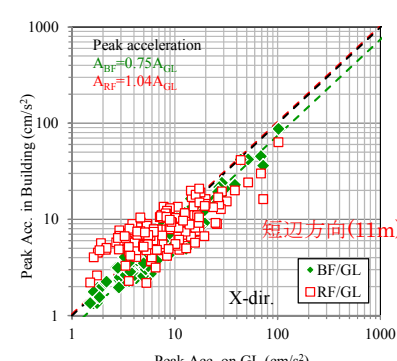
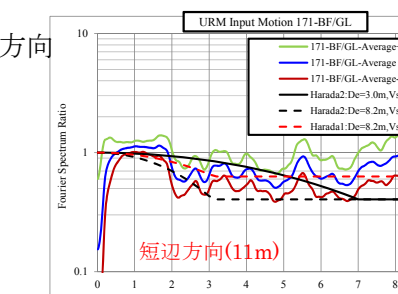
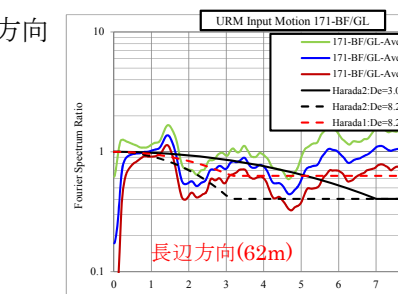
1)建築物概要 建築物名称：URM 所在地：神奈川県川崎市中原区木月住吉町 1764 構造・階数：鉄筋コンクリート造+免震（X 方向：連層耐力壁、Y 方向：ラーメン、プレストレス）、地上 6 階、地下なし 基礎：場所打 RC 杭、杭径φ1000、5 本、杭径φ1300、5 本、杭径φ1400、3 本、基礎根入れ深さ 3m 建築面積：852.13 m²、延床面積：4,135.98 m² 軒高さ：18.60m	 建築物・地盤断面と地震計位置																																																
2)地盤概要 <table><thead><tr><th>層厚(m)</th><th>地盤種別</th><th>S 波速度(m/s)</th><th>密度(t/m³)</th></tr></thead><tbody><tr><td>2.0</td><td>盛土</td><td>84</td><td>1.52</td></tr><tr><td>1.7</td><td>シルト混り砂</td><td>125</td><td>1.79</td></tr><tr><td>1.3</td><td>砂</td><td>108</td><td>1.95</td></tr><tr><td>3.0</td><td>礫混り砂</td><td>182</td><td>2.01</td></tr><tr><td>11.9</td><td>シルト混り砂</td><td>194</td><td>1.88</td></tr><tr><td>3.0</td><td>シルト混り砂</td><td>206</td><td>1.86</td></tr><tr><td>2.6</td><td>砂混りシルト</td><td>256</td><td>1.85</td></tr><tr><td>1.6</td><td>砂礫</td><td>300</td><td>2.20</td></tr><tr><td>0.7</td><td>玉石混り砂</td><td>543</td><td>2.10</td></tr><tr><td>9.7</td><td>砂礫</td><td>348</td><td>2.23</td></tr><tr><td></td><td>粘土</td><td>439</td><td>1.95</td></tr></tbody></table>	層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m ³)	2.0	盛土	84	1.52	1.7	シルト混り砂	125	1.79	1.3	砂	108	1.95	3.0	礫混り砂	182	2.01	11.9	シルト混り砂	194	1.88	3.0	シルト混り砂	206	1.86	2.6	砂混りシルト	256	1.85	1.6	砂礫	300	2.20	0.7	玉石混り砂	543	2.10	9.7	砂礫	348	2.23		粘土	439	1.95	 工学的基盤に対する地盤の伝達関数
層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m ³)																																														
2.0	盛土	84	1.52																																														
1.7	シルト混り砂	125	1.79																																														
1.3	砂	108	1.95																																														
3.0	礫混り砂	182	2.01																																														
11.9	シルト混り砂	194	1.88																																														
3.0	シルト混り砂	206	1.86																																														
2.6	砂混りシルト	256	1.85																																														
1.6	砂礫	300	2.20																																														
0.7	玉石混り砂	543	2.10																																														
9.7	砂礫	348	2.23																																														
	粘土	439	1.95																																														
3)原田式の適用 基礎根入れ深さ：Df=3.0m（等価 Vs：84m/s）	杭の効果を考慮した等価深さ： Df'=8.2m（等価 Vs：102m/s）																																																
4)地表面と免震下部階の最大加速度の関係（$A_{BF}=0.75A_{GL}$, $A_{RF}=0.78A_{GL}$） 																																																	
5)フーリエスペクトル比(免震下部／地表面)と原田式の結果(基礎根入れ：$\omega_n=44.0\text{rad}$, 杭考慮:19.5rad) (a) X方向 短辺方向(11m) (b) Y方向 長辺方向(62m)																																																	

表 4.2-9 建築物 HMB

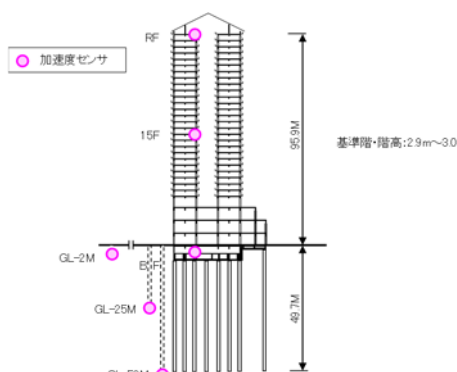
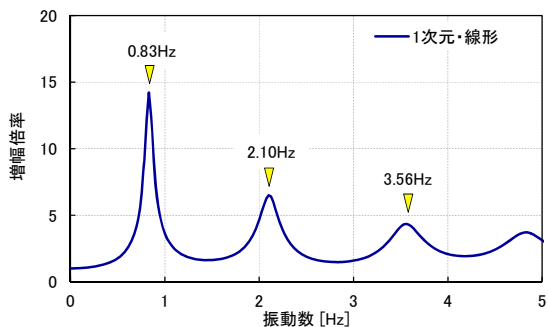
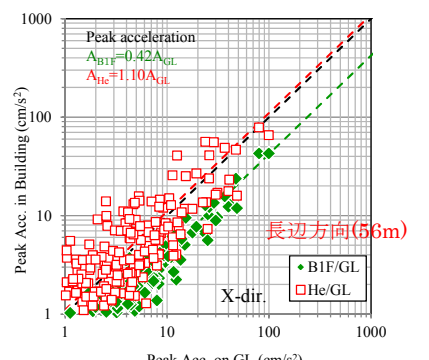
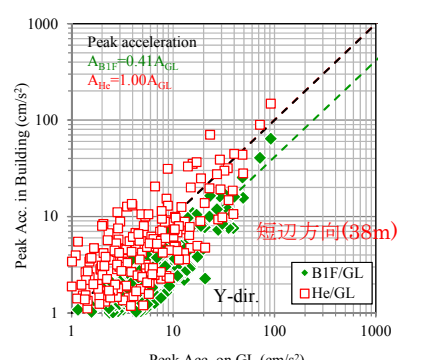
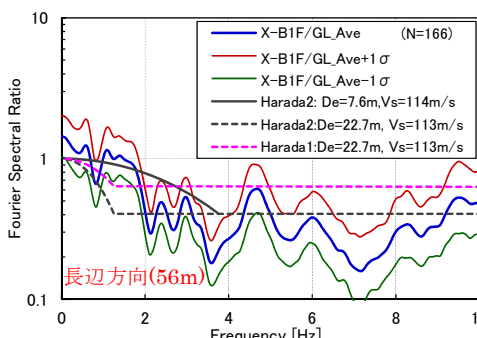
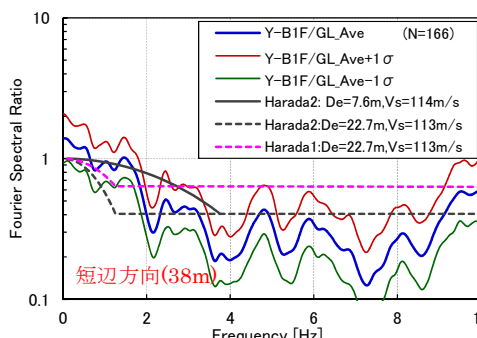
1)建築物概要 建築物名称：HMB 所在地：埼玉県草加市松原 構造・階数：鉄筋コンクリート造、地上 30 階、地下 1 階 基礎：杭基礎（杭径 2.6M, 2.8M 拡底あり）、基礎根入れ深さ 7.6m 建築面積：2,362 m²、延床面積：36,730 m² 建築物高さ：96.6m	 建築物断面と地震計位置																																																								
2)地盤概要 <table><tr><th>層厚(m)</th><th>地盤種別</th><th>S 波速度(m/s)</th><th>密度(t/m³)</th></tr><tr><td>2.5</td><td>盛土、砂質粘土</td><td>95</td><td>1.55</td></tr><tr><td>3.4</td><td>細砂</td><td>120</td><td>1.9</td></tr><tr><td>3.0</td><td>砂混じりシルト</td><td>130</td><td>1.7</td></tr><tr><td>6.3</td><td>砂混じりシルト</td><td>110</td><td>1.5</td></tr><tr><td>6.8</td><td>シルト</td><td>110</td><td>1.5</td></tr><tr><td>7.0</td><td>シルト</td><td>140</td><td>1.7</td></tr><tr><td>6.4</td><td>シルト</td><td>200</td><td>1.7</td></tr><tr><td>6.6</td><td>砂質シルト</td><td>210</td><td>1.6</td></tr><tr><td>1.1</td><td>腐植土</td><td>210</td><td>1.8</td></tr><tr><td>3.7</td><td>細砂、シル質細砂</td><td>310</td><td>1.8</td></tr><tr><td>7.1</td><td>細砂</td><td>350</td><td>1.9</td></tr><tr><td>7.3</td><td>シル質細砂、細砂</td><td>320</td><td>1.85</td></tr><tr><td></td><td>細砂</td><td>370</td><td>1.9</td></tr></table>	層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m ³)	2.5	盛土、砂質粘土	95	1.55	3.4	細砂	120	1.9	3.0	砂混じりシルト	130	1.7	6.3	砂混じりシルト	110	1.5	6.8	シルト	110	1.5	7.0	シルト	140	1.7	6.4	シルト	200	1.7	6.6	砂質シルト	210	1.6	1.1	腐植土	210	1.8	3.7	細砂、シル質細砂	310	1.8	7.1	細砂	350	1.9	7.3	シル質細砂、細砂	320	1.85		細砂	370	1.9	 工学的基盤に対する地盤の伝達関数
層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m ³)																																																						
2.5	盛土、砂質粘土	95	1.55																																																						
3.4	細砂	120	1.9																																																						
3.0	砂混じりシルト	130	1.7																																																						
6.3	砂混じりシルト	110	1.5																																																						
6.8	シルト	110	1.5																																																						
7.0	シルト	140	1.7																																																						
6.4	シルト	200	1.7																																																						
6.6	砂質シルト	210	1.6																																																						
1.1	腐植土	210	1.8																																																						
3.7	細砂、シル質細砂	310	1.8																																																						
7.1	細砂	350	1.9																																																						
7.3	シル質細砂、細砂	320	1.85																																																						
	細砂	370	1.9																																																						
3)原田式の適用 基礎根入れ深さ：Df = 7.6m（等価 Vs：114m/s）	杭の効果も含めた等価深さ：Df' = 22.7m（等価 Vs：113m/s）																																																								
4)地表面と地下 1 階の最大加速度の関係（$A_{B1F}=0.42A_{GL}$, $A_{B1F}=0.41A_{GL}$）  長辺方向(56m)	 短辺方向(38m)																																																								
5)フーリエスペクトル比(地下 1 階／地表面)と原田式の結果(基礎根入れ: $\omega_n=23.6\text{rad}$, 杭考慮: 7.82rad)  長辺方向(56m)	 短辺方向(38m)																																																								

表 4.2-10 建築物 NRK

1)建築物概要

建築物名称：NRK

所在地：神奈川県横浜市青葉区奈良町 2913 番地

構造・階数：地上 11 階（5 階床梁まで SRC 造，5 階柱以上 RC 造）

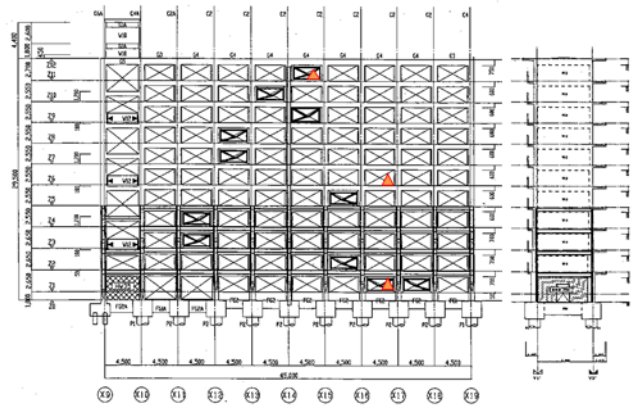
基礎：杭基礎（場所打 RC 杭＋既製杭）

場所打 RC 杭 杭径 $\phi 1400$ （20 本），
既製杭 杭径 $\phi 500$ （14 本）

杭長 6.95～12m、基礎根入れ深さ 1.5m

建築面積：449 m²、延床面積：4,653 m²

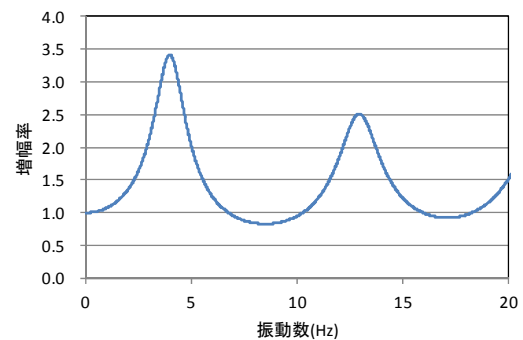
建築物高さ：29.5 m



建築物断面と地震計位置 (▲地震計)

2)地盤概要

層厚	地盤種別	S 波速度 (m/s)	密度 (t/m ³)
2.8	埋土	160	1.6
1.9	埋土	160	1.6
1.75	埋土	140	1.6
2.15	粘性土シルト	140	1.5
0.9	シルト混じり砂礫	250	1.8
	工学的基盤	510	1.9



工学的基盤に対する地盤の伝達関数

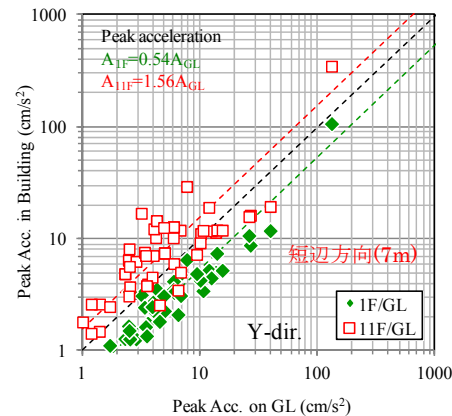
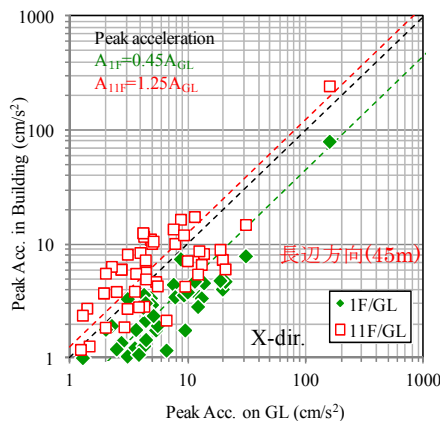
3)原田式の適用

基礎根入れ深さ：Df=9.5m（等価 V_s：160m/s）

杭の効果も含めた等価深さ：

Df=16.1m（等価 V_s：304m/s）

4)地表面と1階の最大加速度の関係（ $A_{1F}=0.45A_{GL}$, $A_{1F}=0.54A_{GL}$ ）



5)フーリエスペクトル比(1階／地表面)と原田式の結果(基礎根入れ: $\omega_n=26.5\text{rad}$, 杭考慮: 29.7rad)

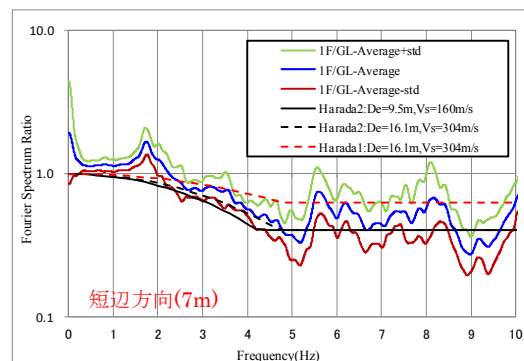
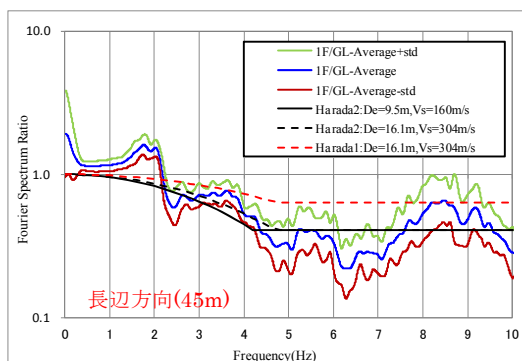


表 4.2-11 建築物 UTM

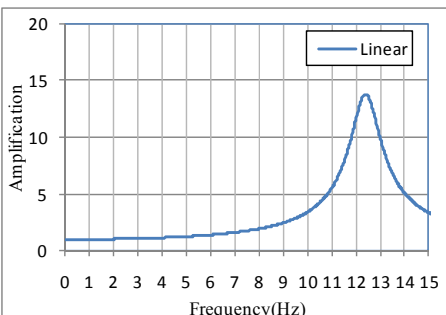
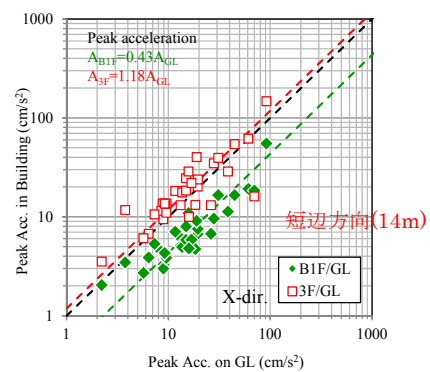
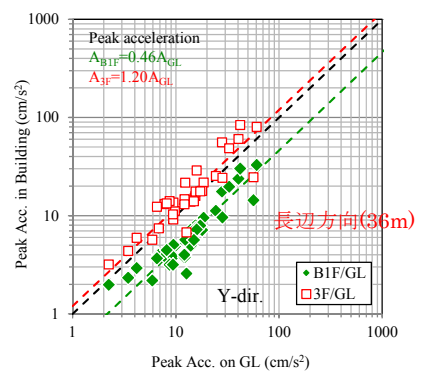
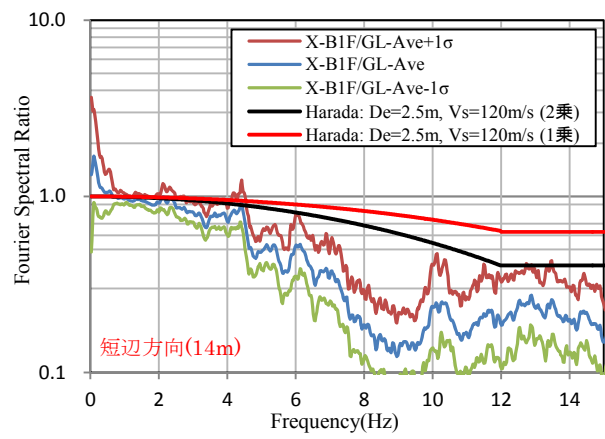
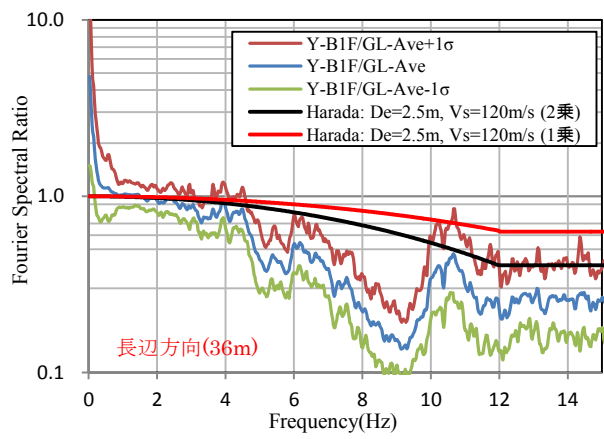
1)建築物概要 建築物名称：UTM 所在地：栃木県宇都宮市 構造・階数：鉄筋コンクリート造（1998 年に免震構造に改修）、地上 3 階、地下 1 階 基礎：直接基礎、基礎根入れ深さ 2.98m 建築面積：887.53 m²、延床面積：1625.93 m² 建築物高さ：15.5m	 地震計位置																
2)地盤概要 <table><tr><th>層厚(m)</th><th>地盤種別</th><th>S 波速度(m/s)</th><th>密度(t/m³)</th></tr><tr><td>1.0</td><td>埋土</td><td>75</td><td>1.9</td></tr><tr><td>1.5</td><td>ローム</td><td>150</td><td>1.5</td></tr><tr><td></td><td>礫</td><td>430</td><td>4.5</td></tr></table>	層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m ³)	1.0	埋土	75	1.9	1.5	ローム	150	1.5		礫	430	4.5	 工学的基盤に対する地盤の伝達関数
層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m ³)														
1.0	埋土	75	1.9														
1.5	ローム	150	1.5														
	礫	430	4.5														
3)原田式の適用 基礎根入れ深さ：Df=2.50m（等価 Vs：120m/s）	注）根入れ深さは 2.98.m であるが、礫層に埋め込まれた部分 0.48m は無視して原田式を適用																
4)地表面と 1 階の最大加速度の関係（A_{1F}=0.43A_{GL}, A_{1F}=0.46A_{GL}）  短辺方向(14m)  長辺方向(36m)																	
5)フーリエスペクトル比(地下 1 階／地表面)と原田式の結果(基礎根入れ: ω_n=75.4rad)  短辺方向(14m)  長辺方向(36m)																	

表 4.2-12 建築物 EDG

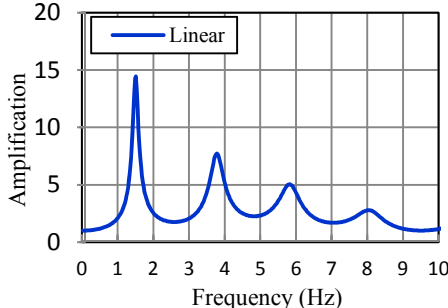
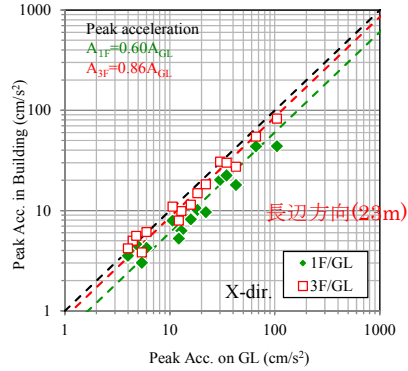
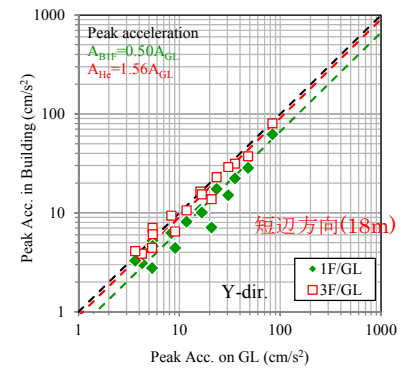
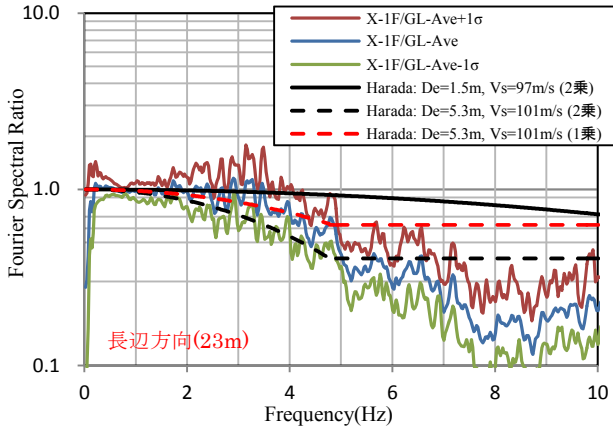
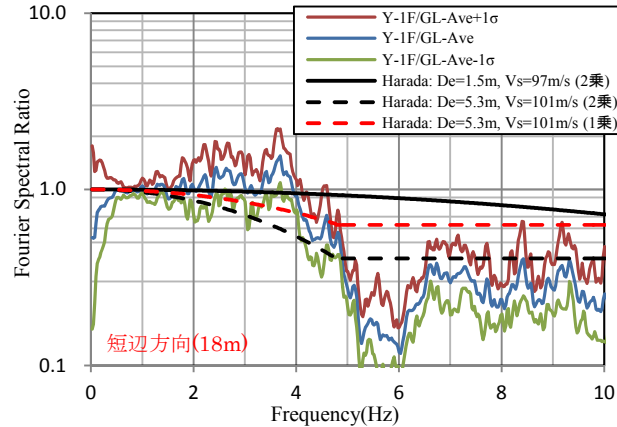
1)建築物概要 建築物名称：EDG 所在地：千葉県野田市 構造・階数：鉄筋コンクリート造、地上3階 基礎：PHC杭(13m)、φ500(88本)、基礎根入れ深さ1.5m 建築面積：1,587m²、延床面積4,354 m² 建築物高さ：14.3m	 建築物断面と地震計位置																																
2)地盤概要 <table><tr><th>層厚(m)</th><th>地盤種別</th><th>S波速度(m/s)</th><th>密度(t/m³)</th></tr><tr><td>2.7</td><td>埋土</td><td>97</td><td>1.5</td></tr><tr><td>2.6</td><td>ローム</td><td>104</td><td>1.5</td></tr><tr><td>4.6</td><td>シルト</td><td>142</td><td>1.9</td></tr><tr><td>2.45</td><td>細砂</td><td>224</td><td>1.7</td></tr><tr><td>4.55</td><td>細砂</td><td>329</td><td>1.9</td></tr><tr><td>25.84</td><td>細砂</td><td>209-290</td><td>1.5-1.9</td></tr><tr><td></td><td>細砂</td><td>439</td><td>2.0</td></tr></table>	層厚(m)	地盤種別	S波速度(m/s)	密度(t/m ³)	2.7	埋土	97	1.5	2.6	ローム	104	1.5	4.6	シルト	142	1.9	2.45	細砂	224	1.7	4.55	細砂	329	1.9	25.84	細砂	209-290	1.5-1.9		細砂	439	2.0	 工学的基盤に対する地盤の伝達関数
層厚(m)	地盤種別	S波速度(m/s)	密度(t/m ³)																														
2.7	埋土	97	1.5																														
2.6	ローム	104	1.5																														
4.6	シルト	142	1.9																														
2.45	細砂	224	1.7																														
4.55	細砂	329	1.9																														
25.84	細砂	209-290	1.5-1.9																														
	細砂	439	2.0																														
3)原田式の適用 基礎根入れ深さ：Df=1.50m（等価Vs：97m/s）	杭の効果も含めた等価深さ： Df'=5.29m（等価Vs：101m/s）																																
4)地表面と1階の最大加速度の関係（A_{1F}=0.60A_{GL}, A_{1F}=0.50A_{GL}） 																																	
5)フーリエスペクトル比(1階／地表面)と原田式の結果(基礎根入れ: ω_n=101.6rad,杭考慮:30.0rad)  																																	

表 4.2-13 建築物 TKS

1)建築物概要

建築物名称：TKS

所在地：千葉県千葉市

構造・階数：壁式鉄筋コンクリート造、地上5階

基礎：PC杭(20m)、 $\phi 300$ (128本)、基礎根入れ深さ1.0m

建築面積：529.5 m^2 、延床面積：2,647.7 m^2

建築物高さ：14.03m

2)地盤概要

層厚(m)	地盤種別	S波速度(m/s)	密度(t/m^3)
3.0	シルト	80-110	1.6
4.7	細砂	150	1.8
7.65	細砂	190-230	1.8
7.9	細砂	270-390	1.8
2.55	シルト	270	1.7
6.9	細砂	380	1.8
	細砂	540	1.8

3)原田式の適用

基礎根入れ深さ：Df=1.0m（等価Vs：110m/s）

4)地表面と1階の最大加速度の関係（ $A_{1F}=1.04A_{GL}$, $A_{1F}=0.99A_{GL}$ ）

短辺方向(7m)

長辺方向(66m)

5)フーリエスペクトル比(1階/地表面)と原田式の結果(基礎根入れ： $\omega_n=175.1\text{rad}$, 杭考慮:45.3rad)

短辺方向(7m)

長辺方向(66m)

地震計位置

工学的基盤に対する地盤の伝達関数

表 4.2-14 建築物 OHJ

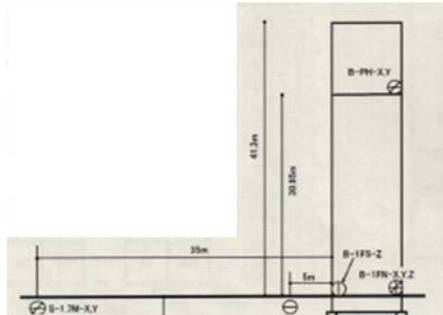
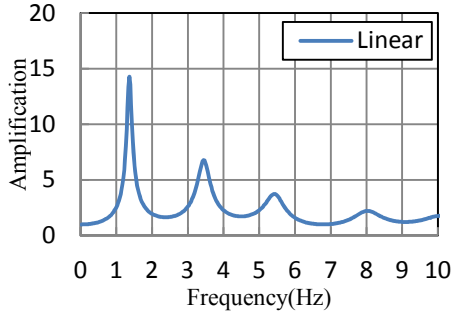
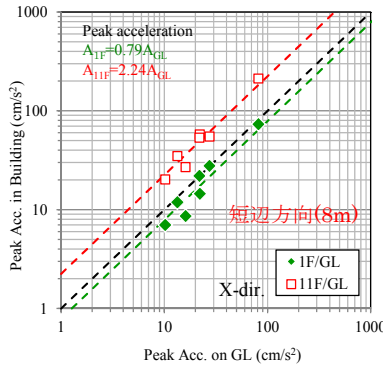
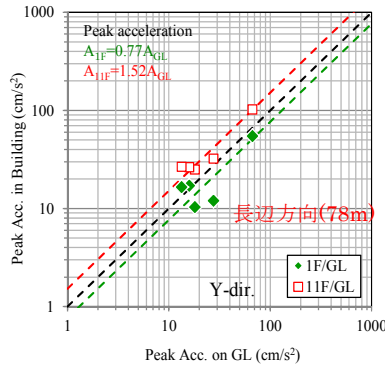
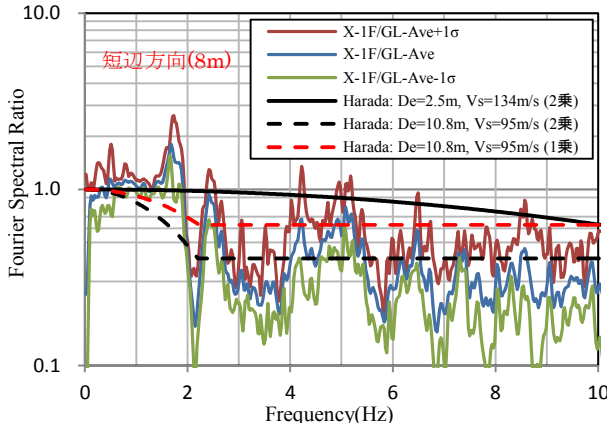
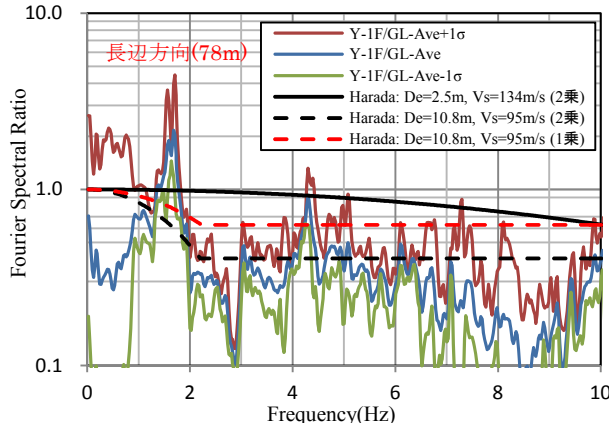
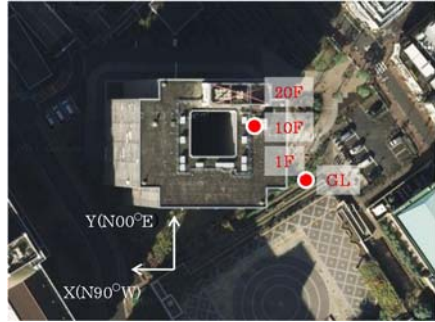
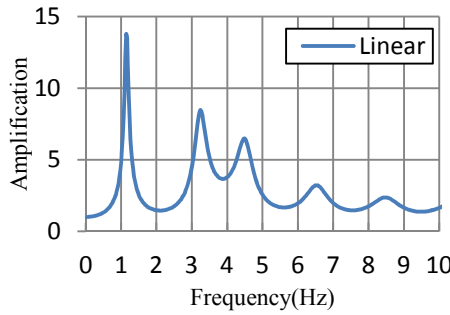
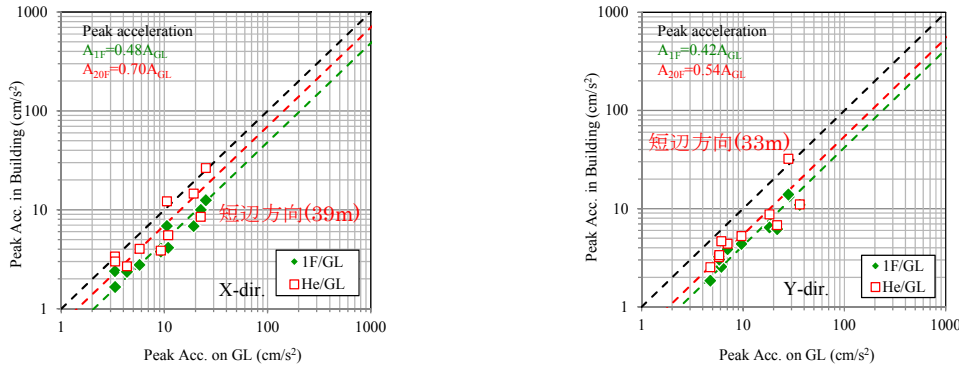
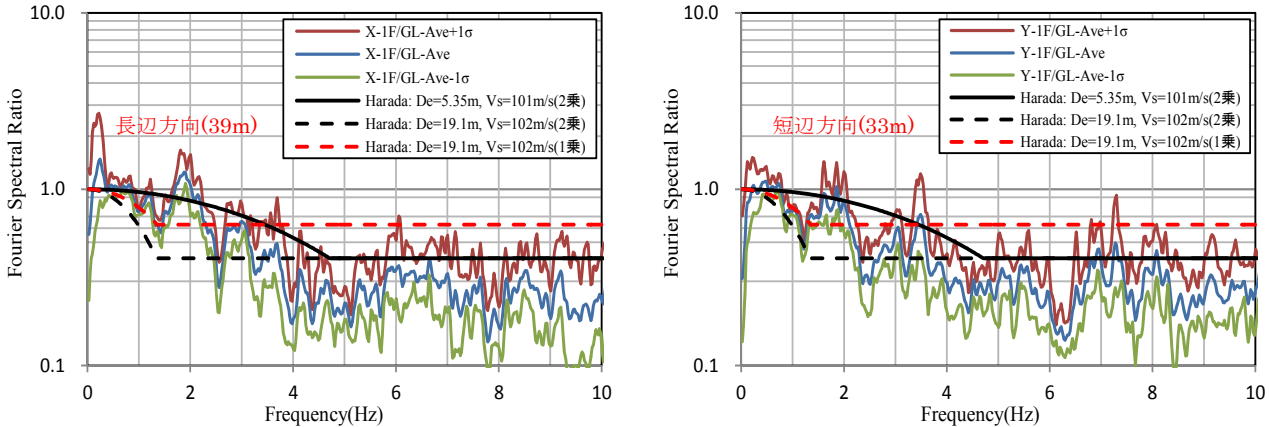
1)建築物概要 建築物名称：OHJ 所在地：東京都北区 構造・階数：鉄筋コンクリート造、地上 11 階 基礎：場所打ちコンクリート杭(22m)、φ 1500(16 本)、φ 1500(16 本)、φ 900(2 本)、基礎根入れ深さ 2.45 m 建築面積：651.3m²、延床面積：7815.6m² 建築物高さ：41.2m	 建築物断面と地震計位置																																
2)地盤概要 <table><tr><th>層厚(m)</th><th>地盤種別</th><th>S 波速度(m/s)</th><th>密度(t/m³)</th></tr><tr><td>2.0</td><td>埋土</td><td>150</td><td>1.6</td></tr><tr><td>3.5</td><td>ローム</td><td>65</td><td>1.45</td></tr><tr><td>3.5</td><td>細砂</td><td>95</td><td>1.5</td></tr><tr><td>4.0</td><td>砂礫</td><td>90</td><td>1.55</td></tr><tr><td>5.0</td><td>粘土</td><td>135</td><td>1.6</td></tr><tr><td>7.0</td><td>砂質粘土</td><td>230</td><td>1.7</td></tr><tr><td></td><td>砂礫</td><td>500</td><td>1.9</td></tr></table>	層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m ³)	2.0	埋土	150	1.6	3.5	ローム	65	1.45	3.5	細砂	95	1.5	4.0	砂礫	90	1.55	5.0	粘土	135	1.6	7.0	砂質粘土	230	1.7		砂礫	500	1.9	 工学的基盤に対する地盤の伝達関数
層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m ³)																														
2.0	埋土	150	1.6																														
3.5	ローム	65	1.45																														
3.5	細砂	95	1.5																														
4.0	砂礫	90	1.55																														
5.0	粘土	135	1.6																														
7.0	砂質粘土	230	1.7																														
	砂礫	500	1.9																														
3)原田式の適用 基礎根入れ深さ：Df=2.45m（等価 Vs：134m/s）	杭の効果も含めた等価深さ： Df'=10.76m（等価 Vs：94.67m/s）																																
4)地表面と 1 階の最大加速度の関係（A_{1F}=0.79A_{GL}, A_{1F}=0.77A_{GL}）  短辺方向(8m)  長辺方向(78m)																																	
5)フーリエスペクトル比(1 階／地表面)と原田式の結果(基礎根入れ: ω_n=84.2rad, 杭考慮:13.8rad)  短辺方向(8m)  長辺方向(78m)																																	

表 4.2-15 建築物 UKM

1)建築物概要 建築物名称：UKM 所在地：東京都北区 構造・階数：鉄筋コンクリート造地上 20 階 基礎：場所打ち鋼管コンクリート杭(34.05m)、ϕ 2000(56 本)、基礎根入れ深さ 5.35m 建築面積：1,549 m²、延床面積：18,975.2 m² 建築物高さ：59.9m	 建築物断面と地震計位置																																
2)地盤概要 <table><thead><tr><th>層厚(m)</th><th>地盤種別</th><th>S 波速度(m/s)</th><th>密度(t/m³)</th></tr></thead><tbody><tr><td>18.8</td><td>シルト</td><td>90-145</td><td>1.5-1.75</td></tr><tr><td>5.2</td><td>礫</td><td>254</td><td>1.75-2.00</td></tr><tr><td>2.8</td><td>礫</td><td>420</td><td>2.0</td></tr><tr><td>1.2</td><td>シルト</td><td>310</td><td>1.8</td></tr><tr><td>3.6</td><td>礫</td><td>570</td><td>2.0</td></tr><tr><td>6.4</td><td>シルト</td><td>337</td><td>1.8-1.9</td></tr><tr><td></td><td>細砂</td><td>520</td><td>1.9</td></tr></tbody></table>	層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m ³)	18.8	シルト	90-145	1.5-1.75	5.2	礫	254	1.75-2.00	2.8	礫	420	2.0	1.2	シルト	310	1.8	3.6	礫	570	2.0	6.4	シルト	337	1.8-1.9		細砂	520	1.9	 工学的基礎に対する地盤の伝達関数
層厚(m)	地盤種別	S 波速度(m/s)	密度(t/m ³)																														
18.8	シルト	90-145	1.5-1.75																														
5.2	礫	254	1.75-2.00																														
2.8	礫	420	2.0																														
1.2	シルト	310	1.8																														
3.6	礫	570	2.0																														
6.4	シルト	337	1.8-1.9																														
	細砂	520	1.9																														
3)原田式の適用 基礎根入れ深さ：Df=5.35m（等価 Vs：101m/s）	杭の効果も含めた等価深さ： Df'=19.08m（等価 Vs：102m/s）																																
4)地表面と 1 階の最大加速度の関係（A_{1F}=0.48A_{GL}, A_{1F}=0.42A_{GL}） 																																	
5)フーリエスペクトル比(1 階／地表面)と原田式の結果(基礎根入れ: $\omega_n=29.7\text{rad}$,杭考慮:8.39rad) 																																	

4.2.2 地震記録との対応について

(1) 直接基礎における検討（地下1階程度の根入れあり）

図 4.2-1 に、地表面に対する建物1階（または地下階）のフーリエスペクトル比（地震観測結果）と原田式の対応を、図 4.2-2 に最大加速度の関係を示す。建築物 ANX におけるフーリエスペクトル比の平均値と原田式の結果は良く対応しているが、建築物 NMW では、地震観測結果の方が小さい結果となった。

原田式は、 $\omega_n = V_s / (2D_f)$ で求められることから、建物1階（または地下階）／地表面の最大加速度比と ω_n の関係に着目して検討する。 ω_n は、基礎根入れ深さ (D_f) とその深さでの地盤の S 波速度 (V_s) で求められる表層地盤の1次の卓越円振動数に対応する。 ω_n を 2π で割ると、卓越振動数 (f_n) となるが、 f_n は、建築物 NMW で 4.47Hz、建築物 ANX では 5.5Hz となり、建築物 NMW の方が入力地震動の低減がやや大きくなる。この2つの建築物における値の差は、基礎の根入れ深さはほぼ同じ (7.83m と 8.0m) であるが、周辺地盤の平均 V_s (140m/s、178m/s) が異なることが原因となっている。図 4.2-2 に示した最大加速度の比においては、建築物 NMW では、0.36、建築物 ANX では、0.68 となり、 f_n が小さい場合には、加速度比も小さくなることを確認できる。

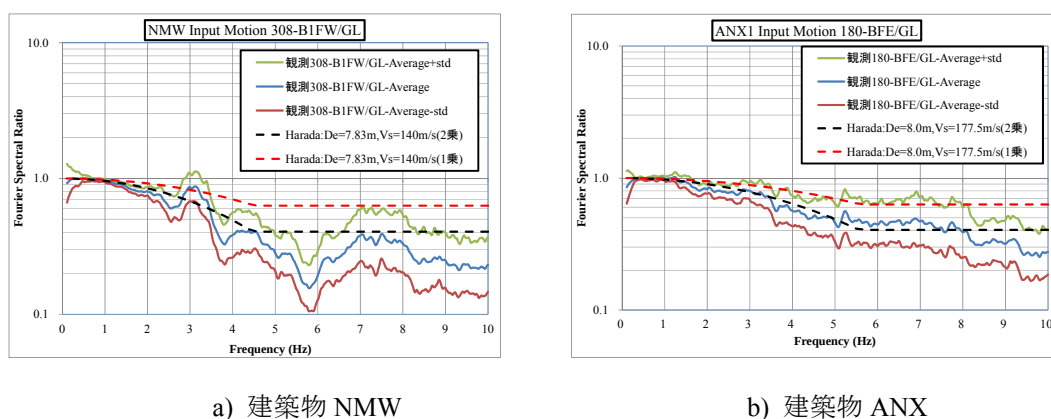


図 4.2-1 地表面に対する地下1階のフーリエスペクトル比と原田式

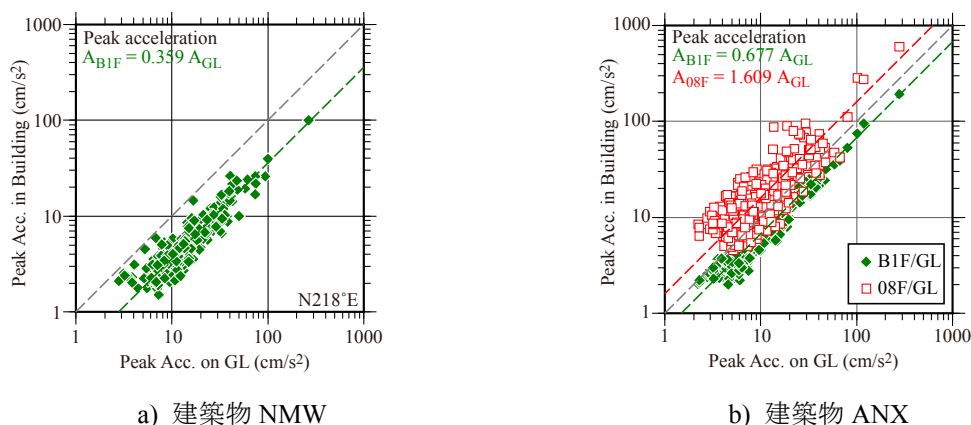
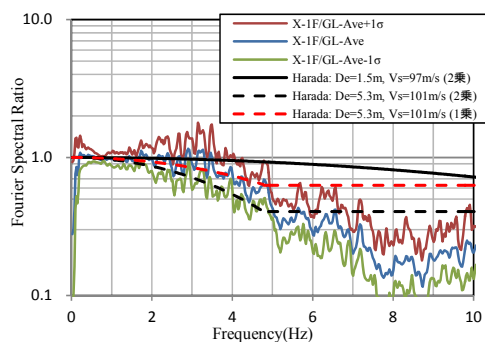


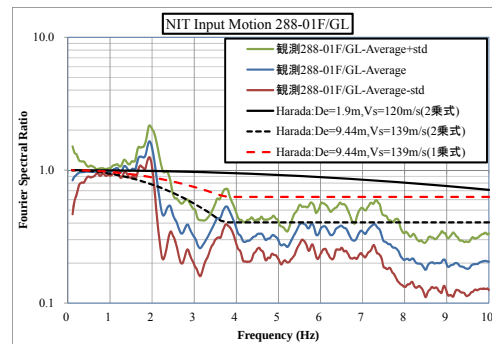
図 4.2-2 地表面に対する地下1階の最大加速度の関係

(2) 杭基礎における検討（地下階の無い中低層建築物）

杭基礎の場合には、基礎の根入れ効果に杭の効果を加えた根入れ深さ式（4.5）を用いて検討する。2棟の建築物(建築物 EDG と建築物 NIT)における、地表面に対する建物1階のフーリエスペクトル比（地震観測結果）と原田式の結果を図 4.2-3 に、1階と地表面と最大加速度の比を、図 4.2-4 に示す。建築物 NIT におけるフーリエスペクトル比の平均値と原田式の結果は良い対応を示しており、根入れ深さが小さい建築物の場合、杭の効果を考えると、基礎入力動の特性をうまく説明することができる。

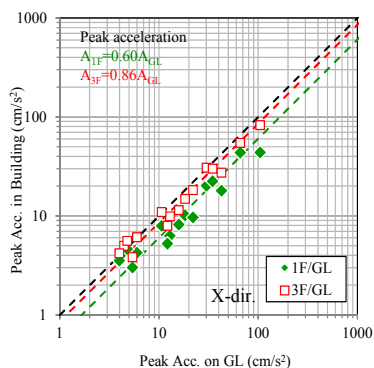


a) 建築物 NIT

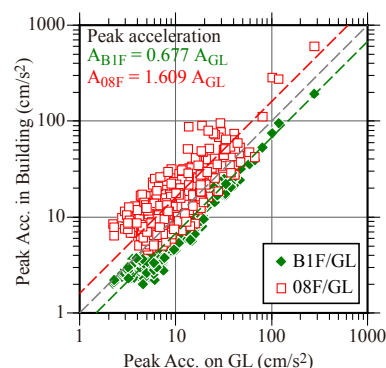


b) 建築物 EDG

図 4.2-3 地表面に対する1階のフーリエスペクトル比と原田式（杭基礎・中低層）



a) 建築物 NIT

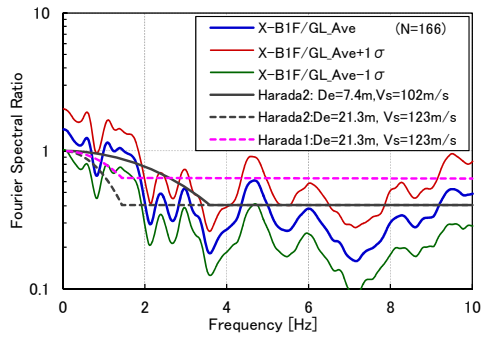


b) 建築物 EDG

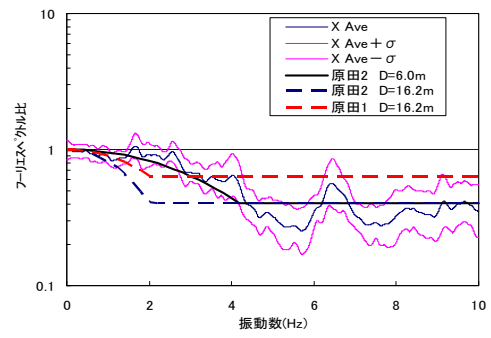
図 4.2-4 地表面に対する地下1階の最大加速度の関係（杭基礎・中低層）

(3) 杭基礎における検討（高層建築物、主に地下階あり）

図 4.2-5 に、地表面に対する建物1階のフーリエスペクトル比（地震観測結果）と原田式の対応に関する2棟(建築物 HMB と建築物 SO1)の結果を、図 4.2-6 に最大加速度の関係を示す。建築物 HMB 及び建築物 SO1 とともに、杭の効果を考慮しない基礎根入れ深さにおける原田式との対応が良く、杭を考慮した場合には、原田式の値は、振動数が低い範囲で危険側の評価となる。

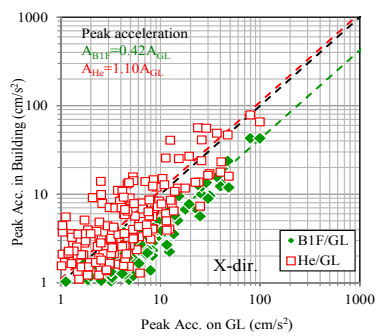


a) 建築物 HMB

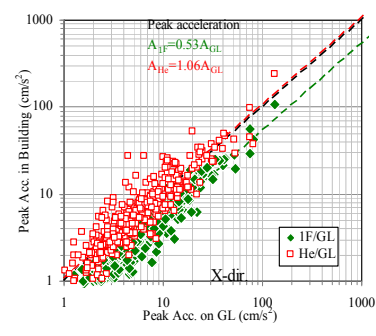


b) 建築物 SO1

図 4.2-5 地表面に対する 1 階のフーリエスペクトル比と原田提案式（高層）



a) 建築物 HMB



b) 建築物 SO1

図 4.2-6 地表面に対する地下 1 階の最大加速度の関係（高層）

4.3 基礎構造の根入れ深さと表層地盤の1・2次卓越振動数での変位分布に基づく方法

4.3.1 限界耐力計算における方法と改良法の概要

限界耐力計算では、表層地盤の増幅率 G_s を用いて基礎の埋め込み(埋め込み深さ D_e)による入力損失効果を考慮している。図 4.3-1 に、限界耐力計算での考え方の概要を示す。

図においては、基礎の埋め込み部分(地下部分)周囲での地盤が単純にモデル化されており、当該部分は底面水平地盤ばね(K_{hb})と側面水平地盤ばね(K_{he})で支持されている。また、表層地盤内の増幅率分布は、表層地盤の1次振動モードに基づくとしてこれを直線分布と見なし、下部境界(工学的基礎と表層地盤下部との境界)位置での増幅率は $G_B=1$ と仮定している。

基礎入力動は、底面及び側面水平地盤ばねが取りついている位置における自由地盤の地震時水平変位を各水平地盤ばねで重み付け平均したものとして評価される⁴⁾。

ここで地盤変位の代わりに増幅率を用いると、基礎入力動の増幅率 G_F は次式で評価される。

$$G_F = \frac{K_{hb} \cdot G(D_e) + K_{he} \cdot G_s}{K_{hb} + K_{he}} \quad (4.6)$$

また、地下部分の埋め込みによる低減率 β' は、地表面増幅率 G_s に対する基礎入力動の増幅率の比と定義すると、

$$\beta' = \frac{K_{hb} \cdot G(D_e) + K_{he} \cdot G_s}{K_{hb} + K_{he}} \cdot \frac{1}{G_s} \quad (4.7)$$

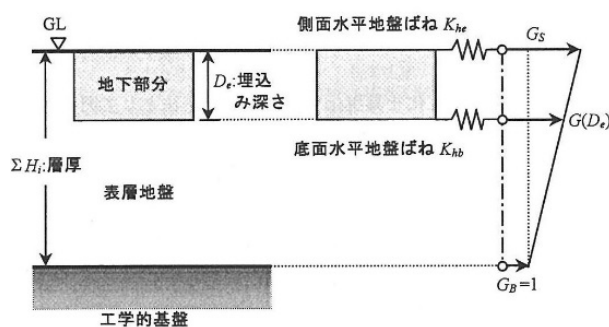


図 4.3-1 表層地盤における基礎根入れ深さ、地盤増幅係数等

一般に、入力は、表層地盤の1次卓越周期よりは2次卓越周期付近の方が小さくなるため、1次固有モードしか考慮していない現行の基準は入力損失効果を過少評価していることになる。そのため、文献5)では、2次固有モードに対応する入力損失効果を取り込めるよう、低減率 β' の計算の改良方法が提案されている。

改良方法は、図 4.3-2 に示される考え方による。表層地盤の1次固有モード及び2次固有モードの変位分布を想定し、1次卓越周期及び2次卓越周期におけるそれぞれの低減率 β' を次式により求める。

$$\beta'(T_i) = \frac{K_{hb} \cdot G_{si}(De) + K_{he} \cdot G_{si}(De/2)}{K_{hb} + K_{he}} \cdot \frac{1}{G_{si}} \quad (4.8)$$

式中の添え字 i はモード次数を表す。

なお、図 4.3-2 では、2 次固有モードの変位分布が新たに評価されているほか、図 4.3-1 と比較すれば明らかな通り、変位分布は直線分布から固有モード形に見直しされており、また、下部境界位置での増幅率 G_s も 1 ではなく、解放工学的基盤に対する工学的基盤の増幅率として評価されている⁵⁾。

式(4.8)により表層地盤の 1 次と 2 次卓越周期の 2 点で低減係数が求まるが、さらに、文献 5)では、これら 2 点を含む周波数領域全域での低減減数 β' を評価する関数を図 4.3-3 のように定義している。なお、図 4.3-3 では、文献 6)で提案されている関数も併記している。

以下に検討においては、1 次及び 2 次の低減係数 β' を式(4.8)により求め、これを内挿又は外挿するのに、文献 6)による関数を用いている。式(4.8)とこの関数の組合せを、以下では、「三浦・関式」と呼ぶことにする。

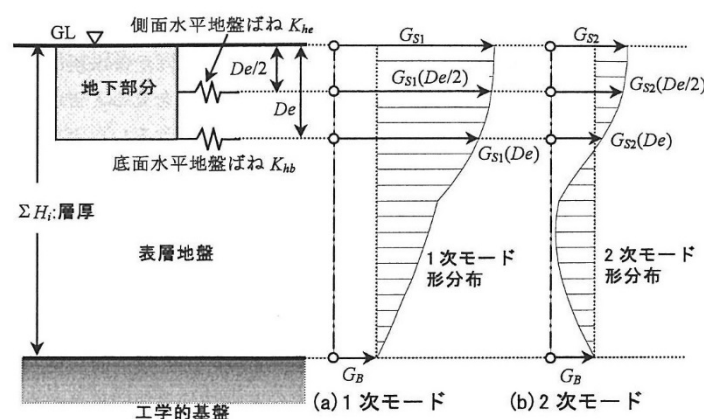


図 4.3-2 表層地盤の 1 次・2 次変位分布と基礎各位置における地盤増幅係数

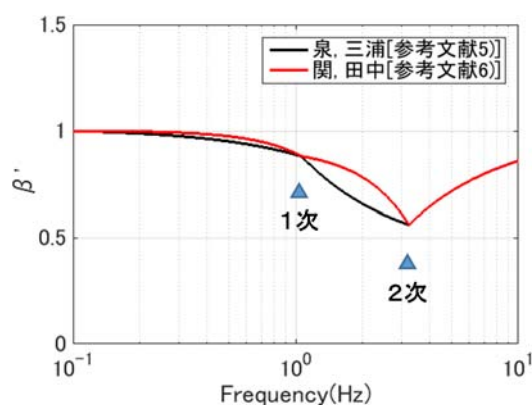


図 4.3-3 周波数領域全体における低減率 β'

4.3.2 建築物への基礎入力動に関する検討

三浦・関式による基礎入力動の評価結果に関する具体例を示す。本計算では、表層地盤の 1 次と 2 次の卓越周期については、固有値解析結果を用いるとともに、地盤増幅係数 G_s については、各周期の変位モードを用いて算定している。

(1) 直接基礎における検討（地下１階程度の根入れあり）

図 4.3-4 に、地表面に対する建物１階（または地下階）のフーリエスペクトル比（地震観測結果）と三浦・関式の対応（建築物 ANX）を示す。評価式 A は参考として掲げるもので、２次卓越振動数以上の振動数において、２次卓越振動数における値で一定値とした結果である。２次卓越振動数までは、三浦・関式は観測結果と良い対応を示す。また、評価式 A では、２次卓越振動数以降も観測結果と良い対応を示している。

三浦・関式は、現行の限界耐力計算では、２次卓越振動数又は２次卓越周期付近での入力損失効果を過少評価(建築物への地震入力を過大評価)しているため、これを改良することを目的としたものであるが、図 4.3-4 の結果は簡易評価式が地震入力に関する観測結果を妥当(２次卓越周期以降は安全側)に評価していることを示すものである。これにより、根入れを有する直接基礎に対しては、三浦・関式の妥当性が、地震観測の結果によっても確かめられたと言える。

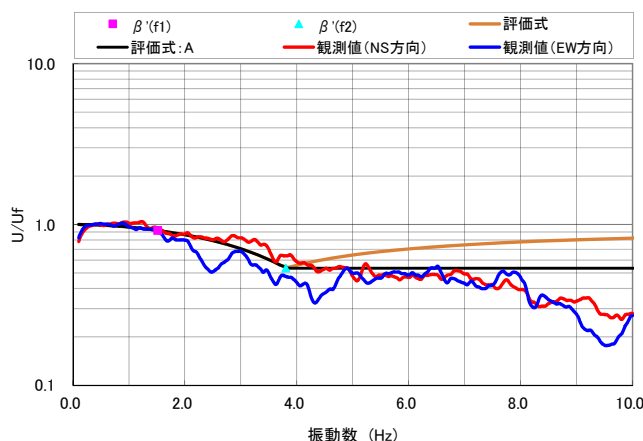


図 4.3-4 地表面に対する地下１階のフーリエスペクトル比と三浦・関式（建築物 ANX）

（１次・２次卓越振動数：1.52、3.81Hz）

(2) 杭基礎における検討（地下階の無い中低層建築物）

図 4.3-5 に、地表面に対する建物１階（または地下階）のフーリエスペクトル比（地震観測結果）と三浦・関式の対応（建築物 NIT）を示す。図 4.3-5 は、基礎根入れ深さについては、実際の値を用いた結果に「杭無視」の凡例を、式 (4.5) により基礎の根入れ深さに杭の効果を加えた根入れ深さを用いた結果に「杭考慮」の凡例を用いている。「杭無視」の場合、観測記録に対して、基礎入力動は、かなり過小評価となっている。次に、「杭考慮」した場合、評価結果はより小さくなるが、観測結果に比べて、依然、入力損失効果は過少に評価されている。

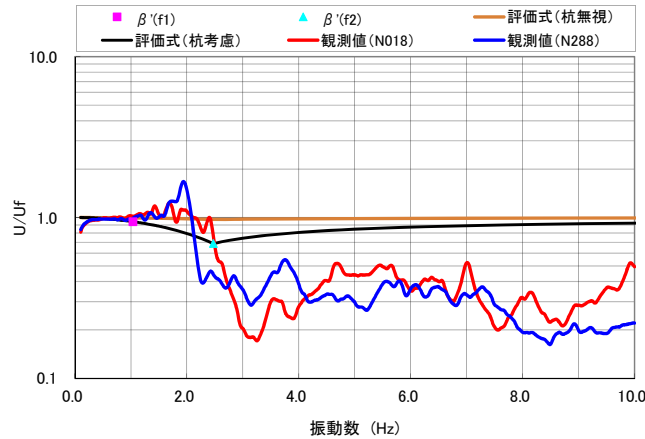


図 4.3-5 地表面に対する地下 1 階のフーリエスペクトル比と三浦・関式（建築物 NIT）
（1 次・2 次卓越振動数：1.04、2.48Hz）

（3）杭基礎における検討（高層建築物、主に地下階あり）

図 4.3-6 に、地表面に対する建物 1 階のフーリエスペクトル比（地震観測結果）と三浦・関式の対応に関する結果（建築物 HMB）を示す。基礎根入れ深さについては、「杭無視」と「杭考慮」の結果を示した。「杭無視」の場合、観測記録に対して、基礎入力動の低減が小さい結果となっているが、「杭考慮」した場合、観測結果と良い対応を示している。

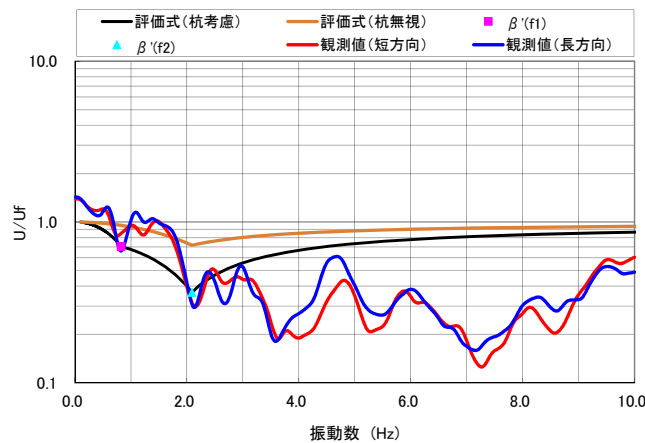


図 4.3-6 地表面に対する地下 1 階のフーリエスペクトル比と三浦・関式（建築物 HMB）
（1 次・2 次卓越振動数：0.826、2.09Hz）

以上の結果を、「（2）杭基礎における検討（地下階の無い中低層建築物）」と合わせてみた場合、杭による入力損失効果は地下階無しの方が大きく現れ易く、その分、「杭基礎における検討（地下階の無い中低層建築物）」の場合には、簡易評価式が観測結果をかなり過少評価した（安全側に評価した）ものと言える。逆に、地下階がある場合には、無い場合よりは、杭による入力損失効果が現れにくく、その分、簡易評価式による結果が観測結果とよく対応するようになったと考えられる。前節の原田式の場合についても、地下階がある方が無い場合より杭による入力損失効

果を観測結果より大きめに見積もる結果となっており、やはり、杭による入力損失効果は地下階無しの方が大きく現れ易いということが結果に反映されたと考えられる。

ただし、このような地下階の有無と杭による入力損失効果の関係については、さらなる観測記録の分析が必要であるのと同時に、地下階と組み合わせた場合の杭の剛性の効果についての解析的検討も、今後、行っていく必要があると考えられる。

また、図 4.3-4～図 4.3-6 において、高振動数領域で三浦・関式の評価結果と観測結果との差が大きくなる原因として、振動数が高くなると地盤だけの場合でも、波動が地盤を下方から上昇する（伝搬する）時に散乱現象が生じて、一次元モデルで考えた場合とは地表面付近の地盤応答に差がみられることがあり、観測記録には、このような現象による効果も含まれていることが考えられる。

4.4 まとめ

本章では、基礎入力動の簡易式と観測記録から得られるフーリエスペクトル比(BASE/GL)を比較し、簡易式の妥当性を検討するとともに、杭による地震入力損失効果等について考察した。得られた結論を以下にまとめる。

- 1) 基礎構造の根入れ深さに基づく方法(原田式)、及び、基礎構造の根入れ深さと表層地盤の1・2次卓越振動数での変位分布に基づく方法(三浦・関式)を適用した場合の結果について、地震観測結果との対応をまとめると、以下のようになる。

(原田式)

- ・直接基礎（杭なし）の場合： 良好対応
- ・地下階なし・杭基礎の場合： 良好対応
- ・地下階あり・杭基礎の場合： 過大評価（地震動を小さく評価しすぎる）

(三浦・関式)

- ・直接基礎（杭なし）の場合： 良好対応
- ・地下階なし・杭基礎の場合： 過小評価
- ・地下階あり・杭基礎の場合： 良好対応

なお、杭による入力損失効果については、杭の等価根入れ深さを求め、根入れ深さの関数である原田式、又は、三浦・関式に、この等価根入れ深さを代入して評価している。

- 2) 三浦・関式は、現行の限界耐力計算法の改良法であるが、特に直接基礎の場合に、現行の方法では考慮していない2次固有振動数近傍での入力損失効果を妥当に評価していることが、地震観測の結果によっても確認された。

- 3) 本研究において観測記録と既往の簡易評価式との対応関係を検証した範囲内では、杭による入力損失効果は、地下階と組み合わせられた場合より、地下階なしの杭基礎の方が、より大きく現れ易いものとなった。ただし、このことについては、地震観測記録のさらなる分析が必要であり、また、地下階の有無に着目した場合の杭の剛性の効果についての解析的検討も、今後、行っていく必要があると考えられる。

【参考文献】

- 1) 原田隆典他：有効入力動の計算式とその実測例による検討、土木学会論文集、第 362 号、I-4、pp.435-440、1985.10
- 2) 土木学会編：動的解析と耐震設計、第 2 巻、動的解析の方法、技報堂出版、pp.281-282、1989.7
- 3) 河辺美穂、関崇夫：埋込みを有する群杭基礎の基礎入力動の簡易評価に関する研究、建築学会大会、構造Ⅱ、pp.369-370、2009.8
- 4) 三浦賢治：基礎への地震入力評価および地盤・構造物連成解析、建築技術、pp.94-107、1997.3
- 5) 泉洋輔、三浦賢治：限界耐力計算における基礎入力動評価の合理化に関する研究、日本建築学会構造系論文集、No.616、pp.57-65、2007.6
- 6) 関崇夫、田中清和：大型せん断土槽を用いた遠心振動台実験による基礎入力動の低減効果に関する研究、日本建築学会大会、構造Ⅱ、pp.17-18、2008.9

第5章 まとめ

5.1 本研究の成果

本研究の成果を以下にまとめる。

- (1) 建築物 58 棟について、周辺地盤 - 建築物同時観測を実施した。これらのうち、本研究期間中(2010~2013 年度)に新たに地震観測を開始したのは、27 棟(うち 4 棟は建築物内のみで地震観測を実施していた建築物の周辺地盤に地震計を設置)である。
- (2) 地震観測建築物につき、整理項目を統一的に定めた上で地震観測記録を収集し、これらの整理結果から、地盤 - 構造物の動的相互作用の様相を、2011 年東北地方太平洋沖地震で地盤及び上部構造が非線形化した者も含め、大局的に把握した。本研究では、観測建築物を階数等に応じて区分したが、総じて、より低層の建築物においてフーリエスペクトル比等に、地盤 - 構造物の動的相互作用の影響が現れ易いことを示した。また、低層建築物として区分された建築物の中でも、地下階を有する建築物(UTM)の場合には入力 of 相互作用の影響が、杭基礎の建築物(EDG, TKS)の場合には慣性の相互作用の影響が大きくなることが観測記録の整理結果から把握できることを示した。
- (3) スウェイまたは SR モデルを用いた同定手法を適用し、観測記録から慣性および入力の相互作用による建築物応答の低減効果を推定する方法を提案した。本方法においては入力損失の影響も含めて同定を行っている。また、得られた同定パラメータから定常ランダム応答を用いて、加速度一定又は擬似速度一定の応答スペクトルを仮定した場合の入力及び慣性の相互作用による建築物相対変位の低減効果を、地盤 - 構造物の影響が観測記録の整理結果に現れた建築物について表示した。これにより、地盤 - 構造物の動的相互作用の建築物の地震入力と応答に対する影響度合いが定量的に評価された。
- (4) 既往の基礎入力動の簡易評価式と観測記録とを比較して、これらの簡易評価式の妥当性ととも、入力低減効果に対する基礎構造の違いの影響を検討した。ここで取り上げた 2 つの方法のうち、「基礎構造の根入れ深さと表層地盤の 1・2 次卓越振動数での変位分布に基づく方法」は、現行の限界耐力計算の改良法であるが、観測記録との対応関係から、特に、直接基礎の場合に、現行の方法では考慮していない 2 次固有振動数近傍での入力損失効果を妥当に評価していることが確認された。

2000 年の限界耐力計算法の公布制定を機に、地盤 - 構造物の動的相互作用を建築基準法令上の構造計算で評価することが可能となったが、現在、なお、実際の建築物における地盤 - 構造物の動的相互作用の評価実績は決して多くない。また、観測記録に基づき実現象を検討した事例も極めて少ない。このような状況の中、本研究では、地震観測記録に基づき、複数の建築物について、

その地震入力と応答に対する地盤 - 構造物の動的相互作用の影響の実態を示した。このような観測記録の整理分析結果は、今後、巨大地震等に対する建築物の被害判定や耐震性評価を行う場合において、地盤 - 構造物の動的相互作用により建物応答が低減され得るか否かも含め、その影響を検討するための有益な情報を与え得ると考える。また、第 4 章では、限界耐力計算での入力損失の評価方法(相互作用係数 β')に関する改良法の妥当性を観測記録に基づき検証、確認した。これを取り込むことで、限界耐力計算はより合理化されと考えられる。ただし、地盤 - 構造物の動的相互作用には地盤の非線形性や基礎構造形式の違い等の多くの因子が影響するため、入力損失も含め地盤 - 構造物の動的相互作用に関する限界耐力計算での技術基準を、より現象に即した合理的なものとしていくためには、今後とも、地震観測と観測記録の分析を継続し実施していく必要がある。

5.2 今後の課題

第 2 章表 2.1-1 及び表 2.1-2 で示した地震観測建築物については、各実施機関において、今後とも継続して地震観測が実施される予定である。このことを念頭に、本研究及び建築物の地震観測に係る今後の課題を以下に考察する。

まず、本研究成果の想定される活用のされ方から見た課題を考える。

前節のまとめで示した通り、地震観測記録の整理結果からは、観測対象の範囲においてであるが、どのような種類の建築物が地盤 - 構造物の動的相互作用の影響を受けやすいかが把握できる。地盤 - 構造物の動的相互作用の影響の程度は、フーリエスペクトル比のピークのずれ等から把握される。地盤 - 構造物の動的相互作用の影響が少ないと見なされる観測建築物及びこれと類似の建築物については基礎固定系として扱っても地震応答は妥当に評価されると判断される。

地盤 - 構造物の動的相互作用の影響が大きいと見なされる建築物については、地震応答に対するその低減効果が大きな関心事となる。これを地震観測記録からより直接的に評価するには、本研究で提案した同定に基づく地震応答低減効果の表示方法が有効であると考えられる。これによると、基礎固定系と比較した場合の相互作用系の地震応答の比率(低減率)が、 S_a 一定又は pS_v 一定を仮定して算出される。建築物の地震力は応答スペクトルで評価される場合が一般的であるが、この場合は基礎固定系の応答が評価されている。これに対する地盤 - 構造物の動的相互作用による建築物の応答低減効果を考える場合には、本方法により得られる低減率が有力な参考情報となり得ると考えられる。

以上のような活用のされ方を想定すると、本書の出版以降も、地震観測記録の整理結果を閲覧し易い形で公表していくことが重要となる。また、地震観測記録には、第 2 章 3 節でも示された通り、建築物特性の経年変化の影響やばらつきが見られるため、地震観測記録が一定以上蓄積された段階で、整理結果を更新する必要があると考えられる。今回、地震観測記録の整理結果を取りまとめたところであるが、更に、3 年程度の期間毎、あるいは大きな地震が観測された段階で、

整理結果を更新していくことが今後、取り組むべき課題として挙げられる。

また、同定による方法も適用事例を増やしていき、結果が得られたものから、順次、記録の整理結果と対応させて公表していくことが今後の課題となる。本研究では、建築物を階数等により区分して、地盤 - 構造物の動的相互作用の様相を検討しているが、適用事例を積み重ねることで、より細分化された区分に基づく応答低減効果の提示ができると考えられる。

次に、地盤 - 構造物の動的相互作用一般に係る課題を考える。

本研究期間中には、2011 年東北地方太平洋沖地震が発生し、本研究で対象としたいくつかの地震観測建築物でも非線形の現象を観測することができた。特に観測建築物 TKS では周辺地盤で液状化が発生し、これに伴う地盤の非線形化の建築物応答に対する影響とその後の地盤ばねの剛性の回復現象に関する記録を観測した。非線形現象の貴重な記録が得られたものと考えられるが、レベル的には震度 5 の記録であり、巨大地震時での記録とは言えない。杭周りでの地盤の局部的非線形性、根入れの剥離、浮き上がり等の幾何学的非線形性まで含めた巨大地震時での地盤 - 構造物の動的相互作用の評価は、理論的、解析的研究においても、未だ課題が残されているところであり、これらの現象の解明のためにも、建築物の地震観測は今後とも、継続して実施していくべきものと考えられる。

最後に、地震観測の継続的实施に当たっての課題を考える。

多種多様な建築物への地震入力や地震応答に関する実現象を把握するに当たり、建築物の地震観測点数は、現在でも、必ずしも十分なものではない。今後、観測対象とする建築物や建築物と地盤との組み合わせのヴァリエーションを効率的に増やしていくためには、K-NET 等、既存の地震観測網の活用や、大学等の他機関との共同、既に十分な記録が得られた建築物から他の建築物への地震計の移設等、様々な戦略を考えていくことが重要である。

また、建築物の地震観測体制を維持していくには、観測記録の収集、整理及び分析作業を恒常的に実施していくための各地震観測機関における協力体制の構築も必要であろう。人員の不足から観測機関内のみで観測記録を十分に処理できないという状況が考えられること、また記録の有効活用という点からも、観測記録の公開^{注1)}も進めていくべきである。

注 1) (独)建築研究所(現、国立研究開発法人建築研究所)による強震記録の入手方法については、<http://smo.kenken.go.jp/ja/useofdata> を参照されたい。

付録 1 地震観測に関する補足的情報

1.1 (独)建築研究所による地震観測点一覧^{注1)}

本研究で対象とした地震観測建築物の一覧は第2章の表2.1-1及び表2.1-2に示したところであるが、これらは建築物と地盤において同時に地震観測を実施している建築物である。(独)建築研究所では、その他に、建築物のみ又は地盤のみに地震計を設置している観測点を有している。(独)建築研究所による地震観測点一覧を表1.1-1に示す。

表 1.1-1 (独)建築研究所による地震観測点一覧

建物 記号	所在地	階数			高さ (m)	主要 構造	観測点	観測期間		地盤データの有無	
		地上	地下	塔屋				開始	終了	N値	PS検層
ADC	東京都足立区	5	1	1	21.5	RC	01F, 04F	1996/03		○	
AGO	埼玉県上尾市	7	1	0		RC	B1F, 7FN, 7FS	1996/03			
AKB	東京都北区	7	2	0	31.8	SRC	B1F, 06F	1996/03			
AKT	秋田県秋田市	6	1	1	26	RC	08F, B1F	1991/03			
ANX	茨城県つくば市	8	1	0	35.4	SRC	A01, A14, A43, A89, N14, B01, C01, BFE, BFN, BFS, 1FE, 2FE, 2FW, 5FE, 5FW, 8FE, 8FN, 8FS, MBC, M5C, M8C, M8E	1998/03		○	○
ARAH	宮城県仙台市	-	-	-		-	G01, G31, G76	1990/03	2000/01		
ATG	岩手県宮古市	2	0	0		RC	01F	1991/10	2001/03		
BRI	茨城県つくば市	1	0	0	4.65	RC	01F	1989/03		○	○
CG2	東京都千代田区	21	4	1	99.5	S	B4F, 13F, 21F	2003/05		○	○
CG3	東京都千代田区	11	2	2	56.63	SRC, 免震	B3F, B2F, 12F	2003/05		○	
CG7	東京都千代田区	32	2	0	156.7	S	01F, B2F, 16F, 32F	2013/04		○	○
CGC	東京都千代田区	20	3	1	86.52	S	01F, 20B, 19C	1994/07		○	○
CHB	千葉県千葉市中央区	8	1	1	31.4	SRC	B1F, 08F, GL	1996/03		○	
CHPG	千葉市中央区	-	-	-		-	GL	2014/03			
CHPM	千葉市中央区	20	2	0		S	B1F, 08F, 19F	2014/03			
EDG	東京都江戸川区	5	1	1	20.5	SRC	01F, 05F	1996/03		○	
FKO	福岡県福岡市	10	1	2	49	SRC	GL, B1F, 10F	1998/03		○	
FNB	千葉県船橋市	8	0	1		RC	01F, GL, 08F	1996/03			
HCN	青森県八戸市	6	1	1	24.8	RC	B1F, 06F	1993/12			
HCN2	青森県八戸市	10	1	1	42.83	SRC, 免震	GL, G30, G105, 10F, 01F, B1F	1999/03		○	○
HKD	北海道函館市	5	1	2	26	RC	GL	1992/03		○	
HKU	北海道札幌市	-	-	-		-	GL	1993/10			
HMD	島根県浜田市	3	0	1	17.5	RC	01F	1992/10			
HMO	静岡県御前崎市	-	-	-		-	GL	1993/10	2006/02		
HRH	青森県弘前市	3	0	0	11.5	RC	01F	1998/03		○	
HRO	北海道広尾郡広尾町	2	0	0	16.6	RC	01F	1993/10		○	
HRS	広島県広島市	11	1	2	41.9	SRC	B1F, 11F	1990/03		○	
HSG	愛知県名古屋市中区	25	0	0	75.25	RC	GL, 01F, 25F	2013/04		○	○
ICK	千葉県市川市	5	0	1	24.1	RC	01F, 02F, 05F	1996/03			
ISK	石川県金沢市	4	2	1		RC	05F, B2F	1993/12	2012/01		
IWK	福島県いわき市	8	1	2		SRC	B1F, 09F	1993/09			
JET	新潟県上越市	2	0	0	7.7	RC	01F	1993/03	2010/09		
KCK	高知県高知市	4	0	0	16.33	RC	04F, 01F	1996/03		○	
KDI	東京都小平市	3	0	0	16.6	RC	03F, 01F, GL	1996/03		○	
KGC	北海道釧路市	9	1	1	44.3	SRC, 免震	GL, G10, G34, B1F, 01F, 09F	1998/12		○	○
KNY	愛知県名古屋市中区	31	4	0		S	B2F, 11F, 22F, 30F	2013/04			
KRH	宮城県栗原市	2	1	0		RC	GL, B1F, 02F	2008/06	2008/08		
KSG	埼玉県越谷市	2	0	0		RC	1F, 1F[V]	1999/01			

建物 記号	所在地	階数			高さ (m)	主要 構造	観測点	観測期間		地盤データの有無	
		地上	地下	塔屋				開始	終了	N値	PS検層
KSO	長野県木曽郡木曽町	5	1	2	29.5	RC	B1F, 06F	1996/03		○	
KSR	北海道釧路市	-	-	-		-	GL, G20	1990/03	2000/12		
KSW	新潟県柏崎市	5	1	0		RC	B1F, 07F	2007/07	2007/08		
KSW2	新潟県柏崎市	1	0	0		RC+S	1FN, 1FS	2007/07	2007/08		
KWS	神奈川県川崎市	7	0	0	27.1	S	01F, 02F, 07F	1996/03			
KWT	新潟県川口町	3	0	0		RC	01F, 04F	2004/11	2004/12		
KYM	静岡県静岡市	-	-	-		-	01F	1998/08	2005/03		
LTL	茨城県つくば市					RC	1FS, 1FN, 4FS	2011/04			
MIYA	宮城県仙台市	-	-	-		-	G01, G22, G54	1984/03	2000/01		
MIYA2	宮城県仙台市	-	-	-		-	GL, G54, G22, G01	2000/02			
MIZ	京都府舞鶴市	6	1	2		RC	07F, 01F	1996/03			
MNM	東京都江東区	14	0	3		SRC	15F, 01F	1990/03			
MNZ	石川県輪島市	3	1	0		RC	B1F, 03F	2007/03	2007/05		
MST	埼玉県三郷市	7	1	0	29.8	SRC	01F, GL, 07F	1996/03			
MTK	茨城県常総市						01F	1994/07			
MTS	三重県松阪市	6		1	29.3	SRC	07F, 01F	1995/04			
MYJ	宮崎県都城市	3	1	2		RC	01F, 05F	2002/02			
MYK	岩手県宮古市	7	0	0	24.9	RC	01F, 07F, GL	2002/03		○	
MYZ	宮崎県宮崎市	9	1	1		SRC	01F, 09F	1993/08			
NAGA	宮城県仙台市	-	-	-		-	G01, G29, G81	1989/09	2000/01		
NAKA	宮城県仙台市	-	-	-		-	G01, G30, G61	1985/03	2000/01		
NAKA2	宮城県仙台市	-	-	-		-	GL, G61, G30, G01	2000/02	2011/03		
NBO	宮崎県延岡市	3	0	1		RC	01F, 04F	2002/02			
NCTD	茨城県つくば市	7	0	0		RC	GL, 1FE, 1FEs, 1FS, 8FE, 8FW	2005/12			○
NDLA	東京都千代田区	4	3	0		RC	B8F, B4F, 01F, 04F	2009/09			○
NDLG	東京都千代田区	-	-	-		-	G35, G24, GL	2010/04			
NDLM	東京都千代田区	6	1			RC	01S, 17S	2009/09			○
NGN	長野県長野市	10	1	2	46	SRC	B1F, 11F	1996/03	2011/06	○	
NGY	愛知県名古屋市	11	2	2	43.6	SRC	GL, B2F, 12F	1998/03		○	○
NIG	新潟県新潟市	6	1	2		RC	B1F, 07F	1992/02			
NIT	埼玉県南埼玉郡	6	0	0	30	RC	GL, 01F, 06F	1998/03		○	○
NKN	東京都中野区	5	0	1	22.6	RC	06F, 01F	1996/03			
NMW	東京都台東区	3	1	0	11.43	RC, 免震	GL, B1FW, B1FE, 01FW, 01FE, 04F	1999/04		○	
NSY	新潟県柏崎市	3	0	0			1F, 3FE, 3FW	2007/07	2007/08		
OIT	大分県大分市	9	2	1		SRC	01F, 09F	1993/08			
OJC	新潟県小千谷市	4	0	0		RC	GL, 01F, 05F	2004/11	2004/12		
OJP	新潟県小千谷市	3	0	0		RC	01F, 04F	2004/11	2004/12		
OJP2	新潟県小千谷市	3	0	0		RC	1FE, 1FW	2007/03	2008/04		
OKIN	宮城県仙台市	-	-	-		-	G01, G17, G62	1988/03	2000/01		
ORID	宮城県仙台市	-	-	-		-	G01, G57, G76	1987/03	2000/01		
ORID2	宮城県仙台市	-	-	-		-	GL, G76, G57, G01	2000/02			
OS1	大阪府大阪市	8	1	2	29.53	SRC, 免震	GL, B1F, 01F, 08F	2013/04		○	○
OSK	大阪府大阪市	15	3	3	66.15	S	18F, B3F	1993/12		○	
OTM	東京都千代田区	15	3	2	58.3	SRC+S	16F, B3F	1993/05	2003/04	○	
SGS	静岡県静岡市	-	-	-		-	GL	1998/08	2005/03		
SHIR	宮城県仙台市	-	-	-		-	G01, G20, G76	1988/03	2000/01		
SIT2	埼玉県さいたま市	26	3	0	139	S	B3F, 10FS, 10FN, 27FS, 27FC	2010/04			
SITA	埼玉県さいたま市	1	0	0		S	01F	2010/04			
SKS	大阪府大阪市	55	3	0	256	S	01F, 18F, 38F, 52FN, 52FS	2011/03			
SMD	東京都墨田区	19	2	1	84.7	S	20F, 08F, B1F	1996/03		○	○
SMK	静岡県下田市	4	0	0		RC	01F	1991/10	2006/02		
SMS	静岡県下田市	7	1	0	30.9	SRC	GL	1993/10			
SMZ	静岡県静岡市	6	0	1	22.95	SRC	01F, 06F	1998/03		○	
SN2	東京都江東区	32	1	0	97.45	SRC	GL, B1F, 32F	2013/04		○	○
SND	宮城県仙台市	15	2	2	62.7	S	B2F, 15F, G40	1989/04		○	
SNG	和歌山県新宮市	4	1	1	19.5	RC	B1F, 05F	2006/04			

建物 記号	所在地	階数			高さ (m)	主要 構造	観測点	観測期間		地盤データの有無	
		地上	地下	塔屋				開始	終了	N値	PS検層
SNN	東京都江東区	36	0	0	114	RC, 免震	GL, 01F, M4F, 04F, 36F, 20F	2013/04		○	○
TAMA	宮城県塩竈市	-	-	-		-	G02, G11, G33	1986/03	2000/01		
TAMA2	宮城県塩竈市	-	-	-		-	GL, G33, G11, G02	2000/02			
TDS	埼玉県戸田市	8	1	2	34.4	SRC	GL, B1F, 08F	1996/03			
THU	宮城県仙台市	9	0	0		SRC	01F, 09F	1993/12	2012/01		
TKB	茨城県つくば市						GL	1994/11			
TKC	茨城県つくば市	7	0	0		Pca+S, 免震	B1F, 01F, 06F	2010/07			
TKD	東京都中央区	37	1	0	118.8	RC	01F, 18F, 37F	2007/04			
TKM	香川県高松市	8	1	1	31.9	SRC	GL, B1F, 09F	1998/03		○	
TKO	東京都八王子市	-	-	-		-	GL	1996/03	2002/12		
TRG	東京都中央区	-	-	-		-	GL	2013/04			
TRGA	宮城県仙台市	-	-	-		-	G02, G37, G62	1988/03	2000/01		
TRMA	宮城県仙台市	-	-	-		-	G01, G25, G79	1988/03	2000/01		
TRMA2	宮城県仙台市	-	-	-		-	GL, G79, G25, G01	2000/02			
TRO	山形県鶴岡市	4	1	0	22.2	RC	01F, 04F	1998/03		○	
TRZ	東京都中央区	33	4	0	155	S	B4F, 15F, 33F	2013/04		○	○
TSUT	宮城県仙台市	-	-	-		-	G01, G36, G59	1988/03	2000/01		
TSUT2	宮城県仙台市	-	-	-		-	GL, G59, G36, G01	2000/02	2005/02		
TUF	東京都港区	7	0	1		SRC	01F, GL, 07F	1996/03			
TUS	千葉県野田市						01F	1994/10			
UTK	東京都文京区	9	0	0		SRC	7FN, 7FS, 01F, GL	1996/03			
WJM	石川県輪島市	4	0	0		RC	01F, 04F	2007/03	2007/05		
YCY	千葉県八千代市	6	1	2	20	RC	B1F, GL, 07F	1996/03			
YKH	神奈川県横浜市	23	3	1	96.6	S	23F, B2F	1995/02	2013/03	○	
YKH2	神奈川県横浜市	23	3	1		S	23F, 12F, B2F	2013/04			
YMN	山梨県甲府市	8	1	3	37.1	RC, 免震	B1F, GL, 01F, 08F	2003/05		○	○
YNG	鳥取県米子市	5	1	1	32.1	RC	B1F	1992/10		○	○
YYG	東京都渋谷区	4	1	0	25.4	RC	B1F, GL, 04F	1996/03		○	

注 1) 建築研究所は、2015 年 4 月より、独立行政法人より国立研究開発法人に組織変更されているが、本文同様、本書では、2014 年 3 月当時の組織名である(独)建築研究所と記すこととする。

1.2 本研究で用いた地震観測機器等

1.2.1 国土技術政策総合研究所による地震観測建築物について

国土技術政策総合研究所による地震観測建築物における観測機器、サンプリング周波数等を表 1.2-1 に示す。

表 1.2-1 国土技術政策総合研究所の地震観測建築物における地震観測機器等

建築物* ¹ 記号	所在地	観測点* ²	観測 開始	観測機器 メーカー	型番等	サンプリング 周波数
NLG	茨城県つくば市	地表	2011/03	aLab (IT 強震計)	・ GMR 型 ITK-002 ・ サーボ型 VP-5501B/3	100 Hz
ARJ	埼玉県川越市	3F, 1F				
NUR	埼玉県さいたま市	3F, 1F, 地表				
EDG	千葉県野田市	3F, 1F, 地表				
UTM	栃木県宇都宮市	3F, 1F, 地表				
TKS	千葉県千葉市	5F, 3F, 1F 基礎ばり, 地表				
KNU	高知県高知市	3F, 1F, 地表	2012/02	近計システム	・ センサー内蔵型 SDP-1000/90 ・ センサー分離型 SDP-1000/91 KSS-3-30	200 Hz
ONG	東京語江東区	3F, 1F				
KKS2	北海道釧路市	3F, 1F, 地表				
ARK	東京都北区	3F, 1F, 地表				
SMD	茨城県筑西市	3F, 1F, 地表				
NBO	宮崎県延岡市	地表				
KKS4	北海道釧路市	4F, 1F, 地表 (KKS2 と共有)				
TSM	愛知県津島市	PH(6), 1F, 地表				
WUM	高知県高知市	6F, 1F, 地表				
SMZ	静岡県静岡市	地表				
NIG	新潟県新潟市	地表				
MYZ	宮崎県宮崎市	地表				
UKM	東京都北区	20F, 10F, 1F, 地表				
KCH* ³	高知県高知市	PH2(8), B1F, 地下ピット, 地表				
NG2* ³	愛知県名古屋市	8F, 1F, B1F				
NKS* ⁴	大阪府大阪市	24F, 12F, B3F, 地表	2012/02	東京 測振	・ 屋内用 VS-355T AS-303T1W1 DPR-600A ・ 屋外用 AS-303D3BH AS-3250A ・ データ収録装置 VIP-19	100 Hz
DIB* ⁴	東京都港区	33F, 16F, B1F, 地表	2011/03 ～ 2013/03 * ⁵			
OS1* ³	大阪府大阪市	8F, 1F, B1F, 地表				
SNN* ³ * ⁴	東京都江東区	36F, 20F, 4F, 3F, 1F, 地表				
HSG* ⁴	愛知県名古屋市	25F, 1F, 地表				
SN2* ⁴	東京都江東区	32F, B1F, 地表				
CG7* ⁴	東京都千代田区	32F, 16F, B2F, 低層棟 1F				
TRZ* ⁴	東京都港区	33F, 15F, B4F, 地表		ミツ トヨ	・ 加速度計 JEP8A3 ・ データ収録装置 SMAC-MDU	100 Hz
*1…本編表 2.1 における記号と対応。 *2…本編表 2.1 における観測点と対応。ただし次の観測点は国総研が設置したもののみを示す。 NLG, NBO, SMZ, NIG, MYZ *3…免震建築物 *4…超高層建築物 *5…2013/04 以降は建築研究所による観測に移行						

1.2.2 (独)建築研究所による地震観測建築物について

(独)建築研究所による地震観測建築物における観測機器、サンプリング周波数等を表 1.2-2 に示す。

表 1.2-2 建築研究所の地震観測建築物における地震観測機器等

建築物 記号	所在地	観測点	観測期間		観測機器 メーカー	サンプリング 周波数 (Hz)
			開始	終了		
ADC	東京都足立区	01F, 04F	1996/03		KSG	100 Hz
AGO	埼玉県上尾市	B1F, 7FN, 7FS	1996/03		KSG	100 Hz
AKB	東京都北区	B1F, 06F	1996/03		KSG	100 Hz
AKT	秋田県秋田市	08F, B1F	1991/03		SMAC-MD	100 Hz
ANX	茨城県つくば市	A01, A14, A43, A89, N14, B01, C01, BFE, BFN, BFS, 1FE, 2FE, 2FW, 5FE, 5FW, 8FE, 8FN, 8FS, MBC, M5C, M8C, M8E	1998/03		AJE-8200	100 Hz
ARAH	宮城県仙台市	G01, G31, G76	1990/03	2000/01	SENDAI	100 Hz
ATG	岩手県宮古市	01F	1991/10	2001/03	SMAC-MD	100 Hz
BRI	茨城県つくば市	01F	1989/03		SMAC-MD	100 Hz
CG2	東京都千代田区	B4F, 13F, 21F	2003/05		SMAC-MDU	100 Hz
CG3	東京都千代田区	B3F, B2F, 12F	2003/05		SMAC-MDU	100 Hz
CG7	東京都千代田区	01F, B2F, 16F, 32F	2013/04		VIP-19	100 Hz
CGC	東京都千代田区	01F, 20B, 19C	1994/07		SMAC-MD	100 Hz
CHB	千葉県千葉市中央区	B1F, 08F, GL	1996/03		KSG	100 Hz
CHPG	千葉市中央区	GL	2014/03		CV-374	100 Hz
CHPM	千葉市中央区	B1F, 08F, 19F	2014/03		CV-374	100 Hz
EDG	東京都江戸川区	01F, 05F	1996/03		KSG	100 Hz
FKO	福岡県福岡市	GL, B1F, 10F	1998/03		SMAC-MDU	100 Hz
FNB	千葉県船橋市	01F, GL, 08F	1996/03		KSG	100 Hz
HCN	青森県八戸市	B1F, 06F	1993/12		SMAC-MD	100 Hz
HCN2	青森県八戸市	GL, G30, G105, 10F, 01F, B1F	1999/03		SMAC-MDU	100 Hz
HKD	北海道函館市	GL	1992/03		SMAC-MD	100 Hz
HKU	北海道札幌市	GL	1993/10		SMAC-MD	100 Hz
HMD	島根県浜田市	01F	1992/10		SMAC-MD	100 Hz
HMO	静岡県御前崎市	GL	1993/10	2006/02	SMAC-MD	100 Hz
HRH	青森県弘前市	01F	1998/03		SMAC-MDU	100 Hz
HRO	北海道広尾郡広尾町	01F	1993/10		SMAC-MD	100 Hz
HRS	広島県広島市	B1F, 11F	1990/03		SMAC-MD	100 Hz
HSG	愛知県名古屋市	GL, 01F, 25F	2013/04		VIP-19	100 Hz
ICK	千葉県市川市	01F, 02F, 05F	1996/03		KSG	100 Hz
ISK	石川県金沢市	05F, B2F	1993/12	2012/01	SMAC-MD	100 Hz
IWK	福島県いわき市	B1F, 09F	1993/09		SMAC-MD	100 Hz
JET	新潟県上越市	01F	1993/03	2010/09	SMAC-MD	100 Hz
KCK	高知県高知市	04F, 01F	1996/03		KSG	100 Hz
KDI	東京都小平市	03F, 01F, GL	1996/03		KSG	100 Hz

建築物 記号	所在地	観測点	観測期間		観測機器 メーカー	サンプリング 周波数 (Hz)
			開始	終了		
KGC	北海道釧路市	GL, G10, G34, B1F, 01F, 09F	1998/12		SMAC-MDU	100 Hz
KNY	愛知県名古屋市	B2F, 11F, 22F, 30F	2013/04		CV-374	100 Hz
KRH	宮城県栗原市	GL, B1F, 02F	2008/06	2008/08	Etna	100 Hz
KSG	埼玉県越谷市	1F, 1F[V]	1999/01		SMAC-MDU	100 Hz
KSO	長野県木曽郡木曽町	B1F, 06F	1996/03		KSG	100 Hz
KSR	北海道釧路市	GL, G20	1990/03	2000/12	SMAC-MD	100 Hz
KSW	新潟県柏崎市	B1F, 07F	2007/07	2007/08	Etna	100 Hz
KSW2	新潟県柏崎市	1FN, 1FS	2007/07	2007/08	Etna	100 Hz
KWS	神奈川県川崎市	01F, 02F, 07F	1996/03		KSG	100 Hz
KWT	新潟県川口町	01F, 04F	2004/11	2004/12	Etna	100 Hz
KYM	静岡県静岡市	01F	1998/08	2005/03	SMAC-MD2	100 Hz
LTL	茨城県つくば市	1FS, 1FN, 4FS	2011/04		CV-374	100 Hz
MIYA	宮城県仙台市	G01, G22, G54	1984/03	2000/01	SENDAI	100 Hz
MIYA2	宮城県仙台市	GL, G54, G22, G01	2000/02		SAMTAC	100 Hz
MIZ	京都府舞鶴市	07F, 01F	1996/03		KSG	100 Hz
MNM	東京都江東区	15F, 01F	1990/03		SMAC-MD	100 Hz
MNZ	石川県輪島市	B1F, 03F	2007/03	2007/05	Etna	100 Hz
MST	埼玉県三郷市	01F, GL, 07F	1996/03		KSG	100 Hz
MTK	茨城県常総市	01F	1994/07		CV901	100 Hz
MTS	三重県松阪市	07F, 01F	1995/04		SMAC-MD	100 Hz
MYJ	宮崎県都城市	01F, 05F	2002/02		SMAC-MDU	100 Hz
MYK	岩手県宮古市	01F, 07F, GL	2002/03		SMAC-MDU	100 Hz
MYZ	宮崎県宮崎市	01F, 09F	1993/08		SMAC-MD	100 Hz
NAGA	宮城県仙台市	G01, G29, G81	1989/09	2000/01	SENDAI	100 Hz
NAKA	宮城県仙台市	G01, G30, G61	1985/03	2000/01	SENDAI	100 Hz
NAKA2	宮城県仙台市	GL, G61, G30, G01	2000/02	2011/03	SAMTAC	100 Hz
NBO	宮崎県延岡市	01F, 04F	2002/02		SMAC-MDU	100 Hz
NCTD	茨城県つくば市	GL, 1FE, 1FEs, 1FS, 8FE, 8FW	2005/12		K2/Etna	100 Hz
NDLA	東京都千代田区	B8F, B4F, 01F, 04F	2009/09		CV-374	100 Hz
NDLG	東京都千代田区	G35, G24, GL	2010/04		SMAC-MDU	100 Hz
NDLM	東京都千代田区	01S, 17S	2009/09		CV-374	100 Hz
NGN	長野県長野市	B1F, 11F	1996/03	2011/06	KSG	100 Hz
NGY	愛知県名古屋市	GL, B2F, 12F	1998/03		SMAC-MDU	100 Hz
NIG	新潟県新潟市	B1F, 07F	1992/02		SMAC-MD	100 Hz
NIT	埼玉県南埼玉郡	GL, 01F, 06F	1998/03		SMAC-MDU	100 Hz
NKN	東京都中野区	06F, 01F	1996/03		KSG	100 Hz
NMW	東京都台東区	GL, B1FW, B1FE, 01FW, 01FE, 04F	1999/04		SMAC-MDU	100 Hz
NSY	新潟県柏崎市	1F, 3FE, 3FW	2007/07	2007/08		100 Hz
OIT	大分県大分市	01F, 09F	1993/08		SMAC-MD	100 Hz
OJC	新潟県小千谷市	GL, 01F, 05F	2004/11	2004/12	VSE+Etna	100 Hz
OJP	新潟県小千谷市	01F, 04F	2004/11	2004/12	K2+FBA	100 Hz
OJP2	新潟県小千谷市	1FE, 1FW	2007/03	2008/04	Etna	100 Hz

建築物 記号	所在地	観測点	観測期間		観測機器 メーカー	サンプリング 周波数 (Hz)
			開始	終了		
OKIN	宮城県仙台市	G01, G17, G62	1988/03	2000/01	SENDAI	100 Hz
ORID	宮城県仙台市	G01, G57, G76	1987/03	2000/01	SENDAI	100 Hz
ORID2	宮城県仙台市	GL, G76, G57, G01	2000/02		SAMTAC	100 Hz
OS1	大阪府大阪市中央区	GL, B1F, 01F, 08F	2013/04		A-TLADX	100 Hz
OSK	大阪府大阪市	18F, B3F	1993/12		SMAC-MD	100 Hz
OTM	東京都千代田区	16F, B3F	1993/05	2003/04	SMAC-MD	100 Hz
SGS	静岡県静岡市	GL	1998/08	2005/03	SMAC-MDU	100 Hz
SHIR	宮城県仙台市	G01, G20, G76	1988/03	2000/01	SENDAI	100 Hz
SIT2	埼玉県さいたま市	B3F, 10FS, 10FN, 27FS, 27FC	2010/04		CV-374	100 Hz
SITA	埼玉県さいたま市	01F	2010/04		CV-374	100 Hz
SKS	大阪府大阪市	01F, 18F, 38F, 52FN, 52FS	2011/03		CV-374	100 Hz
SMD	東京都墨田区	20F, 08F, B1F	1996/03		KSG	100 Hz
SMK	静岡県下田市	01F	1991/10	2006/02	SMAC-MD	100 Hz
SMS	静岡県下田市	GL	1993/10		SMAC-MD	100 Hz
SMZ	静岡県静岡市	01F, 06F	1998/03		SMAC-MDU	100 Hz
SN2	東京都江東区	GL, B1F, 32F	2013/04		VIP-19	100 Hz
SND	宮城県仙台市	B2F, 15F, G40	1989/04		SMAC-MD	100 Hz
SNG	和歌山県新宮市	B1F, 05F	2006/04		SMAC-MDU	100 Hz
SNN	東京都江東区	GL, 01F, M4F, 04F, 36F, 20F	2013/04		A-TLADX	100 Hz
TAMA	宮城県塩竈市	G02, G11, G33	1986/03	2000/01	SENDAI	100 Hz
TAMA2	宮城県塩竈市	GL, G33, G11, G02	2000/02		SAMTAC	100 Hz
TDS	埼玉県戸田市	GL, B1F, 08F	1996/03		KSG	100 Hz
THU	宮城県仙台市	01F, 09F	1993/12	2012/01	SMAC-MD	100 Hz
TKB	茨城県つくば市	GL	1994/11		CV901	100 Hz
TKC	茨城県つくば市	B1F, 01F, 06F	2010/07		CV-374	100 Hz
TKD	東京都中央区	01F, 18F, 37F	2007/04		SMAC-MDU	100 Hz
TKM	香川県高松市	GL, B1F, 09F	1998/03		SMAC-MDU	100 Hz
TKO	東京都八王子市	GL	1996/03	2002/12	KSG	100 Hz
TRG	東京都中央区	GL	2013/04		SMAC-MDU	100 Hz
TRGA	宮城県仙台市	G02, G37, G62	1988/03	2000/01	SENDAI	100 Hz
TRMA	宮城県仙台市	G01, G25, G79	1988/03	2000/01	SENDAI	100 Hz
TRMA2	宮城県仙台市	GL, G79, G25, G01	2000/02		SAMTAC	100 Hz
TRO	山形県鶴岡市	01F, 04F	1998/03		SMAC-MDU	100 Hz
TRZ	東京都中央区	B4F, 15F, 33F	2013/04		SMAC-MDU	100 Hz
TSUT	宮城県仙台市	G01, G36, G59	1988/03	2000/01	SENDAI	100 Hz
TSUT2	宮城県仙台市	GL, G59, G36, G01	2000/02	2005/02	SAMTAC	100 Hz
TUF	東京都港区	01F, GL, 07F	1996/03		KSG	100 Hz
TUS	千葉県野田市	01F	1994/10		CV901	100 Hz
UTK	東京都文京区	7FN, 7FS, 01F, GL	1996/03		KSG	100 Hz
WJM	石川県輪島市	01F, 04F	2007/03	2007/05	Etna	100 Hz
YCY	千葉県八千代市	B1F, GL, 07F	1996/03		KSG	100 Hz
YKH	神奈川県横浜市	23F, B2F	1995/02	2013/03	SMAC-MD	100 Hz
YKH2	神奈川県横浜市	23F, 12F, B2F	2013/04		SMAC-MDU	100 Hz

建築物 記号	所在地	観測点	観測期間		観測機器 メーカー	サンプリング 周波数 (Hz)
			開始	終了		
YMN	山梨県甲府市	B1F, GL, 01F, 08F	2003/05		KSG	100 Hz
YNG	鳥取県米子市	B1F	1992/10		SMAC-MD	100 Hz
YYG	東京都渋谷区	B1F, GL, 04F	1996/03		KSG	100 Hz

1.2.3 (独)都市再生機構による地震観測建築物について

(独)都市再生機構による地震観測建築物における観測機器、サンプリング周波数等を表 1.2-2 に示す。

表 1.2-3 (独)都市再生機構の地震観測建築物における地震観測機器等

建築物 記号	所在地	観測点	観測期間		観測機器 メーカー	サンプリング 周波数 (Hz)
			開始	終了		
HMB	埼玉県草加市	RF(31),15F,B1F,地表,地中	1999/04		リオン製 SM-24MR	100
HPP	東京都練馬区	30F,15F,1F,地表,杭	1988		東京測振製 SAMTAC	100
NRK	神奈川県横浜市	11F,6F,1F,地表	2011/03	2011/09 (休止中)	富士電機システ ムズ製 試作品	100
OHJ	東京都北区	RF(12),1F,地表,地中,杭	1975	1991	東京測振製 SAMTAC	100
SO1	東京都港区	RF(33),24F,14F,1F,地表,杭	2001/04		東京測振製 DATOL200	100
TSU	東京都港区	RF(25),12F,B1F,地表,地中	1988		東京測振製 SAMTAC	100
URM	神奈川県川崎市	RF(7),1F (免震層上部) , BF (免震層下部) ,地表,地中	2001/12		東京測振製 SAMTAC	100

付録 2 地震観測建築物 12 棟の地震記録整理結果

本研究において地震観測の対象とした建築物のうち以下の 12 観測点について、2013 年 12 月末時点までのデータを整理して示す。なお、*印を付けた 7 観測点については、2011 年東北地方太平洋沖地震の際の観測データが得られており、その分析結果も合わせて示している。

○建築物名称

UTM、EDG、TKS*、NIT*、ANX*、OHJ、NRK*、UKM、HMB、SN2*、CG7*、URM*

【注意事項】

観測点ごとに、それぞれ同一のフォーマットで整理しており、構成は次のとおりである。

- 1 観測点情報（建築物諸元、地盤情報、機器配置及び方位）
- 2 観測記録概要（震源位置等）
- 3 最大加速度、最大速度、計測震度
- 4 地震動の等価卓越振動数と最大加速度比及び最大速度比
- 5 建築物の固有振動数
- 6 フーリエスペクトル比
- 7 2011 年東北地方太平洋沖地震の記録

2.1 建築物 UTM

1. 観測点概要
(1) 建築物諸元

表 1.1 観測対象建築物の諸元	
建築物名称	UTM
所在地	栃木県宇都宮市
構造	鉄筋コンクリート造(鉄骨ブレース補強)
基礎形式と情報	直接基礎、根入れ深さ 2.98m
階数	地上 3 階、地下 1 階
建築面積	887.53 m ²
延床面積	1625.93 m ²
軒高	15.5m



写真 1.1 建築物外観

UTM-1

(2) 地盤情報

表 1.2 地盤条件						
No.	層厚(m)	深さ(m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ρ (t/m ³)	土質
1	1.0		106	75	1.9	埋土
2	1.5	1.0	212	150	1.4	ローム
3		2.5	1220	430	2.1	礫

Vp : P 波速度(m/s), Vs : S 波速度(m/s), ρ : 単位体積質量(t/m3)

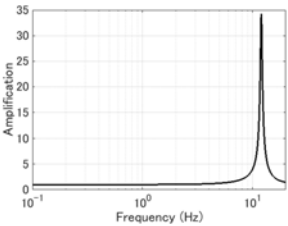


図 1.1 工学的基礎に対する地盤の伝達関数

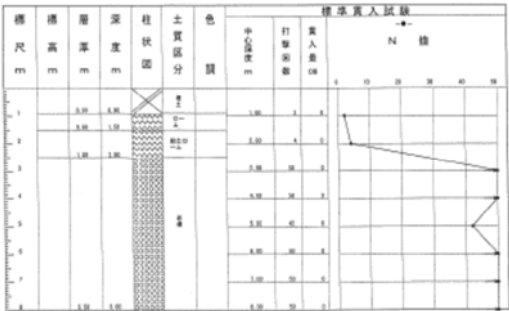


図 1.2 土質柱状図

UTM-2

(3) 機器配置及び方位



図 1.2 地盤及び建築物内部での加速度計配置

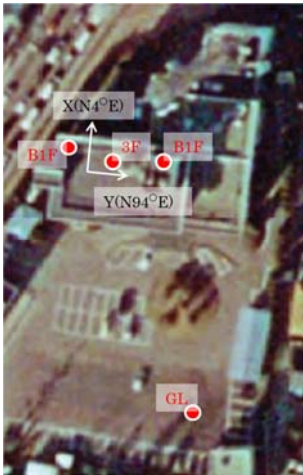


図 1.3 周辺地盤及び建築物内における地震加速度計配置

UTM-3

2. 観測記録概要

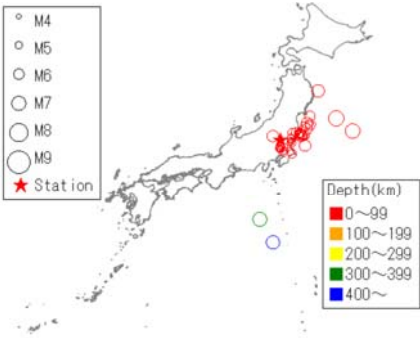


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

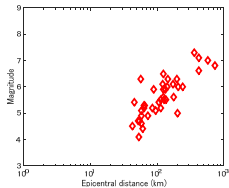


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

UTM-4

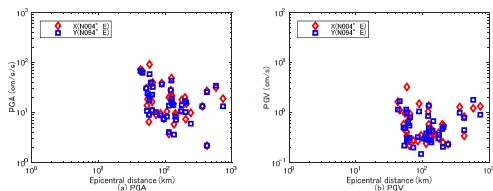


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度(PGA)及び最大速度(PGV)の関係

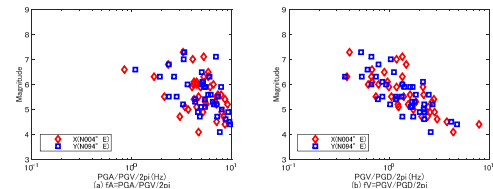


図 2.4 等価卓越振動数 (FA, FV) とマグニチュードの関係

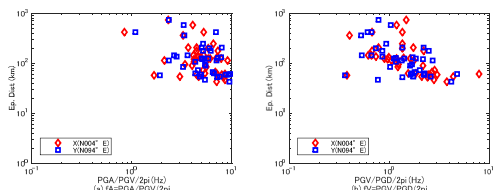


図 2.5 等価卓越振動数 (FA, FV) と震央距離の関係

UTM-5

3. 最大加速度、最大速度、計測震度

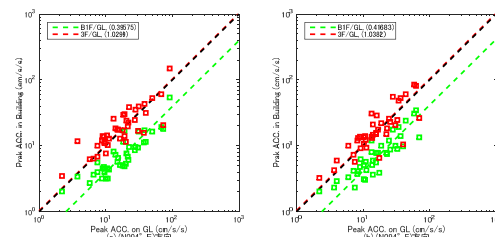


図 3.1 GLの最大加速度とBIF及び3Fの最大加速度の関係

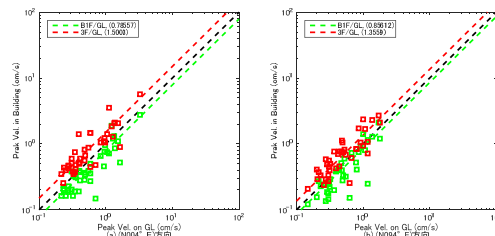


図 3.2 GLの最大速度とBIF及び3Fの最大速度の関係

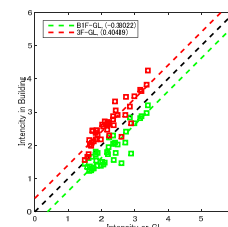


図 3.3 GLの計測震度とBIF及び3Fの計測震度の関係

UTM-6

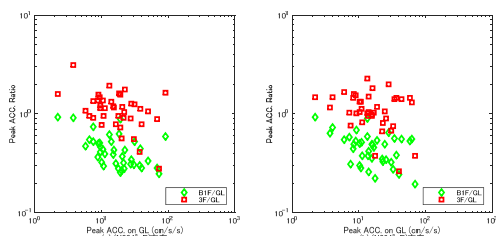


図 3.4 GLの最大加速度とBIF/GL及び3F/GLの最大加速度比の関係

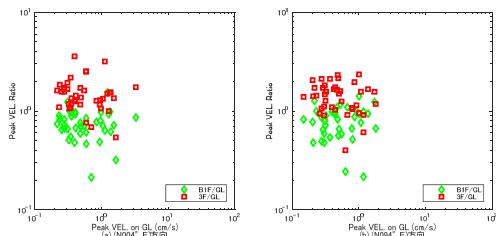


図 3.5 GLの最大速度とBIF/GL及び3F/GLの最大速度比の関係

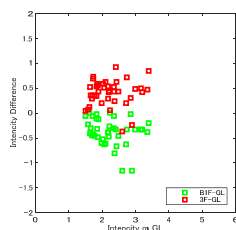


図 3.6 GLの最大震度とBIF/GL及び3F/GLの計測震度差の関係

UTM-7

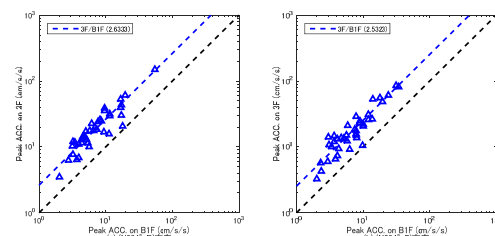


図 3.7 BIFの最大加速度と3Fの最大加速度の関係

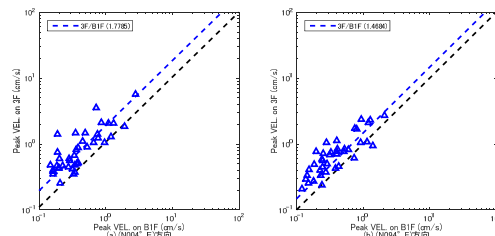


図 3.8 BIFの最大速度と3Fの最大速度の関係

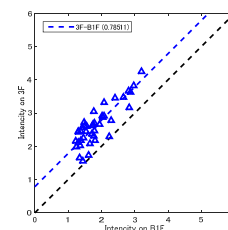


図 3.9 BIFの計測震度と3Fの計測震度の関係

UTM-8

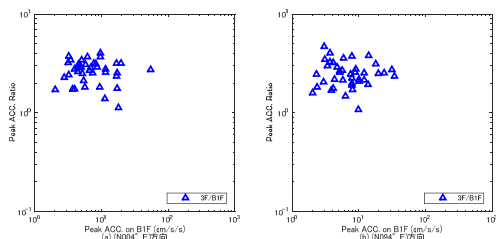


図 3.10 BIF の最大加速度と 3F/BIF の最大加速度比の関係

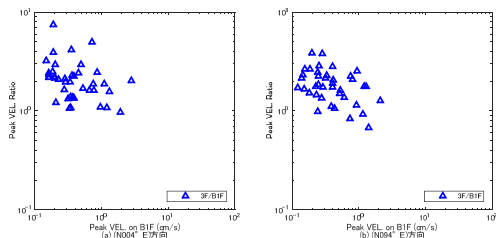


図 3.11 BIF の最大速度と 3F/BIF の最大速度比の関係

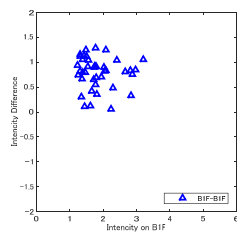


図 3.12 BIF の計測震度と 3F-BIF の計測震度差の関係

UTM-9

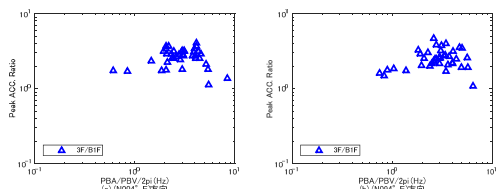


図 4.3 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (3F/BIF) の関係

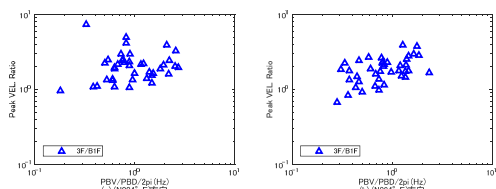


図 4.4 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (3F/BIF) の関係

UTM-11

4. 地震動の等価卓越振動数と最大加速度比及び最大速度比

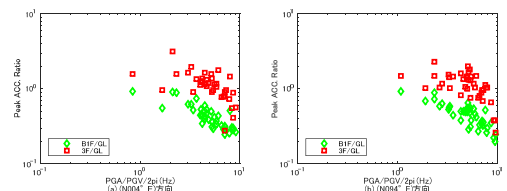


図 4.1 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (3F/GL, BIF/GL) の関係

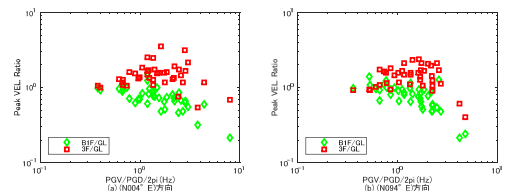


図 4.2 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (3F/GL, BIF/GL) の関係

UTM-10

5. 建築物の固有振動数

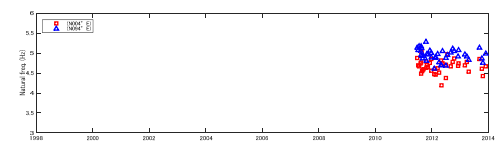


図 5.1 固有振動数 (3F/BIF) の経年推移

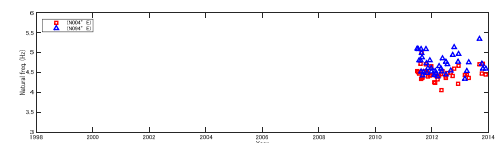


図 5.2 固有振動数 (3F/GL) の経年推移

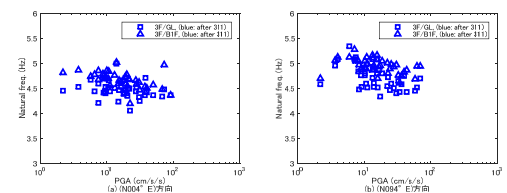


図 5.3 最大加速度と固有振動数

UTM-12

6. フーリエスペクトル比

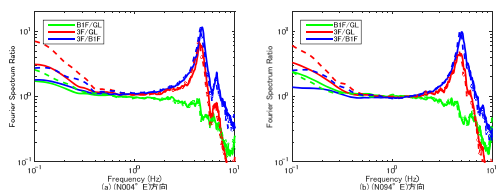


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 後) ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3

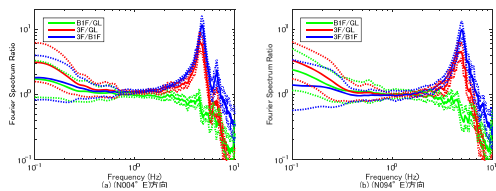


図 6.2 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 後) ※点線: 平均± σ

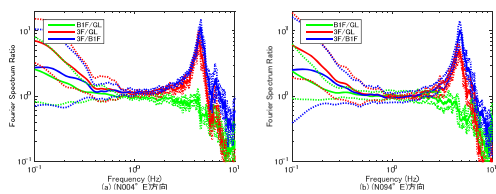


図 6.3 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 後) ※点線: 平均± σ

UTM-13

2.2 建築物 EDG

1. 観測点概要
(1) 建築物諸元

表 1.1 観測対象建築物の諸元	
建築物名称	EDG
所在地	千葉県野田市
構造	鉄筋コンクリート造(耐力壁付きラーメン構造)
基礎形式と情報	PHC 杭(13m), φ500(88 本), 基礎掘入れ深さ 1.5m
階数	地上 3 階
建築面積	1587 m ²
延床面積	4354 m ²
軒高	14.3m



写真 1.1 建築物外観

EDG - 1

(2) 地盤情報

表 1.2 地盤条件						
No.	層厚(m)	深さ(m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ρ (t/m ³)	土質
1	2.70	0.00	1539	97	1.50	埋土
2	2.60	2.70	1539	104	1.50	ローム、凝灰質粘土
3	4.60	5.30	1539	142	1.90	粘土質細砂、シルト混り細砂
4	2.45	9.90	1539	224	1.70	細砂、シルト
5	4.55	12.35	1639	329	1.90	シルト質細砂、細砂
6	1.80	16.90	1539	239	1.80	シルト質細砂
7	1.30	18.70	1539	258	1.70	砂質シルト
8	4.50	20.00	1539	251	1.60	砂混りシルト
9	2.50	24.50	1539	234	1.50	シルト
10	1.50	27.00	1539	209	1.50	粘土質シルト
11	1.20	28.50	1539	249	1.60	砂混りシルト
12	2.30	29.70	1539	275	1.80	細砂、砂質シルト
13	3.80	32.00	1581	298	1.90	シルト混り細砂、細砂、シルト質細砂
14	3.20	35.80	1539	281	1.70	砂質シルト
15	3.75	39.00	1581	290	1.60	砂混りシルト
16		42.75	1858	439	2.00	細砂

Vp : P 波速度(m/s), Vs : S 波速度(m/s), ρ : 単位体積質量(t/m3)

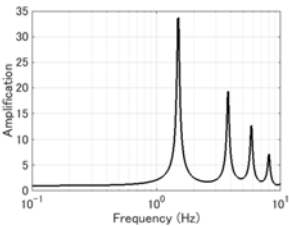


図 1.1 工業的基盤に対する地盤の伝達関数

EDG - 2

図 表 名 : 千葉県野田市に立地する地盤観測建築物の周辺地盤特性調査業務
ボーリング番号 : No. B-1

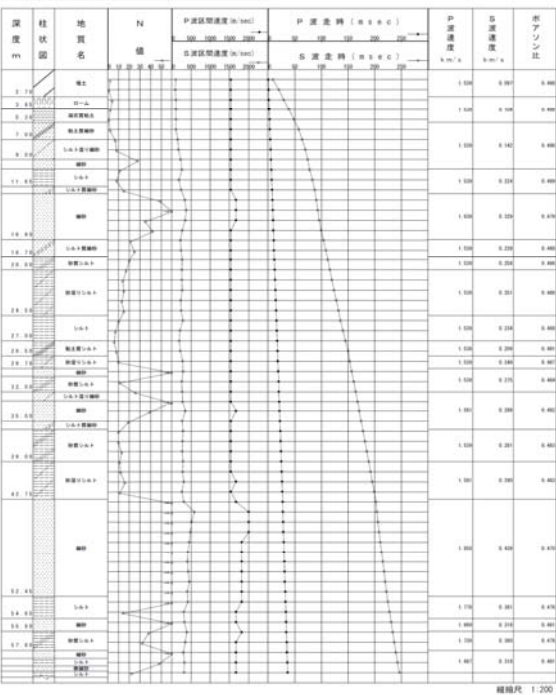


図 1.2 土質柱状図

EDG - 3

(3) 機器配置及び方位

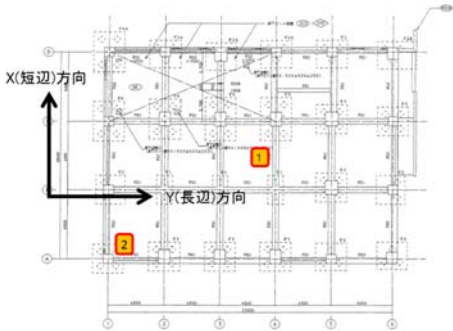


図 1.3 地盤及び建築物内部での加速度計配置

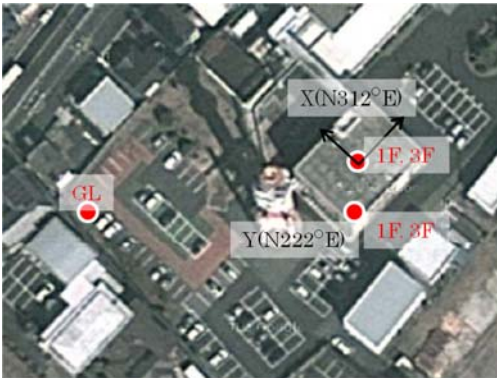


図 1.4 周辺地盤及び建築物内における地震加速度計配置

EDG - 4

2. 観測記録概要

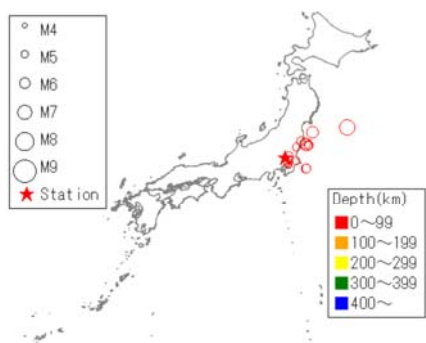


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

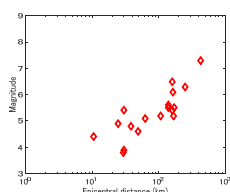


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

EDG - 5

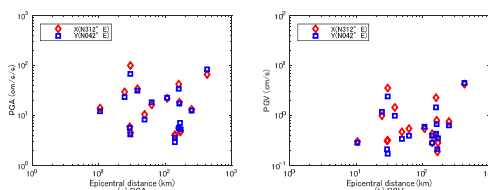


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度 (PGA) 及び最大速度 (PGV) の関係

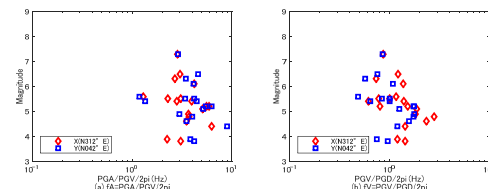


図 2.4 等価卓越振動数 (fA, fV) とマグニチュードの関係

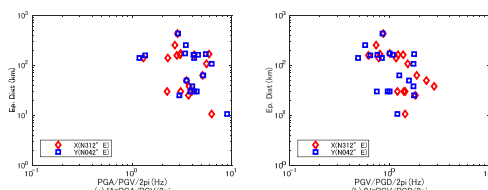


図 2.5 等価卓越振動数 (fA, fV) と震央距離の関係

EDG - 6

3. 最大加速度、最大速度、計測震度

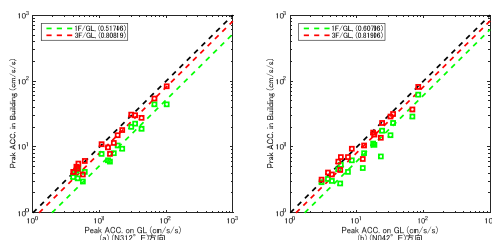


図 3.1 GL の最大加速度と 1F 及び 3F の最大加速度の関係

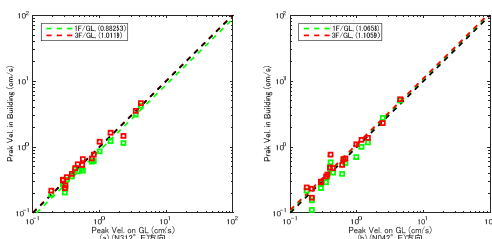


図 3.2 GL の最大速度と 1F 及び 3F の最大速度の関係

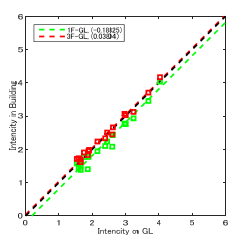


図 3.3 GL の計測震度と 1F 及び 3F の計測震度の関係

EDG - 7

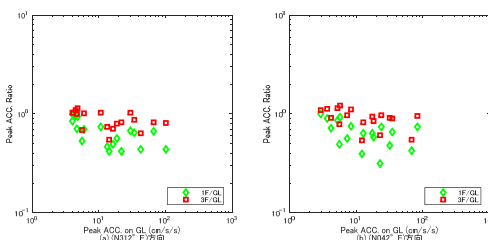


図 3.4 GL の最大加速度と 1F/GL 及び 3F/GL の最大加速度比の関係

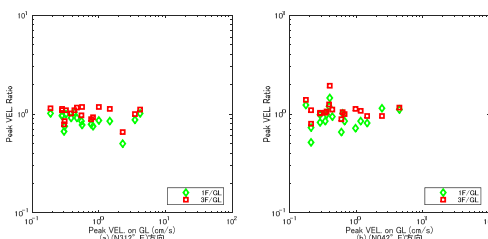


図 3.5 GL の最大速度と 1F/GL 及び 3F/GL の最大速度比の関係

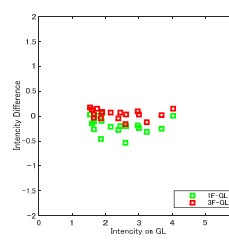


図 3.6 GL の最大震度と 1F/GL 及び 3F/GL の計測震度差の関係

EDG - 8

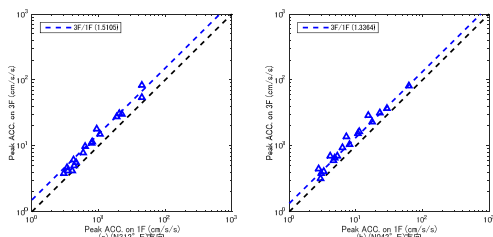


図 3.7 1F の最大加速度と 3F の最大加速度の関係

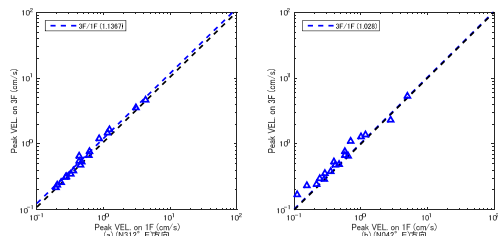


図 3.8 1F の最大速度と 3F の最大速度の関係

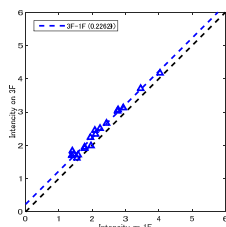


図 3.9 1F の計測震度と 3F の計測震度の関係

EDG - 9

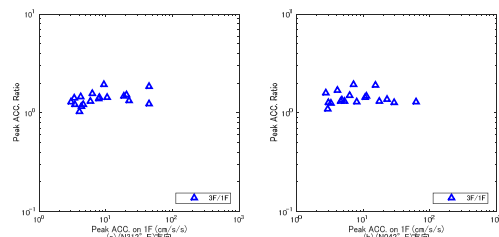


図 3.10 1F の最大加速度と 3F/1F の最大加速度比の関係

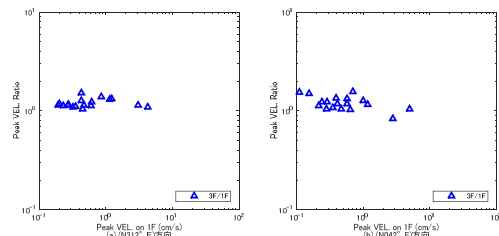


図 3.11 1F の最大速度と 3F/1F の最大速度比の関係

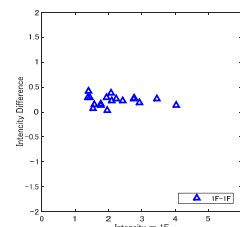


図 3.12 1F の計測震度と 3F-1F の計測震度差の関係

EDG - 10

4. 地震動の等価卓越振動数と最大加速度比及び最大速度比

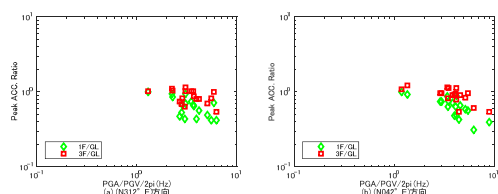


図 4.1 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (3F/GL, 1F/GL) の関係

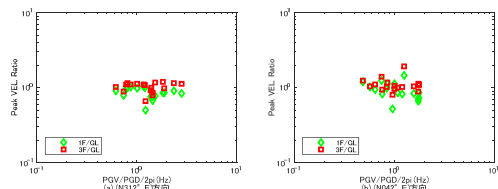


図 4.2 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (3F/GL, 1F/GL) の関係

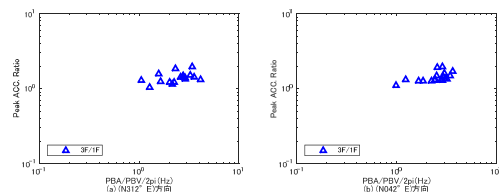


図 4.3 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (3F/1F) の関係

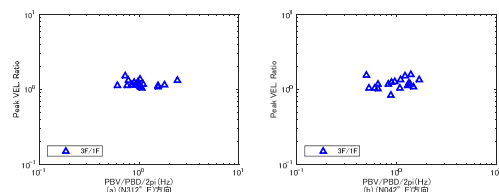


図 4.4 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (3F/1F) の関係

EDG - 11

EDG - 12

5. 建築物の固有振動数

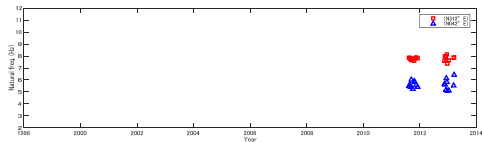


図 5.1 固有振動数 (3F/1F) の経年推移

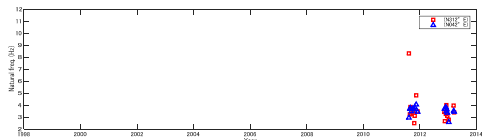


図 5.2 固有振動数 (3F/GL) の経年推移

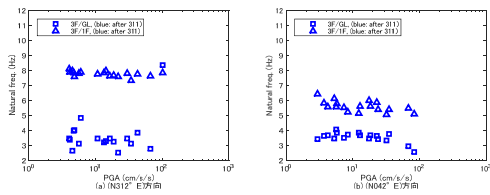


図 5.3 最大加速度と固有振動数

EDG - 13

6. フーリエスペクトル比

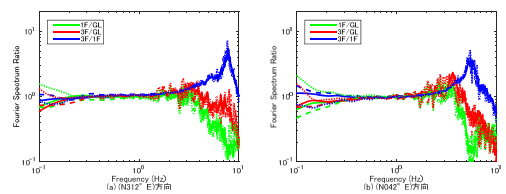


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比 (311 後) ※太線: 震度 2, 中線: 震度 3, 点線: 震度 4

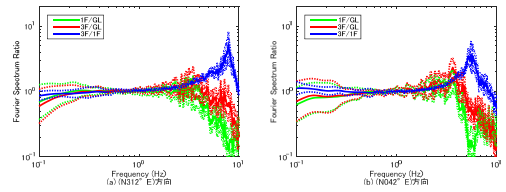


図 6.2 震度 2 の記録の平均スペクトル比 (311 後) ※点線: 平均 ± σ

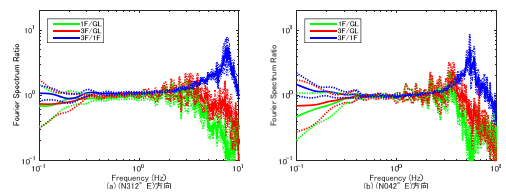


図 6.3 震度 3 の記録の平均スペクトル比 (311 後) ※点線: 平均 ± σ

EDG - 14

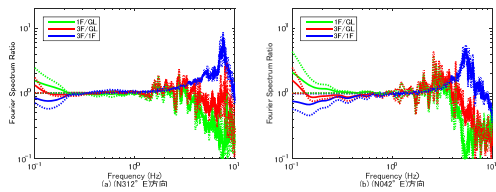


図 6.4 震度 4 の記録の平均スペクトル比 (311 後) ※点線: 平均 ± σ

EDG - 15

2.3 建築物 TKS

1. 観測点概要
(1) 建築物諸元

表 1.1 観測対象建築物の諸元	
建築物名称	TKS
所在地	千葉県千葉市
構造	壁式鉄筋コンクリート造
基礎形式と情報	PC 杭、φ 300(128 本)、基礎根入れ深さ 1.0m
階数	地上 24 階、地下 1 階、塔屋 2 階
建築面積	529.5 m ²
延床面積	2647.7 m ²
軒高	14.03m



写真 1.1 建築物外観

TKS - 1

(2) 地盤情報

表 1.2 地盤条件						
No.	層厚(m)	深さ(m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ρ (t/m ³)	土質
1	1.3	0.0	550	110	1.6	シルト質粘土
2	1.7	1.3	550	80	1.6	砂質シルト、シルト
3	4.7	3.0	1210	150	1.8	細砂
4	2.0	7.7	1740	190	1.8	シルト質細砂
5	5.7	9.7	1740	230	1.8	シルト質細砂、細砂
6	4.6	15.4	1820	270	1.8	細砂
7	3.4	19.9	1600	390	1.8	細砂
8	2.55	23.25	1210	270	1.7	シルト、粘土質シルト、砂質シルト
9	6.9	25.8	1860	390	1.8	細砂
10		32.7	1770	540	1.8	細砂

Vp : P 波速度(m/s), Vs : S 波速度(m/s), ρ : 単位体積質量(t/m3)

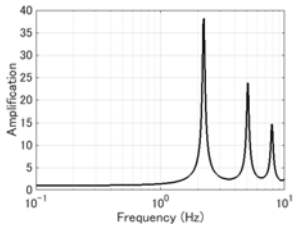


図 1.1 SH 増幅特性と震度毎の平均 H/V スペクトル

TKS - 2

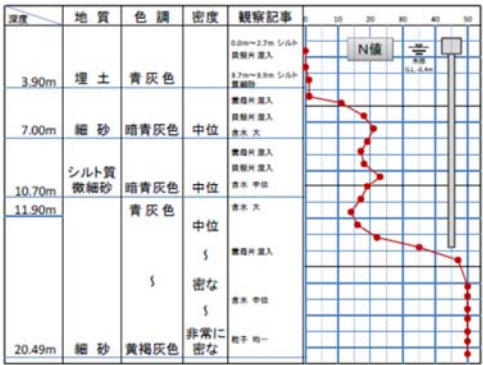


図 1.2 土質柱状図

TKS - 3

(3) 機器配置及び方位

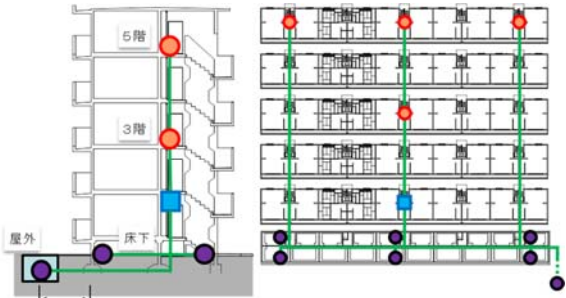


図 1.3 地盤及び建築物内部での加速度計配置



図 1.4 周辺地盤及び建築物内における地震加速度計配置

TKS - 4

2. 観測記録概要

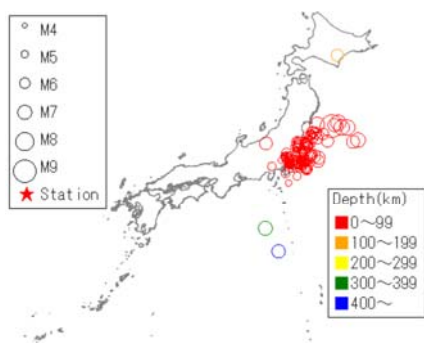


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

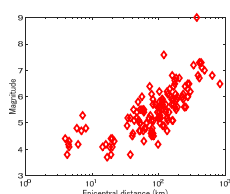


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

TKS - 5

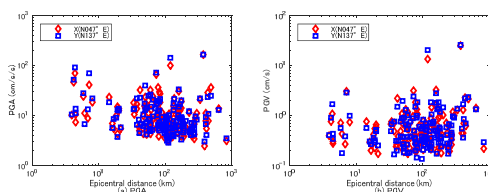


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度 (PGA) 及び最大速度 (PGV) の関係

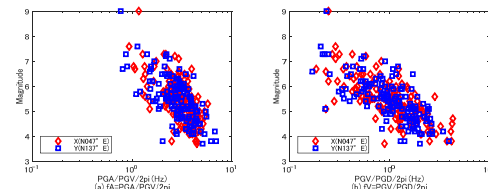


図 2.4 等価卓越振動数 (fA, fV) とマグニチュードの関係

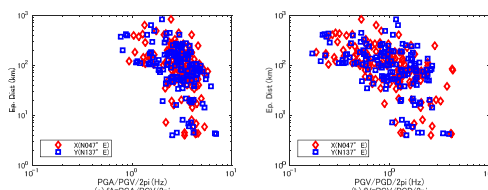


図 2.5 等価卓越振動数 (fA, fV) と震央距離の関係

TKS - 6

3. 最大加速度、最大速度、計測震度

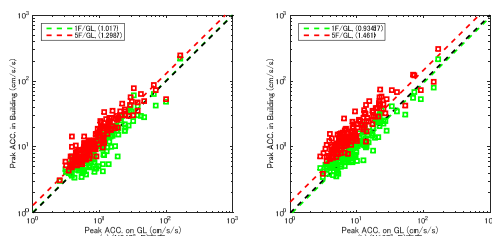


図 3.1 GL の最大加速度と 1F 及び 5F の最大加速度の関係

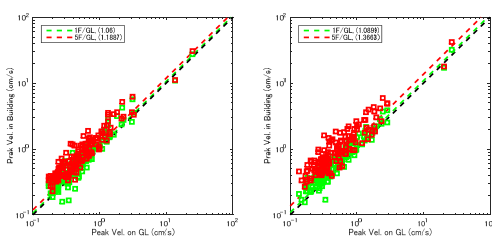


図 3.2 GL の最大速度と 1F 及び 5F の最大速度の関係

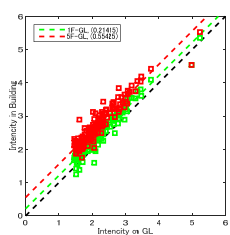


図 3.3 GL の計測震度と 1F 及び 5F の計測震度の関係

TKS - 7

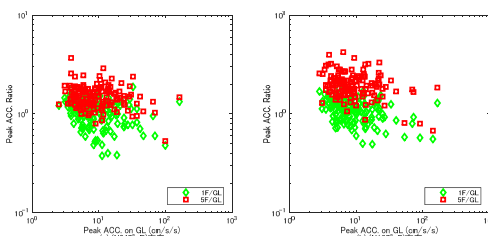


図 3.4 GL の最大加速度と 1F/GL 及び 5F/GL の最大加速度比の関係

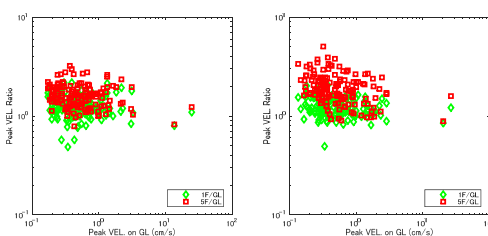


図 3.5 GL の最大速度と 1F/GL 及び 5F/GL の最大速度比の関係

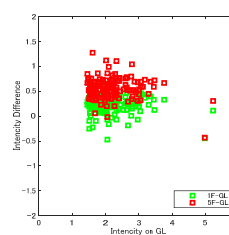


図 3.6 GL の最大震度と 1F/GL 及び 5F/GL の計測震度差の関係

TKS - 8

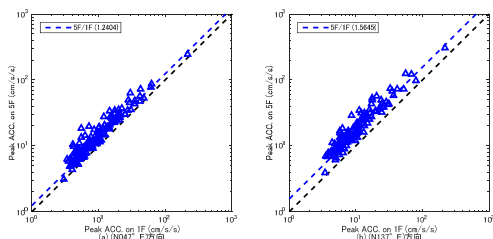


図 3.7 1F の最大加速度と 5F の最大加速度の関係

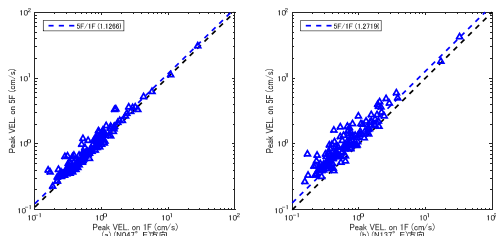


図 3.8 1F の最大速度と 5F の最大速度の関係

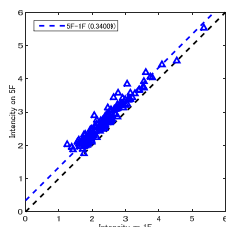


図 3.9 1F の計測震度と 5F の計測震度の関係

TKS - 9

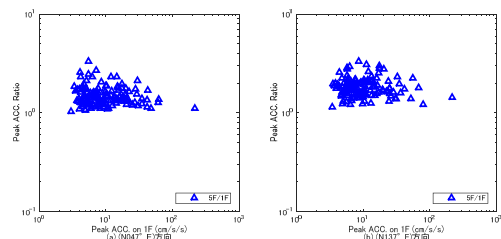


図 3.10 1F の最大加速度と 5F/1F の最大加速度比の関係

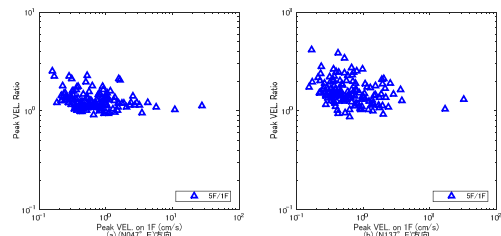


図 3.11 1F の最大速度と 5F/1F の最大速度比の関係

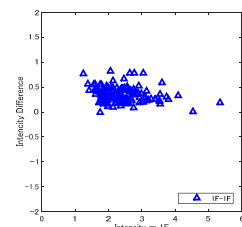


図 3.12 1F の計測震度と 5F-1F の計測震度差の関係

TKS - 10

4. 地震動の等価卓越振動数と最大加速度比及び最大速度比

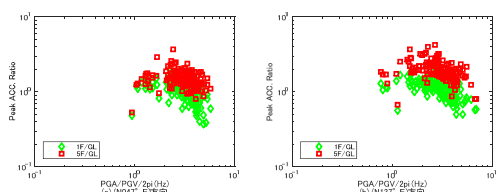


図 4.1 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (5F/GL, 1F/GL) の関係

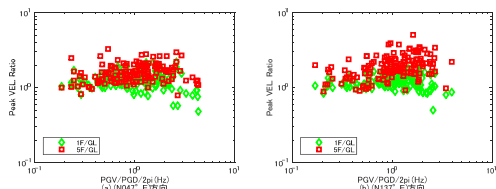


図 4.2 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (5F/GL, 1F/GL) の関係

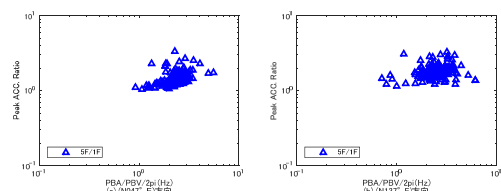


図 4.3 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (5F/1F) の関係

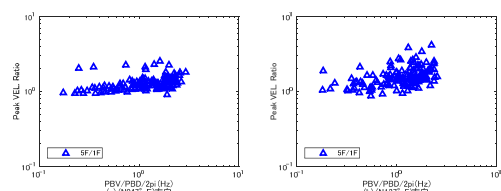


図 4.4 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (5F/1F) の関係

TKS - 11

TKS - 12

5. 建築物の固有振動数

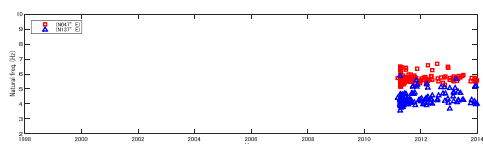


図 5.1 固有振動数 (5F/1F) の経年推移

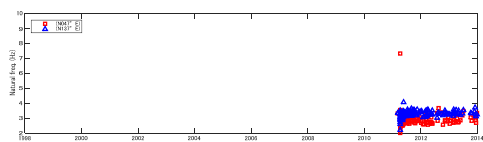


図 5.2 固有振動数 (5F/GL) の経年推移

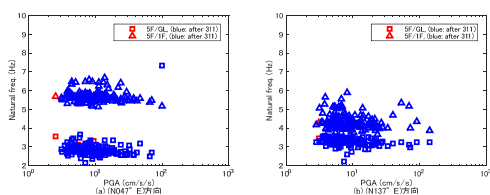


図 5.3 最大加速度と固有振動数

TKS - 13

6. フーリエスペクトル比

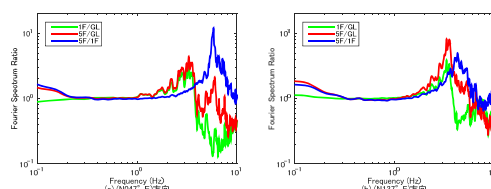


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比 (311 前) ※実線: 震度 2

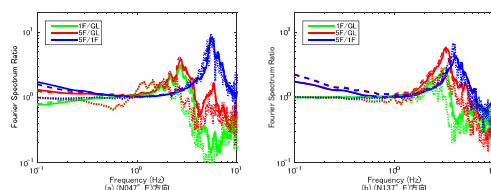


図 6.2 震度毎の平均フーリエスペクトル比 (311 後) ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4

TKS - 14

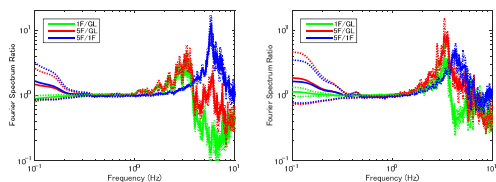


図 6.3 震度 2 の記録の平均スペクトル比 (311 前) ※点線: 平均 ± σ

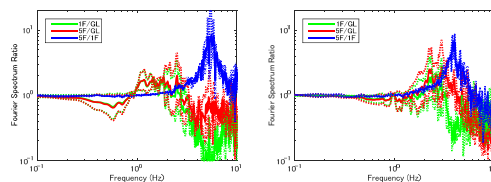


図 6.6 震度 4 の記録の平均スペクトル比 (311 後) ※点線: 平均 ± σ

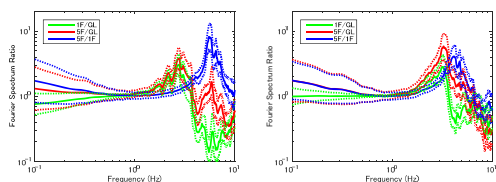


図 6.4 震度 2 の記録の平均スペクトル比 (311 後) ※点線: 平均 ± σ

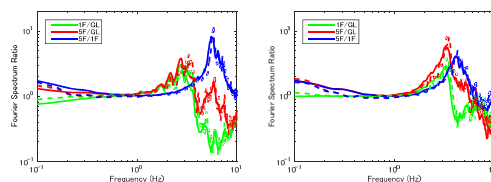


図 6.7 311 前後の平均スペクトル比 (震度 2) ※実線: 本震後、破線: 本震前

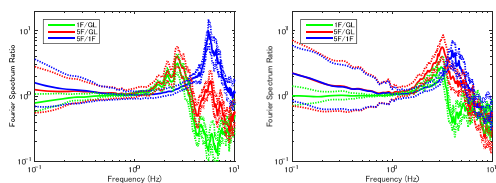


図 6.5 震度 3 の記録の平均スペクトル比 (311 後) ※点線: 平均 ± σ

TKS - 15

TKS - 16

表 7.1 最大加速度一覧

記号	Δ (km)	I_{MAX}	設置 方位	位置	最大加速度 (cm/s ²)			備考
					H1	H2	V	
TKS	371.0	5.2	47°	GL*	164.0	166.3	59.4	
				01F	219.0	215.7	62.2	
				05F	243.9	308.3	47.7	

注) Δ : 震央距離, I_{MAX} : 計測震度(*印のセンサーの3成分の加速度記録から気象庁の方法で算出), 設置方位: 北から東回りに測った方位, H1, H2, V: 水平 1(設置方位), 水平 2(設置方位に直交)及び鉛直方向の最大加速度

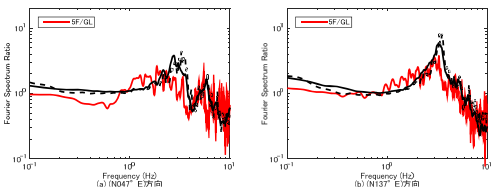


図 6.8 311 地震と震度 2 の地震の比較 (SF/GL) ※実線: 本震後、破線: 本震前

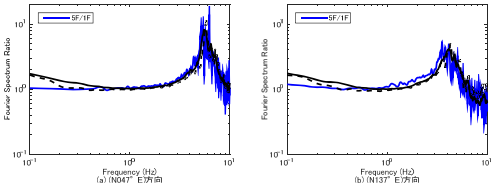


図 6.9 311 地震と震度 2 の地震の比較 (SF/1F) ※実線: 本震後、破線: 本震前

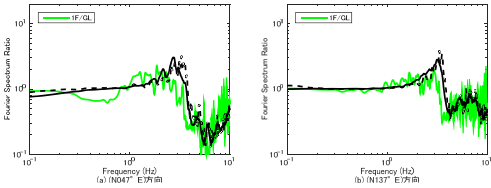


図 6.10 311 地震と震度 2 の地震の比較 (1F/GL) ※実線: 本震後、破線: 本震前

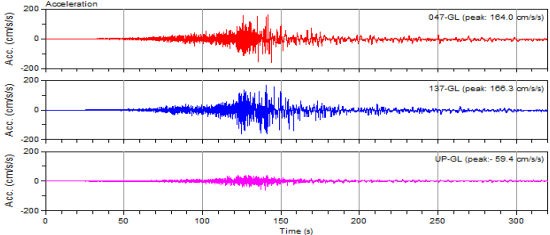


図 7.1 地表 (GL) の加速度記録

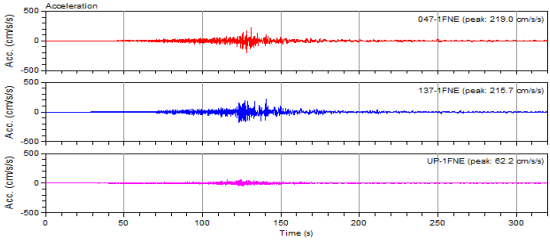


図 7.2 1 階 (01F) の加速度記録

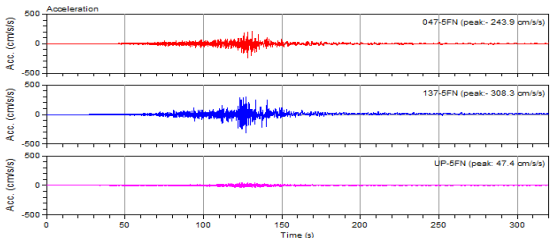


図 7.3 5 階 (05F) の加速度記録

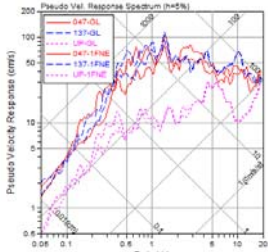


図 7.4 地表 (GL) と 1 階 (01F) の記録の擬似速度応答スペクトル (h=5%)

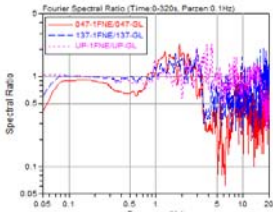


図 7.5 1 階 (01F) の地表 (GL) に対するフーリエ振幅スペクトル比

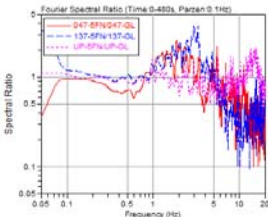


図 7.6 5 階 (05F) の地表 (GL) に対するフーリエ振幅スペクトル比

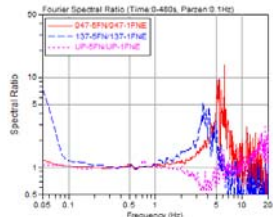


図 7.7 5 階 (05F) の 1 階 (01F) に対するフーリエ振幅スペクトル比

2.4 建築物 NIT

1. 観測点概要

(1) 建築物諸元

表 1.1 観測対象建築物の諸元

建築物名称	NIT
所在地	埼玉県南埼玉郡
構造	鉄筋コンクリート造
基礎形式	場所打コンクリート杭(アースドリル工法, 杭頭拡底, 杭長 54.7 m)
階数	地上 6 階, 地下 1 階
建築面積	1,727 m ²
延床面積	8,598 m ²
建築物高さ	30 m



写真 1.1 建築物外観

NIT - 1

(2) 地盤情報

付表 1.2 地盤条件

層厚 (m)	深さ (m)	地盤種別	平均 N 値
6.5		シルト(一部粘土)	2
10.2	6.5	粘土(細砂を含む)	14
3.9	16.7	細砂	42
11.0	20.9	砂質シルト	16
4.3	31.6	シルト質細砂	39
5.9	35.9	砂質シルト	18
14.1	41.8	細砂、シルト互層	45
5.2	55.9	細砂 (固結シルトを挟む)	79

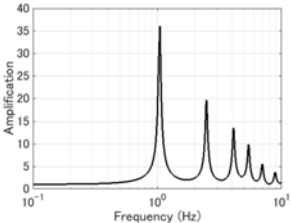


図 1.1 工学的基礎に対する地盤の伝達関数

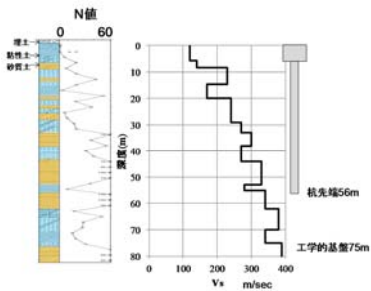


図 1.2 土質柱状図

NIT - 2

(3) 機器配置及び方位

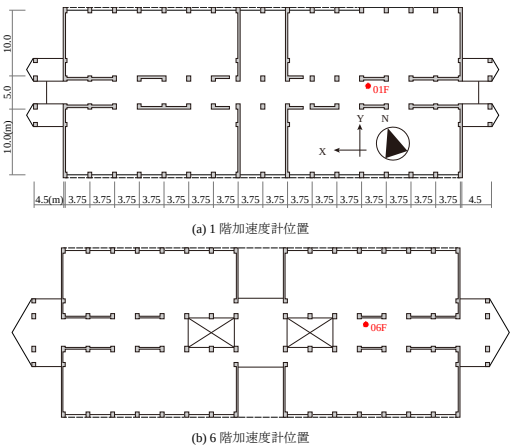


図 1.4 地盤及び建築物内部での加速度計配置

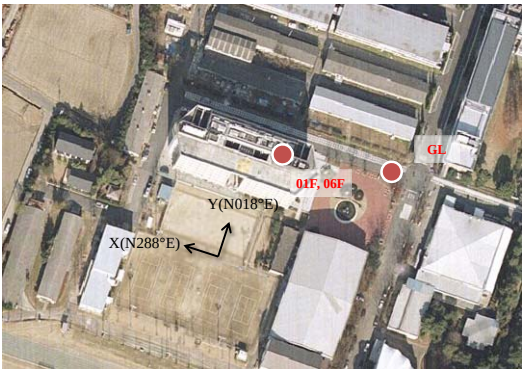


図 1.5 周辺地盤及び建築物内における地震加速度計配置

NIT - 3

2. 観測記録概要

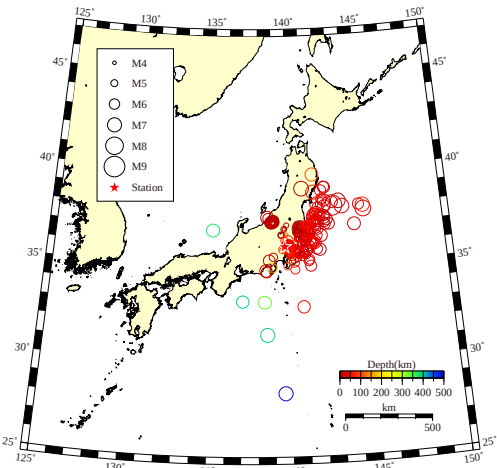


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

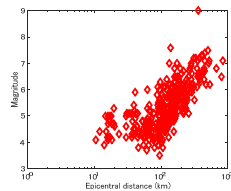


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

NIT - 4

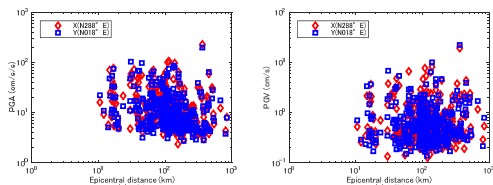


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度 (PGA) 及び最大速度 (PGV) の関係

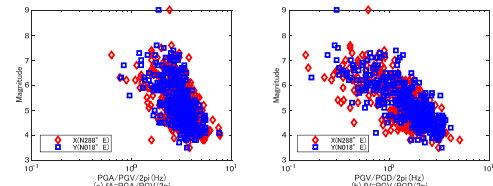


図 2.4 等価卓越振動数 (fA, fV) とマグニチュードの関係

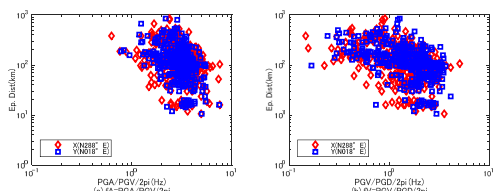


図 2.5 等価卓越振動数 (fA, fV) と震央距離の関係

NIT - 5

3. 最大加速度、最大速度、計測震度

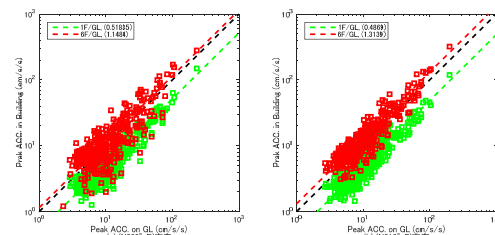


図 3.1 GL の最大加速度と 1F 及び 6F の最大加速度の関係

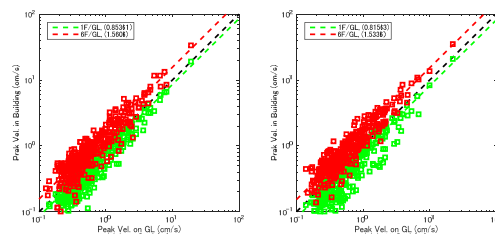


図 3.2 GL の最大速度と 1F 及び 6F の最大速度の関係

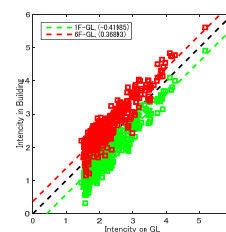


図 3.3 GL の計測震度と 1F 及び 6F の計測震度の関係

NIT - 6

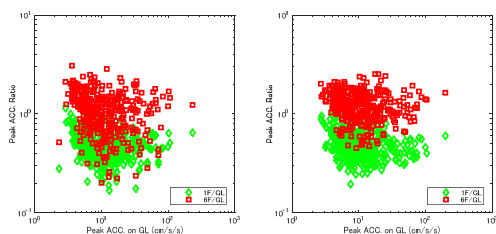


図 3.4 GL の最大加速度と 1F/GL 及び 6F/GL の最大加速度比の関係

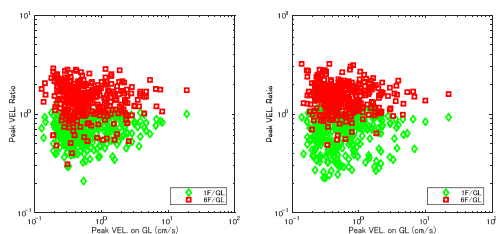


図 3.5 GL の最大速度と 1F/GL 及び 6F/GL の最大速度比の関係

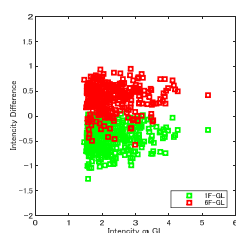


図 3.6 GL の最大震度と 1F-GL 及び 6F-GL の計測震度差の関係

NIT - 7

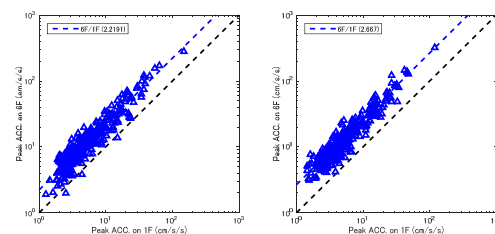


図 3.7 1F の最大加速度と 6F の最大加速度の関係

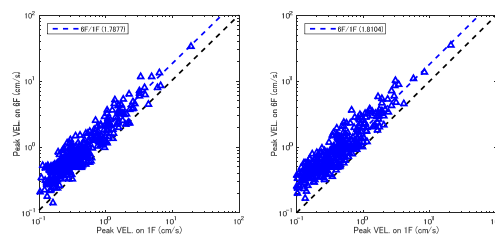


図 3.8 1F の最大速度と 6F の最大速度の関係

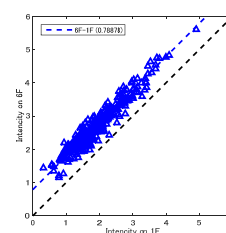


図 3.9 1F の計測震度と 6F の計測震度の関係

NIT - 8

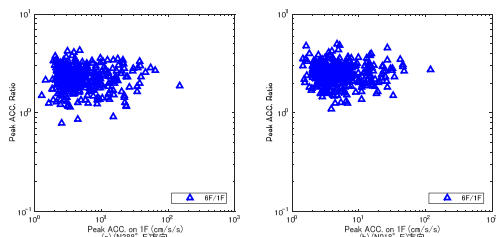


図 3.10 1F の最大加速度と 6F/1F の最大加速度比の関係

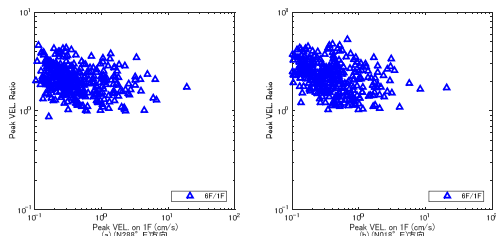


図 3.11 1F の最大速度と 6F/1F の最大速度比の関係

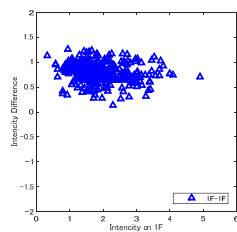


図 3.12 1F の計測震度と 6F-1F の計測震度差の関係

NIT - 9

4. 地震動の等価卓越振動数と最大加速度比及び最大速度比

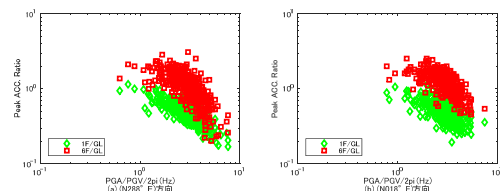


図 4.1 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (6F/GL, 1F/GL) の関係

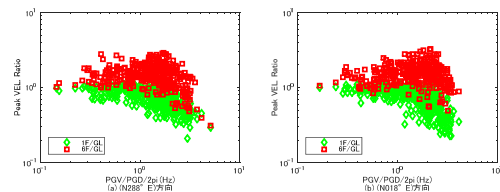


図 4.2 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (6F/GL, 1F/GL) の関係

NIT - 10

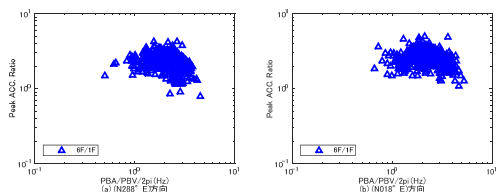


図 4.3 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (6F/1F) の関係

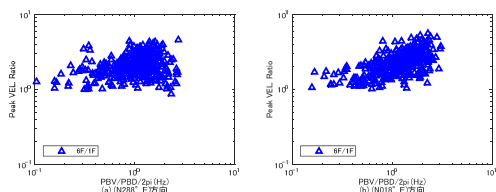


図 4.4 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (6F/1F) の関係

5. 建築物の固有振動数

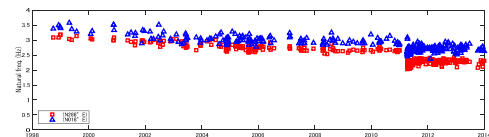


図 5.1 固有振動数 (6F/1F) の経年推移



図 5.2 固有振動数 (6F/GL) の経年推移

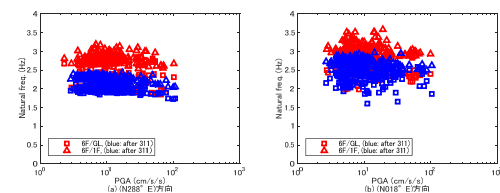


図 5.3 最大加速度と固有振動数

NIT - 11

NIT - 12

6. フーリエスペクトル比

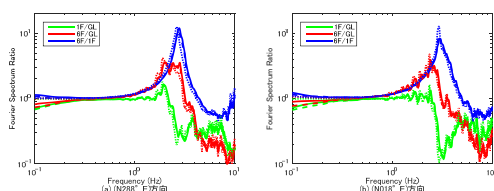


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比 (311 前) ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4

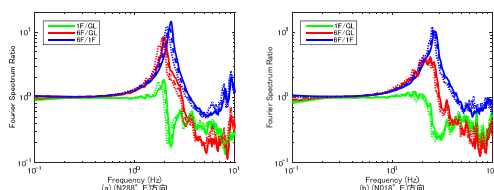


図 6.2 震度毎の平均フーリエスペクトル比 (311 後) ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4

NIT - 13

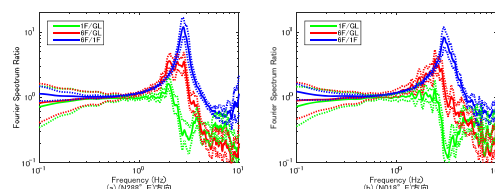


図 6.3 震度 2 の記録の平均スペクトル比 (311 前) ※点線: 平均 $\pm \sigma$

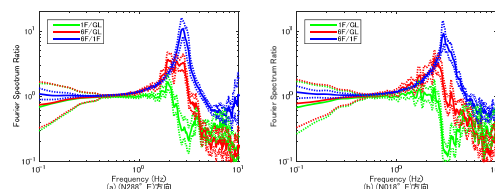


図 6.4 震度 3 の記録の平均スペクトル比 (311 前) ※点線: 平均 $\pm \sigma$

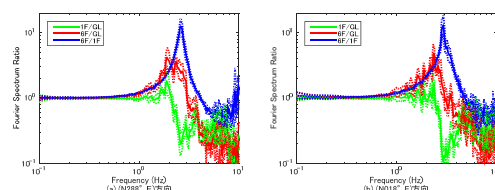


図 6.5 震度 4 の記録の平均スペクトル比 (311 前) ※点線: 平均 $\pm \sigma$

NIT - 14

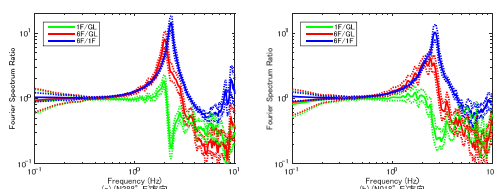


図 6.6 震度 2 の記録の平均スペクトル比 (311 後) ※点線: 平均 $\pm \sigma$

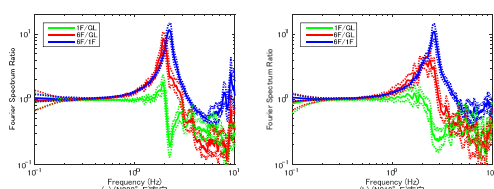


図 6.7 震度 3 の記録の平均スペクトル比 (311 後) ※点線: 平均 $\pm \sigma$

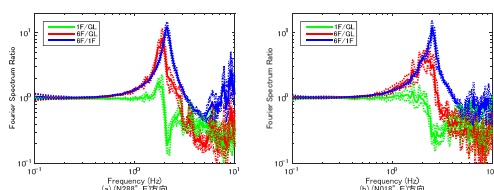


図 6.8 震度 4 の記録の平均スペクトル比 (311 後) ※点線: 平均 $\pm \sigma$

NIT - 15

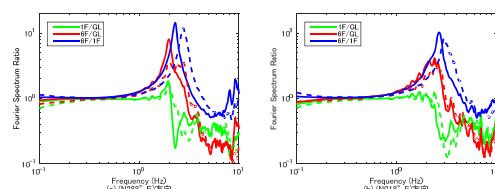


図 6.9 6 311 前後の平均スペクトル比 (震度 2) ※実線: 本震後, 破線: 本震前

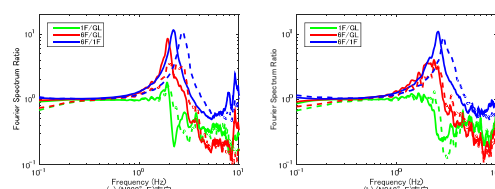


図 6.10 311 前後の平均スペクトル比 (震度 3) ※実線: 本震後, 破線: 本震前

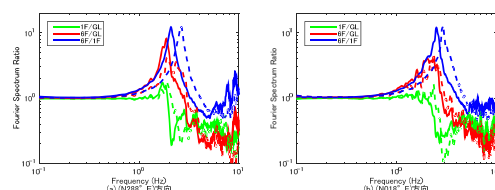


図 6.11 8 311 前後の平均スペクトル比 (震度 4) ※実線: 本震後, 破線: 本震前

NIT - 16

表 7.1 最大加速度一覧

記号	Δ (km)	I_{MA}	設置 方位	位置	最大加速度 (cm/s ²)			備考
					H1	H2	V	
NIT	362	5.1	288°	GL*	230	197	79	
				01F	150	119	63	
				06F	283	322	131	

注) Δ : 震央距離, I_{MA} : 計測震度(*印のセンサーの3成分の加速度記録から気象庁の方法で算出), 設置方位: 北から東回りに測った方位, H1, H2, V: 水平 1(設置方位), 水平 2(設置方位に直交)及び鉛直方向の最大加速度

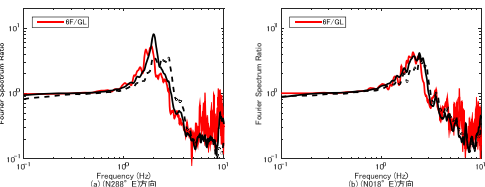


図 6.12.9 311 地震と震度 2 の地震の比較 (6F/GL) ※実線: 本震後、破線: 本震前

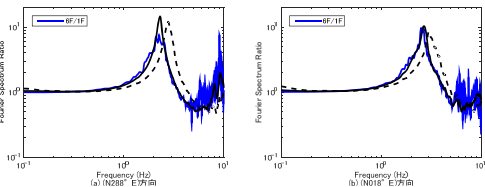


図 6.13.10 311 地震と震度 2 の地震の比較 (6F/1F) ※実線: 本震後、破線: 本震前

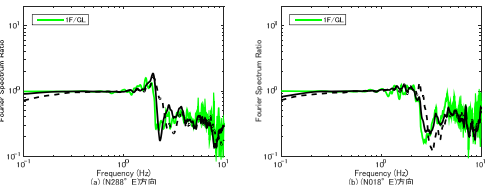


図 6.14 311 地震と震度 2 の地震の比較 (1F/GL) ※実線: 本震後、破線: 本震前

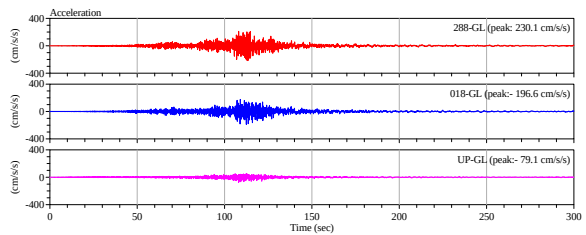


図 7.1 地表 (GL) の加速度記録

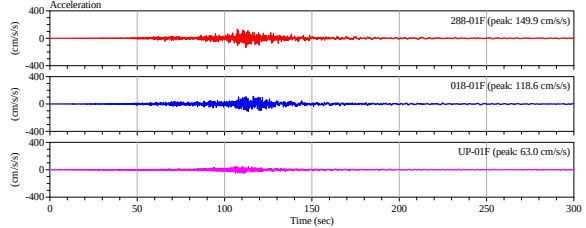


図 7.2 1 階 (01F) の加速度記録

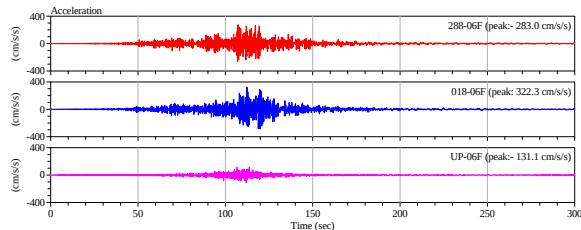


図 7.3 6 階 (06F) の加速度記録

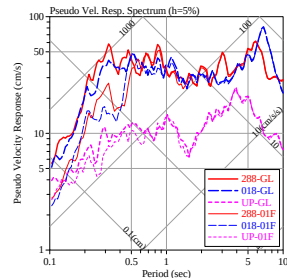


図 7.5 地表 (GL) と 1 階 (01F) の記録の擬似速度応答スペクトル (h=5%)

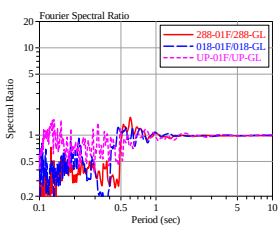


図 7.6 1 階 (01F) の地表 (GL) に対するフーリエ振幅スペクトル比

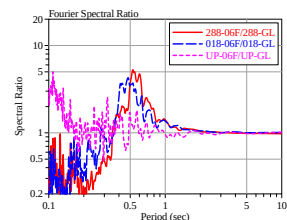


図 7.7 6 階 (06F) の地表 (GL) に対するフーリエ振幅スペクトル比

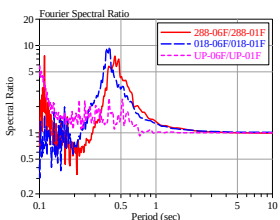


図 7.8 6 階 (06F) の 1 階 (01F) に対するフーリエ振幅スペクトル比

2.5 建築物 ANX

1. 観測点情報

(1) 建築物諸元

表 1.1 観測対象建築物の諸元

建築物名称	ANX
所在地	茨城県つくば市
構造	鉄骨鉄筋コンクリート造
基礎形式	直接基礎
階数	地上 8 階, 地下 1 階
建築面積	676 m ²
延床面積	5,023 m ²
建築物高さ	35.1 m



写真 1.1 建築物外観

ANX - 1

(2) 地盤情報

表 1.2 地盤条件

No.	層厚(m)	深さ(m)	V_p (m/s)	V_s (m/s)	ρ (t/m ³)	土質
1	2.0		170	110	1.30	ローム
2	6.0	2.0		200	1.30	砂質粘土/粘土質砂
3	6.0	8.0	1430	160	1.50	砂質粘土/粘土
4	8.0	16.0	1630	260	1.80	細砂/砂質細砂
5	6.0	22.0	1500	200	1.75	砂質粘土/粘土
6	14.0	36.0	1570	270		砂礫
7	6.0	42.0	1880	460	1.90	砂質粘土/粘土
8	8.0	50.0	1780	340	1.75	砂質粘土/粘土
9	12.0	62.0	1690	290		砂礫/細砂
10	12.0	74.0	1790	380	1.95	砂質粘土/粘土
11	8.0	82.0	1600	280	1.75	砂質粘土/粘土
12		90.0		500	2.00	砂礫

V_p : P 波速度(m/s), V_s : S 波速度(m/s), ρ : 単位体積重量(t/m³)

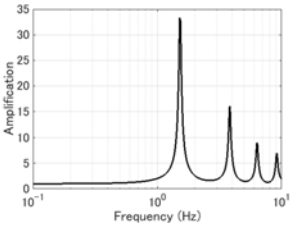


図 1.1 工学的基盤に対する地盤の伝達関数

ANX - 2

(3) 機器配置及び方位

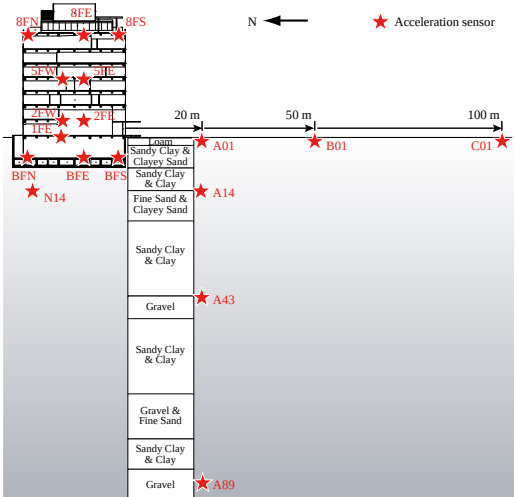


図 1.2 地盤及び建築物内部での加速度計配置

ANX - 3

2. 観測記録概要

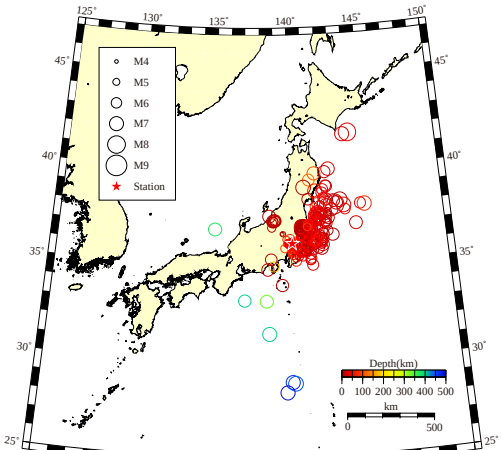


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

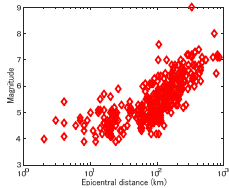


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

ANX - 4

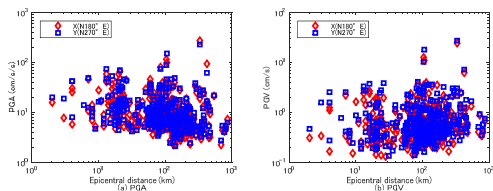


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度(PGA)及び最大速度(PGV)の関係

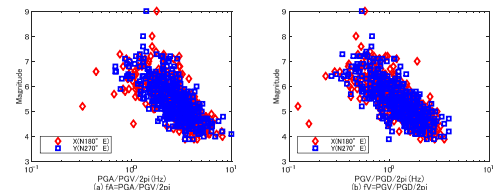


図 2.4 等価卓越振動数 (FA, FV) とマグニチュードの関係

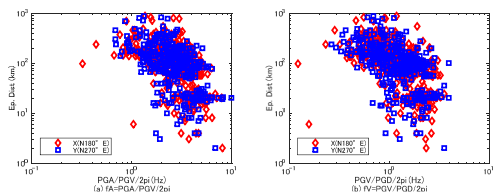


図 2.5 等価卓越振動数 (FA, FV) と震央距離の関係

ANX - 5

3. 最大加速度、最大速度、計測震度

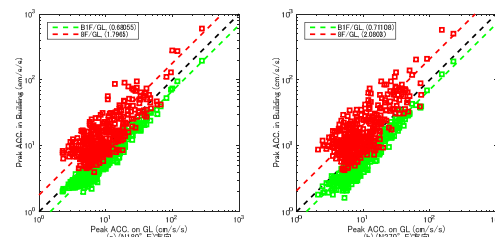


図 3.1 GLの最大加速度とBIF及び8Fの最大加速度の関係

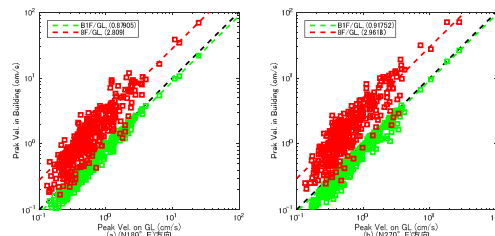


図 3.2 GLの最大速度とBIF及び8Fの最大速度の関係

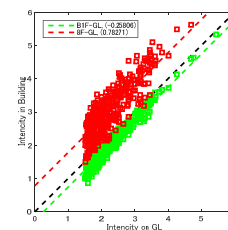


図 3.3 GLの計測震度とBIF及び8Fの計測震度の関係

ANX - 6

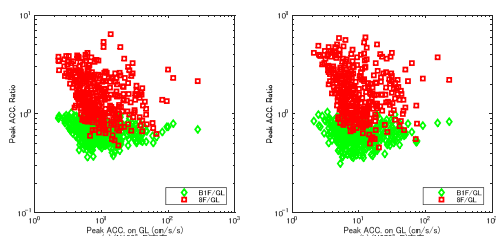


図 3.4 GLの最大加速度とBIF/GL及び8F/GLの最大加速度比の関係

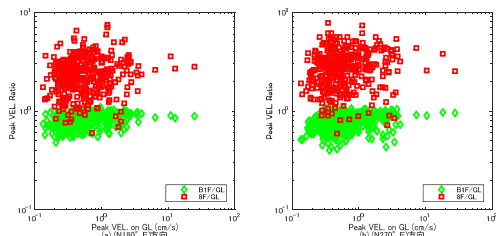


図 3.5 GLの最大速度とBIF/GL及び8F/GLの最大速度比の関係

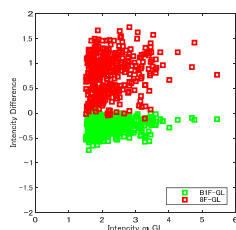


図 3.6 GLの最大震度とBIF/GL及び8F/GLの計測震度差の関係

ANX - 7

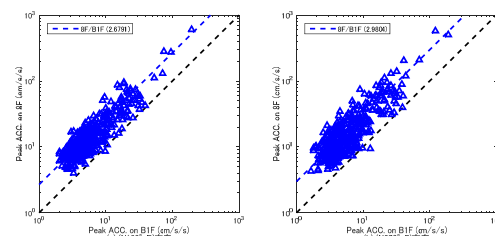


図 3.7 BIFの最大加速度と8Fの最大加速度の関係

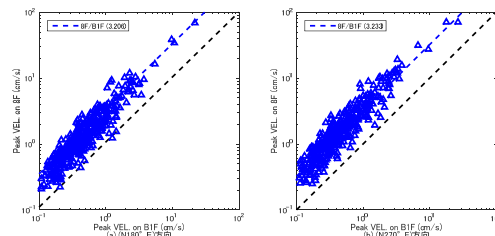


図 3.8 BIFの最大速度と8Fの最大速度の関係

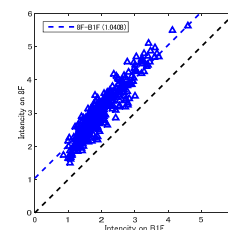


図 3.9 BIFの計測震度と8Fの計測震度の関係

ANX - 8

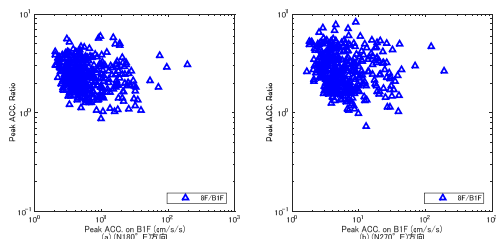


図 3.10 B1F の最大加速度と 8F/B1F の最大加速度比の関係

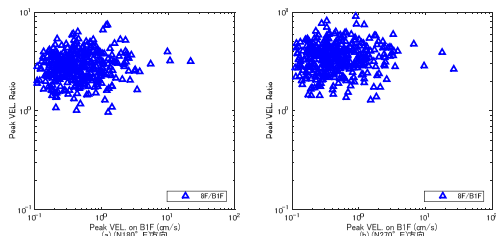


図 3.11 B1F の最大速度と 8F/B1F の最大速度比の関係

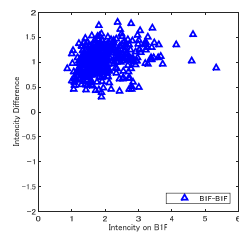


図 3.12 B1F の計測震度と 8F-B1F の計測震度差の関係

ANX - 9

4. 地震動の等価卓越振動数と最大加速度比及び最大速度比

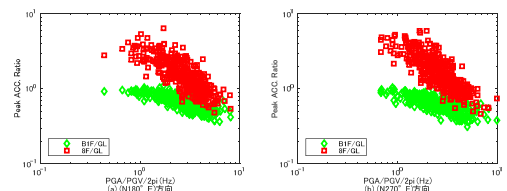


図 4.1 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (8F/GL, B1F/GL) の関係

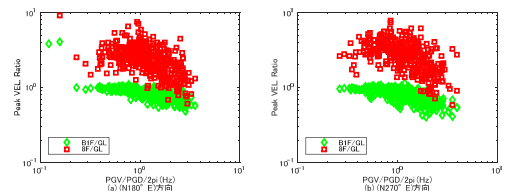


図 4.2 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (8F/GL, B1F/GL) の関係

ANX - 10

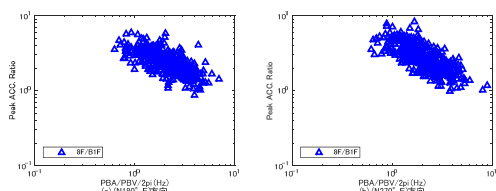


図 4.3 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (8F/B1F) の関係

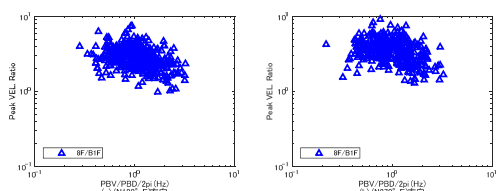


図 4.4 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (8F/B1F) の関係

5. 建築物の固有振動数



図 5.1 固有振動数 (8F/B1F) の経年推移

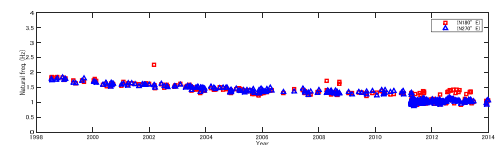


図 5.2 固有振動数 (8F/GL) の経年推移

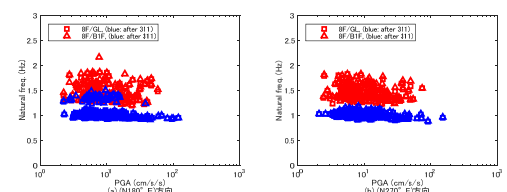


図 5.3 最大加速度と固有振動数

ANX - 11

ANX - 12

6. フーリエスペクトル比

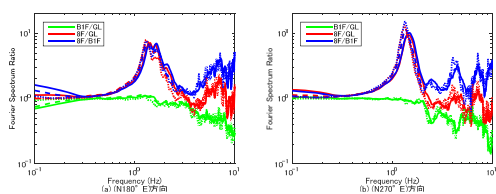


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 前) ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4

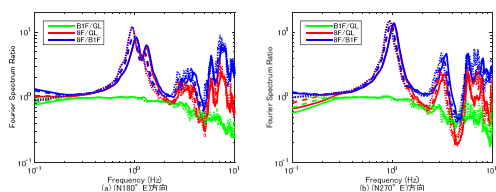


図 6.2 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 後) ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4

ANX - 13

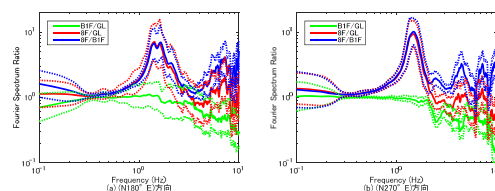


図 6.3 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 前) ※点線: 平均±σ

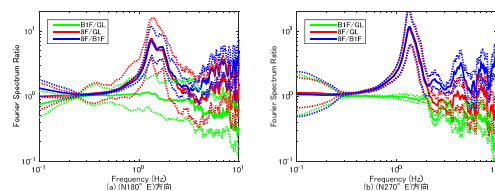


図 6.4 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 前) ※点線: 平均±σ

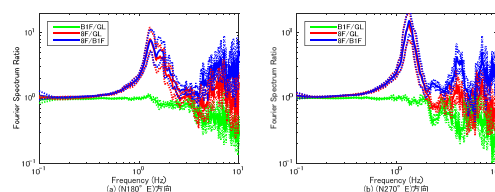


図 6.5 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 前) ※点線: 平均±σ

ANX - 14

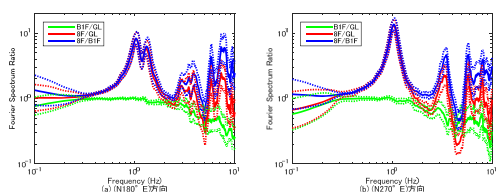


図 6.6 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 後) ※点線: 平均±σ

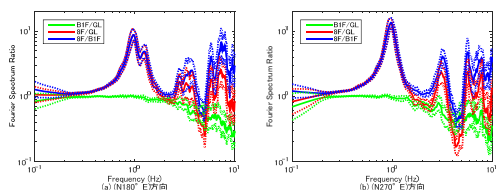


図 6.7 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 後) ※点線: 平均±σ

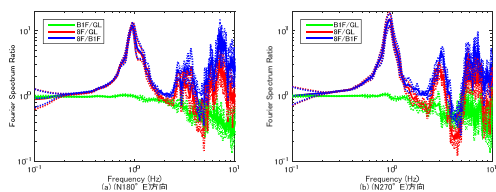


図 6.8 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 後) ※点線: 平均±σ

ANX - 15

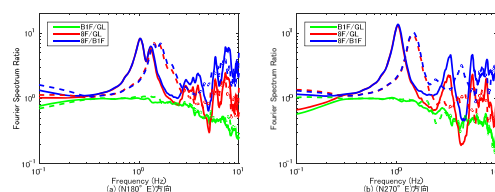


図 6.9 311 前後の平均スペクトル比(震度 2) ※実線: 本震後、破線: 本震前

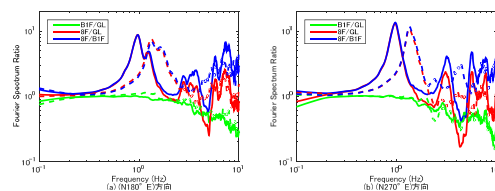


図 6.10 311 前後の平均スペクトル比(震度 3) ※実線: 本震後、破線: 本震前

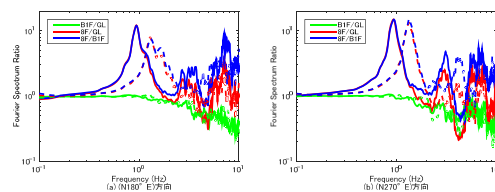


図 6.11 311 前後の平均スペクトル比(震度 4) ※実線: 本震後、破線: 本震前

ANX - 16

表 7.1 最大加速度一覧

記号	Δ (km)	I_{MA}	設置 方位	位置	最大加速度 (cm/s ²)			備考
					H1	H2	V	
ANX	330	5.3	180°	A01*	279	227	248	GL
				BFE	194	191	136	B1F
				8FE	597	506	344	08F

注) Δ : 震央距離, I_{MA} : 計測震度(*印のセンサーの 3 成分の加速度記録から気象庁の方法で算出), 設置方位: 北から東回りに測った方位, H1, H2, V: 水平 1(設置方位), 水平 2(設置方位に直交)及び鉛直方向の最大加速度

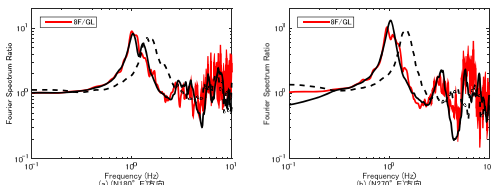


図 6.12 311 地震と震度 2 の地震の比較 (8F/GL) ※実線: 本震後、破線: 本震前

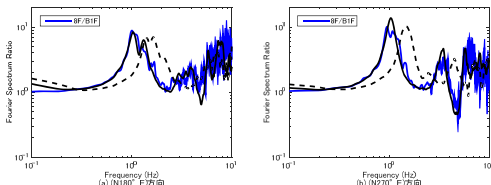


図 6.13 311 地震と震度 2 の地震の比較 (8F/B1F) ※実線: 本震後、破線: 本震前

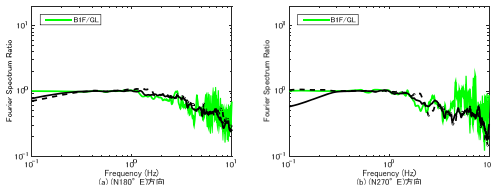


図 6.14 311 地震と震度 2 の地震の比較 (B1F/GL) ※実線: 本震後、破線: 本震前

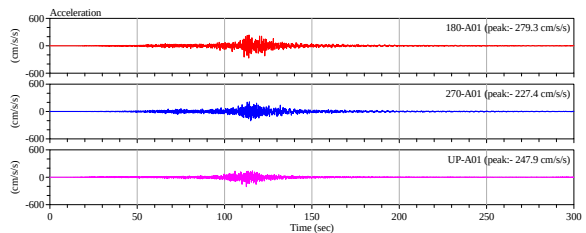


図 7.1 地表 (A01) の加速度記録

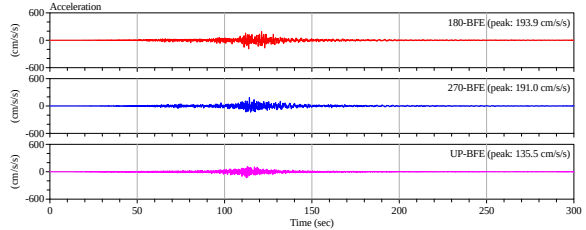


図 7.2 地下 1 階 (BFE) の加速度記録

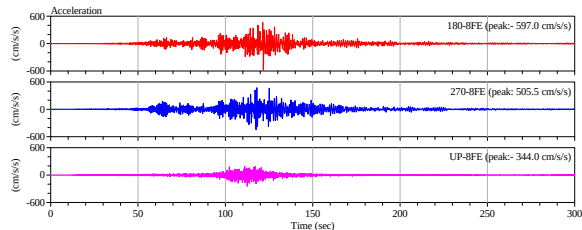


図 7.3 8 階 (8FE) の加速度記録

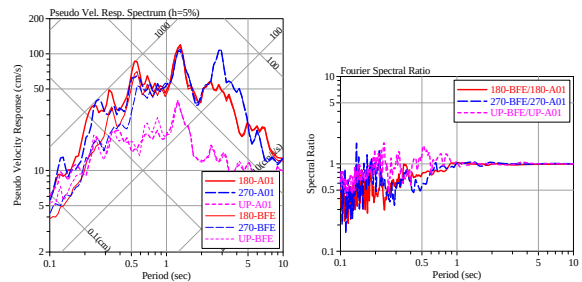


図 7.4 地表 (A01) と地下 1 階 (BFE) の記録の擬似速度応答スペクトル (h=5%)

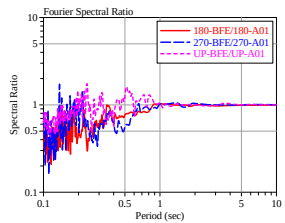


図 7.5 地下 1 階 (BFE) の地表 (A01) に対するフーリエ振幅スペクトル比

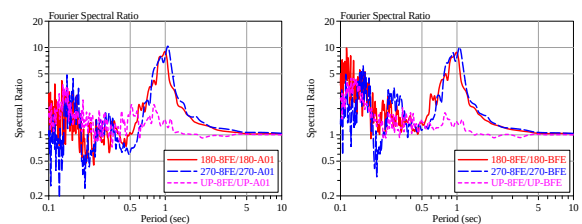


図 7.6 8 階 (8FE) の地表 (A01) に対するフーリエ振幅スペクトル比

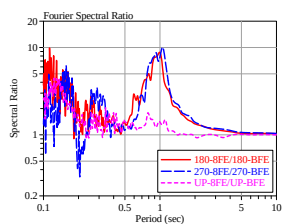


図 7.7 8 階 (8FE) の地下 1 階 (BFE) に対するフーリエ振幅スペクトル比

2. 6 建築物 OHJ

1. 観測点情報
(1) 建築物諸元

表 1.1 観測対象建築物の諸元	
建築物名称	OHJ
所在地	東京都北区
構造	鉄筋コンクリート造
基礎形式と情報	場所打ちコンクリート杭(22m),φ1500(16本),φ1200本(16本),φ900(2本)
階数	地上11階
建築面積	651.3㎡
延床面積	7815.6㎡
軒高	41.2m



写真 1.1 建築物外観

OHJ - 1

2. 地盤情報

表 1.2 地盤条件						
No.	層厚(m)	深さ(m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ρ (t/m³)	土質
1	2.0			85	1.60	盛土/埋土
2	3.5	8.1		121	1.45	砂混りシルト
3	3.5	15.5		257	1.50	シルト
4	4.0	17.3		232	1.55	シルト質粘土
5	5.0	22.8		490	1.60	砂礫
6	7.0	25.8		540	1.70	砂/砂礫
7		40.8		545	1.90	泥岩

Vp : P 波速度(m/s), Vs : S 波速度(m/s), ρ : 単位体積質量(t/m3)

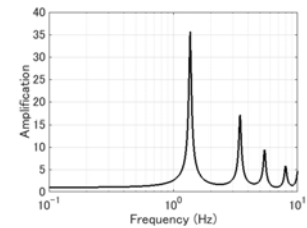


図 1.1 工学的基盤に対する地盤の伝達関数

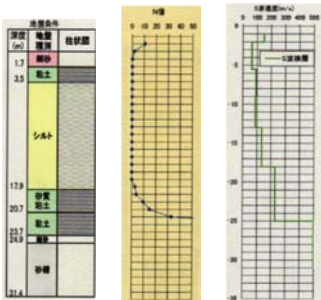


図 1.2 柱状図等

OHJ - 2

- (3) 機器配置及び方位

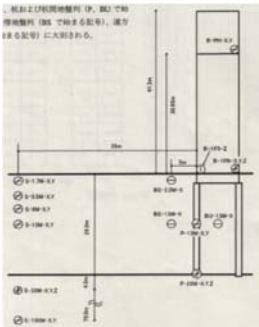


図 1.3 地盤及び建築物内部での加速度計配置

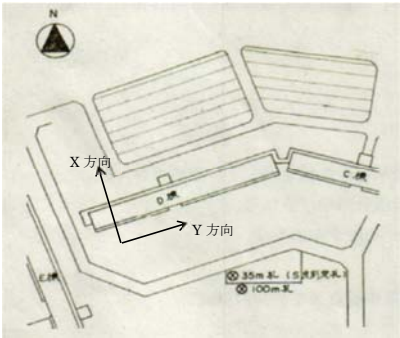


図 1.4 周辺地盤及び建築物内における地震加速度計配置

OHJ - 3

2. 観測記録概要

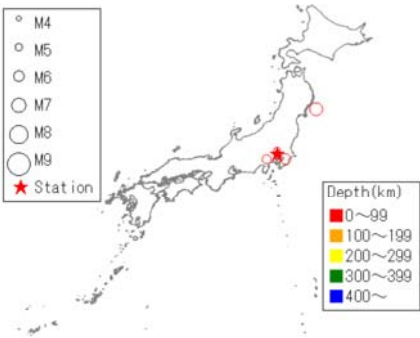


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

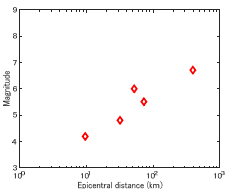


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

OHJ - 4

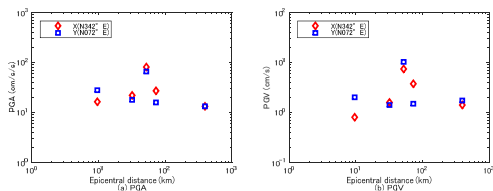


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度(PGA)及び最大速度(PGV)の関係

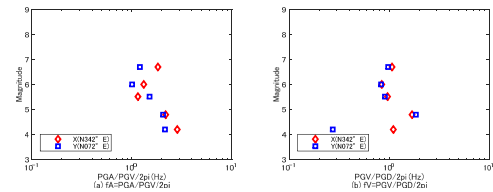


図 2.4 等価卓越振動数 (FA, FV) とマグニチュードの関係

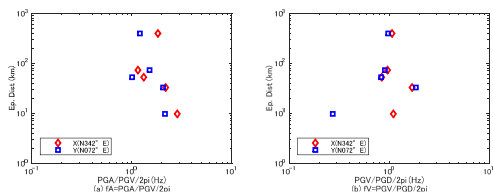


図 2.5 等価卓越振動数 (FA, FV) と震央距離の関係

OHJ - 5

3. 最大加速度、最大速度、計測震度

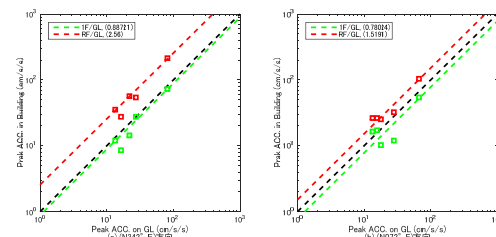


図 3.1 GL の最大加速度と 1F 及び RF の最大加速度の関係

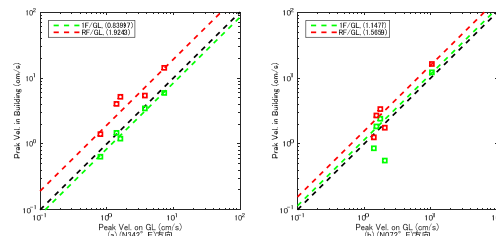


図 3.2 GL の最大速度と 1F 及び RF の最大速度の関係

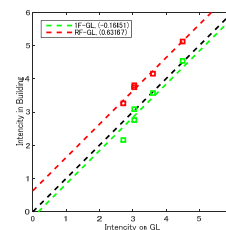


図 3.3 GL の計測震度と 1F 及び RF の計測震度の関係

OHJ - 6

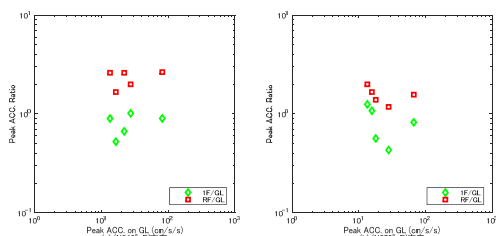


図 3.4 GL の最大加速度と 1F/GL 及び RF/GL の最大加速度比の関係

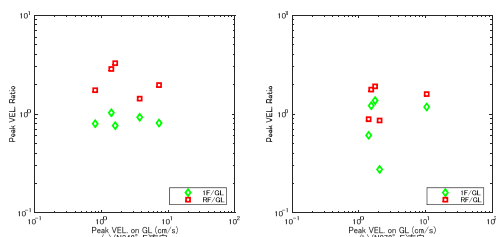


図 3.5 GL の最大速度と 1F/GL 及び RF/GL の最大速度比の関係

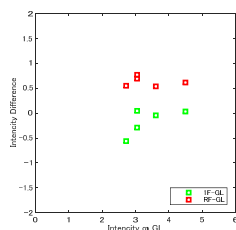


図 3.6 GL の最大震度と 1F-GL 及び RF-GL の計測震度差の関係

OHJ - 7

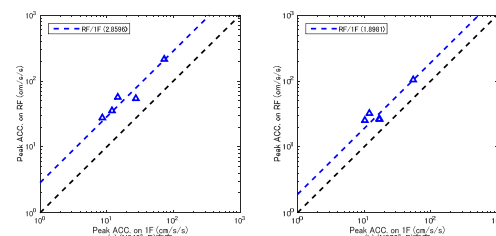


図 3.7 1F の最大加速度と RF の最大加速度の関係

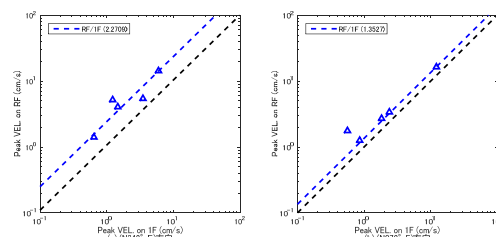


図 3.8 1F の最大速度と RF の最大速度の関係

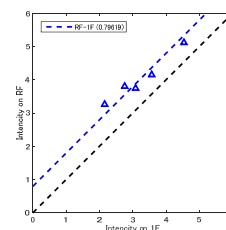


図 3.9 1F の計測震度と RF の計測震度の関係

OHJ - 8

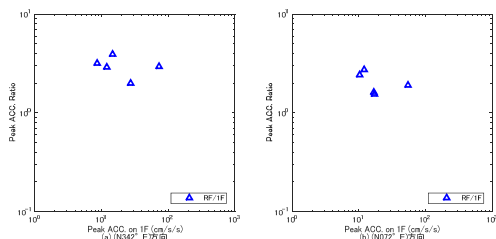


図 3.10 1F の最大加速度と RF/1F の最大加速度比の関係

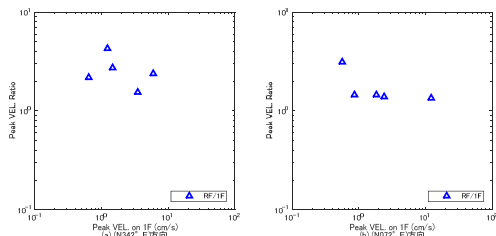


図 3.11 1F の最大速度と RF/1F の最大速度比の関係

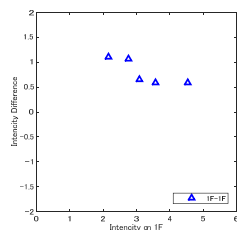


図 3.12 1F の計測震度と RF-1F の計測震度差の関係

OHJ - 9

4. 地震動の等価卓越振動数と最大加速度比及び最大速度比

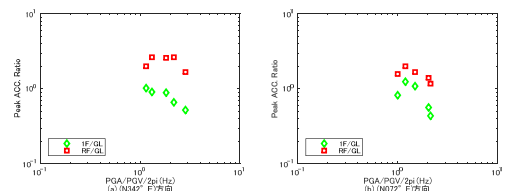


図 4.1 等価卓越振動数 (fa) と最大加速度比 (RF/GL, 1F/GL) の関係

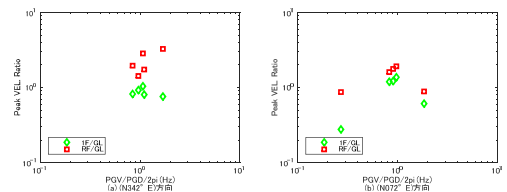


図 4.2 等価卓越振動数 (fv) と最大速度比 (RF/GL, 1F/GL) の関係

OHJ - 10

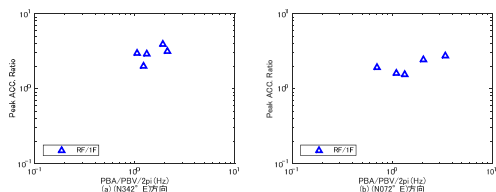


図 4.3 等価卓越振動数 (fa) と最大加速度比 (RF/1F) の関係

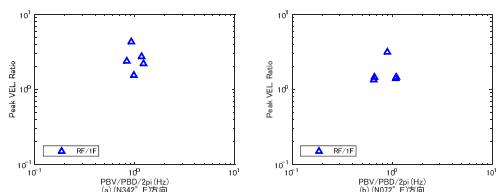


図 4.4 等価卓越振動数 (fv) と最大速度比 (RF/1F) の関係

5. 建築物の固有振動数

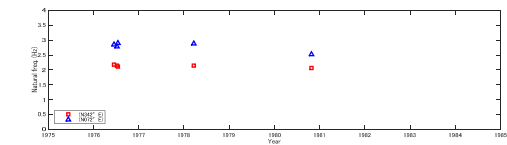


図 5.1 固有振動数 (RF/1F) の経年推移

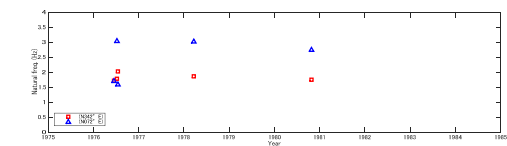


図 5.2 固有振動数 (RF/GL) の経年推移

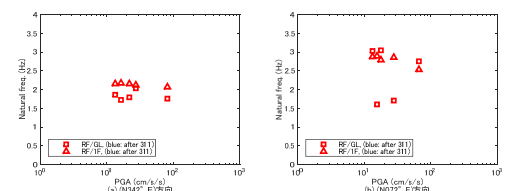


図 5.3 最大加速度と固有振動数

OHJ - 11

OHJ - 12

6. フーリエスペクトル比

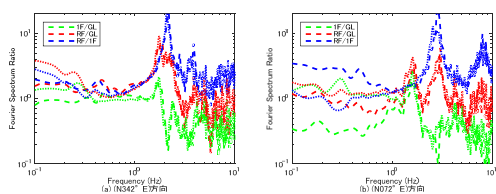


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 前) ※破線: 震度 3、点線: 震度 4

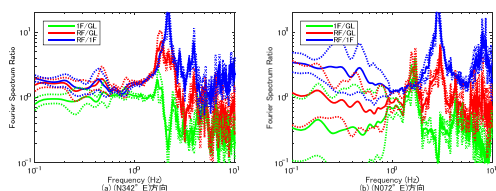


図 6.2 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 前) ※点線: 平均±σ

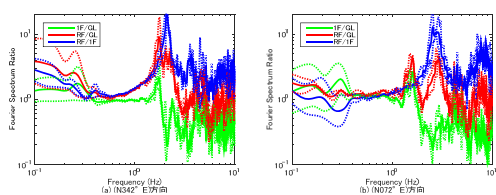


図 6.3 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 前) ※点線: 平均±σ

2. 7 建築物 NRK

1. 観測点概要

(1) 建築物諸元

表 1. 1 観測対象建築物の諸元

建築物名称	NRK
所在地	神奈川県横浜市
構造	5 階床梁まで SRC 造, 5 階柱以上 RC 造
基礎形式と情報	杭基礎 (場所打 RC 杭 + 既製杭), 場所打 RC 杭 杭径φ1400 (20 本), 杭長 6.95~12m、基礎根入れ深さ 1.5m 既製杭 杭径φ500 (14 本), 杭長 6.95~12m、基礎根入れ深さ 1.5m
階数	地上 11 階, 塔屋 2 階
建築面積	449m ²
延床面積	4563m ²
軒高	29.5m



写真 1. 1 建築物外観

NRK-1

(2) 地盤情報

表 1. 2 地盤条件

No.	層厚(m)	深さ(m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ρ (t/m ³)	土質
1	2.80	0.0	350	160	1.6	埋土
2	1.90	2.8	350	160	1.6	埋土
3	1.75	4.7	1330	140	1.6	埋土
4	2.15	6.5	1330	140	1.5	粘土質シルト
5	0.90	8.6	1500	250	1.8	シルト混じり砂礫
11	9.5	2600	510	1.9		工学的基盤

Vp : P 波速度(m/s), Vs : S 波速度(m/s), ρ : 単位体積質量(t/m3)

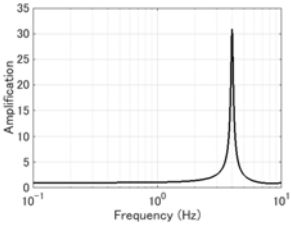


図 1. 1 工学的基盤に対する地盤の伝達関数

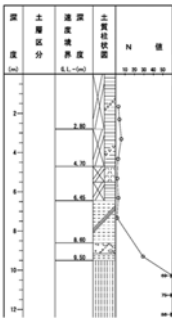


図 1. 2 土質柱状図

NRK-2

(3) 機器配置及び方位

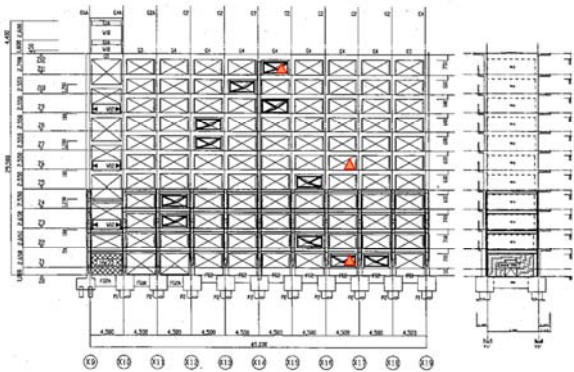


図 1. 3 地盤及び建築物内部での加速度計配置



図 1. 4 周辺地盤及び建築物内における地震加速度計配置

NRK-3

2. 観測記録概要

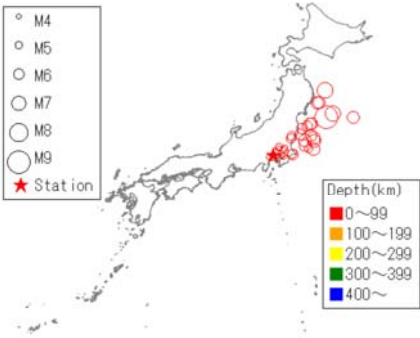


図 2. 1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

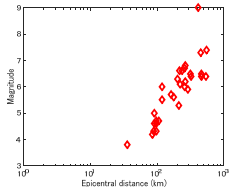


図 2. 2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

NRK-4

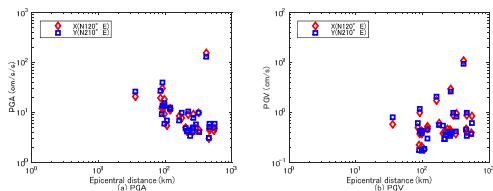


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度(PGA)及び最大速度(PGV)の関係

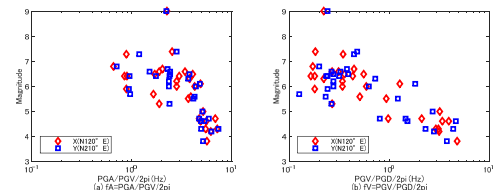


図 2.4 等価卓越振動数(FA, FV)とマグニチュードの関係

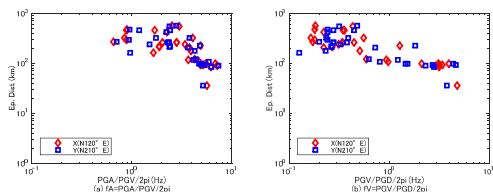


図 2.5 等価卓越振動数(FA, FV)と震央距離の関係

NRK-5

3. 最大加速度、最大速度、計測震度

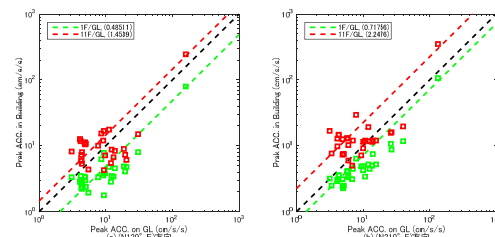


図 3.1 GLの最大加速度と1F及び11Fの最大加速度の関係

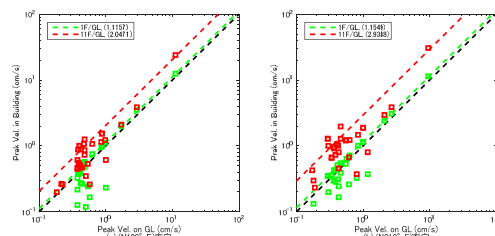


図 3.2 GLの最大速度と1F及び11Fの最大速度の関係

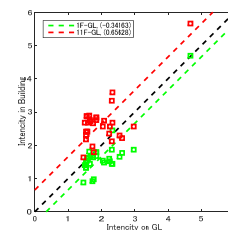


図 3.3 GLの計測震度と1F及び11Fの計測震度の関係

NRK-6

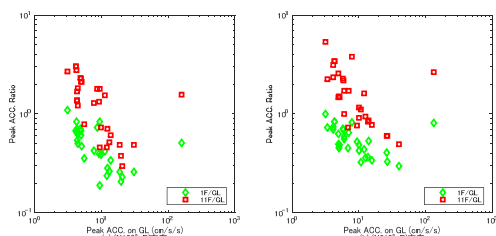


図 3.4 GLの最大加速度と1F/GL及び11F/GLの最大加速度比の関係

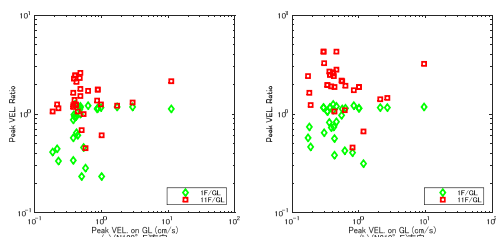


図 3.5 GLの最大速度と1F/GL及び11F/GLの最大速度比の関係

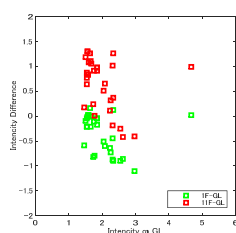


図 3.6 GLの最大震度と1F/GL及び11F/GLの計測震度差の関係

NRK-7

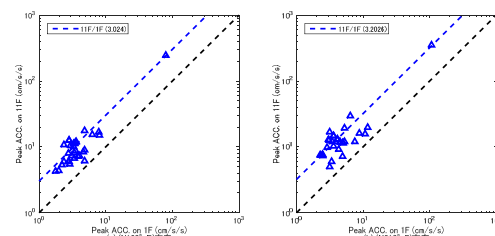


図 3.7 1Fの最大加速度と11Fの最大加速度の関係

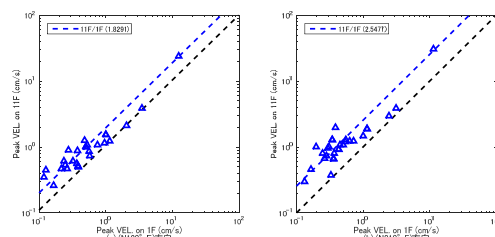


図 3.8 1Fの最大速度と11Fの最大速度の関係

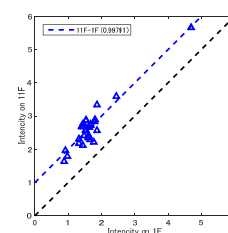


図 3.9 1Fの計測震度と11Fの計測震度の関係

NRK-8

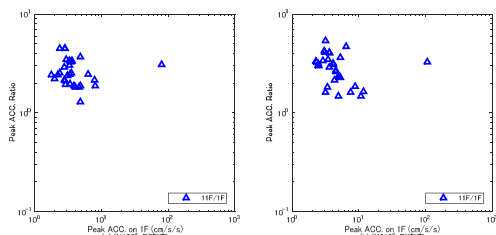


図 3.10 1F の最大加速度と 11F/1F の最大加速度比の関係

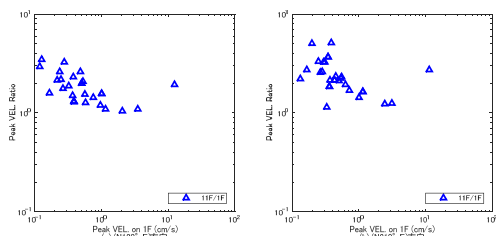


図 3.11 1F の最大速度と 11F/1F の最大速度比の関係

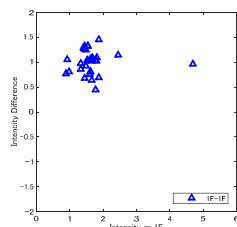


図 3.12 1F の計測震度と 11F-1F の計測震度差の関係

NRK-9

4. 地震動の等価卓越振動数と最大加速度比及び最大速度比

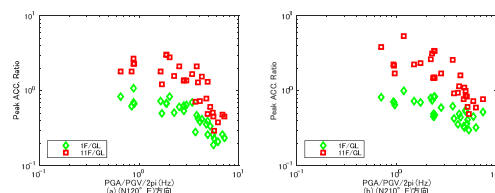


図 4.1 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (11F/GL, 11F/1F) の関係

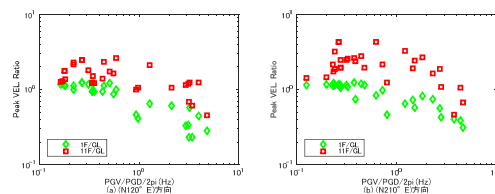


図 4.2 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (11F/GL, 11F/1F) の関係

NRK-10

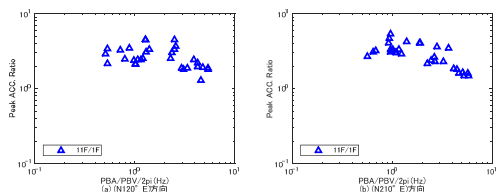


図 4.3 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (11F/1F) の関係

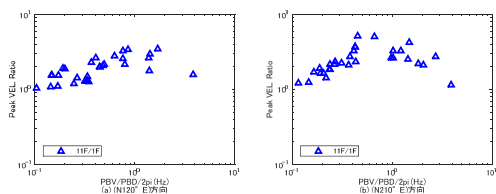


図 4.4 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (11F/1F) の関係

NRK-11

5. 建築物の固有振動数

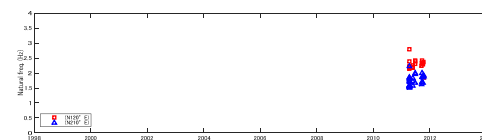


図 5.1 固有振動数 (11F/1F) の経年推移

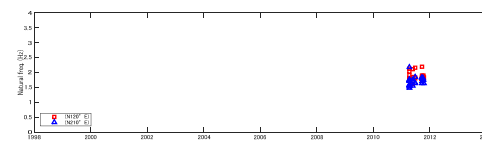


図 5.2 固有振動数 (11F/GL) の経年推移

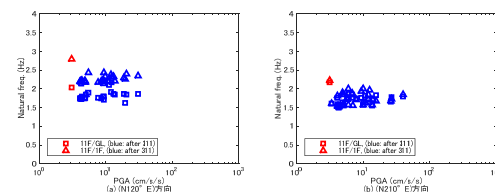


図 5.3 最大加速度と固有振動数

NRK-12

6. フーリエスペクトル比

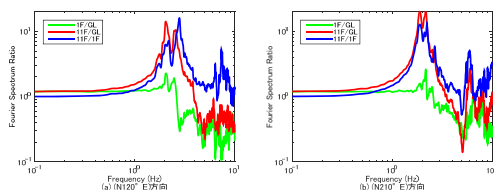


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 前) ※実線: 震度 2

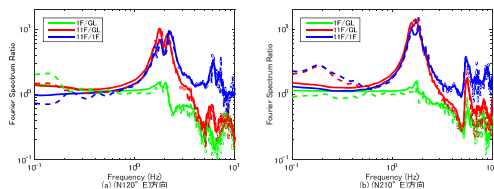


図 6.2 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 後) ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3

NRK-13

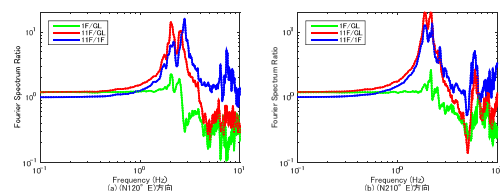


図 6.3 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 前)

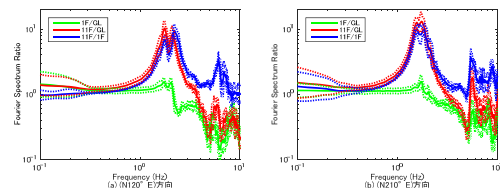


図 6.4 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 後) ※点線: 平均±σ

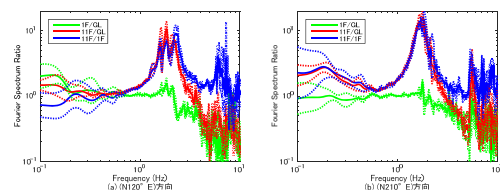


図 6.5 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 後) ※点線: 平均±σ

NRK-14

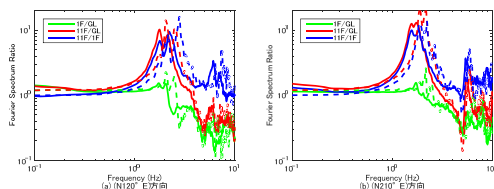


図 6.6 311 前後の平均スペクトル比(震度 2) ※実線: 本震後、破線: 本震前

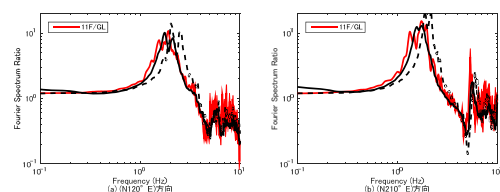


図 6.7 311 地震と震度 2 の地震の比較(1F/GL) ※実線: 本震後、破線: 本震前

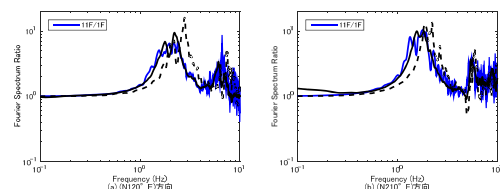


図 6.8 311 地震と震度 2 の地震の比較(1F/1F) ※実線: 本震後、破線: 本震前

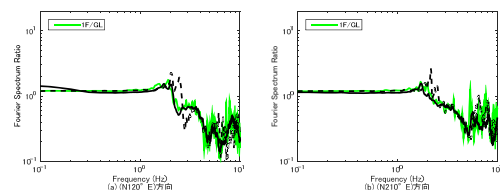


図 6.9 311 地震と震度 2 の地震の比較(1F/GL) ※実線: 本震後、破線: 本震前

NRK-15

NRK-16

7. 2011 年東北地方太平洋沖地震の記録

表 7.1 最大加速度一覧

記号	<i>d</i> (km)	<i>I</i> _{MA}	設置 方位	位置	最大加速度 (cm/s ²)			備考
					H1	H2	V	
NRK	414	4.5	120°	GL*	158	133	71	
				01F	80	107	48	
				11F	247	349	93	

注) *d*: 震央距離, *I*_{MA}: 計測震度(*印のセンサーの 3 成分の加速度記録から気象庁の方法で算出), 設置方位: 北から東回りに測った方位, H1, H2, V: 水平 1(設置方位), 水平 2(設置方位に直交)及び鉛直方向の最大加速度

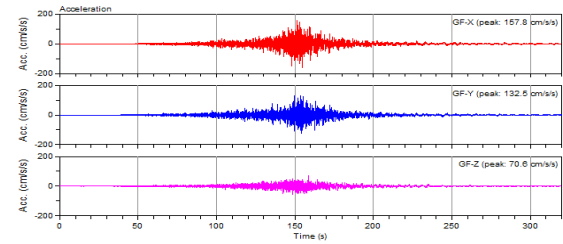


図 7.1 地表 (GL) の加速度記録

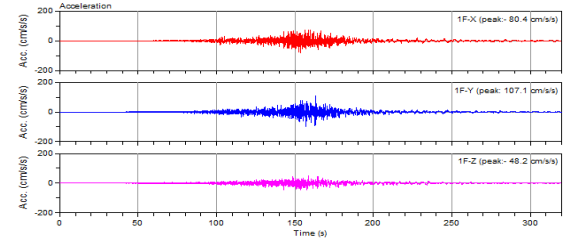


図 7.2 1 階 (01F) の加速度記録

NRK-17

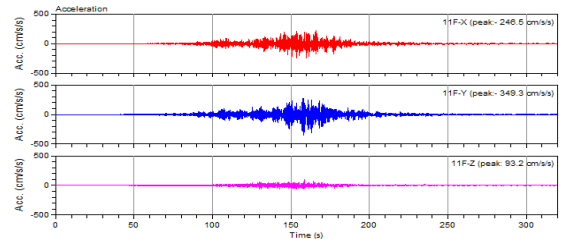


図 7.3 11 階 (11F) の加速度記録

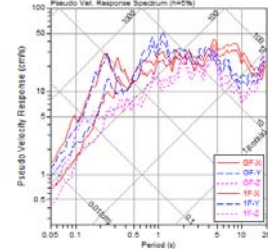


図 7.4 地表 (GL) と 1 階 (01F) の記録の擬速度応答スペクトル (h=5%)

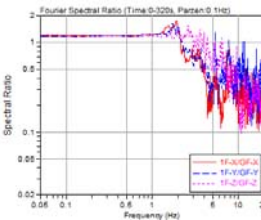


図 7.5 1 階 (01F) の地表 (GL) に対するフーリエ振幅スペクトル比

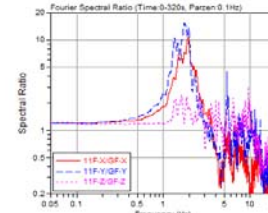


図 7.6 11 階 (11F) の地表 (GL) に対するフーリエ振幅スペクトル比

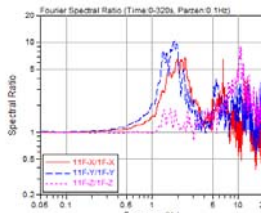


図 7.7 11 階 (11F) の 1 階 (01F) に対するフーリエ振幅スペクトル比

NRK-18

2.8 建築物 UKM

1. 観測点概要
- (1) 建築物諸元

表 1.1 観測対象建築物の諸元

建築物名称	UKM
所在地	東京都北区
構造	鉄筋コンクリート造
基礎形式と情報	場所打ち鋼管コンクリート杭、φ(本)、基礎根入れ深さ 1.0m
階数	地上 20 階、塔屋 3 階
建築面積	1,850.00 m ²
延床面積	19,500.00 m ²
軒高	59.4m



写真 1.1 建築物外観

UKM - 1

(2) 地盤情報

付表 1.2 地盤条件

No.	層厚(m)	深さ(m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ρ (t/m ³)	土質
1	3.90	0.0	330	90	1.60	盛土・埋め土、粘土、シルト、砂混じりシルト、シルト混じり細砂
2	2.30	3.90	750	130	1.75	細砂、シルト混じり細砂、シルト質細砂
3	6.40	6.20	1190	93	1.50	シルト、砂混じりシルト
4	5.40	12.80	1400	93	1.60	シルト、砂混じりシルト
5	0.60	18.20	1316	145	1.40	腐植土、粘土、シルト、凝灰質シルト
6	2.00	18.80	1470	254	1.75	腐植土、粘土、シルト、凝灰質シルト
7	1.30	20.80	1470	254	1.8	礫、礫混じり砂、細砂、シルト混じり細砂
8	1.60	22.10	1470	254	2.0	礫、礫混じり砂、中砂、細砂、シルト混じり細砂
9	2.60	23.70	1850	420	2.0	礫、礫混じり砂、中砂、細砂、シルト混じり細砂
10	1.70	26.30	1750	310	1.8	シルト、砂混じりシルト、礫混じりシルト、細砂
11	3.50	28.00	2041	570	2.0	礫、礫混じり砂、中砂、細砂、シルト混じり細砂
12	3.10	31.50	1571	337	1.9	細砂、シルト混じり細砂、礫
13	3.40	34.60	1571	337	1.8	シルト、砂混じりシルト、砂質シルト、シルト質細砂
14	9.10	38.00	1721	520	1.9	細砂
15	-	47.10	2129	726	2.0	礫、粘土混じり砂、礫混じり中砂

Vp : P 波速度(m/s), Vs : S 波速度(m/s), ρ : 単位体積質量(t/m3)

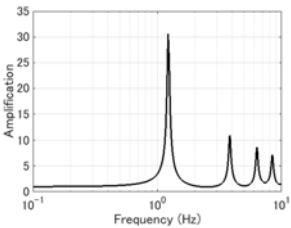


図 1.1 工学的基盤に対する地盤の伝達関数

UKM - 2

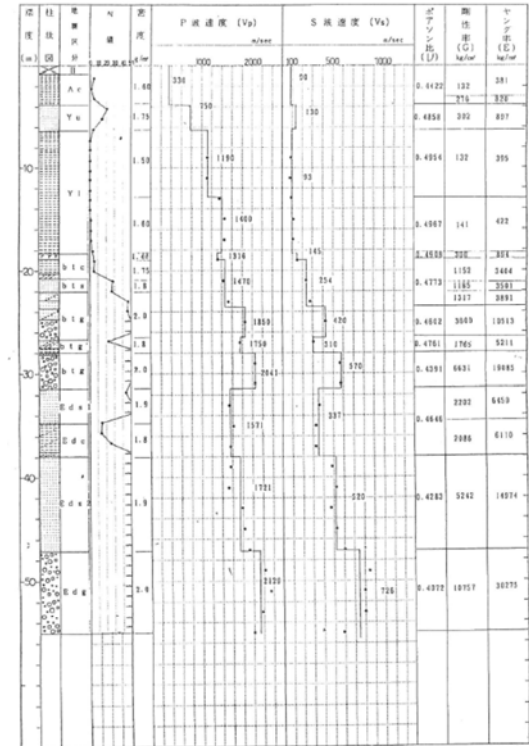


図 2-1 2 P S 検層結果総括図 (No. 7 孔で調査)

図 1.1 土質柱状図

UKM - 3

(3) 機器配置及び方位

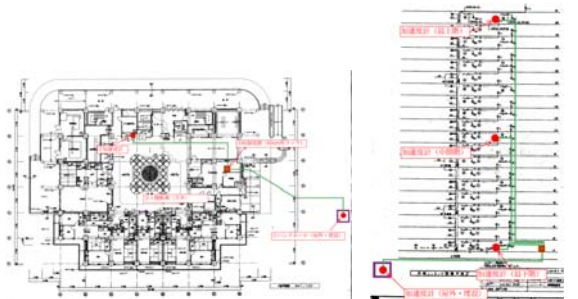


図 1.2 地盤及び建築物内部での加速度計配置

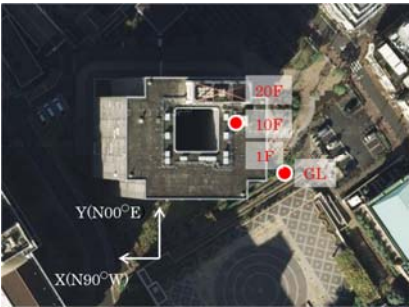


図 1.3 周辺地盤及び建築物内における地震加速度計配置

UKM - 4

2. 観測記録概要

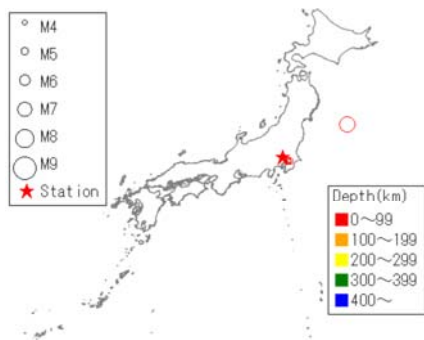


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

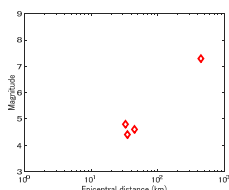


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

UKM - 5

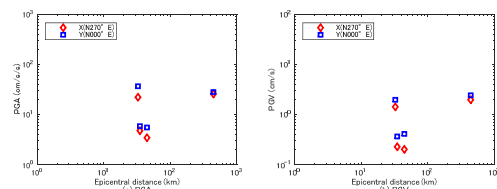


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度 (PGA) 及び最大速度 (PGV) の関係

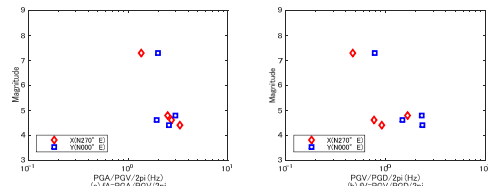


図 2.4 等価卓越振動数 (fA, fV) とマグニチュードの関係

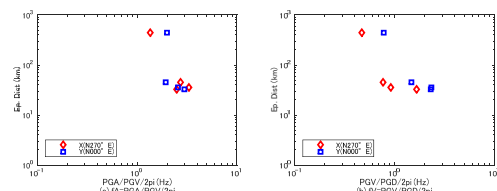


図 2.5 等価卓越振動数 (fA, fV) と震央距離の関係

UKM - 6

3. 最大加速度、最大速度、計測震度

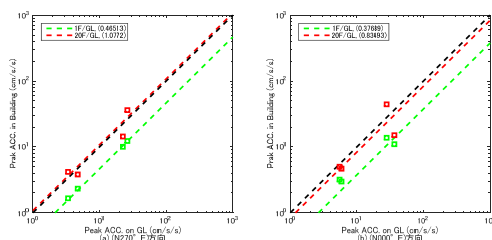


図 3.1 GL の最大加速度と 1F 及び 20F の最大加速度の関係

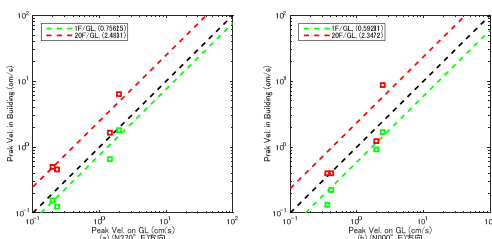


図 3.2 GL の最大速度と 1F 及び 20F の最大速度の関係

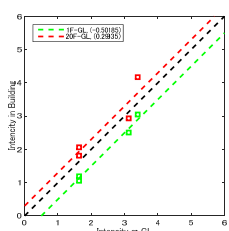


図 3.3 GL の計測震度と 1F 及び 20F の計測震度の関係

UKM - 7

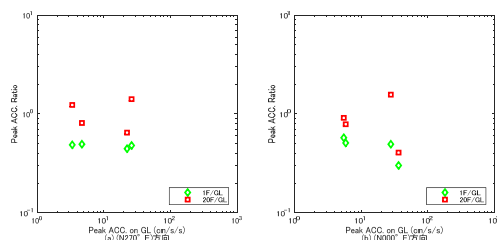


図 3.4 GL の最大加速度と 1F/2F 及び 20F/GL の最大加速度比の関係

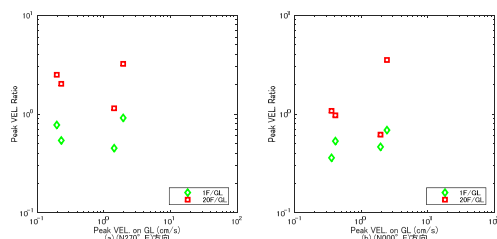


図 3.5 GL の最大速度と 1F/GL 及び 20F/GL の最大速度比の関係

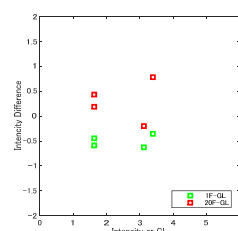


図 3.6 GL の最大震度と 1F/GL 及び 20F/GL の計測震度差の関係

UKM - 8

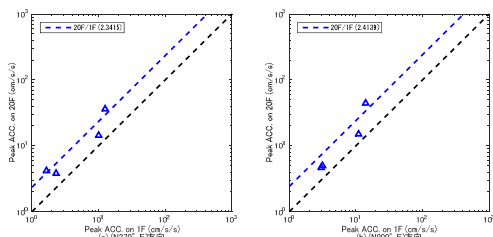


図 3.7 1F の最大加速度と 20F の最大加速度の関係

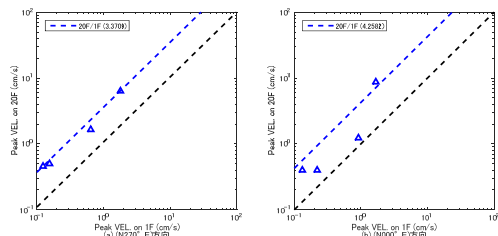


図 3.8 1F の最大速度と 20F の最大速度の関係

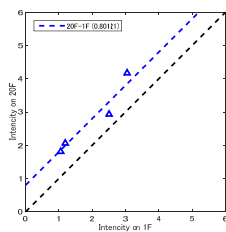


図 3.9 1F の計測震度と 20F の計測震度の関係

UKM - 9

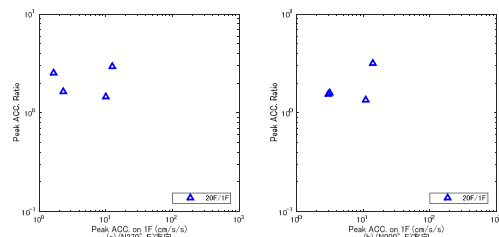


図 3.10 1F の最大加速度と 20F/1F の最大加速度比の関係

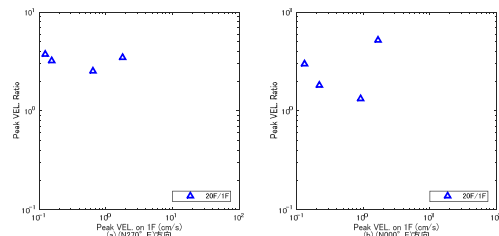


図 3.11 1F の最大速度と 20F/1F の最大速度比の関係

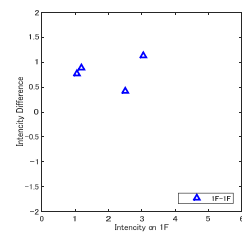


図 3.12 1F の計測震度と 20F-1F の計測震度差の関係

UKM - 10

4. 地震動の等価卓越振動数と最大加速度比及び最大速度比

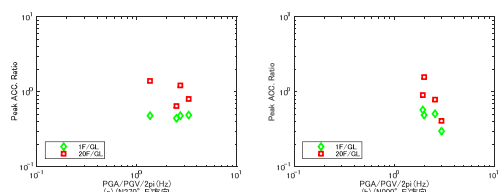


図 4.1 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (20F/GL, 1F/GL) の関係

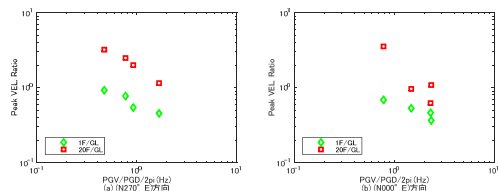


図 4.2 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (20F/GL, 1F/GL) の関係

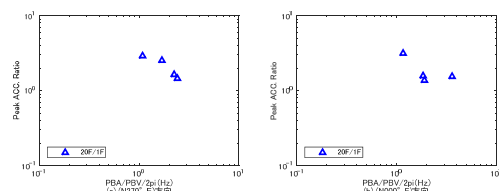


図 4.3 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (20F/1F) の関係

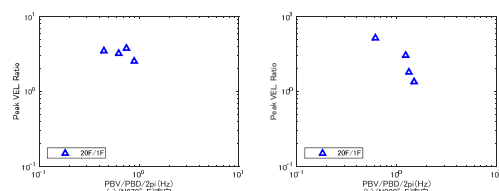


図 4.4 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (20F/1F) の関係

5. 建築物の固有振動数

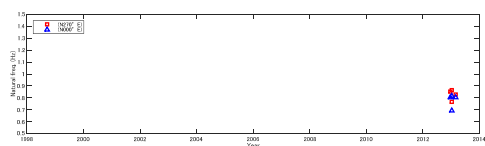


図 5.1 固有振動数 (20F/1F) の経年推移

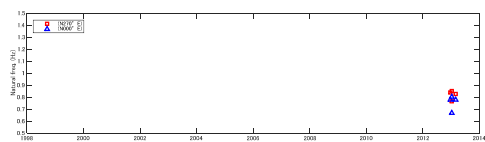


図 5.2 固有振動数 (20F/GL) の経年推移

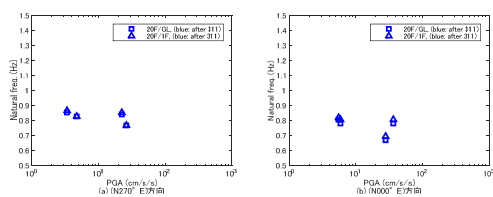


図 5.3 最大加速度と固有振動数

UKM - 13

6. フーリエスペクトル比

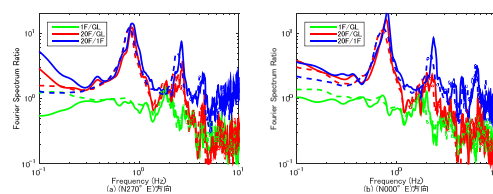


図 6.2 震度毎の平均フーリエスペクトル比 (311 後) ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3

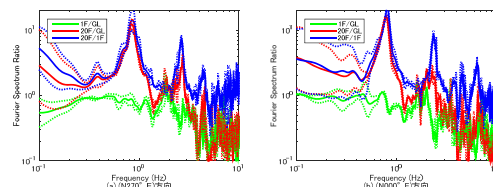


図 6.2 震度 2 の記録の平均スペクトル比 (311 後) ※点線: 平均 ±σ

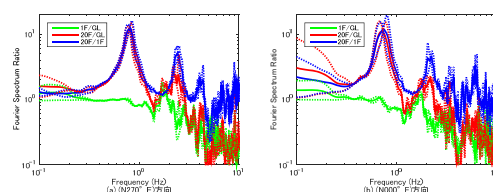


図 6.3 震度 3 の記録の平均スペクトル比 (311 後) ※点線: 平均 ±σ

UKM - 14

2.9 建築物 HMB

1. 観測点概要
(1) 建築物諸元

表 1.1 観測対象建築物の諸元	
建築物名称	HMB
所在地	埼玉県草加市
構造	鉄筋コンクリート造
基礎形式と情報	場所打ちコンクリート杭（アースドリル工法・拡底杭） 杭長 42.2m、杭径φ2,800（拡底φ3,300・4本、拡底φ3,100・22本）、φ2,600（拡底φ3,300・2本、拡底φ3,000・25本、拡底なし・3本）、φ1,700（拡底なし・29本）、基礎根入れ深さ 7.6m
階数	地上 30 階、地下 1 階、塔屋 2 階
建築面積	2,362m ²
延床面積	36,370m ²
軒高	96.6m



写真 1.1 建築物外観

HMB - 1

(2) 地盤情報

表 1.2 地盤条件						
No.	層厚(m)	上面深さ(m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ρ (t/m ³)	土質
1	2.5	0.0	700	95	1.55	盛土/砂質粘土
2	3.4	2.5		120	1.9	細砂
3	3.0	5.9		130	1.7	砂混じりシルト
4	6.3	8.9	1100	110	1.5	砂質シルト
5	6.8	15.2		140	1.5	シルト
6	7.0	22.0			1.7	シルト
7	6.4	29.0	1400	200	1.7	シルト
8	6.6	35.4		210	1.6	砂質シルト
9	1.1	42.0			1.8	腐植土
10	3.7	43.1	1700	310	1.8	細砂/シルト質細砂
11	7.1	46.8		350	1.9	細砂
12	7.3	53.9		320	1.85	シルト質細砂/細砂
13		61.2	1700	370	1.9	細砂

Vp : P 波速度(m/s), Vs : S 波速度(m/s), ρ : 単位体積質量(t/m3)

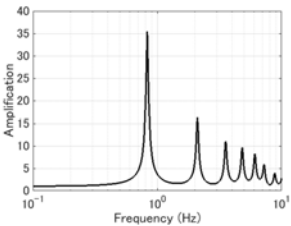


図 1.1 工学的基盤に対する地盤の伝達関数

HMB - 2

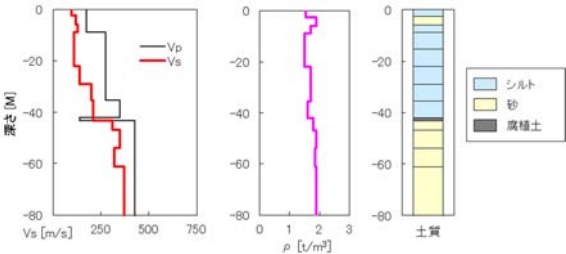


図 1.2 土質柱状図等

(3) 機器配置及び方位

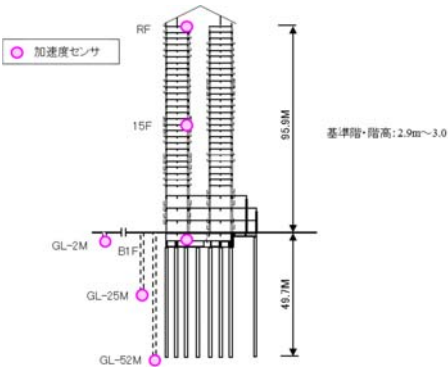


図 1.3 地盤及び建築物内部での加速度計配置

図 1.4 周辺地盤及び建築物内における地震加速度計配置

HMB - 3

2. 観測記録概要

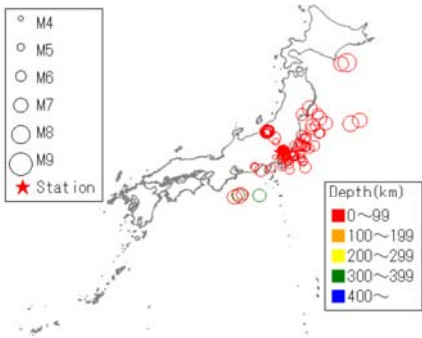


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

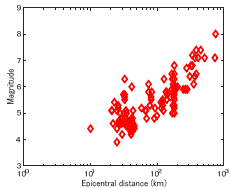


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

HMB - 4

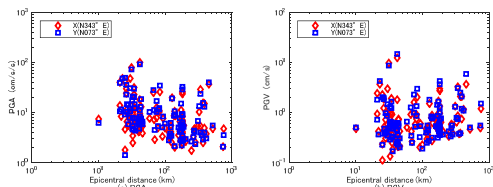


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度 (PGA) 及び最大速度 (PGV) の関係

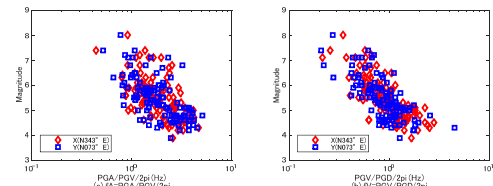


図 2.4 等価卓越振動数 (fA, fV) とマグニチュードの関係

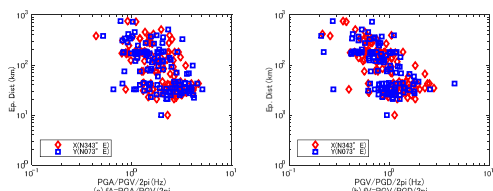


図 2.5 等価卓越振動数 (fA, fV) と震央距離の関係

HMB - 5

3. 最大加速度、最大速度、計測震度

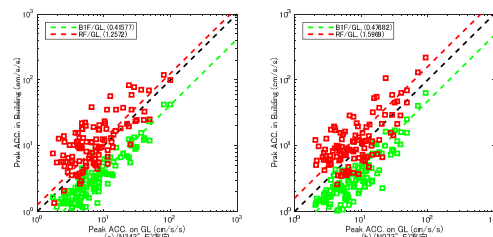


図 3.1 GL の最大加速度と BIF 及び RF の最大加速度の関係

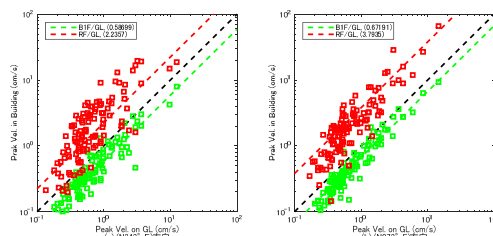


図 3.2 GL の最大速度と BIF 及び RF の最大速度の関係

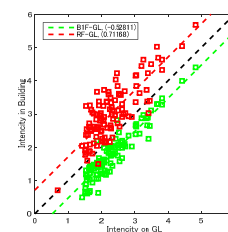


図 3.3 GL の計測震度と BIF 及び RF の計測震度の関係

HMB - 6

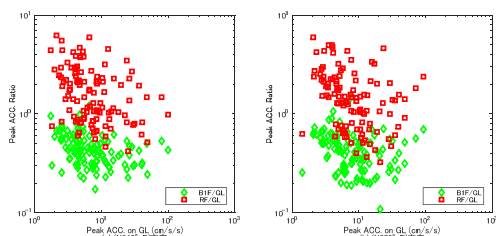


図 3.4 GL の最大加速度と BIF/GL 及び RF/GL の最大加速度比の関係

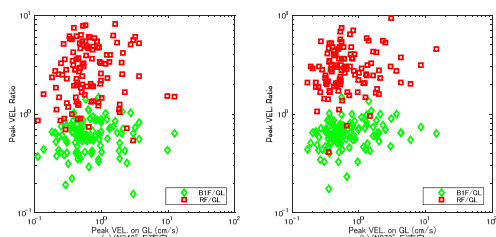


図 3.5 GL の最大速度と BIF/GL 及び RF/GL の最大速度比の関係

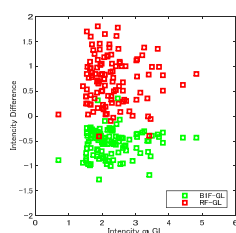


図 3.6 GL の最大震度と BIF/GL 及び RF/GL の計測震度差の関係

HMB - 7

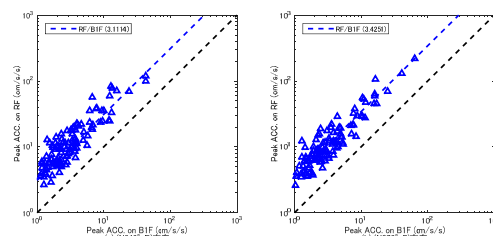


図 3.7 BIF の最大加速度と RF の最大加速度の関係

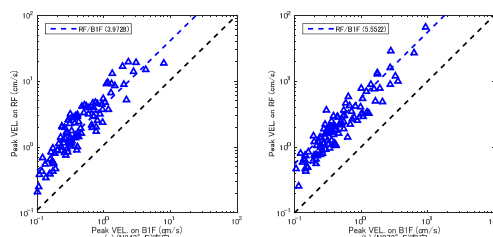


図 3.8 BIF の最大速度と RF の最大速度の関係

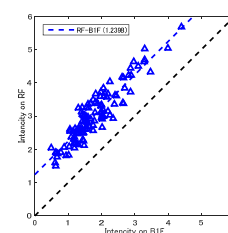


図 3.9 BIF の計測震度と RF の計測震度の関係

HMB - 8

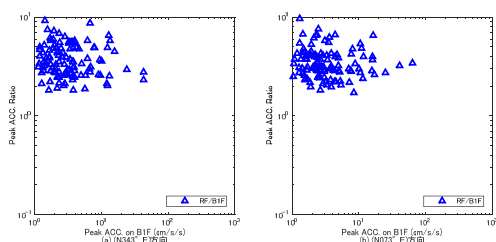


図 3.10 BIF の最大加速度と RF/BIF の最大加速度比の関係

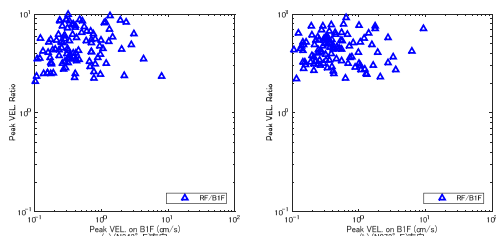


図 3.11 BIF の最大速度と RF/BIF の最大速度比の関係

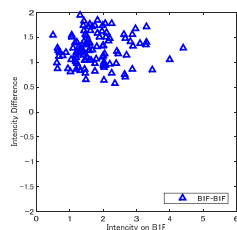


図 3.12 BIF の計測震度と RF-BIF の計測震度差の関係

HMB - 9

4. 地震動の等価卓越振動数と最大加速度比及び最大速度比

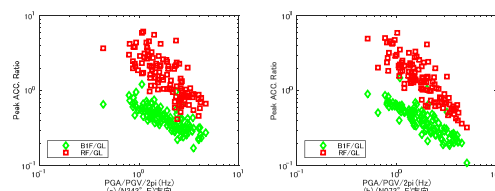


図 4.1 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (RF/GL, BIF/GL) の関係

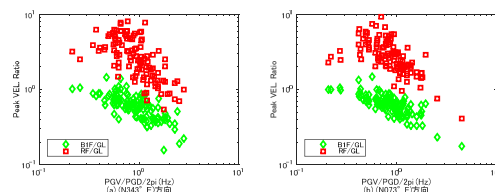


図 4.2 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (RF/GL, BIF/GL) の関係

HMB - 10

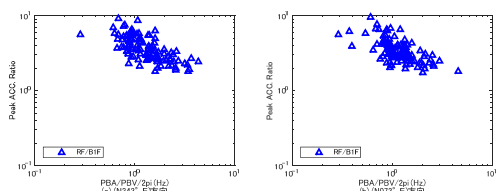


図 4.3 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (RF/BIF) の関係

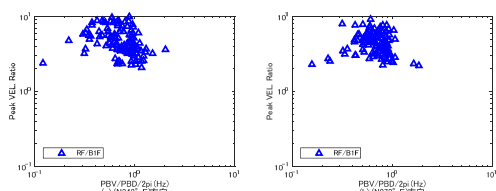


図 4.4 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (RF/BIF) の関係

5. 建築物の固有振動数

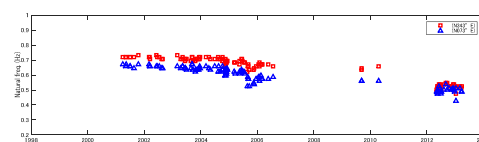


図 5.1 固有振動数 (RF/BIF) の経年推移

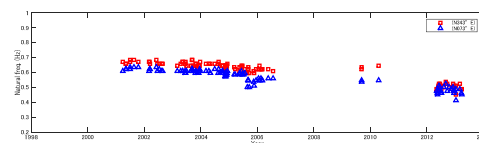


図 5.2 固有振動数 (RF/GL) の経年推移

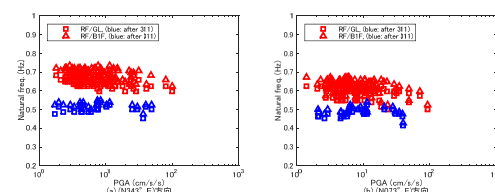


図 5.3 最大加速度と固有振動数

HMB - 11

HMB - 12

6. フーリエスペクトル比

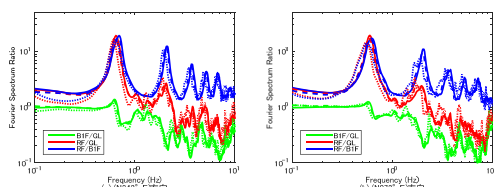


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 前) ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4

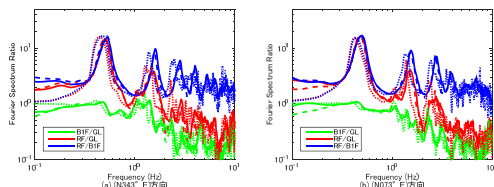


図 6.2 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 後) ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4

HMB - 13

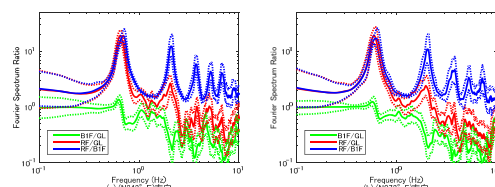


図 6.3 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 前) ※点線: 平均±σ

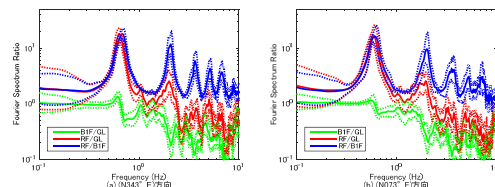


図 6.4 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 前) ※点線: 平均±σ

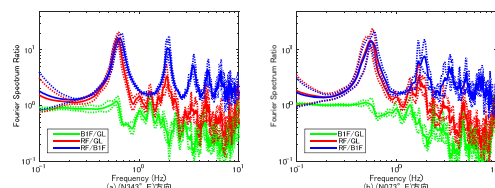


図 6.5 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 前) ※点線: 平均±σ

HMB - 14

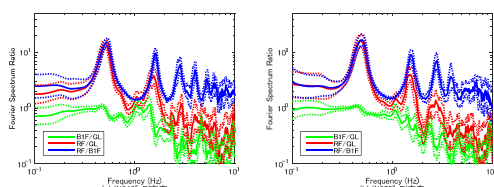


図 6.6 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 後) ※点線: 平均±σ

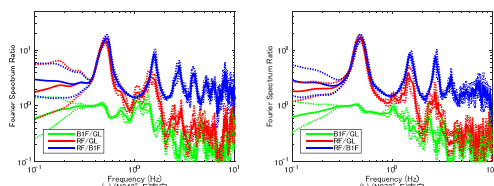


図 6.7 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 後) ※点線: 平均±σ

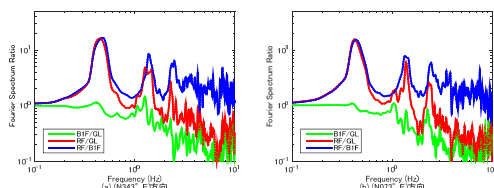


図 6.8 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 後)

HMB - 15

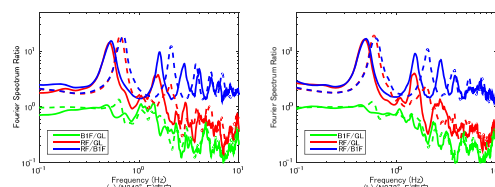


図 6.9 311 前後の平均スペクトル比(震度 2) ※実線: 本震後、破線: 本震前

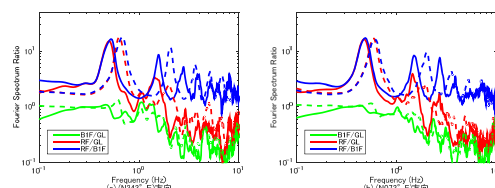


図 6.10 311 前後の平均スペクトル比(震度 3) ※実線: 本震後、破線: 本震前

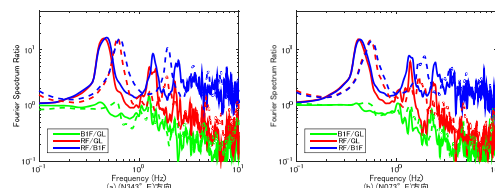


図 6.11 311 前後の平均スペクトル比(震度 4) ※実線: 本震後、破線: 本震前

HMB - 16

2. 10 建築物 SN2

1. 観測点概要

(1) 建築物諸元

表 1.1 観測対象建築物の諸元

建築物名称	SN2
所在地	東京都江東区
構造	鉄骨鉄筋コンクリート造
基礎形式	地中連続壁及び場所打ち杭（先端位置 GL-57m）
階数	地上 32 階、地下 1 階、塔屋 1 階
建築面積	1,596 m ²
延床面積	36,516 m ²
建築物高さ	98.11m
架構形式	ラーメン構造
固有周期	x 方向：2.07s、y 方向：2.16 s （基礎固定モデル、設計時）



写真 1.1 建築物外観

SN2 - 1

(2) 地盤情報

表 1.2 地盤条件

層厚 (m)	深さ (m)	土質	Vs(m/s)	密度(t/m ³)	ポアソン比
2.00	-	B	130	1.60	0.441
3.50	2.00	B	190	1.60	0.487
1.25	5.50	Ac1	150	1.74	0.495
1.70	6.75	As	150	1.78	0.495
1.35	8.45	Ac2	150	1.60	0.495
3.00	9.80	Yu	180	1.84	0.493
6.20	12.80	Ylu	140	1.67	0.495
6.60	19.00	Ylu	140	1.67	0.495
5.25	25.60	Yll	190	1.67	0.493
6.60	30.85	Yll	190	1.67	0.493
8.45	37.45	Na	240	1.79	0.488
8.80	45.90	Na	240	1.79	0.488
16.55	54.70	Eds	320	1.80	0.482
-	71.25	Edg	480	2.00	0.471

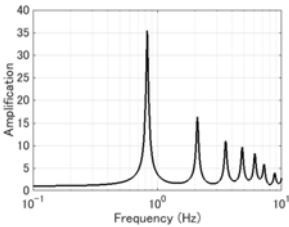


図 1.1 工学的基盤に対する地盤の伝達関数

SN2 - 2

(3) 機器配置及び方位

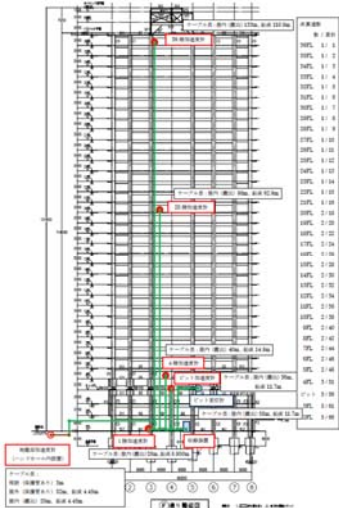


図 1.2 地盤及び建築物内部での加速度計配置

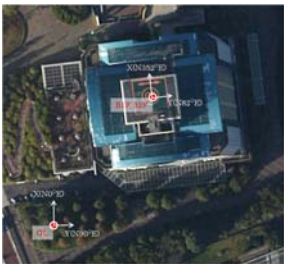


図 1.3 周辺地盤及び建築物内における地震加速度計配置

SN2 - 3

2. 観測記録概要

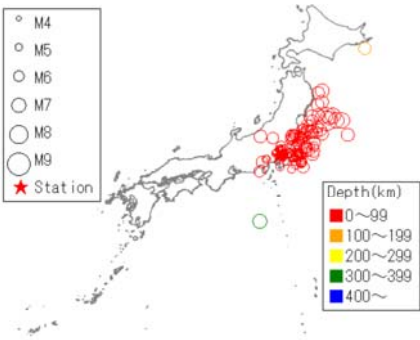


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

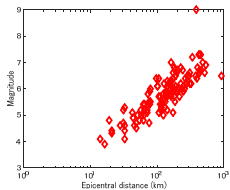


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

SN2 - 4

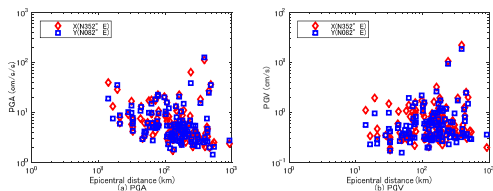


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度(PGA)及び最大速度(PGV)の関係

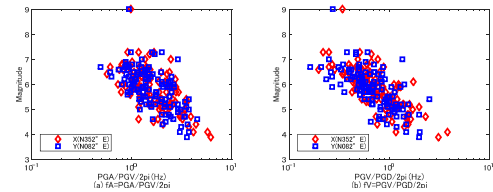


図 2.4 等価卓越振動数 (FA, FV) とマグニチュードの関係

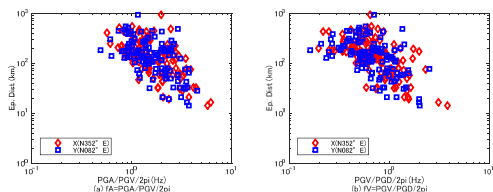


図 2.5 等価卓越振動数 (FA, FV) と震央距離の関係

SN2 - 5

3. 最大加速度、最大速度、計測震度

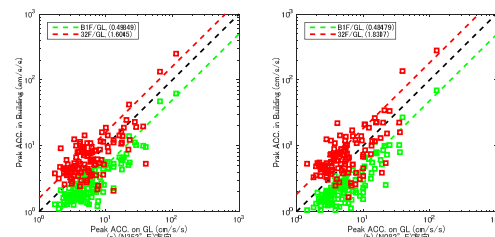


図 3.1 GL の最大加速度と BIF 及び 32F の最大加速度の関係

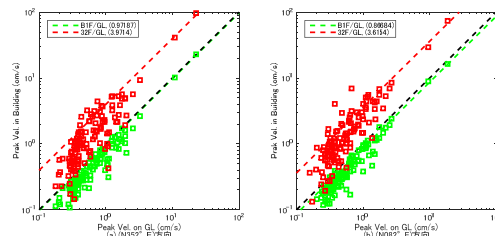


図 3.2 GL の最大速度と BIF 及び 32F の最大速度の関係

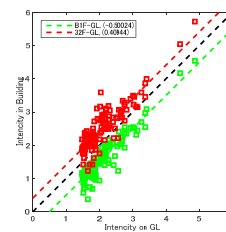


図 3.3 GL の計測震度と BIF 及び 32F の計測震度の関係

SN2 - 6

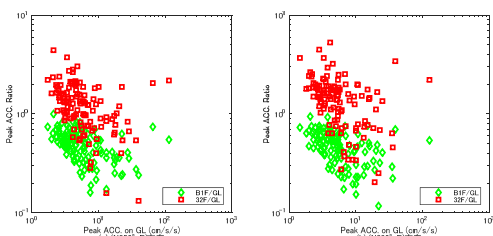


図 3.4 GL の最大加速度と BIF/GL 及び 32F/GL の最大加速度比の関係

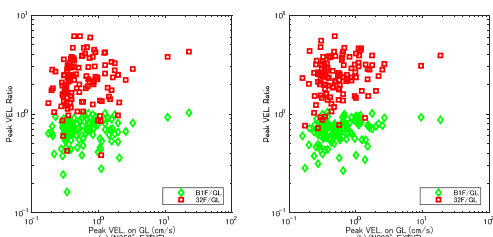


図 3.5 GL の最大速度と BIF/GL 及び 32F/GL の最大速度比の関係

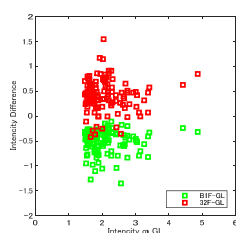


図 3.6 GL の最大震度と BIF/GL 及び 32F/GL の計測震度差の関係

SN2 - 7

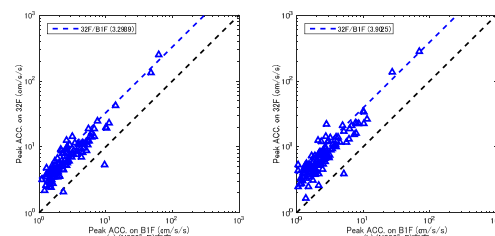


図 3.7 BIF の最大加速度と 32F の最大加速度の関係

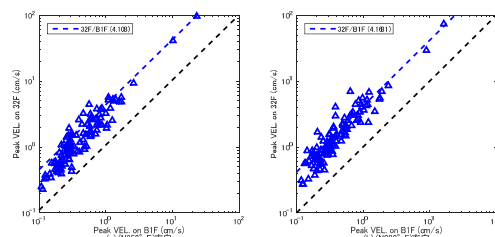


図 3.8 BIF の最大速度と 32F の最大速度の関係

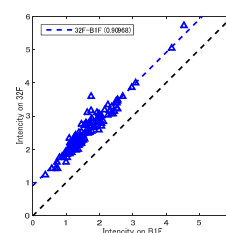


図 3.9 BIF の計測震度と 32F の計測震度の関係

SN2 - 8

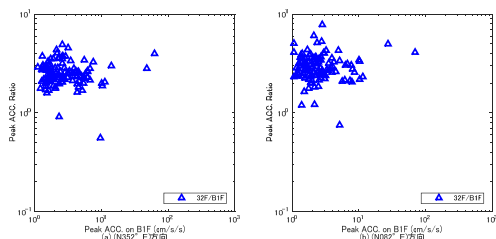


図 3.10 B1F の最大加速度と 32F/B1F の最大加速度比の関係

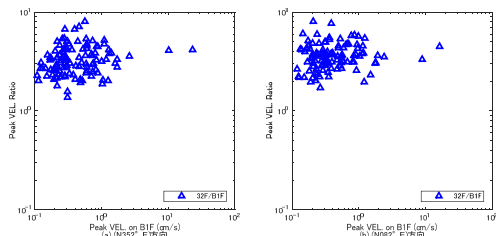


図 3.11 B1F の最大速度と 32F/B1F の最大速度比の関係

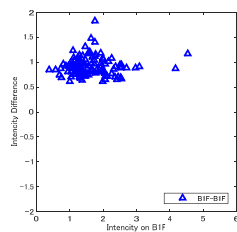


図 3.12 B1F の計測震度と 32F-B1F の計測震度差の関係

SN2 - 9

4. 地震動の等価卓越振動数と最大加速度比及び最大速度比

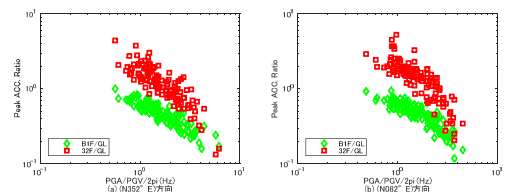


図 4.1 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (32F/GL, B1F/GL) の関係

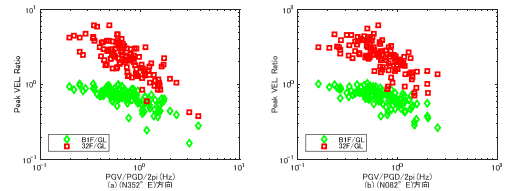


図 4.2 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (32F/GL, B1F/GL) の関係

SN2 - 10

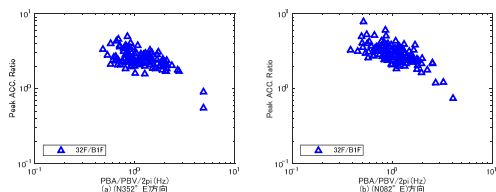


図 4.3 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (32F/B1F) の関係

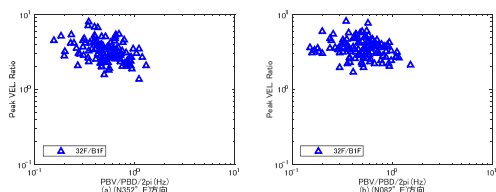


図 4.4 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (32F/B1F) の関係

SN2 - 11

5. 建築物の固有振動数

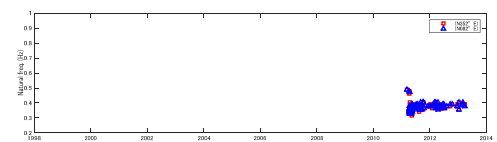


図 5.1 固有振動数 (32F/B1F) の経年推移

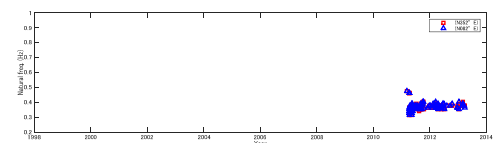


図 5.2 固有振動数 (32F/GL) の経年推移

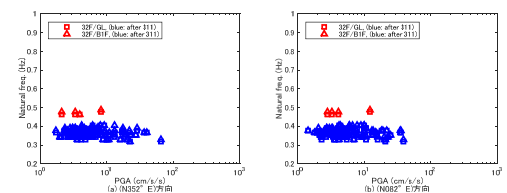


図 5.3 最大加速度と固有振動数

SN2 - 12

6. フーリエスペクトル比

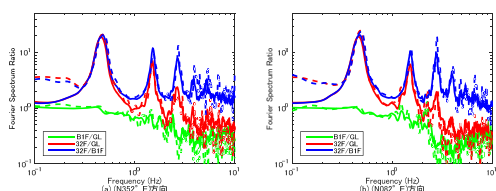


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 前) ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3

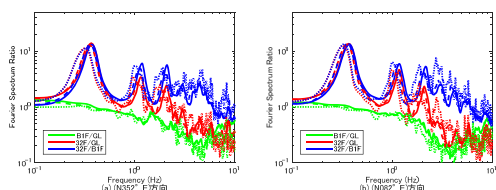


図 6.2 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 後) ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4

SN2 - 13

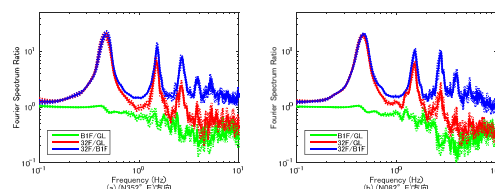


図 6.3 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 前) ※点線: 平均 ± σ

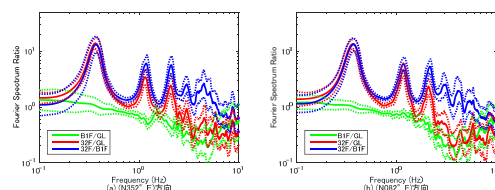


図 6.4 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 後) ※点線: 平均 ± σ

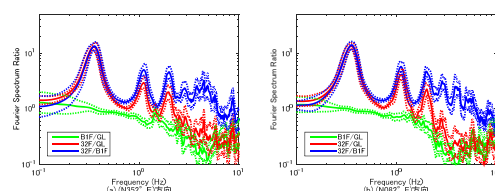


図 6.5 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 後) ※点線: 平均 ± σ

SN2 - 14

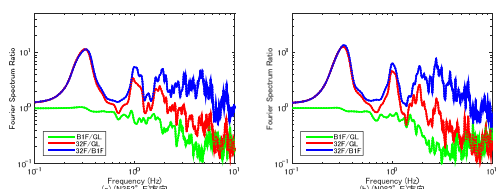


図 6.6 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 後)

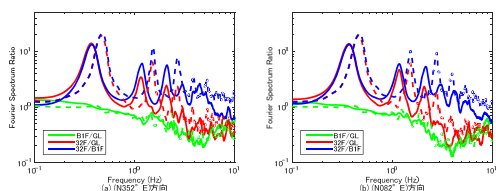


図 6.7 311 前後の平均スペクトル比(震度 2) ※実線: 本震後、破線: 本震前

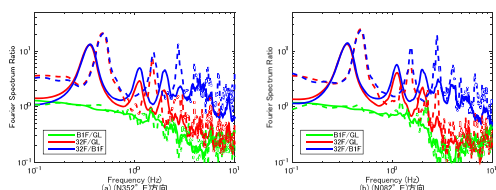


図 6.8 311 前後の平均スペクトル比(震度 3) ※実線: 本震後、破線: 本震前

SN2 - 15

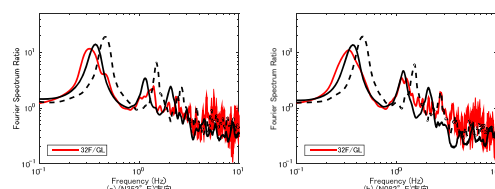


図 6.9 311 地震と震度 2 の地震の比較(32F/G1) ※実線: 本震後、破線: 本震前

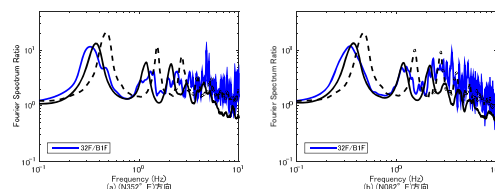


図 6.10 311 地震と震度 2 の地震の比較(32F/B1F) ※実線: 本震後、破線: 本震前

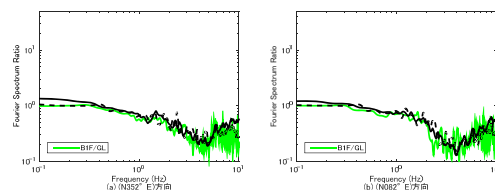


図 6.11 311 地震と震度 2 の地震の比較(B1F/G1) ※実線: 本震後、破線: 本震前

SN2 - 16

表 7.1 最大加速度一覧

記号	Δ (km)	I_{MA}	設置 方位	位置	最大加速度 (cm/s ²)			備考
					H1	H2	V	
SN2	386	4.8	352°	GL*	114	127	85	
				B1F	63	69	39	
				32F	249	283	192	

注) Δ : 震央距離, I_{MA} : 計測震度(*印のセンサーの 3 成分の加速度記録から気象庁の方法で算出), 設置方位: 北から東回りに測った方位, H1, H2, V: 水平 1(設置方位), 水平 2(設置方位に直交)及び鉛直方向の最大加速度

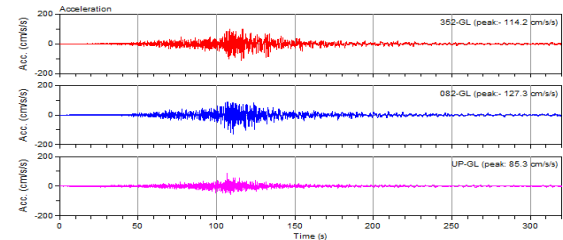


図 7.1 地表 (GL) の加速度記録

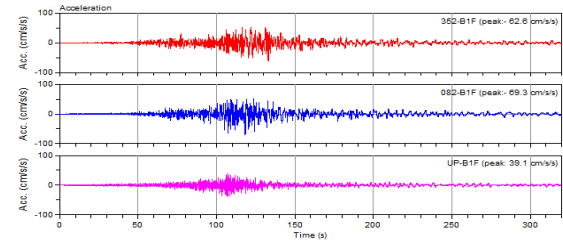


図 7.2 B1 階 (B1F) の加速度記録

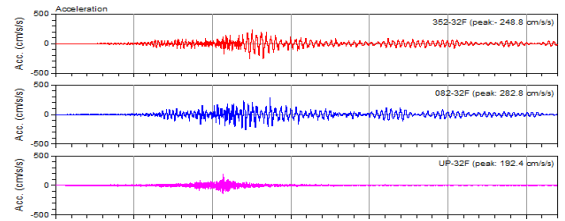


図 7.3 32 階 (32F) の加速度記録

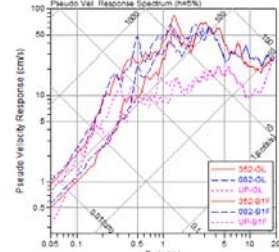


図 7.4 地表 (GL) と B1 階 (B1F) の記録の擬似速度応答スペクトル (h=5%)

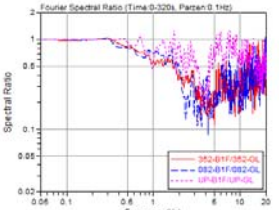


図 7.5 B1 階 (B1F) の地表 (GL) に対するフーリエ振幅スペクトル比

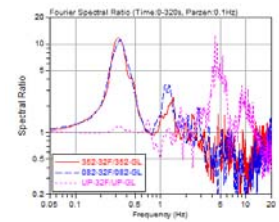


図 7.6 32 階 (32F) の地表 (GL) に対するフーリエ振幅スペクトル比

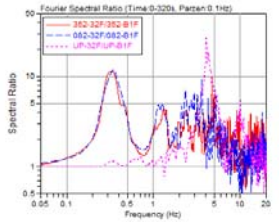


図 7.7 32 階 (32F) の B1 階 (B1F) に対するフーリエ振幅スペクトル比

2. 11 建築物 CG7

1. 観測点概要
(1) 建築物諸元

表 1.1 観測対象建築物の諸元	
建物名称	CG7
建物位置	東京都千代田区
竣工	2007 年
階数	地上 33 階 地下 2 階 塔屋 1 階 (低層棟：地上 6 階)
軒の高さ	155.82m
最高部の高さ	156.67m
延床面積	132,253m ²
基準階面積	2,999.69m ² (12 階)
外径	短辺(X 方向)41.6m 長辺(Y 方向)71.9m
地上階構造	鉄骨造、制振部材付きラーメン構造 (低層棟：鉄骨鉄筋コンクリート造)
地下階構造	鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造、耐震壁付きラーメン構造
設計用固有周期	X (短辺) 方向 3.75 秒、Y (長辺) 方向 3.61 秒
基礎構造	直接基礎と杭基礎の併用基礎 (低層棟：杭基礎 (マルチベデスタル杭) (高圧噴射攪拌型の地盤改良))
地盤種別	第 2 種地盤 (周期 0.24～0.27 秒)

CG7 - 1

(2) 地盤情報

表 1.2 地盤条件						
No.	層厚(m)	深さ(m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ρ (t/m ³)	土質
1	1.50	-	220	80	1.60	埋土、粘土質細砂、シルト質細砂
2	2.55	1.50	350	160	1.60	同上
3	4.45	4.05	720	270	1.73	同上
4	2.20	8.50	1490	300	1.73	細砂、粘土、中砂
5	1.65	10.70	1560	260	1.73	同上
6	2.65	12.35	1560	300	1.58	同上
7	1.85	15.00	1560	300	1.92	粘土
8	6.20	16.85	1470	580	2.06	粘土、砂質シルト、シルト質細砂
9	14.20	23.05	1440	450	1.91	砂礫、細砂
10	2.75	37.25	1770	400	1.91	細砂、シルト質細砂、中砂
11	3.50	40.00	1770	480	1.91	同上
12	5.20	43.50	1770	480	1.87	同上
13	1.95	48.70	1770	470	1.87	細砂、砂質シルト、シルト質細砂、砂混じりシルト
14	7.25	50.65	1770	430	1.97	細砂、中砂、シルト
15	7.80	57.90	1800	480	1.97	同上
16	9.10	65.70	1790	460	1.97	同上
17	1.95	74.80	1850	430	1.97	同上
18	基盤	76.75	1850	580	1.97	同上

Vp : P 波速度(m/s), Vs : S 波速度(m/s), ρ : 単位体積質量(t/m³)

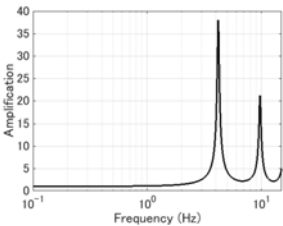


図 1.1 工学的基礎に対する地盤の伝達関数

CG7 - 2

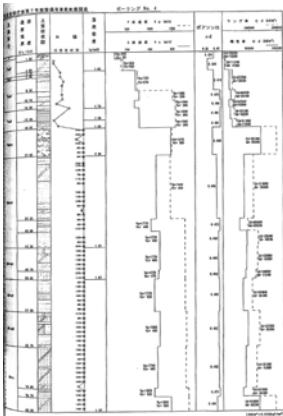


図 1.1 土質柱状図等

(3) 機器配置及び方位

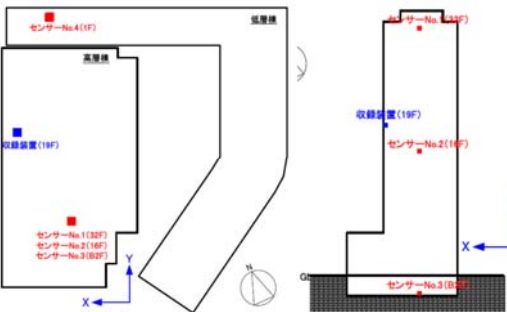


図 1.2 地盤及び建物内部での加速度計配置
(X 方向は N294° E、Y 方向は N024° E)

CG7 - 3

2. 観測記録概要

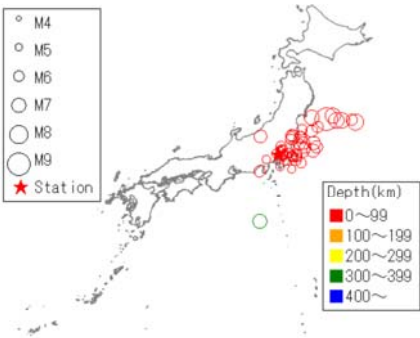


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

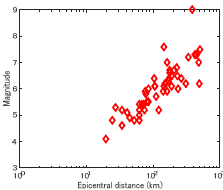


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

CG7 - 4

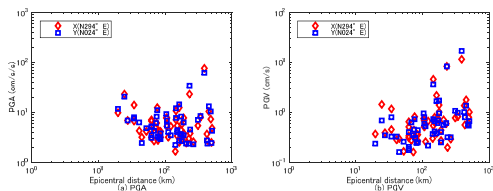


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度(PGA)及び最大速度(PGV)の関係

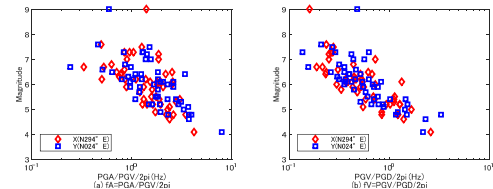


図 2.4 等価卓越振動数 (FA, FV) とマグニチュードの関係

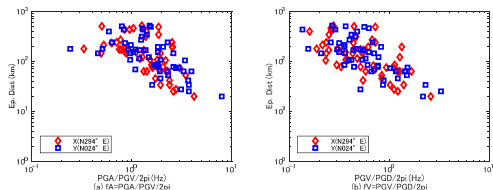


図 2.5 等価卓越振動数 (FA, FV) と震央距離の関係

CG7 - 5

3. 最大加速度、最大速度、計測震度

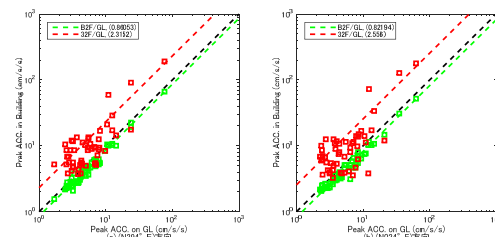


図 3.1 GL の最大加速度と B2F 及び 32F の最大加速度の関係

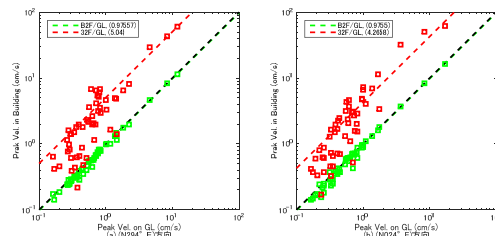


図 3.2 GL の最大速度と B2F 及び 32F の最大速度の関係

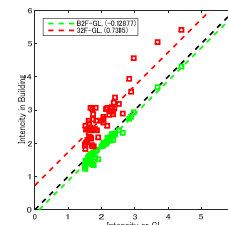


図 3.3 GL の計測震度と B2F 及び 32F の計測震度の関係

CG7 - 6

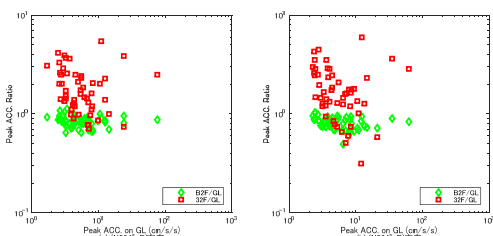


図 3.4 GL の最大加速度と B2F/GL 及び 32F/GL の最大加速度比の関係

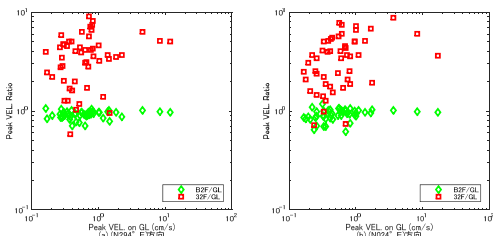


図 3.5 GL の最大速度と B2F/GL 及び 32F/GL の最大速度比の関係

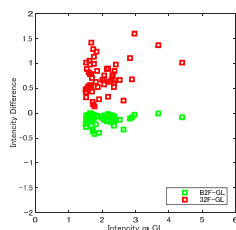


図 3.6 GL の最大震度と B2F-GL 及び 32F-GL の計測震度差の関係

CG7 - 7

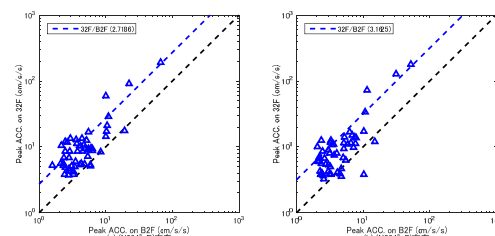


図 3.7 B2F の最大加速度と 32F の最大加速度の関係

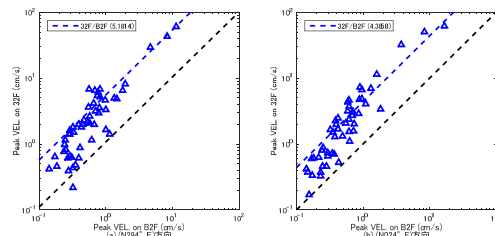


図 3.8 B2F の最大速度と 32F の最大速度の関係

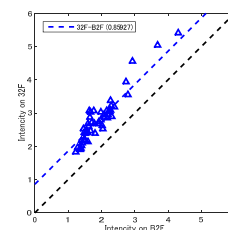


図 3.9 B2F の計測震度と 32F の計測震度の関係

CG7 - 8

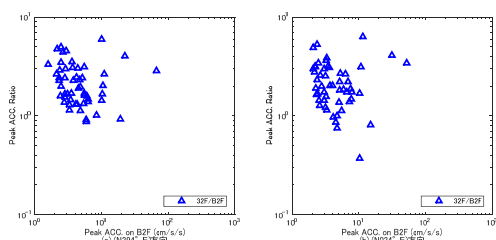


図 3.10 B2F の最大加速度と 32F/B2F の最大加速度比の関係

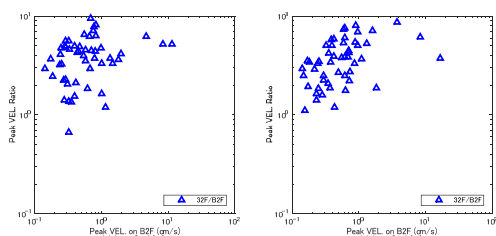


図 3.11 B2F の最大速度と 32F/B2F の最大速度比の関係

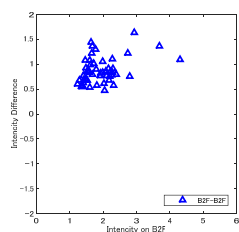


図 3.12 B2F の計測震度と 32F-B2F の計測震度差の関係

CG7 - 9

4. 地震動の等価卓越振動数と最大加速度比及び最大速度比

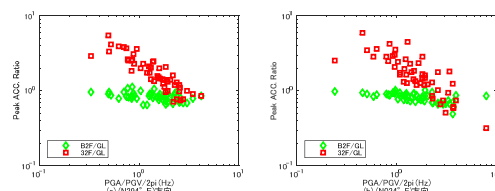


図 4.1 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (32F/GL, B2F/GL) の関係

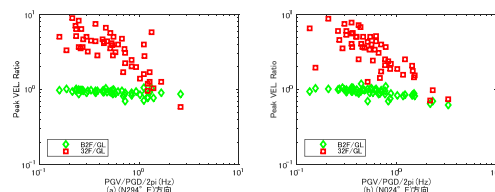


図 4.2 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (32F/GL, B2F/GL) の関係

CG7 - 10

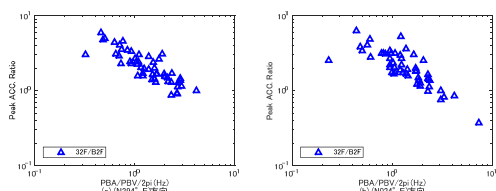


図 4.3 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (32F/B2F) の関係

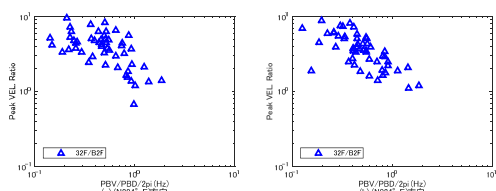


図 4.4 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (32F/B2F) の関係

5. 建築物の固有振動数

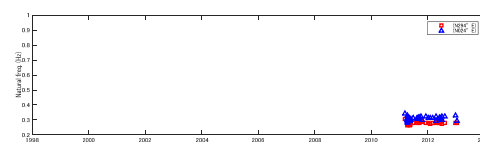


図 5.1 固有振動数 (32F/B2F) の経年推移

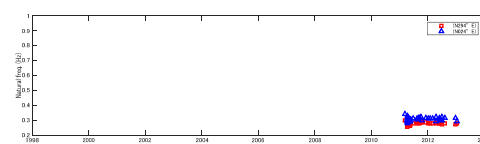


図 5.2 固有振動数 (32F/GL) の経年推移

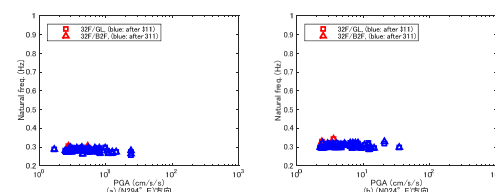


図 5.3 最大加速度と固有振動数

CG7 - 11

CG7 - 12

6. フーリエスペクトル比

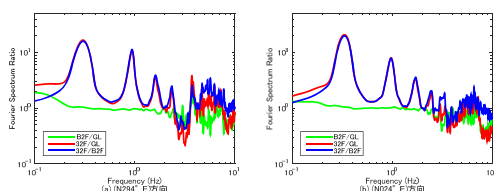


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 前) ※実線: 震度 2

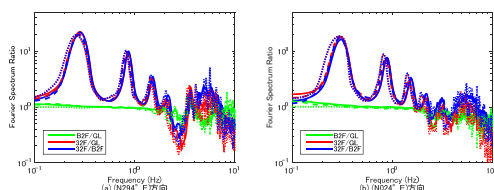


図 6.2 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 後) ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4

CG7 - 13

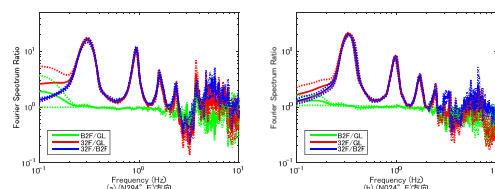


図 6.3 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 前) ※点線: 平均±σ

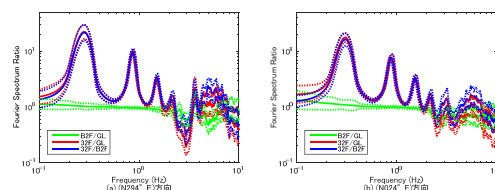


図 6.4 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 後) ※点線: 平均±σ

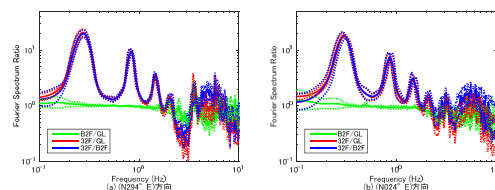


図 6.5 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 後) ※点線: 平均±σ

CG7 - 14

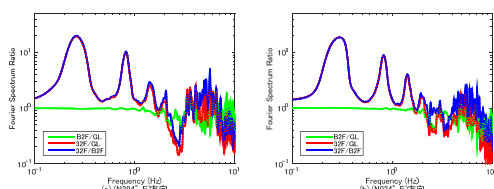


図 6.6 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 後)

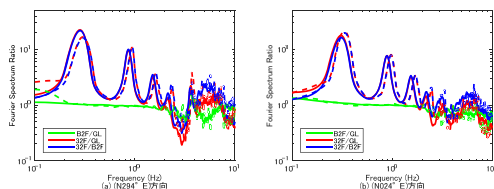


図 6.7 311 前後の平均スペクトル比(震度 2) ※実線: 本震後、破線: 本震前

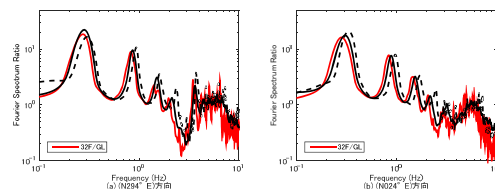


図 6.8 311 地震と震度 2 の地震の比較(32F/GL) ※実線: 本震後、破線: 本震前

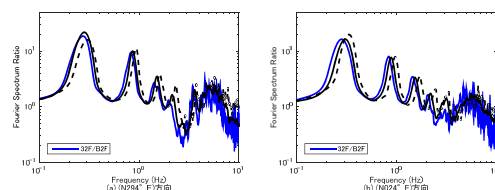


図 6.9 311 地震と震度 2 の地震の比較(32F/B2F) ※実線: 本震後、破線: 本震前

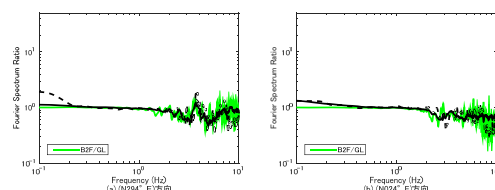


図 6.10 311 地震と震度 2 の地震の比較(B2F/GL) ※実線: 本震後、破線: 本震前

CG7 - 15

CG7 - 16

表 7.1 最大加速度一覧

記号	<i>d</i> (km)	<i>I</i> _{MA}	設置 方位	位置	最大加速度 (cm/s ²)			備考
					H1	H2	V	
CG7	387.4	4.3	294°	GL*	76	63	80	
				B2F	67	52	58	
				32F	191	179	89	

注) *d*: 震央距離, *I*_{MA}: 計測震度(*印のセンサーの 3 成分の加速度記録から気象庁の方法で算出), 設置方位: 北から東回りに測った方位, H1, H2, V: 水平 1(設置方位), 水平 2(設置方位に直交)及び鉛直方向の最大加速度

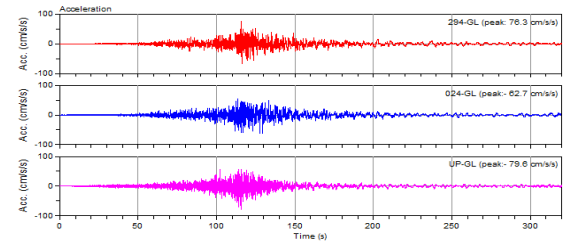


図 7.1 地表 (GL) の加速度記録

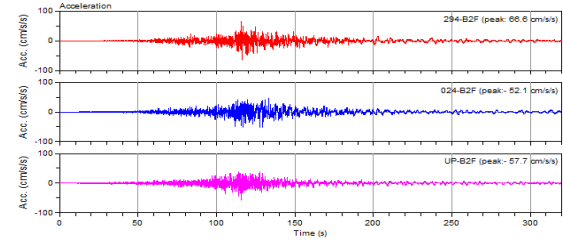


図 7.2 B2 階 (B2F) の加速度記録

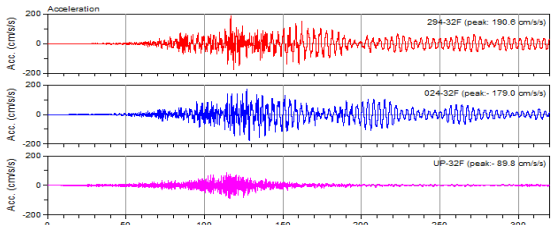


図 7.3 32 階 (32F) の加速度記録

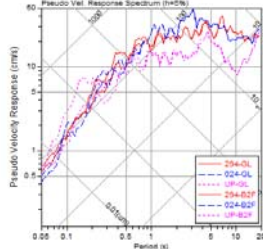


図 7.4 地表 (GL) と B2 階 (B2F) の記録の擬速度応答スペクトル (h=5%)

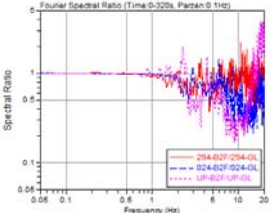


図 7.5 B2 階 (B2F) の地表 (GL) に対するフーリエ振幅スペクトル比

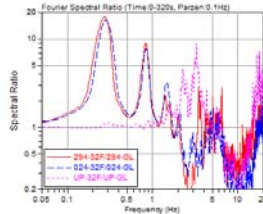


図 7.6 32 階 (32F) の地表 (GL) に対するフーリエ振幅スペクトル比

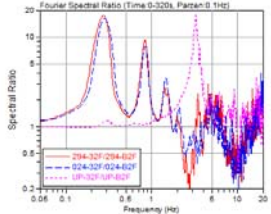


図 7.7 32 階 (32F) の B1 階 (B2F) に対するフーリエ振幅スペクトル比

2. 12 建築物 URM

1. 観測点概要
(1) 建築物諸元

表 1.1 観測対象建築物の諸元	
建築物名称	URM
所在地	神奈川県川崎市
構造	鉄筋コンクリート造+免震 (X方向：連層耐力壁、Y方向：ラーメン、プレストレス)
基礎形式と情報	杭基礎、場所打RC杭、杭径φ1400(3本),杭径φ1300(5本)、杭径φ1000(5本)、杭長24m、基礎根入れ深さ3.0m
階数	地上6階、地下階無し
建築面積	852.13㎡
延床面積	4,135.98㎡
軒高	18.60m



写真 1.1 建築物外観

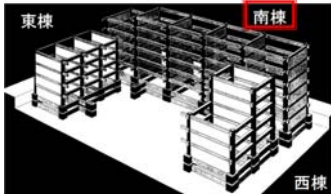


図 1.1 アイソメ図

URM - 1

(2) 地盤情報

表 1.2 地盤条件						
No.	層厚(m)	深さ(m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ρ (t/m³)	土質
1	2.0	0.0	336	84	1.52	盛土/シルト質粘土
2	1.7	2.0	1563	125	1.79	有機質シルト/シルト混り砂
3	1.3	3.7	1587	108	1.95	砂
4	3.0	5.0	1604	182	2.01	礫混り砂/砂礫
5	11.9	8.0	1598	194	1.88	シルト混り砂/砂質シルト/シルト質砂
6	3.0	19.9	1539	206	1.86	シルト質砂/砂混りシルト/シルト混り砂
7	2.6	22.9	1653	256	1.85	砂混りシルト/粘土質シルト
8	1.6	25.5	1803	300	2.20	砂礫
9	0.7	27.1	1852	543	2.10	玉石混り砂
10	9.7	27.8	2147	348	2.23	砂礫/玉石混り砂礫
11		37.5	1839	439	1.95	粘土/砂

Vp : P波速度(m/s), Vs : S波速度(m/s), ρ : 単位体積質量(t/m3)

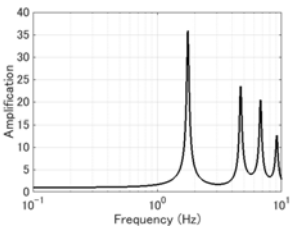


図 1.1 工学的基礎に対する地盤の伝達関数

URM - 2

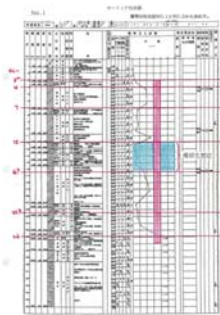


図 1.2 土質柱状図

(3) 機器配置及び方位

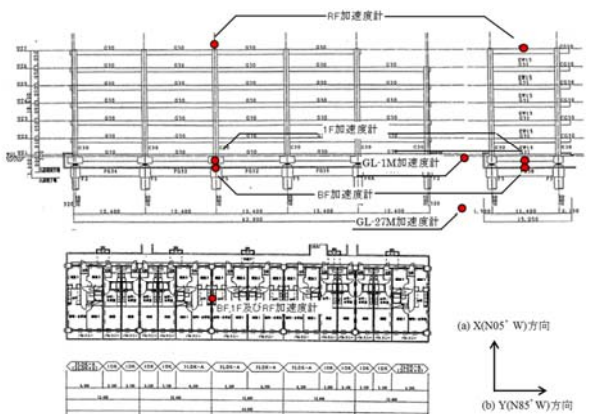


図 1.3 地盤及び建築物内部での加速度計配置

URM - 3

2. 観測記録概要

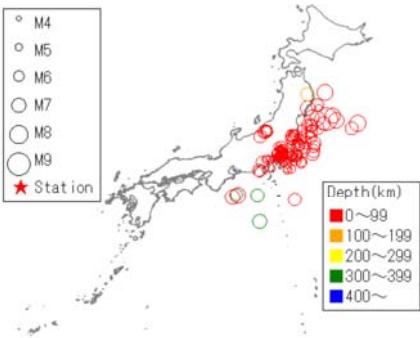


図 2.1 解析対象地震の震央と観測地点の位置

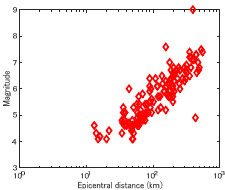


図 2.2 解析対象地震の震央距離とマグニチュードの関係

URM - 4

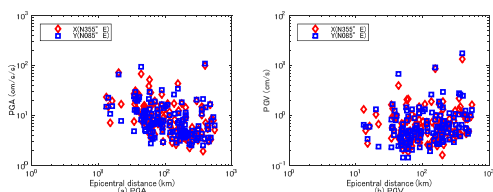


図 2.3 解析対象地震の震央距離と地表の最大加速度(PGA)及び最大速度(PGV)の関係

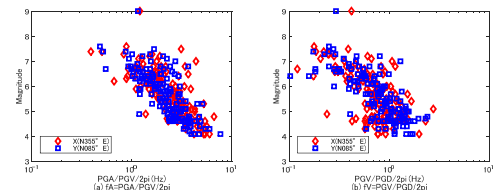


図 2.4 等価卓越振動数 (FA, FV) とマグニチュードの関係

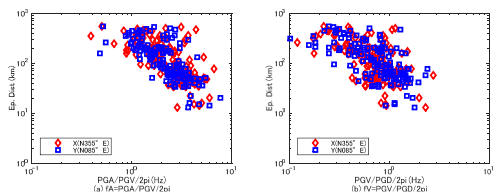


図 2.5 等価卓越振動数 (FA, FV) と震央距離の関係

URM - 5

3. 最大加速度、最大速度、計測震度

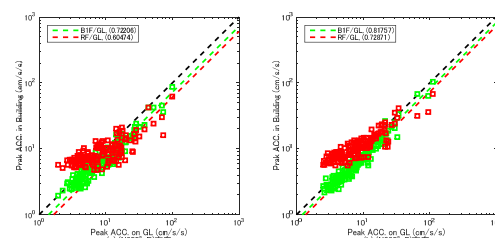


図 3.1 GL の最大加速度と BIF 及び RF の最大加速度の関係

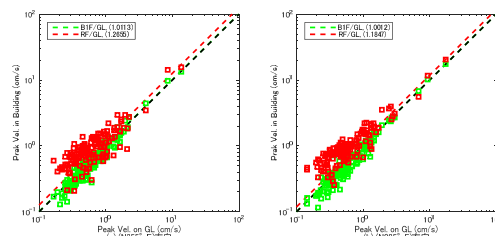


図 3.2 GL の最大速度と BIF 及び RF の最大速度の関係

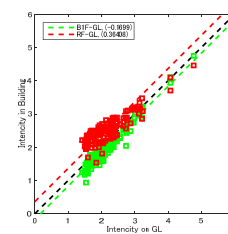


図 3.3 GL の計測震度と BIF 及び RF の計測震度の関係

URM - 6

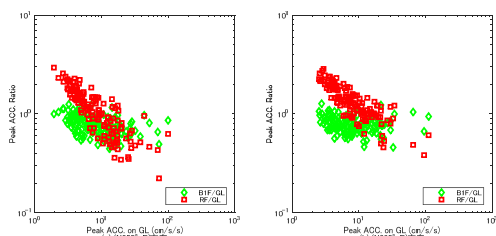


図 3.4 GL の最大加速度と BIF/GL 及び RF/GL の最大加速度比の関係

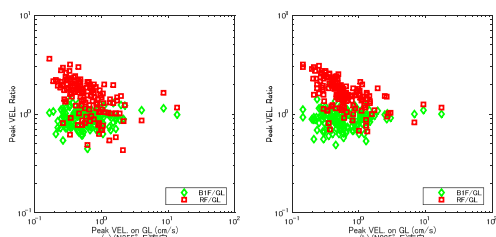


図 3.5 GL の最大速度と BIF/GL 及び RF/GL の最大速度比の関係

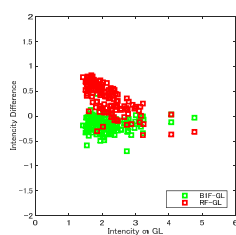


図 3.6 GL の最大震度と BIF/GL 及び RF/GL の計測震度差の関係

URM - 7

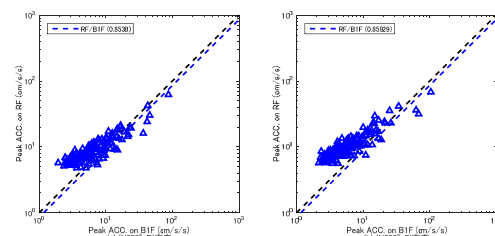


図 3.7 BIF の最大加速度と RF の最大加速度の関係

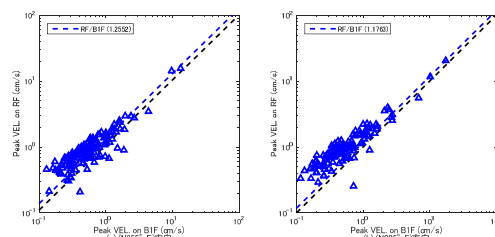


図 3.8 BIF の最大速度と RF の最大速度の関係

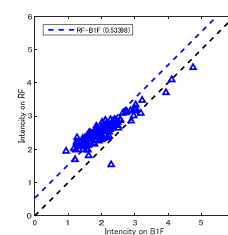


図 3.9 BIF の計測震度と RF の計測震度の関係

URM - 8

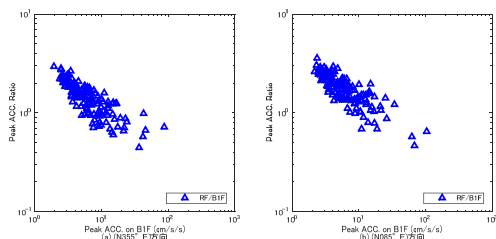


図 3.10 BIF の最大加速度と RF/BIF の最大加速度比の関係

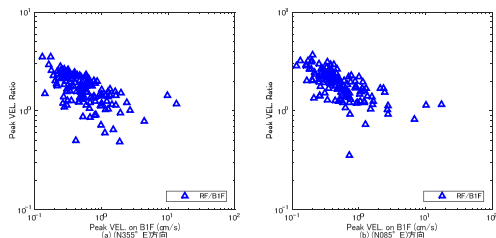


図 3.11 BIF の最大速度と RF/BIF の最大速度比の関係

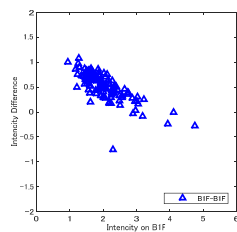


図 3.12 BIF の計測震度と RF-BIF の計測震度差の関係

URM - 9

4. 地震動の等価卓越振動数と最大加速度比及び最大速度比

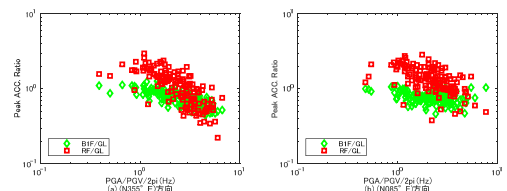


図 4.1 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (RF/GL, BIF/GL) の関係

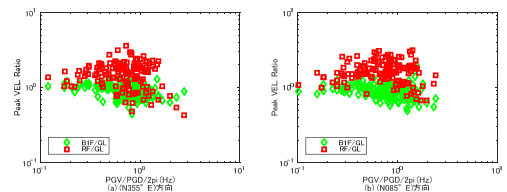


図 4.2 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (RF/GL, BIF/GL) の関係

URM - 10

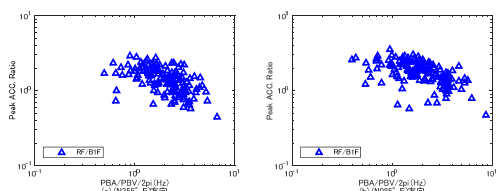


図 4.3 等価卓越振動数 (fA) と最大加速度比 (RF/BIF) の関係

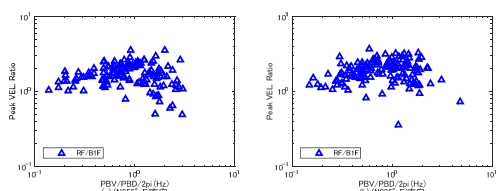


図 4.4 等価卓越振動数 (fV) と最大速度比 (RF/BIF) の関係

URM - 11

5. 建築物の固有振動数

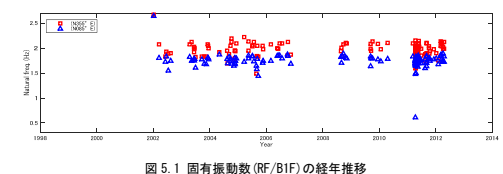


図 5.1 固有振動数 (RF/BIF) の経年推移

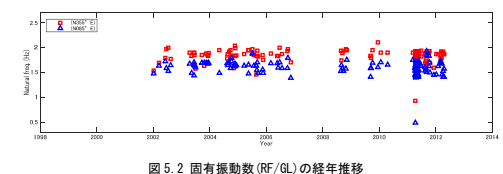


図 5.2 固有振動数 (RF/GL) の経年推移

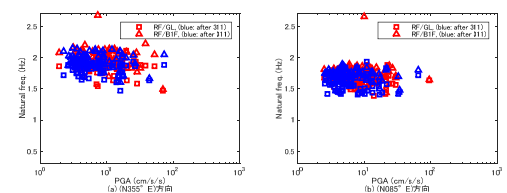


図 5.3 最大加速度と固有振動数

URM - 12

6. フーリエスペクトル比

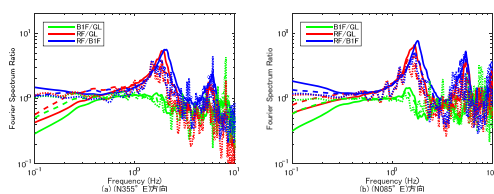


図 6.1 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 前) ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4

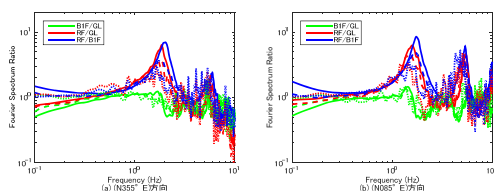


図 6.2 震度毎の平均フーリエスペクトル比(311 後) ※実線: 震度 2, 破線: 震度 3, 点線: 震度 4

URM - 13

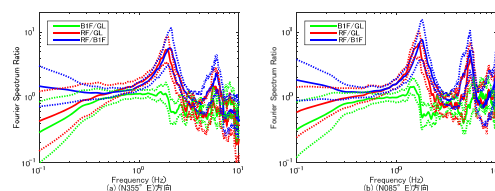


図 6.3 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 前) ※点線: 平均±σ

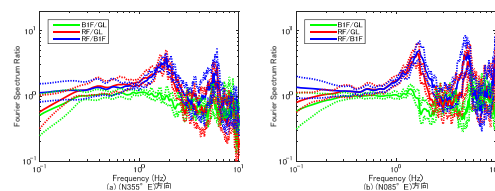


図 6.4 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 前) ※点線: 平均±σ

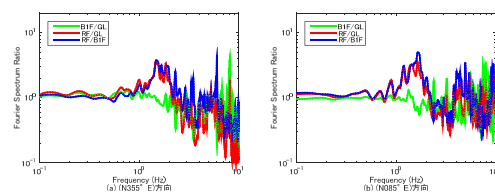


図 6.5 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 前) ※点線: 平均±σ

URM - 14

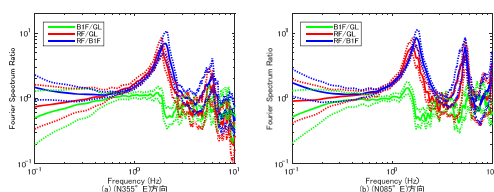


図 6.6 震度 2 の記録の平均スペクトル比(311 後) ※点線: 平均±σ

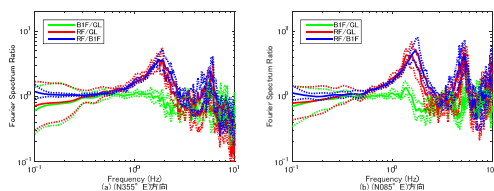


図 6.7 震度 3 の記録の平均スペクトル比(311 後) ※点線: 平均±σ

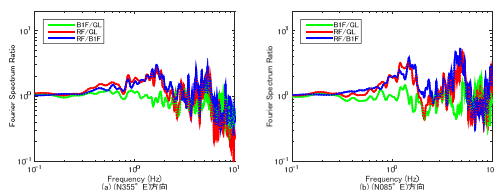


図 6.8 震度 4 の記録の平均スペクトル比(311 後) ※点線: 平均±σ

URM - 15

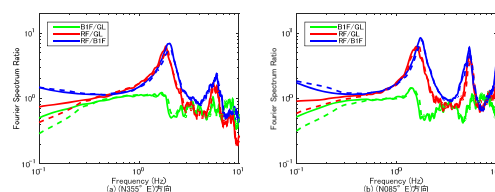


図 6.9 311 前後の平均スペクトル比(震度 2) ※実線: 本震後、破線: 本震前

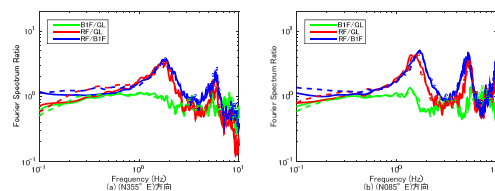


図 6.10 311 前後の平均スペクトル比(震度 3) ※実線: 本震後、破線: 本震前

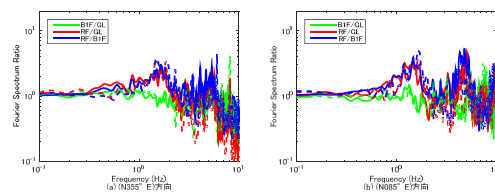


図 6.11 311 前後の平均スペクトル比(震度 4) ※実線: 本震後、破線: 本震前

URM - 16

表 7.1 最大加速度一覧

記号	Δ (km)	I_{MA}	設置 方位	位置	最大加速度 (cm/s ²)			備考
					H1	H2	V	
URM	401	4.7	355°	GL*	100	111	40	GL: -1m 位置
				B1F	86	104	34	B1F: S-MenYuka
				RF	63	68	55	

注) Δ : 震央距離, I_{MA} : 計測震度(*印のセンサーの3成分の加速度記録から気象庁の方法で算出), 設置方位: 北から東回りに測った方位, H1, H2, V: 水平 1(設置方位), 水平 2(設置方位に直交)及び鉛直方向の最大加速度

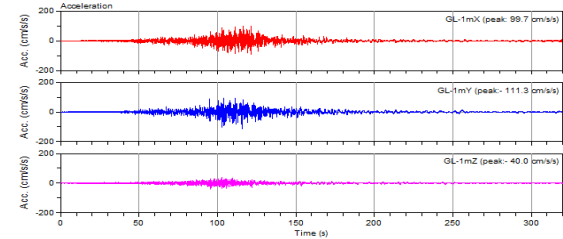


図 7.1 地表 (GL) の加速度記録

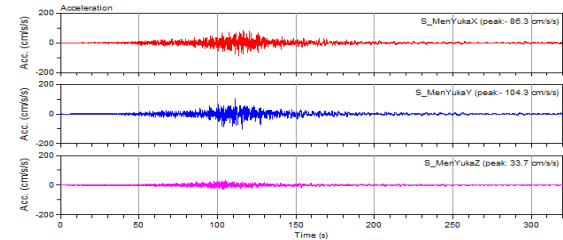


図 7.2 B1 階 (B1F) の加速度記録

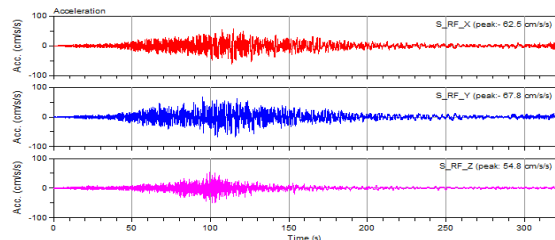


図 7.3 R 階 (RF) の加速度記録

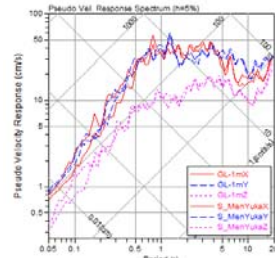


図 7.4 地表 (GL) と B1 階 (B1F) の記録の擬似速度応答スペクトル (h=5%)

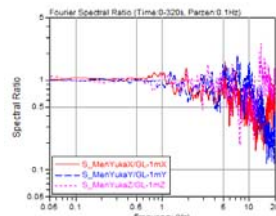


図 7.5 B1 階 (B1F) の地表 (GL) に対するフーリエ振幅スペクトル比

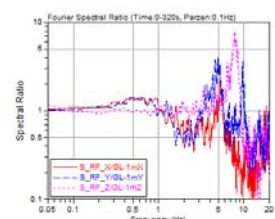


図 7.6 R 階 (RF) の地表 (GL) に対するフーリエ振幅スペクトル比

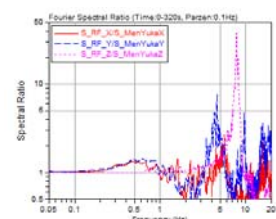


図 7.7 R 階 (RF) の B1 階 (B1F) に対するフーリエ振幅スペクトル比

別添 地震観測建築物のシミュレーション

1. はじめに

地震観測建築物のいくつかを選択し、地表等で観測された地震記録に基づき建築物への地震入力を評価した上で、これを入力とするシミュレーションを実施する。シミュレーションの目的は、以下の通りである。

- 1) 地震観測記録の評価、解釈のための参考資料として用いる
- 2) 地盤 - 構造物相互作用系のシミュレーション結果と観測結果とを比較して、モデル化及び解析手法の妥当性や解析と実現象との整合性を検証する。

解析対象とする観測建築物とシミュレーションで用いた解析モデルを表 1-1 に示す。

表 1-1 解析対象とする観測建築物と解析で用いたモデル

章	観測建築物	解析モデル
2	UTM	分離型モデル
3	EDG	一体型モデル, 分離型モデル
4	TKS	一体型モデル
5	NIT	一体型モデル
6	ANX	分離型モデル
7	UKM	分離型モデル
8	SN2	分離型モデル, 一体型モデル

分離型モデル又は一体型モデルの詳細は各章に示す。また、各章では、適宜、基礎固定モデルやこれに回転地盤ばねのみを取り付けたロッキングモデルを用いた解析を行っている。

次章以下では、各観測建築物のシミュレーションの内容を以下の構成で説明している。

- (1) 建築物概要と地震観測記録
- (2) 地盤の剥ぎ取り解析による露頭波の評価
- (3) 観測記録のシミュレーション
- (4) まとめ

(2)における地盤の剥ぎ取り解析の手法は、各建築物で、全て共通である。すなわち、工学的基盤の露頭波を、図 1-1 に示すフローに従い、工学的基盤の時刻歴非線形解析(プログラム FLIP¹⁾)とスペクトル解析を組合せた収束計算²⁾により評価している。また、液状化の兆候が見られた TKS 及び SN2 の場合には非線形解析としてプログラム FLIP による有効応力解析を実施している。ここでの解析では地盤は 1 次元土柱としてモデル化される。

図 1-1 の解析フローの終了時には、地盤の等価物性が得られる。シミュレーションでの解析モデルを分離モデルとする場合には、この地盤の等価物性に基づき算定される地盤ばねを用いる。

(3)におけるシミュレーションでは、観測記録とシミュレーション結果との対応関係を示すとともに、解析で得られる基礎入力動等を示している。

シミュレーション解析で得られた知見は、観測建築物毎に(4)に、まとめる。

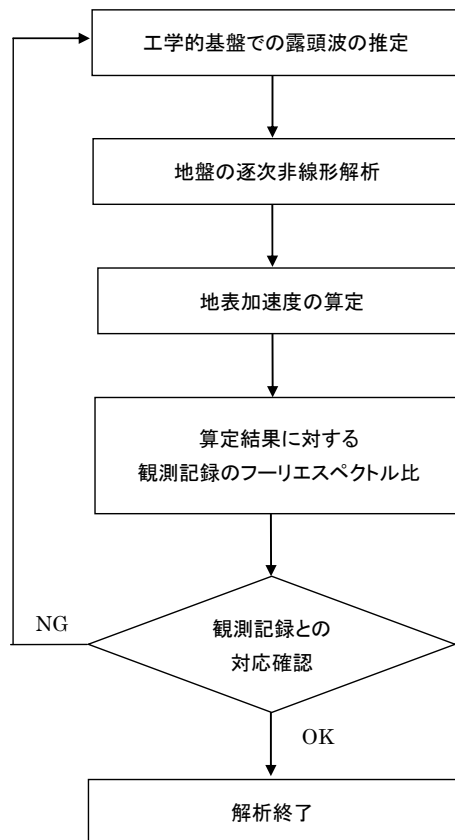


図 1-1 地盤応答の解析フロー

【参考文献】

- 1) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. : Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Soils and Foundation, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992
- 2) 古山田、山添、宮本：2007年新潟県中越沖地震における強震記録と建物応答、JAEE 大会、pp.154-157、2007.11

2. 建築物 UTM (3F+B1F, 直接基礎) について

本章では、建築物 UTM を対象として地表および建築物における地震観測記録をもとに露頭波の推定および分離型モデル(SR モデル)による解析検討を行う。

(1) 建築物概要と地震観測記録

1) 建築物概要

建築物 UTM は栃木県宇都宮市に位置する地上 3 階、地下 1 階の事務所ビルであり、2007 年に耐震補強が行われている。

建築物の地下階伏図を図 2-1 に、軸組図を図 2-2 及び 2-3 に示す。また、地盤の PS 検層結果を表 2-1 に示す。建築物の主体構造は鉄筋コンクリート造壁付きラーメン構造で、基礎形式は直接基礎である。建築物の平面形は、X 方向（短辺方向）14m×Y 方向（長辺方向）36m の長方形で、1 階から塔屋までの高さは 15.5m である。地下階は 2.1m 地上に露出し、基礎底深さは GL-2.98m で、S 波速度 430m/s の礫層を支持層としている。図面および構造特性は構造計算書から引用している。

用途	: 事務所
階数	: 地上 3 階、地下 1 階
高さ	: 15.5m (1 階から塔屋)
主体構造	: RC 造 (壁付きラーメン構造)
基礎構造	: 直接基礎
基礎底深さ	: GL-2.98m

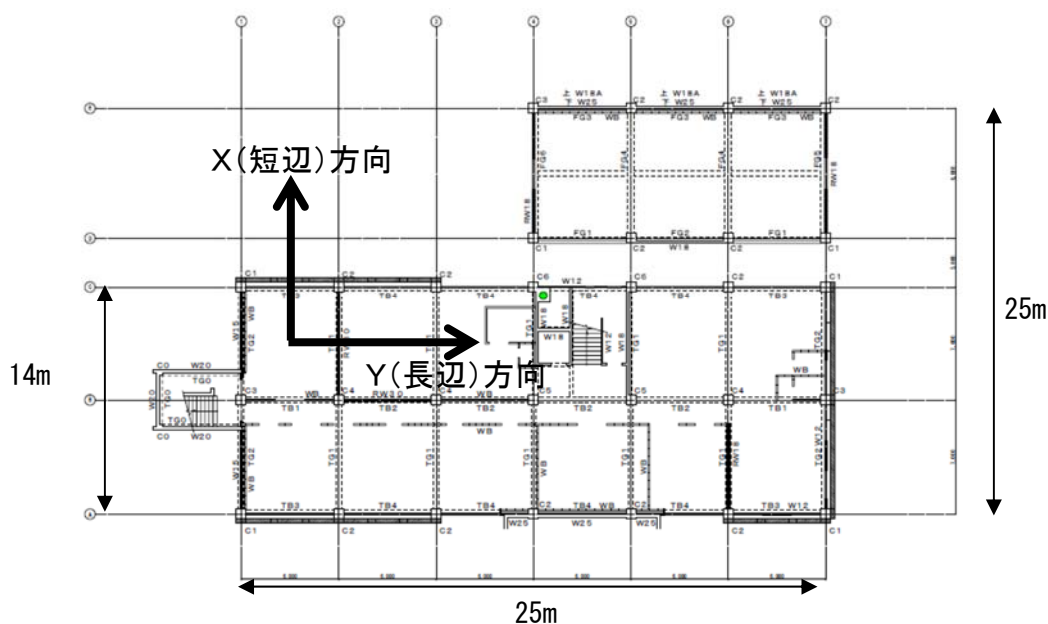


図 2-1 地下 1 階伏図

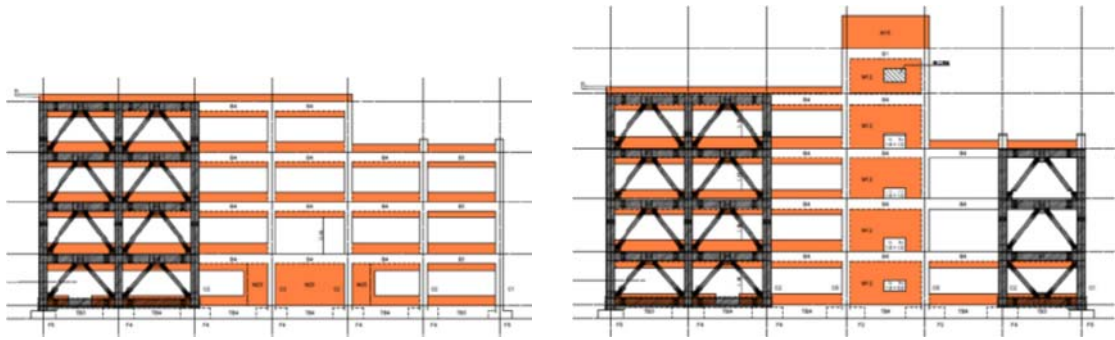


図 2-2 軸組図(長辺方向)

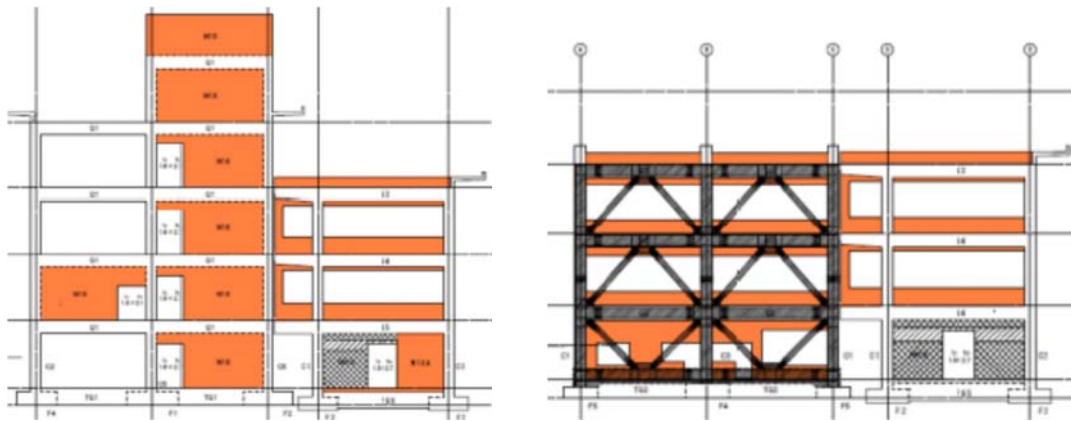


図 2-3 軸組図(短辺方向)

表 2.1 PS 検層結果

土質区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	P 波速度 (m/s)	S 波速度 (m/s)	ポアソン比
埋土	1.0	1.90	190	90	0.355
ローム	1.5	1.40	390	180	0.365
礫	4.5	2.10	1220	430	0.429



図 2-4 地震観測位置

2) 地震観測記録の概要

地震観測位置を図 2-4 に示す。地震観測は建築物の 3 階の中央位置に 1 カ所、地下 1 階の東西端位置に 2 カ所、地盤の地表 (GL-0.4m) に 1 カ所の計 4 カ所に設置されている。

検討対象となる地震観測記録は、2012 年 4 月 1 日に福島県沖で発生した地震 (M5.7, 最大震度 5 弱) である。得られた地震観測波形を図 2-5 及び図 2-6 に示す。地下 1 階の記録は、図 2-4 に示す東西両端位置の地震観測記録のフーリエスペクトルの比較から、概ね同様の振動性状であるので東西端の 2 カ所の記録を平均して示している。

観測記録の速度応答スペクトルを図 2-7 に、観測記録の伝達関数を図 2-8 に示す。地下 1 階 (B1F) に対する 3 階の 1 次の卓越振動数は、X (短辺) 方向で 4.1~4.2Hz 付近に、Y (長辺) 方向で 4.5Hz 付近に認められる。地表 (GL) および地下 1 階 (B1F) に対する 3 階の伝達関数の 1 次の卓越振動数では相違が小さいことから地盤との相互作用の影響は小さいと考えられる。また、地表 (GL) に対する地下 1 階 (B1F) の伝達関数では、2Hz 付近から 1.0 倍を下回りはじめ 12Hz 付近で 0.1 倍程度まで低下しており、入力損失の影響が認められる。

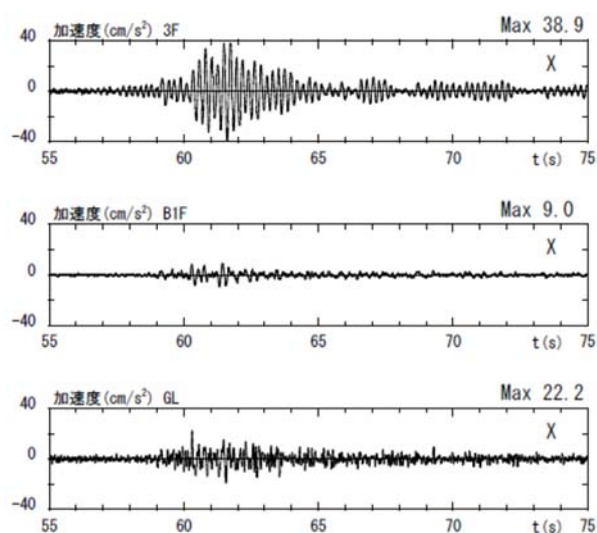


図 2-5 X 方向加速度波形

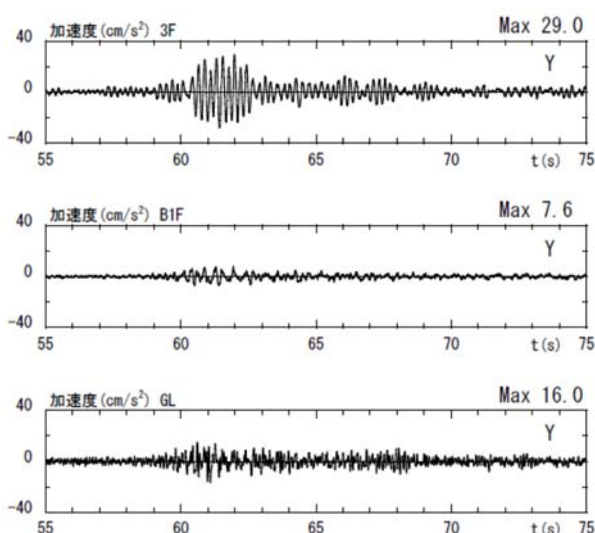
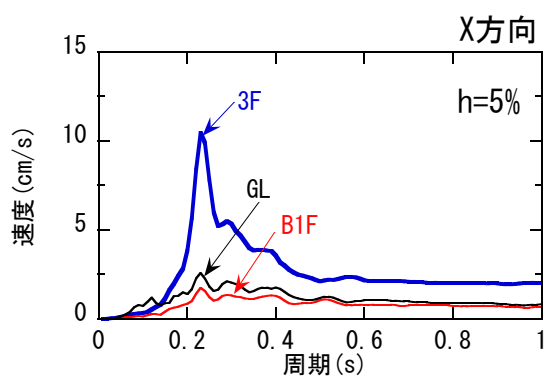
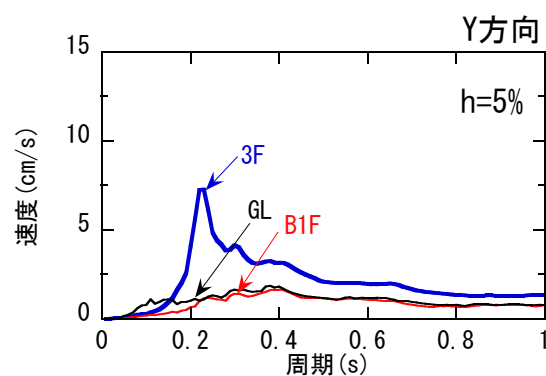


図 2-6 Y 方向加速度波形



X (短辺) 方向



Y (長辺) 方向

図 2-7 観測記録の速度応答スペクトル (2012. 04. 01)

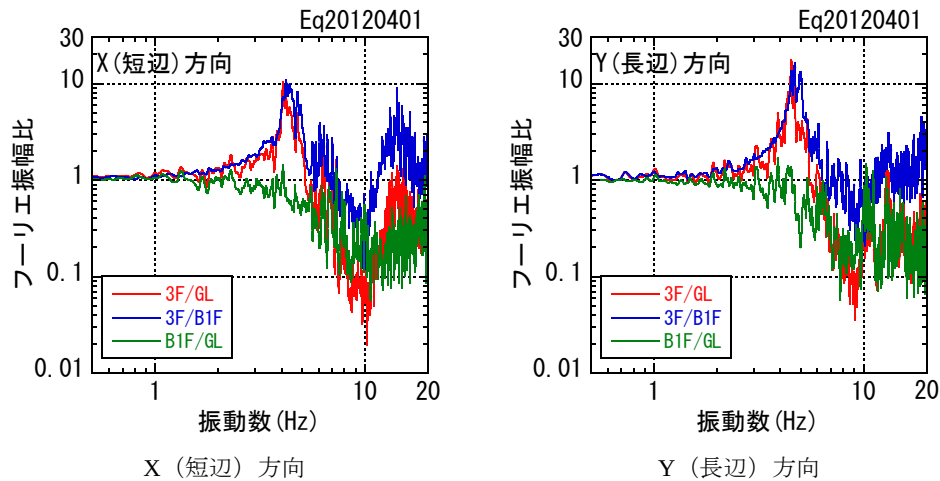


図 2-8 観測記録の伝達関数 (2012. 04. 01)

(2) 地盤のはぎ取り解析による露頭波の評価

図 1-1 に示す解析フローに従い、地表の観測記録から工学的基盤での露頭波を評価し、等価地盤物性を算定する。

表 2-2 に地盤定数を示す。地盤定数は、PS 検層結果に基づいて設定した。土の非線形モデルは、文献 1)を参考に設定した。また工学的基盤は、GL-7m とした。

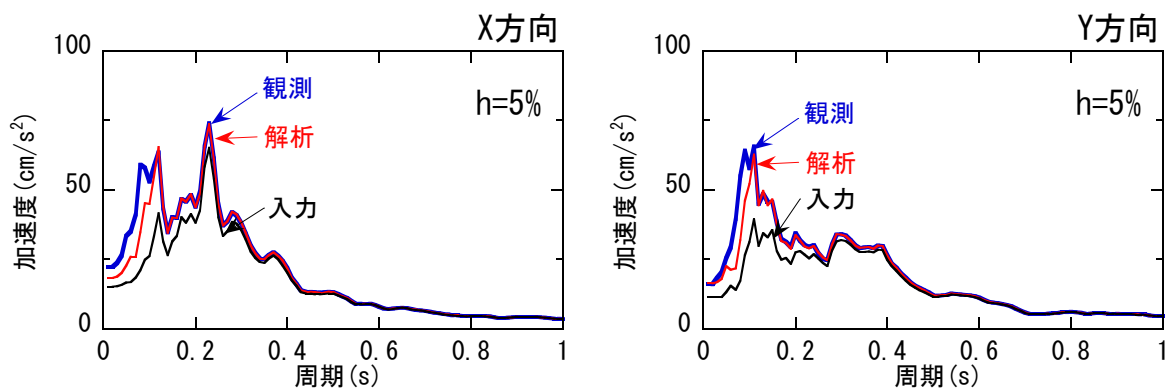
解析では、地盤を 1 次元土柱にモデル化し、工学的基盤位置(GL-7m)を粘性境界とした。

観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度応答スペクトル(減衰 5%)を図 2-9 に、加速度波形を図 2-10 に示す。シミュレーション結果の X (短辺) 方向の地表の最大加速度は観測記録に比べて若干小さいものの、両者は概ね対応している。

地盤の最大応答値を図 2-11 に示す。地表での最大変位は 0.004~0.005cm で小さく、最大せん断歪みもほとんど発生していない。地盤の等価物性値を図 2-12 に示す。地盤のせん断剛性比はほとんど低下しておらず、せん断波速度も初期からの変動はほとんどないため、地盤は線形状態であったと考えられる。

表 2-2 地盤定数

土質区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	P 波速度 (m/s)	S 波速度 (m/s)	ポアソン比	非線形特性	
						$\gamma_{0.5}(\%)$	$h_{\max}(\%)$
埋土	1.0	1.90	190	90	0.355	0.10	21
ローム	1.5	1.40	390	180	0.365	0.10	21
礫	4.5	2.10	1220	430	0.429	0.20	21



X (短辺) 方向

Y (長辺) 方向

図 2-9 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での
露頭波の加速度応答スペクトル(減衰 5% 2012.04.01)

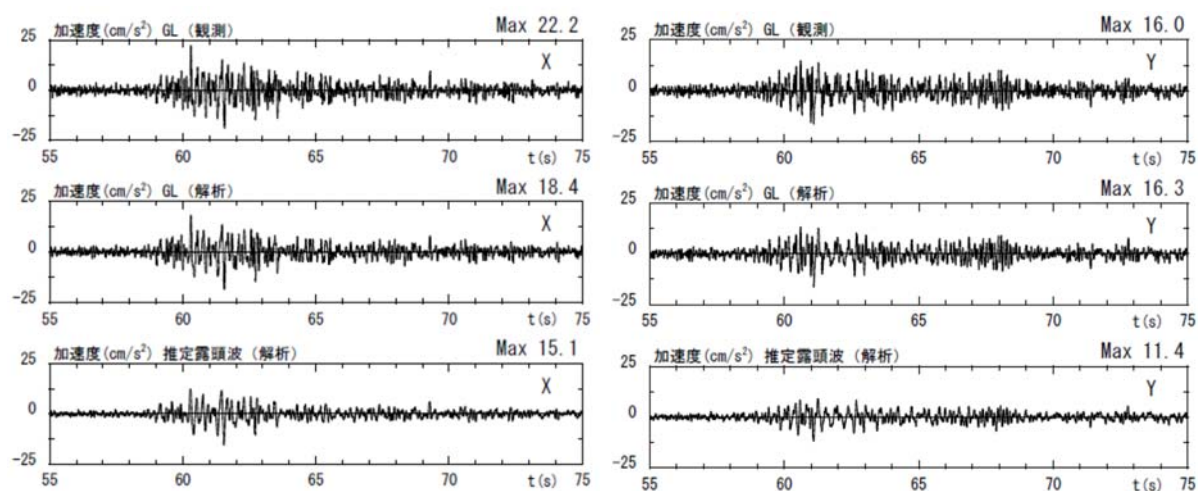


図 2-10 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での
露頭波の加速度波形 (X(短辺)方向 2012.04.01)

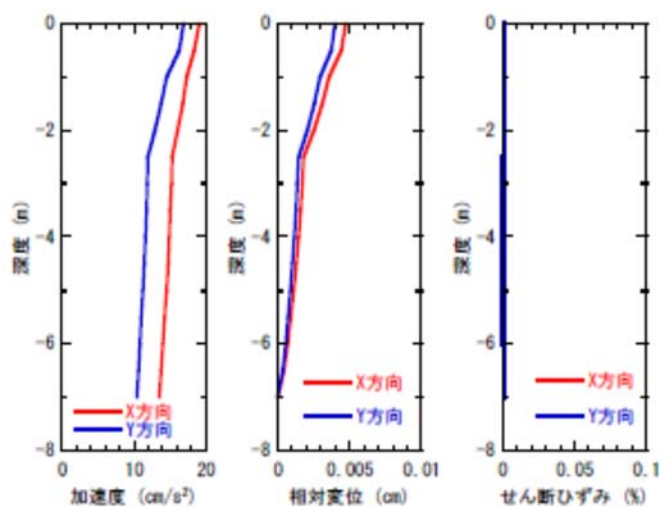


図 2-11 地盤の最大応答値

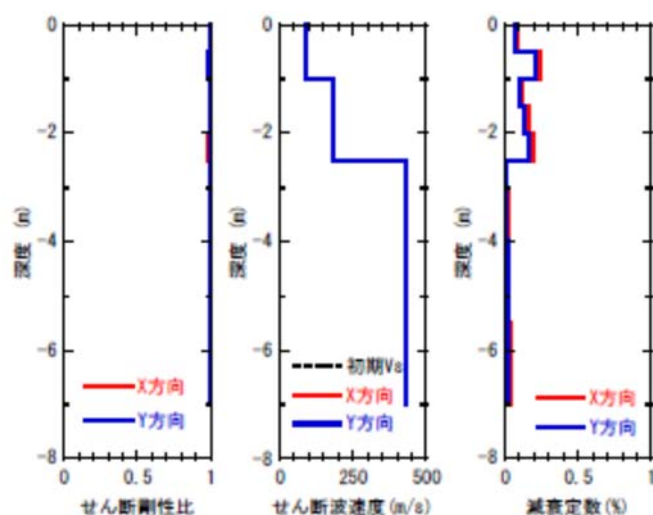


図 2-12 地盤の等価物性値(最大歪みの 0.65 倍での物性値)

(3) 観測記録のシミュレーション

1) 解析モデル概要

地震応答解析で用いる建物モデルは、構造計算書に基づき以下のように設定する。

質点系モデル： 曲げせん断棒モデル（諸元：表 2-3、図 2-13）

建物剛性： ①ヤング係数を設計モデル【初期ケース】

②ヤング係数を Y（長辺）方向のみ設計モデルの 2.1 倍【剛性増大ケース】
（スウェー・ロッキングモデルのみ実施）

減衰： レーリー減衰 0.23 秒、0.07 秒に対して 5%

表 2-3 建物モデル

短辺方向(X 方向)						
	質量 (kN)	層せん断力 (kN)	層間変位 (cm)	階高 (cm)	層間変形角 (rad)	剛性 (kN/cm)
RF	873					
3F	5264	1939	0.154	400	1/2666	12591
2F	6352	3243	0.191	400	1/2094	16979
1F	6009	4203	0.180	400	1/2225	23350
B1F	13802	4968	0.182	410	1/2323	27297
長辺方向(Y 方向) ※初期ケース						
	質量 (kN)	層せん断力 (kN)	層間変位 (cm)	階高 (cm)	層間変形角 (rad)	剛性 (kN/cm)
RF	873					
3F	5264	1939	0.269	400	1/1522	7208
2F	6352	3243	0.333	400	1/1202	9739
1F	6009	4203	0.298	400	1/1340	14104
B1F	13802	4968	0.245	410	1/1723	20278

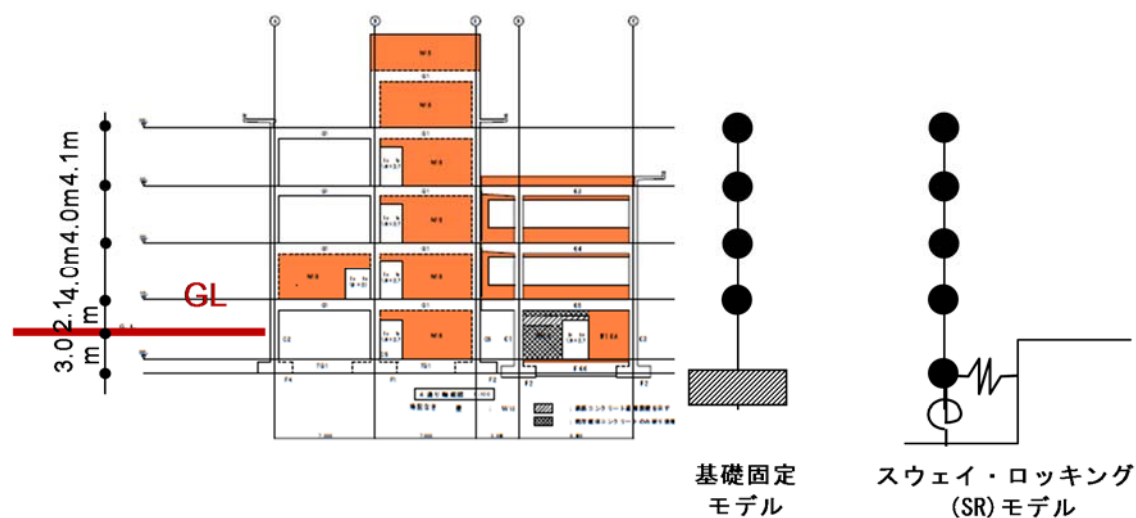


図 2-13 建築物モデル

2) 解析ケース

解析ケースを表 2-4 に示す。入力波には 2012.4.1 の地震を用いる。

先ず基礎固定モデルの解析（Case-1）を行い、次に SR モデル（Case-2~Case-4）による検討として、地盤のせん断波速度、建物剛性を調整した検討を行った。

地盤のせん断波速度の調整は、PS 検層によるせん断波速度を用いた解析ケース（Case-2）において、地表面に対する基礎応答に現れる入力損失効果の落ち込み振動数が観測記録よりも硬めに評価された。そのため、PS 検層によるせん断波速度が、実情よりも大きめに評価されていると判断し、観測記録と対応するように表層の 2.5m のせん断波速度を一律に 0.83 倍した解析ケース

（Case-3~Case-4）を検討した。また、Y（長辺）方向の建物剛性は、建物の伝達関数が観測記録と整合するように調整した解析ケース（Case-4）を検討した。

なお、建物の減衰はレーリー減衰とし、いずれの解析ケースも観測記録による建物の 1 次、2 次振動数付近の 0.23 秒と 0.07 秒に対して 5%とした。

表 2-4 建物応答解析の検討ケース一覧

モデル	ケース名	入力波	地盤の せん断波速度	建物減衰	建物剛性	
					X 方向	Y 方向
基礎固定 モデル	Case-1	B1F 観測記録	PS 検層結果	レーリー減衰 0.23 秒 0.07 秒 に対して 5%	1.0 倍	1.0 倍
SR モデル	Case-2	基礎入力動 (水平のみ)				
	Case-3		2.1 倍			
	Case-4					

3) 固有値解析

構造計算書と本検討ケースの固有周期を表 2-5 に、本検討ケースの固有モードを図 2-14 に示す。構造計算書による固有周期（1 次のみ）は、本検討の解析ケースより X 方向で約 1.4 倍、Y 方向で 1.1～1.6 倍程度長い。

表 2-5 固有周期（秒）

固有周期(秒)		構造計算書	基礎固定モデル	SR モデル		
			Case-1	Case-2	Case-3	Case-4
X 方向	1 次	0.324	0.229	0.234	0.234	0.234
	2 次	—	0.090	0.091	0.091	0.091
Y 方向	1 次	0.324	0.283	0.292	0.293	0.209
	2 次	—	0.114	0.115	0.115	0.081

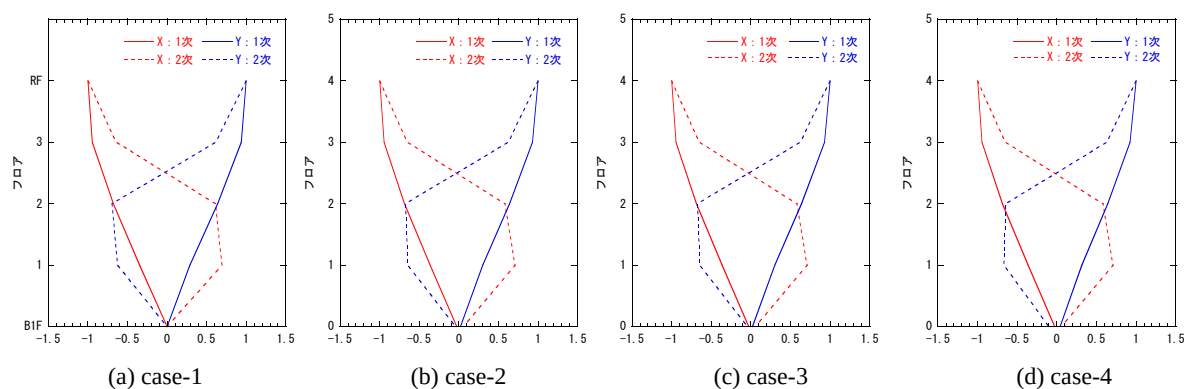


図 2-14 固有モード

4) 基礎固定モデルの検討

基礎固定モデル（Case-1）の解析結果を以下に示す。基礎固定モデル（Case-1）の解析結果と観測記録を比較して、加速度応答を図 2-15 に、加速度応答スペクトルを図 2-16 に、建物応答の伝達関数(3F/B1F)を図 2-17 に示す。

X（短辺）方向の 3F の加速度応答、加速度応答スペクトルでは、観測記録に比較して振幅がやや大きい、1 次ピークは概ね対応している。建物応答の伝達関数(3F/B1F)では、1 次ピーク振動数（4.3Hz 付近）は対応しているが、2 次ピーク（14.5Hz 付近）は対応しておらずモード比が合っていない。

一方、Y（長辺）方向の 3F の加速度応答、加速度応答スペクトル、建物応答の伝達関数(3F/B1F)では、観測記録に比較して振幅は概ね対応しているが、周期特性は 1.4～1.5 倍程度硬めの評価になっている。現状に応じて地盤－杭基礎－建物の相互作用を評価した SR モデルの固有周期は伸びるため、次項以降で SR モデルの検討を行い、建物モデルの見直しを行う。

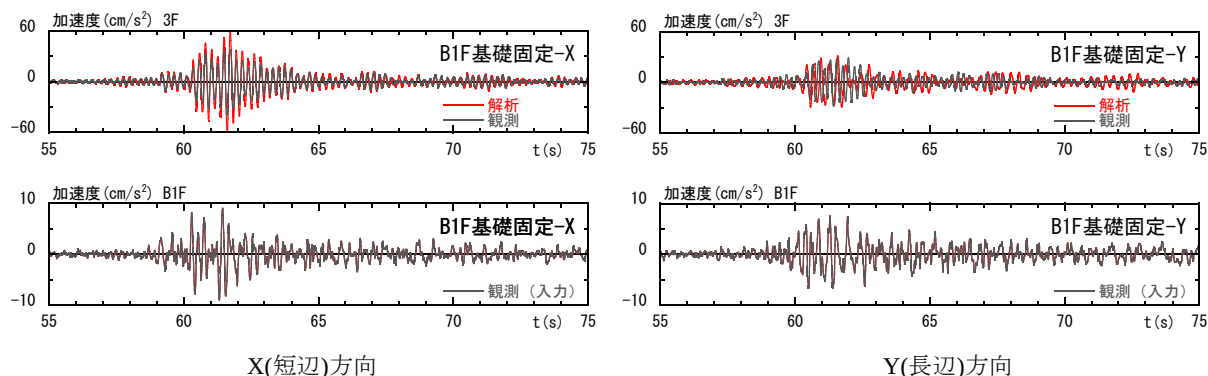


図 2-15 観測記録と解析結果 (Case-1 2012. 04. 01) の加速度応答の比較

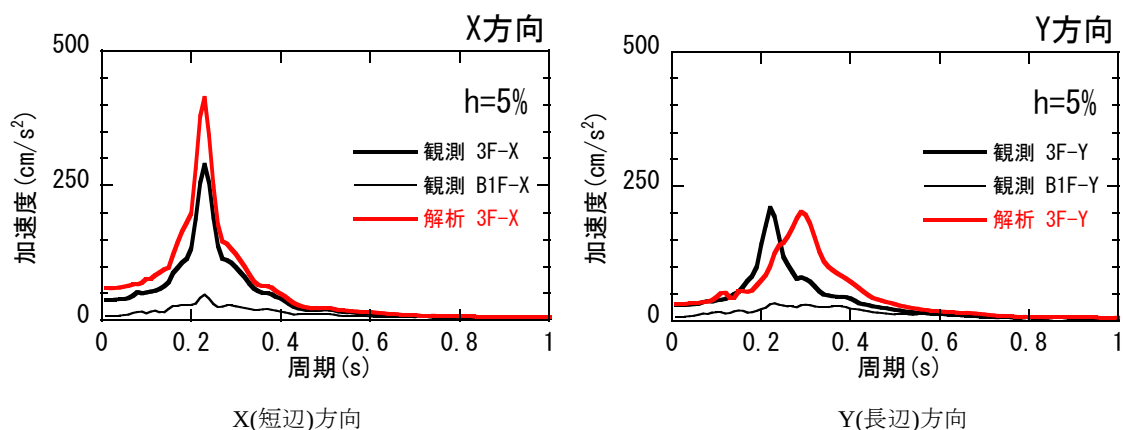


図 2-16 観測記録と解析結果 (Case-1 2012. 04. 01) の加速度応答スペクトル (減衰 5%)

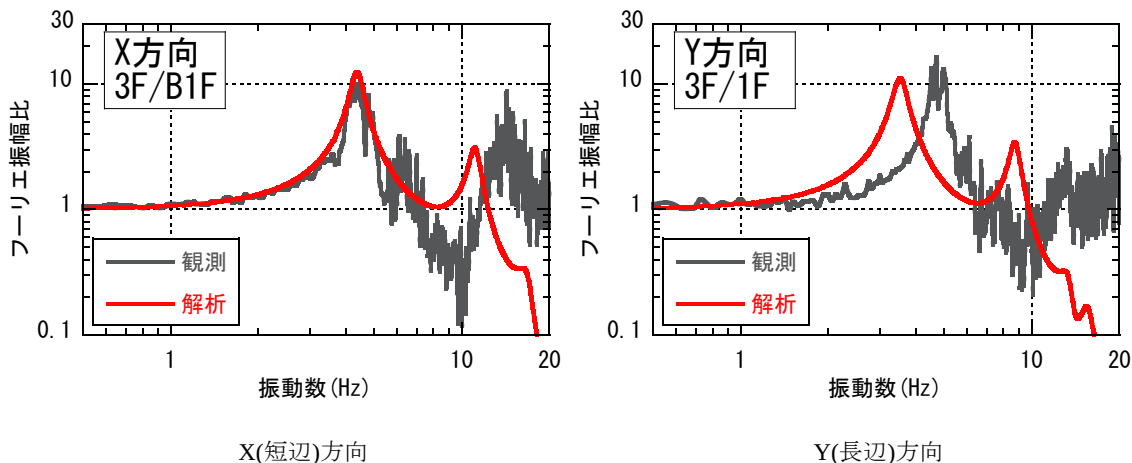


図 2-17 観測記録と解析結果 (Case-1 2012. 04. 01) の伝達関数

5) 基礎入力動と地盤ばねの検討

地盤ばねと基礎入力動は、長方形基礎（図 2-18 中の青破線で囲んだ部分）について 3 次元薄層法により評価した。地盤ばねと基礎入力動の評価に用いた地盤定数は、表 2-6 に示すように PS 検層結果と PS 検層結果の表層の 2.5m のせん断波速度を一律に 0.83 倍した場合を検討した。

動的地盤ばねを図 2.19 に、地盤ばねのばね定数と減衰係数を表 2.7 に示す。ばね定数は実部の

静的近傍値とし、減衰係数は虚部の接線勾配の最小値から評価した。水平の動的地盤ばねは、せん断波速度の違いにより 10Hz よりも高振動数側で相違が認められるが、建物の 1 次振動数がある 10Hz 以下ではほとんど相違は認められない。また、回転の動的地盤ばねは、20Hz までの振動数範囲ではせん断波速度の違いによる相違は認められない。

基礎入力動の加速度波形を図 2.20 に、地表に対する基礎入力動、および一次元波動論による地盤の伝達関数を図 2.21 に示す。基礎入力動の加速度波形は、せん断波速度の違いにより振幅が僅かに小さくなっている。地表に対する基礎入力動の伝達関数は、フーリエ振幅比の落ち込み振動数が 14Hz 付近から 12Hz 付近に低振動数側に変化していることが確認でき、いずれも一次元波動論による地盤の卓越振動数に対応している。

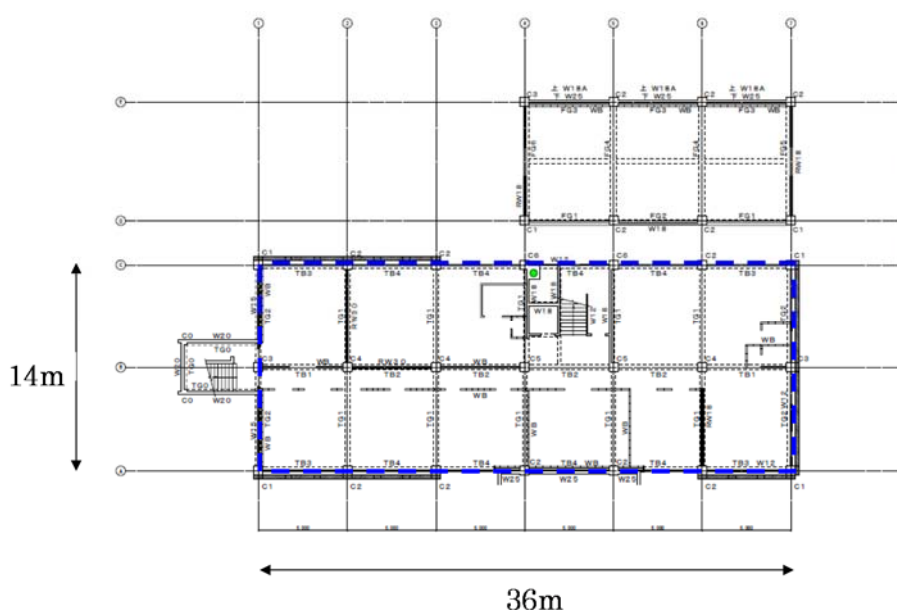


図 2-18 地下 1 階床伏図における長方形基礎部分

表 2-6 地盤定数の見直し

土質区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	ポアソン比	S 波速度 (PS 検層) (m/s)	S 波速度 見直し (m/s)	減衰定数 (%)
埋土	1.0	1.90	0.355	90	75	1.0
ローム	1.5	1.40	0.365	180	150	1.0
礫	4.5	2.10	0.429	430	430	1.0

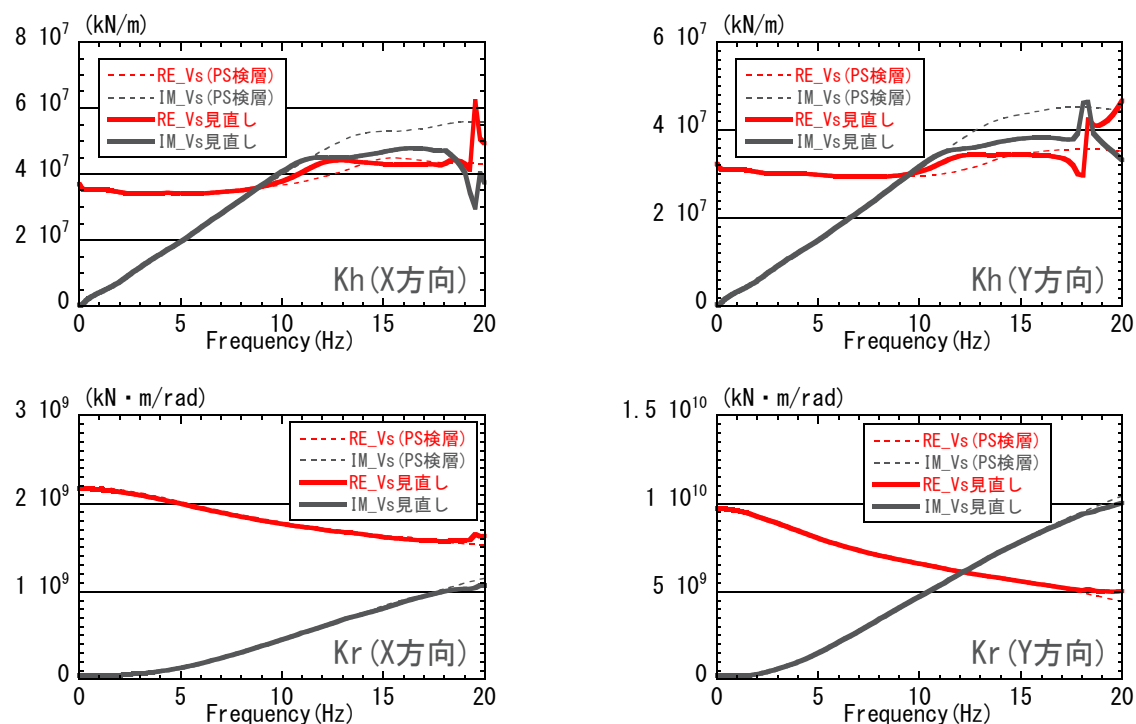
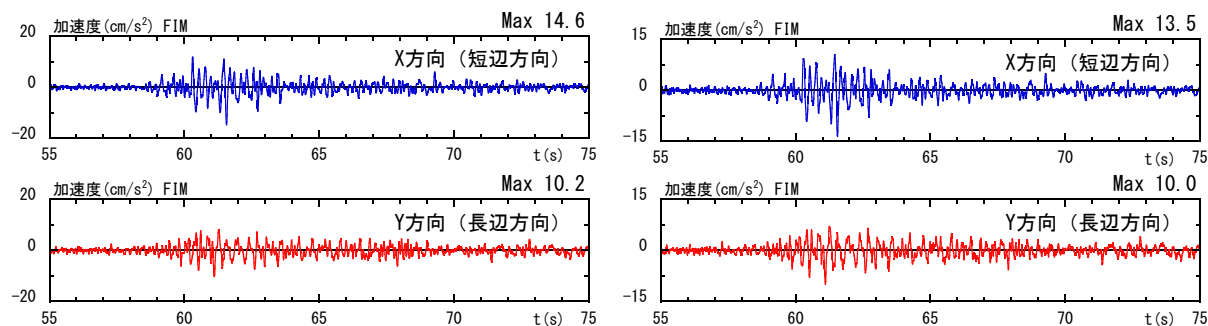


図 2-19 動的地盤ばね (X(短辺)方向、Y(長辺)方向 2012. 04. 01)

表 2-7 地盤ばねのばね定数と減衰定数 (2012. 04. 01)

		X(短辺)方向	Y(長辺)方向
		上段：Vs (PS 検層)	
		下段：Vs 見直し	
水平	Kh (kN/m)	3.72E+07 3.69E+07	3.26E+07 3.24E+07
	Ch (kN・s/m)	2.46E+05 2.52E+05	3.24E+05 3.25E+05
回転	Kr (kN・m/rad)	2.19E+09 2.16E+09	9.75E+09 9.69E+09
	Cr (kN・m・s/rad)	7.29E+06 7.19E+06	3.31E+07 3.29E+07



(a) PS 検層結果による評価結果

(b) 見直したせん断波速度による評価結果

図 2-20 基礎入力動 (2012. 04. 01)

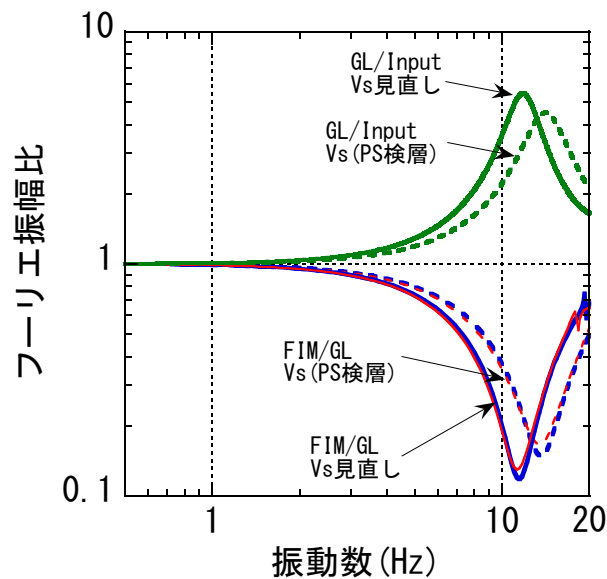


図 2-21 地表に対する基礎入力動、および一次元波動論による地盤の伝達関数

6) SR モデルによる検討

SR モデル (Case-2~Case-4) の解析結果を以下に示す。

Case-2 では、基礎固定モデルの Case-1 と同様に、X (短辺) 方向ではやや振幅が過大評価ではあるが 1 次ピークは概ね対応し、Y (長辺) 方向では振幅は概ね対応するが周期特性は硬めの評価となっている。また、地表面に対する基礎応答の伝達関数では、入力損失により落ち込む振動数がやや高く、観測記録と整合していない。

Case-3 では、建物の応答特性は case-2 とほとんど変わらないが、表層地盤のせん断波速度を見直すことで、表面に対する基礎応答の伝達関数の落ち込み振動数が観測記録と対応するようになっている。

Case-4 では、Y (長辺) 方向の剛性を 2.1 倍することで、建物と基礎の応答特性が観測記録と良く対応するようになっているが、建物剛性を増加させる理由が明らかではないという課題が残る。

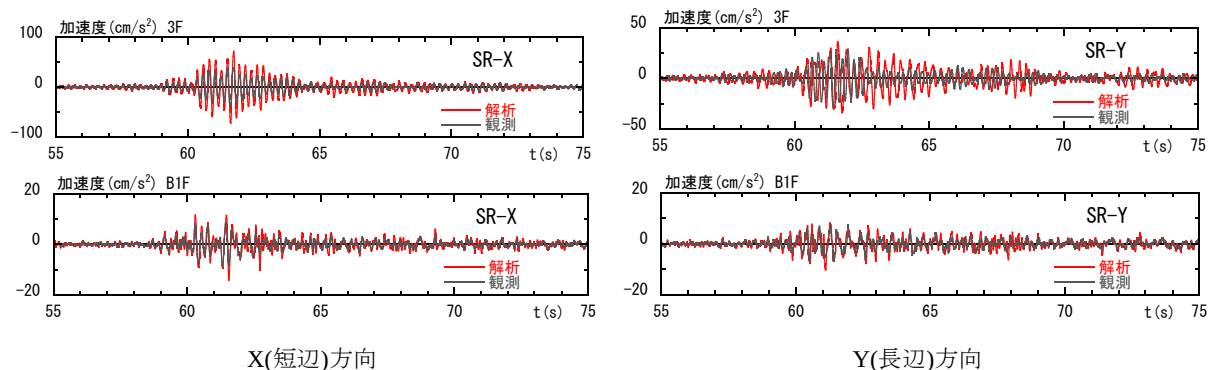


図 2-22 観測記録と解析結果 (Case-2 2012. 04. 01) の加速度応答の比較

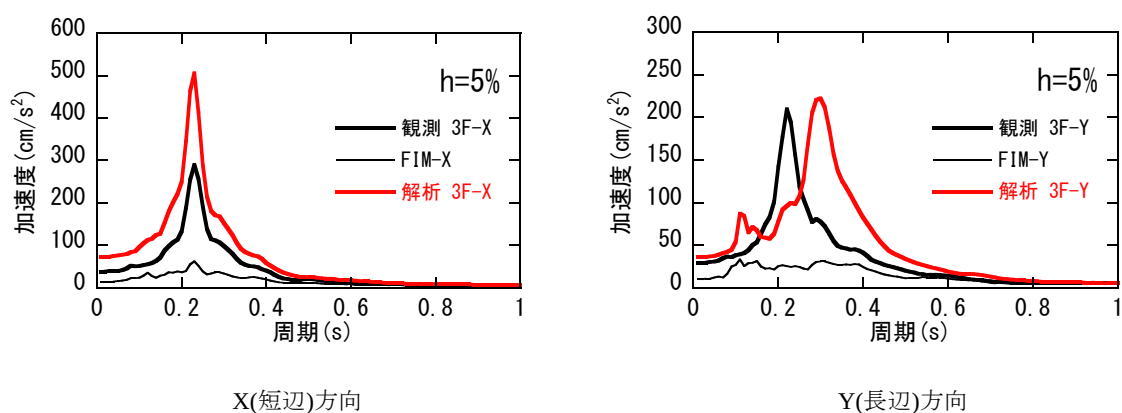


図 2-23 観測記録と解析結果 (Case-2 2012. 04. 01) の加速度応答スペクトル (減衰 5%)

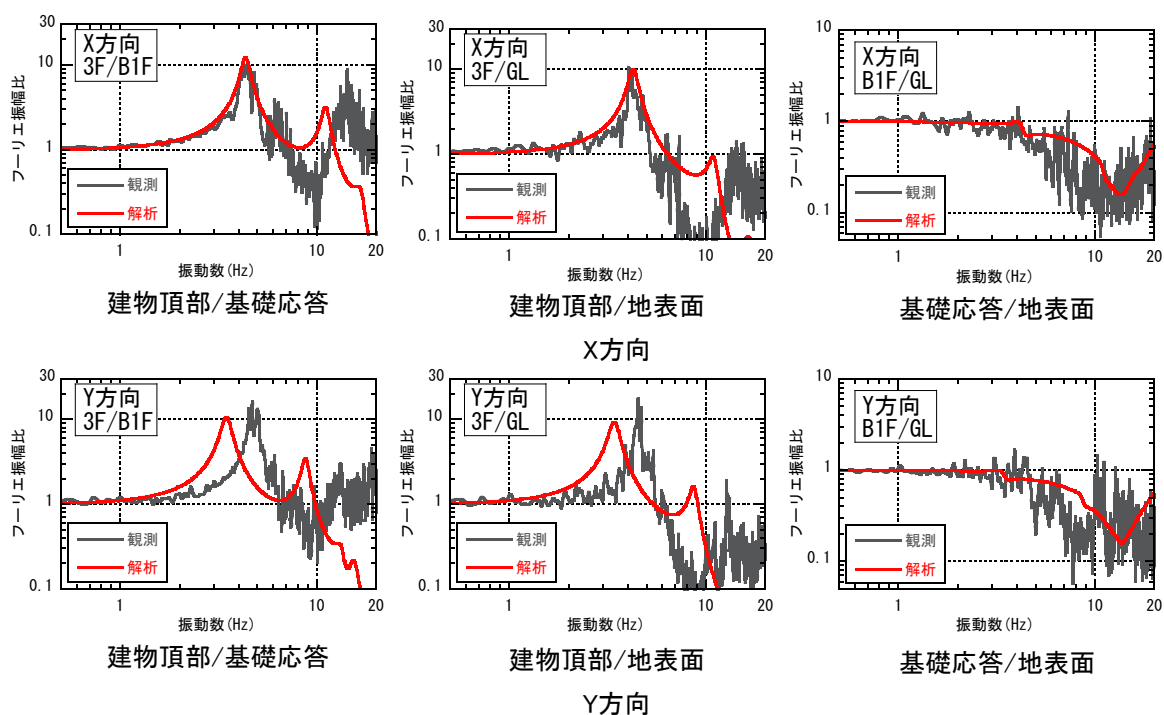


図 2-24 観測記録と解析結果 (Case-2 2012. 04. 01) の伝達関数 (X(短辺) 方向、Y(長辺) 方向)

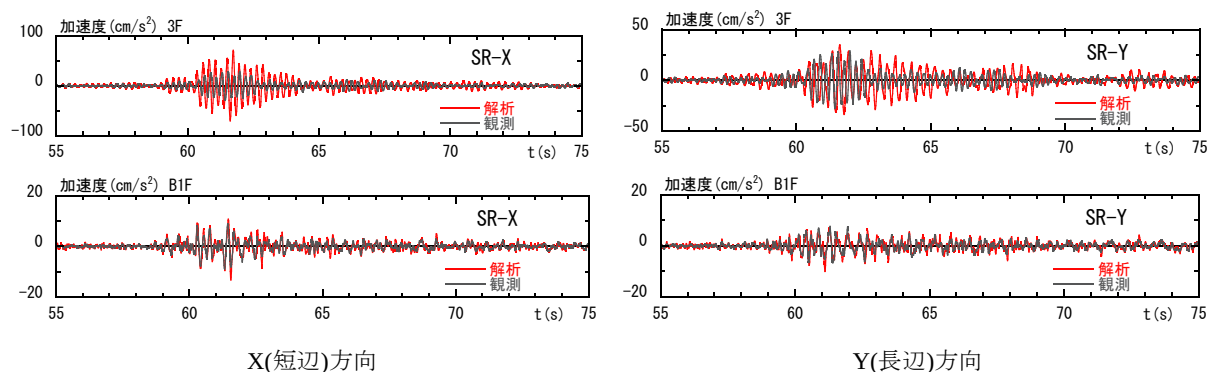


図 2-25 観測記録と解析結果 (Case-3 2012. 04. 01) の加速度応答の比較

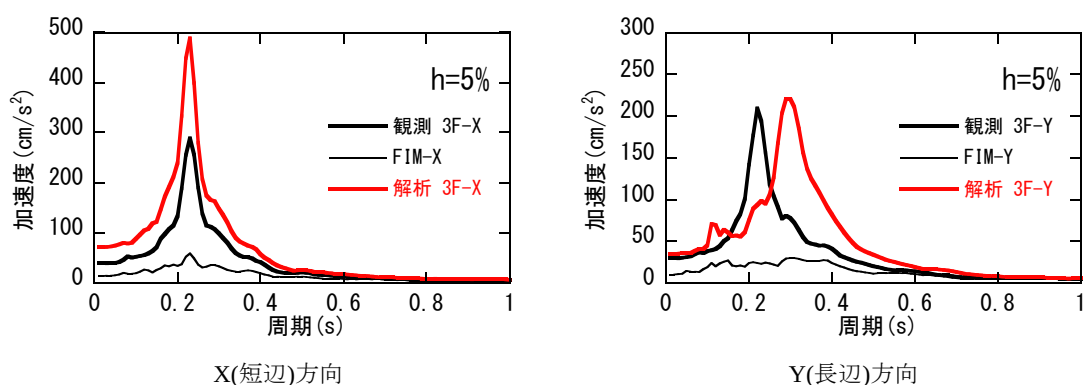


図 2-26 観測記録と解析結果 (Case-3 2012. 04. 01) の加速度応答スペクトル (減衰 5%)

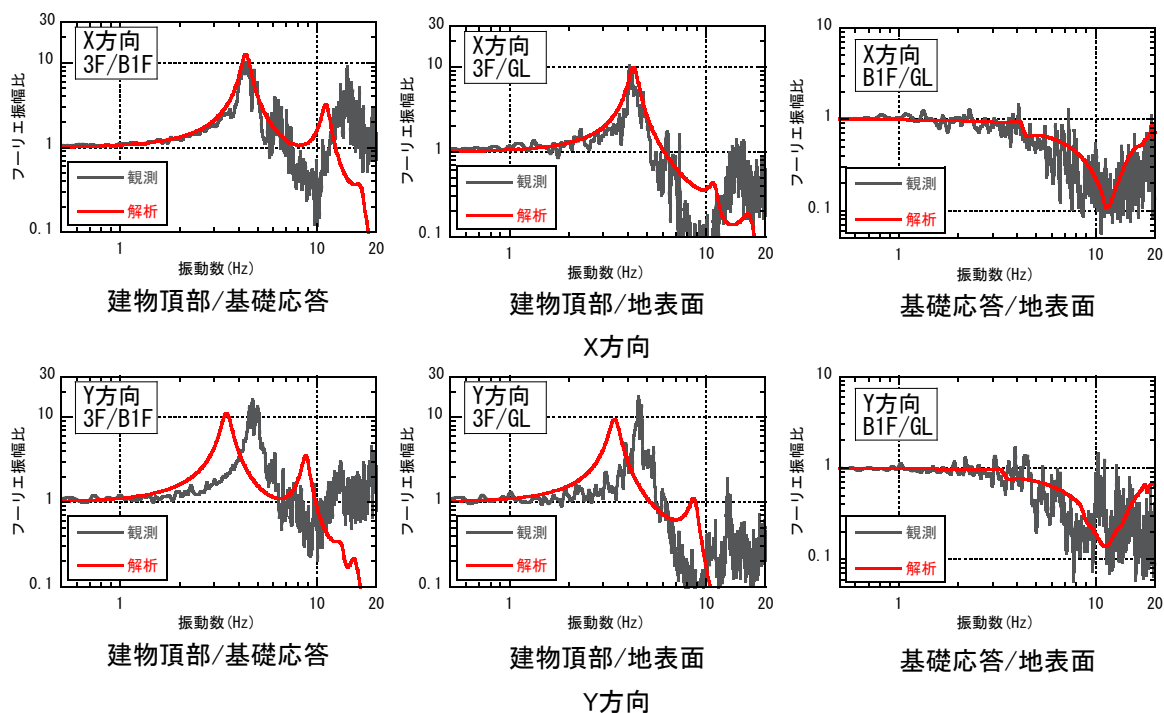


図 2-27 観測記録と解析結果 (Case-3 2012. 04. 01) の伝達関数 (X(短辺)方向、Y(長辺)方向)

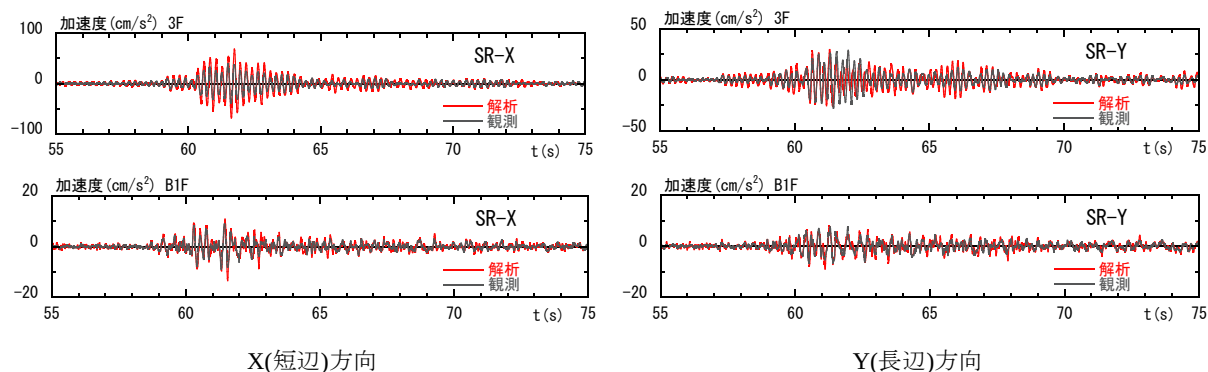


図 2-28 観測記録と解析結果 (Case-4 2012. 04. 01) の加速度応答の比較

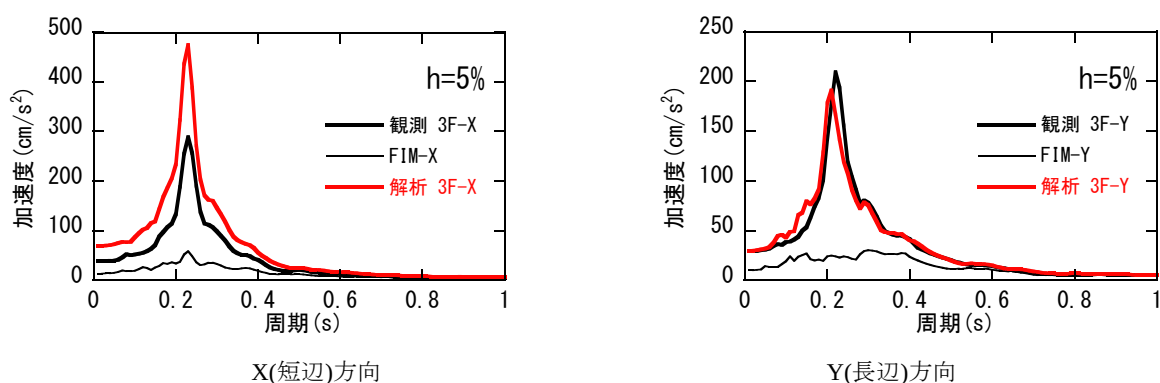


図 2-29 観測記録と解析結果 (Case-4 2012. 04. 01) の加速度応答スペクトル (減衰 5%)

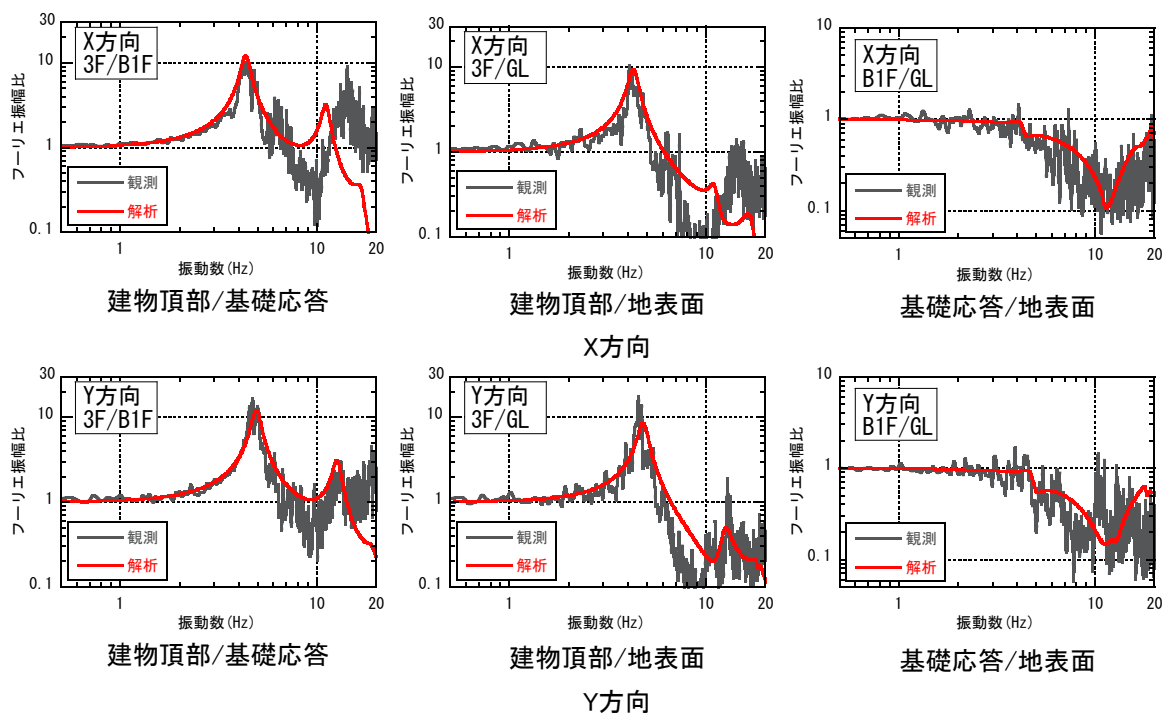


図 2-30 観測記録と解析結果 (Case-4 2012. 04. 01) の伝達関数 (X(短辺)方向、Y(長辺)方向)

(4) まとめ

本章では、建築物 UTM において観測された地震観測記録を用いて、地盤のはぎ取り解析による露頭波と等価物性値の評価、基礎固定および SR モデルによるシミュレーション解析を行った。以下に、得られた知見を示す。

- 1) 地盤のはぎ取り解析から得られる等価物性値の評価から、検討対象とした地震(2012 年 4 月 1 日に福島県沖で発生した地震)においては、地盤のせん断歪の発生は小さく、せん断剛性比はほとんど低下していないと見なせる。本地震においては、地盤は線形状態を保持したと考えられる。
- 2) PS 検層の結果に基づき地盤をモデル化し解析した場合、地表応答に対する基礎応答の伝達関数は観測記録とあまり良く対応しなかった。表層のせん断波速度を 0.83 倍することで、観測記録とよく対応する結果が得られた。
- 3) 構造計算書による基礎固定モデル及び SR モデルでの計算結果は、X（短辺）方向は観測記録と概ね対応するが、Y（長辺）方向は剛性を過少評価する結果となった。
- 4) Y（長辺）方向のみ剛性を 2.1 倍する SR モデルにより、観測記録と良く対応する結果が得られた。ただし、建物剛性を増加させる理由が明らかではないという課題が残る。

【参考文献】

- 1) 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、2006.2

3. 建築物 EDG (3F, 杭基礎) について

本章では、建築物 EDG を対象として地表および建築物における地震観測記録をもとに露頭波の推定および一体型モデル(3次元 FEM モデル)と分離型モデル(SR モデル)による解析検討を行う。

(1) 建築物概要と地震観測記録

1) 建築物概要

建築物 EDG は千葉県野田市に建つ地上3階、地下なしの事務所建築物である。

図 3-1 に敷地内における配置図を示す。EDG は庁舎(本館)に隣接して設置されており、防災管理、情報管理等の機能に供している。本館とは2階および3階レベルにおいて空中渡り廊下を介して連結されており、連結部には Expansion Joint が設けられている。

杭伏図、代表階伏図、軸組図を図 3-2～3-6 に示す。建築物平面は長辺 23.0m、短辺 18.0m の長方形、高さは 13.5m である。構造形式は耐震壁付のラーメン構造の RC 造である。建築物外周構面に耐震壁が設けられており、内部はラーメン構造となっている。短辺方向の梁は、一部 12m のロングスパンとなっているが、全体的には概ね均等グリッドの整形な構造計画となっている。

基礎形式は杭基礎(PHC 杭)であり、杭径は 500mm、杭長は 15m である。底盤(基礎スラブ)は、一部の2重スラブになっている箇所を除き、1階の床面が直接地盤に接地している。したがって基礎梁まわりは地盤(埋め戻し)によって充填されている。

用途	: 事務所
階数	: 地上3階、地下なし
高さ	: 13.5m
主体構造	: RC 造 (壁付きラーメン構造)
基礎構造	: 杭基礎(PHC 杭)



図 3-1 敷地内における配置図

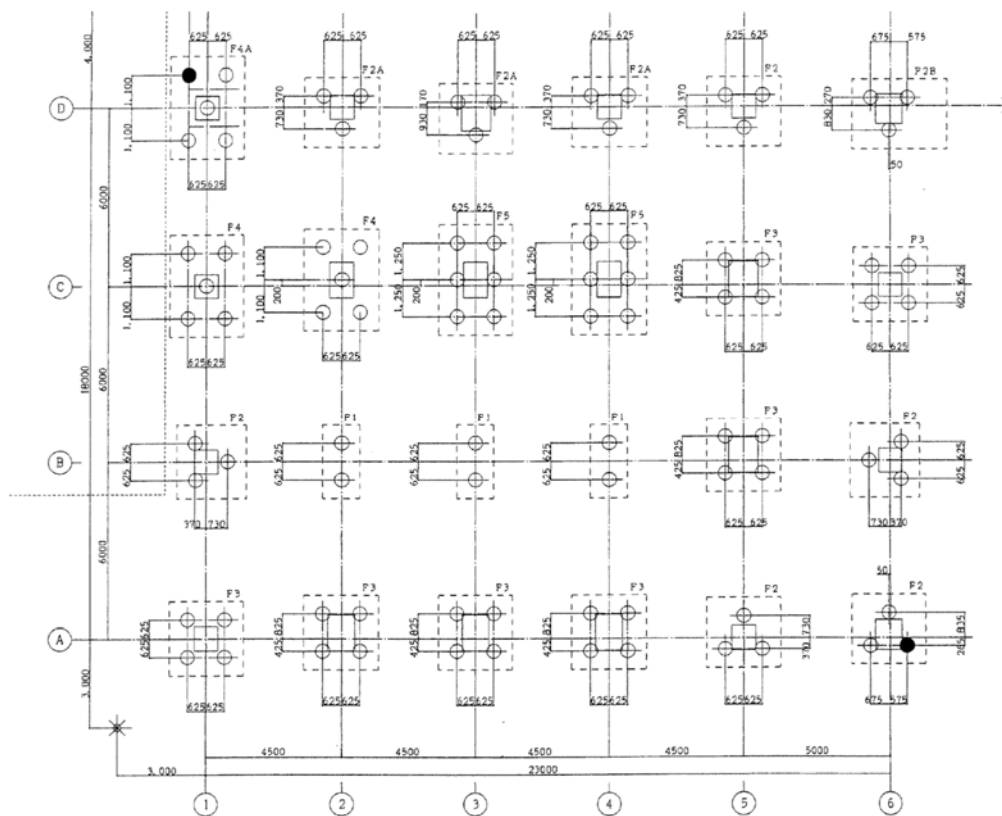


图 3-2 杭伏图

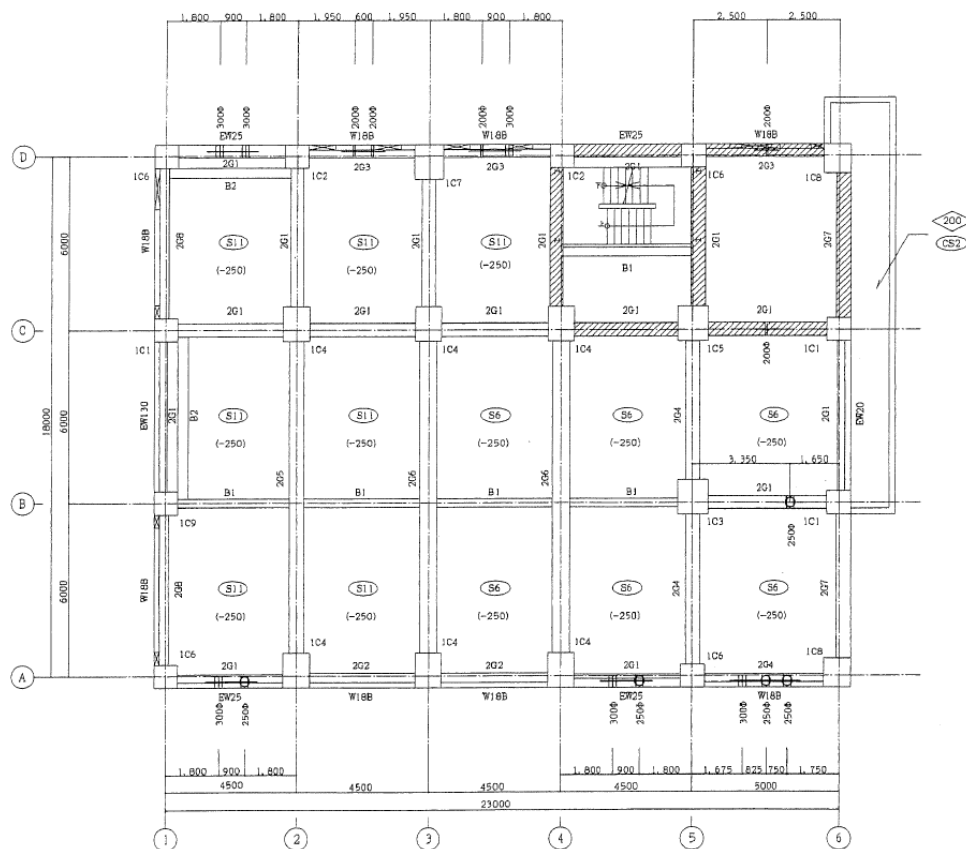


图 3-3 代表梯床伏图 (2 階)

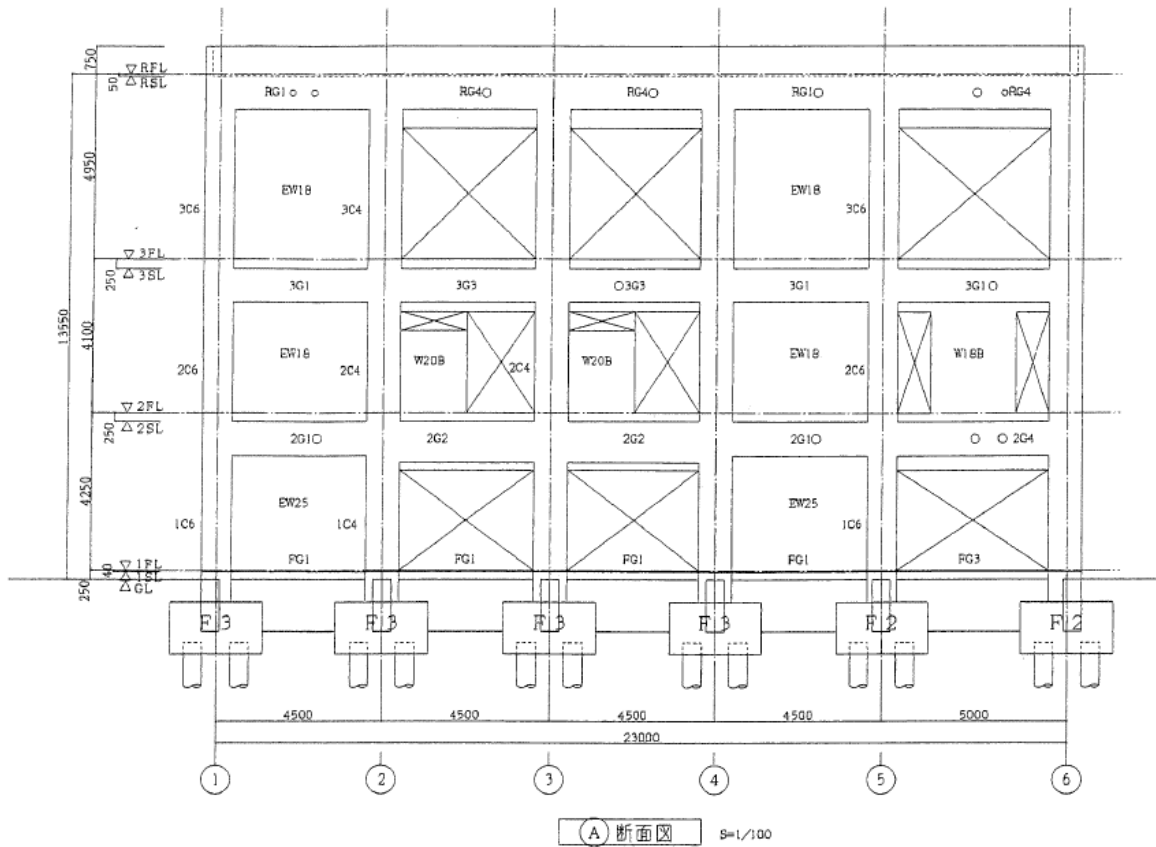


図 3-4 A 通り軸組図

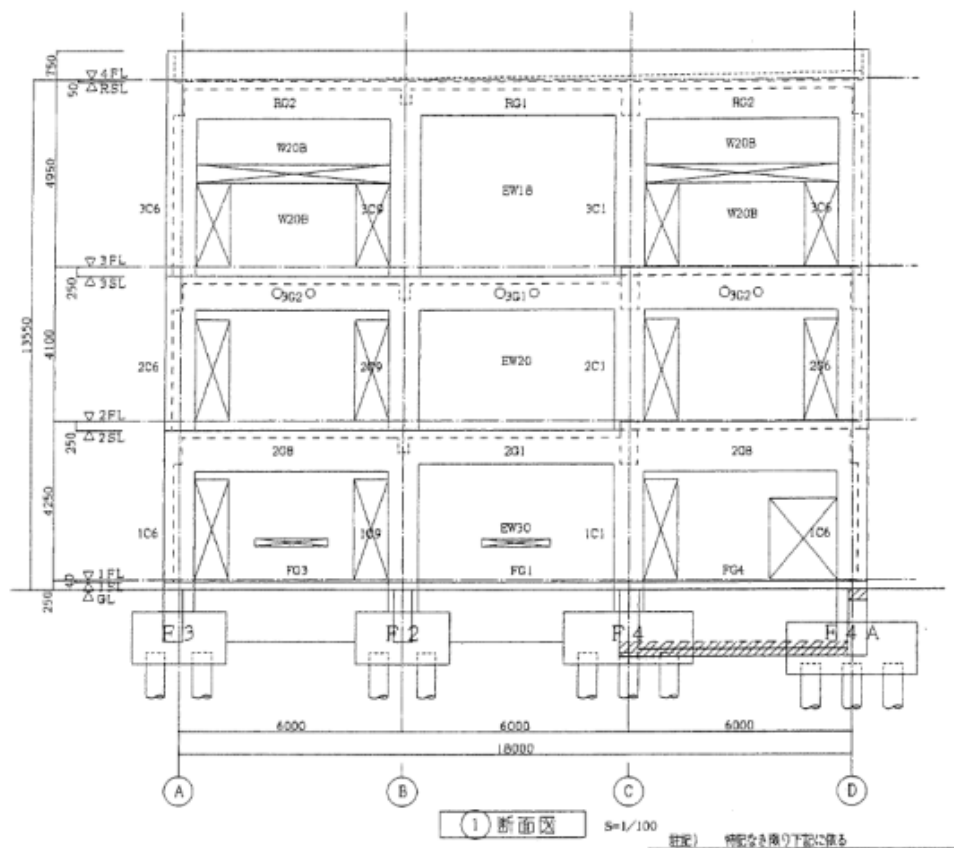


図 3-5 1 通り軸組図

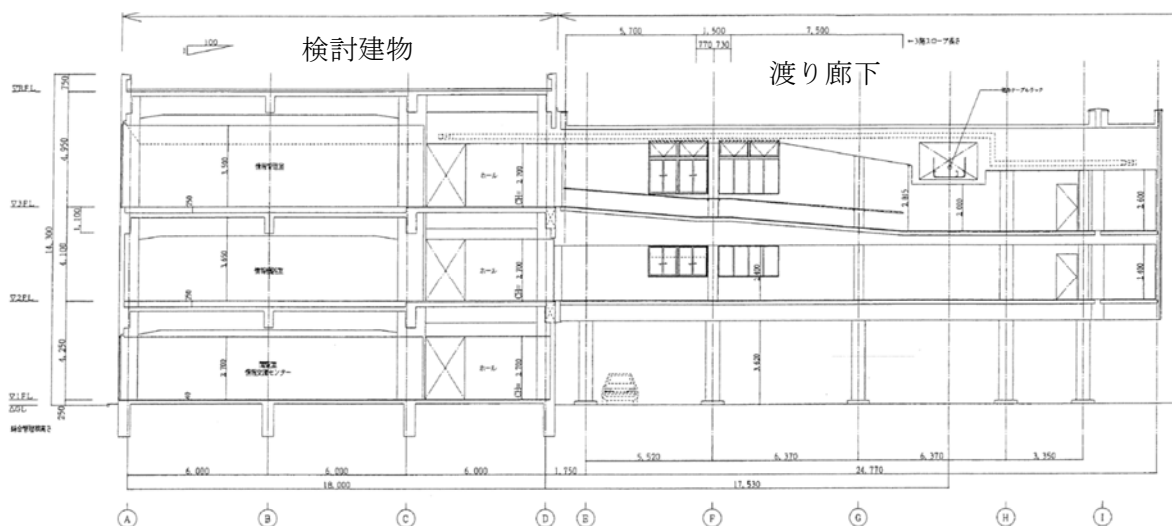


図 3-6 短辺断面図 検討建築物と渡り廊下

地盤調査結果を図 3-7 に示す。地表部に埋土、ローム層があり、GL-20m 程度までは主に砂質土が、GL-20m～42m は主に粘性土が堆積している。工学的基盤は GL-42m の細砂層である。建築物支持層は、深さおよそ 12～18m の細砂層である。

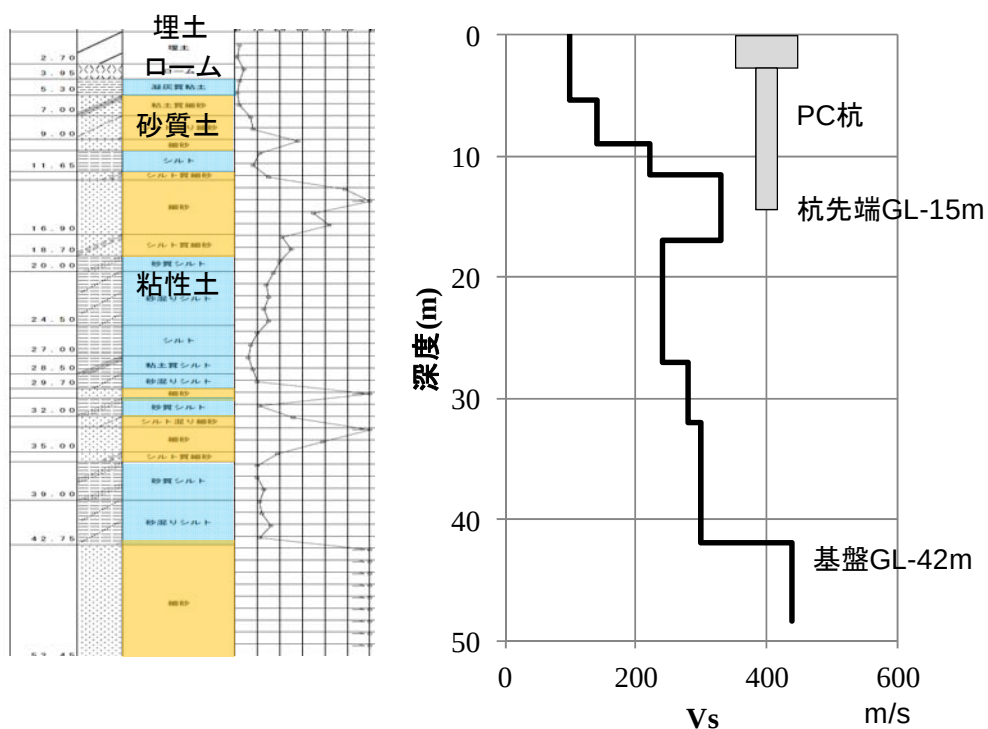


図 3-7 地盤調査結果

2) 地震観測記録の概要

地震観測位置を図 3-8 に示す。地震観測は建築物の 1 階および 3 階に各 1 カ所、地盤の地表に 1 カ所の計 3 カ所に設置されている。

観測記録は東北地方太平洋沖地震で得られている。シミュレーションでは、観測記録のうち比較的振幅が大きく波形が明瞭な 2011/7/15 の地震をシミュレーションに用いることとする。2011/7/15 における観測記録の速度応答スペクトルを図 3-9 に示す。

観測記録の伝達関数を図 3-10 に示す。連成系 3F/GL の観測記録は、3F/1F と比較して応答倍率も小さく、建物と地盤の相互作用の影響が認められる。1F/GL は建物の一次ピーク振動数の 3～6Hz で減少し、建物慣性力の影響および相互作用の影響が現れている。

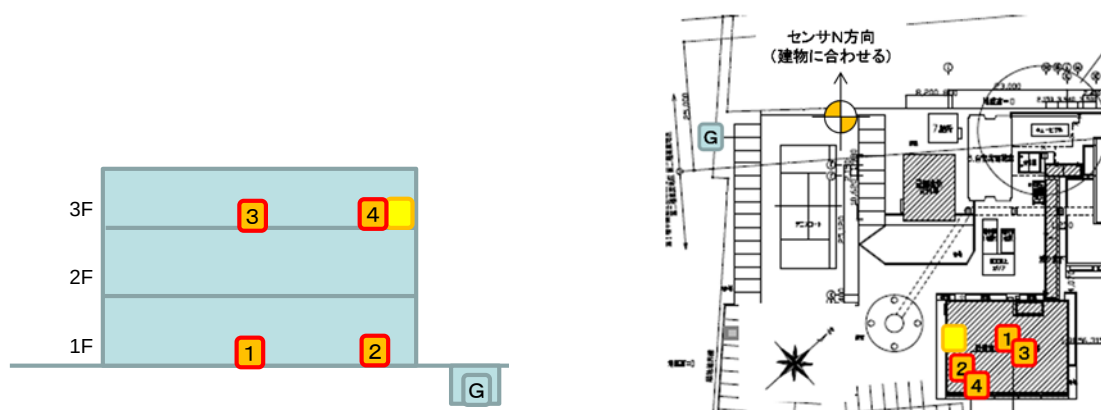


図 3-8 観測点配置図

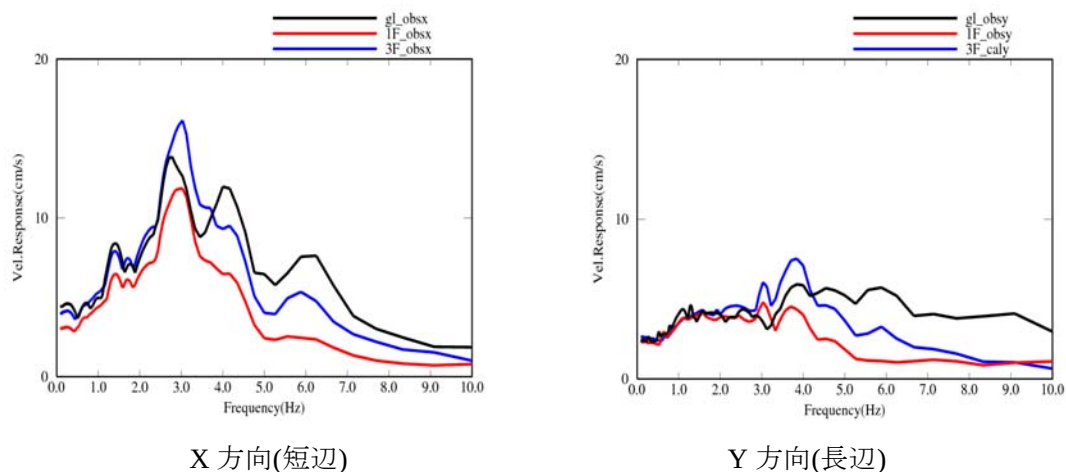


図 3-9 2011/7/15 観測記録 速度応答スペクトル

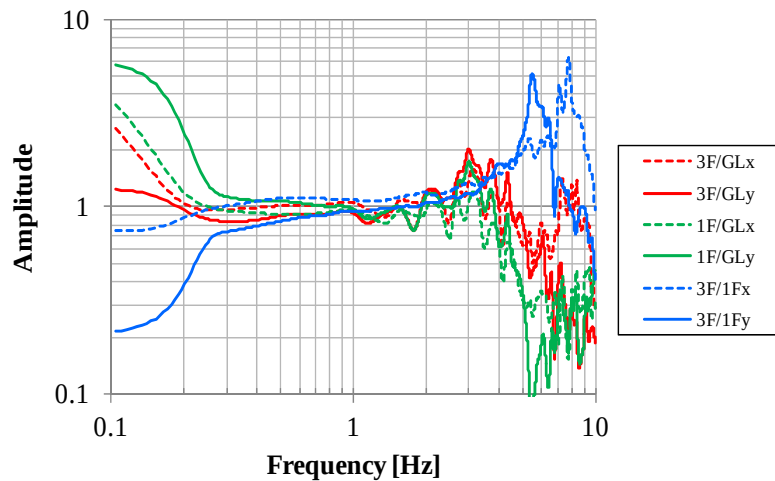


図 3-10 観測記録の伝達関数

(2) 地盤のはぎ取り解析による露頭波の評価

第 1 項図 1-1 に示すフローに基づき、地表の観測記録から工学的基盤での露頭波を評価した。

応答スペクトルを観測記録と解析結果を比較して図 3-11 に示す。観測記録および解析結果の地表面の応答スペクトルが対応している。その際の入力波を露頭波として採用した。

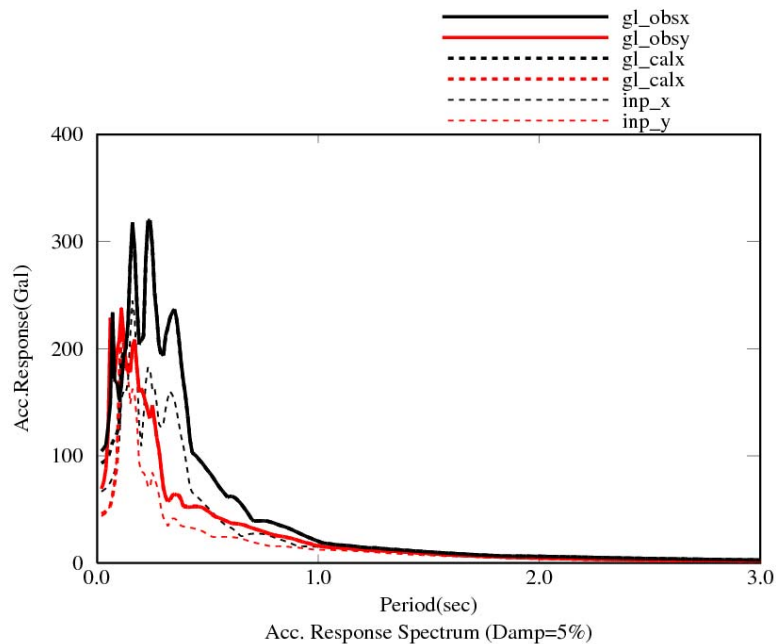


図 3-11 地盤応答シミュレーションの加速度応答スペクトル

(3) 観測記録のシミュレーション

1) 一体型モデルによるシミュレーション

1)-1 建物モデルの検討

建物モデルに関するシミュレーションの準備検討として、建物の実況と建物初期モデル(設計図書)が相違している可能性があるため、建物振動数および建物剛性に関する検討を行った。

設計図書の剛性の実況の剛性を比較するため、補正せずにモデル化した解析結果の 3.9 地震における 3F/1F の伝達関数を観測記録と比較して、図 3-12 に示す。解析結果は、観測記録に比べて低振動数となっている。そこで、短辺方向の剛性を 1.9 倍、長辺方向の剛性を 1.2 倍した場合の伝達関数を同じ図 3-12 に併記する。補正後の伝達関数は観測記録に対する合致度が改善している。ただし、短辺方向の観測記録の 8Hz 付近にみられる鋭いピークは、解析モデルの剛性調整によっては再現することができなかった。8Hz 以外の振動数が大局的に対応するように剛性を決定した。

短辺方向の剛性の補正倍率が大きい点については、現時点において確固たる要因は明らかでない。設計図書上は、耐震壁や雑壁の量は長辺・短辺で大きく異ならないと考えられる。一つの可能性として、短辺方向に連結する本館への渡り廊下の Expansion Joint の接触・摩擦抵抗が振動を拘束するような影響を与えていると推定するが、設計図書では金属性支承となっており、その影響度は不明である。

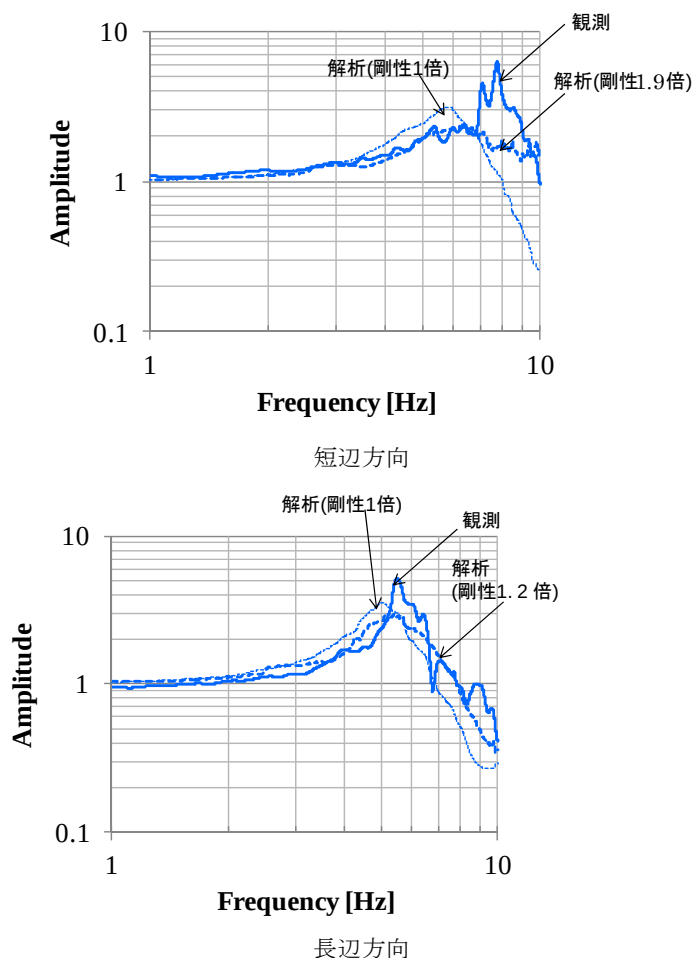


図 3-12 建物振動数と剛性の検討，伝達関数 3F/1F

1)-2 3次元 FEM モデル(一体型モデル)

解析モデルは図 3-13 に示すように地盤を直方体メッシュ、建物をせん断棒-質点系とした 3 次元 FEM モデルとした。杭は、1 つの基礎フーチングごとに複数の杭を等価な断面積と断面 2 次モーメントを有する 1 本の杭に縮約した。解析領域は平面 140m×110m、深さ 70m とし、地盤メッシュの深さ方向の分割は透過振動数 10Hz とした。平面方向のメッシュ分割は、杭による周辺地盤への影響を考慮できるように杭間を 2 メッシュ以上にした。基礎版は剛基礎とし、実況において基礎梁まわり及び 1 階床下は地盤で充填されていることから、埋込み、排土は考慮しない。地盤は非線形(HD モデル)、建物は線形とした。

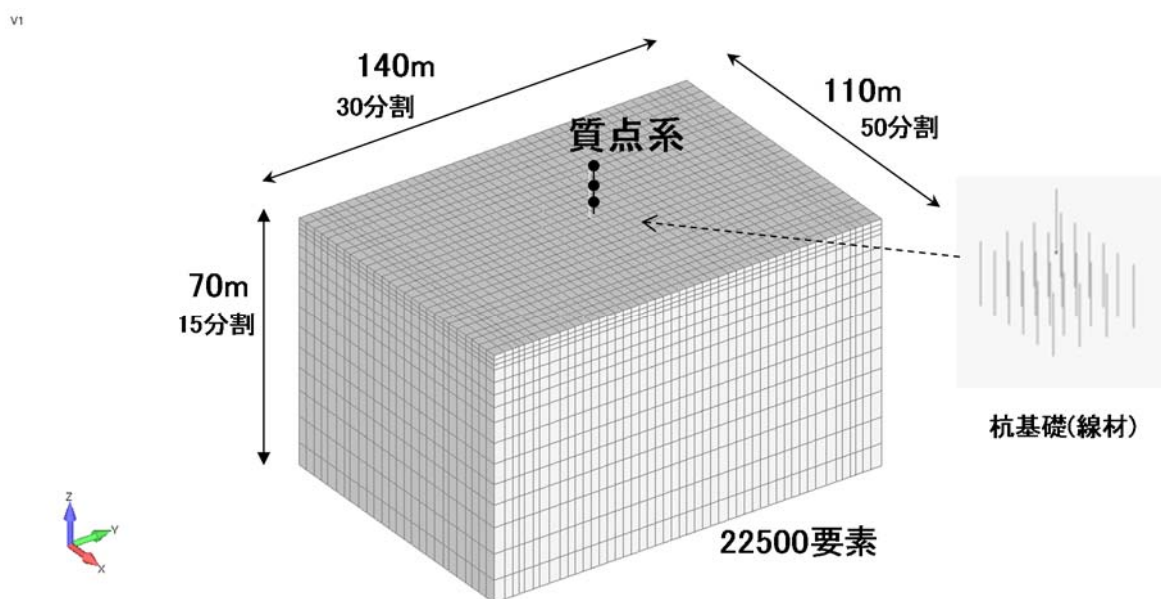


図 3-13 3 次元 FEM モデル図

表 3-1 解析モデルの諸元

減衰	初期剛性比例型 Rayleigh 3% (6Hz, 18Hz)
地盤	非線形(HD モデル)
建物	線形
入力	2011/7/15 地震 工学的基盤 2E

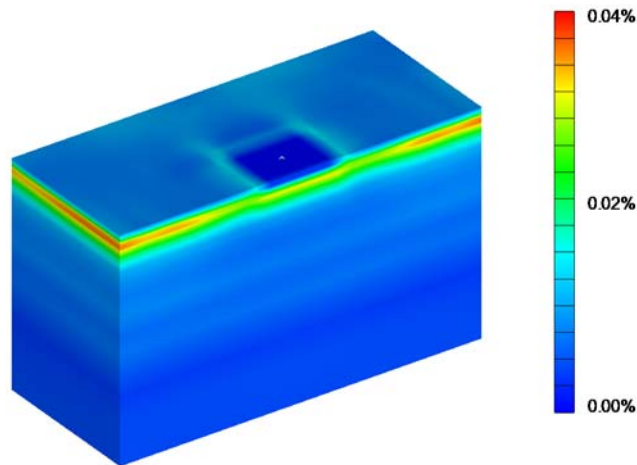


図 3-14 7.15 地震時の地盤の最大ひずみ分布図

7.15 地震時の地盤の最大ひずみ分布を図 3-14 に示す。地盤表層部のほか、基礎周辺に比較的に大きな地盤ひずみが生じていることが確認できるが、その最大値は 0.04%であり、ほぼ線形状態となっている。地盤非線形化の影響は小さいと考えられる。

検討後の剛性を用いて、7.15 地震のシミュレーションを行った。短辺方向の 3F/1F、3F/GL および 1F/GL の伝達関数を観測記録とシミュレーション解析結果を比較して、図 3-15 に示す。

連成系 3F/GL の観測記録は、3F/1F と比較して応答倍率も小さく、建物と地盤の相互作用の影響が認められたが、解析結果も概ね対応している。ただし、前述のとおり観測記録 3F/1F の 8Hz にみられる鋭いピークがモデルによって十分に再現できていないため、3F/1F、3F/GL とともに 8Hz 付近の高振動数領域においては解析結果がやや過小となっている。1F/GL は建物の一次ピーク振動数の 3～6Hz で減少し、建物慣性力および相互作用の影響が現れている。解析結果も概ね対応している。この建築物 EDG では、実況どおり埋込みを考慮しないモデルを用いて基礎応答は概ね良い対応であったが、別添第 5 章で検討を行った建築物 NIT では、実況のピットを考慮しなければ相互作用が十分に現れなかった。したがって、モデルを実況に適合させることの必要性が改めて確認できる。

同様に長辺方向においても図 3-16 において短辺方向同様に良い対応が確認できる。長辺方向の建物振動数は短辺方向に比べてやや低振動数であるため、1F/GL での慣性力の影響は 3～5Hz 程度に現れている。

短辺方向、長辺方向ともに建物の応答倍率(3F/1F)が比較的小さいが、これは **Rocking** が一部影響していると考えられる。図 3-17 に長辺方向の基礎応答の加速度応答スペクトルを水平成分と回転成分を比較して示す。ここで、回転成分は基礎回転角×高さ×0.7 により評価している。建物卓越振動数の 6Hz 前後では、水平成分と回転成分がほぼ同レベルである。また、図 3-18 に示す長辺方向のスナップショットを見ると、建物基礎が **Rocking** しており、杭先端が沈み込み又は引っ張り上げられていることが分かる。これは、杭支持層の剛性が比較的小さく($V_s=300\text{m/sec}$ 程度)、層の厚さも薄いためと考えられる。杭基礎建築物であるが、直接基礎の剛体回転のようなモードが比較的卓越すると考えられる。

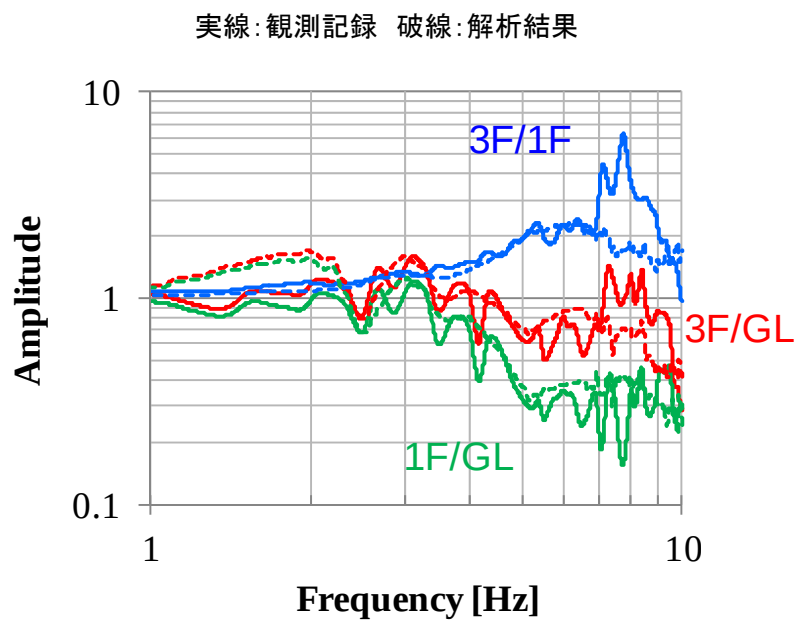


図 3-15 7.15 地震の伝達関数，観測記録と解析結果 X 方向(短辺)

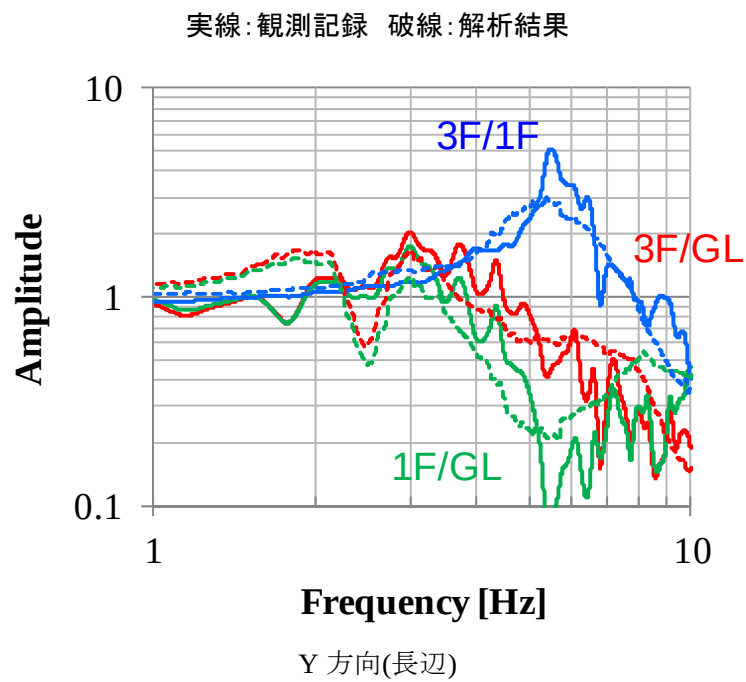


図 3-16 7.15 地震の伝達関数，観測記録と解析結果 (Y 方向)

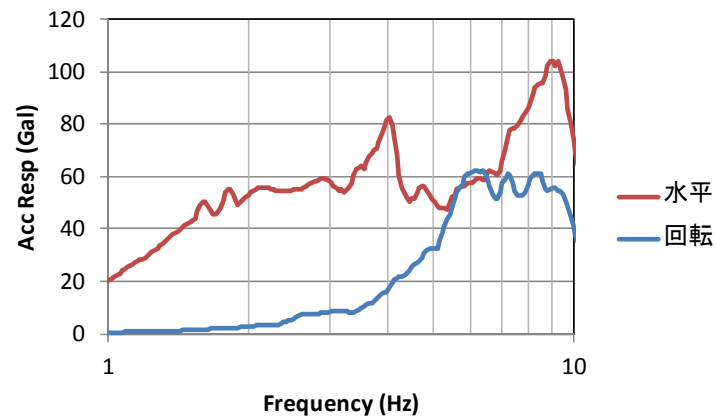


図 3-17 基礎応答における水平成分、回転成分の加速度応答スペクトル（長辺方向）
 回転成分は基礎回転角×高さ×0.7

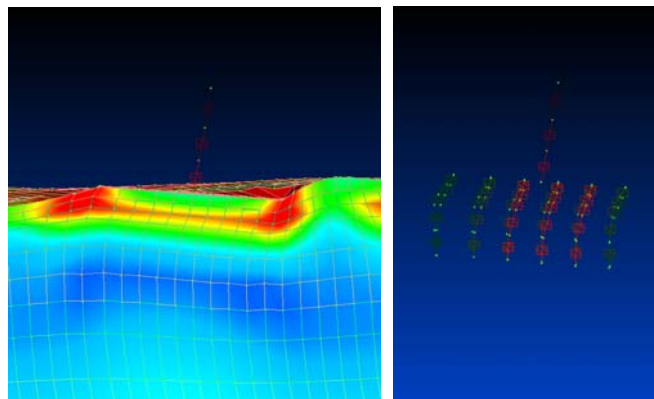


図 3-18 建物の Rocking 時のスナップショット（長辺方向）

1)-3 基礎入力動の評価

無質量剛基礎モデルを用いて基礎入力動を評価した。図 3-19 に基礎入力動／地表面応答の伝達関数を示す。2Hz 前後から応答が低減し、10Hz において 0.6 倍程度に低減している。短辺方向、長辺方向の違いは小さい。

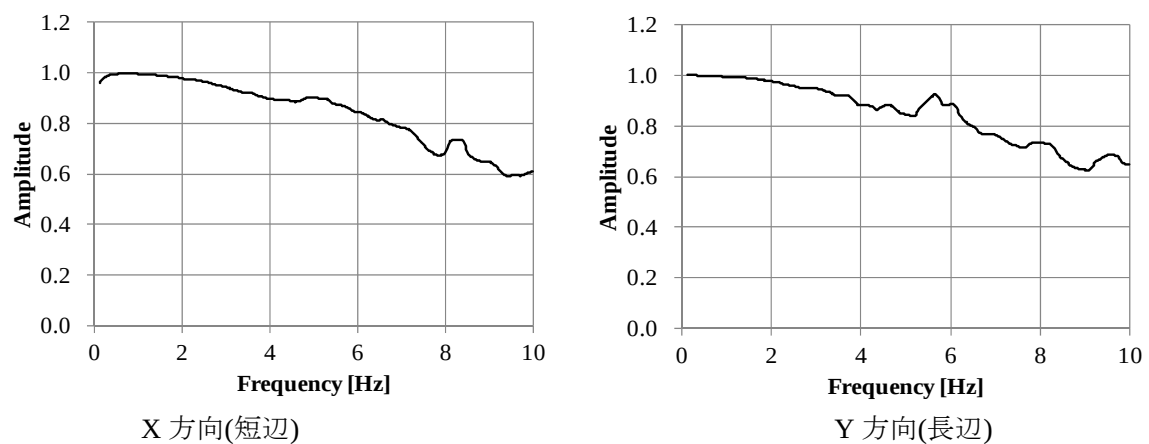


図 3-19 7.15 地震の基礎入力動／地表応答

2) 分離型モデルによるシミュレーション

2)-1 解析モデルおよび地盤ばねと基礎入力動の評価

解析モデルを図3-20に示す。解析モデルは周波数依存地盤ばねを用いたSR モデルとし、上部構造は1 本棒モデルとする。ばね定数については、3次元FEM 解析による検討と同様に、設計図書に基づく値をX 方向（短辺）は1.9 倍、Y 方向（長辺）は1.2 倍したものとした。上部構造の減衰定数は $h=0.03$ とした。杭基礎については、図3-21に示すように、元の杭配置による回転中心を同一として、杭本数、杭径および回転中心回りの断面二次モーメントが等価となるように、1/4 対称に配置したものを用いた。地盤ばねと基礎入力動は、埋め込みを有する杭基礎として3 次元薄層法を用いて評価する。埋込み深さは、基礎梁とフーチングの埋込み分を考慮して2m とする。図3-22及び図3-23に地盤ばね、図3-24及び図3-25に地表面（GL）に対する伝達関数として求めた基礎入力動を示す。

周波数応答解析では、SR ばねは基礎底面位置に設け、その位置に基礎入力動の水平成分を入力する。また、周波数依存地盤ばねを用いた場合との比較として、図3-22及び図3-23に破線で示した剛性、減衰一定(KC 一定)の地盤ばねを用いた場合についても検討する。ここでは、設計での一般的な方法に従い、K は実部の静的近傍値で一定とし、C は虚部の最小勾配とする場合と、連成系の1 次振動数である3Hz 時の値とする場合について検討した。

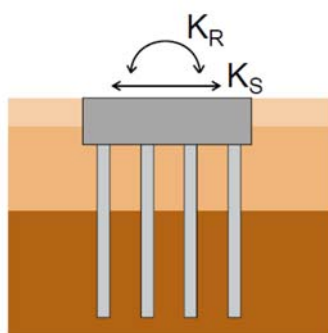


図3-20 SRモデル

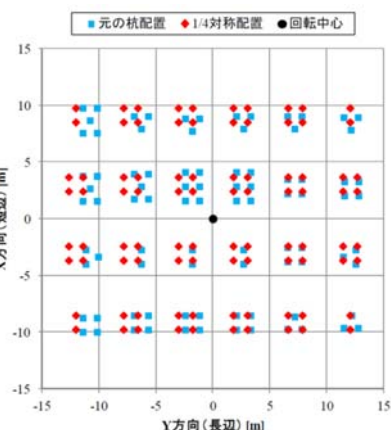
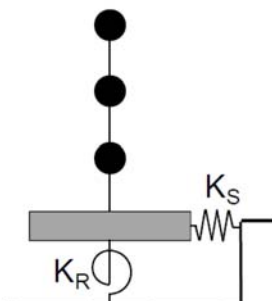
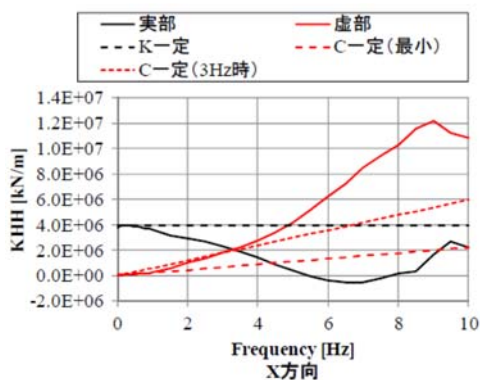
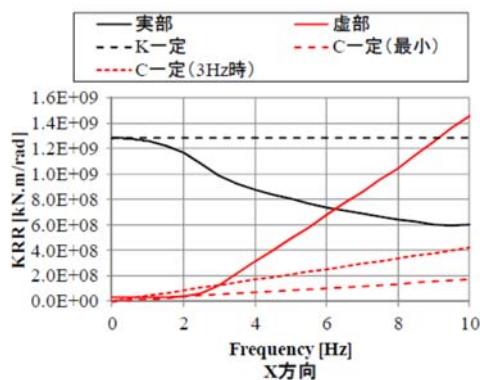


図3-21 杭の1/4対称配置



(水平)



(回転)

図3-22 動的地盤ばね(X方向[短辺])

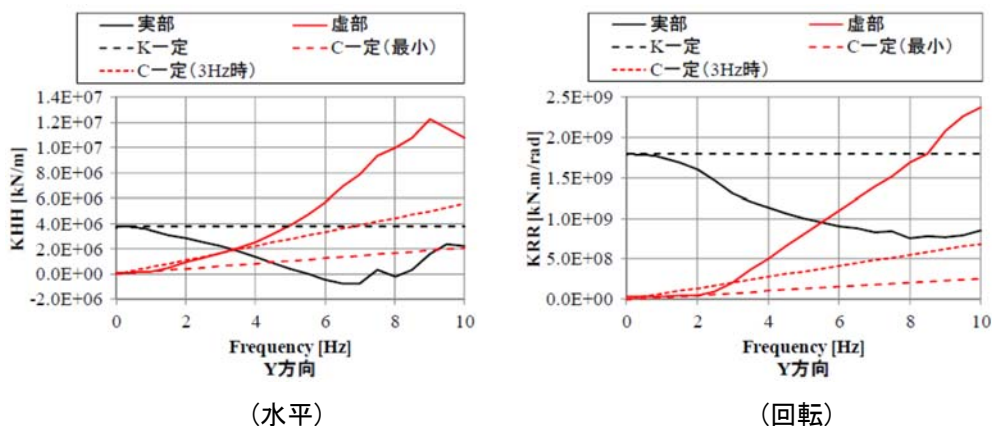


図3-23 動的地盤ばね (Y方向[長辺])

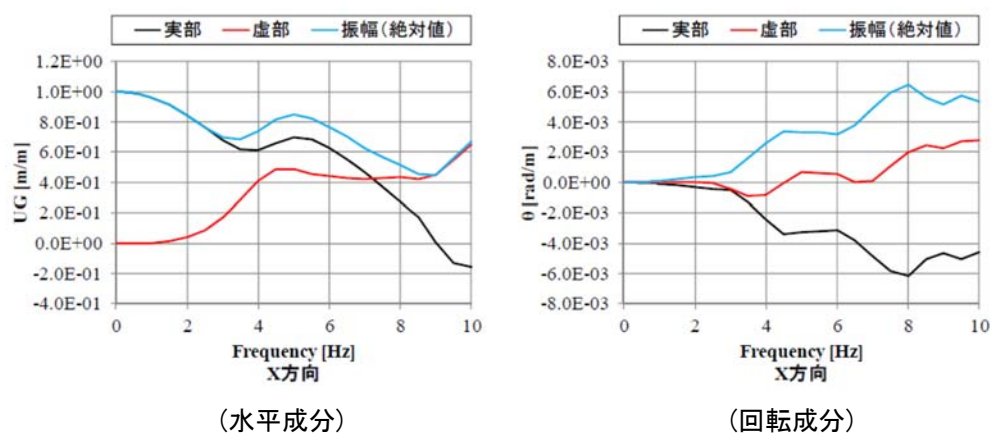


図3-24 基礎入力動 (X方向[短辺])

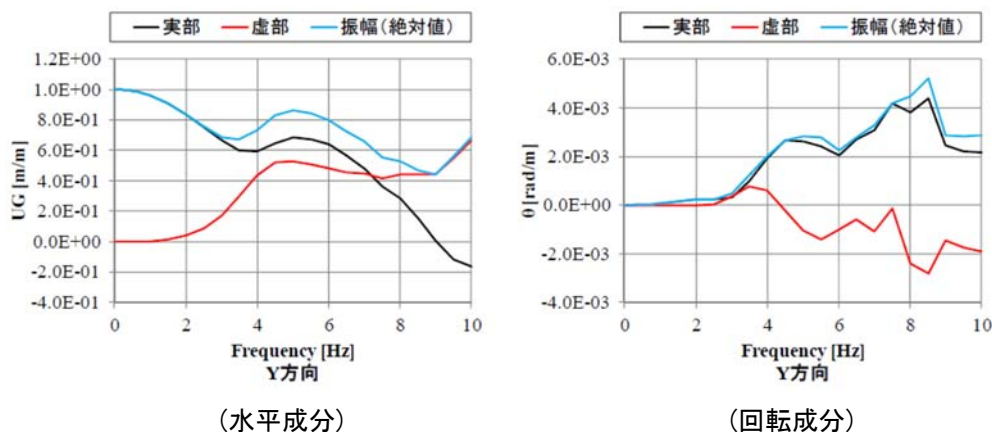


図3-25 基礎入力動 (Y方向[長辺])

2)-2 解析結果

図3-26～図3-31に、解析結果と観測記録の伝達関数を比較して示す。図3-26、図3-30には、3次元FEMによる解析結果と観測記録の比較も合わせて示す。周波数依存地盤ばねによる周波数応答解析結果は、KC一定の地盤ばねを用いた場合より全体的には観測記録と概ね対応しており、3次元FEMによる解析結果とも良く対応している。これにより、本建築物の場合には地盤ばねの周波

数依存性が大きく影響していると考えられる。

振動数ごとの対応関係は、3次元FEM で見られた約3Hz 以下の大きな山谷は周波数応答解析では見られずに、振幅はほぼ1 となり、観測記録との対応関係は改善している。この他に、X 方向（短辺）では、3F/1Fの7～8Hz に大きな振幅が表れているが、SRモデルによる周波数応答解析でも3次元FEM解析と同様にこの振幅は再現できていない。

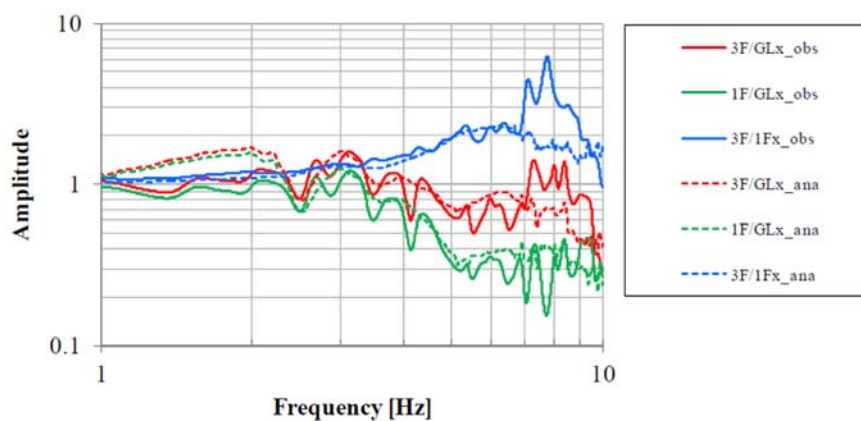


図3-26 観測記録とシミュレーションの伝達関数の比較，※実線：観測，点線：解析
(3次元FEM，短辺)

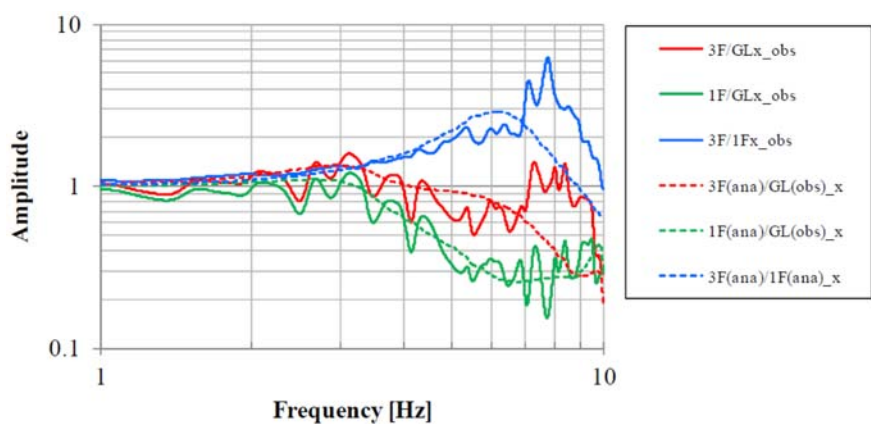


図3-27 観測記録とシミュレーションの伝達関数の比較，※実線：観測，点線：解析
(SRモデル，周波数依存地盤ばね使用，短辺)

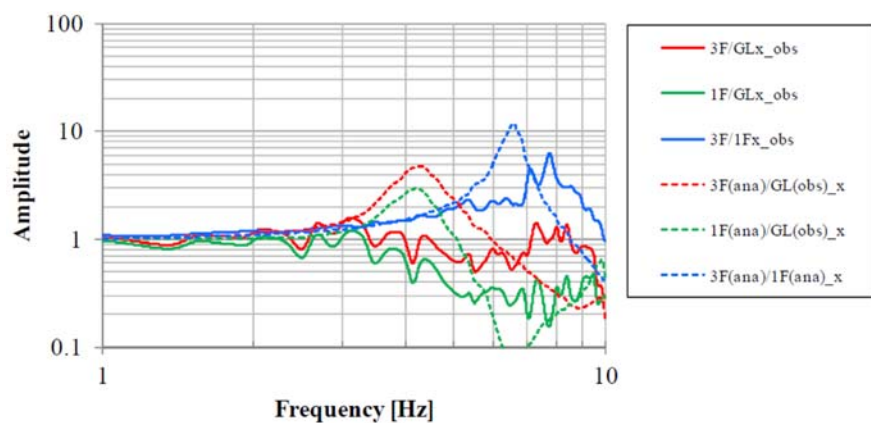


図3-28 観測記録とシミュレーションの伝達関数の比較，※実線：観測，点線：解析
(SRモデル，KC一定地盤ばね使用，C：最小勾配，短辺)

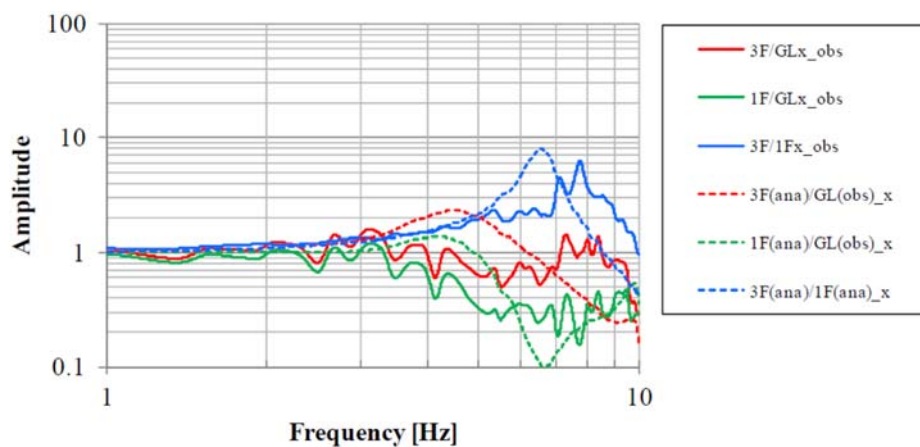


図3-29 観測記録とシミュレーションの伝達関数の比較，※実線：観測，点線：解析
(SRモデル，KC一定地盤ばね使用，C：3Hz時の値，短辺)

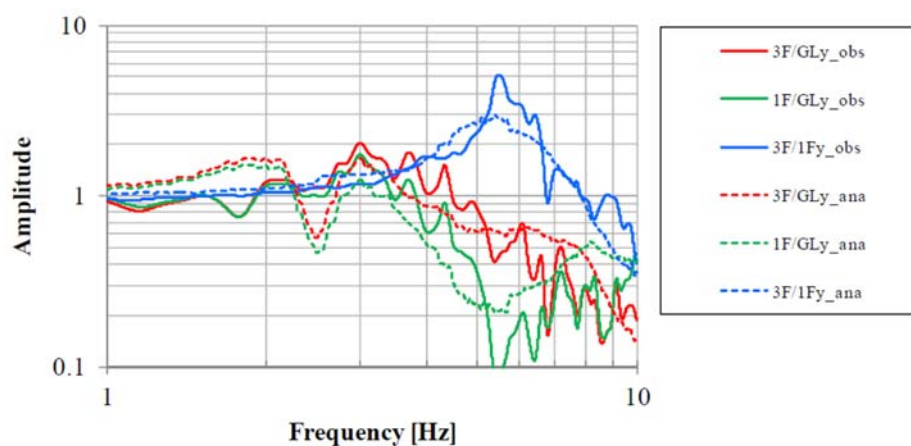


図3-30 観測記録とシミュレーションの伝達関数の比較，※実線：観測，点線：解析
(3次元FEM，長辺)

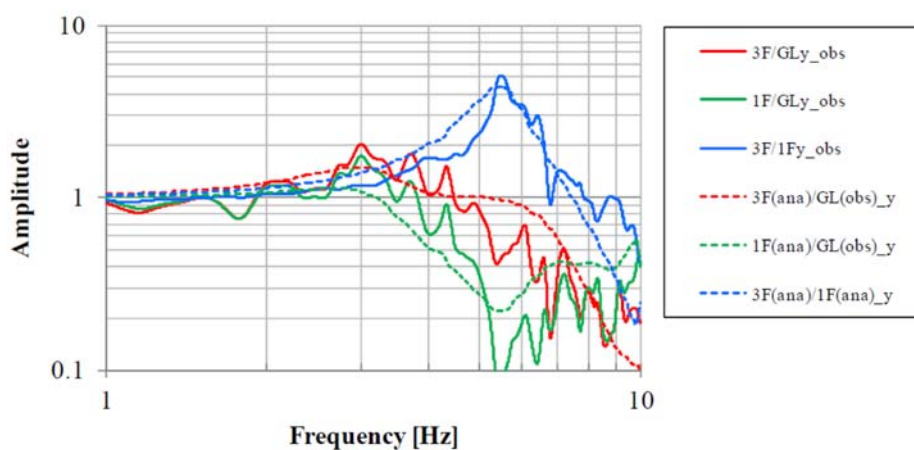


図3-31 観測記録とシミュレーションの伝達関数の比較，※実線：観測，点線：解析
(SRモデル，周波数依存地盤ばね使用，長辺)

3) 観測記録を用いた基礎回転成分の影響検討

1)の3次元FEMによるシミュレーションでは、塔状比が1以下であるにも係わらず、基礎の回転角が3Fの水平応答に及ぼす影響が大きいという結果になっていた。2)のSRモデルによるシミュレーションでも、基礎の回転角が得られているので、その影響について以下に検討する。この際、解析結果と対応させる観測記録として、本建築物では、平面的に2箇所観測が行われていることから、これらを利用する。

本建築物の場合、図3-8のように地震計が平面的に2カ所に設置してある。これらの地震計の鉛直(Z)成分から基礎の回転を求めようとする場合、鉛直成分は、建物全体の鉛直動と水平2方向の基礎回転の影響を受けるため、単純に算術計算では基礎回転による鉛直成分を抜き出すことはできない。しかし、基礎の回転による鉛直成分は、関連する基礎および建物の水平成分と相関が強い、すなわちコヒーレンスが高いと考えられる。そこで、池浦¹⁾の方法を用いて、基礎回転成分を推定する。

X方向(短辺)とY方向(長辺)の3F中央-水平、1F隅角-鉛直、1F中央-水平の組み合わせに対して評価した、コヒーレンスとシグナルパワー比および伝達関数を図3-32～図3-35に示す。ここでは、アンサンブル平均の代わりにスペクトルウィンドウを用いて評価した。

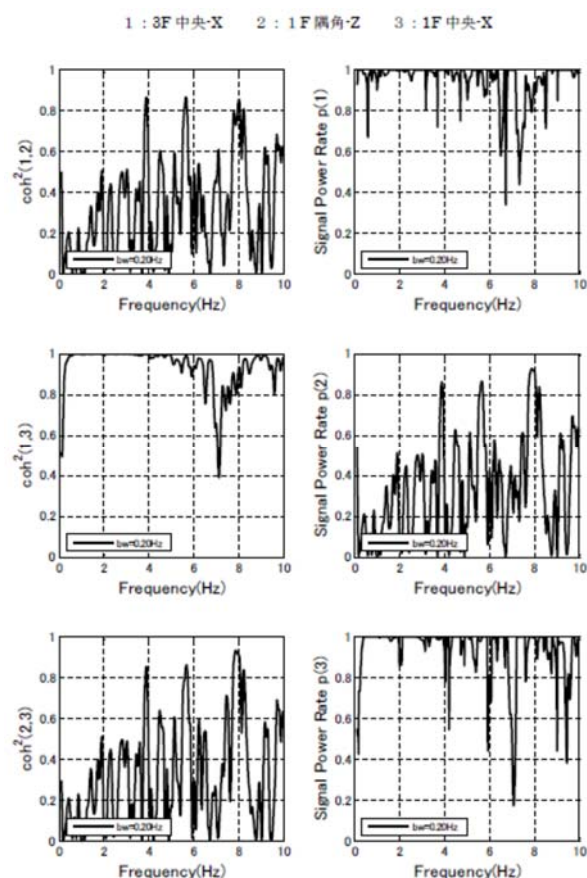


図3-32 コヒーレンスとパワースペクトル比

(短辺), バンド幅 0.2Hz

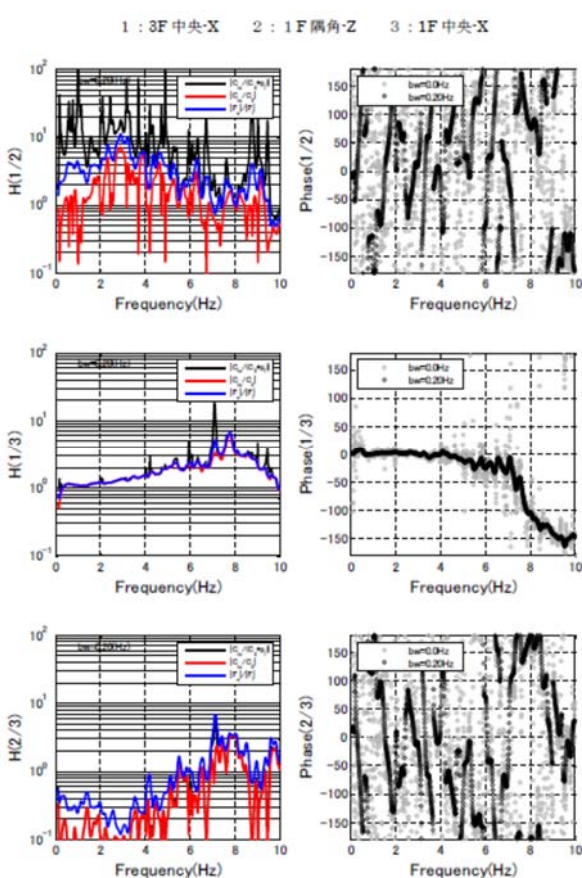


図3-33 伝達関数(短辺)

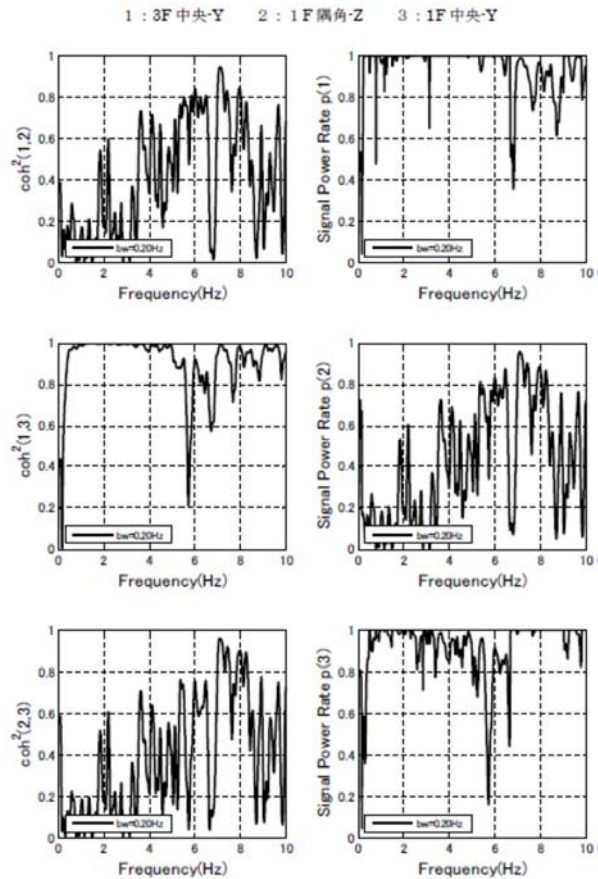


図3-34 コヒーレンスとパワースペクトル比
(長辺), バンド幅 0.2Hz

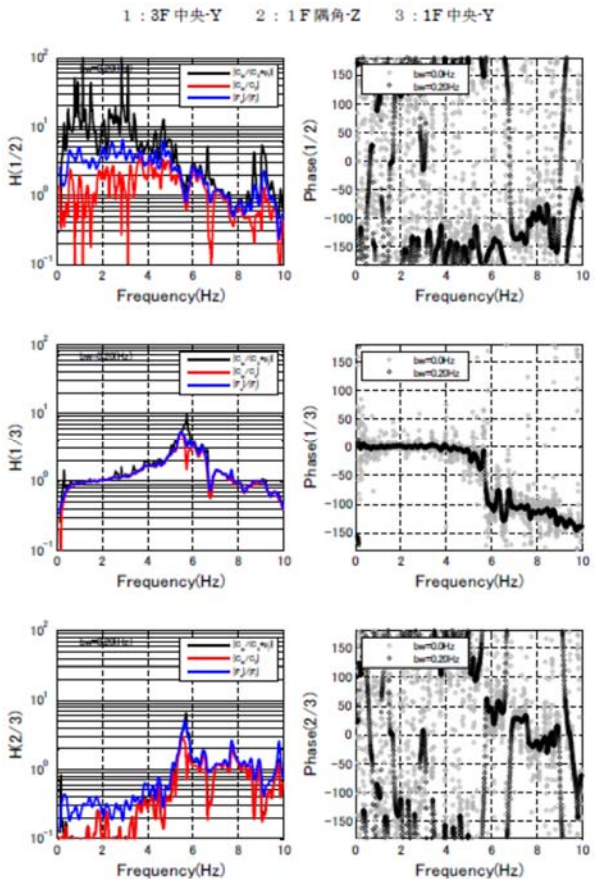


図3-35 伝達関数(長辺)

次に、観測と解析の基礎回転寄与分の伝達関数を評価する。観測の場合は、以下に示すように、1F 端部鉛直 u_{z1} / 1F 中央水平 u_{x1} の伝達関数に、3F 床位置の高さ h と建物中央から端部地震計までの距離 l の比を乗じて求めた。ここで、 $h=8.35(\text{m})$, $l=11.0(\text{m})$ とした。

基礎回転角を θ としたとき、1F 端部の鉛直成分 u_{z1} は

$$u_{z1} = \theta \cdot l$$

$$\therefore \theta = \frac{u_{z1}}{l}$$

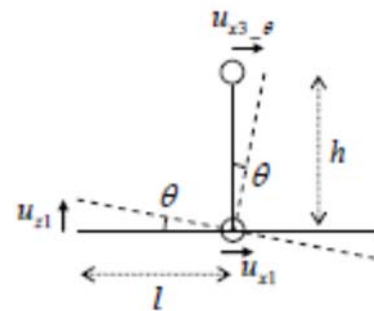
この回転角 θ による 3F 床位置の回転寄与分は

$$u_{z3-\theta} = \theta \cdot h = \frac{h}{l} u_{z1}$$

これより、3F 床位置の回転寄与分の伝達関数は

$$\frac{u_{z3-\theta}}{u_{x1}} = \frac{h}{l} \frac{u_{z1}}{u_{x1}}$$

解析の伝達関数を求める際には、周波数依存地盤ばねを用いた周波数応答解析による結果を用いた。基礎回転寄与分の伝達関数は、解析から得られる基礎回転角 θ に 3F 床位置の高さを乗じて



回転寄与分 u_{x3_0} を評価し、これを 1F 水平 u_{x1} で除すことにより 3F 床位置の回転寄与分の伝達関数を求めた。ここで、3F 床位置の高さは、解析モデルの基礎入力動規定位置である基礎位置質点から 3F 床位置質点までの高さ 9.35m とした。

以上のようにして求めた観測と解析の伝達関数の比較を図 3-36 及び図 3-37 に示す。観測の伝達関数の場合、X,Y 方向ともに約 3Hz 以上の高振動数側で回転寄与分が大きくなっており、水平成分のピーク振動数である X 方向の約 7Hz、Y 方向の約 6Hz での回転成分の振幅は、水平成分の振幅に対して 4～5 割程度の大きさとなっている。

一方、解析の伝達関数の場合、X 方向(短辺方向)において観測に見られる 7～8Hz での大きな振幅は再現されていないが、全体的には、X,Y 方向とも観測の回転寄与分の平均的な振幅レベルとなっており、高振動数側における水平成分に対する回転寄与分の割合も観測と概ね対応している。

以上の検討から、観測記録の 3F/1F の伝達関数のピーク振動数での大きな振幅に対しては、基礎回転の影響が比較的大きくなっているものと推測される。

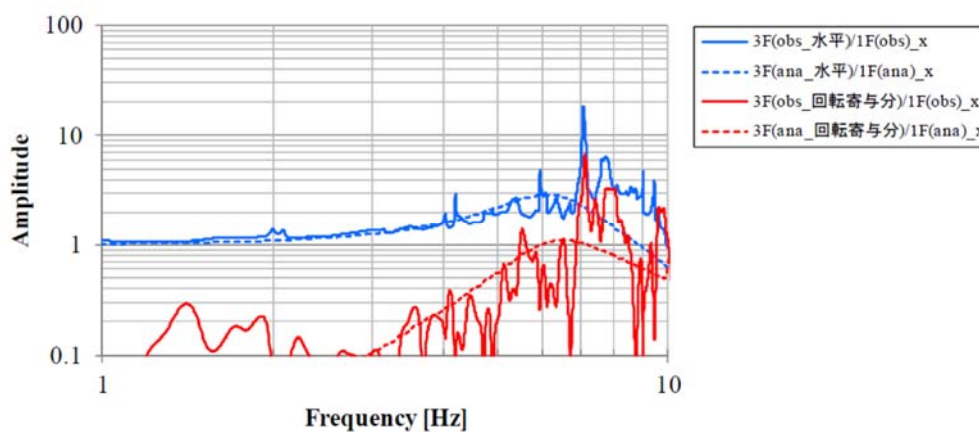


図3-36観測記録とシミュレーションの伝達関数3F/1Fの水平成分と基礎回転寄与分の比較

※実線：観測，点線：解析（短辺）

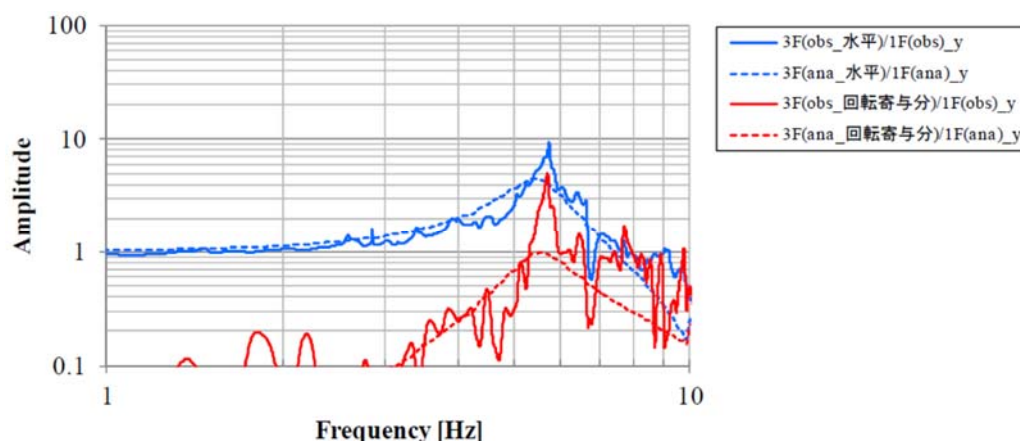


図3-37観測記録とシミュレーションの伝達関数3F/1Fの水平成分と基礎回転寄与分の比較

※実線：観測，点線：解析（長辺）

(4) まとめ

建築物 EDG を対象に、一体型モデルと分離型モデルによる観測記録のシミュレーションを行った。建物モデルは質点系せん断棒、杭は線材、地盤はメッシュとした。得られた知見を以下に示す。

①一体型モデルによるシミュレーション

- 1) 建物剛性の検討を行い、短辺方向の剛性を 1.9 倍、長辺方向の剛性を 1.2 倍することにより、観測記録への合致度が向上した。短辺方向の補正倍率が高いことは、隣棟渡り廊下が影響している可能性もあるが、断定には至らない。
- 2) シミュレーションによる伝達関数は概ね観測記録と対応し、建物慣性力および相互作用の影響を概ね模擬することができた。建築物 EDG では、実況において基礎梁まわり及び 1 階床下は地盤で充填されていることから埋込みを考慮しないモデルを用いたが、基礎応答は解析と観測で概ね良い対応を示した。別途、第 5 章で検討を行った建築物 NIT では、部分的な地下室の存在まで解析モデルに反映させる等、実況のピットの影響を考慮しなければ、相互作用の効果が解析結果に十分に現れなかった。したがって、両者の比較からも埋込み・排土が相互作用に与える影響を確認できる。
- 3) 短辺方向、長辺方向ともに建物の応答倍率($3F/1F$)が総じて小さいが、これは **Rocking** が影響していると考えられる。杭支持層の剛性が比較的小さく層の厚さも薄いため、杭先端から回転し、直接基礎の剛体回転のようなモードが現れていると考えられる。
- 4) 基礎入力動／地表の伝達関数は 2Hz 前後から減少し、10Hz において 0.6 倍程度に減少した。

②分離型モデルによるシミュレーション

- 1) 周波数依存地盤ばねによる周波数応答解析から求めた伝達関数は、全体的には観測記録と概ね対応した。ただし、特に X 方向（短辺）の $3F/1F$ の 7~8Hz に見られる大きな振幅については、3 次元 FEM 解析と同様に再現できなかった。
- 2) 地盤ばねを KC 一定とした場合は、周波数依存ばねを用いた場合と比較して観測記録との合致度は低下した。このことから、本建築物の場合には、地盤ばねの周波数依存性が建物応答に大きく影響していると考えられる。

③基礎入力動の回転成分の影響について

- 1) 観測記録を用いて基礎の回転成分を推定した。 $3F/1F$ の水平成分のピーク振動数での回転成分の振幅は、水平成分に対して 4~5 割程度の大きさとなった。また、解析の回転寄与分による $3F/1F$ の伝達関数は、全体的には観測の回転寄与分の平均的な振幅レベルとなった。これより、観測記録の $3F/1F$ の伝達関数のピーク振動数付近では、基礎回転の影響が比較的大きくなっているものと推測される。

【参考文献】

- 1) 池浦友則:鉛直アレー観測点間で相関する地震動成分の地盤伝達関数, 日本地震工学会論文集, 第9巻, 第1号, pp.65-82, 2009

4. 建築物 TKS (5F, 杭基礎) について

本章では、建築物 TKS を対象として地表と建築物での観測記録をもとに露頭波の推定および建物-杭基礎一体型モデルによる解析検討を行う。

(1) 建築物概要と地震観測記録

1) 建築物概要

建築物 TKS は、千葉県千葉市に建つ 5 階建ての集合住宅である。図 4-1(1)(2)に建築物 TKS の平面図と杭伏図を示す。TKS は、集合住宅として汎用される RC 壁式ラーメン構造で、66m×7m の平面形を有し、高さは 14m である。基礎形式は杭基礎で、PC 杭 128 本(A 種、杭径 30cm、杭長 20m)により支持されている。また東北地方太平洋沖地震では、建築物周辺で液状化に伴う噴砂と地盤沈下が地震後に確認されている。

用途 : 集合住宅
階数 : 地上 5 階、地下なし
上部構造 : RC 造 (壁式ラーメン構造)
基礎構造 : PC 杭 (A 種、杭径 30cm、杭長 20m)

2) 地震観測記録

図 4-2 に地震観測の概要を示す。観測記録は、建築物の 5 階と 1 階および地表で得られている。図 4-3,4-4 に前震(3/9 11:46)、図 4.5,4-6 に本震(3/11 14:47)の観測記録の加速度波形と加速度応答スペクトル(減衰 5%)、および擬似速度応答スペクトル(減衰 5%)を示す。また図 4-7 に、観測記録のフーリエスペクトル比を示す。5F/GL のフーリエスペクトル比(赤線)の卓越振動数は、両方向とも 5F/1F (青線)のフーリエスペクトル比に比べて低下する。これは、地盤との相互作用の影響によるものと考えられる。

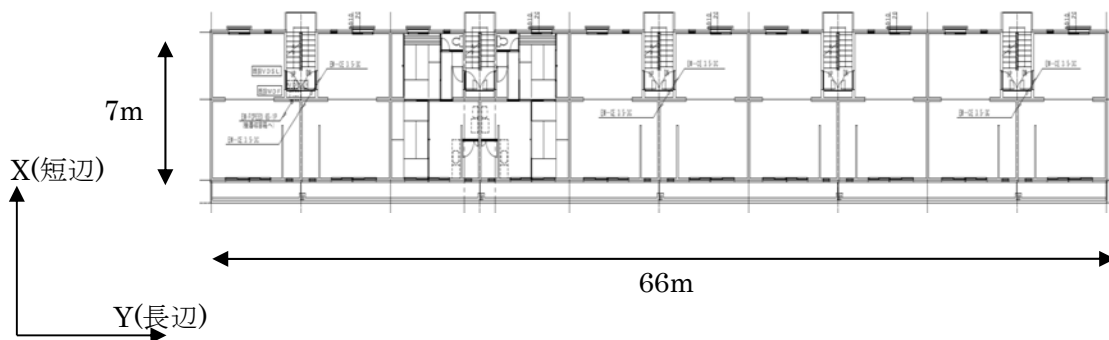


図 4-1(1) 2 階平面図

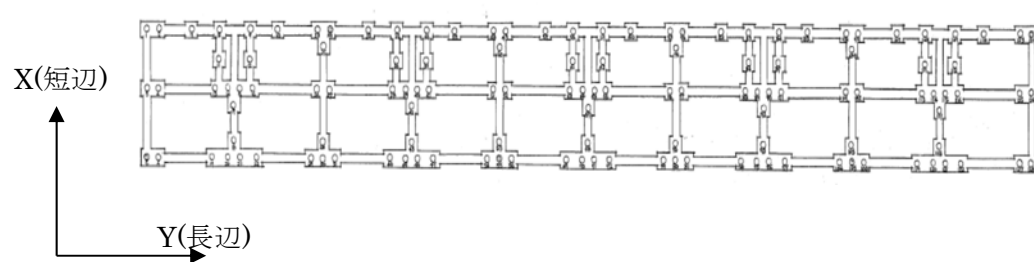
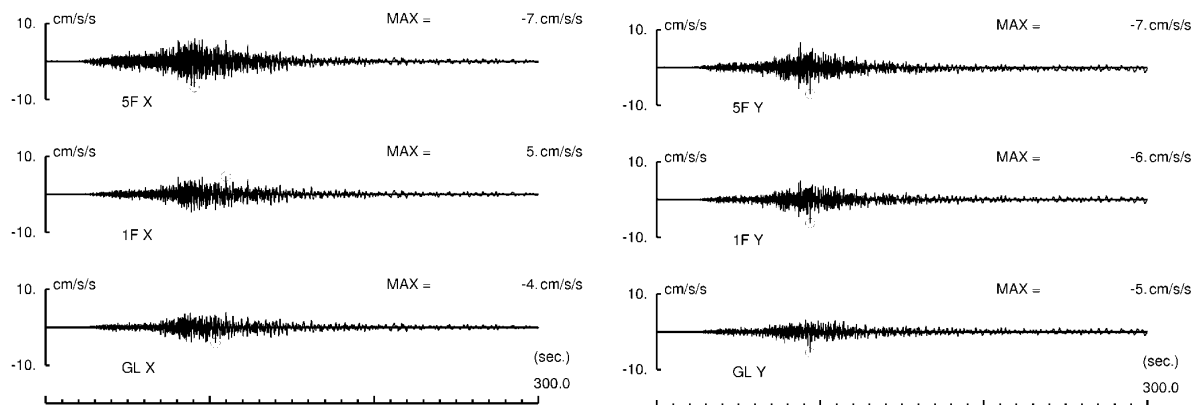


图 4-1 (2) 杭伏图



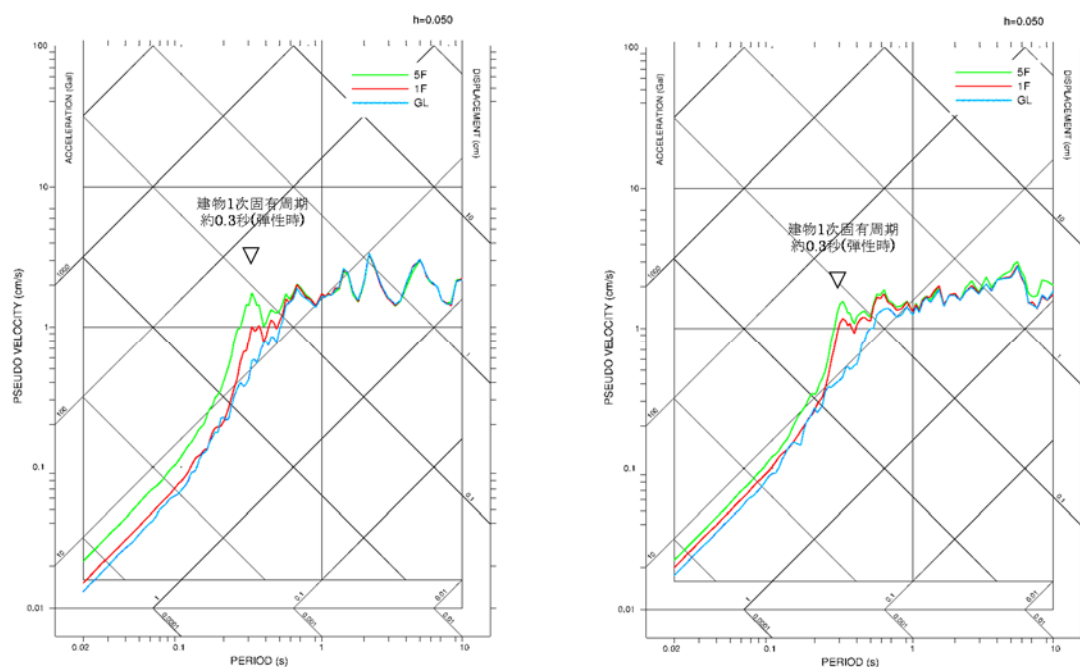
图 4-3 地震観測概要



X(短辺)方向

Y(長辺)方向

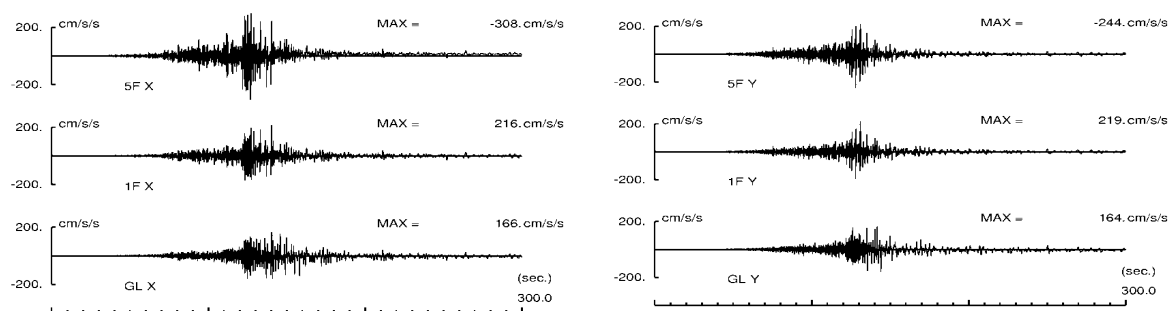
図 4-3 前震 (3/9) での X(短辺) 方向の観測記録 (加速度波形)



X(短辺)方向

Y(長辺)方向

図 4-4 前震 (3/9) での観測記録の擬似速度応答スペクトル



X(短辺)方向

Y(長辺)方向

図 4-5 本震 (3/11) での X(短辺) 方向の観測記録 (加速度波形)

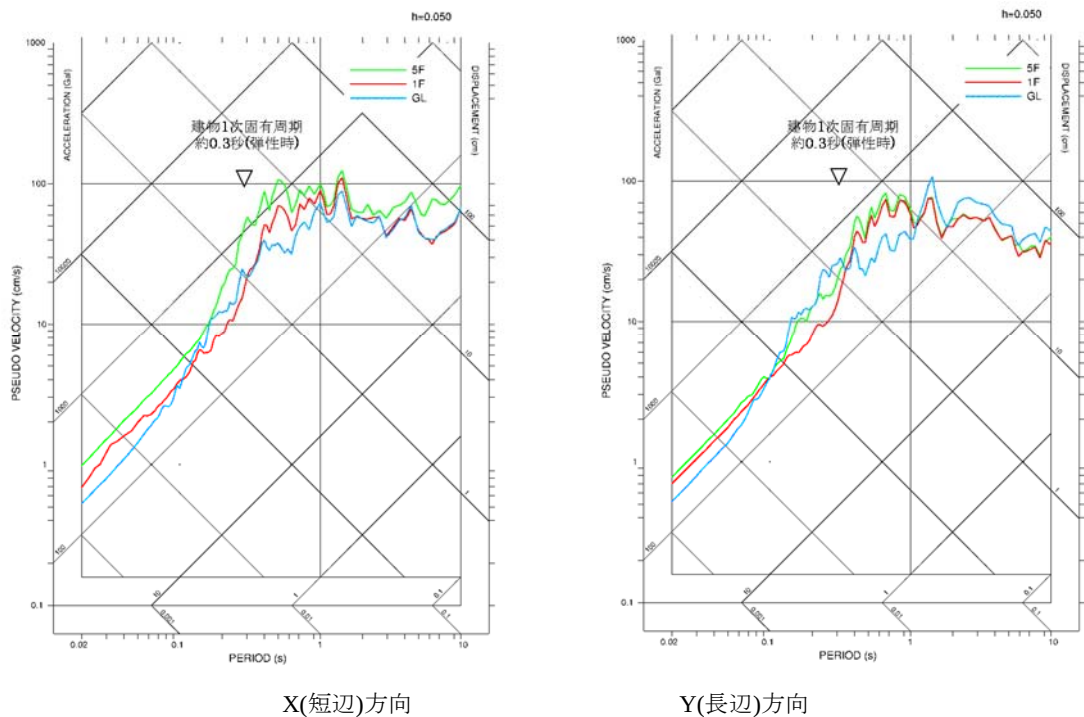


図 4-6 本震(3/11)での観測記録の擬似速度応答スペクトル

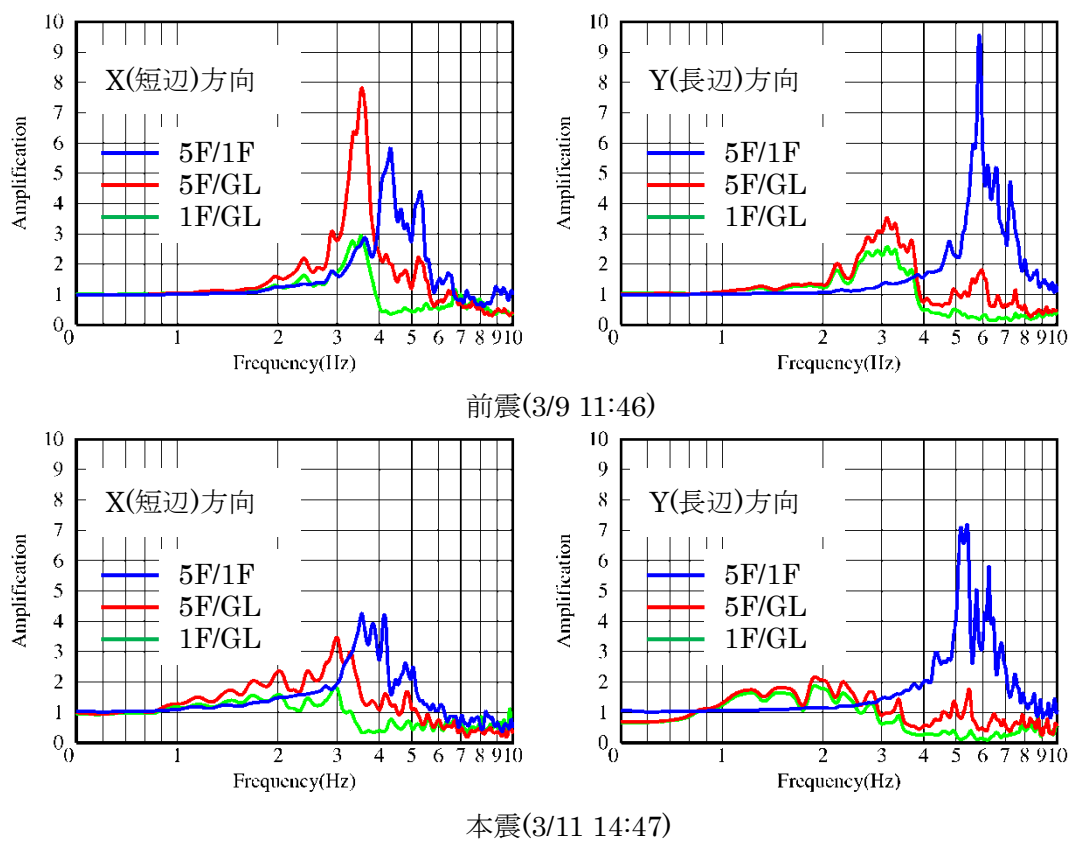


図 4-7 観測記録のフーリエスペクトル比

(2) 地盤のはぎ取り解析による露頭波の評価

図 1-1 に示すフローに基づき、地表の観測記録から工学的基盤での露頭波を評価した。

表 4-1 に地盤定数、図 4-8 に杭と地盤条件の関係を示す。地盤の層序と S 波速度は原位置調査結果に基づいて設定し、工学的基盤は GL-32.7m とした。図 4-9 に土の非線形モデル、図 4-10 に液状化強度曲線を示す。土の非線形モデルは、各層の土質特性に応じて文献 1) をもとに設定した。液状化強度は、N 値と細粒分含有率から文献 2) に基づいて設定した。地盤応答の解析モデルは、地盤を 1 次元土柱にモデル化し、工学的基盤位置(GL-32.7m)を粘性境界とした。解析では、X(短辺)方向と Y(長辺)方向の 2 方向同時入力の解析を行った。

表 4-1 地盤定数

深度 (m)	密度 (t/m ³)	S 波速度 (m/s)	土質	ポアソン 比	基準歪み (%)	最大減衰 定数(%)
1.30	1.55	110	F	0.479	0.18	17
3.00	1.80	80	Ac	0.489	0.18	17
7.70	1.85	150	As	0.492	0.10	21
9.70	1.80	190	As	0.494	0.10	21
12.15	1.85	230	As	0.491	0.10	21
15.35	1.85	230	Ds	0.491	0.10	21
19.90	1.95	270	Ds	0.489	0.10	21
23.25	1.95	390	Ds	0.468	0.10	21
25.80	1.80	270	Dc	0.489	0.10	21
32.70	1.95	380	Ds	0.468	0.10	21
-	1.95	540	-	0.449	-	-

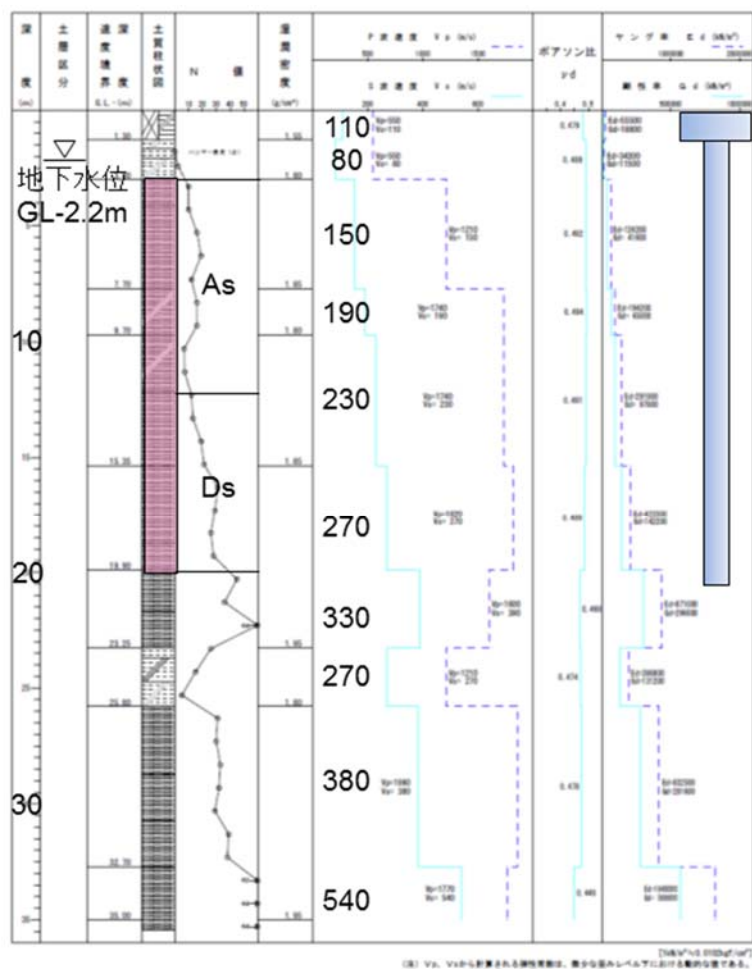


図 4-8 杭と地盤条件の関係

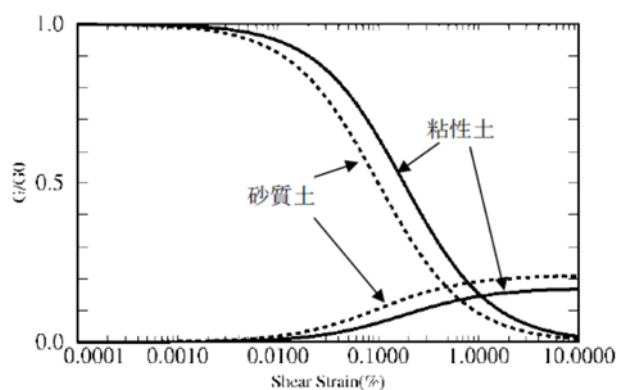


図 4-9 土の $G \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 曲線図

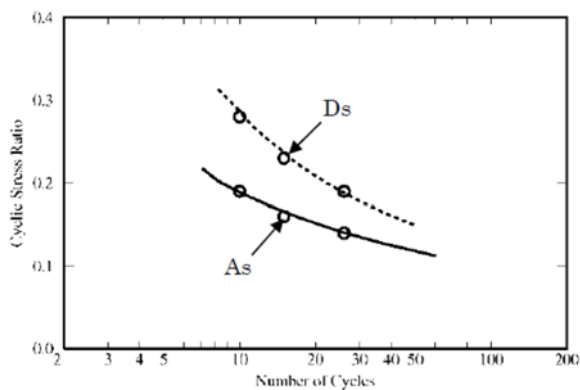


図 4-10 液状化強度曲線

図 4-11 に、前震(3/9)と本震(3/11)での地盤応答の解析結果を示す。過剰間隙水圧は前震では上昇しないが、本震では時刻 120 秒付近から上昇し始め、140 秒付近で初期有効応力に達して液状化に至っている。また水圧の上昇に伴い、本震時の地表加速度は振幅が小さくなる。解析は観測の振動性状を概ね捉えている。

図 4-12 と図 4-13 に、前震(3/9)と本震(3/11)での地表面応答の加速度応答スペクトル(減衰 5%)

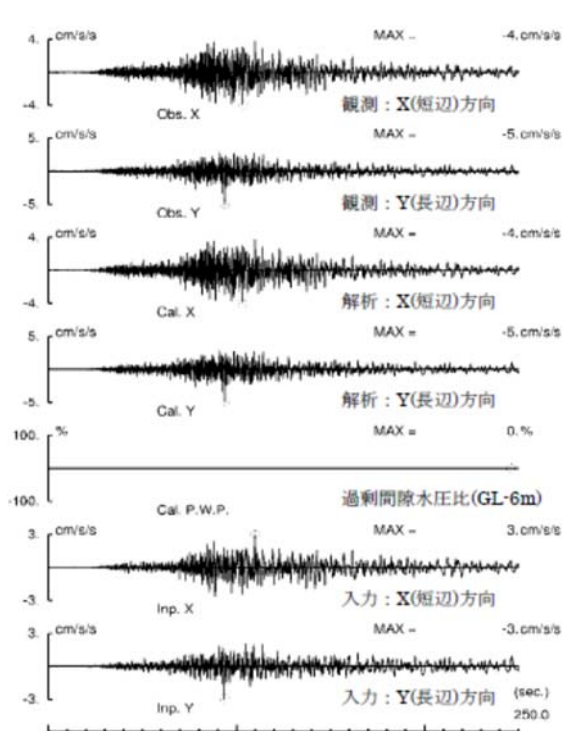
を示す。また、同図には基盤での露頭波(基盤波)のスペクトルも併せて示す。前震では、基盤波に比べて地表面応答が周期約 0.5 秒付近で増幅しているのに対して、本震では周期 1.5 秒付近で大きく増幅している。観測と解析の周期特性は概ね対応している。

図 4-14 に、本震(3/11)の NS 方向と EW 方向の基盤波の擬似速度応答スペクトル(減衰 5%)を示す。また、同図には他地点での評価結果も併せて示す。両方向とも、本地点での基盤波の評価結果は、他地点での基盤波と概ね同程度の振幅レベルであることが確認できる。

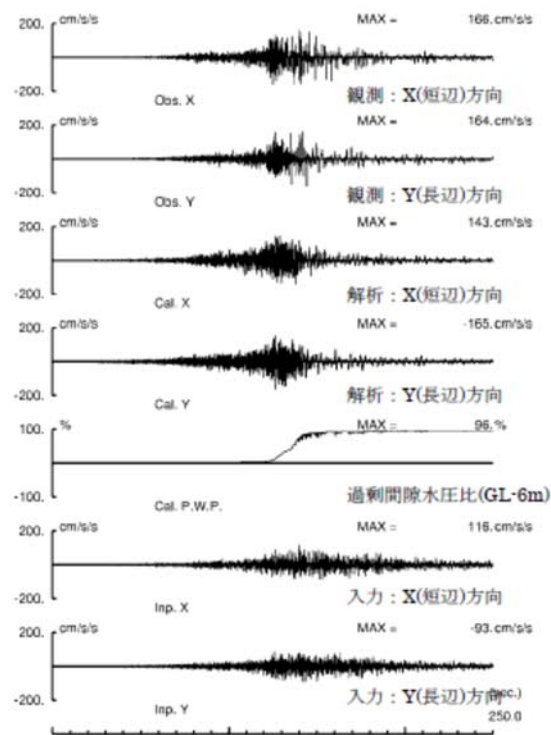
図 4-15 に本震(3/11)での地盤の最大応答値分布を示す。過剰間隙水圧は、深さ 3m~8m でほぼ初期有効応力に達して、液状化していることがわかる。また液状化層では地盤変位が増幅し、約 2%の最大せん断ひずみが生じている。

図 4-16 に 2 方向入力と 1 方向入力の地表面応答の比較を、図 4-17 に地盤応答を比較して示す。なお、2 方向入力と 1 方向入力の基盤波は同じものを入力している。2 方向入力した場合、1 方向入力の結果に比べて、過剰間隙水圧が上昇し、特に Y(長辺)方向の地盤変位およびせん断歪みが大きくなる。

図 4-18 に、本震での地盤の等価物性値分布を示す。過剰間隙水圧の上昇による影響は、文献 3)の方法に従い評価した。液状化層ではせん断剛性比は 1 割程度となり、S 波速度は約 30m/s まで低下している。

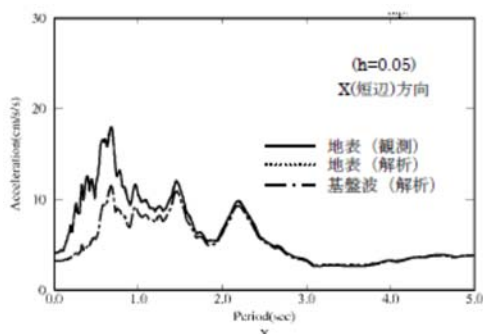


前震(3/9)

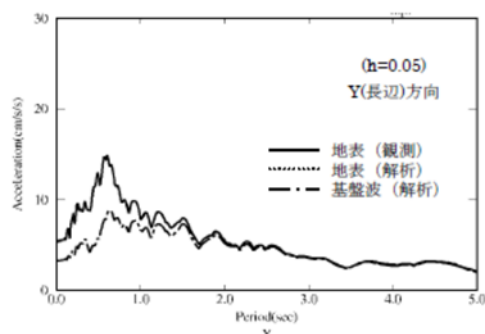


本震(3/11)

図 4-11 地盤応答のシミュレーション結果

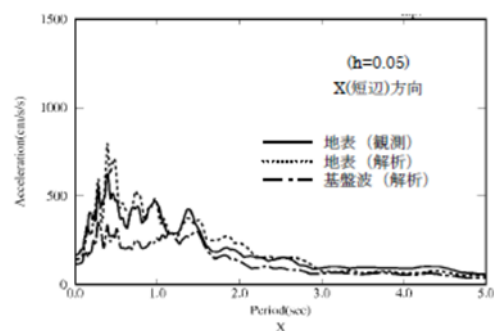


X(短辺)方向

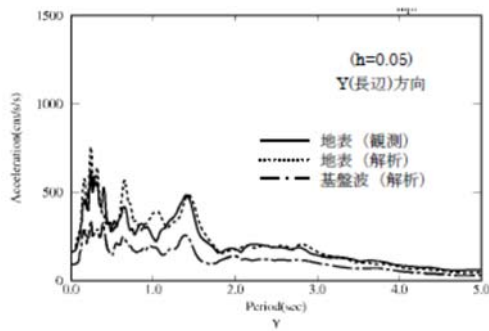


Y(長辺)方向

図 4-12 前震(3/9)での地表と基盤波の加速度応答スペクトル(減衰 5%)



X(短辺)方向



Y(長辺)方向

図 4-13 本震(3/11)での地表と基盤波の加速度応答スペクトル(減衰 5%)

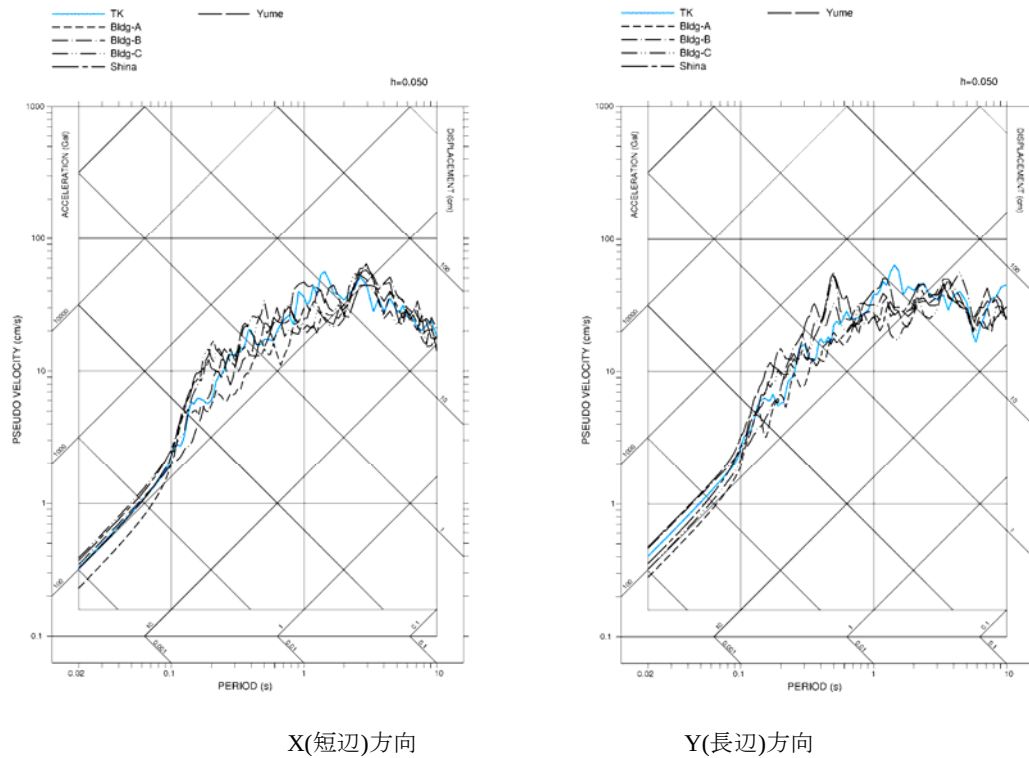


図 4-14 本震(3/11)における基盤波の擬似速度応答スペクトル

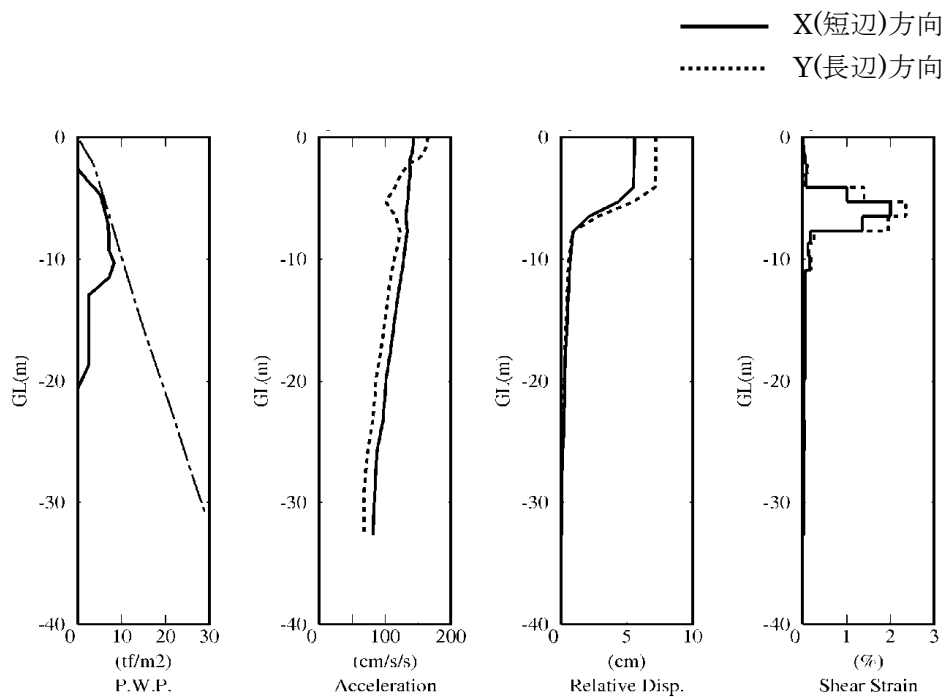


図 4-15 本震(3/11)での地盤の最大応答値分布

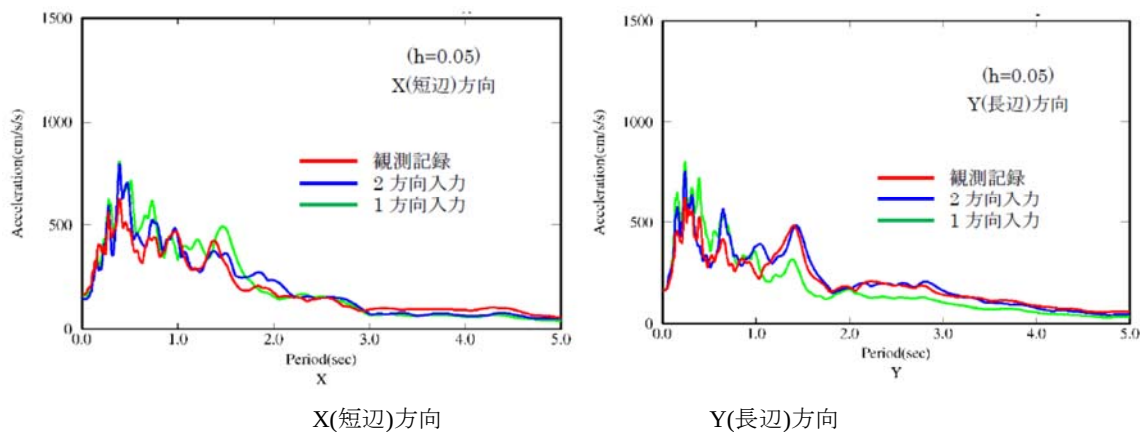


図 4-16 2 方向入力と 1 方向入力の地表面応答の比較 (減衰 5%)

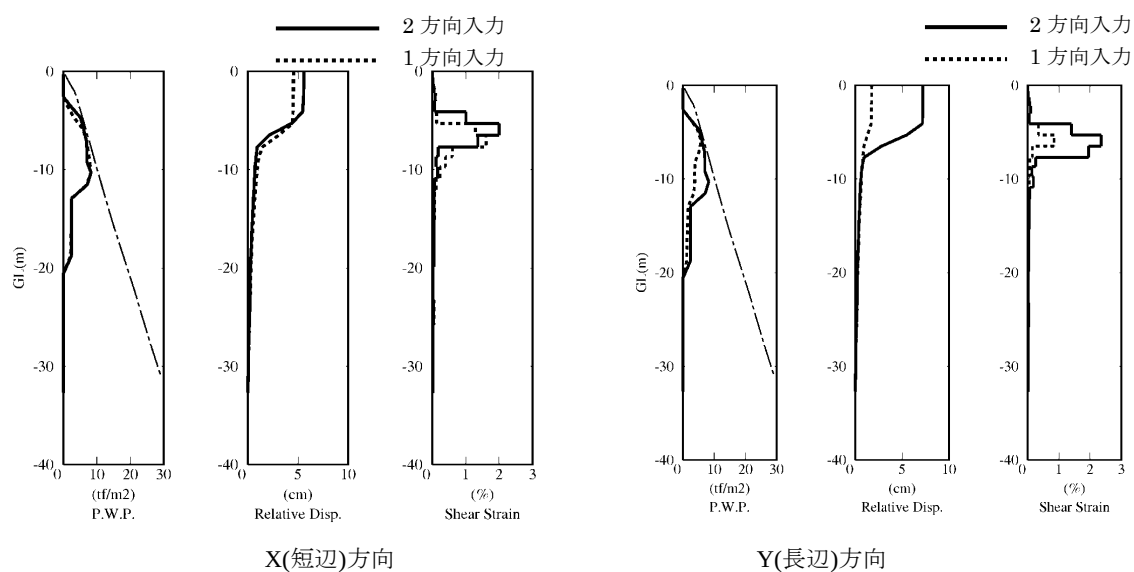


図 4-17 2 方向入力と 1 方向入力の地盤応答の比較

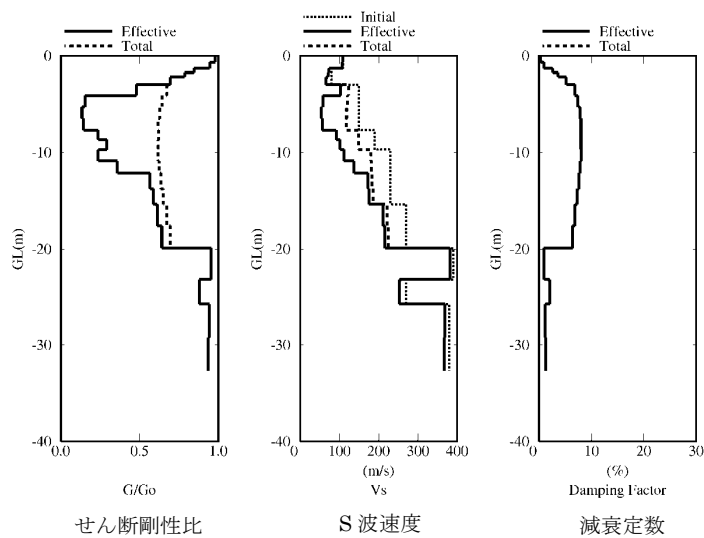


図 4-18 本震(3/11)での地盤の等価物性値分布

(Effective:有効応力解析、Total:全応力解析、Initial:初期値)

(3) 観測記録のシミュレーション解析

1) 解析モデルと建物定数

図 4-19 に解析モデル、表 4-2 に建物定数を示す。上部構造はせん断型モデル(Rayleigh 型減衰・周期 0.2 秒と 0.5 秒で 10%)とし、各階の重量と剛性は文献 3)をもとに設定した。群杭は、1 本の曲げせん断棒に置換し、杭の各質点に地盤との相互作用ばねを取り付けたモデル⁴⁾とした。

地盤ばねは、全応力解析による等価物性値を用いて 3 次元薄層法のリング加振解により評価した。解析は、地盤ばねを介して地盤応答を入力し、地盤ばねには杭と地盤の相対変位に伴う非線形性と過剰間隙水圧の上昇による有効応力の変動に伴う非線形性を逐次考慮した⁴⁾。杭の非線形性は、文献 5)をもとに Tri-Linear 型モデルを設定した。

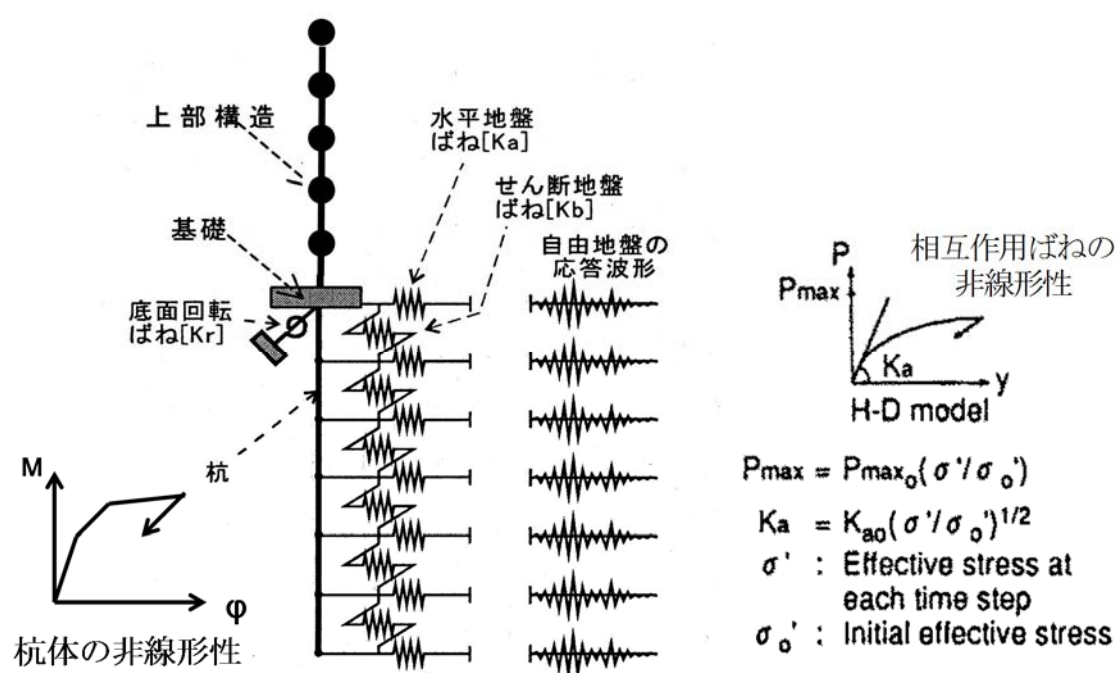


図 4-19 建物 - 杭基礎の応答解析モデル

表 4-2 TKS の建物定数

階	重量 W (t)	階高 H (cm)	短辺方向 ばね定数 Kx (t/cm)	長辺方向 ばね定数 Ky (t/cm)
R	492	260	4,817	8,178
5	632	260	8,600	9,883
4	638	260	12,298	11,125
3	638	260	17,312	12,570
2	638	360	25,742	16,643
1	1523	—	—	—

2) 解析結果

表 4-3 に、建物の固有周期を示す。X(短辺)方向は、基礎固定モデルが 0.139 秒に対して Rocking モデルは 0.204 秒と長周期化し、回転ばねの影響が大きい。一方、Y(長辺)方向は、基礎固定モデルが 0.150 秒、Rocking モデルが 0.152 秒と変化は小さく、回転ばねの影響は小さい。また、水平ばねを考慮した建物-杭基礎モデルでは、X 方向が 0.317 秒、Y 方向が 0.325 秒となり、Rocking モデルに比べて周期が長く、地盤との相互作用の影響が大きいことが確認できる。

図 4-20 と図 4-21 に、前震(3/9)での観測記録と、基礎固定モデルと Rocking モデルの解析結果のフーリエスペクトル比を示す。なお、入力動は 1 階での観測記録とする。回転ばねの影響が大きい X(短辺)方向では、基礎固定モデルによる解析と観測の対応が悪い。一方、Rocking モデルは両方向とも観測との対応が良く、建物モデルが概ね妥当であることが確認できる。

表 4-3 建物の固有周期

解析モデル	入力動	固有周期(秒)	
		X(短辺)方向	Y(長辺)方向
基礎固定モデル	1 階観測	0.139	0.150
Rocking モデル	1 階観測	0.204	0.152
建物-杭基礎モデル	地中応答	0.317	0.325

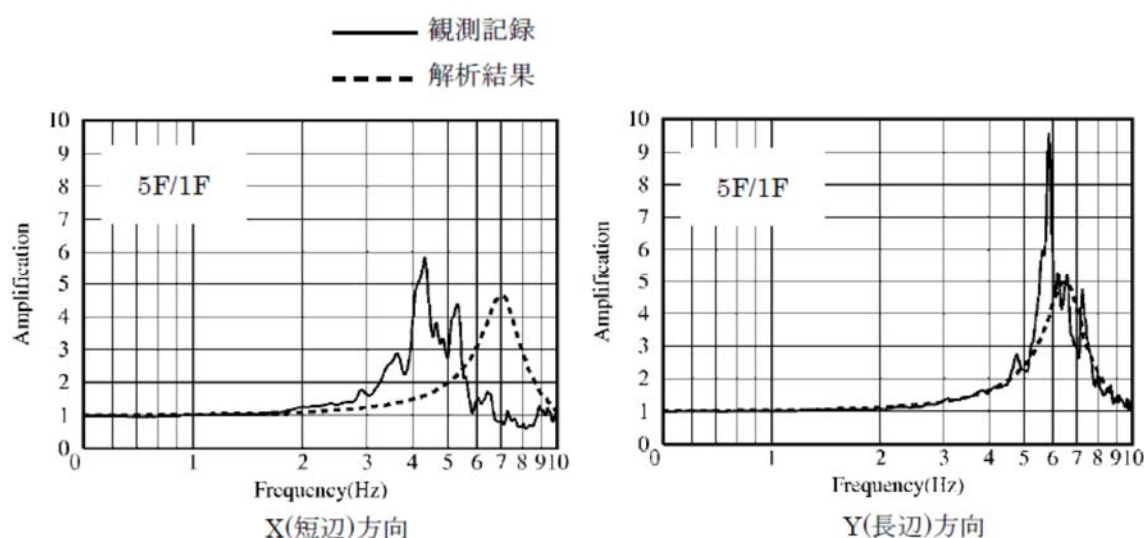


図 4-20 観測記録と解析結果のフーリエスペクトル比 (基礎固定モデル、前震 3/9)

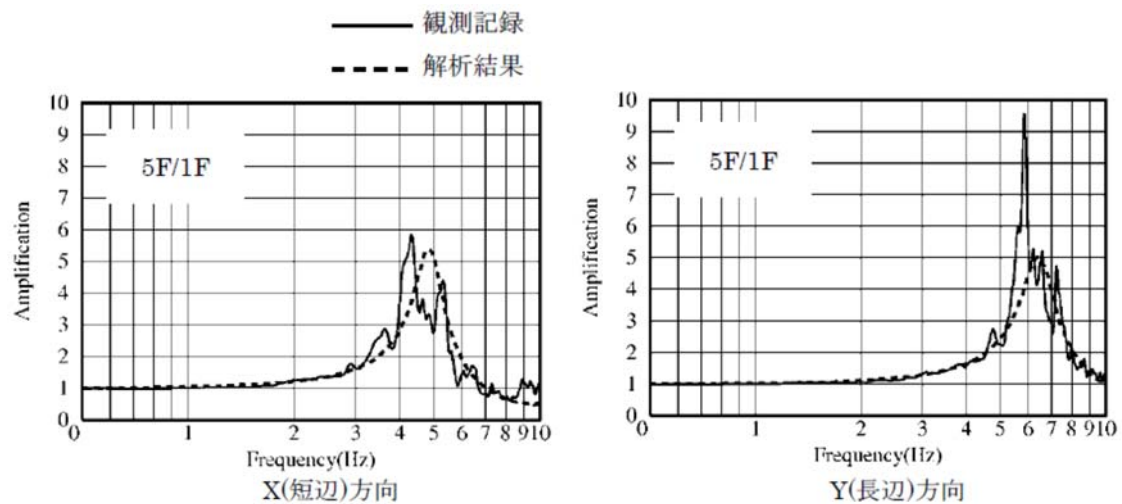


図 4-21 観測記録と解析結果のフーリエスペクトル比 (Rocking モデル、前震 3/9)

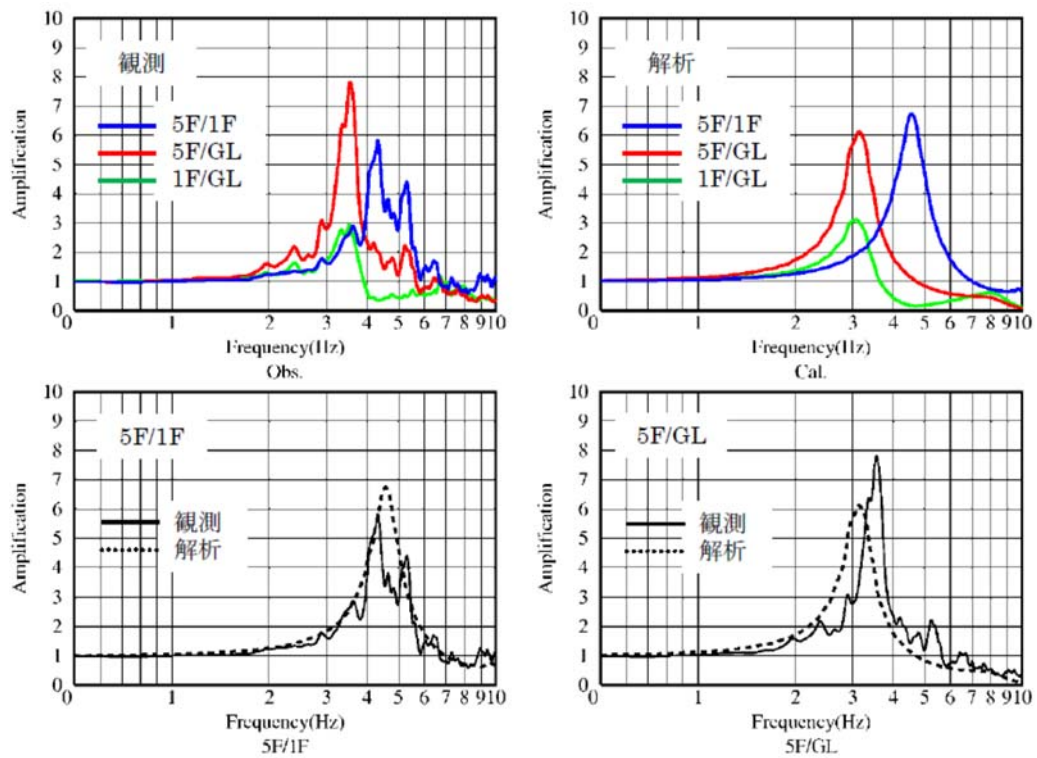


図 4-22 X(短辺) 方向の観測記録と解析結果のフーリエスペクトル比
(建物-杭基礎モデル、前震 3/9)

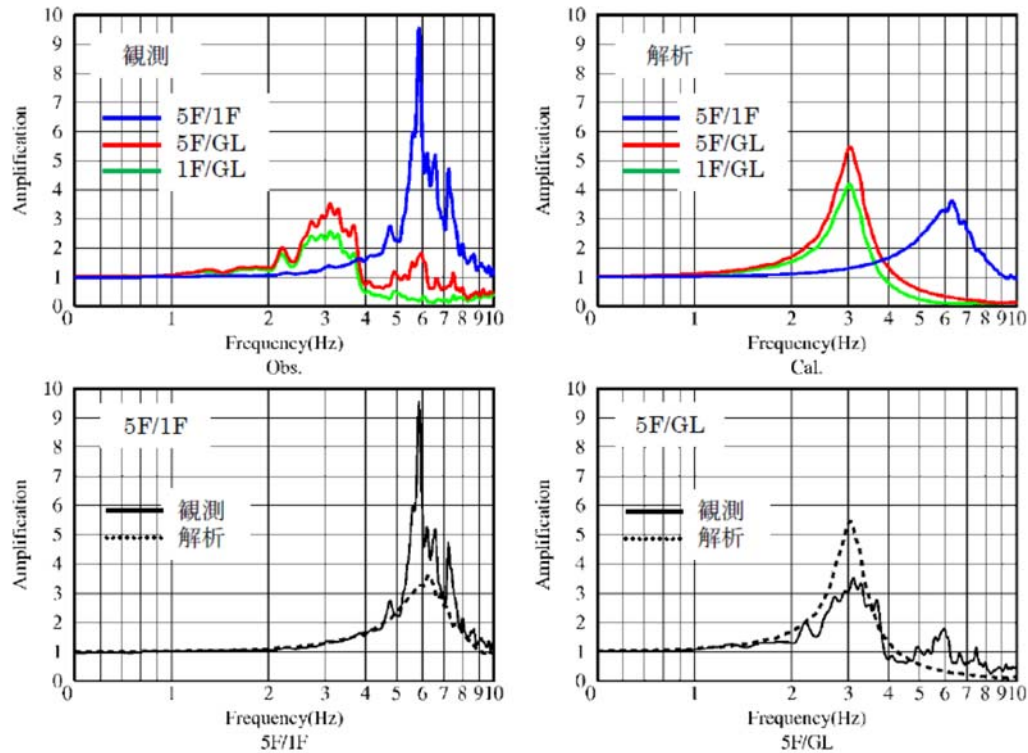


図 4-23 Y(長辺)方向の観測記録と解析結果のフーリエスペクトル比
(建物-杭基礎モデル、前震 3/9)

図 4-22 と図 4-23 に、前震(3/9)での X(短辺)方向と Y(長辺)方向の建物-杭基礎モデルによる解析結果のフーリエスペクトル比を示す。観測記録の 5F/GL のフーリエスペクトル比(赤線)の卓越振動数は、両方向とも 5F/1F (青線)のフーリエスペクトル比に比べて低下する。これは前述の通り地盤との相互作用の影響によるもので、解析結果はこれら三者の相対的な関係を概ね捉えている。また、5F/1F と 5F/GL のスペクトル比は観測と概ね対応しているが、Y 方向の 5F/GL のスペクトル比については 6Hz 付近に差がみられ、観測の方が解析に比べて大きくなっている。

図 4-24 と図 4-25 に、本震(3/11)での X(短辺)方向と Y(長辺)方向の建物-杭基礎モデルによる解析結果のフーリエスペクトル比を示す。観測記録の 5F/GL のフーリエスペクトル比(赤線)の卓越振動数は、両方向とも 5F/1F (青線)のフーリエスペクトル比に比べて低下する。また、その変化は地盤の非線形化の影響により前震に比べて大きく、解析はその傾向を概ね捉えている。X 方向の卓越振動数は 5F/1F は観測と概ね対応するが、5F/GL は解析の方が若干低い。また、Y 方向の卓越振動数は 5F/1F と 5F/GL とともに観測に比べて若干高い。

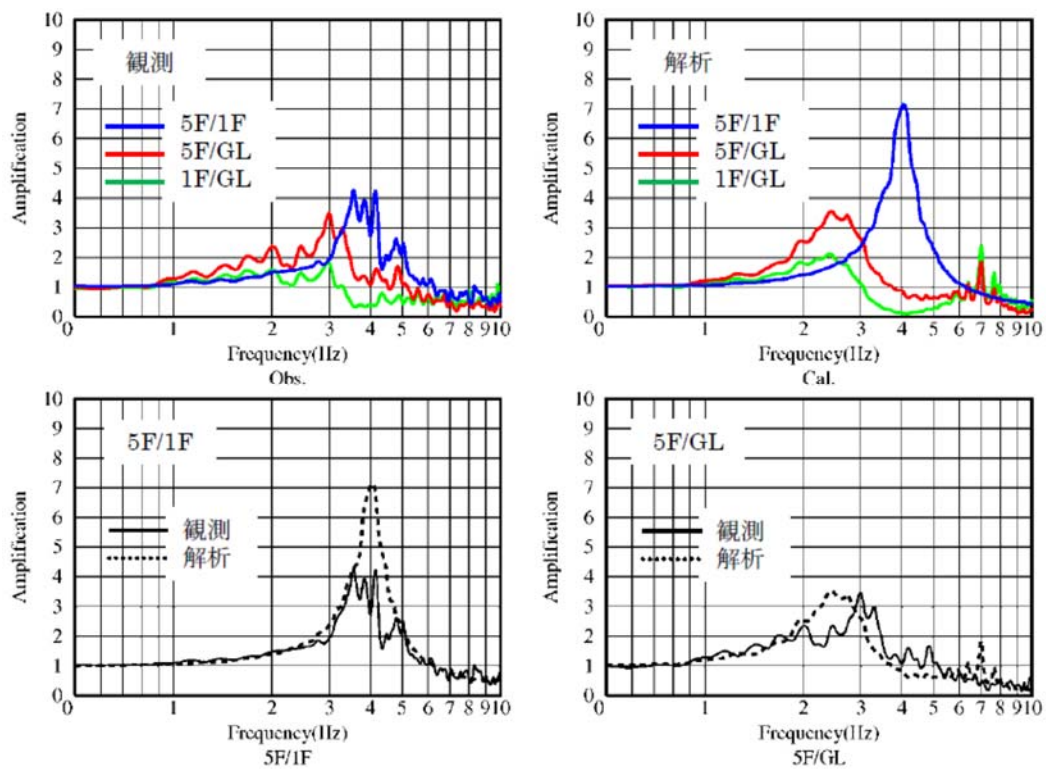


図 4-24 X(短辺)方向の観測記録と解析結果のフーリエスペクトル比
(建物-杭基礎モデル、本震 3/11)

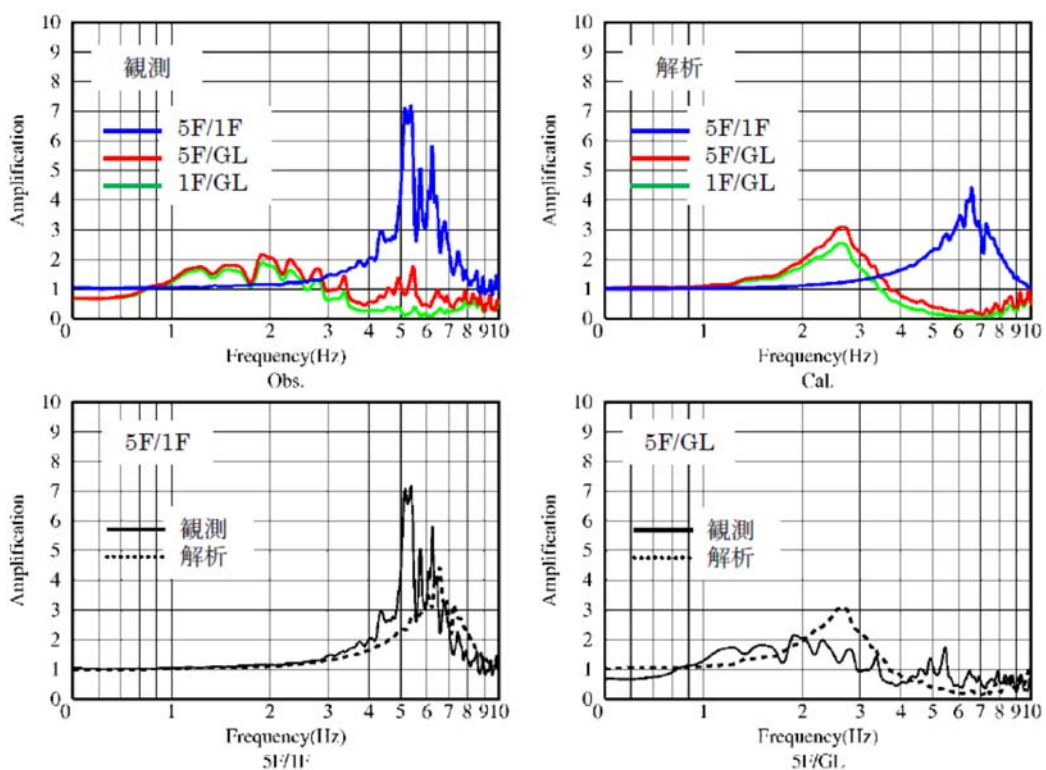


図 4-25 Y(長辺)方向の観測記録と解析結果のフーリエスペクトル比
(建物-杭基礎モデル、本震 3/11)

図 4-26 に、本震(3/11)での X(短辺)方向と Y(長辺)方向の建物 5 階での加速度応答スペクトル(減衰 5%)を示す。なお、応答スペクトルには杭体を線形とした場合の結果も比較して示す。解析結果の応答スペクトルは記録によるものと概ね対応している。また杭体線形と非線形の場合の応答結果は差が小さく、本震での杭体の非線形化が建物応答に与える影響は小さいことがわかる。

図 4-27 に、建物の最大応答値分布を示す。また図中に、杭体線形とした場合の結果も比較して示す。応答加速度と層せん断力および層間変形角は、いずれも X(短辺)方向が Y(長辺)方向に比べて大きい。建物の最大層せん断力係数は約 0.15、層間変形角は 1/5000 程度であり、上部構造はほぼ線形であると考えられる。杭体線形と非線形の場合の応答結果の差は殆ど無く、杭体非線形の影響は小さい。

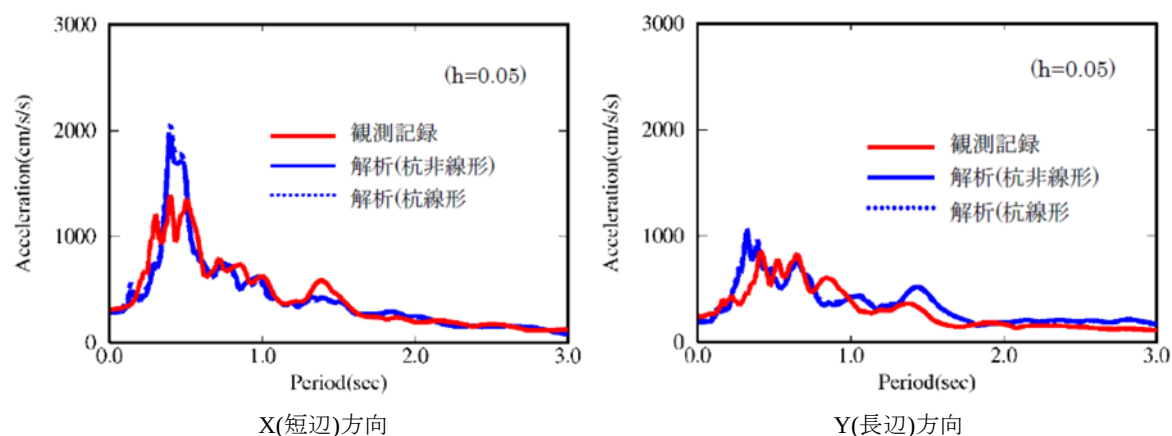


図 4-26 5 階での加速度応答スペクトル(建物-杭基礎モデル、本震 3/11)

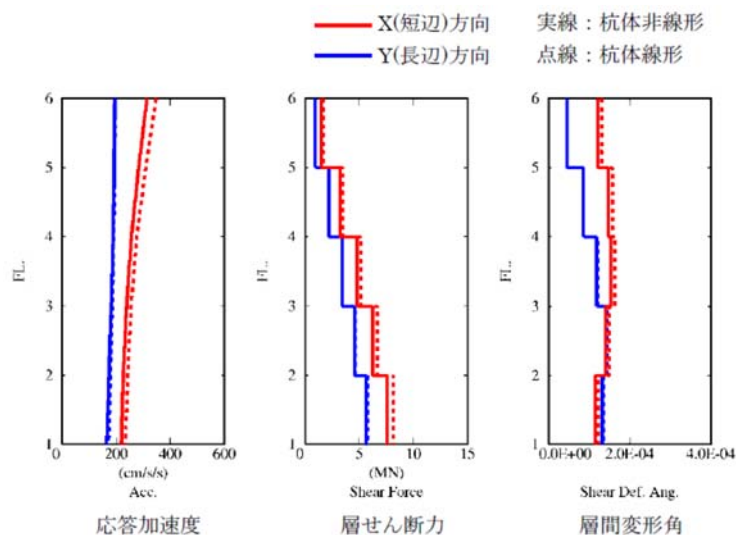


図 4-27 建物の最大応答値分布(建物-杭基礎モデル、本震 3/11)

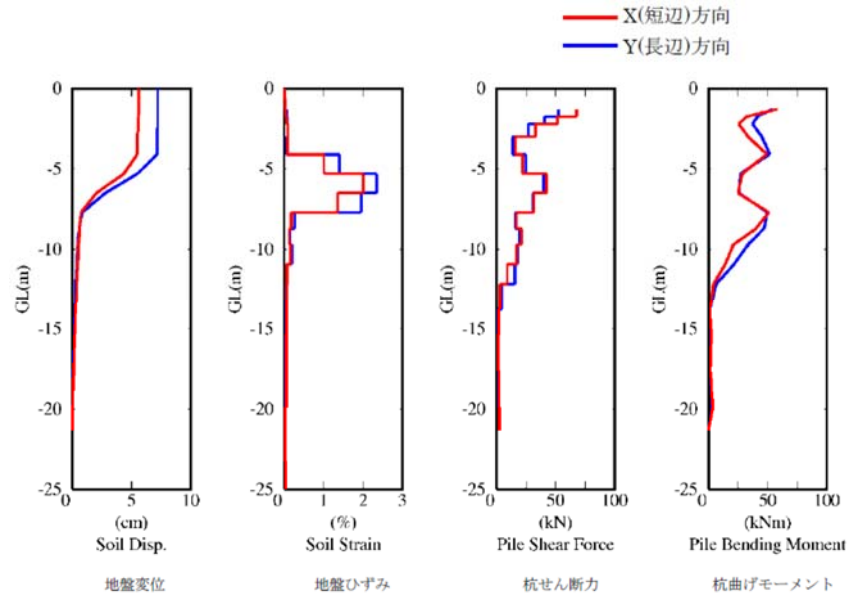


図 4-28 地盤応答と杭応力の最大値分布(建物-杭モデル、本震 3/11)

図 4-28 に地盤応答と杭応力の最大値分布、図 4-29 に杭頭部と液状化層下部境界での杭の曲げモーメント M - 曲率 ϕ 関係を示す。杭の曲げモーメントは、杭頭部と液状化層境界位置(GL-3m と GL-8m)で大きい。最大杭応力は X(短辺)方向と Y(長辺)方向では概ね同程度となる。また M - ϕ 関係から、杭応力はひび割れモーメントを超えるものの、降伏モーメントに達していないことがわかる。

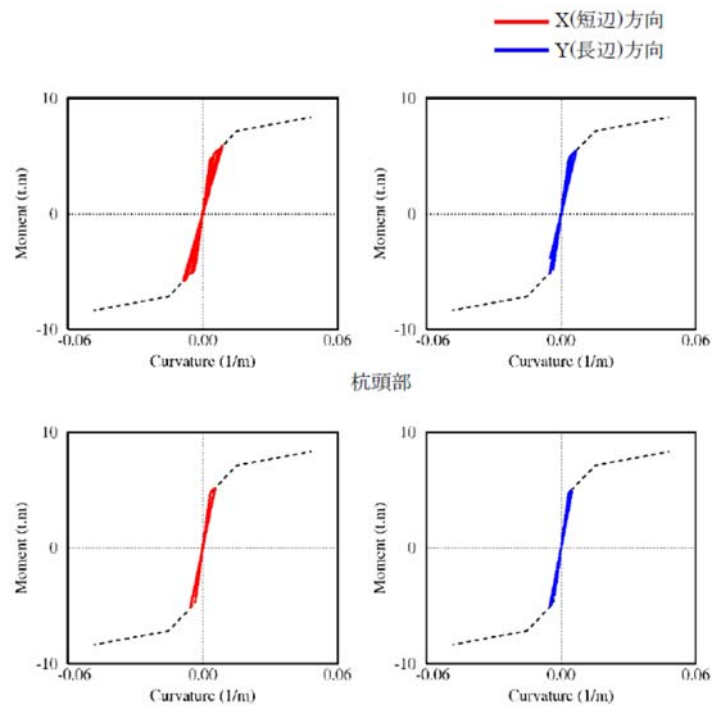


図 4-29 杭頭部と液状化層下部境界での杭の M - ϕ 関係(建物-杭モデル、本震 3/11)

図 4-30 に本震(3/11)での基礎入力動と地表加速度の時刻歴波形、また図 4-31 に地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数(入力損失)を示す。なお、回転成分は建物 5 階位置での水平動に換算している。基礎入力動と地表面応答の最大加速度に大きな差はみられない。回転成分の振幅は水平成分に比べて小さく回転入力の影響は小さい。また入力損失は X 方向と Y 方向で差は小さく、2Hz 付近から現れ始め、5Hz 以上で約 0.7 倍になる。

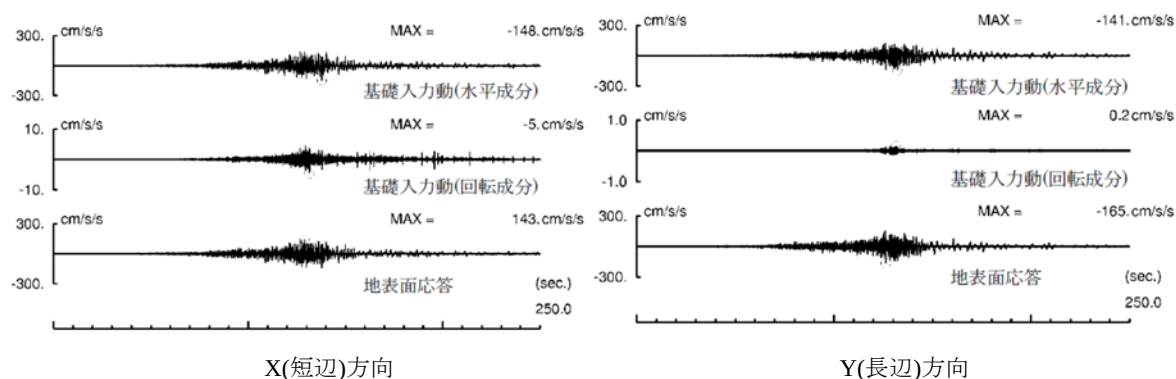


図 4-30 基礎入力動(解析)と地表面加速度(観測)の時刻歴波形(本震 3/11)

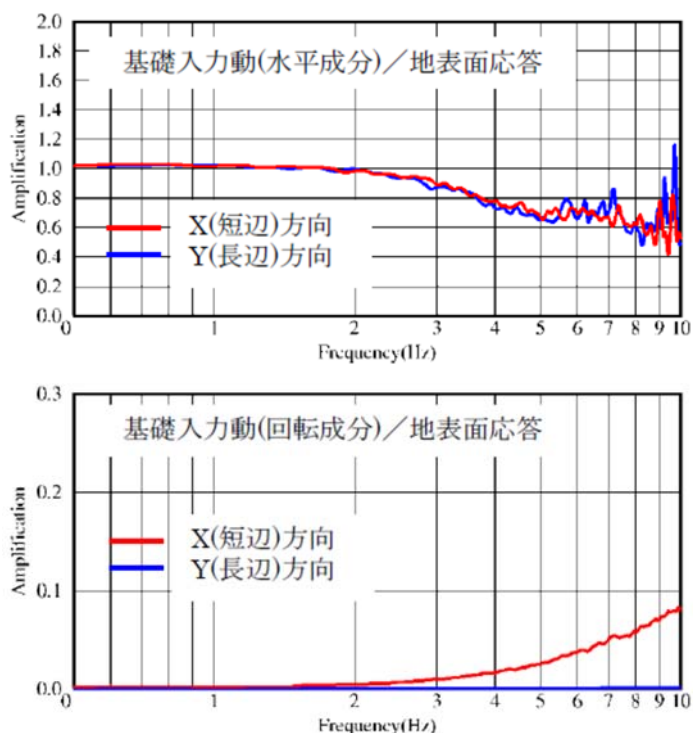


図 4-31 地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数(本震 3/11)

図 4-32 に、杭体非線形と線形での地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数を示す。回転成分は建物 5 階位置での水平動に換算している。両者の差は小さく、杭体の非線形性が入力損失に与える影響は小さいことがわかる。

図 4-33 に、本震(3/11)と前震(3/9)での地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数を示す。回転成分は建物 5 階位置での水平動に換算している。本震での入力損失は、前震に比べて 5Hz 以下の

低振動数域では振幅比が小さくなるが、それ以上の振動数では大きくなる。

図 4-34 に、本震(3/11)の地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数の時間的変化を示す。解析では、主要動を含む時刻 160 秒までの区間について、時間をずらしながら波形を取り出してフーリエスペクトル比を計算した。また図中には前震(3/9)のスペクトル比も示す。時間の経過(緑→青→赤)につれて 5Hz 以上の振幅比は漸増し、それ以下の振動数では振幅比が漸減する傾向が確認できる。これは、地盤の非線形化の影響で地表面応答が長周期化したことによる。

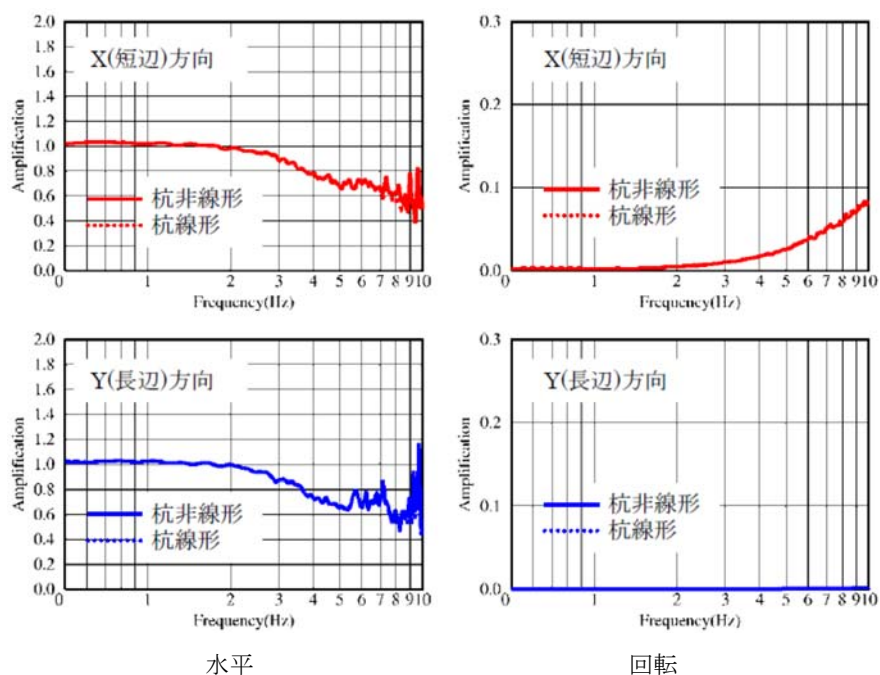


図 4-32 地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数 (杭線形と杭非線形、本震 3/11)

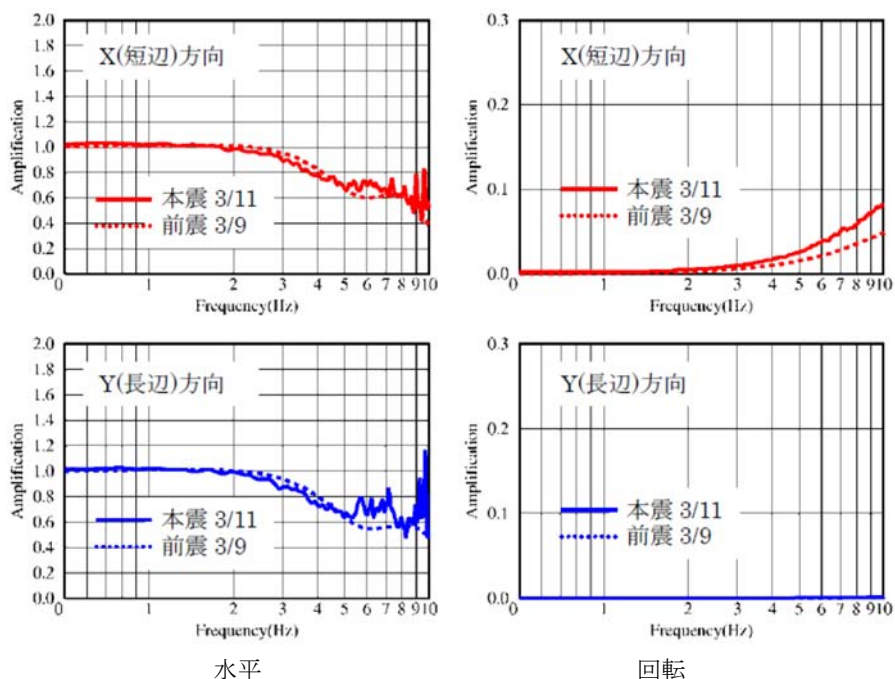


図 4-33 地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数 (本震 3/11 と前震 3/9)

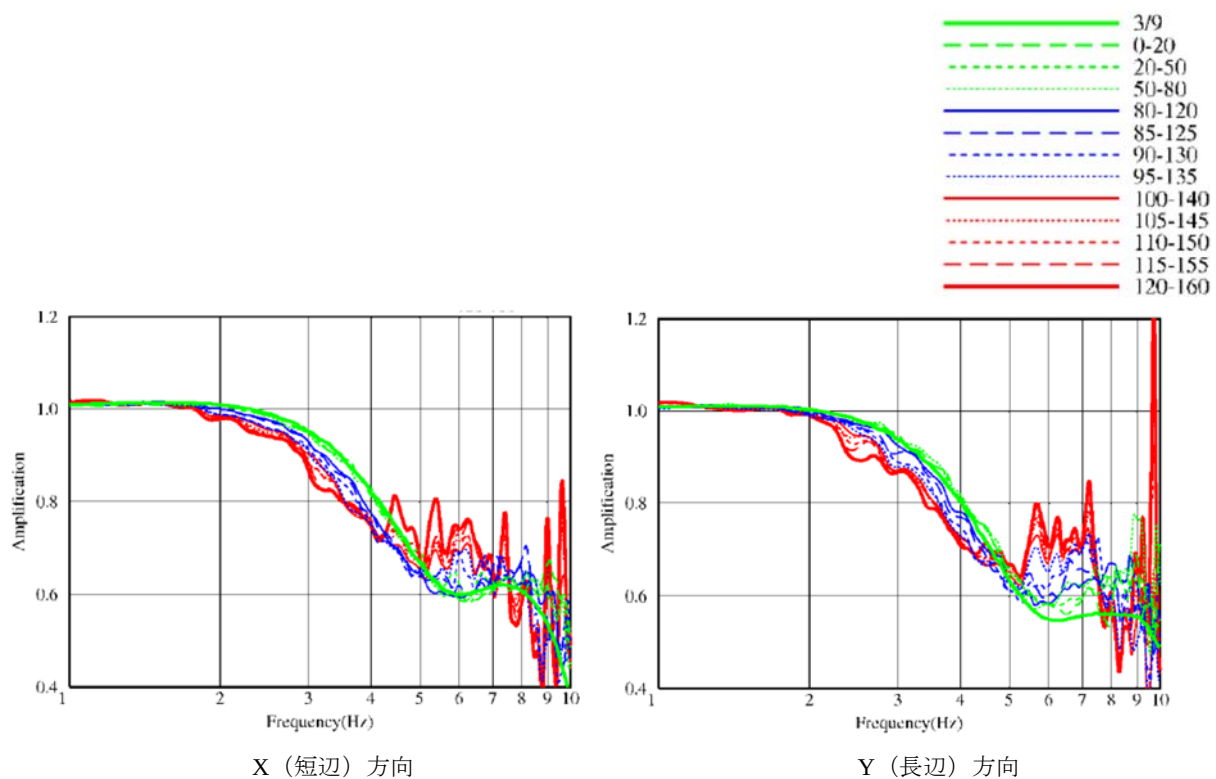


図 4-34 本震 (3/11) の地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数の時間的变化

(4) まとめ

建築物 TKS を対象として地表と建築物での観測記録をもとに露頭波の推定、建物-杭基礎一体型モデルによるシミュレーション解析を行い、基礎入力動の評価を行った。以下に、得られた知見をまとめて示す。

- 1) 相互作用ばねと杭体の非線形性を考慮した解析モデルで、前震と本震での建物応答をシミュレーションした結果、観測と概ね良い対応を示した。
- 2) 地盤は本震時に深さ 3～8m が液状化し、最大歪みが約 2% 生じたことを示した。また水平 2 方向入力した結果、地盤変位や水圧の上昇に影響を与えることがわかった。
- 3) 建物は地盤との相互作用の影響が大きく、地盤ばねにより固有周期が長周期化することを確認した。また本震時の建物の最大層間変形角は 1/5000 程度であり、弾性範囲にあることを示した。
- 4) 杭応力はひび割れモーメントを超えるものの、降伏モーメントに達していないことを示した。また杭体の塑性化は、基礎入力動や建物応答に与える影響が小さいことを確認した。
- 5) 前震での入力損失は、2Hz 付近から現れ始め、5Hz 以上で約 0.6 倍になることを示した。また本震時は地盤の非線形化の影響により、前震に比べて低振動数域での振幅比が小さくなることを示した。

【参考文献】

- 1) 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、2006.2
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.61-72，2001
- 3) 井上、大沢ほか：”公団住宅の入力評価に関する研究 その3-5階建壁式住宅への適用例”、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.131-132、1985.10
- 4) 宮本、酒向ほか：”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
- 5) (社)コンクリートパイル建設技術協会：杭計算プログラム COPITA 説明書

5. 建築物 NIT (6F, 杭基礎) について

本章では、建築物 NIT を対象として地表および建築物における地震観測記録をもとに露頭波の推定および一体型モデル(3次元 FEM モデル)による解析検討を行う。

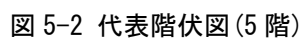
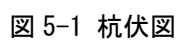
(1) 建築物概要と地震観測記録

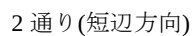
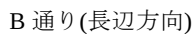
1) 建築物概要

建築物 NIT は埼玉県南埼玉郡に位置する地上 6 階、地下なしの学校校舎である。

杭伏図、代表階伏図及び軸組図を図 5-1～図 5-3 に示す。建築物平面は長辺(X 方向)約 63m、短辺(Y 方向)約 25m の概ね整形な長方形であり、長辺両端部に意匠的な三角形型の突出部(階段室)を有する。地上中間階(3～5 階)では建築物中央に吹き抜けを有し、当該階では吹き抜けを挟んで 2 つの建物ボリュームを中央廊下で結んだプランとなっている。構造形式は耐震壁付ラーメン構造の RC 造であり、耐震壁が長辺方向は廊下の構面、短辺方向は建物端部および中央部の妻面にそれぞれ設けられており、その他はラーメン骨組みである。建物断面の特徴としては、階段踊り場が各階と半階ずれたスキップフロア形式となっている。基礎形式は杭基礎(場所打ち杭)であり、杭径は 1300～1800mm、杭先端深さはおよそ GL-57m である。N 値 50 以上の砂質土を支持層としている。建物底盤は 2 重スラブ構造となっており、その内部は排水および設備の格納を目的としたピットである。

用途	: 学校校舎
階数	: 地上 6 階、地下なし
高さ	: 26.7m
主体構造	: RC 造 (壁付きラーメン構造)
基礎構造	: 杭基礎(場所打ち杭)





別 5-3

地盤調査結果を図 5-4 に示す。地表から深さおよそ 70m にわたって、砂質土と粘性土が交互に幾重にも堆積している特徴的な地形である。N 値は 5～15 程度であり、一部の層では 30 以上の値を示す。せん断波速度は 150～200m/sec である。杭先端深さは GL-56m、工学的基盤($V_s=390\text{m/s}$)は GL-75m である。

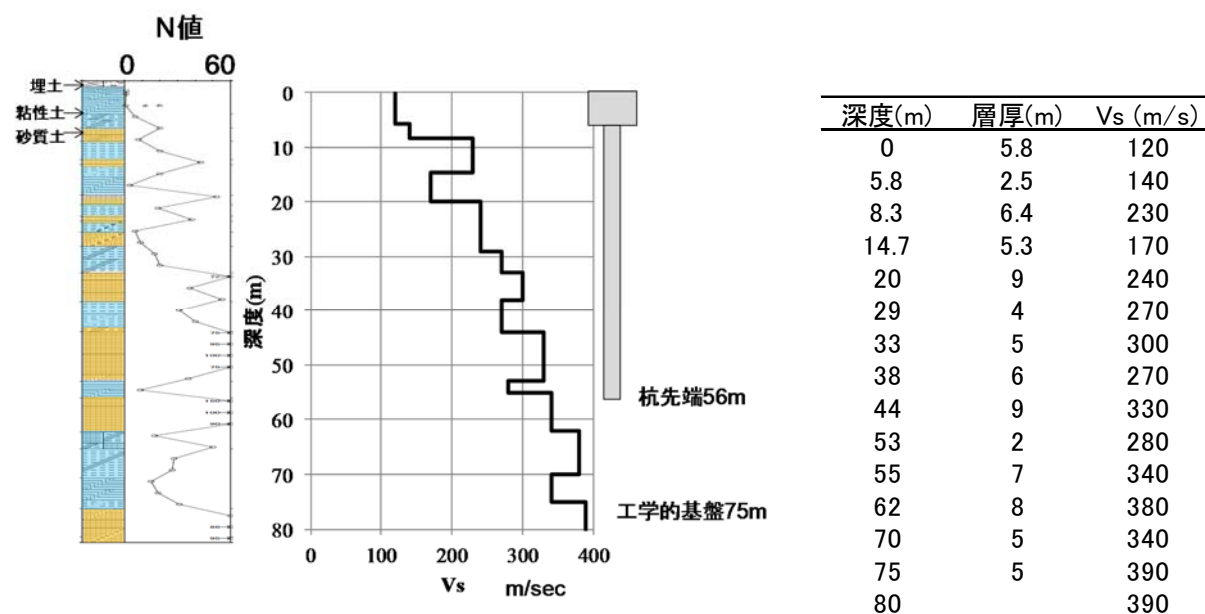


図 5-4 地盤調査結果

2) 地震観測記録の概要

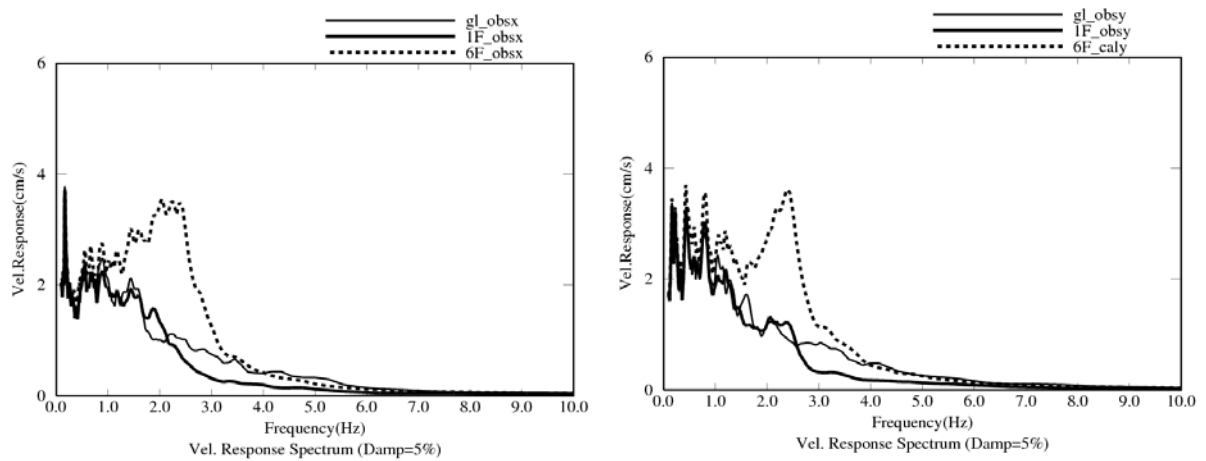
地震観測位置を図 5-5 に示す。地震観測は建築物の 1 階および 6 階に各 1 カ所、地盤の地表に 1 カ所の計 3 カ所に設置されている。

3.9 地震および 3.11 地震の観測記録の速度応答スペクトルを図 5-6 及び図 5-7 に示す。3.11 地震の 6 階のピーク値は 150cm/sec 近くとなっており、比較的大きな応答がみられる。3.11 地震時には、建物の耐震壁、側柱などに軽微なひび割れが生じたことが報告されている。

3.9 地震および 3.11 地震の観測記録の伝達関数(6F/1F, 6F/GL, 1F/GL)を図 5-8 及び図 5-9 に示す。建物の 1 次振動数(6F/1F)に着目すると、長辺方向では 3.9 地震時に 2.70Hz であったが、3.11 地震では 2.23Hz に低振動数化しており、建物のひび割れの影響と考えられる。同様に短辺方向に関しても、 3.09Hz から 2.61Hz に低振動数化していることがわかる。



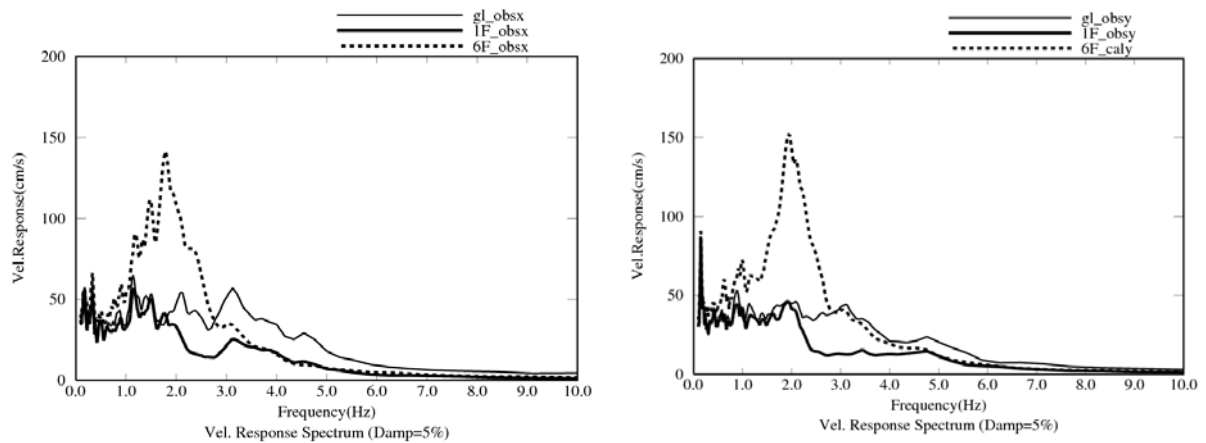
図 5-5 地震観測位置



X 方向(長辺)

Y 方向(短辺)

図 5-6 3.9 観測記録の速度応答スペクトル



X 方向(長辺)

Y 方向(短辺)

図 5-7 3.11 観測記録の速度応答スペクトル

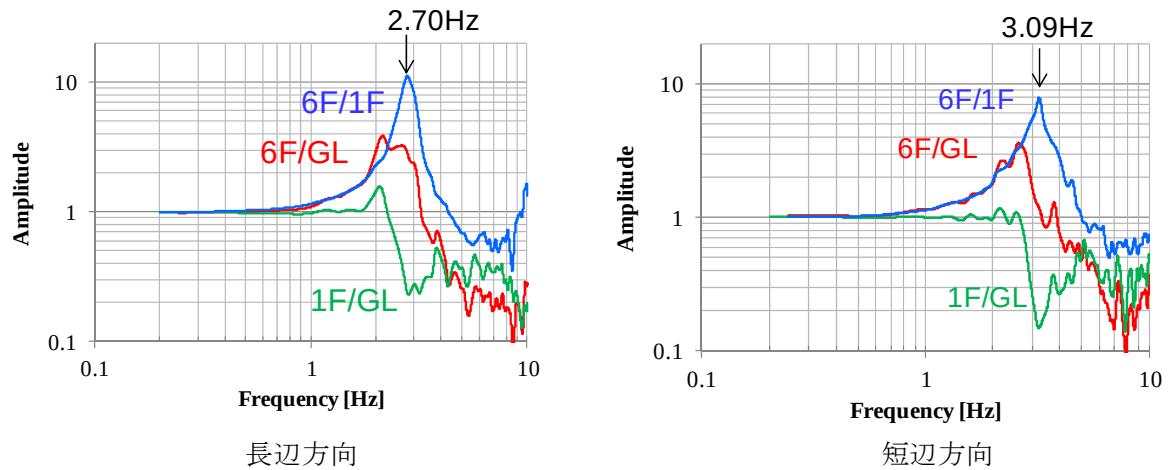


図 5-8 観測記録の伝達関数, 6F/GL, 1F/GL, 6F/1F (3.9 地震)

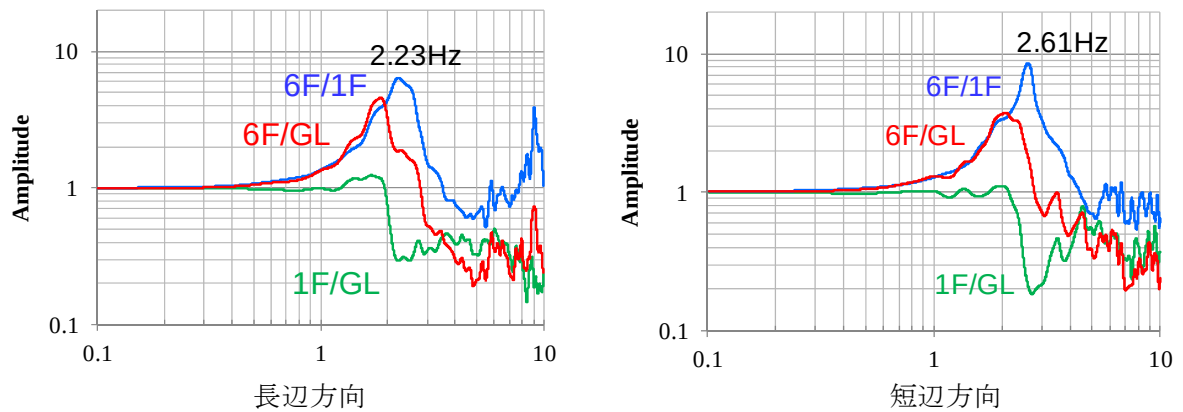
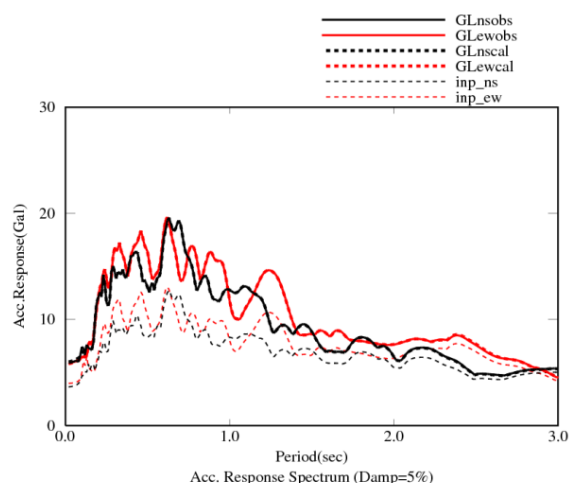


図 5-9 観測記録の伝達関数, 6F/GL, 1F/GL, 6F/1F (3.11 地震)

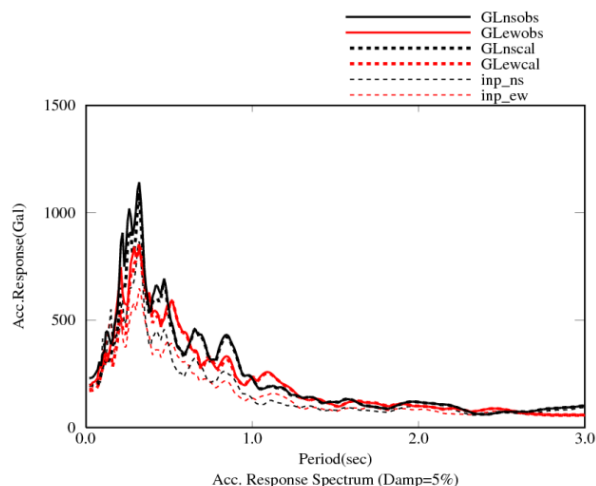
(2) 地盤のはぎ取り解析による露頭波の評価

第 1 項図 1 に示すフローに従い、地表の観測記録から工学的基盤での露頭波を評価し、等価地盤物性を算定した。

応答スペクトルを観測記録と解析結果を比較して図 5-10 に示す。3.9 地震、3.11 地震いずれも、観測記録および解析結果の地表面の応答スペクトルが対応している。その際の入力波を露頭波として採用した。



2011/3/9



2011/3/11

図 5-10 地盤応答シミュレーションの加速度応答スペクトル(観測記録と解析結果)

(3) 観測記録のシミュレーション

1) 解析モデル

解析モデルは図 5-11 に示すように地盤を直方体メッシュ、建物をフレームモデルとした 3 次元 FEM モデルとした。地盤メッシュの深さ方向の分割は透過振動数 10Hz とし、平面方向の分割は杭による周辺地盤への影響を考慮できるように杭間を 2 メッシュ以上にした。

柱梁および杭は曲げせん断要素(線材)とし、耐震壁はひび割れの影響を詳細に解析するため多軸ばねモデル⁹⁾とした。多軸ばねモデルの概念図を図 5-12 に示す。多軸ばねモデルは、壁の曲げ剛性を多数の軸ばねにより、せん断剛性を 1 つのせん断ばねによりそれぞれ置換するモデルであり、曲げ・せん断の各剛性を比較的明確に分離してモデル化できるほか、壁端部からの塑性化の進展を簡便に考慮できる利点がある。図 5-13 のフレームモデルには、軸ばね部材を赤線で示している。各フロアおよび基礎は、面内の剛性を従属させた剛床仮定を与えた。フロアと半階ずれた踊り場はそれぞれ別の剛床に従属させている。減衰は、初期剛性比例型の Rayleigh 減衰を建物振動数(3Hz および 9Hz)に与えた。地盤は非線形(HD モデル)、建物は非線形(Degrading Tri-linear)とした。

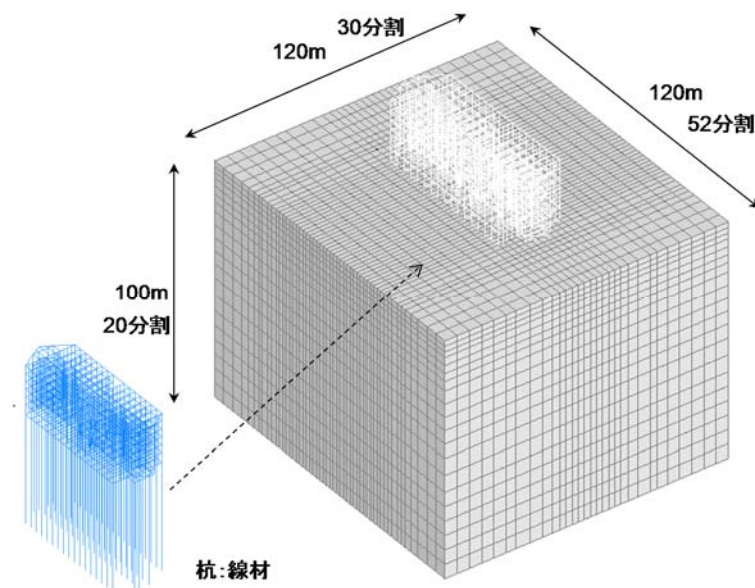


図 5-11 3DFEM モデル

表 5-1 解析概要

減衰	初期剛性比例型 Rayleigh 3% (3Hz, 9Hz)
地盤	非線形(HD モデル)
建物	非線形(Degrading Tri-linear 武藤ループ)
入力	3.9 地震, 3.11 地震 工学的基盤 2E

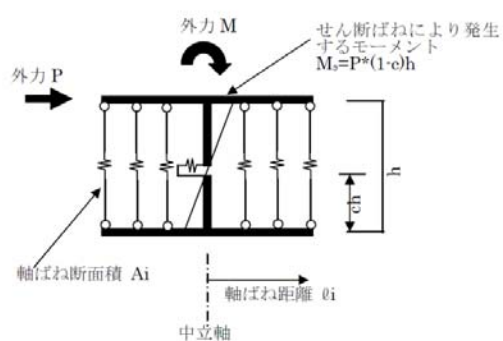


図 5-12 多軸ばねモデルの概念図

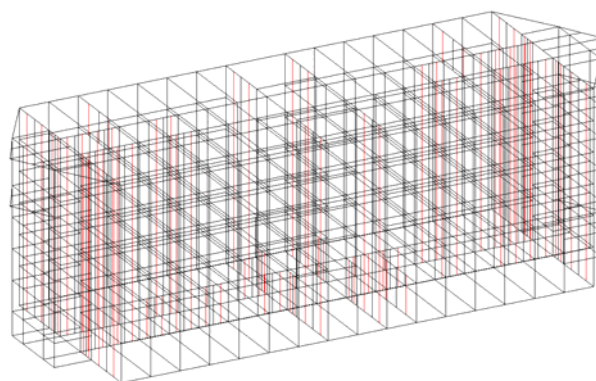


図 5-13 建物フレーム図 (赤線: 多軸ばね)

2) 建物モデルの検討

上部構造に関するシミュレーションの準備検討として、建物の実況と初期モデル(設計図書)の剛性に相違があると考えられるため、建物剛性に関する検討を行った。

建築物 NIT では、実況調査を行い建物が設計図書どおりに施工されていることの確認を行った。その調査の中で、建物の壁厚が設計図書よりも厚く施工されていると推定される箇所が散見された。例えば、長手廊下や階段室において設計図書上耐震壁の厚さ 300mm とされていた箇所は、外法寸法からの推定では 500mm 程度となっていた。これは、壁の納まり上躯体面を揃えるために躯体を増打ちしたものと考えられる。また、建築意匠図の躯体線にも、壁厚が構造図よりも厚くなっているとみられる記載があった。増打ちは、通例無筋又はひび割れ防止筋のみのコンクリートとして施工され、非構造部分として看做されるが、建物振動数に影響しうる。

設計図書の剛性と実況の剛性を比較するため、補正せずにモデル化した解析結果の 3.9 地震における 6F/1F の伝達関数を観測記録と比較して、図 5-14 に示す。解析結果は、観測記録に比べて低振動数となっている。そこで、長辺方向の壁厚を 1.8 倍、短辺方向の壁厚を 1.4 倍した場合の伝達関数を同じ図に併記する。補正後の伝達関数は観測記録と概ね対応する。

ただし、上記の補正は剛性に影響しうるいくつかの要因が関係しているので、一概に壁厚のみの影響と断定するものではない。例えば、建物の 1 次振動数は経年劣化の影響により改修後のおよそ 20 年間で 20% 程度低振動数化していることがわかっている。また、壁面を離散化して軸ばねに置換することによっても剛性の誤差が生じることにも留意する必要がある。

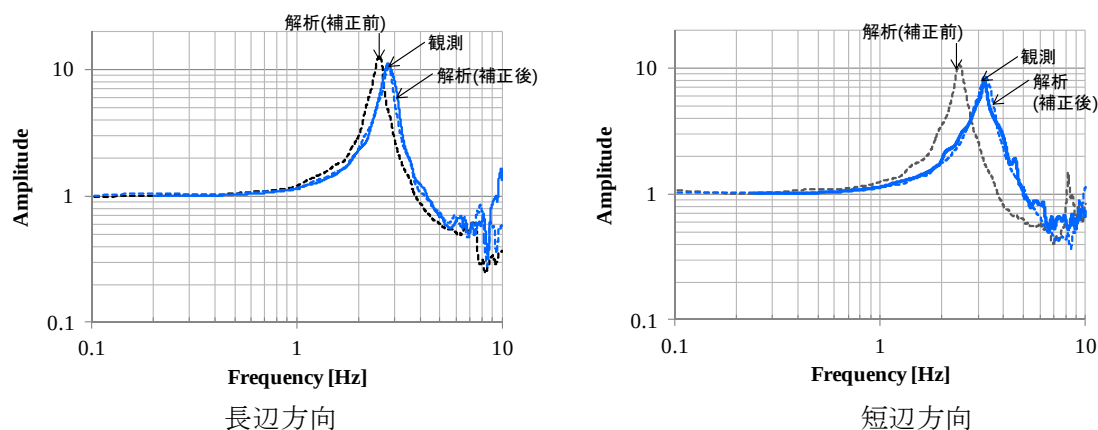


図 5-14 伝達関数 6F/1F (建物剛性のスタディ)

3) 埋込み・排土が基礎入力動に与える影響

基礎構造のモデル化の準備検討として、埋込み・排土が基礎入力動に与える影響を検討するため、ケーススタディを行う。FEM の地盤メッシュおよび従属条件を変更して

- ①埋込みの無いモデル
- ②基礎梁側面の埋込みを考慮し、排土は行わないモデル
- ③基礎梁、ピットの埋込み及び排土を考慮するモデル

の 3 ケースを比較する。上部構造の重量の無い無質量モデルを用いて、3.9 地震時の基礎入力動を評価した。基礎入力動/GL の伝達関数を図 5-15 に示す。3 つのモデルは低振動数においては違いはみられないが、概ね 2Hz~5Hz の応答倍率の違いから、モデル①、②、③の順に入力損失が顕著になっていくことがわかる。また、これらのうちモデル②と③の比較から、ピット部の

埋込みと排土の影響が比較的大きいことがわかる。後述のシミュレーションは③のモデルが最も観測記録との合致度がよいことから、③のモデルを採用する。

また、他の手法との比較の為、①同様に埋込みの無い条件により薄層法で基礎入力動を評価した結果を図 5-15 に併記している。3DFEM の結果が滑らかでないため細かな部分では異なるが、大局的には薄層法と対応していると考ええる。3DFEM の結果が滑らかでない点は、計算領域の範囲やメッシュ分割に影響を受けていることがわかっており、有限な領域・有限な要素数で計算を行っていることによる理論解(薄層法の半無限の解)との違いであると考えられる。

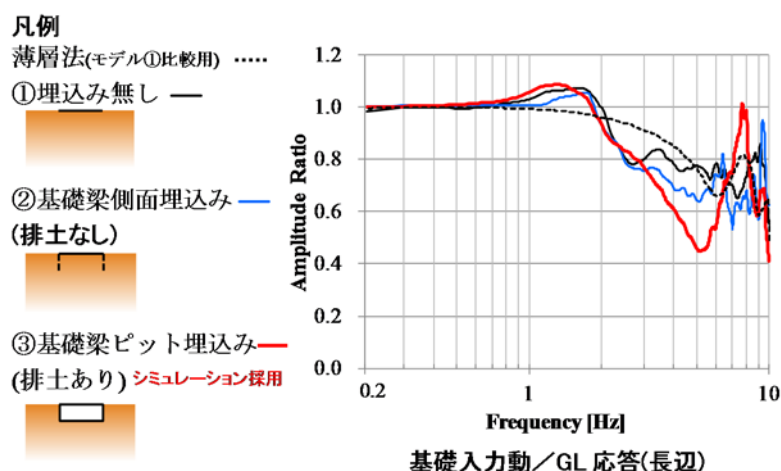
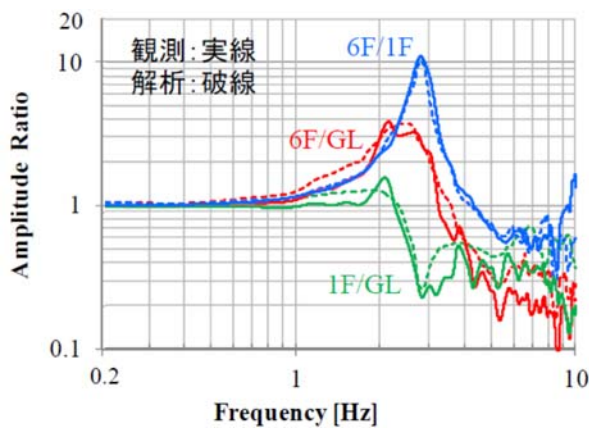


図 5-15 埋込み・排土が基礎入力動に与える影響のスタディ

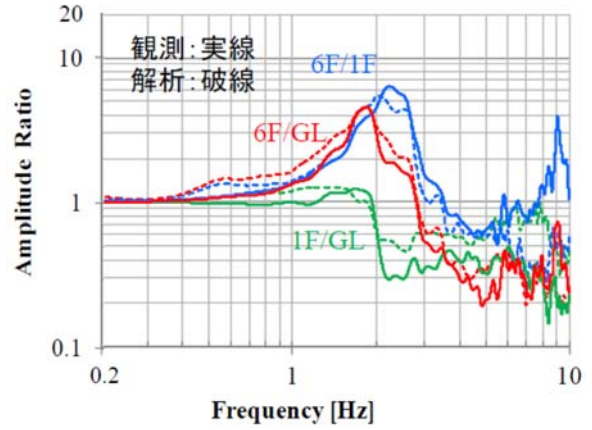
4) 観測記録のシミュレーション結果

建物剛性および埋込み・排土条件の検討を考慮してモデルを決定し、3.9 地震および 3.11 地震のシミュレーションを行った。長辺方向の結果を図 5-16 に示す。3.9 地震の 6F/GL の観測記録は、6F/1F と比較して一次ピーク振動数が低振動数側に变化し応答倍率も小さく、建物と地盤の相互作用の影響が認められる。1F/GL は建物の一次ピーク振動数の 2~3Hz で急激に減少し、建物慣性力の影響が現れている。一方、3.11 地震の 6F/1F、6F/GL の一次ピーク振動数は、建物の非線形化により 3.9 地震よりも低振動数側に变化している。そのため、1F/GL は 3.9 地震よりも低振動数側の 2Hz 前後に慣性力の影響が現れている。解析結果は、3.11 地震による建物の非線形化を含めて概ね良い対応である。また、同様に、短辺方向においても長辺方向と同様に良い対応が確認できる。短辺方向では、長辺方向に比べて建物の振動数がやや高振動数であるため、慣性力の影響は 3Hz 前後で現れている。

3.11 地震時の地盤の最大ひずみ分布を図 5-18 に示す。表層付近および基礎の周囲に比較的大きなひずみが生じているが、ひずみは最大箇所でも 0.15%程度となっており、弱非線形程度のひずみレベルに留まっている。

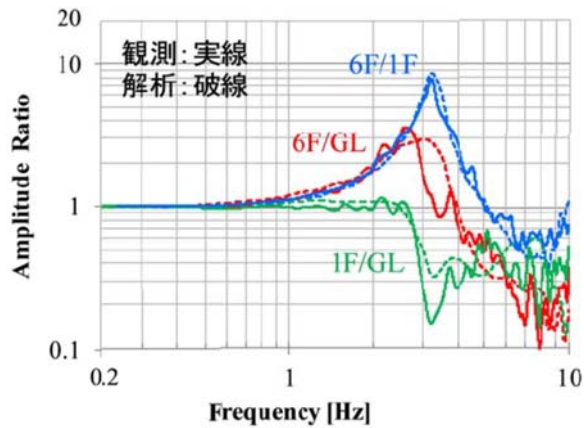


3.9 地震

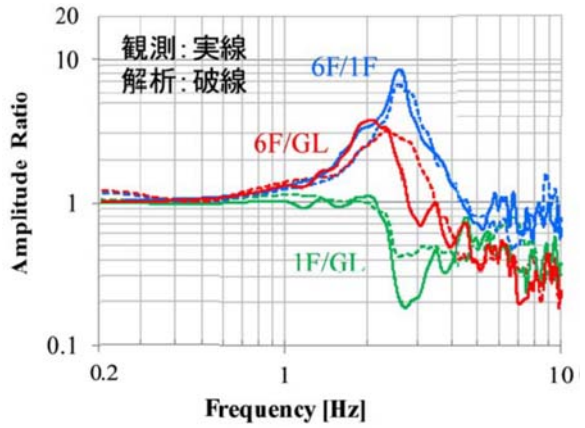


3.11 地震

図 5-16 長辺方向の伝達関数の観測記録と解析結果の比較 (3.9 地震, 3.11 地震)



3.9 地震



3.11 地震

図 5-17 短辺方向の伝達関数の観測記録と解析結果の比較 (3.09 地震, 3.11 地震)

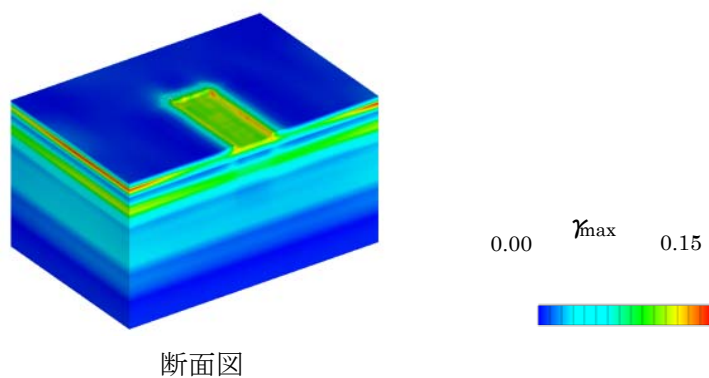


図 5-18 地盤の最大ひずみ分布図

5) 地盤の非線形化が基礎入力動に及ぼす影響

地盤の非線形化が基礎入力動に及ぼす影響を評価するため、3.9 地震と 3.11 地震の基礎入力動を比較する。基礎入力動/GL の伝達関数を、3.9 地震と 3.11 地震を比較して図 5-19 に示す。3.9

地震に比べて 3.11 地震では全体的にグラフは低振動数側にシフトし、相互作用による 2～5Hz の低減は 3.11 地震の方がより顕著になっている。この傾向は長辺、短辺共通である。これは、伝達関数の分母である地盤応答が、非線形化により低振動数化したことの影響と考えられる。

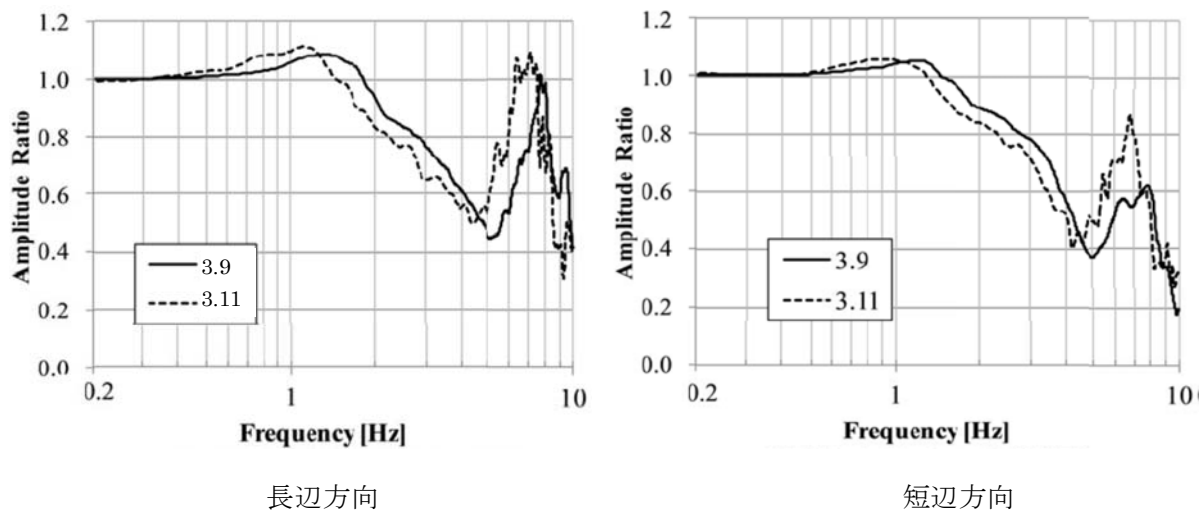


図 5-19 地盤の非線形化が基礎入力動に及ぼす影響

(4) まとめ

建築物 NIT を対象に、3 次元 FEM モデルによる観測記録のシミュレーションを行った。建物モデルはフレーム、杭は線材、地盤はメッシュとした。得られた知見を以下に示す。

- 1) 東北地方太平洋沖地震において建物のひび割れ被害が生じた建築物 NIT を対象に、3 次元 FEM モデルによる観測記録のシミュレーションを行った。建物モデルは、耐震壁に多軸ばねモデルを導入した詳細骨組みモデル、杭は線材、地盤はメッシュとした。
- 2) 建物剛性の検討を行い、壁が増打ちされた施工の実況を参考に耐震壁の厚さを調整することにより、解析モデルの振動数は観測記録に概ね対応した。ただし、剛性の誤差には経年劣化による剛性低下などの影響も含まれているため、影響要因が完全に明らかになったとは言えない。
- 3) 基礎・底盤部のモデル化の検討のため、埋込み・排土が基礎入力動に及ぼすスタディを行った。ピットの埋込み及び排土の考慮が基礎入力動の低減に比較的明確に影響を与えることを示した。当該モデルが観測記録との合致度が最も優れているため、シミュレーションに採用した。
- 4) シミュレーション解析の伝達関数は、3.9 地震時、3.11 地震時ともに概ね対応した。3.11 地震時における建物の低振動数化も模擬することができ、ひび割れによる建物の非線形化を再現することができた。
- 5) 基礎入力動／地表の伝達関数は、地盤の非線形化により低振動数側へシフトすることを示した。伝達関数の分母の地表面応答が低振動数化するためと考えられる。

【参考文献】

- 1) 中山尚之:鉄筋コンクリート造耐震壁の解析モデルに関する研究, 日本建築学会大会 2006

6. 建築物 ANX (8F+B1F, 直接基礎) について

本章では、建築物 ANX を対象として地表および建築物における地震観測記録を基に露頭波の推定および分離型モデル(SR モデル)による解析検討を行う。

(1) 建築物概要と地震観測記録

1) 建築物概要

建築物 ANX は茨城県つくば市に位置する地上 8 階、地下 1 階の事務所ビルである。

建築物の B1F の伏図を図 6-1 に、断面図を図 6-2 に示す。また、地盤の PS 検層結果を表 6-1 に示す。ANX の主体構造は鉄骨鉄筋コンクリート造壁付きラーメン構造で、基礎形式は直接基礎である。建築物の平面形は、長辺方向（NS 方向）26m×短辺方向（EW 方向）21m の長方形で、1 階から塔屋までの高さは 34.55m である。地下階は 6.0m 埋込まれ、基礎底深さは GL-8.5m で、S 波速度 160m/s の砂質粘土/粘土を支持層としている。

用途	: 事務所
階数	: 地上 8 階、地下 1 階
高さ	: 34.55m (1 階から塔屋)
主体構造	: SRC 造 (壁付きラーメン構造)
基礎構造	: 直接基礎
基礎底深さ	: GL-8.5m

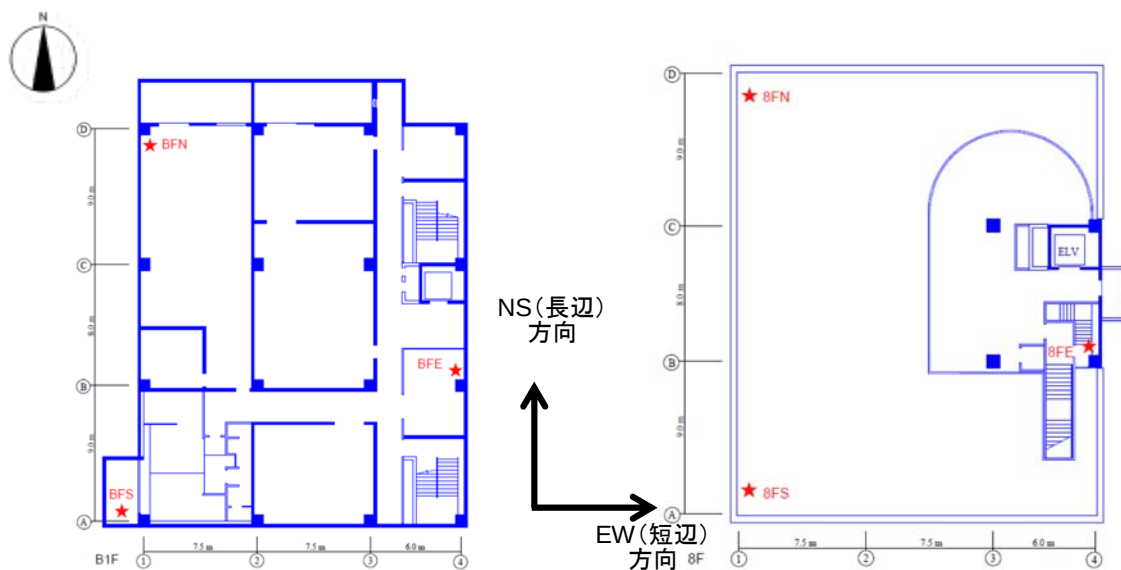


図 6-1 地下 1 階伏図（★は地震計設置位置と名称）

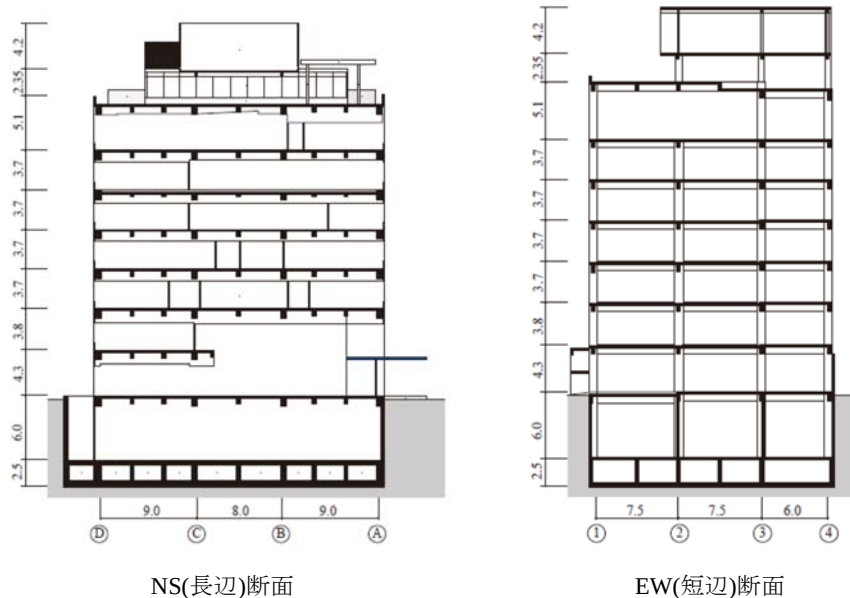


図 6-2 断面図

表 6-1 PS 検層結果

土質区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	P 波速度 (m/s)	S 波速度 (m/s)	ポアソン比
ローム	2.0	1.30	170	110	0.1399
砂質土/粘土質砂	6.0	1.30	1430	200	0.4900
砂質粘土/粘土	6.0	1.50	1430	160	0.4937
細砂/砂質細砂	8.0	1.80	1630	260	0.4869
砂質粘土/粘土	6.0	1.75	1500	200	0.4910
砂質粘土/粘土	14.0	1.75	1570	270	0.4848
砂礫	6.0	1.90	1880	460	0.4682
砂質粘土/粘土	8.0	1.75	1780	340	0.4811
砂質粘土/粘土	12.0	1.75	1690	290	0.4848
砂礫/細砂	12.0	1.95	1790	380	0.4764
砂質粘土/粘土	8.0	1.75	1600	280	0.4842
砂礫					

2) 地震観測記録の概要

地震観測位置を図 6-3 に示す。地震観測は建築物の 5 フロア（8F, 5F, 2F, 1F, B1F）と、地盤の 6 カ所に設置されている。

1F 以外の階では、同一階に複数の地震計が設置されている。解析結果と地震記録とを照合するに当たっては、同一階での記録は概ね同様の振動特性を示していたため、複数の地震計による記録を平均して解析結果との比較を行っている。

検討対象となる地震観測記録は、2011 年 3 月 9 日に三陸沖で発生した東北地方太平洋沖地震の前震（M7.3,最大震度 5 弱）と、2011 年 3 月 11 日に三陸沖で発生した東北地方太平洋沖地震の本震（M9.0,最大震度 7）の 2 地震である。

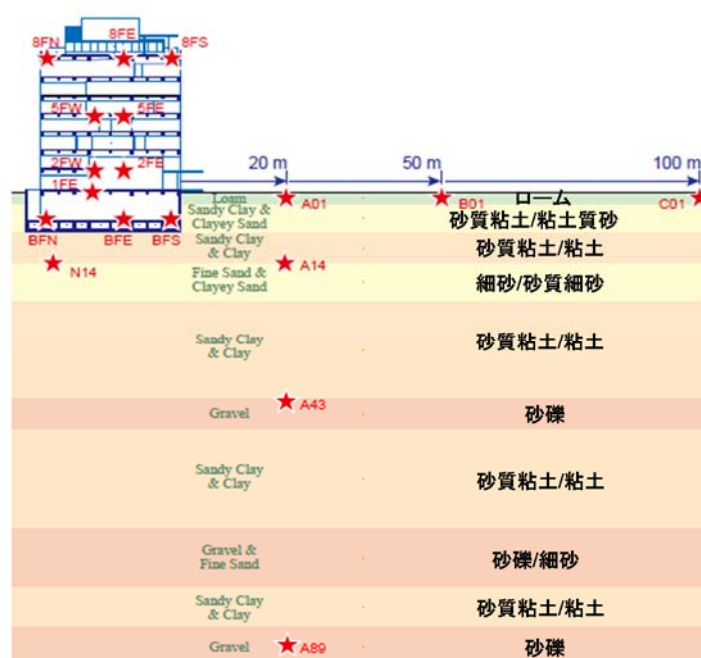


図 6-3 地震観測位置（★は地震計設置位置と名称）

観測記録の速度応答スペクトルを図 6-4 及び図 6-5 に、地盤、建物、基礎応答の観測記録の伝達関数を図 6-6～図 6-8 に示す。地盤の伝達関数は、前震（2011.03.09）に比較して本震（2011.03.11）のピークが低振動数側にわずかに低下しており、本震による地盤の非線形性が認められる。前震（2011.03.09）の地下 1 階（B1F）および地表（GL）に対する 8 階の 1 次卓越振動数は、NS（長辺）方向で 1.30Hz 付近に、EW（短辺）方向で 1.35Hz 付近に認められる。一方、本震（2011.03.11）の地下 1 階（B1F）および地表（GL）に対する 8 階の 1 次の卓越振動数は、NS（長辺）方向、EW（短辺）方向で 0.9～1.2Hz 付近であり、前震に比較して本震で振動数が低下しており建物の非線形性が認められる。地下 1 階（B1F）および地表（GL）に対する 8 階の伝達関数の 1 次卓越振動数では相違は前震、本震ともに小さいことから、地盤との相互作用の影響は小さいと考えられる。

地下 1 階（B1F）の地表地表（GL）に対する伝達関数では、1Hz 付近から 1.0 倍を下回りはじめ、4～5Hz 付近で 0.3～0.5 倍程度まで低下しており入力損失の影響が認められる。また、入力損失によりフーリエ振幅が低下して落ち込む振動数が、前震に比較して本震の方がやや低振動数側に変化しており、地盤の非線形性による影響が認められる。

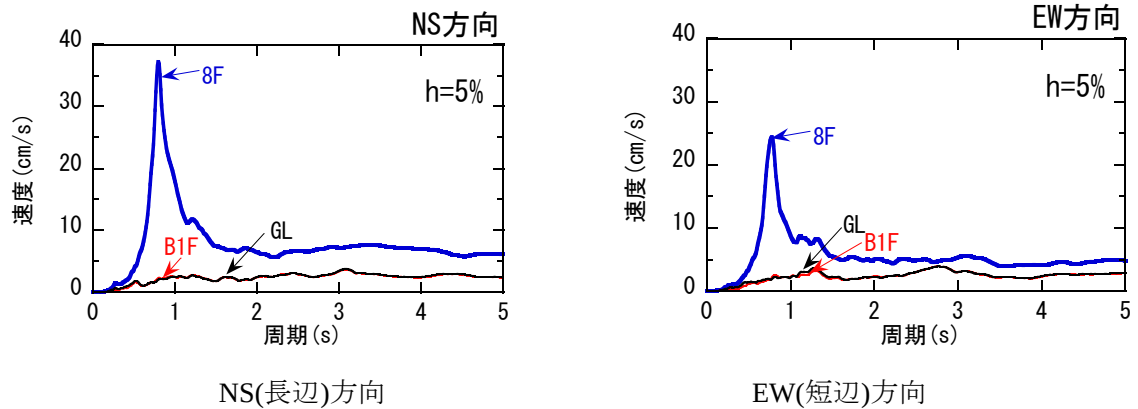


図 6-4 観測記録の速度応答スペクトル (2011. 03. 09 前震)

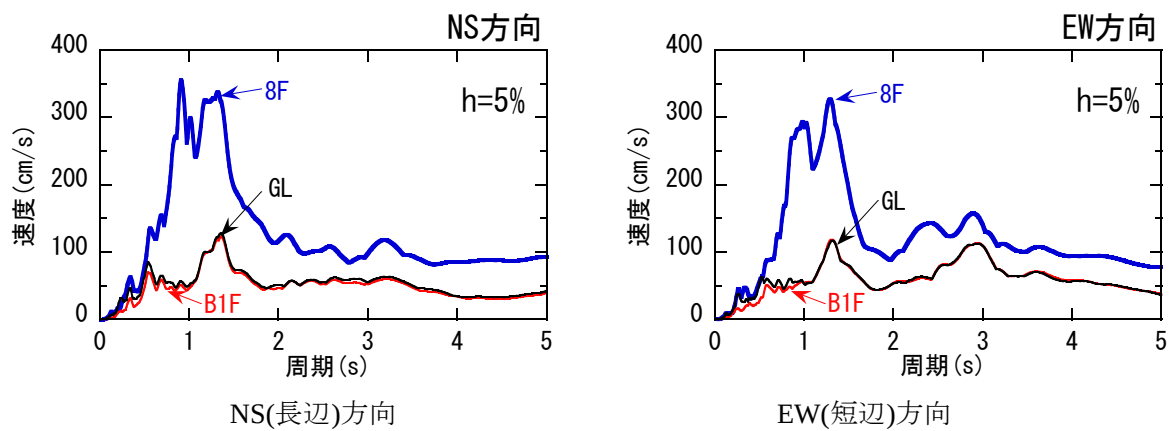


図 6-5 観測記録の速度応答スペクトル (2011. 03. 11 本震)

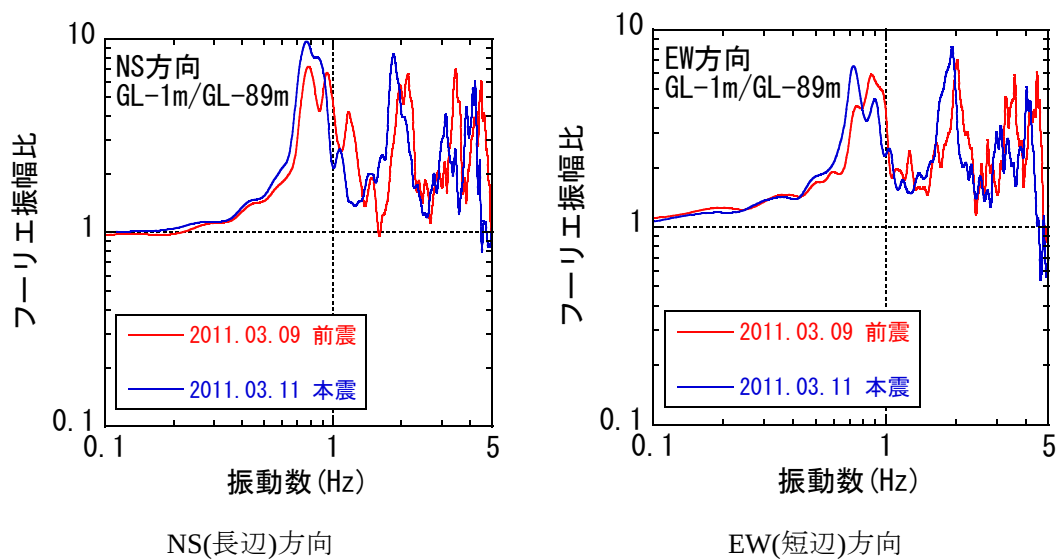
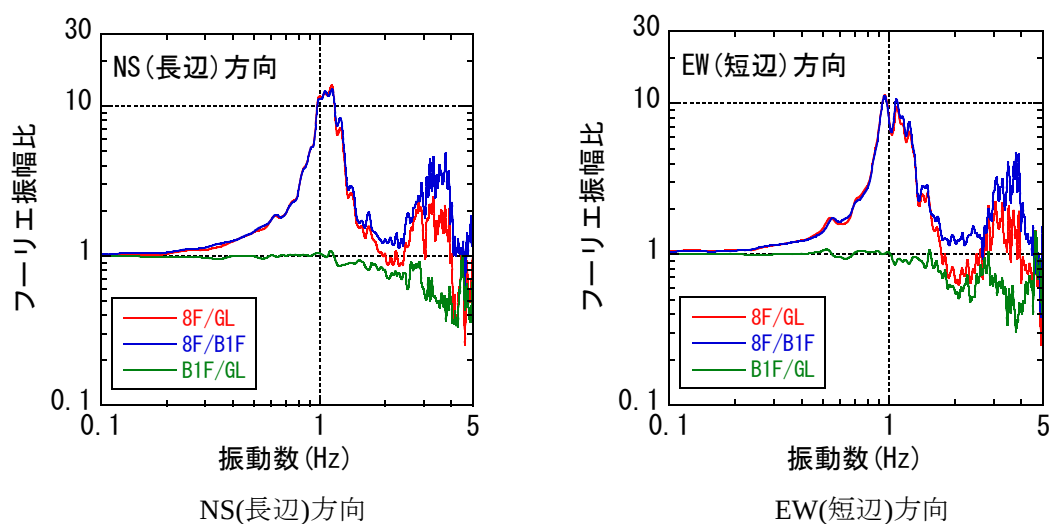
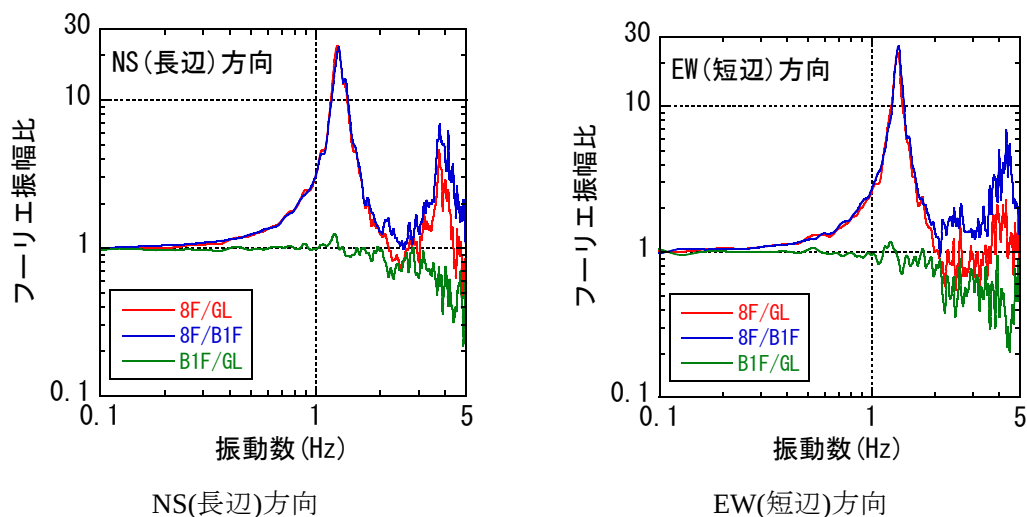


図 6-6 地盤応答の観測記録の伝達関数 (赤：2011. 03. 09 前震、青：2011. 03. 11 本震)



(2) 地盤のはぎ取り解析による露頭波の評価

第1項図 1-1 に示すフローに従い、地表の観測記録から工学的基盤での露頭波を評価し、等価地盤物性を算定した。

表 6-2 に地盤定数を示す。地盤定数は、PS 検層結果に基づいて設定した。地盤の非線形モデル (図 6-9) は、文献¹⁾²⁾³⁾⁴⁾を参考に設定した。また工学的基盤は、GL-90m とした。解析では、地盤を1次元土柱にモデル化し、工学的基盤位置(GL-90m)を粘性境界とした。

表 6-2 地盤定数

土質区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	P 波速度 (m/s)	S 波速度 (m/s)	ポアソン比	非線形特性	
						$\gamma_{0.5}(\%)$	$h_{\max}(\%)$
ローム	2.0	1.30	170	110	0.1399	0.10	17
砂質土/粘土質砂	6.0	1.30	1430	200	0.4900	0.10	21
砂質粘土/粘土	6.0	1.50	1430	160	0.4937	0.30	17
細砂/砂質細砂	8.0	1.80	1630	260	0.4869	0.10	21
砂質粘土/粘土	6.0	1.75	1500	200	0.4910	0.30	17
砂質粘土/粘土	14.0	1.75	1570	270	0.4848	0.30	17
砂礫	6.0	1.90	1880	460	0.4682	0.20	18
砂質粘土/粘土	8.0	1.75	1780	340	0.4811	0.25	15
砂質粘土/粘土	12.0	1.75	1690	290	0.4848	0.25	17
砂礫/細砂	12.0	1.95	1790	380	0.4764	0.20	18
砂質粘土/粘土	8.0	1.75	1600	280	0.4842	0.30	20
砂礫							

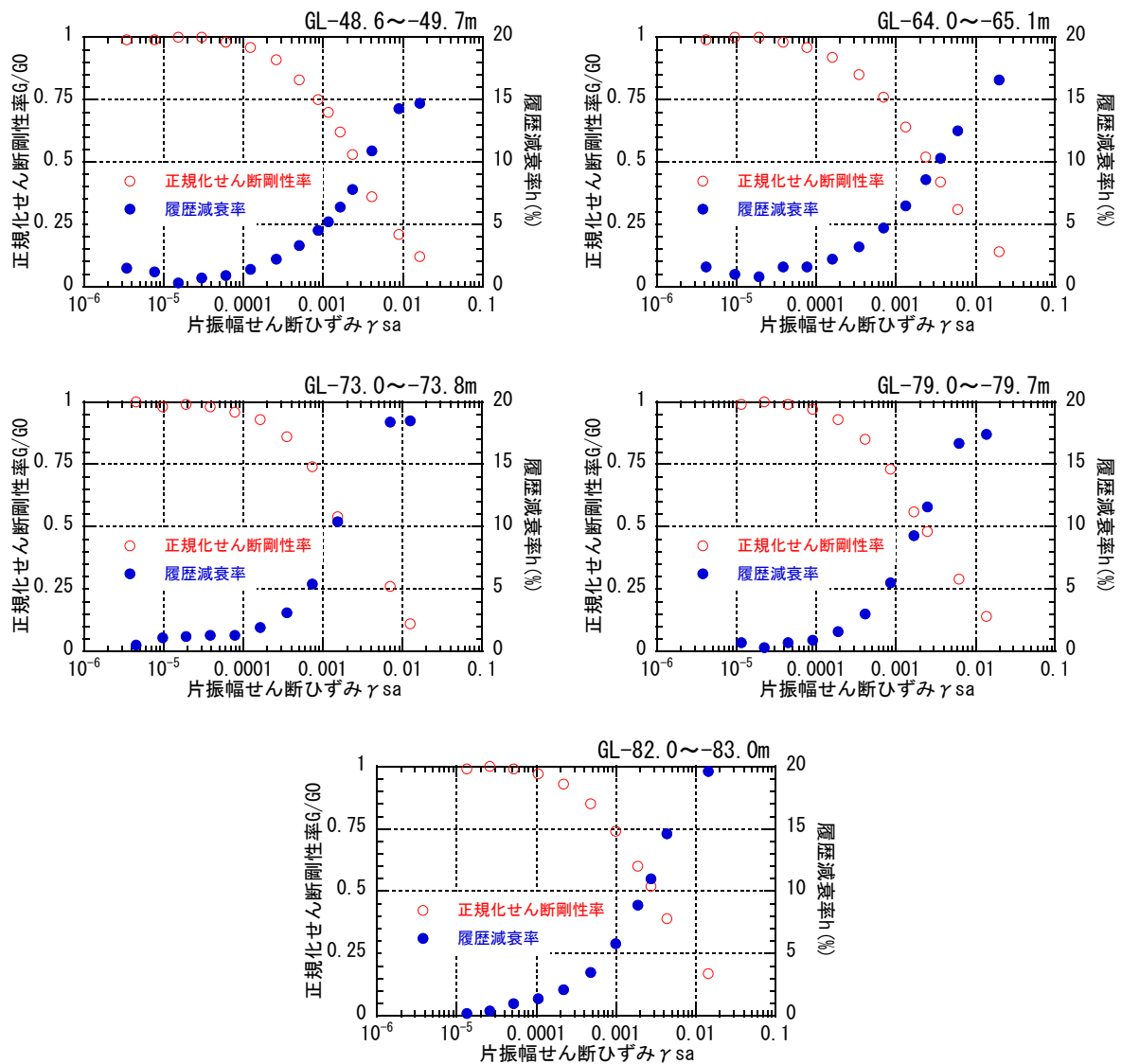


図 6-9 地盤の非線形特性

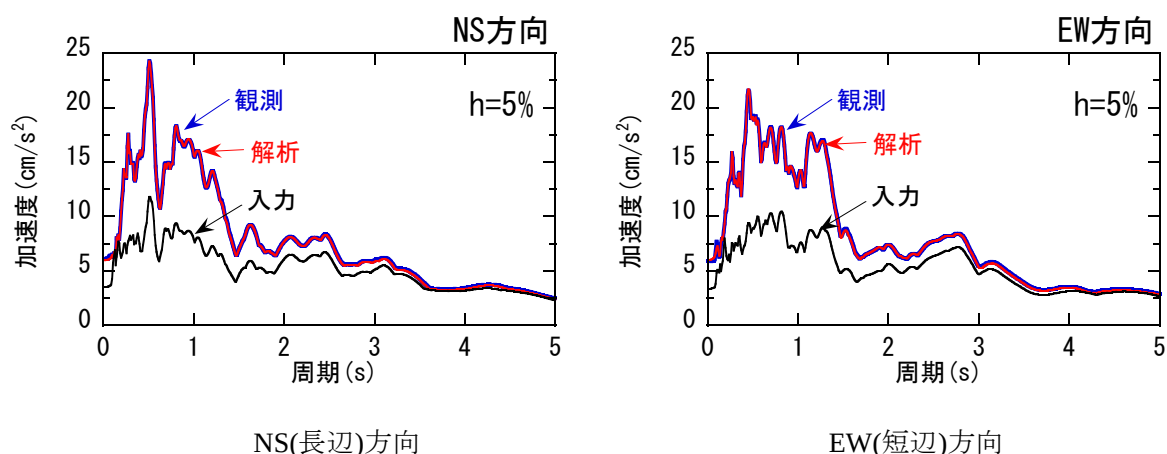


図 6-10 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度応答スペクトル
(2011. 03. 09 前震 減衰 5%)

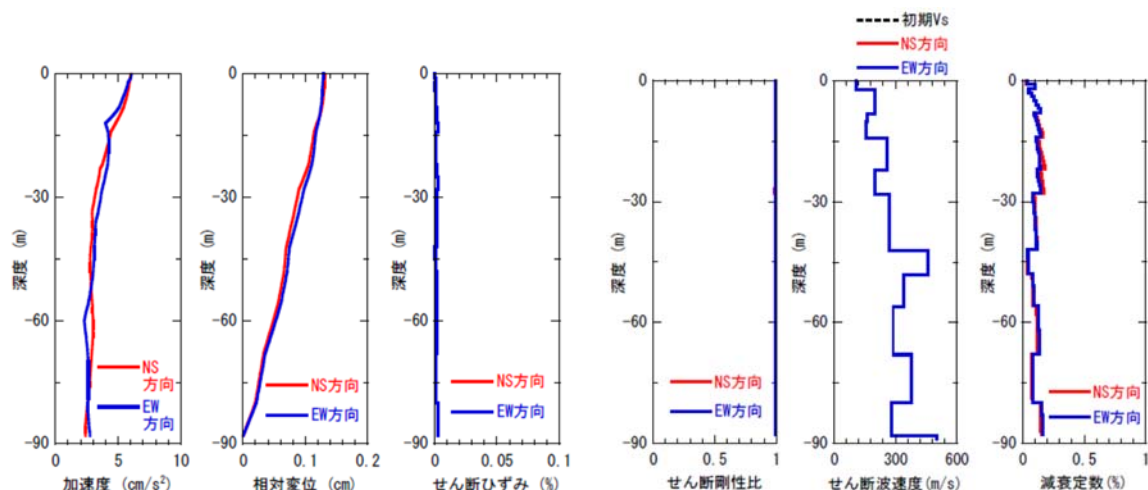


図 6-11 地盤の最大応答値 (3.09 前震)

図 6-12 地盤の等価物性 (3.09 前震)

前震 (2011.03.09) の観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度応答スペクトル(減衰 5%)を図 6-10 に示す。また、地盤の最大応答値を図 6-11 に示す。地表での最大変位は 0.13cm で小さく、最大せん断歪みもほとんど発生していない。地盤の等価物性値を図 6-12 に示す。地盤のせん断剛性比はほとんど低下しておらず、せん断波速度も初期からの変動はほとんどないため、地盤は線形状態であったと考えられる。

本震 (2011.03.11) の観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度応答スペクトル(減衰 5%)を図 6-13 に示す。また、地盤の最大応答値を図 6-14 に示す。地表での最大変位は約 5cm であり、最大せん断歪みは表層から GL-30m までの深度で約 0.14%になっている。地盤の等価物性値を図 6-15 に示す。地盤のせん断剛性比は、ひずみが大きい表層から GL-30m までの深度で 0.6~0.7 まで低下しており、せん断波速度も初期から若干の低下が認められ、本震により地盤が非線形化したと考えられる。

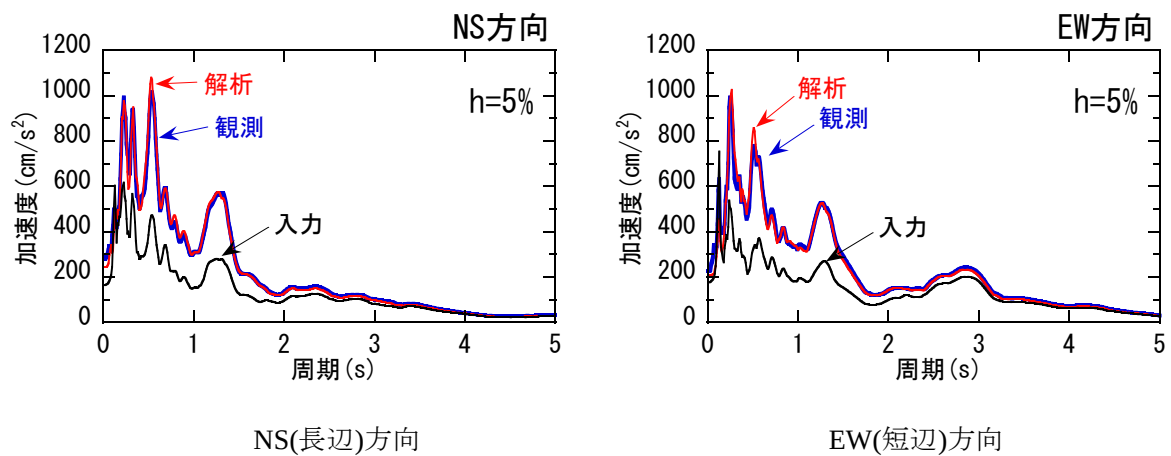


図 6-13 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度応答スペクトル
(2011. 03. 11 本震 減衰 5%)

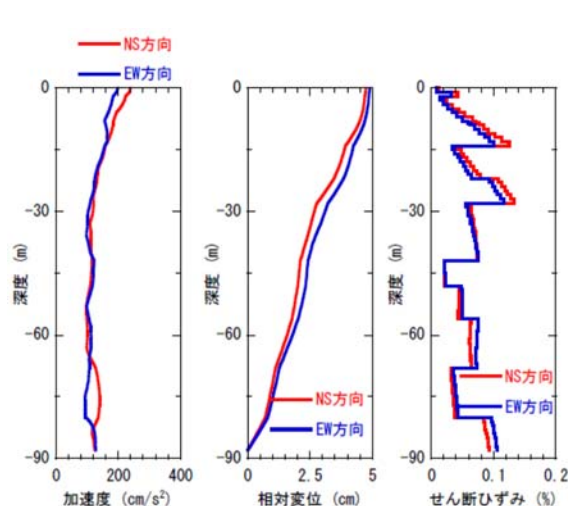


図 6-14 地盤の等価物性値図(3.11 地震)

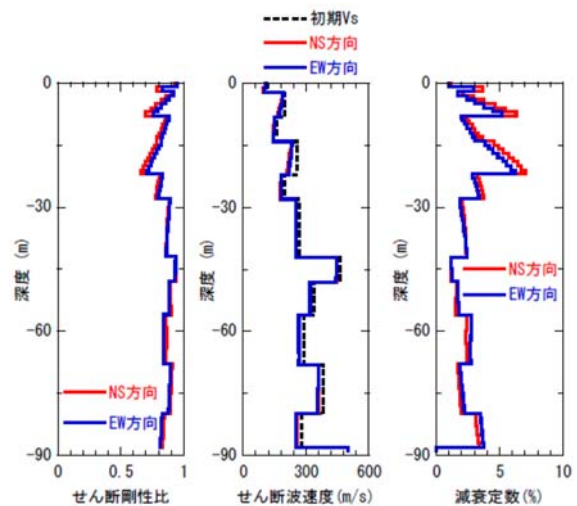


図 6-15 地盤の等価物性値(3.11 地震)

(3) 観測記録のシミュレーション解析

1) 解析モデル概要

地震応答解析で用いる建物モデルは、構造計算書に基づき以下のように設定する。

質点系モデル：曲げせん断棒モデル 諸元：表 6-3、図 6-16

建物剛性：構造計算書に基づく値 諸元：表 6-3

非線形履歴：武田モデル

復元力特性：諸元：表 6-3

減衰モデル：瞬間剛性比例減衰 0.8 秒に対して 3%

表 6-3 建物モデル

NS (長辺方向)						
	質量 (kN)	剛性 (kN/cm)	降伏荷重(kN)		剛性低下率	
			第 1	第 2	第 1	第 2
7F	10969	5666	2550	10297	0.43407	0.43269
6F	7297	8746	3236	14710	0.40614	0.11212
5F	7530	10698	3530	18633	0.36477	0.08021
4F	9132	11208	3923	22555	0.38663	0.01716
3F	7673	13526	3923	25007	0.37025	0.01637
2F	7694	19613	3727	26968	0.43727	0.01290
1F	8201	70608	3530	24517	0.95878	0.86806
EW (短辺方向)						
	質量 (kN)	剛性 (kN/cm)	降伏荷重(kN)		剛性低下率	
			第 1	第 2	第 1	第 2
7F	10969	5666	2550	9807	0.46573	0.21635
6F	7297	9534	3432	13925	0.40167	0.08229
5F	7530	10896	3923	17652	0.38889	0.03000
4F	9132	12871	4119	21084	0.35818	0.01905
3F	7673	17055	3923	23340	0.31022	0.01605
2F	7694	21921	3727	25497	0.35094	0.01278
1F	8201	32094	3530	16181	0.66808	0.31829

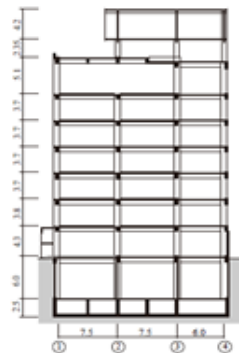


図 6-16 建物モデル

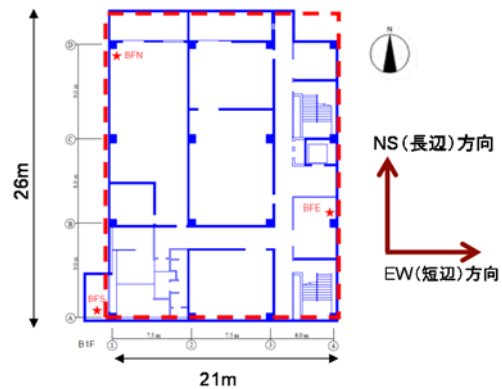
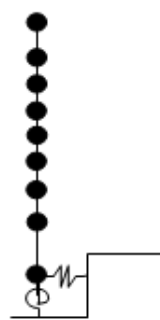


図 6-17 長方形基礎の設定

2) 基礎入力動と地盤ばねの検討

地盤ばねと基礎入力動は、長方形基礎（図 6-17 中の赤破線で囲んだ部分）について 3 次元薄層法により評価した。地盤ばねと基礎入力動の評価に用いた地盤定数を表 6-4 に示す。地盤定数は、前震（2011.03.09）では PS 検層結果により、本震（2011.03.11）では図 6-15 の等価物性値を用いて評価した。

動的地盤ばねを図 6-18 に、地盤ばねのばね定数と減衰係数を表 6-5 に示す。ばね定数は実部の静的近傍値とし、減衰係数は虚部の接線勾配の最小値から評価した。水平と回転の動的地盤ば

ねは、前震に比較して本震の実部で減少し虚部で増加しており、地盤の非線形性による影響が顕著に認められる。

基礎入力動の加速度波形を図 6-19 に、地表に対する基礎入力動の伝達関数を図 6-20 に示す。地表に対する基礎入力動の伝達関数は、本震による地盤の非線形性によりフーリエ振幅比が落ち込む振動数がわずかに低振動数側に変化している。

表 6-4 基礎入力動、地盤ばねの算出に用いた地盤定数

土質区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	ポアソン比	前震 2011.03.09		本震 2011.03.11	
				S 波速度 (m/s)	減衰定数 (%)	S 波速度 (m/s)	減衰定数 (%)
ローム	2.0	1.30	0.1399	110	1.0	102	1.9
砂質土/粘土質砂	6.0	1.30	0.4900	200	1.0	179	3.4
砂質粘土/粘土	6.0	1.50	0.4937	160	1.0	146	2.4
細砂/砂質細砂	8.0	1.80	0.4869	260	1.0	221	5.0
砂質粘土/粘土	6.0	1.75	0.4910	200	1.0	178	3.0
砂質粘土/粘土	14.0	1.75	0.4848	270	1.0	252	2.1
砂礫	6.0	1.90	0.4682	460	1.0	444	1.1
砂質粘土/粘土	8.0	1.75	0.4811	340	1.0	320	1.5
砂質粘土/粘土	12.0	1.75	0.4848	290	1.0	266	2.4
砂礫/細砂	12.0	1.95	0.4764	380	1.0	358	1.8
砂質粘土/粘土	8.0	1.75	0.4842	280	1.0	254	3.2
砂礫							

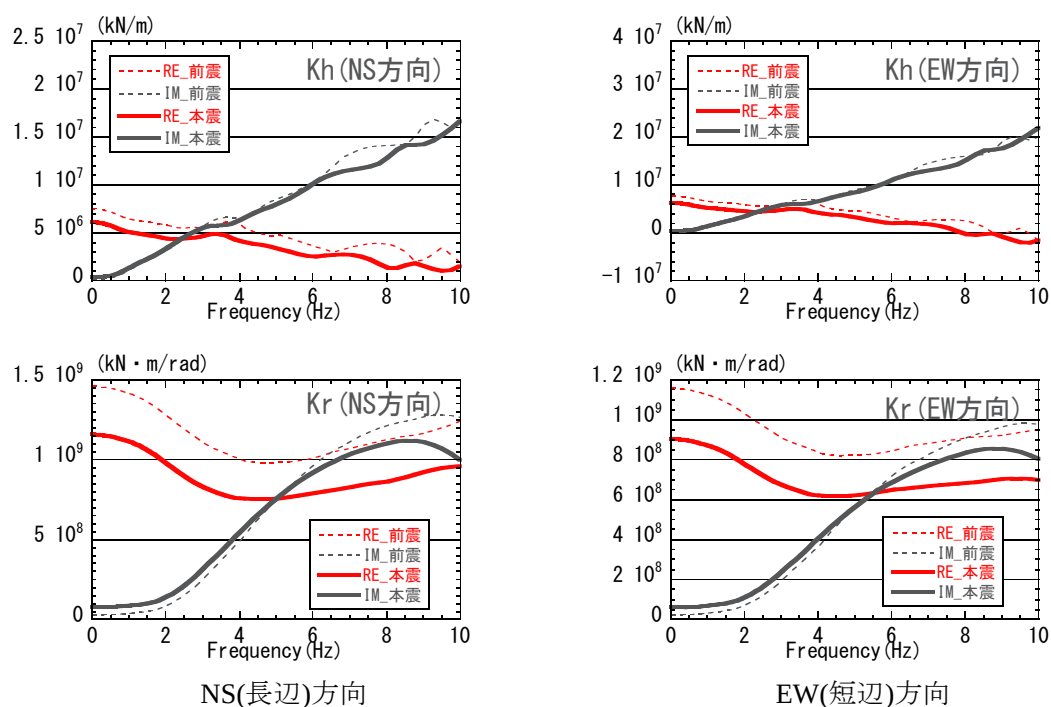
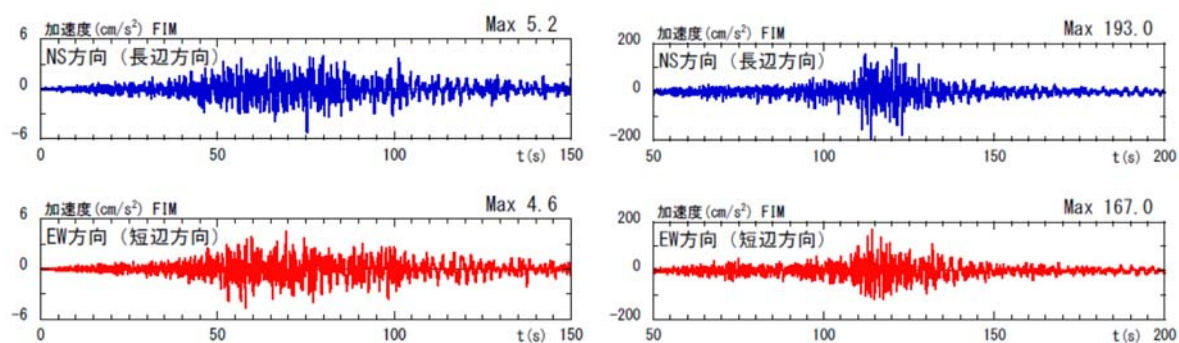


図 6-18 動的地盤ばね

(NS(長辺)方向, EW(短辺)方向 破線 : 2011.03.09 前震、実線 : 2011.03.11 本震)

表 6-5 地盤ばねのばね定数と減衰定数

		NS(長辺)方向	EW(短辺)方向
		上段 : 前震 下段 : 本震	2011.03.09 2011.03.11
水平	Kh (kN/m)	7.45E+06 5.44E+06	7.59E+06 5.54E+06
	Ch (kN · s/m)	1.01E+05 1.68E+05	1.04E+05 1.73E+05
回転	Kr (kN · m/rad)	1.46E+09 1.05E+09	1.16E+09 8.24E+08
	Cr (kN · m · s/rad)	5.97E+06 1.48E+07	5.11E+06 1.18E+07



(2011.03.09 前震)

(2011.03.11 本震)

図 6-19 基礎入力動

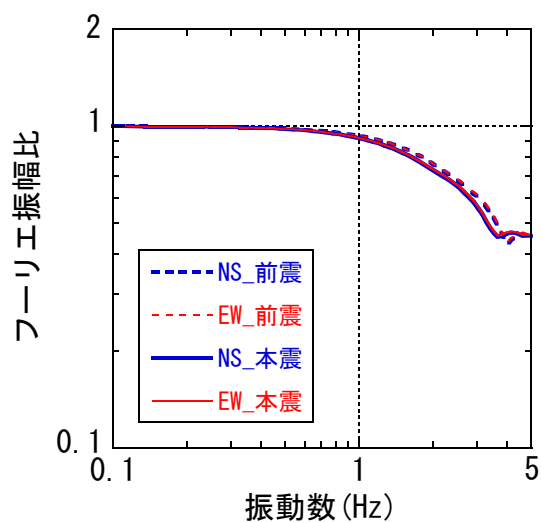


図 6-20 地表に対する基礎入力動の伝達関数
(点線：2011. 03. 09 前震、実線：2011. 03. 11 本震)

3) 固有値解析

基礎固定モデルと SR モデルの固有周期を表 6-6 に、固有モードを図 6-21 に示す。

表 6-6 固有周期 (秒)

固有周期(秒)		1F 基礎固定 モデル		SR モデル	
		Case-1	Case-2	Case-3	Case-4
NS(長辺) 方向	1 次	0.706	0.706	0.809	0.848
	2 次	0.273	0.273	0.284	0.288
EW(短辺) 方向	1 次	0.689	0.689	0.778	0.811
	2 次	0.273	0.273	0.284	0.288

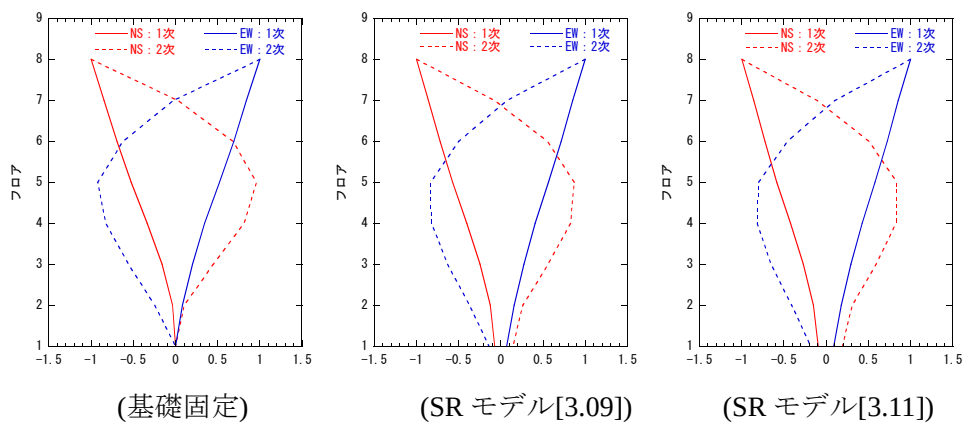


図 6-21 固有モード (NS(長辺)方向, EW(短辺)方向)

4) SR モデルによる検討

SR モデルの解析結果を以下に示す。

前震（2011.03.09）の SR モデルの解析結果と観測記録を比較して、加速度応答を図 6-22 に、加速度応答スペクトルを図 6-23 に、建物および基礎応答の伝達関数(8F/1F, 8F/GL, B1F/GL)を図 6-24 に示す。8F の加速度応答、加速度応答スペクトルの解析結果は、NS 方向では観測記録に比較して振幅がやや小さいが、両方向とも周期特性は概ね対応している。建物応答の伝達関数(8F/1F, 8F/GL)では、2 次ピーク（4～5Hz 付近）では 1F 基礎固定モデルの解析結果と同様にやや柔らかめの評価となっているが、1 次ピーク振動数（1.3Hz 付近）はほぼ対応する結果が得られている。また、基礎の伝達関数(B1F/GL)では、入力損失による高振動数側の振幅低下の傾向を比較的良く再現できている。

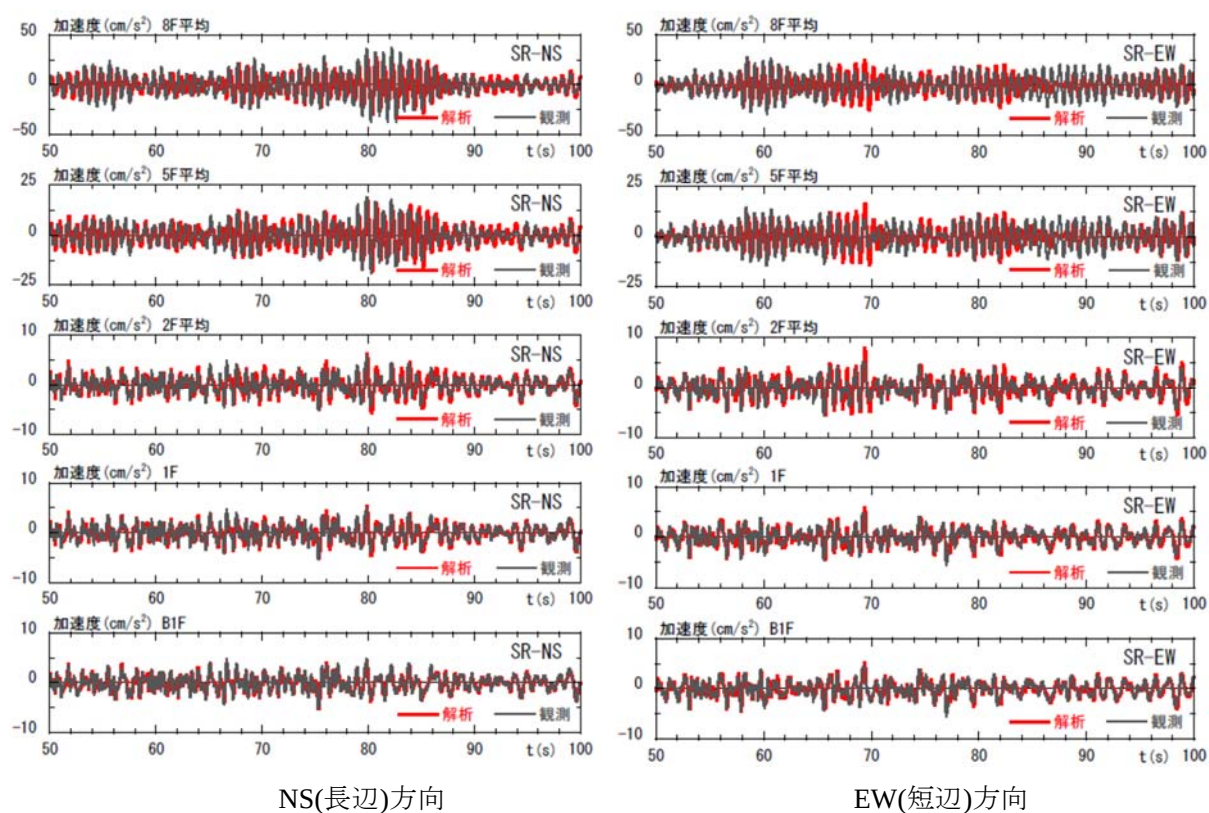
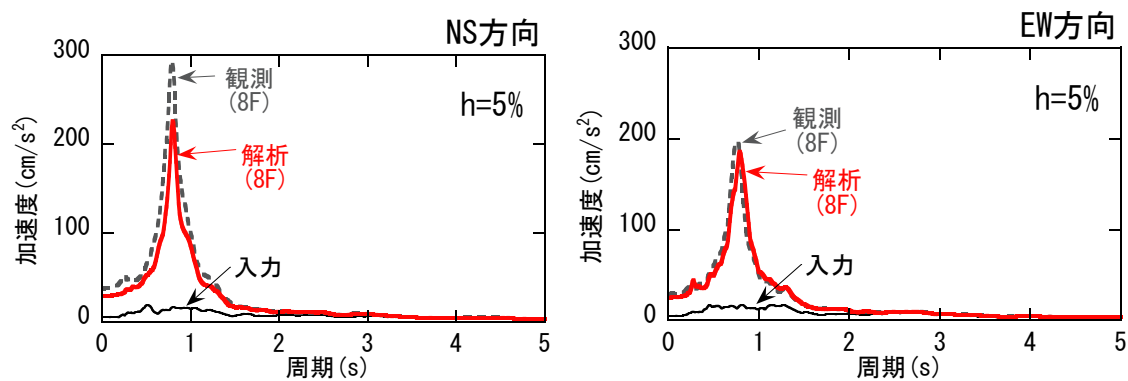


図 6-22 観測記録と解析結果(2011.03.09 前震)の加速度応答の比較



NS(長辺)方向

EW(短辺)方向

図 6-23 観測記録と解析結果 (2011. 03. 09 前震) の加速度応答スペクトル (減衰 5%)

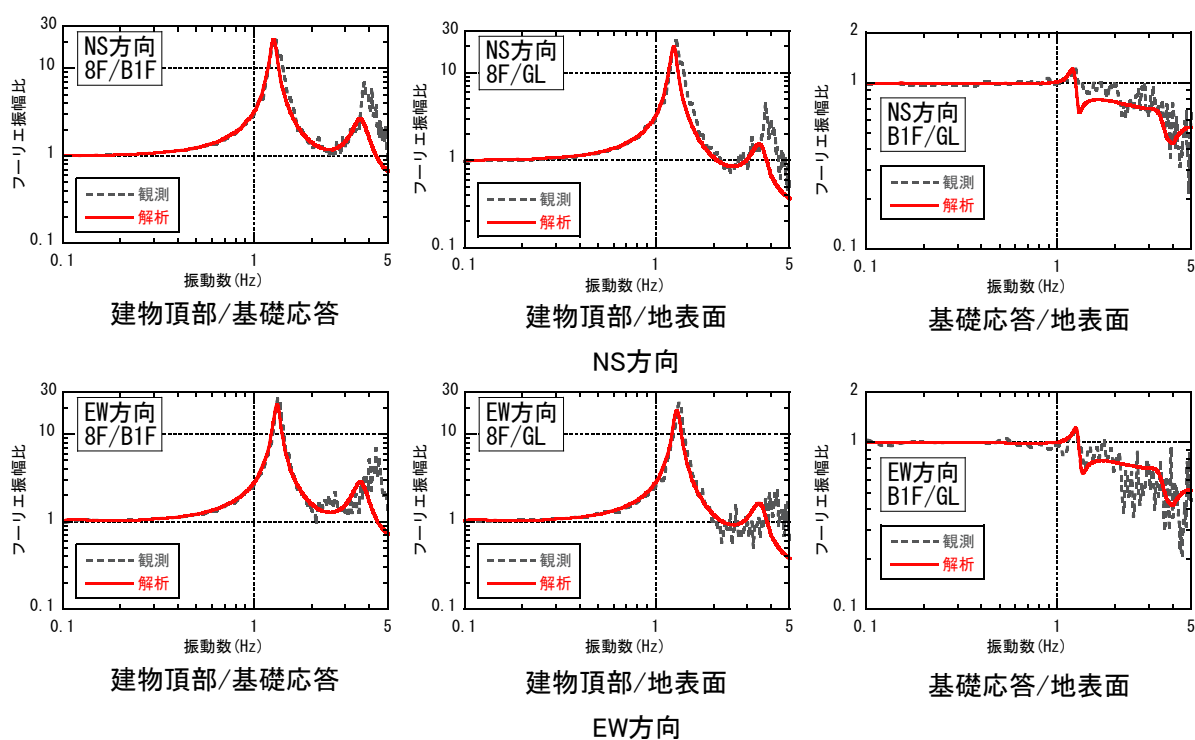
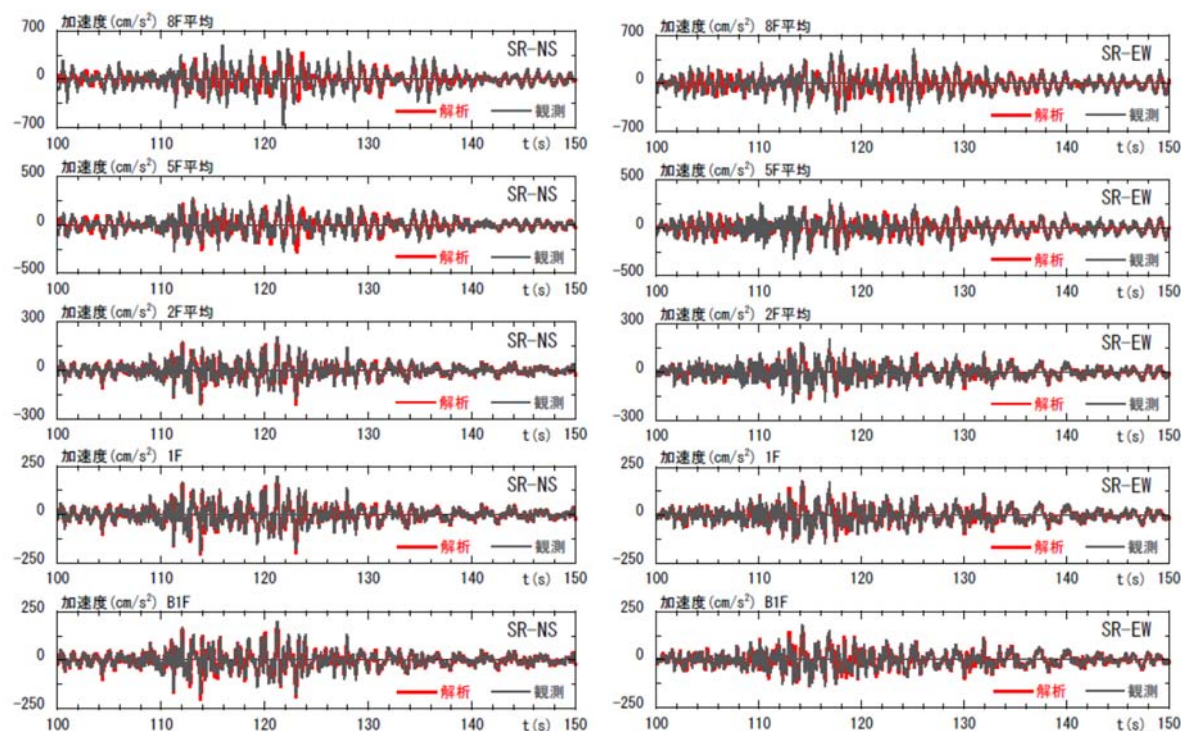


図 6-24 観測記録と解析結果 (2011. 03. 09 前震) の伝達関数



NS(長辺)方向

EW(短辺)方向

図 6-25 観測記録と解析結果(2011.03.11 本震)の加速度応答の比較

本震(2011.03.11)のSRモデルの解析結果と観測記録を比較して、加速度応答を図6-25に、加速度応答スペクトルを図6-26に、建物および基礎応答の伝達関数(8F/1F, 8F/GL, B1F/GL)を図6-27に、解析による復元力特性を図6-28に示す。2Fと5Fの加速度応答は振幅、周期特性とも概ね対応しているが、8Fでは解析の振幅がやや小さめに評価されている。加速度応答スペクトルでは1.0秒以上の長周期帯域では概ね表現できているが、1秒以下の短周期で解析がやや過小評価になっている。建物応答の伝達関数(8F/1F)では、1次ピーク振動数(1~1.3Hz付近)では概ね対応しており、2次ピーク(3~4Hz付近)ではやや柔らかめの評価となっている。基礎の伝達関数(B1F/GL)では、本震による地盤の非線形性によりフーリエ振幅比が落ち込む振動数が低振動数側に变化する傾向を良く再現できている。また、解析による復元力特性は、各階とも第一折れ点を通過し、第一と第二折れ点の途中まで非線形化が進んでいる。

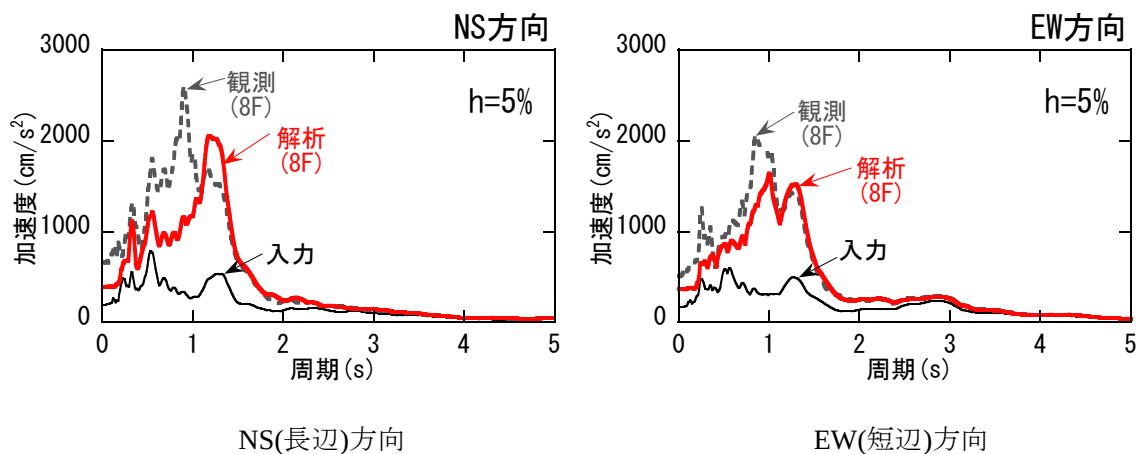


図 6-26 観測記録と解析結果 (2011. 03. 11 本震) の加速度応答スペクトル (h=5%)

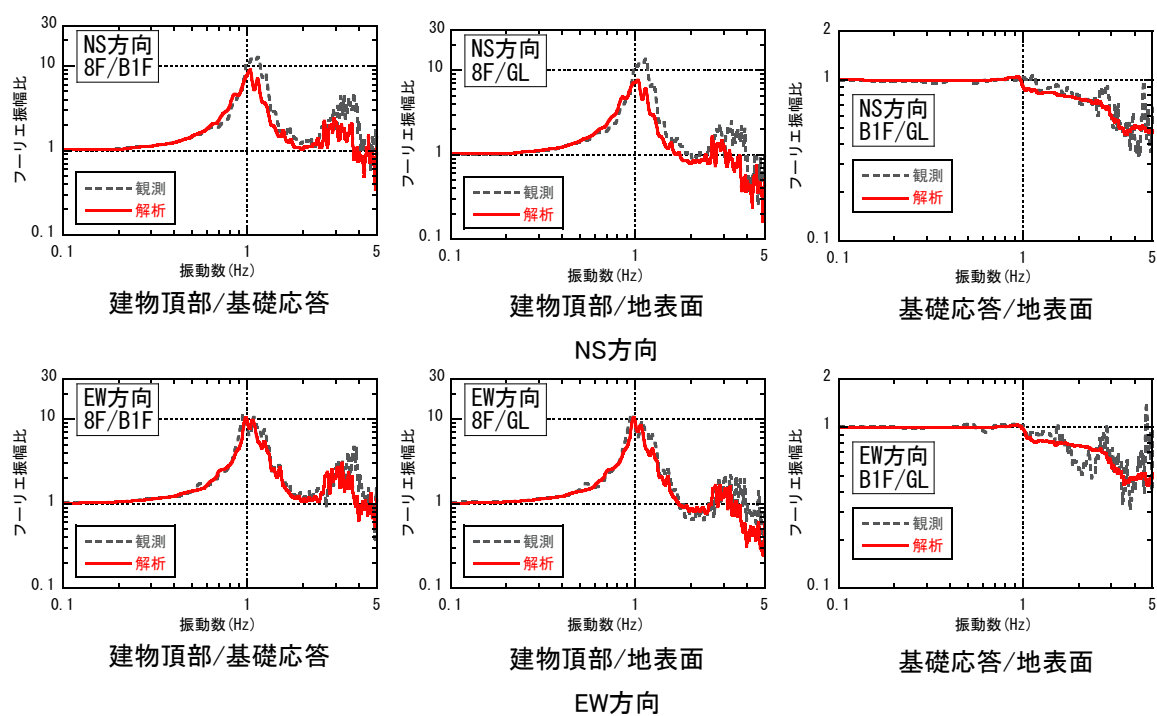


図 6-27 観測記録と解析結果 (2011. 03. 11 本震) の伝達関数

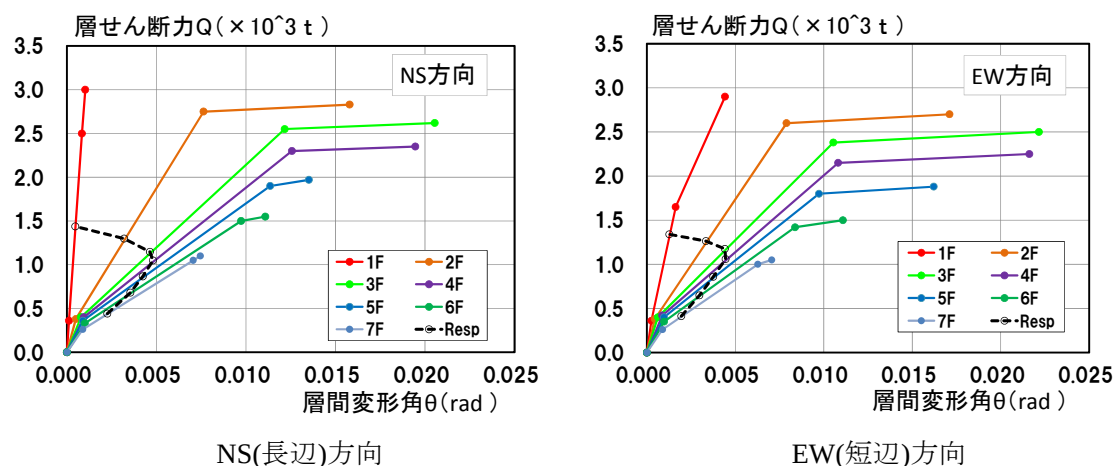


図 6-28 復元力特性 (2011. 03. 11 本震)

(4) まとめ

本章では、建築物 ANX において観測された東北地方太平洋沖地震における前震と本震について、地震観測記録に基づき、地盤のはぎ取り解析による露頭波と等価物性値の評価、基礎固定および SR モデルによるシミュレーション解析を行った。以下に、得られた知見を示す。

- 1) 地盤のはぎ取り解析を通した前震の等価物性値の評価では、地盤のせん断ひずみの発生も小さく、せん断剛性比はほとんど低下しておらず線形状態と考えられる。
- 2) 本震の等価物性値の評価では、表層から GL-30m までの地盤の最大せん断ひずみは 0.14% で、せん断剛性比は 0.6~0.7 まで低下しており、地盤が非線形化したと考えられる。
- 3) 地表に対する基礎入力動の伝達関数は、本震による地盤の非線形性によりフーリエ振幅比が落ち込む振動数がわずかに低振動数側に变化した。
- 4) SR モデルを用いたシミュレーション解析結果は、前震及び本震とも観測記録と比較的良く対応した。
- 5) 解析によると、本震による建物応答は各階とも復元力特性の第一と第二折れ点の途中まで非線形化が進んでいた。

【参考文献】

- 1) 強震観測装置 報告書, (株)東京ソイルリサーチ, 平成 9 年 11 月
- 2) 動的都市地盤図に関する動的地盤調査, (株)東京ソイルリサーチ, 昭和 56 年 3 月
- 3) 動的都市地盤図に関する動的地盤調査, (株)東京ソイルリサーチ, 昭和 57 年 3 月
- 4) 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, 2006.2

7. 建築物 UKM (20F, 杭基礎) について

本章では、建築物 UKM を対象として地表および建築物における地震観測記録をもとに露頭波の推定および分離型モデル(SR モデル)による解析検討を行う。

(1) 建築物概要と地震観測記録

1) 建築物概要

建築物 UKM は、東京都北区に位置する地上 20 階、塔屋 3 階の RC 構造の集合住宅である。建築物全体図を図 7-1 に示す。

図 7-2 に建築物の全体軸組図を示す。建物の基礎梁は 5.0m 埋め込まれており、建築物の高さは塔屋も含めて 67m である。図 7-3 に基準階の平面図を示す。X(長辺)方向 38.85m, Y(短辺)方向 33.30m の形状である。また、図 7-4 に杭伏図を示す。杭は直径 2m の場所打ち鋼管コンクリート杭で、X(長辺)方向に 8 本、Y(長辺)方向に 7 本の計 56 本である。

階数	： 地上 20 階、塔屋 3 階		
基礎底深さ	： 杭先端 G.L. - 40.0m 基礎底面 G.L. - 5.0m		
主体構造	： RC 造（ラーメン構造）		
主要材料	躯体一般	普通 Fc=300~400	鉄筋 SD390, SD345
	基礎、基礎ばり	普通 Fc=420	鉄筋 SD390, SD345
	杭	普通 Fc=270	鉄筋 SD390, SD345
基礎構造	： 杭基礎（場所打ち鋼管コンクリート杭）		



図 7-1 建築物全体図

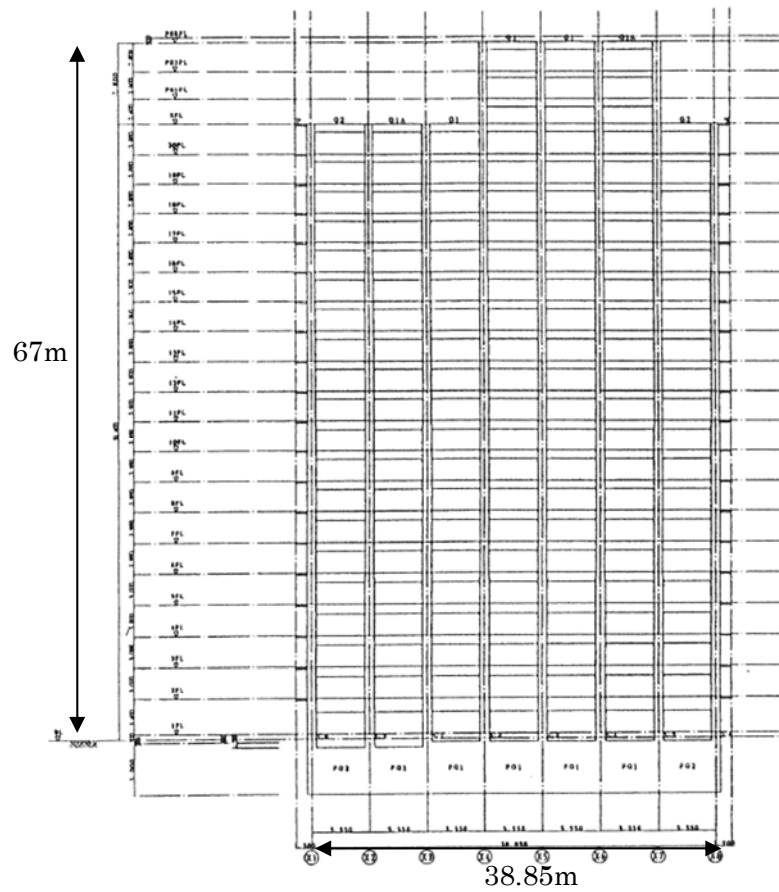


図 7-2 軸組図

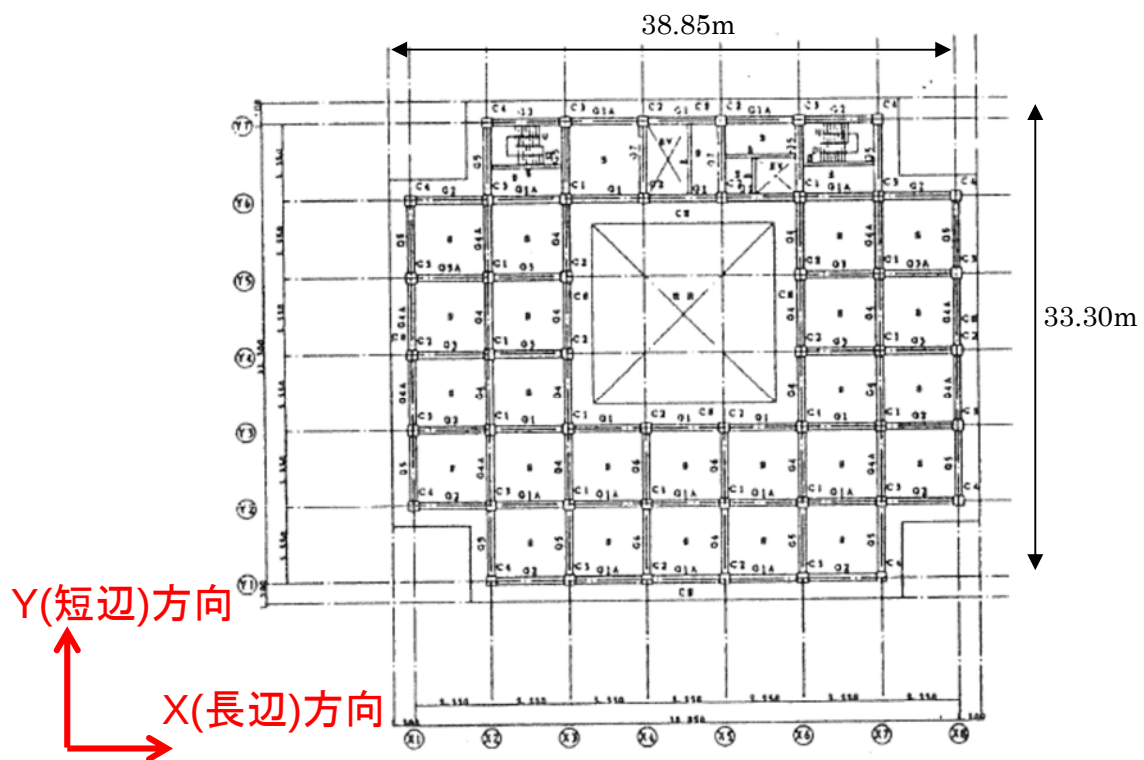


図 7-3 基準階の平面図

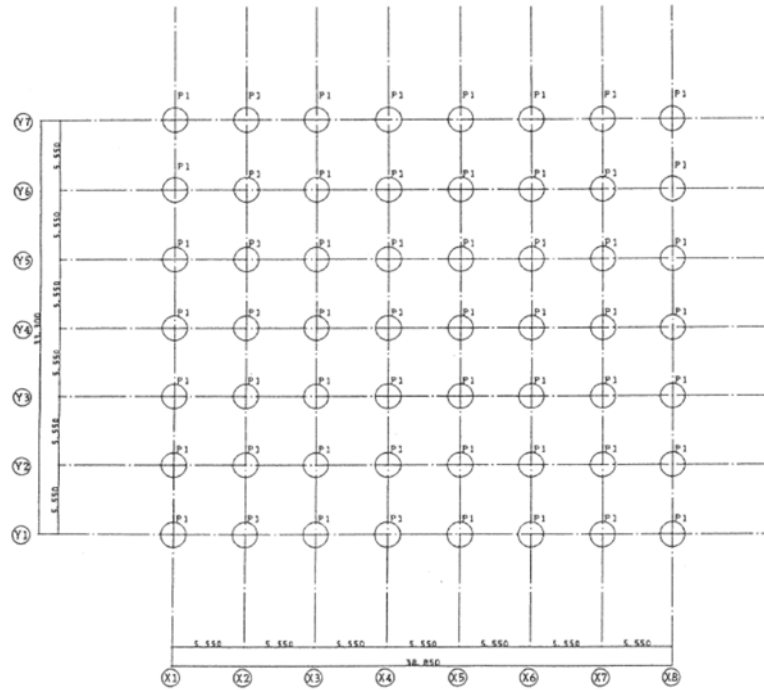


図 7-4 杭伏図

2) 観測記録の概要

建築物 UKM の地震計観測位置を図 7-5～図 7-7.に示す。地震計は建築物の最上階である 20F, 中間階である 10 階, 最下階である 1 階および地盤に配置されている。

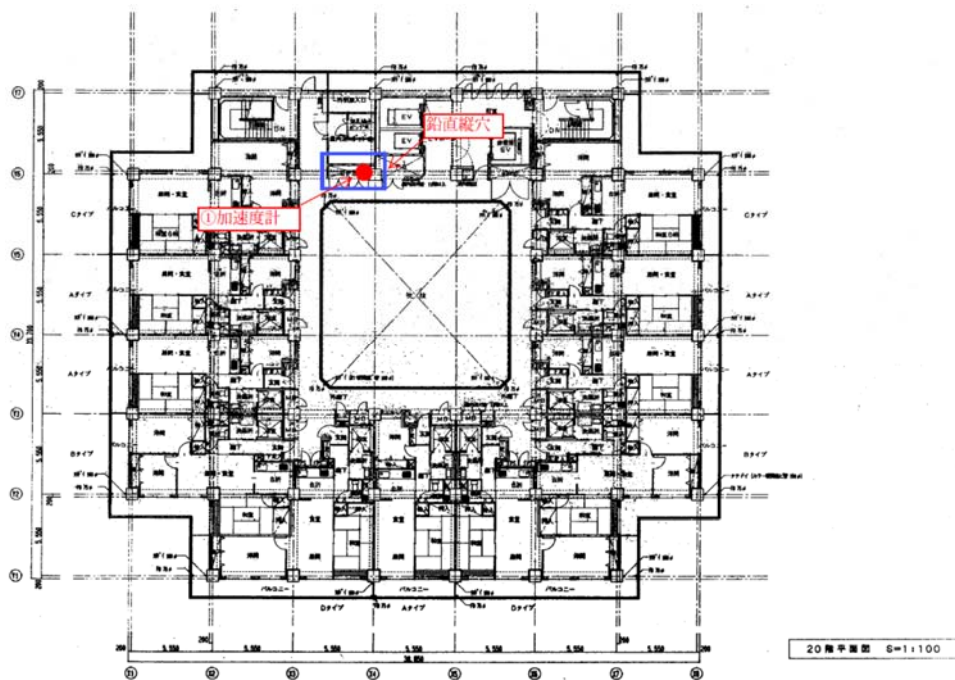


図 7-5 地震計配置図[20 階]

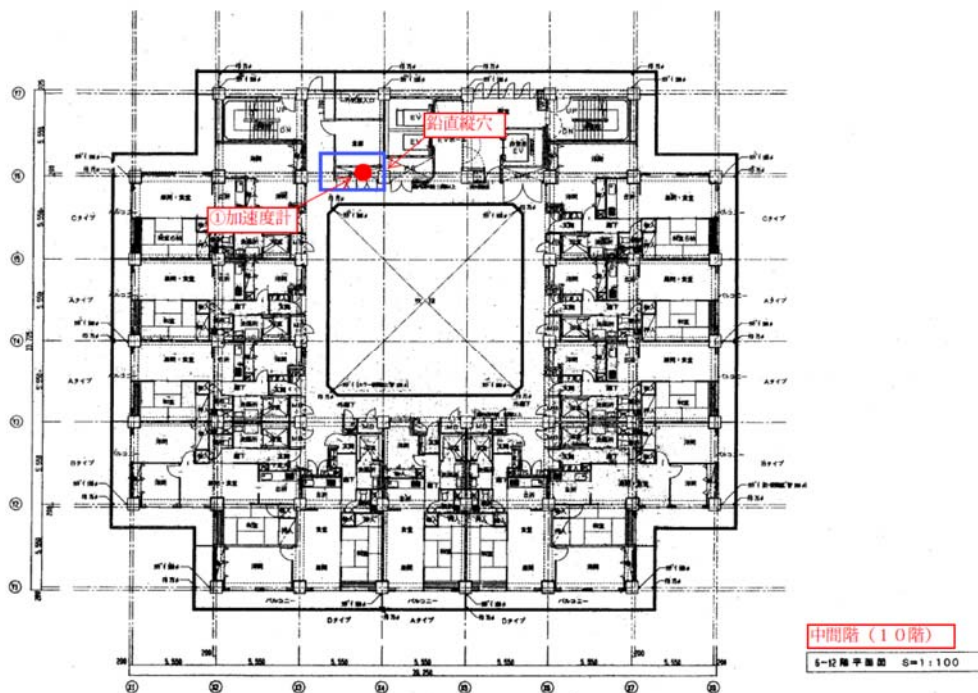


図 7-6 地震計配置図[10 階]

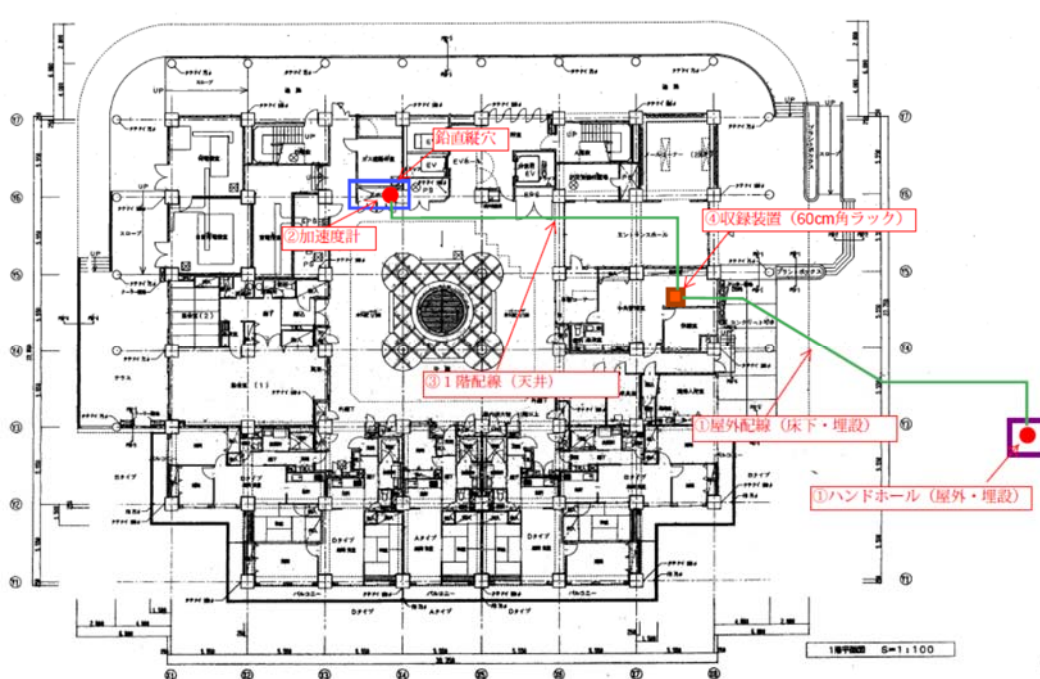


図-7-7 地震計配置図[1 階]

図 7-10,7-11 に 2012 年 11 月 24 日に観測された記録を示す。地盤の最大加速度は、X(長辺)方向で 22.3cm/s^2 、Y(短辺)方向で 36.7cm/s^2 であった。建築物の最上階である 20 階では、X(長辺)方向で 14.5cm/s^2 、Y(短辺)方向で 15.0cm/s^2 であった。

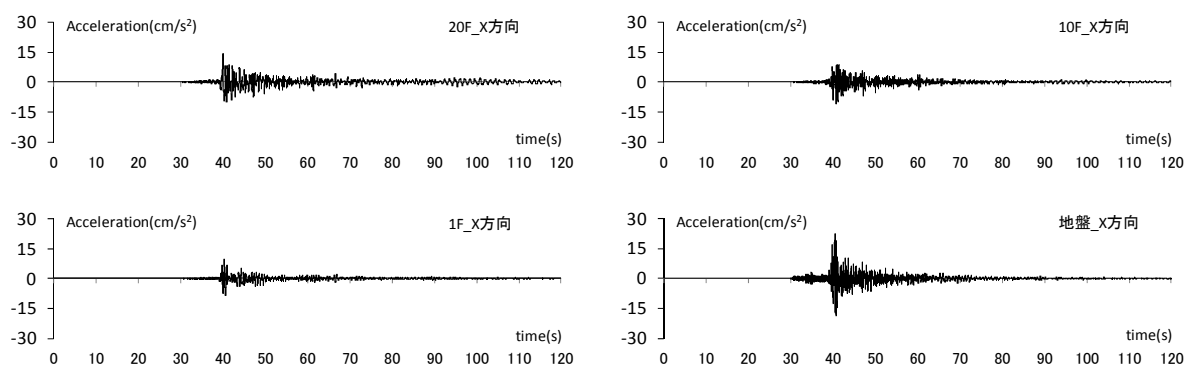


図 7-8 地震観測波形 (X(長辺)方向 2012/11/24)

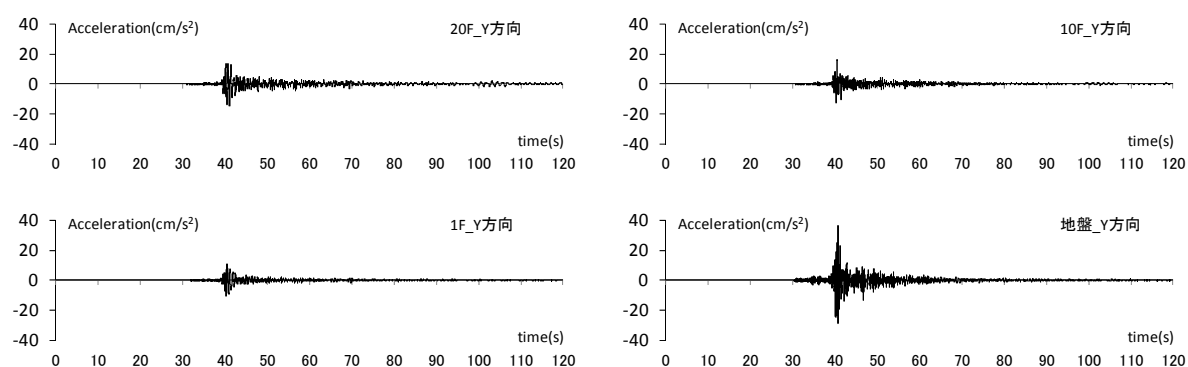


図 7-9 地震観測波形 (Y(短辺)方向 2012/11/24)

図 7-13 に 2012 年 11 月 24 日の観測記録から算出した速度応答スペクトルと伝達関数を示す。X(長辺), Y(短辺)方向ともに 20F/1F と 20F/GL でピーク振動数に大きな差は見られない。そのため、地盤の相互作用の効果はそれほど大きくないと考えられる。X(長辺)方向のピーク振動数はおよそ 0.83Hz, Y(短辺)方向の一次ピーク振動数はおよそ 0.78Hz であった。

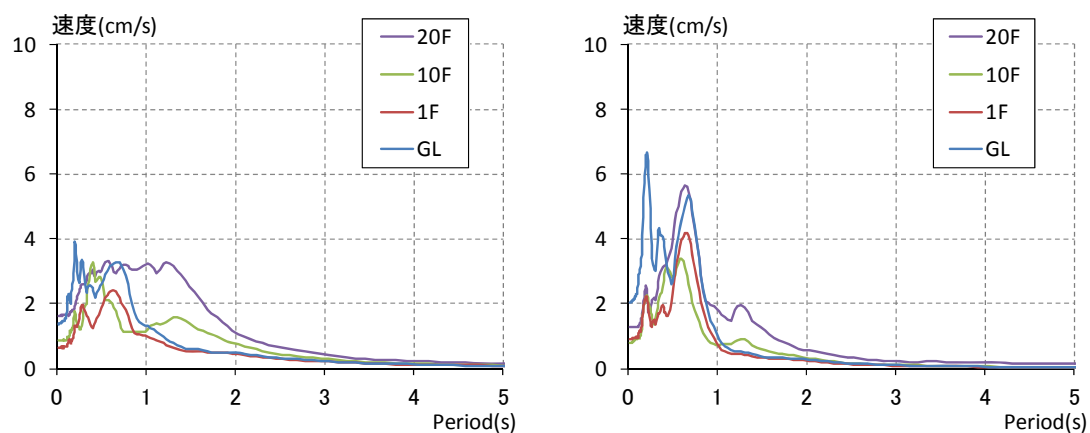


図 7-10 速度応答スペクトル (h=5%, 2012/11/24)

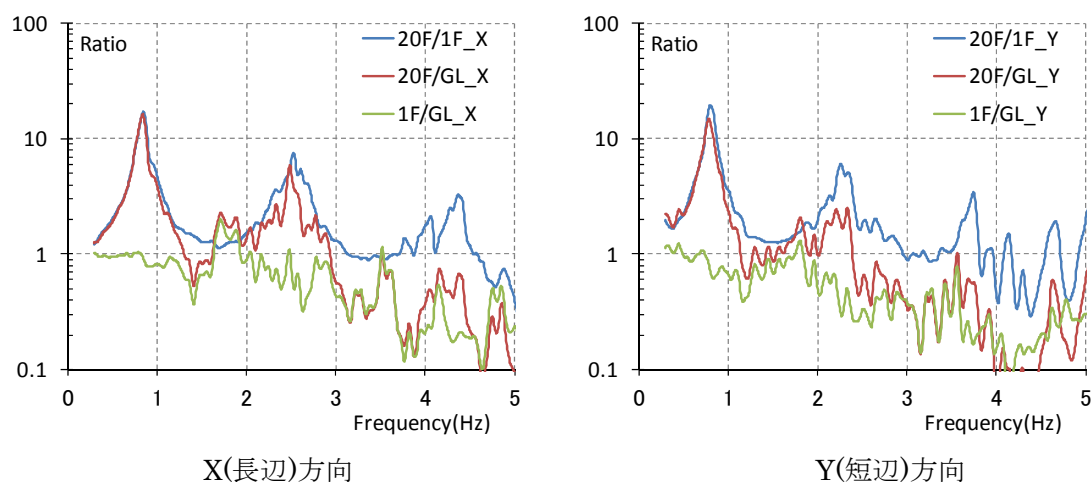


図 7-11 伝達関数 (2012/11/24)

(2) 地盤のはぎ取り解析による露頭波の評価

第 1 項図 1-1 に示す解析フローに従い、地表の観測記録から工学的基盤での露頭波を評価し、等価物性値を算定する。

表 7-1 に地盤定数を示す。地盤の層序とせん断波速度は、構造計算書に示された原位置調査結果に基づいて設定し、工学的基盤は GL-40.0m とした。図 3.9.4-2 に、土の非線形モデルを示す。土の非線形モデルは、YI 層、btg 層、Eds 層、Edc 層については原位置採取試料による動的変形試験結果が構造計算書に示されているので、これに基づいて設定した。動的変形試験の行われた層の周辺の層は、土質が同じ層は同一と仮定する。それ以外の層は文献 1) による一般値とした。

表 7-1 地盤定数

層名/土質名		地層 区分	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	S波速度 (m/s)	ポアソン比	HDモデルの 非線形特性		
							$\gamma_{cs}(\%)$	$h_{max}(\%)$	
沖積層	盛土・埋土 後背湿地位性堆積物	B/Ac	3.80	1.60	90	0.4422	0.1	21	
	有楽町層 上部	砂質土層 Yu	1.20	1.75	130	0.4858	0.1	21	
			1.35	1.75	130	0.4858			
	有楽町層 下部	粘性土層 YI	6.65	1.50	93	0.4954	0.4	14	
			5.30	1.60	93	0.4967			
	洪積層	埋設段丘 堆積物	粘性土層 btc	0.50	1.40	145	0.4908	0.4	14
1.90				1.75	254	0.4773			
砂質土層 bts			1.35	1.80	254	0.4773	0.07	23	
			btg	1.60	2.00	254			0.4773
2.80				2.00	420	0.4602			
粘性土層 btg'			1.50	1.80	310	0.4761			0.07
砂質土層 btg		3.45	2.00	570	0.4391	0.07	23		
江戸川層		第一砂質 土層	Eds	3.35	1.90	337	0.4646	0.08	21
		粘性土層	Edc	3.15	1.80	337	0.4646	0.07	34
		第二砂質 土層	Eds2	2.10	1.90	520	0.4283	0.08	21
		第二砂質 土層	Eds2	1.00	1.90	520	0.4283		

——: 建物基礎底深度GL-5.0m

赤字: 試験結果

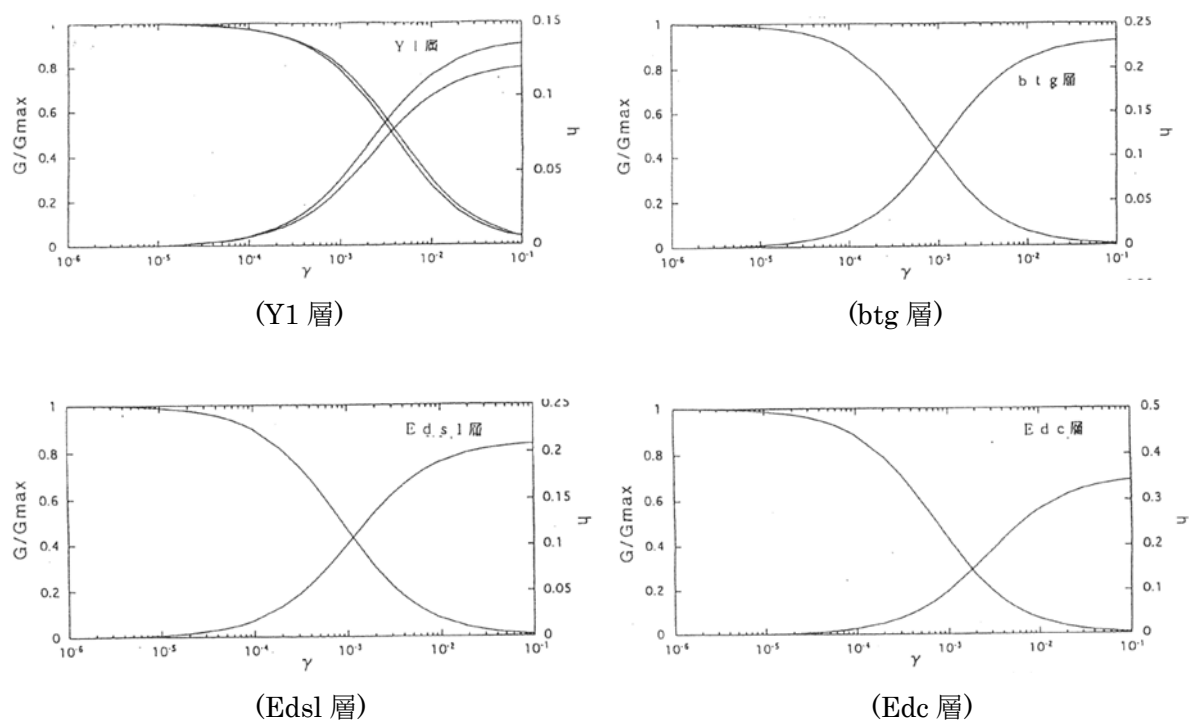


図 7-12 土の非線形モデル

図 7-16 に 2012 年 11 月 24 日の地表面の観測記録を、図 7-17 にその地表面の加速度応答スペクトルを示す。地表面の記録としては、X(長辺)方向よりも Y(短辺)方向が大きい記録となっている。

図 7-18 に剥ぎ取り解析によって求めた露頭波と、その露頭波を入力したときの地表面の記録による応答スペクトルを、解析と観測で比較して示す。また、図 7-19, 7-21 に露頭波と観測、解析の地表面における時刻歴加速度を示す。観測と解析は良く対応していることが確認できる。

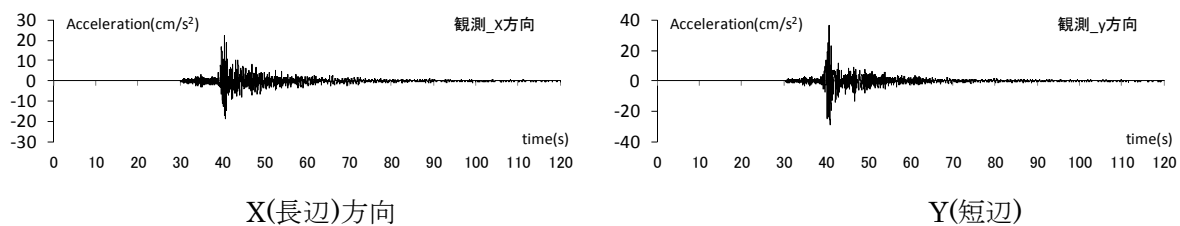


図 7-13 地盤の観測記録 (2012/11/24)

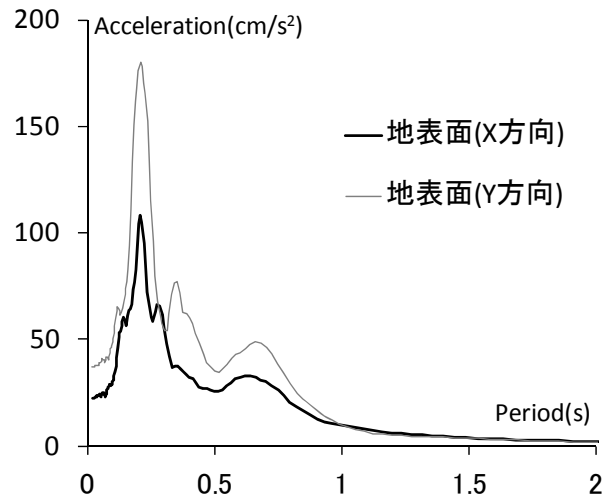


図 7-14 地盤の加速度応答スペクトル (h=5%, 2012/11/24)

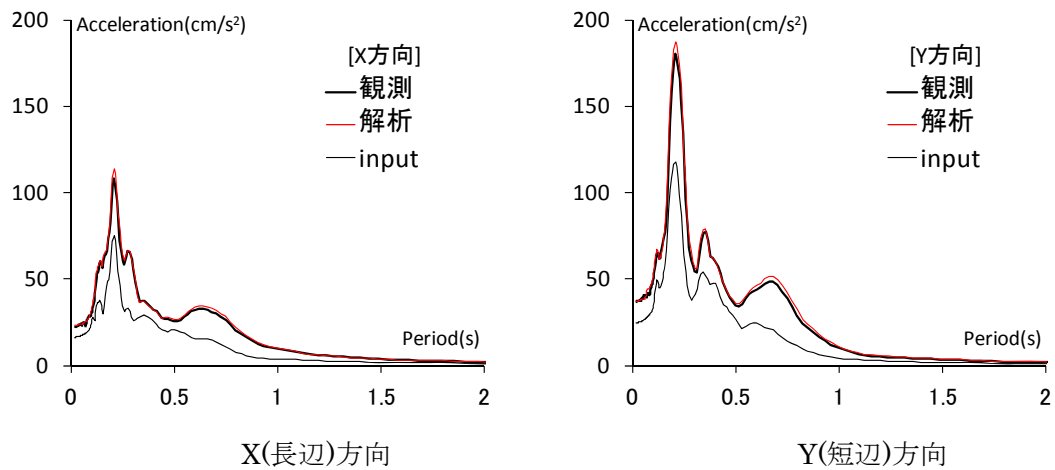


図 7-15 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度応答スペクトル (h=5%)

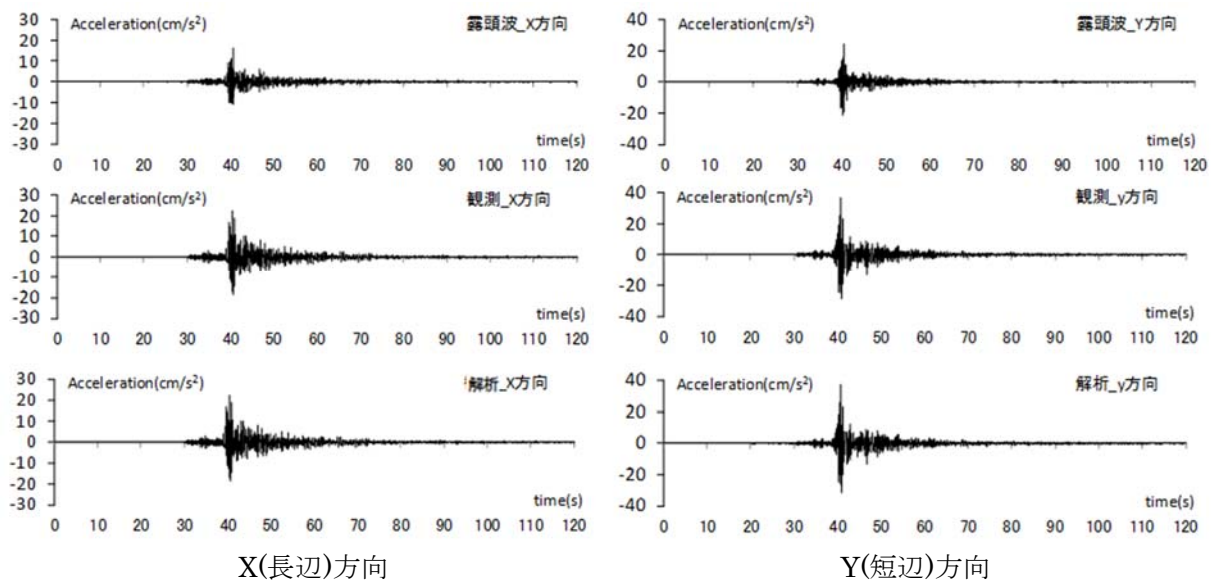


図 7-16 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度波形

図 7-22 と図 7-23 に地盤の解析を行った際の、せん断ひずみと剛性低下率、等価減衰、等価せん断波速度を示す。剛性低下率は小さく 0.9 となり、地盤はそれほど大きな非線形には至っていない。等価せん断波速度が初期のせん断波速度とそれほど変わらないことから、大きな非線形には至っていないことがわかる。

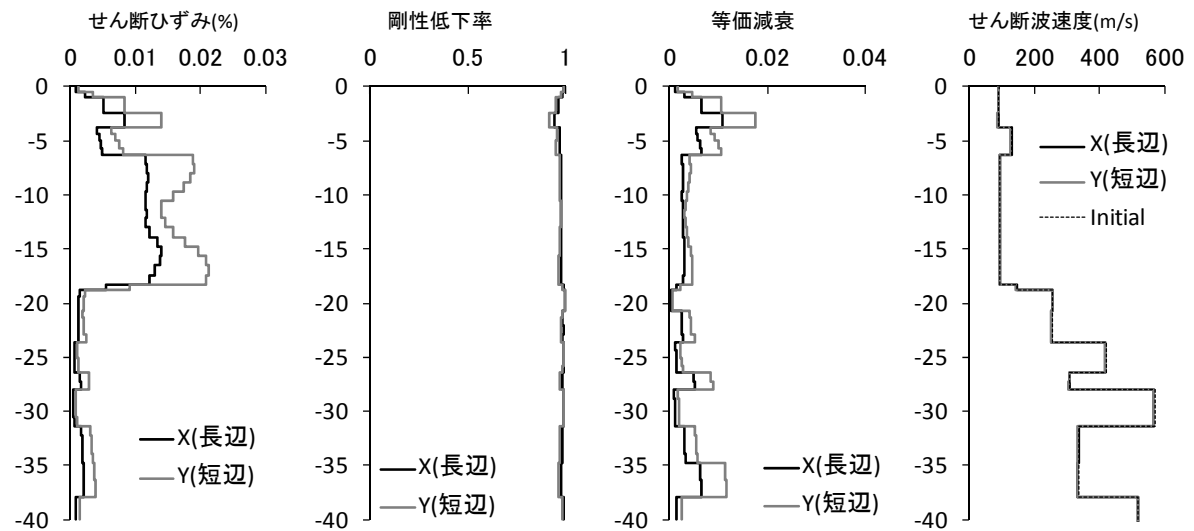


図 7-17 地盤の等価物性値

(最大歪みの 0.65 倍でのせん断剛性比、S 波速度および減衰定数)

(3) 観測記録のシミュレーション

1) 解析モデル概要

シミュレーションには、図 7-25 の分離型モデル(SR モデル)を用いる。推定した工学的基盤での露頭波を用いて、上部構造を考慮しない杭基礎の応答を薄層要素法により算出し、上部構造がない場合の基礎の応答と SR モデルで使用する Sway ばねと Rocking ばねをインピーダンスより求める。また、ここで得られる基礎の応答を SR モデルに入力して建物の動的な応答解析を行う。上部構造はせん断系モデルとする。表 7-3, 7-4 に、設計図書に示されている各階重量と高さ及び復元力特性を、図 7-1 に、各階での荷重-変形関係を示す。なお、本解析では、施行的に行った地震記録と解析との比較照合結果に基づき、建物剛性を、一律に設計図書に示されるものの 0.85 倍としている。このような設計値からの剛性低下の要因としては、2011 年東北地方太平洋沖地震での地震応答の影響が考えられるが定かではない。

SwayばねとRockingばねは、周波数依存ばねとするが、剛性、減衰を一定(K, C 一定)とした地盤ばねについても検討する。この場合、 K は実部の静的近傍値とし、 C は虚部の最小勾配としている。観測記録は2012. 11. 24 の記録を用いる。

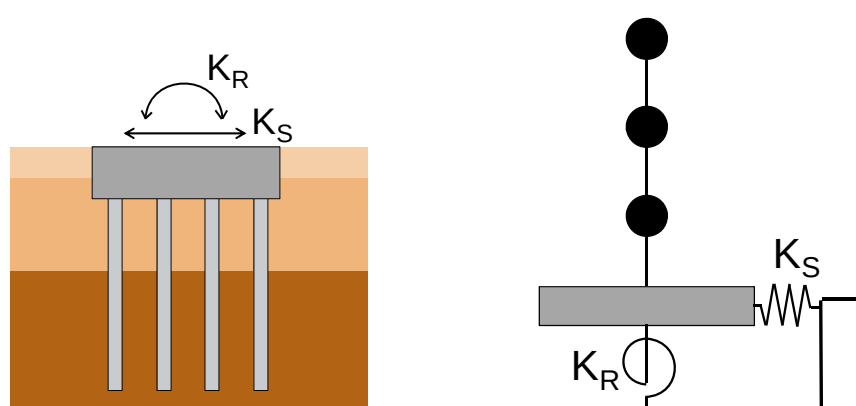


図 7-18 分離型のシミュレーション解析

表 7-2 建物重量および復元力特性 (X(長辺)方向)

	質量	高さ	階高
階	(t)	(cm)	(cm)
PR	106	6723	
PH3	121	6443	280
PH2	117	6163	280
PH1	1150	5923	240
20F	1177	5638	285
19F	1176	5353	285
18F	1176	5068	285
17F	1176	4783	285
16F	1235	4495	288
15F	1248	4205	290
14F	1248	3915	290
13F	1248	3625	290
12F	1248	3335	290
11F	1284	3043	293
10F	1299	2748	295
9F	1299	2453	295
8F	1299	2158	295
7F	1299	1863	295
6F	1364	1565	298
5F	1380	1265	300
4F	1380	965	300
3F	1380	665	300
2F	1672	345	320
1F	1672	0	345

X階	初期剛性	折点1	折点2	K_2/K_1	K_3/K_1
	(t/cm)	(t)	(t)		
PH3	488	122	233	0.53	0.17
PH2	593	161	362	0.56	0.18
PH1	906	202	465	0.60	0.15
20F	2448	609	1162	0.71	0.08
19F	3072	823	1710	0.63	0.05
18F	3481	955	2187	0.55	0.03
17F	3851	1070	2612	0.50	0.02
16F	4264	1184	2998	0.49	0.01
15F	4856	1273	3367	0.47	0.01
14F	5130	1345	3702	0.44	0.01
13F	5395	1414	4005	0.40	0.01
12F	5710	1482	4282	0.37	0.01
11F	6062	1551	4521	0.36	0.01
10F	6666	1566	4745	0.34	0.01
9F	6949	1586	4946	0.34	0.01
8F	7280	1617	5137	0.34	0.01
7F	7738	1671	5351	0.33	0.01
6F	8448	1773	5577	0.31	0.01
5F	9641	1878	5822	0.30	0.01
4F	10330	2008	6004	0.30	0.01
3F	11396	2139	6173	0.33	0.01
2F	14555	2376	6314	0.37	0.01
1F	25599	3200	6424	0.42	0.02

表 7-4 建物重量および復元力特性 (Y(短辺)方向)

	質量	高さ	階高
階	(t)	(cm)	(cm)
PR	106	6723	
PH3	121	6443	280
PH2	117	6163	280
PH1	1150	5923	240
20F	1177	5638	285
19F	1176	5353	285
18F	1176	5068	285
17F	1176	4783	285
16F	1235	4495	288
15F	1248	4205	290
14F	1248	3915	290
13F	1248	3625	290
12F	1248	3335	290
11F	1284	3043	293
10F	1299	2748	295
9F	1299	2453	295
8F	1299	2158	295
7F	1299	1863	295
6F	1364	1565	298
5F	1380	1265	300
4F	1380	965	300
3F	1380	665	300
2F	1672	345	320
1F	1672	0	345

Y階	初期剛性	折点1	折点2	K_2/K_1	K_3/K_1
	(t/cm)	(t)	(t)		
PH3	251	98	235	0.57	0.12
PH2	346	147	361	0.61	0.14
PH1	601	206	462	0.66	0.13
20F	2229	676	1151	0.71	0.08
19F	2867	885	1697	0.61	0.05
18F	3276	1002	2173	0.55	0.03
17F	3644	1094	2596	0.51	0.02
16F	4044	1203	2981	0.49	0.01
15F	4606	1297	3348	0.48	0.01
14F	4883	1365	3682	0.44	0.01
13F	5148	1388	3984	0.42	0.01
12F	5460	1425	4262	0.39	0.01
11F	5805	1488	4490	0.38	0.01
10F	6384	1541	4698	0.37	0.01
9F	6671	1589	4923	0.36	0.01
8F	7002	1633	5096	0.35	0.01
7F	7456	1684	5323	0.34	0.01
6F	8150	1752	5506	0.33	0.01
5F	9302	1818	5763	0.30	0.01
4F	9996	1896	5965	0.31	0.01
3F	11063	2026	6130	0.33	0.01
2F	14135	2368	6278	0.35	0.01
1F	25030	3043	6411	0.41	0.01

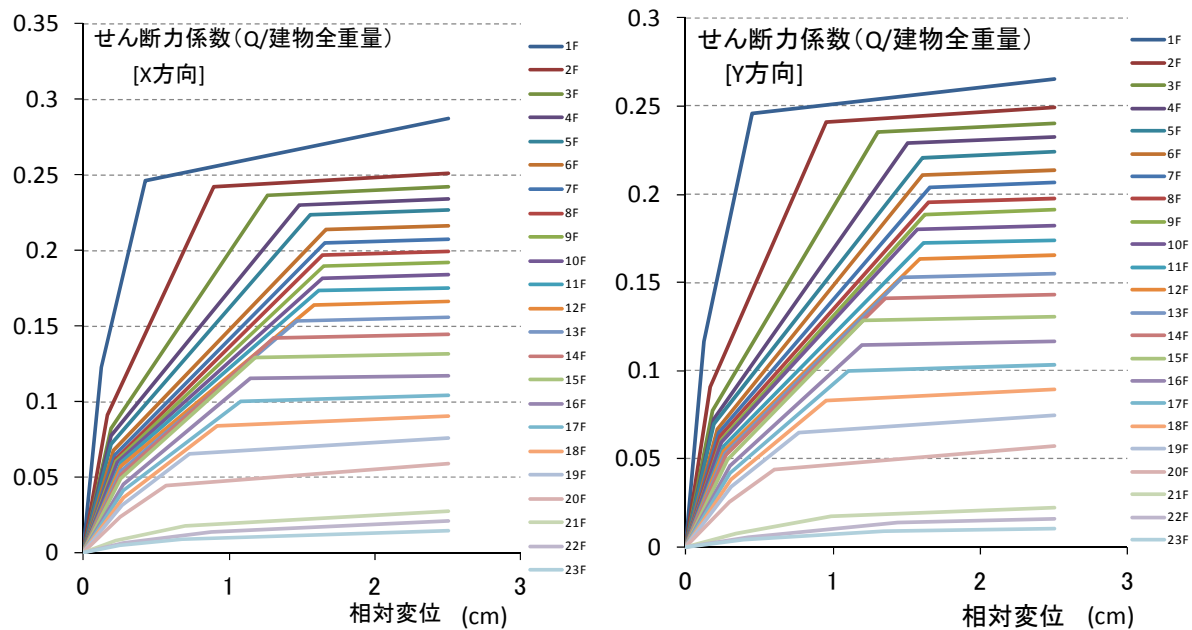


図 7-19 建物の復元力特性 (X(長辺)方向, Y(短辺)方向)

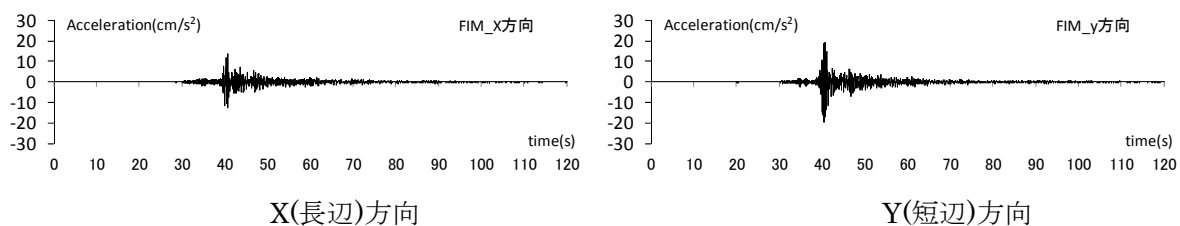


図 7-20 薄層要素法により得られた基礎入力動 (2012/11/24)

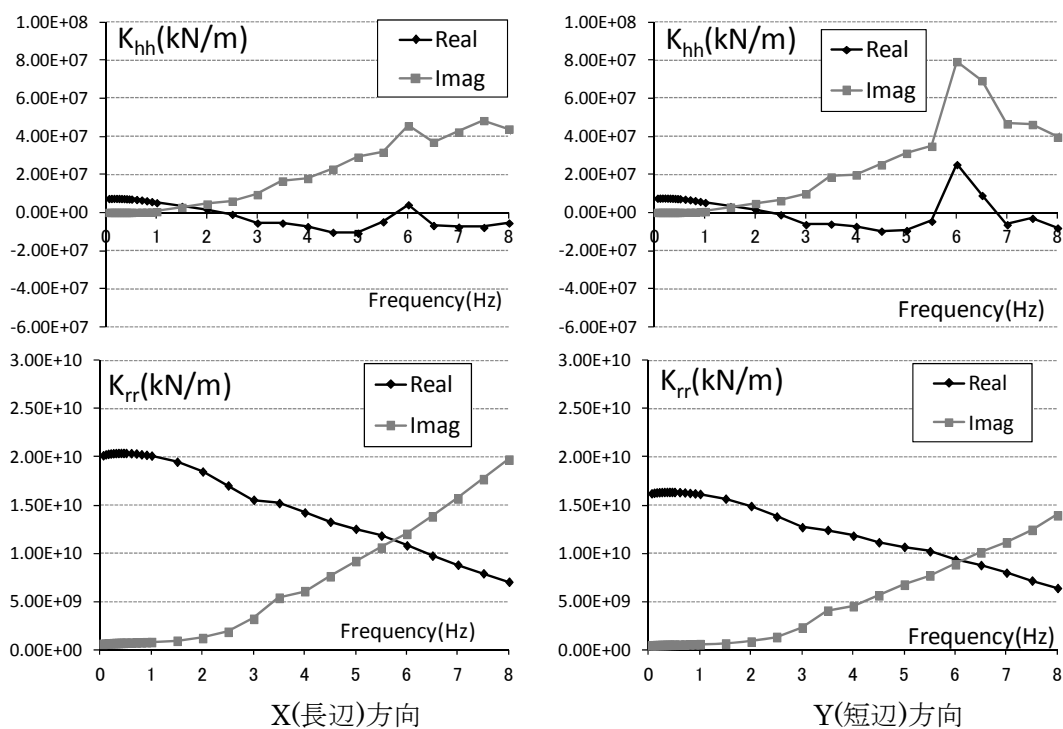


図 7-21 薄層要素法により得られた杭基礎のインピーダンス

3) 解析結果

解析結果を、図7-22～図7-25に示す。図7-22及び図7-23の加速度応答スペクトルをみると、周波数依存ばねに比べ、K,C 一定とした地盤ばねによる結果の方が過大な応答を示し、観測との対応がよくない。

フーリエスペクトル比について図7-24をみると、周波数依存ばねを用いた解析結果は、1Hz弱の建物1次周期付近は、観測結果と概ね合致している。しかし、フーリエスペクトル比1F/GLは、1Hz強において振幅が下がり始める振動数が観測に比べ解析の方が小さい。これは地盤の卓越振動数が、PS検層の結果をそのまま用いた解析の方がやや小さいためと考えられる。図7-25の1F/GLの伝達関数をみると、周波数依存ばねを用いたSRモデルに対して、K,C一定としたSRモデルは2Hz程度の増幅が大きく、観測との対応がよくないことがわかる。

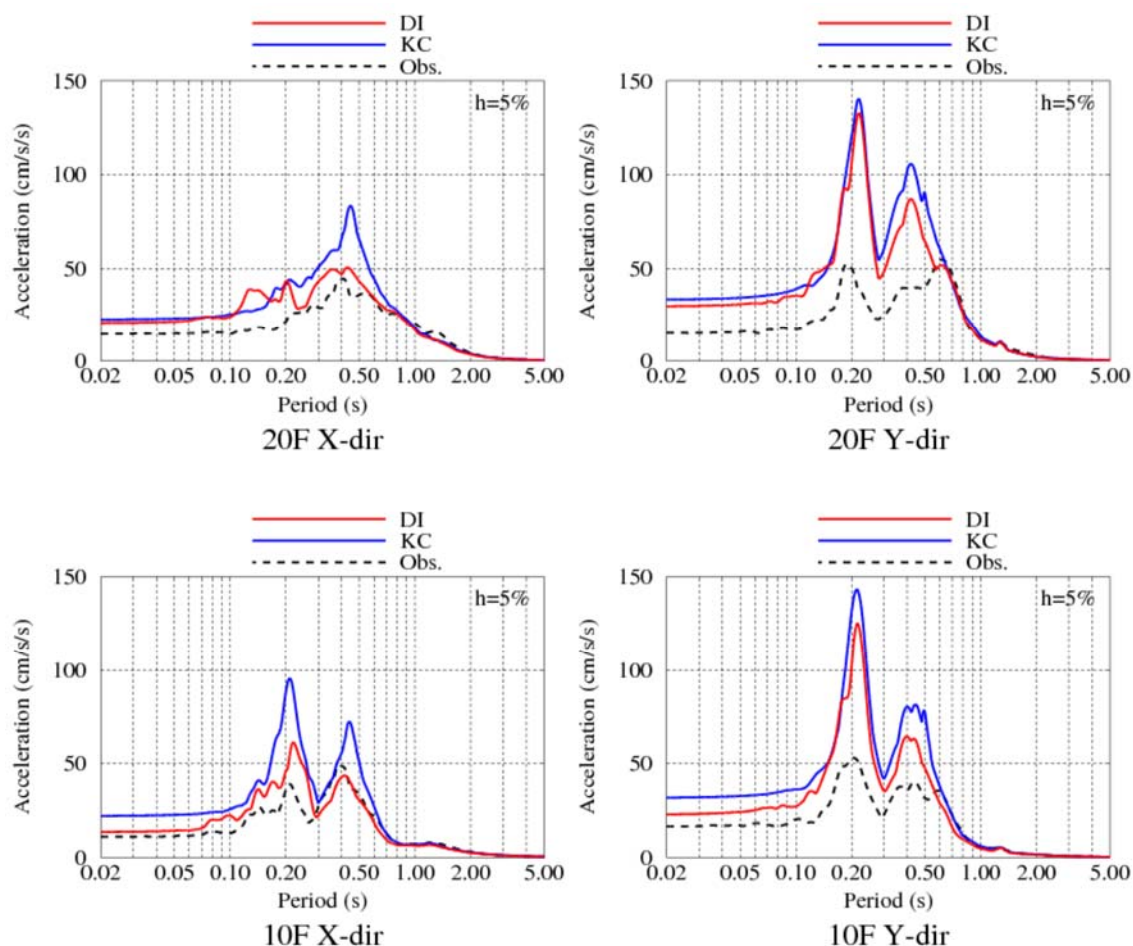


図7-22 シミュレーション解析結果と観測記録の加速度応答スペクトルの比較(20F, 10F)
 (DI : 周波数依存ばねを用いたSR モデル、KC : KC一定としたSR モデル)
 (Vs : PS 検層、建物剛性 : 0.85 倍、2011. 11. 24)

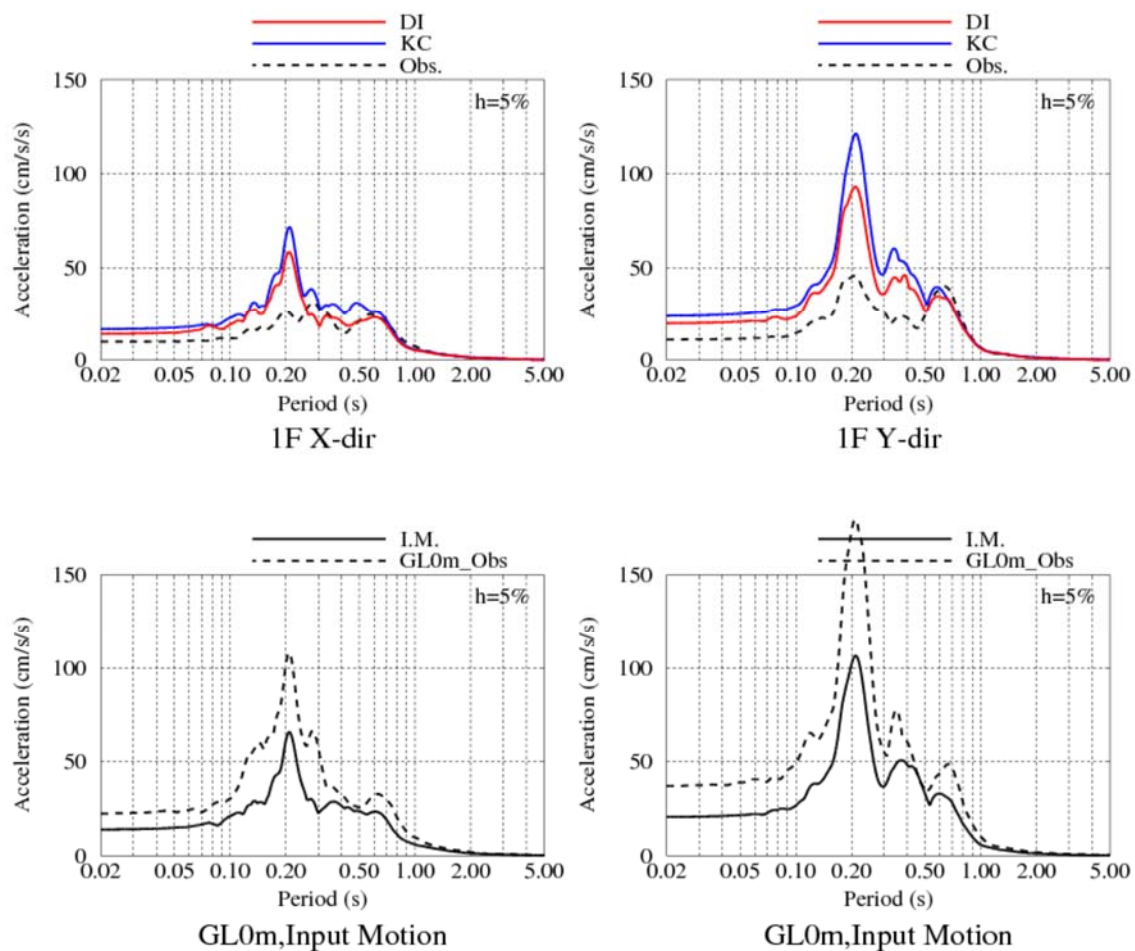


図7-23 シミュレーション解析結果と観測記録の加速度応答スペクトルの比較(1F, GL)
 (DI : 周波数依存ばねを用いたSR モデル、KC : KC一定としたSR モデル)
 (Vs : PS 検層、建物剛性 : 0.85 倍、2011.11.24)

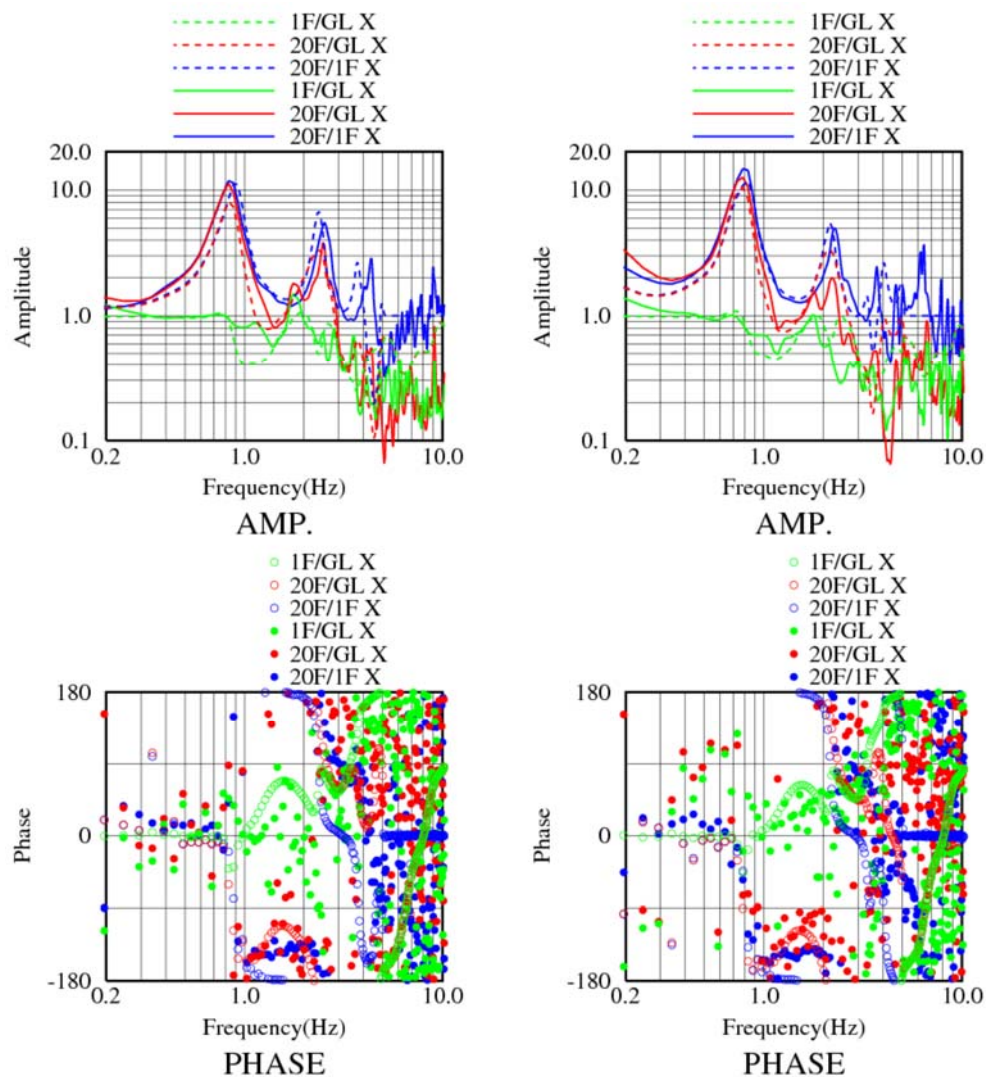


図7-24 シミュレーション解析結果と観測記録の伝達関数の比較
 (実線：観測、点線：解析 (周波数依存ばね))
 (Vs : PS 検層、建物剛性 : 0.85 倍、2011.11.24)

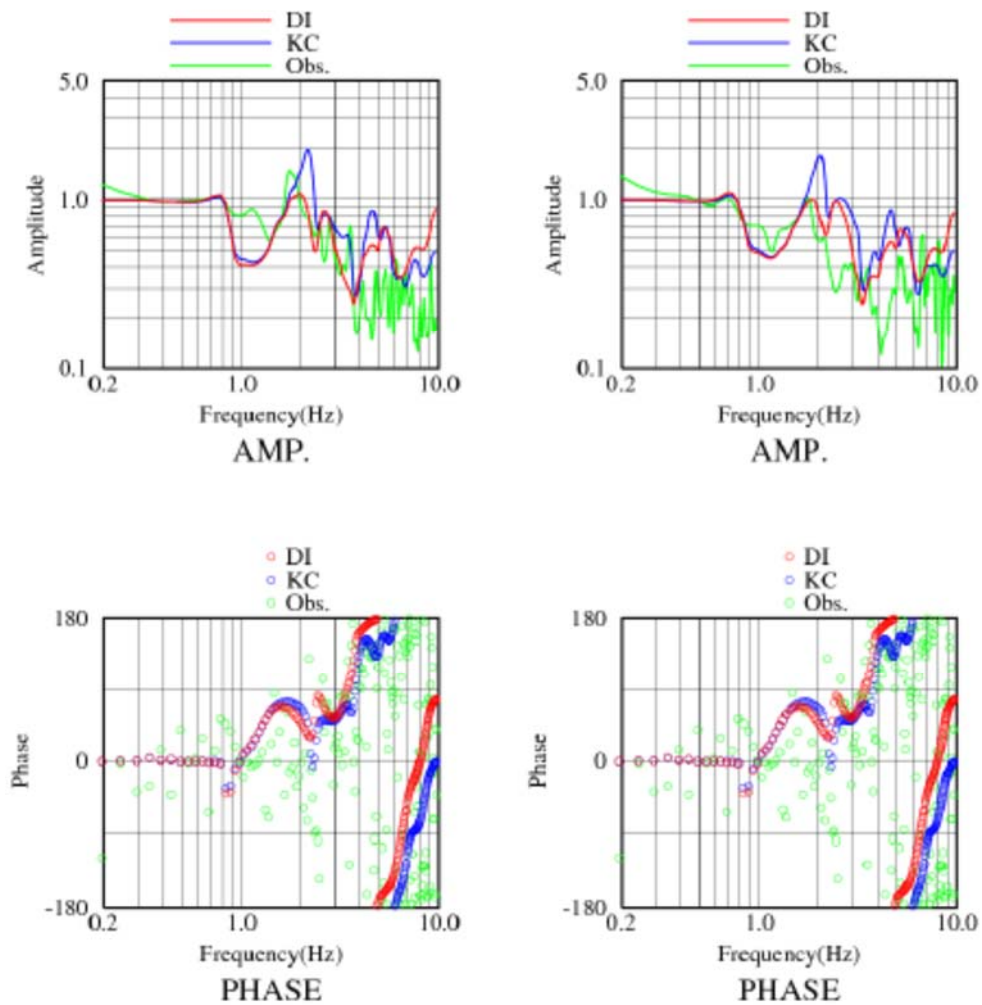


図7-25 シミュレーション解析結果と観測記録の1F の伝達関数の比較
 (DI : 周波数依存ばねを用いたSR モデル、KC : KC 一定としたSR モデル)
 (Vs : PS 検層、建物 0.85 倍、2011.11.24)

(4) まとめ

建築物 UKM の観測記録に基づき、SR モデルによるシミュレーション解析を行った。

ここでは、周波数依存の地盤ばねを用いたが、比較のため、K,C 一定の地盤ばねを用いた検討も実施した。得られた知見は以下の通りである。

- 1) 周波数依存地盤ばねを用いたシミュレーション解析では、1Hz弱の建物1次固有振動数付近の対応は加速度応答加速度スペクトル及び伝達関数とも、観測記録と概ね合致している。しかし、1Hz強の付近で伝達関数1F/GLの振幅が低下し始めるところの振動数が観測に比べ解析の方が小さい。これは、PS検層の結果をそのまま用いた解析では、地盤の卓越振動数が、実際の値より、やや小さめに評価されるためと考えられる。
- 2) 周波数依存地盤ばねを用いた場合と比較して、K,C 一定とした地盤ばねを用いた結果は、加速度応答スペクトルをみるとやや過大な応答を示し、観測との対応が良くない。同様に、1F/GL の伝達関数においても、周波数依存ばねを用いたSR モデルに対して、K,C 一定としたSR モデルは、特に、2Hz 程度での増幅が大きく、観測との対応が良くない。建築物UKMの場合には、地盤ばねの周波数依存性の影響が大きいと考えられる。

【参考文献】

- 1) 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、2006.2

8. 建築物 SN2 (32F+B1F, 杭+連壁基礎) について

本章では、建築物 SN2 を対象として地表および建築物における地震観測記録をもとに露頭波の推定、分離型モデル(SR モデル)および一体型モデル(3 次元 FEM モデル)による解析検討を行う。

(1) 建築物概要と地震観測記録

1) 建築物概要

建築物 SN2 は東京都江東区に位置する地上 32 階建の鉄骨鉄筋コンクリート造ラーメン構造の共同住宅である。基準階平面図を図 8-1 に示す。平面は 5×5 スパンで、概ね正方形の整形な架構である。基礎形式は、地中連壁(外周)および杭基礎であり GL-55m の細砂層を支持層としている。基礎の概要図を図 8-2 に、杭伏図を図 8-3 に示す。内部は 16 本の杭($\phi 2,400$)が配置され、外周は $t=1,200$ の連壁が囲んでいる。以下これを単に「連壁基礎」と呼ぶ。図 8.4 は代表軸組図である。以上の図面および後述の構造特性は設計図書を引用している。

用途	: 共同住宅
階数	: 地上 32 階、地下 1 階
高さ	: 98.11m
基礎底深さ	: GL-8.3m
上部構造	: SRC 造 (ラーメン構造)
主要材料	: 鉄骨 SM495A, SM495B, TMCP325、鉄筋 SD345、SD295A コンクリート Fc21~36
基礎構造	: 連壁基礎: 地中連続壁および場所打ち杭 (先端位置 GL-57m)

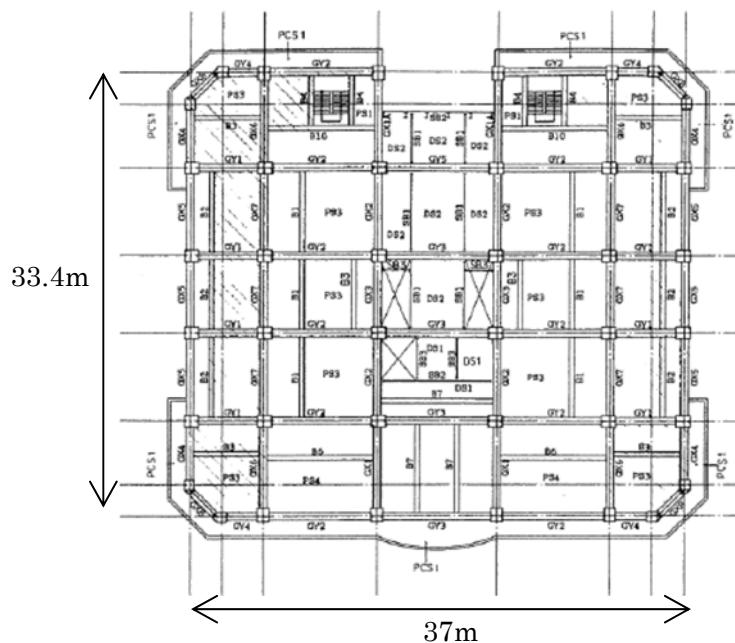


図 8-1 基準階平面図

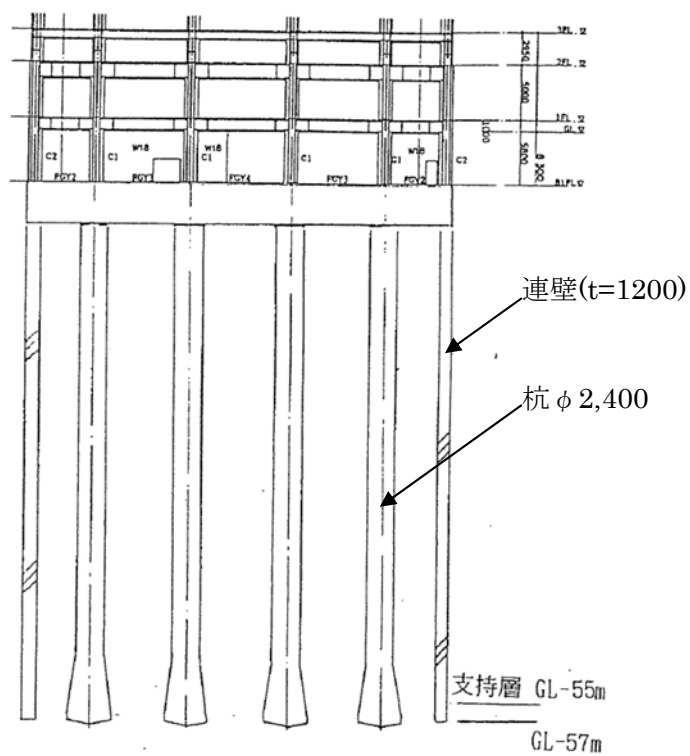


図 8-2 基礎の概要

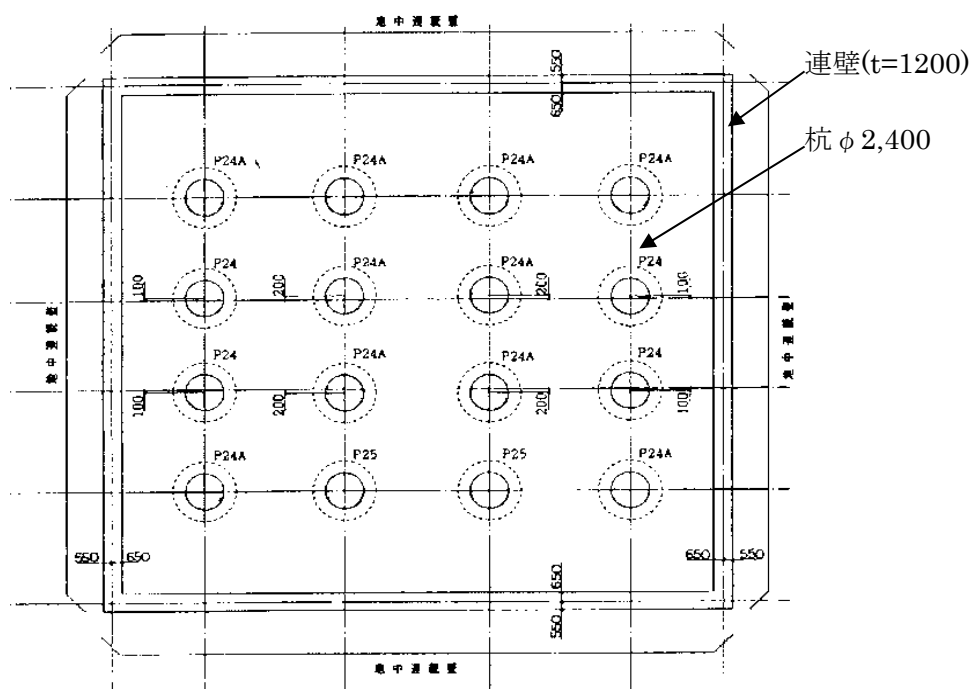


図 8-3 杭伏図

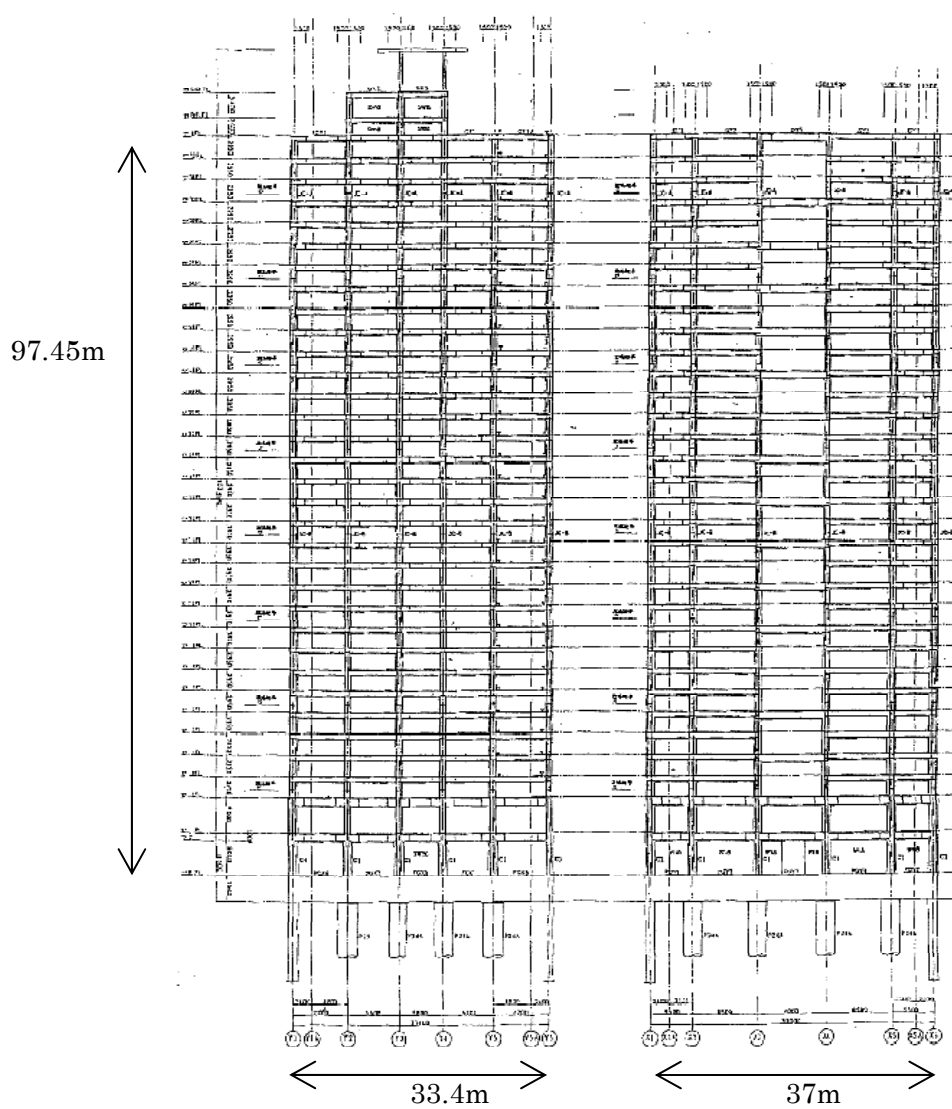


图 8-4 代表轴组图

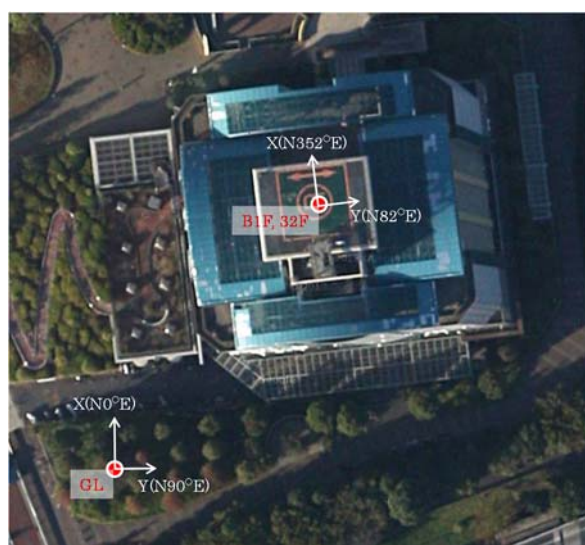


图 8-5 地震観測位置

2) 地震観測記録の概要

地震観測位置を図 8-5 に示す。地震計は GL、B1F、32F に設置している。

検討対象となる地震観測記録は、2011 年東北地方太平洋沖地震の本震である。

得られた地震波形を図 8-6 に、加速度応答スペクトルを図 8-7 に示す。

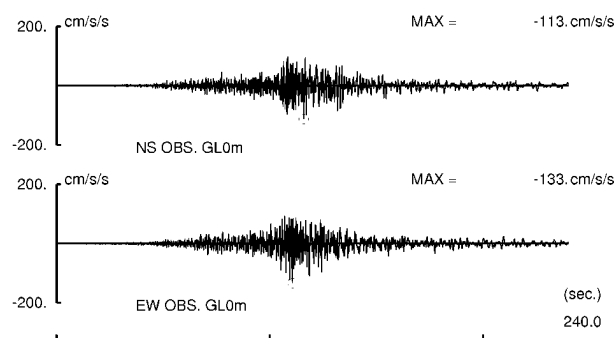


図 8-6 加速度波形 (2011. 3. 11 地震)

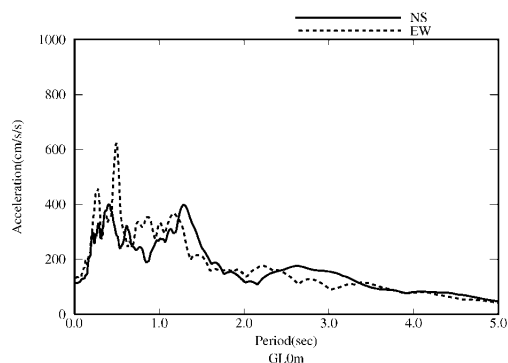


図 8-7 加速度応答スペクトル

(2) 地盤の剥ぎ取り解析による露頭波の評価

図 1-1 に示すフローに基づき、地表の観測記録から工学的基盤での露頭波を評価するとともに、原位置採取試料による液状化試験結果を用いて有効応力解析を行った。

表 8.1 に地盤定数、図 8-8 に土の非線形モデルを示す。地盤の層序と S 波速度は、原位置調査結果に基づいて設定した。土の非線形モデルは、原位置採取試料による動的変形試験結果に基づいて設定した。また工学的基盤は、GL-71.25m とした。解析では、地盤を 1 次元土柱にモデル化し、工学的基盤位置(GL-71.25m)を粘性境界とした。

図 8-9 と図 8-10 に、観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度応答スペクトル(減衰 5%)および加速度波形を示す。最大加速度は NS 方向が 94Gal、EW 方向が 113Gal であり、観測に比べて若干小さいものの、両者は概ね対応している。

図 8-11 に、地盤の最大応答値を示す。地表での最大変位は約 4cm であり、最大せん断歪みは約 0.2%になっている。図 8-12 に、地盤の等価物性値を示す。地盤のせん断剛性比は、歪みが大きい深度 GL-20m 付近で約 0.5 に低下している。

図 8-13 に、工学的基盤での露頭波の擬似速度応答スペクトル(減衰 5%)を、品川と夢の島での露頭波と比較して示す。両方向とも、品川と夢の島での露頭波と概ね同じ振幅レベルであることが確認できる。

表 8-1 地盤定数

深度 (m)	密度 (t/m ³)	S波速度 (m/s)	ポアソン比	土質	非線形 モデル番号	基準歪み (%)	最大減衰 定数(%)
2.00	1.60	130	0.441	B	1	0.08	21
5.50	1.60	190	0.487	B	1	0.08	21
6.75	1.74	150	0.495	Ac1	2	0.14	17
8.45	1.78	150	0.495	As	1	0.08	21
9.80	1.60	150	0.495	Ac2	2	0.14	17
12.80	1.84	180	0.493	Yu	1	0.08	21
19.00	1.67	140	0.495	Ylu	2	0.14	17
25.60	1.67	140	0.495	Ylu	3	0.22	13
30.85	1.67	190	0.493	YII	4	0.20	15
37.45	1.67	190	0.493	YII	5	0.18	18
45.90	1.79	240	0.488	Na	6	0.13	17
54.70	1.79	240	0.488	Na	7	0.13	19
71.25	1.80	320	0.482	Eds	7	0.13	19
	2.00	480	0.471	Edg	—	—	—

工学的基盤

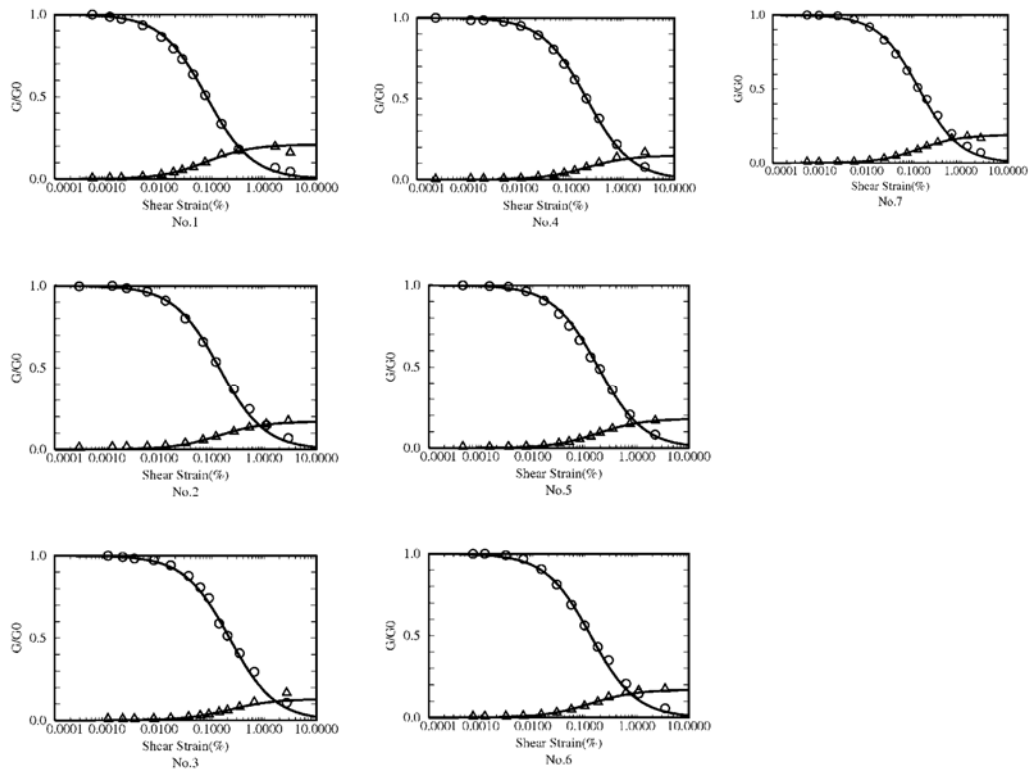
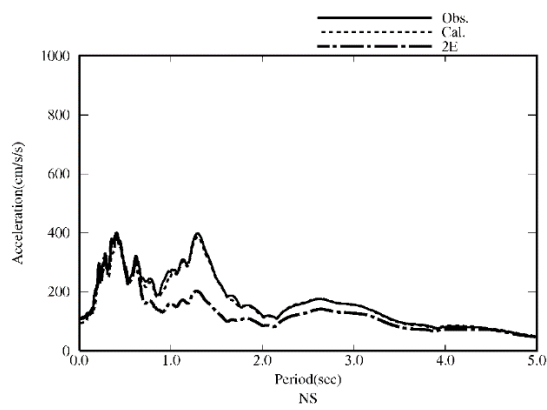
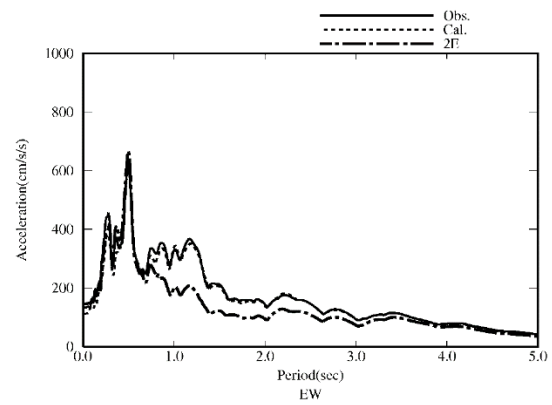


図 8-8 地盤の非線形モデル(表の非線形モデル番号に対応)

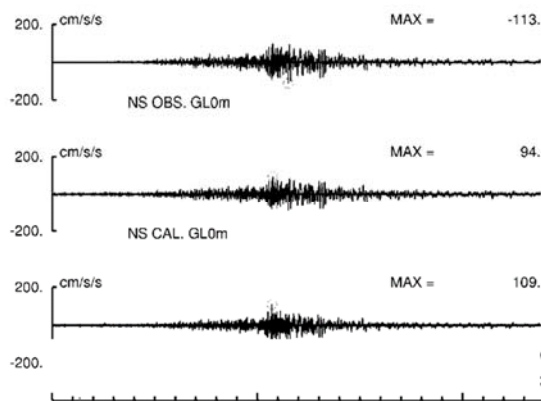


NS 方向

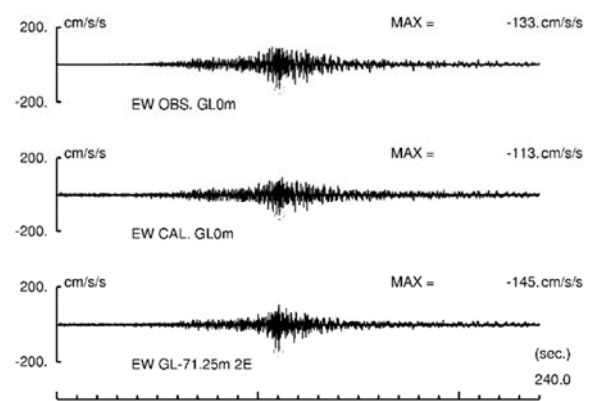


EW 方向

図 8-9 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度応答スペクトル(減衰 5%)



NS 方向



EW 方向

図 8-10 観測記録のシミュレーション結果と工学的基盤での露頭波の加速度波形

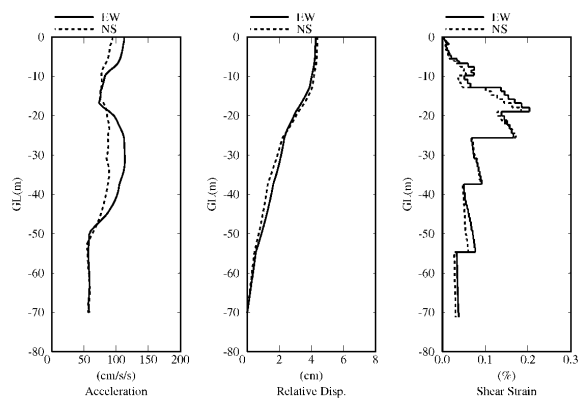


図 8-11 地盤の最大応答値

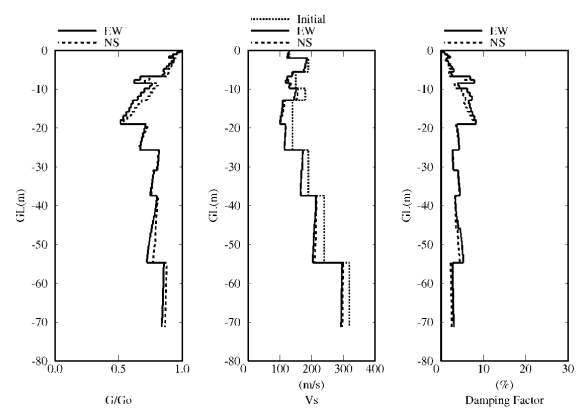


図 8-12 地盤の等価物性値

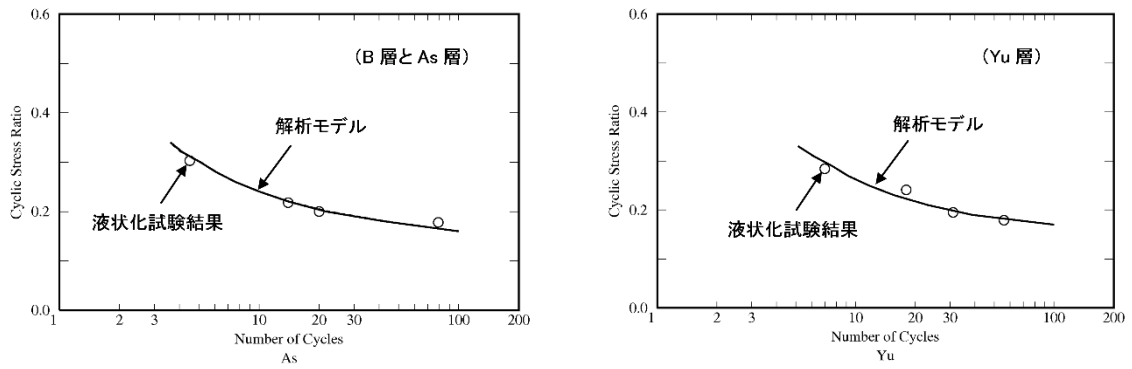


図 8-14 液状化強度曲線

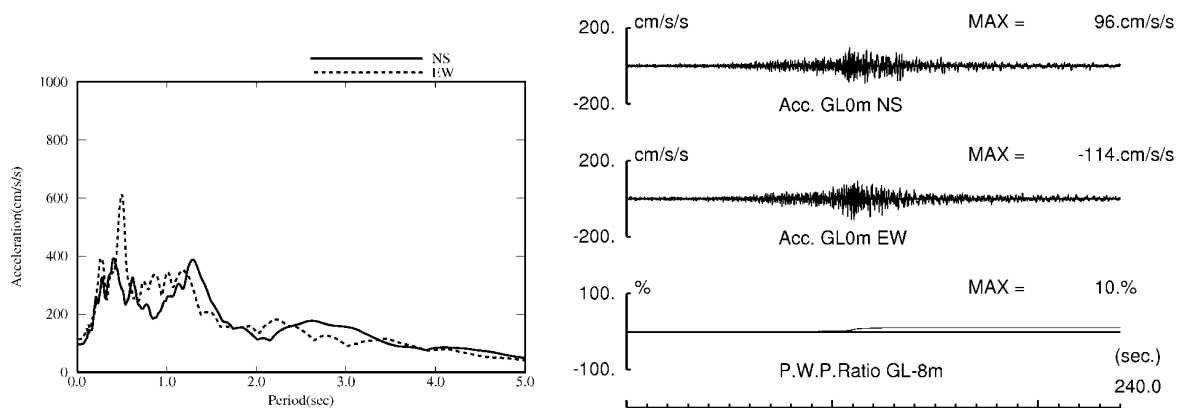


図 8-15 有効応力解析による地表での加速度応答スペクトル(減衰 5%)と
加速度波形および GL-8m での過剰間隙水圧比の時刻歴波形

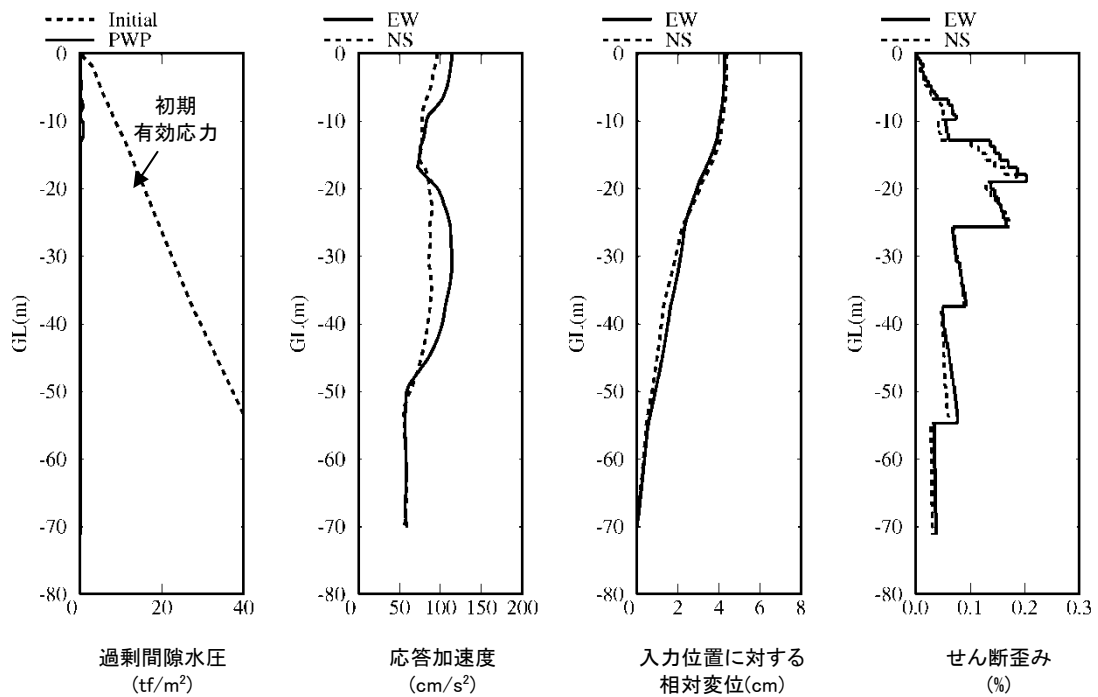


図 8-16 有効応力解析による地盤の最大応答値分布

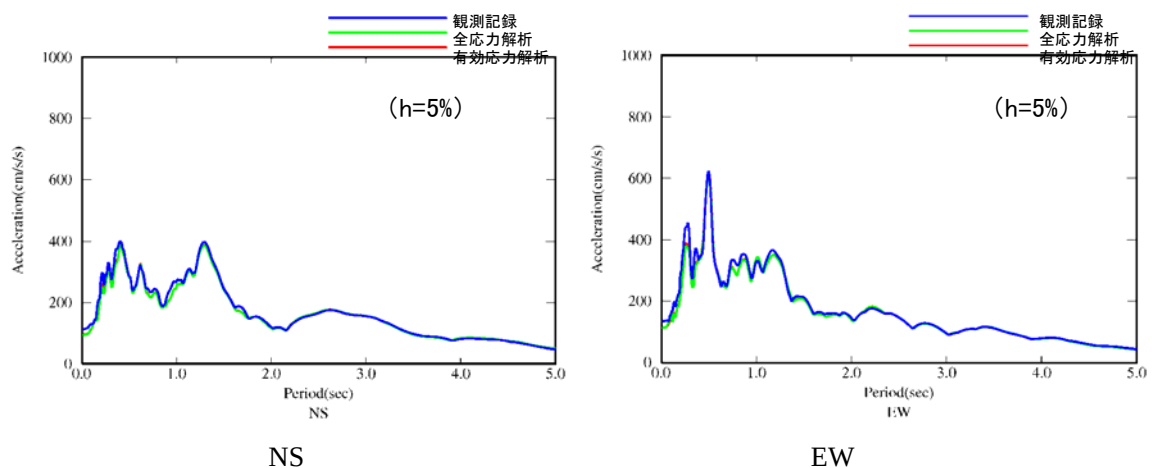


図 8-17 観測記録と解析による地表加速度の応答スペクトル(減衰 5%)

(3) 観測記録のシミュレーション

1) SR モデル(分離型モデル)等によるシミュレーション

1)-1 モデル化の概要

本震(3/11)での基礎入力動を評価し、建物のシミュレーション解析を行う。表 8-2 に建物モデルの概要を示す。建物モデルは、評定資料の再現モデルとした。表 8.3 及び表 8.4 に建物モデル(せん断型モデル)に用いる緒元を示す。

解析は、図 8-18 に示す基礎固定モデル、ロッキングモデル、および SR モデルをそれぞれ用いた場合の 3 ケースとした。入力地震動は基礎固定モデルとロッキングモデルは B1F での観測記録、SR モデルは解析により求めた基礎入力動とした。

表 8-5, 図 8-18 に解析ケースを示す。基礎固定モデルでは、武藤モデルと武田モデルについて検討する。当該建物の設計図書では武田モデルを用いているため、その影響を把握する。

表 8-2 建物モデルの概要

建物モデル	せん断型モデル（曲げを剛としてモデル化） ただし、ヤング係数を 1.05 倍とする。
建物の履歴特性	Degrading Tri-Linear
建物の減衰	基礎固定周期 2 秒に対して 2%あるいは 3%の内部粘性減衰
杭、連壁モデル	線形（弾性剛性）
地盤物性	地盤応答解析での等価物性値

表 8-3 重量および復元力特性 (X 通り=NS 方向)

階	階高 (m)	重量 (ton)	第1剛性 (t/cm)	第2剛性 (t/cm)	第3剛性 (t/cm)	Qc (t)	Qy (t)	K2/K1	K3/K1
PR	3.40	239.5	622.0	622.0	622.0	44.8	341.2	1.000	1.000
P1	2.60	206.9	1443.8	1443.8	1443.8	83.9	639.7	1.000	1.000
R	2.95	967.1	1678.3	1183.9	1005.1	130.6	568.7	0.705	0.599
32	2.95	1285.6	2030.3	1252.6	859.4	177.2	1130.5	0.617	0.423
31	2.95	1313.7	2508.0	1419.2	922.9	242.4	1598.4	0.566	0.368
30	2.95	1381.6	2909.6	1541.8	906.6	307.7	2095.0	0.530	0.312
29	2.95	1324.2	3129.7	1559.5	790.0	354.3	2485.8	0.498	0.252
28	2.95	1392.1	3339.8	1573.4	649.7	401.0	2875.7	0.471	0.195
27	2.95	1324.2	3533.7	1598.5	512.2	447.6	3248.9	0.452	0.145
26	2.95	1395.6	3746.0	1646.7	418.1	490.5	3581.4	0.440	0.112
25	2.95	1332.4	3867.8	1657.8	352.6	518.5	3796.9	0.429	0.091
24	2.95	1400.2	4034.4	1683.0	312.5	546.4	4009.5	0.417	0.077
23	2.95	1332.4	4162.2	1733.7	289.4	574.4	4228.5	0.417	0.070
22	2.95	1400.2	4300.5	1793.8	270.1	600.5	4435.9	0.417	0.063
21	2.95	1332.4	4394.9	1819.6	248.7	619.2	4582.9	0.414	0.057
20	2.95	1400.2	4532.3	1859.9	233.0	637.8	4728.7	0.410	0.051
19	2.95	1332.4	4631.6	1901.6	224.3	656.5	4875.0	0.411	0.048
18	2.95	1400.5	4781.5	1954.4	221.1	673.3	5008.2	0.409	0.046
17	2.95	1333.0	4953.0	2035.4	222.0	688.2	5129.9	0.411	0.045
16	2.95	1415.2	5158.5	2126.0	224.2	703.1	5251.1	0.412	0.043
15	2.95	1351.9	5272.3	2165.3	222.5	716.2	5352.5	0.411	0.042
14	2.95	1419.6	5402.4	2199.8	217.6	729.2	5449.8	0.407	0.040
13	2.95	1351.9	5529.9	2227.6	211.5	740.4	5529.5	0.403	0.038
12	2.95	1419.6	5699.4	2256.0	207.3	751.6	5605.3	0.396	0.036
11	2.95	1350.2	5825.5	2280.8	207.8	762.8	5680.4	0.392	0.036
10	2.95	1421.4	6014.5	2322.3	214.5	774.0	5756.3	0.386	0.036
9	2.95	1358.4	6149.7	2358.5	228.5	785.2	5832.9	0.384	0.037
8	2.95	1467.0	6373.1	2414.3	252.6	796.4	5911.3	0.379	0.040
7	2.95	1399.3	6535.9	2469.7	290.7	807.5	5990.2	0.378	0.044
6	2.95	1470.4	6819.4	2566.8	354.9	818.7	6070.8	0.376	0.052
5	2.95	1407.5	7115.2	2702.7	468.6	829.9	6151.9	0.380	0.066
4	2.95	1475.1	7616.3	2988.0	726.2	839.3	6205.7	0.392	0.095
3	3.25	1421.1	8222.9	3639.3	1343.4	848.6	6195.5	0.443	0.163
2	4.85	2007.8	7473.5	4404.6	2565.6	856.0	5939.6	0.589	0.343
1	6.95	3697.8	15662.2	15662.2	15662.2	1009.0	7690.3	1.000	1.000
B1	6.00	10304.3	10093.5	9183.7	8780.5	4320.0	9600.0	0.910	0.870

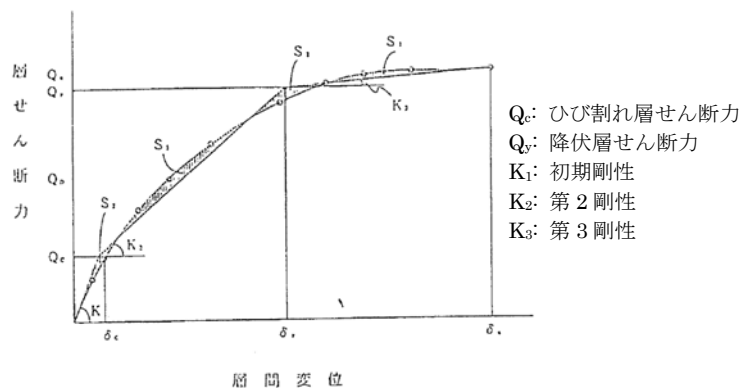


表 8-4 重量および復元力特性 (Y 通り=EW 方向)

階	階高 (m)	重量 (ton)	第1剛性 (t/cm)	第2剛性 (t/cm)	第3剛性 (t/cm)	Qc (t)	Qy (t)	K2/K1	K3/K1
PR	3.40	239.5	1519.8	1519.8	1519.8	43.1	335.4	1.000	1.000
P1	2.60	206.9	2559.4	2559.4	2559.4	80.8	628.2	1.000	1.000
R	2.95	967.1	1464.9	949.4	611.6	125.7	930.2	0.648	0.418
32	2.95	1285.6	1752.2	1019.6	633.6	170.5	1297.5	0.582	0.362
31	2.95	1313.7	2208.3	1207.0	738.8	233.3	1784.3	0.547	0.335
30	2.95	1381.6	2570.4	1367.3	817.8	296.2	2272.8	0.532	0.318
29	2.95	1324.2	2796.9	1461.4	847.9	341.0	2623.9	0.523	0.303
28	2.95	1392.1	2994.1	1543.3	875.2	385.9	2966.5	0.515	0.292
27	2.95	1324.2	3173.1	1610.5	883.7	430.8	3307.3	0.508	0.278
26	2.95	1395.6	3403.6	1696.2	898.8	472.1	3629.7	0.498	0.264
25	2.95	1332.4	3527.2	1736.3	876.4	499.0	3850.9	0.492	0.248
24	2.95	1400.2	3668.0	1780.7	853.3	525.9	4076.8	0.485	0.233
23	2.95	1332.4	3778.5	1835.6	853.7	552.9	4308.8	0.486	0.226
22	2.95	1400.2	3888.1	1889.3	845.1	578.0	4530.5	0.486	0.217
21	2.95	1332.4	3991.2	1911.7	798.7	595.9	4690.7	0.479	0.200
20	2.95	1400.2	4095.1	1943.8	755.1	613.9	4847.6	0.475	0.184
19	2.95	1332.4	4183.5	1973.9	713.2	631.8	5002.1	0.472	0.170
18	2.95	1400.5	4354.4	2013.0	680.2	648.0	5138.0	0.462	0.156
17	2.95	1333.0	4454.2	2041.8	656.1	662.4	5258.6	0.458	0.147
16	2.95	1415.2	4557.4	2076.4	640.1	676.7	5376.9	0.456	0.140
15	2.95	1351.9	4654.8	2105.9	626.4	689.3	5478.9	0.452	0.135
14	2.95	1419.6	4776.9	2143.5	621.8	701.8	5582.7	0.449	0.130
13	2.95	1351.9	4884.4	2178.6	621.5	712.6	5671.7	0.446	0.127
12	2.95	1419.6	5037.5	2217.6	626.4	723.4	5759.8	0.440	0.124
11	2.95	1350.2	5185.8	2256.1	639.8	734.2	5849.4	0.435	0.123
10	2.95	1421.4	5398.7	2318.6	667.1	744.9	5937.6	0.429	0.124
9	2.95	1358.4	5552.2	2377.0	704.9	755.7	6019.9	0.428	0.127
8	2.95	1467.0	5777.1	2453.6	768.5	766.5	6099.0	0.425	0.133
7	2.95	1399.3	5956.3	2526.3	873.1	777.2	6179.5	0.424	0.147
6	2.95	1470.4	6310.6	2640.1	1035.8	788.0	6257.0	0.418	0.164
5	2.95	1407.5	6628.9	2795.4	1269.0	798.8	6318.8	0.422	0.191
4	2.95	1475.1	7237.8	3110.3	1662.8	807.8	6318.2	0.430	0.230
3	3.25	1421.1	8013.0	3627.7	2171.2	816.7	6211.3	0.453	0.271
2	4.85	2007.8	7280.7	4102.3	2651.0	823.9	6156.2	0.563	0.364
1	6.95	3697.8	21527.7	19652.6	12729.9	971.1	7000.0	0.913	0.591
B1	6.00	10304.3	11612.9	10714.3	10266.2	4320.0	9600.0	0.923	0.884

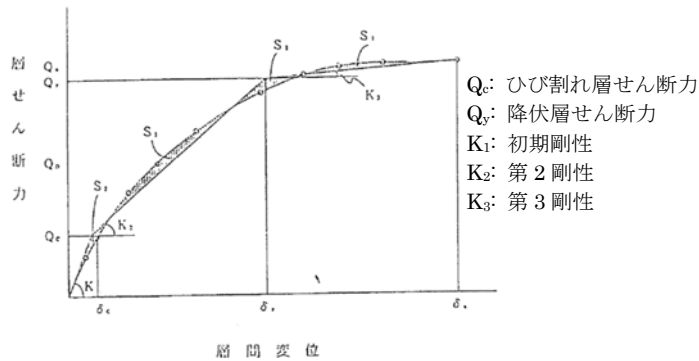


表 8-5 解析ケース一覧

モデル	入力波	復元力特性と減衰
基礎固定モデル	B1F 観測記録	武藤モデル、 $h=3\%$ 初期剛性比例型
	B1F 観測記録	武田モデル、 $h=2\%$ 瞬間剛性比例型
Rockingモデル	B1F 観測記録	武藤モデル、 $h=3\%$ 初期剛性比例型
SRモデル	基礎入力動 (水平のみ)	武藤モデル、 $h=3\%$ 初期剛性比例型
	基礎入力動 (水平と回転)	武藤モデル、 $h=3\%$ 初期剛性比例型

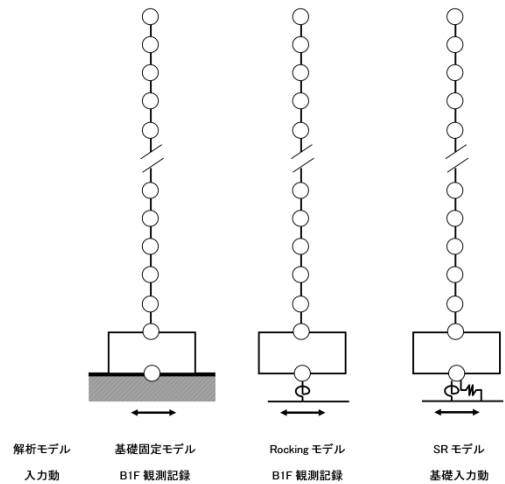


図 8-18 解析モデル

1)-2 基礎入力動と地盤ばねの算定

建築物 SN2 の基礎入力動と地盤ばねは以下のようにモデル化する。図 8-19 に解析モデルを示す。

- ・連壁と内部杭のモデル化

連壁は一体として挙動するとして 1 本棒にモデル化

内部杭の曲げせん断剛性は無視、軸剛性は考慮

- ・各節点の地盤ばねの評価

解析手法：3 次元薄層法

加振解：リング加振解

(水平地盤ばね：水平の加振解、回転地盤ばね：上下の加振解)

連壁と内部杭は各深さで同一変位・回転として縮約

(回転に対しては剛体回転として縮約して、回転地盤ばねを算定)

各節点の地盤ばねは、ばね定数 K と減衰係数 C に置換

ばね定数 K は静的近傍の値、減衰係数 C は最小値 (虚部の接線勾配)

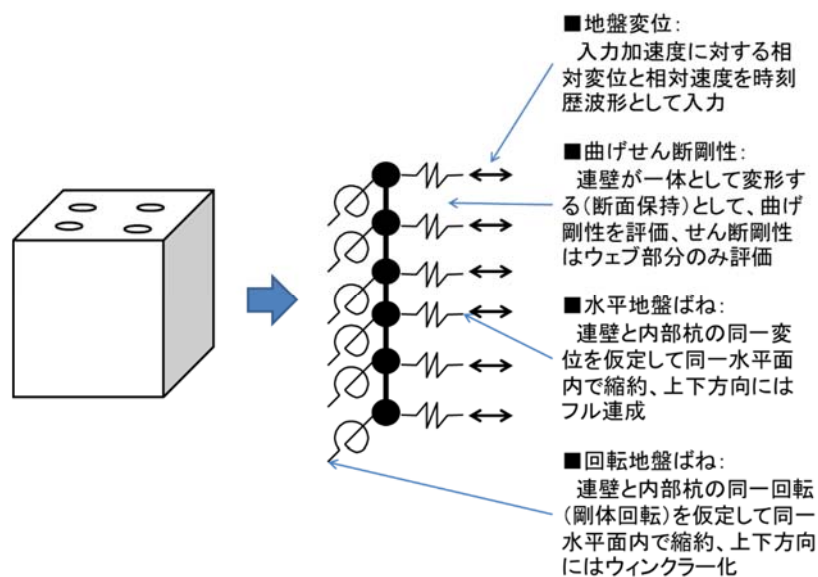


図 8-19 杭と連壁の解析モデル

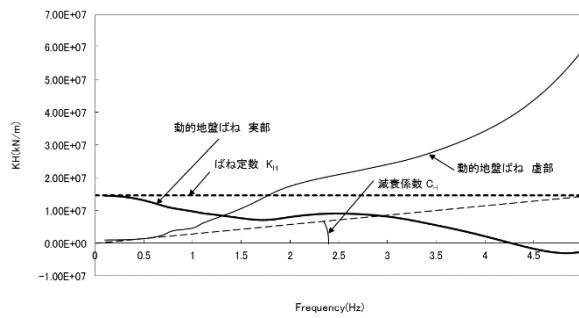
3.11 本震時について基礎底面位置に集約した水平(Sway)と回転(Rocking)ばねを図 8.20 と図 8.21 に、ばね値一覧を表 8.6 に示す。減衰係数 C は最小値（虚部の接線勾配）として評価している。

3.11 本震時の GL に対する基礎入力動（FIM）の伝達関数を図 8.22 及び図 8.23 に示す。観測についても定義が異なるが B1F（FR）の伝達関数を比較として示す。解析の伝達関数は、観測に比べやや低い振動数から入力損失がみられ、その低減効果もやや大きい。

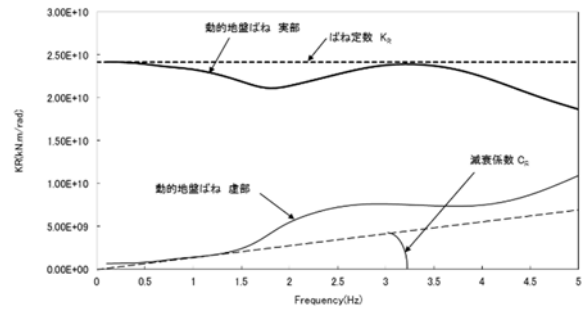
基礎入力動の加速度応答スペクトルを図 8.24 及び図 8.25 に示す。水平の基礎入力動の他に、回転の基礎入力動も有効高さを乗じて示す。有効高さは建物高さの 70%に基礎深さを加えたものとした。水平の基礎入力動は、2 秒以上の長周期では基礎底面位置とほぼ対応し、2 秒より短周期では基礎底面位置より低減しており、B1F の観測記録とも対応している。回転の基礎入力動に有効高さを乗じたものは、建物 1 次周期付近の 2～3 秒程度でも水平動の 2 割程度と影響が大きく、1.5 秒以下では水平動より大きな回転動の入力となっている。

表 8-6 地盤ばね一覧（3.11 本震時）

	水平ばね		回転ばね	
	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)	ばね定数 (kN・m/rad)	減衰係数 (kN・m・s/rad)
X 通り方向 (NS 方向)	1.45×10^7	4.55×10^5	2.42×10^9	2.24×10^8
Y 通り方向 (EW 方向)	1.48×10^7	4.45×10^5	2.75×10^{10}	2.60×10^8

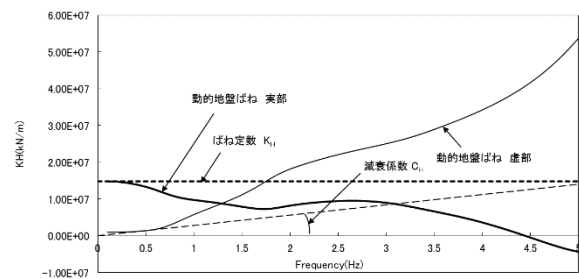


水平方向

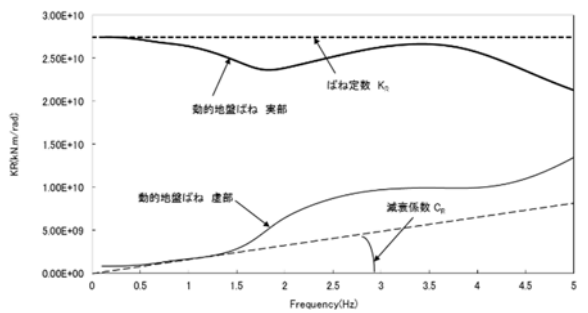


回転方向

図 8-20 X 通り方向 (NS 方向) の地盤ばね (3.11 本震時)

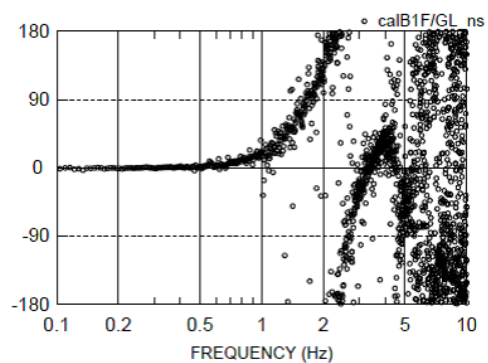
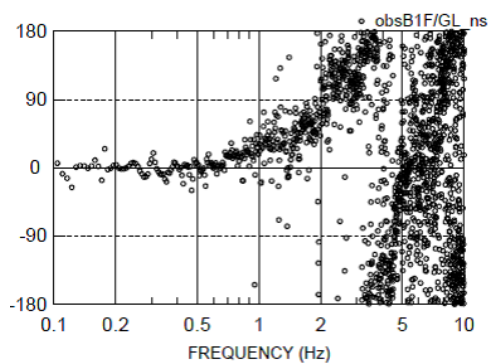
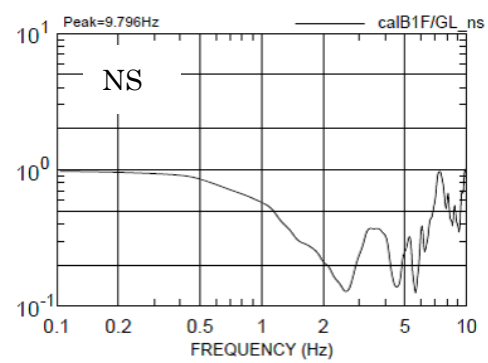
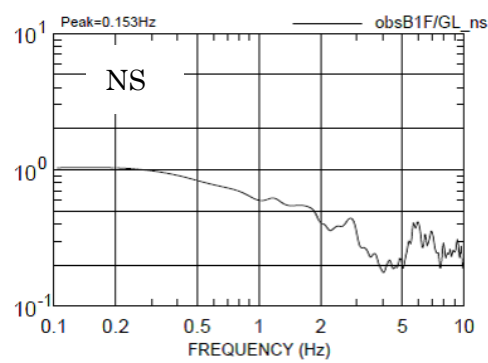


水平方向



回転方向

図 8-21 Y 通り方向 (EW 方向) の地盤ばね (3.11 本震時)



観測

解析

図 8-22 基礎入力動の伝達関数 (基礎/GL、3.11 本震、NS 方向)

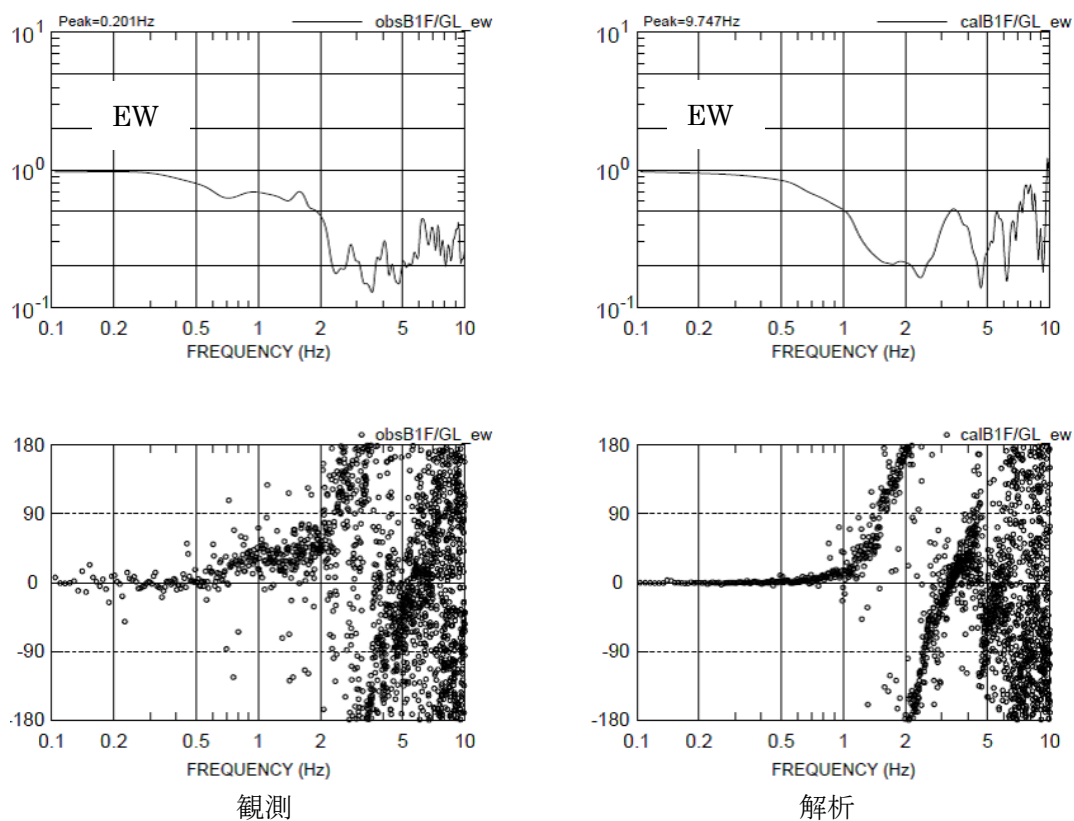


図 8-23 基礎入力動の伝達関数（基礎／GL、3.11 本震、EW 方向）

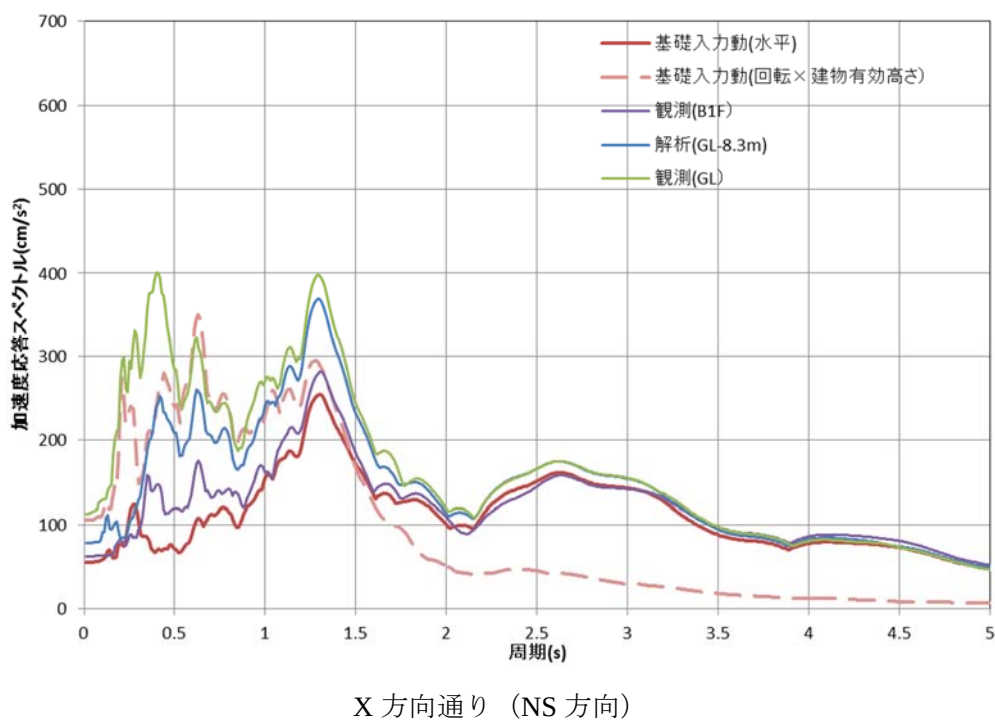
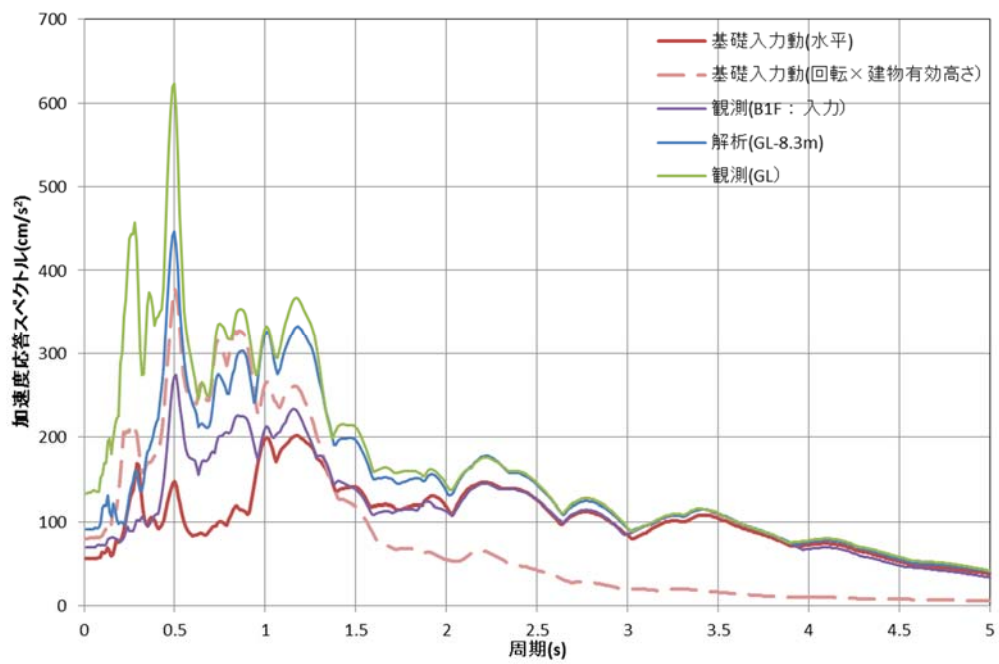


図 8-24 基礎入力動の加速度応答スペクトル（3.11 本震）
 （建物有効高さ = 建物高さ 98m×0.7 + 基礎深さ 8.3m = 77m）



Y 方向通り (EW 方向)

図 8-25 基礎入力動の加速度応答スペクトル (3.11 本震)
 (建物有効高さ = 建物高さ 98m × 0.7 + 基礎深さ 8.3m = 77m)

1)-3 固有値解析

固有値解析結果を表 8-7 に示す。SR モデルは、基礎固定モデルに比べ 1 次周期で 1~2%程度周期が長くなっている。

表 8-7 固有値解析結果

		NS (X 通り方向)		EW (Y 通り方向)	
		周期(s)	刺激係数	周期(s)	刺激係数
1 次	基礎固定モデル (設計時)	2.07	1.38	2.16	1.37
	基礎固定モデル (E:1.05 倍)	2.01	1.38	2.11	1.37
	SR モデル (E:1.05 倍)	2.11	1.38	2.19	1.38
2 次	基礎固定モデル (設計時)	0.758	0.629	0.790	0.616
	基礎固定モデル (E:1.05 倍)	0.739	0.629	0.771	0.616
	SR モデル (E:1.05 倍)	0.750	0.636	0.780	0.624
3 次	基礎固定モデル (設計時)	0.467	0.460	0.488	0.435
	基礎固定モデル (E:1.05 倍)	0.455	0.460	0.477	0.435
	SR モデル (E:1.05 倍)	0.463	0.467	0.484	0.444

Sway/Rocking ばねは 3.11 本震時の地盤物性を使用

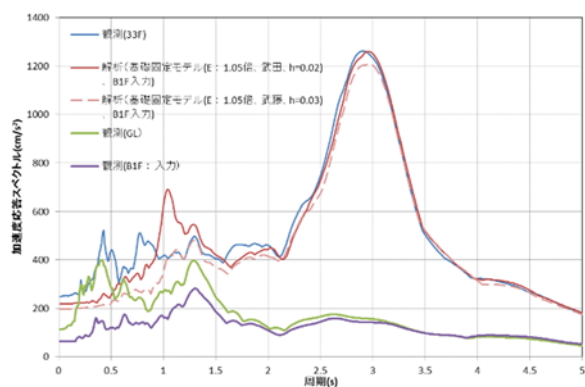
1)-4 建物応答と相互作用の影響検討

基礎固定モデルの応答結果を図 8-26 (3.11 本震) に示す。入力動には B1F の観測記録を用いる。ここでは武藤モデルと武田モデルを比較して示す。武藤モデルは、武田モデルに比べ履歴減衰が小さくなるが、履歴減衰と組み合わせる内部減衰定数を $h=0.02$ から 0.03 とすることにより、建物応答は概ね対応する結果が得られた。

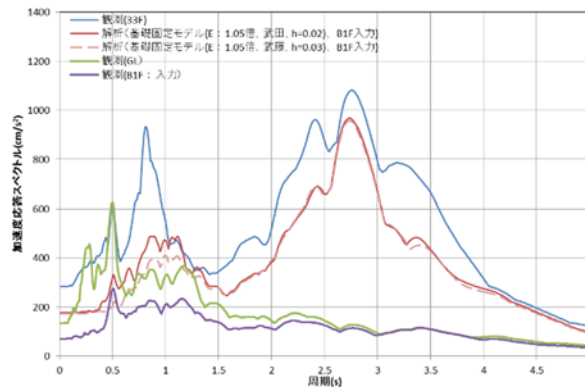
解析と観測と比較すると、建物 1 次周期付近の 2~3 秒付近では概ね対応しているが、建物の高次モードの影響が見られる短周期領域では、対応がよい。これは建物モデルをせん断型モデルとしたことによる影響と考えられる。そのため、短周期領域の合致度を向上するためには、建物モデルを曲げせん断型にするなどの見直しが今後必要である。

Rocking モデルの応答結果を図 8-27 (3.11 本震) に示す。入力動には B1F の観測記録を用いる。Rocking モデルは、基礎固定モデルと比較すると観測との対応が改善している。EW 方向では観測に比べ小さめの応答となっているが、NS 方向では観測とほぼ対応している。

3.11 本震時の SR モデルの応答結果を図 8-28 (33F) と図 8-29 (B1F) に示す。ここでは、入力動には地盤応答から解析的に求めた基礎入力動を用いる。基礎入力動としては、水平と回転の両方を考慮した場合と、水平のみとした場合について比較する。回転の有無を比較すると、回転の影響により 33F の応答は大きくなる。EW 方向では、観測との対応がよくなっている。一方、NS 方向では観測よりやや大きめの評価となっているものの概ね対応している結果が得られた。B1F の応答は 0.5~1 秒でやや過小評価しているが、それ以外の周期ではよく対応している。

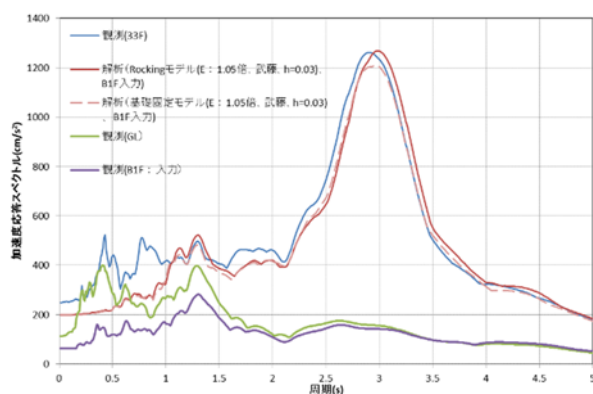


X 方向通り (NS 方向)

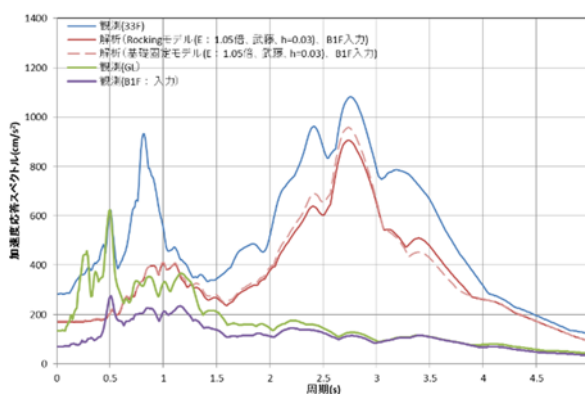


Y 方向通り (EW 方向)

図 8-26 3.11 本震の基礎固定モデルの加速度波形とスペクトル
(武藤モデルと武田モデルの比較、B1F 観測波入力)

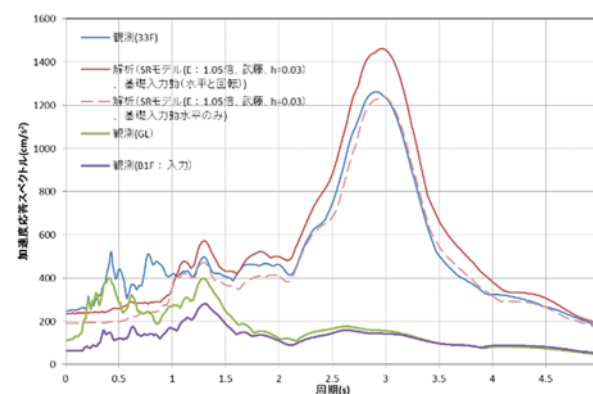


X 方向通り (NS 方向)

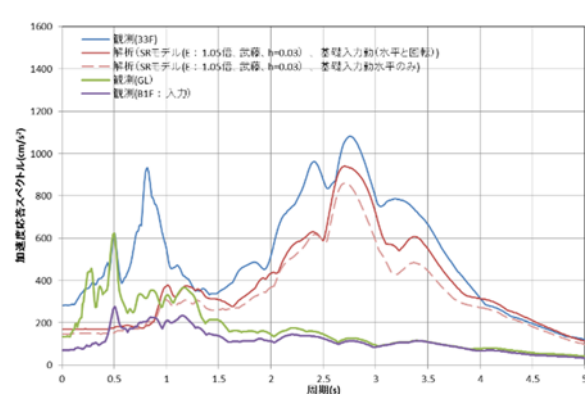


Y 方向通り (EW 方向)

図 8-27 3.11 本震の Rocking モデルの加速度波形とスペクトル
(基礎固定モデルと Rocking モデルの比較、B1F 観測波入力)



X 方向通り (NS 方向)



Y 方向通り (EW 方向)

図 8-28 SR モデルによる 33F の加速度応答スペクトル
(基礎入力動の回転の有無による比較、3.11 本震)

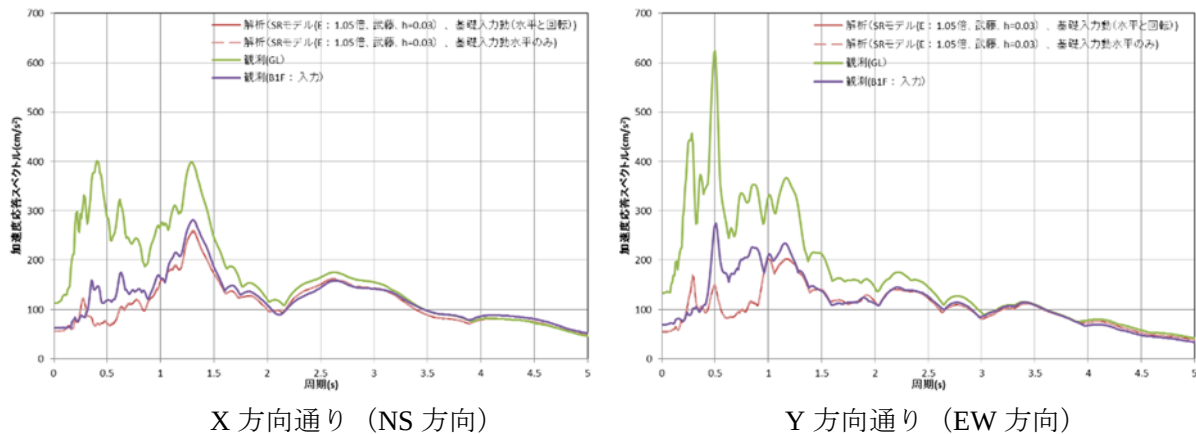


図 8-29 SR モデルによる B1F の加速度応答スペクトル
(基礎入力動の回転の有無による比較、3.11 本震)

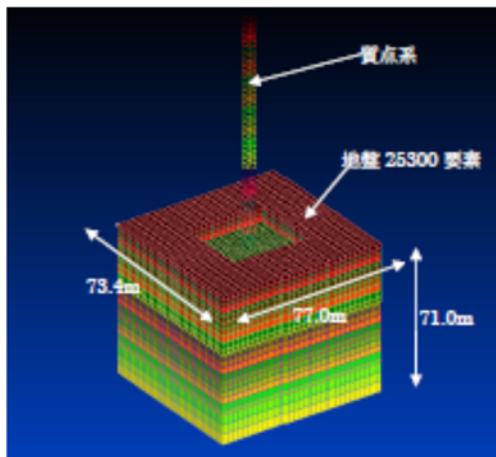
2) 一体型モデルによるシミュレーション

2)-1 モデル化の概要

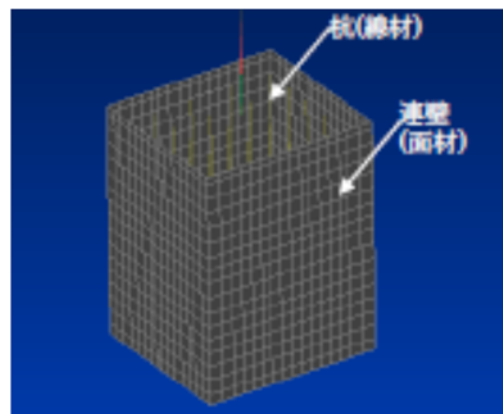
一体型モデルの概要を図 8-30 に示す。上部構造は 36 質点の質点系モデル、底盤は剛基礎とし、地盤は $77.0 \times 73.4 \times 77.0\text{m}$ の直方体メッシュ約 25300 要素とした。建物・基礎近傍の地盤メッシュは、1 本の杭が周辺地盤へ及ぼす影響が杭径($\phi 2400$)の 1 倍程度と考え同程度のメッシュサイズを設定した。また、メッシュの層厚より透過振動数は 8Hz 程度となった。基礎のモデルは、底盤は剛基礎とし、杭は線材、連壁は面材とし、連壁には曲げ剛性も考慮した。杭と連壁は弾性解析とした。材料減衰は、解析の仕様により地盤および上部構造共通とし、初期剛性比例型、周期 $T=0.2\text{sec}$, 3.0sec に対して 3% の Rayleigh 減衰を与えた。建物の非線形ループは武藤モデルとした。解析は陰解法を使用した。

解析条件

- 1) 建物モデル： 質点系モデル（せん断棒モデル）
- 2) 基礎モデル： 底盤は剛基礎、杭は線材、連壁は面材、杭と連壁は弾性解析
- 3) 建物剛性・復元力： 評定資料に準拠
- 4) 建物非線形ループ： 武藤ループ
- 5) 減衰モデル： 初期剛性比例型、Rayleigh 減衰 3% ($T=3.0, 0.2\text{sec}$ に対して)
- 6) 入力地震動： 2011.3.10 前震、2011.3.11 本震



モデル全体



[連壁+杭]部分(地盤を取去り抜粋して拡大)

図 8-30 3 次元 FEM モデル

2)-2 解析結果(前震について)

図 8-31 に前震時の 32F、B1F、および GL の観測と解析の加速度応答スペクトル(減衰 5%)を比較して示す。観測に比較して 32F の解析は、1 次固有周期の周期は NS, EW とともに概ね一致している。振幅は、解析がやや過小になっている。

図 8-32 に観測と解析の伝達関数(B1F/GL)を比較して示す。観測に比較して、2Hz 前後の振動数において解析の入力損失がやや過大となっている誤差もみられるが、高振動数ほど入力損失が大きくなる全体的な傾向は概ね一致していると考ええる。

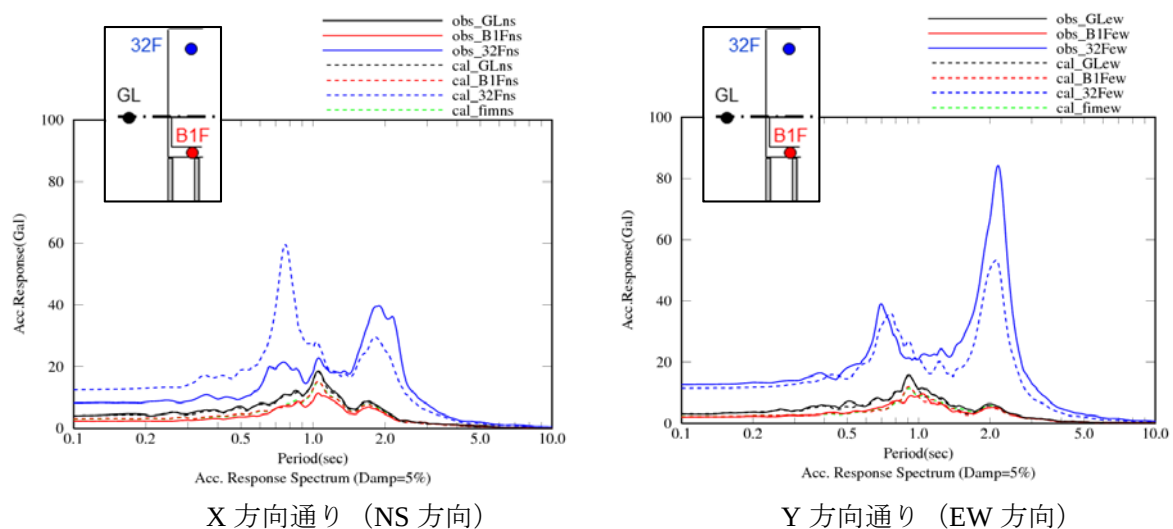


図 8-31 加速度応答スペクトル, 前震, 減衰 5%

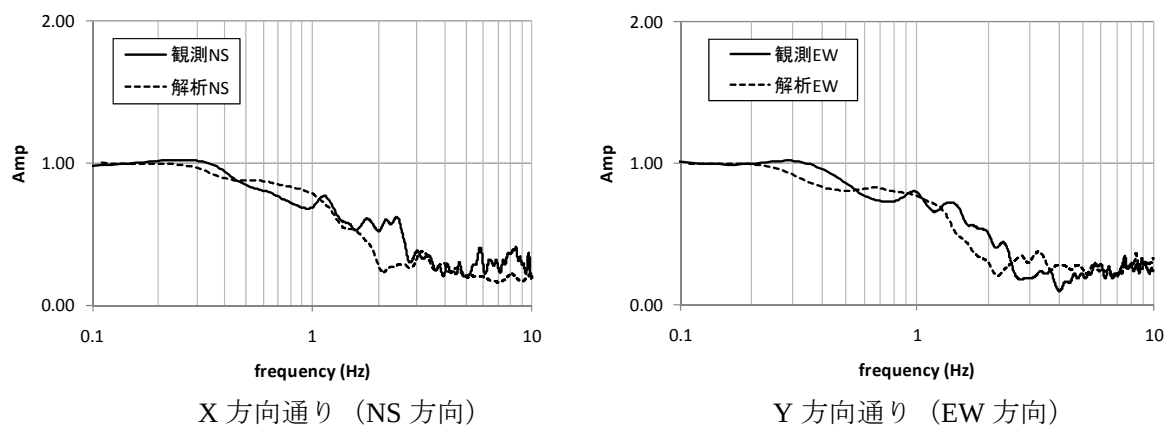


図 8-32 伝達関数(基礎入力動/GL), 前震, Parzen Window 0.3Hz

2)-3 解析結果(本震について)

図 8-33 に本震時の時刻 $t=120\text{sec}$ における変形図のスナップショットを示す。側面図では、地盤を透明化させて連壁の変形性状を示している。図より、連壁がせん断変形および曲げ変形していることが確認できる。

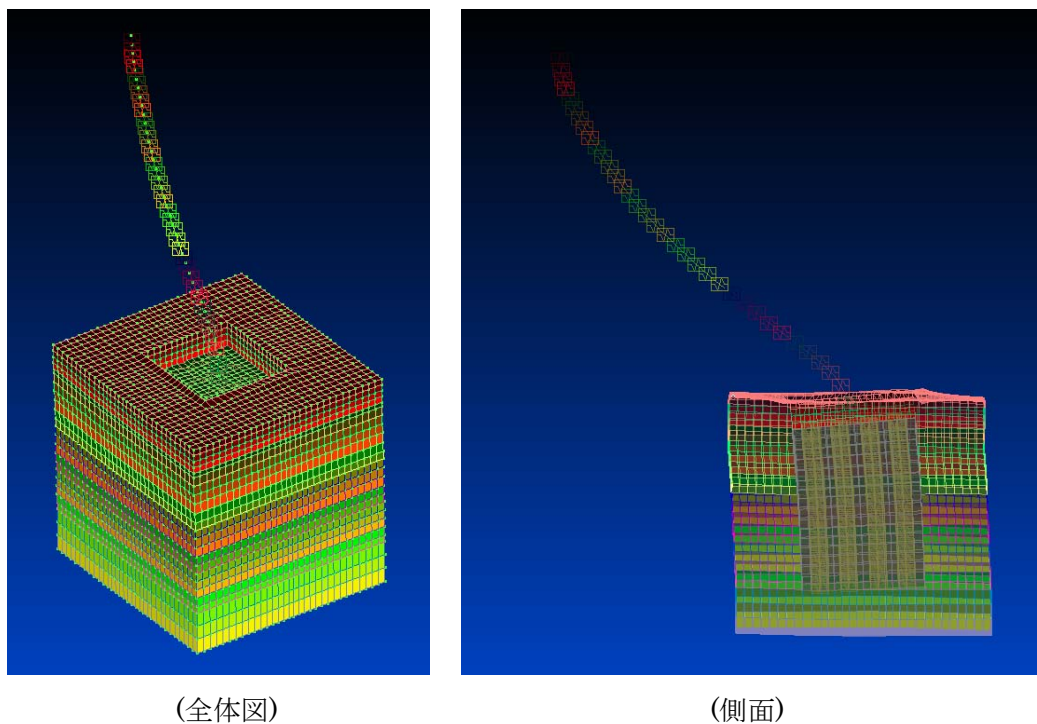


図 8-33 変形図, 本震, 時刻 120sec

図 8-34 に 32F、B1F、GL の観測と解析の加速度応答スペクトル(減衰 5%)を比較して示す。32F は、建物の一次固有周期(約 2.0sec)が周期、振幅ともに概ね一致している。

図 8-35 に観測と解析の伝達関数(B1F/GL)を比較して示す。計算では 1.0~1.5Hz において、観測に比較して過小となる落ち込みがみられる。これは、当該振動数などから地盤・連壁の振動が

関係していることが推定される。その他の振動数帯についても誤差はあるものの、全体的な入力損失の傾斜は概ね対応している。

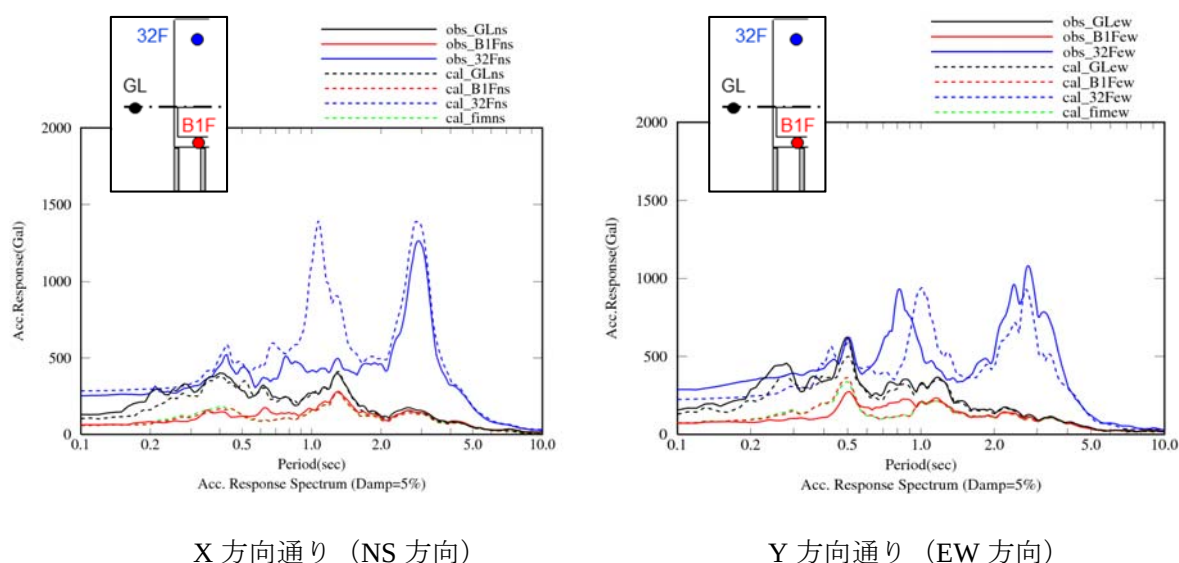


図 8-34 加速度応答スペクトル, 本震, 減衰 5%

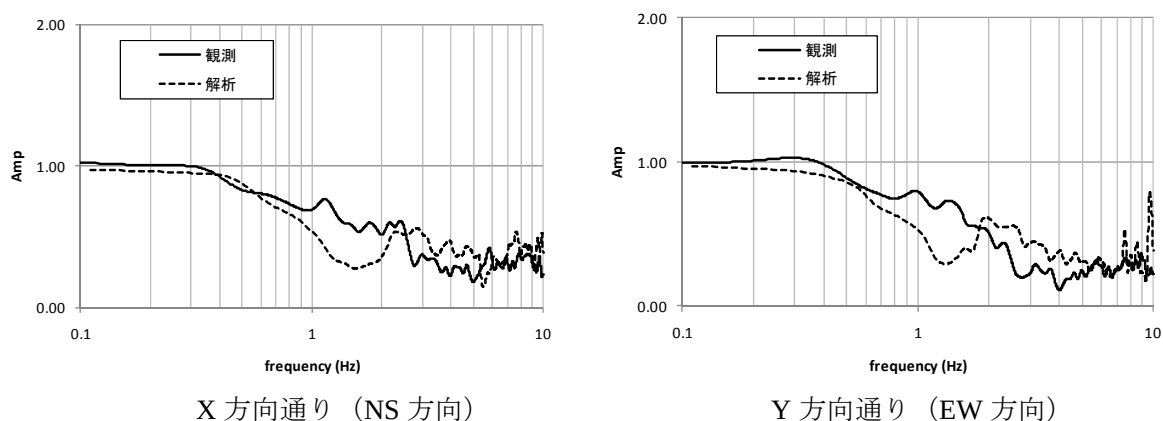


図 8-35 伝達関数(基礎入力動/GL), 本震, Parzen Window 0.3Hz

図 8-36 に最大せん断ひずみ図を示す。これは、モデル中央を通る切断面を表示している。連壁の内部は、周辺地盤に比較してひずみが小さく、連壁の地盤拘束効果が明瞭に確認できる。また、図 8-37 に、建物および基礎を取り去った自由地盤モデルの最大ひずみを示す。この自由地盤と前述の建物付モデルとの比較より、建物付モデルの境界部の応答は遠方の自由地盤とほぼ同じとなっていることが確認できる。

図 8-38 に連壁のせん断ひずみ、図 8-39 にせん断応力度の分布をそれぞれ示す。せん断ひずみは最大箇所(角隅)において 1/6000 程度、応力度は 1.5N/mm² 程度である。主応力度式から算定したひび割れ強度約 1.4N/mm² を局所的に超えるか同等程度の応力レベルである。

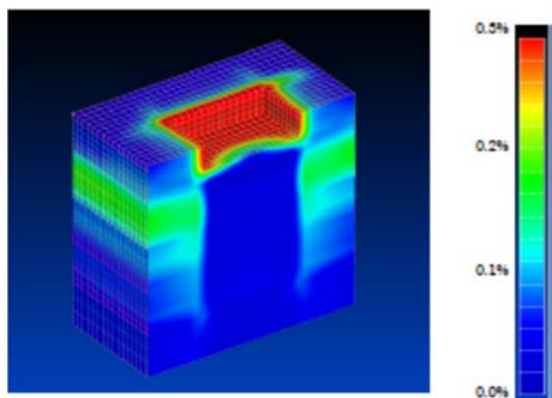


図 8-36 最大せん断ひずみ図, 本震図

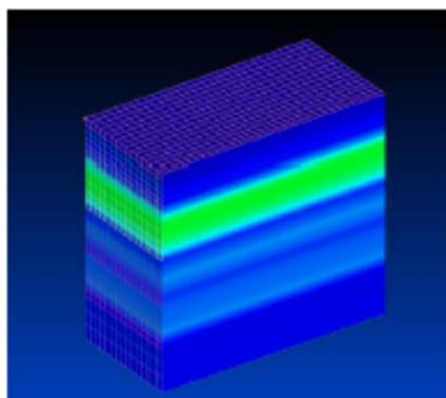


図 8-37 自由地盤の最大せん断ひずみ図, 本震

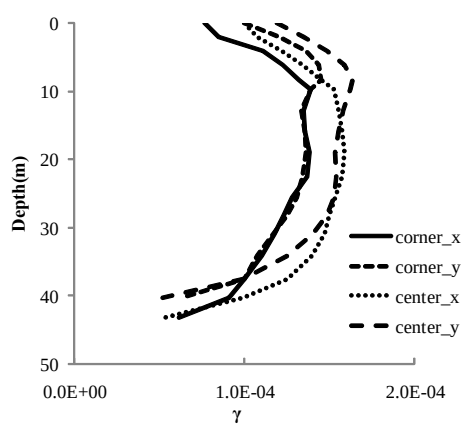


図 8-38 連壁のせん断ひずみ分布, 本震

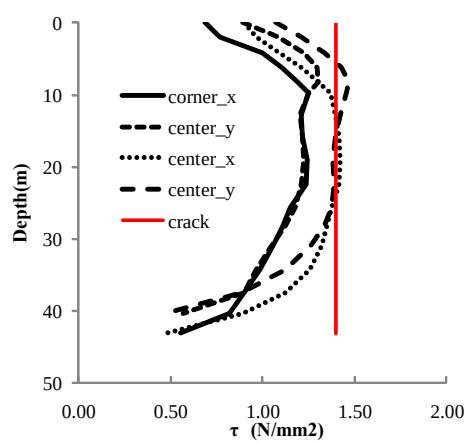


図 8-39 連壁のせん断応力度分布, 本震

3) 基礎構造形式の違いが基礎入力動と建物地震応答に与える影響

基礎入力動の回転成分の有る場合と無い場合で 33F の加速度応答スペクトルを比較した前節 1)-4 の図 8.28 によると、建築物 SN2 の場合、基礎入力動の回転成分が上部構造の応答に無視し得ない影響を及ぼしている。このような回転成分の影響を含む基礎入力動と基礎構造形式との関係について検討する。

以下では、連壁基礎を杭基礎に置き換えた建築物モデルを新たに作成し、連壁基礎の建築物との比較を行う。解析手法は 3 次元 FEM とする。図 8-40 に解析モデルを示す。杭基礎モデルは、連壁基礎モデルの連壁を取り去り、代わりに内部杭と同径の杭を追加した。建築物モデルは、図 8-41 の仮想鉄骨造 15 階建築物について検討する。このように建築物モデルを置き換えたのは、入力相互作用の影響をより受け易い周期帯において、基礎入力動と建築物の地震応答との関係を検討することを意図している。15 階建築物の基礎は上部構造の規模に応じたものとして、連壁厚さは $t=600\text{mm}$ 、杭径は $\phi 1800\text{mm}$ としている。

各基礎の地盤との相互作用を確認するため、図 8-42 に超高層建築物の場合の地盤の最大せん断ひずみ図を示す。連壁基礎では、連壁内部の地盤のひずみが周辺部に比較して小さく、連壁による拘束効果が表れている。杭基礎では、杭位置のひずみが薄い影のように確認できるものの、連壁のような明瞭な拘束効果はみられない。杭間の地盤とその周辺の地盤はほぼ同様のひずみを示している。

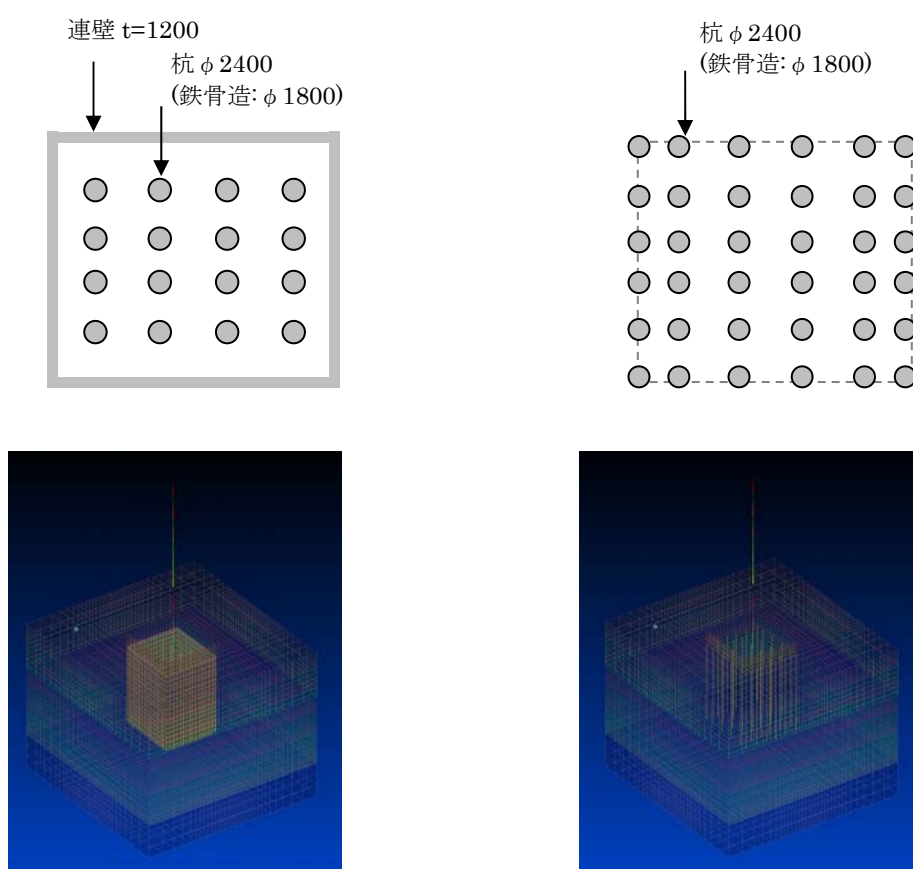


図 8-40 連壁基礎（左）と仮想杭基礎（右）モデル

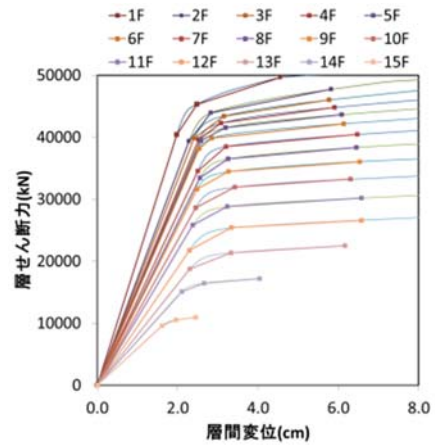
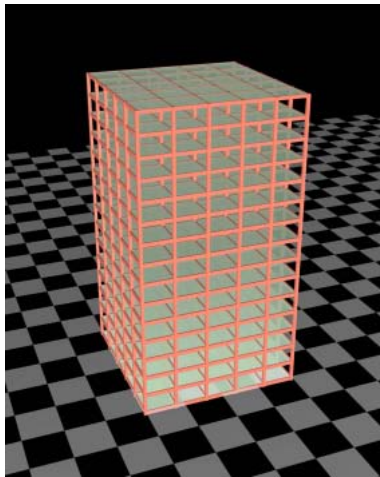


図 8-41 仮想鉄骨造 15 階建築物

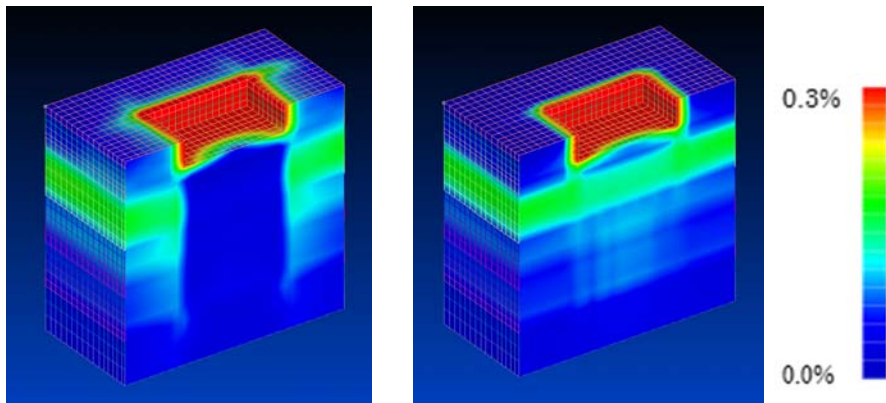


図 8-42 最大せん断ひずみ図（連壁（左）と仮想杭基礎（右））

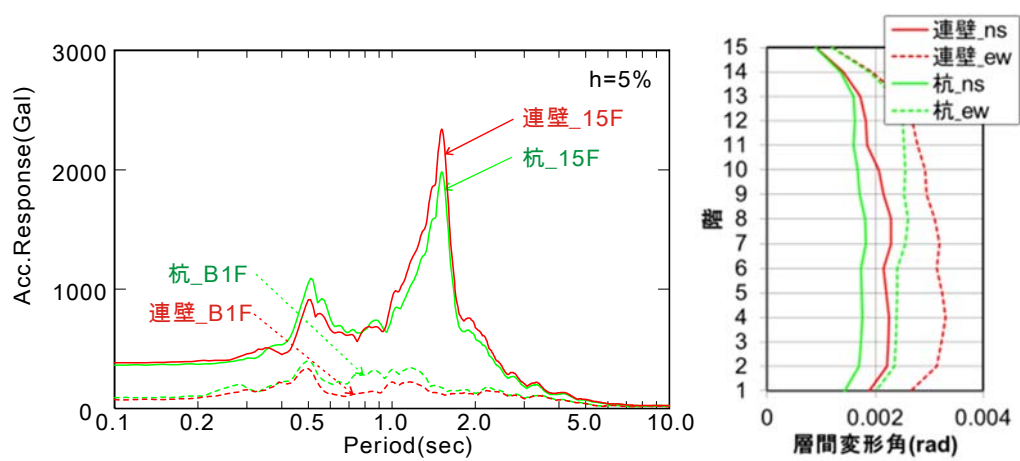


図 8-43 仮想 15 階建築物の応答（連壁基礎と仮想杭基礎）

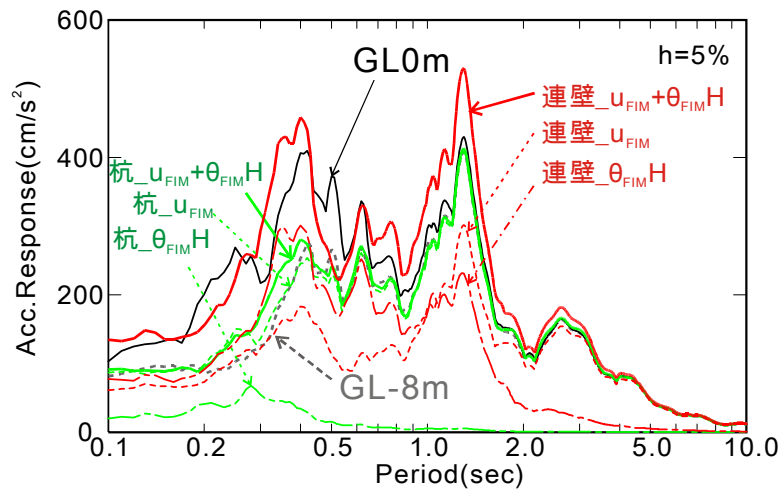


図 8-44 基礎の水平動・回転動の評価

図 8-43 に鉄骨造 15 階建築物の応答結果として 15F と基礎(B1F)の加速度応答スペクトルと最大層間変形角を示す。B1F での加速度応答スペクトルは、連壁基礎の方が杭基礎と比較して小さい。逆に 15F 加速度応答スペクトルは、連壁基礎の方が杭基礎と比較して大きくなっている。建築物の最大応答層間変形角においても、全層について連壁基礎の方が杭基礎に比べ大きい。

図 8-44 に、連壁基礎と杭基礎について水平成分 u_{FIM} 、回転成分に有効高さを乗じた $\theta_{FIM}H$ 、およびこれらの和($u_{FIM} + \theta_{FIM}H$)を比較して示す。連壁基礎の水平動成分は杭よりも小さいが、回転成分が連壁の短周期側で大きく励起されている。一方、杭基礎には回転成分はほとんどみられない。水平動と回転動の和をみると連壁基礎が杭基礎を上回っており、上記の逆転現象は、連壁において励起された回転動が建築物応答を増大させた結果と考えられる。また、杭基礎の入力動はほぼ地表面応答(GL0m)と同じとなっているが、連壁基礎は回転成分を考慮すると、地表面よりも大きい。

以上の結果は、基礎入力動の評価において、水平成分だけでなく回転成分の評価も重要となり得ることを示すものである。

(4) まとめ

建築物 SN2 において 2011 年東北地方太平洋沖地震の本震時に観測された記録を用いて、露頭波の検討と、分離型モデル及び一体型モデルを用いたシミュレーションを行い、以下の結果および知見を得た。

①露頭波の検討

- 1) 露頭波の検討時に有効応力解析を実施したが、最大過剰間隙水圧比は約 10%以内に留まっていた。観測記録と有効応力解析及び全応力解析による地表での加速度応答スペクトルを比較したが、三者はほぼ一致しており、このことから、過剰間隙水圧比の上昇の影響はほとんどないことが確認された。

②分離型モデルによるシミュレーション

- 1) 連壁基礎の特性を再現できるモデルを用いて基礎入力動を求めた。水平成分について、その伝達関数(FIM/GL)は、観測記録による基礎応答の伝達関数(FR/GL)と良く対応しており、これにより解析結果の妥当性が確認された。水平成分と同時に求まる回転成分の上部構造への影響を加速度応答スペクトルとして評価したところ、無視し得ない影響を有することを示す結果が得られた。
- 2) 解析より求めた基礎入力動(水平・回転)を SR モデルに入力した。解析の建物応答は、観測と概ね一致した。

③一体型モデルによるシミュレーション

- 1) 前震、本震ともに、解析の建物の加速度応答の 1 次周期は観測と概ね一致した。
- 2) 地盤の最大ひずみの分布より、連壁基礎による地盤の拘束効果が明瞭にみられた。
- 3) 分離型モデルを用いた場合と同様、伝達関数(基礎入力動/GL)は、観測と概ね一致した。

④基礎構造形式の違いが基礎入力動に与える影響

- 1) 杭基礎と連壁基礎を有する仮想的な建築物モデルのシミュレーションによる地震応答の比較により、連壁基礎の場合には、基礎入力動において回転成分が大きくなり易い場合のあること、また回転成分の影響によって上部構造の地震応答も杭基礎の場合より大きくなる場合のあることを示した。この結果は、基礎入力動における回転成分の評価の重要性を示すものである。

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of N I L I M

N o . 8 6 6 October 2015

建築研究資料

Building Research Data

N o . 1 6 7 October 2015

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

©国立研究開発法人建築研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国土技術政策総合研究所 企画部研究評価・推進課

〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地 TEL 029-864-2675

国立研究開発法人建築研究所 企画部企画調査課

〒305-0802 茨城県つくば市立原1番地 TEL 029-864-2151(代)